

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL
LABORATOIRE CONSTRUCTION ET ENVIRONNEMENT

THESE DE DOCTORAT D'ETAT
EN GENIE CIVIL

***CONTRIBUTION A LA VALORISATION DES TUFs D'ENCROUTEMENTS
EN TECHNIQUE ROUTIERE SAHARIENNE***

Présentée par

Mme MERIEM OUHACHI épouse MORSLI

Magister en Génie Civil

Soutenue publiquement le 16 /12 / 2007 devant le jury :

| | | | |
|------------------------------|-----------------------|----------------------|---------------|
| Président : | Malek HAMMOUTENE | Professeur | (ENP) |
| Directeurs de Thèse : | Abderrahim BALI | Professeur | (E NP) |
| | Jean Marie Fleureau | Professeur | (ECP) |
| Examineurs : | Mohamed-Tahar ABADLIA | Professeur | (U.Boumerdes) |
| | Smain BELKACEMI | Maître de Conférence | (ENP) |
| | Kamel SILHADI | Maître de Conférence | (ENP) |
| Invités : | Ahmed SOUILEM | PDG | (LCTP) |
| | Kamel SOUFI | PDG | (LTPS) |

في الجزء التجريبي الأول، أجريت الأعمال على تصلب طف القشرة، مصدره وأثر العوامل المناخية وطبيعة الاستعمال على الظاهرة. بينت النتائج على وجود كمية ماء التي من أجلها التصلب يكون أعظميا بدون استعمال المعالجة بالرص على الجاف، من أجل هذا النوع من المواد. فيما يخص أصل التصلب، معالجة النتائج بـ MEB وتطور التماسك بين عينات مرصوصة من أجل كميات مختلفة من الماء ومحفوظة في شروط مختلفة بينت تقاربا في تفسير التصلب بدورات تحلل – إعادة التبلور مما يسمح بإيجاد روابط إسمنتية محلية.

تناولت الدراسة التجريبية الثانية تحسين، بإضافة رمل الكثبان، قدرات الطف الجبسي السيئ. بينت نتائج الأعمال أن إضافة رمل الكثبان من أجل نسب مختلفة من 5 إلى 35 %، تكثف المادة المعالجة ونقص كمية الماء اللازمة للرص. وجد أن الحمولة، المقاومة للضغط البسيط والقدرة على ترصيص الخلائط قد تحسنت. النسبة المثالية لإضافة رمل الكثبان قدرت بـ: 25%. لوحظ من أجل هذه النسب ما يلي: انخفاض بنسبة 25 في كمية الماء اللازمة للرص، زيادة بـ: 30 في معامل الحمولة ومعامل القطع أكبر من المعامل الأصلي مهما كانت الإجهادات التي تخضع لها المادة.

الكلمات المفتاحية: طف القشرة، تصلب، جاف، تبلور، طريق، حركة المرور.

Résumé

Les travaux portent sur l'étude expérimentale du phénomène de durcissement et sur la stabilisation des tufs d'encroûtements. Les résultats obtenus ont mis en évidence l'existence d'une teneur en eau pour laquelle le durcissement est maximal et ont exclu tout compactage à sec pour ce type de matériaux. L'analyse des résultats au MEB et l'évolution de la cohésion des échantillons compactés à différentes teneurs en eau et conservés dans diverses conditions convergent vers une explication de l'origine du durcissement par des cycles de dissolution-recristallisation donnant naissance à des liens cimentés locaux. L'étude portant sur l'amélioration des performances d'un tuf calcaire médiocre par ajout de sable de dune, a montré que l'incorporation de ce dernier, à des taux variant de 5 à 35%, densifie le matériau et réduit la teneur en eau optimale de compactage. La portance, la résistance à la compression simple et l'aptitude au compactage des mélanges s'en trouvent améliorées. Le taux optimal d'incorporation de sable de dune est estimé à 25%. A ce taux, on note : une réduction de 25 % de la teneur en eau de compactage; une augmentation de 30% de l'indice portant ; un module sécant supérieur à celui d'un tuf de référence quelles que soient les contraintes auxquelles le matériau est soumis.

Mots clés : tufs d'encroûtements, durcissement, aride, chaussée, trafic, cristallisation,

Abstract

The objective of the experimental work is the hardening of the tuffs of encrusting, its origin and the impact of the environmental factors and implementation on the phenomenon. The results highlighted the existence of water content for which hardening is maximum and excluded any dry compaction for this type of materials. As far as the origin of hardening is concerned, an analysis of the results using the scanning electron microscope and the evolution of the cohesion of the samples compacted with various water contents and preserved under different conditions convergent towards an explanation of hardening by cycles of dissolution-recrystallization giving rise to local cemented bonds. The other part of the experimental study is related to the improvement of the performances of a poor tuff, by addition of dune sand. The results of the work showed that the incorporation of a dune sand, at rates varying from 5 to 35%, leads to a more dense material and reduces the optimal water content of compaction. The bearing pressure, the compressive strength and the compaction of the mixtures are improved. The optimal rate of dune sand incorporation is estimated to 25%. At this rate, it can be noticed a reduction of 25 % of the water content of compaction, an increase of 30% of the bearing index, a higher secant modulus than that of the tuff of reference whatever the constraints to which the material is subjected.

Key words: tuffs of encrusting, hardening, arid, roadway, traffic, crystallization.

Remerciements

La réalisation d'une thèse, loin d'être une oeuvre solitaire, se nourrit des contributions de tous ceux qui sporadiquement ou de manière continue, ont pris part à ce que Mr Soulié a qualifié de « voyage en terre inconnue ». En matière de technique routière saharienne, ce voyage se serait apparenté à une traversée du désert sans les oasis qui ont jalonné ma route, autant de relais, de balises, de rencontres bénéfiques qui ont cristallisé les tufs d'encroûtements.

L'enthousiasme qui m'a animé tout au long de ce parcours aura été alimenté par les encouragements, le soutien et les conseils de tous ceux qui de près ou de loin ont bien voulu porter un intérêt à ma recherche. Ils ont su joindre leur motivation à la mienne et leur aide m'a permis d'éviter grains de sable et ensablement.

Pour avoir été nombreux, je ne pourrais en dresser une liste exhaustive. Qu'ils trouvent ici l'expression de mes plus vifs remerciements et de ma profonde gratitude pour le formidable accompagnement professionnel, amical ou moral, ponctuel ou suivi, toujours déterminant et utile, qu'ils m'ont offert tout au cours de cette entreprise.

Qu'il me soit permis de remercier et de rendre un hommage particulier à mon directeur de thèse, Mr Abderrahim Bali, Directeur du Laboratoire Construction et Environnement, Département de Génie Civil, Ecole Nationale Polytechnique d'Alger. Il a assumé la direction de ce travail avec la rigueur, la probité et l'esprit critique si nécessaires à toute recherche scientifique. Il n'a pas moins fait preuve de qualités humaines qui ont fortifié mes motivations.

Je remercie Mr Jean Marie Fleureau ,codirecteur de thèse, Directeur du laboratoire de Mécanique des Sols, Structures et Matériaux à l'Ecole Centrale de Paris, pour ses conseils avisés et sa disponibilité durant les séjours scientifiques que j'ai effectués au sein de son laboratoire.

Je suis reconnaissante envers Mr Michel Gambin, Expert, Rédacteur en Chef de la Lettre de la Géotechnique, pour son aide, ses conseils avisés et sa vigilance à l'égard de mon travail. Il a su tirer le meilleur de moi-même en m'entourant de sa gentillesse et de sa bienveillance.

Je ferai aussi mention expresse de la contribution significative du personnel des différents laboratoires associés à la recherche, à savoir ceux du Laboratoire de la Société Nationale des Travaux Routiers (SONATRO) ; du Laboratoire des Travaux Publics du Centre (LTPC) ; et du Laboratoire des Travaux Publics du Sud (LTPS). Je voue toute ma gratitude à Mr Soufi, PDG du LTP Sud qui m'a ouvert les portes de la salle des archives.

J'adresse mes remerciements à tous mes collègues pour leur soutien constant avec une pensée particulière à Messieurs Smain Belkacemi, Mahmoud Bensaïbi, Mlle Saida Benmamar, et Mesdames Ratiba Kettab et Guenka Delacroix et son époux Claude.

Je tiens à remercier Monsieur Malek Hammoutène qui m'a fait l'honneur de présider mon jury ainsi que Messieurs Mohamed -Tahar Abadlia, Smain Belkacemi, Kamel Silhadi qui ont bien voulu en faire partie. Mes remerciements également aux invités Messieurs Ahmed Souilem et Kamel Soufi.

Ce travail est dédié :

A mes amies, Zohra, Djamilia et Bouchra

A la mémoire de ma mère, à mon père, à mes frères, sœurs et belles-sœurs.

A ma famille, Ahmed, Tarek et Amel qui m'ont portée, encouragée et motivée.

SOMMAIRE

PRINCIPALES NOTATIONS

LISTE DES FIGURES

INTRODUCTION 1

CHAPITRE I : GEOLOGIE DES ENCROûTEMENTS

| | |
|---|----|
| 1.1 Généralités | 4 |
| 1.2 Les encroûtements calcaires | 6 |
| 1.2.1 Genèse des encroûtements calcaires | 6 |
| a) Provenance du calcaire | 7 |
| b) Transport, dépôt et remobilisation du calcaire | 8 |
| c) Age des encroûtements | 8 |
| 1.2.2 Typologie des formes d'accumulation | 9 |
| a) Les distributions diffuses | 9 |
| b) Les concentrations discontinues | 9 |
| c) Les concentrations continues | 9 |
| 1.2.3 Classification de Ruellan | 10 |
| a) Profil type d'un encroûtement calcaire mûr | 11 |
| b) Classification selon Ruellan | 11 |
| 1.3 Les encroûtements gypseux | 13 |

| | |
|--|-----------|
| 1.3.1 Origine du gypse et des formations gypseuses | 13 |
| a) Les gypses pulvérulents | 13 |
| b) Les encroûtements gypseux | 14 |
| 1.3.2 Profil d'un encroûtement gypseux | 14 |
| 1.4 Les encroûtements gypso calcaires | 16 |
| 1.5 Reconnaissance des encroûtements | 16 |
| 1.5.1 Etudes préliminaires | 16 |
| 1.5.2 Sur le terrain | 17 |
| a) Indices de surface | 17 |
| b) Les sondages | 17 |
| 1.6 Conclusion | 18 |

CHAPITRE II

LES TUF D'ENCROUTEMENTS DANS LA GEOTECHNIQUE ROUTIERE

| | |
|---|-----------|
| 2.1 Généralités | 19 |
| 2.2 Le contexte saharien | 20 |
| a) Les trois unités structurales | 20 |
| b) Aperçu climatographique | 21 |
| 2.3 Critères de choix des tufs d'encroûtements | 23 |
| 2.3.1 La technique routière saharienne | 23 |
| a) Définition de la Technique Routière Saharienne | 24 |
| b) Application de la TRS aux tufs d'encroûtements | 25 |
| 2.3.2 Synthèse de quelques spécifications | 26 |
| 2.3.3 Classification des tufs à partir de leurs caractéristiques mécaniques | 28 |
| a) Définition de la classification | 29 |

| | |
|--|-----------|
| b) Application aux tufs d'encroûtements | 30 |
| 2.4 Synthèse des Caractéristiques géotechniques et mécaniques | 31 |
| 2.4.1 Caractéristiques géotechniques | 31 |
| a) Courbes Proctor modifié | 32 |
| b) Courbes CBR | 33 |
| c) Granulométrie | 33 |
| d) Evolution granulométrique | 33 |
| e) Récapitulatif des caractéristiques géotechniques et mécaniques | 35 |
| 2.4.2 Comportement aux chargements | 36 |
| a) Chargement statique | 36 |
| b) Chargements répétés | 37 |
| 2.5 Les tufs en assises de chaussées | 38 |
| 2.5.1 Structure de la chaussée saharienne | 38 |
| 2.5.2 Les assises en tufs d'encroûtements | 40 |
| a) Les assises en tufs calcaires | 40 |
| b) Les assises en sable gypseux | 40 |
| c) Les assises en gypso calcaire | 42 |
| 2.6 Conclusions | 45 |

CHAPITRE III

PRINCIPES DE DIMENSIONNEMENT DES CHAUSSEES EN TUF D'ENCROUITEMENT

| | |
|--|-----------|
| 3.1 Généralités | 46 |
| 3.2 Rappels succincts sur les graves non traitées | 46 |
| 3.2.1 Définition | 47 |
| 3.2.2 Performances mécaniques | 47 |

| | |
|---|-----------|
| 3.3 Le dimensionnement d'une chaussée souple | 49 |
| 3.3.1 Structure d'une chaussée souple | 49 |
| 3.3.2 Principes de dimensionnement | 50 |
| a) Application aux chaussées en GNT | 51 |
| b) Cas des chaussées en tufs d'encroûtements | 54 |
| 3.3.3 Modes de dégradation des chaussées | 56 |
| a) Les chaussées en GNT | 56 |
| b) Les chaussées en tufs d'encroûtements | 57 |
| 3.4 Conclusions | 58 |

CHAPITRE IV

ETUDE EXPERIMENTALE DU PHENOMENE DURCISSEMENT

| | |
|--|-----------|
| 4.1 Introduction | 59 |
| 4.2 Résultats bibliographiques | 59 |
| 4.2.1 Evolution du durcissement | 60 |
| 4.2.2 Etude du mécanisme de durcissement | 61 |
| 4.3 Etude expérimentale du phénomène de durcissement d'un tuf gypso calcaire | 62 |
| 4.3.1 Identification et comportement géotechnique du matériau d'étude | 63 |
| a) Résultats d'identification | 63 |
| b) Plan expérimental | 67 |
| 4.3.2 Analyse des résultats | 69 |
| a) Influence de la teneur en eau de confection sur la résistance en compression simple | 69 |
| b) Influence de la durée de conservation sur la résistance en compression simple | 72 |
| c) Contribution de chacune des deux composantes dans le processus de durcissement | 74 |
| d) Etat hydrique des échantillons après conservation | 75 |

| | |
|--|-----------|
| e) Résumé des résultats | 77 |
| 4.3.3 Explication physique du phénomène de durcissement | 77 |
| a) Comportement thermique du tuf gypso calcaire | 78 |
| b) Analyse par diffraction X | 79 |
| c) Analyse d'après l'évolution de la cohésion | 79 |
| 4.3.4 Conclusion | 80 |
| 4.4 Etude expérimentale du phénomène de durcissement d'un sable gypseux | 81 |
| 4.4.1 Identification et comportement géotechnique du matériau d'étude | 82 |
| a) Essais de caractérisation | 83 |
| b) Résultats des essais d'identification et de comportement | 84 |
| 4.4.2 Plan expérimental | 84 |
| 4.4.3 Analyse des résultats | 85 |
| a) Influence de la teneur en eau de confection sur la résistance en compression simple | 85 |
| b) Influence de la durée de conservation sur la résistance en compression simple | 86 |
| c) Comportement thermique du sable gypseux | 86 |
| d) Observation au MEB de poudres d'échantillons de sable gypseux compactés et séchés | 88 |
| 4.4.4 Conclusion | 89 |
| 4.5 Conclusion | 91 |

CHAPITRE V

STABILISATION DU TUF DE BECHAR PAR AJOUT DE SABLE DE DUNE

| | |
|---|-----------|
| 5.1 Introduction | 92 |
| 5.2 Synthèse de quelques techniques de stabilisation | 93 |
| 5.2.1 Stabilisation à base de liant hydraulique | 93 |
| 5.2.2 Mélange de tufs et de granulats | 94 |

| | |
|---|-----|
| 5.3 Stabilisation du tuf calcaire de Bechar par ajout de sable de dune | 95 |
| 5.3.1 Utilisation du sable en technique routière | 95 |
| 5.3.2 Identification géotechnique et mécanique des matériaux d'étude | 96 |
| a) Les essais d'indentification | 96 |
| b) Résultats des essais d'identification et de comportement | 99 |
| c) Conclusion | 99 |
| 5.3.3 Plan expérimental | 99 |
| a) Hypothèses | 99 |
| b) Essais | 99 |
| c) Paramètres d'étude | 100 |
| d) Critères d'appréciation des formulations | 100 |
| 5.3.4. Evolution des caractéristiques des mélanges | 101 |
| a) Évolution des indices liés à l'argilosité et du pourcentage de fines | 101 |
| b) Evolution des caractéristiques optimales de compactage | 102 |
| c) Evolution de l'indice portant I_{cbr} | 103 |
| d) Evolution de la résistance à la compression simple R_c | 105 |
| e) Effet de la variation de l'énergie de compactage sur les performances mécaniques | 106 |
| f) Tableau récapitulatif des caractéristiques des mélanges | 108 |
| g) Formulation optimale | 108 |
| 5.3.5 Comportement sous charge statique monotone | 109 |
| a) Courbes contrainte-déformation | 109 |
| b) Loi de comportement mécanique sous charge statique | 111 |
| c) Evolution du module de déformation | 111 |
| d) Comparaison avec d'autres matériaux | 113 |
| 5.4 Conclusions | 114 |

| | |
|---|-----|
| CONCLUSION | 115 |
| PERSPECTIVES | 116 |
| BIBLIOGRAPHIE | 117 |
| ANNEXE A – CARTE DES MATERIAUX LOCAUX EN ALGERIE | 123 |
| ANNEXE B – ZONNES PLUVIOMETRIQUES D’ALGERIE | 124 |
| ANNEXE C – ORGANIGRAMME DE CALCULE DES EPAISSEURS DE CHAUSSEES | 125 |
| ANNEXE D –FUSEAUX SAHARIENS | 126 |
| ANNEXE E –TABLEAUX DE DIFFERENTES SPECIFICATIONS | 127 |
| ANNEXE F –FICHES DE STRUCTURES DE CHAUSSEES | 132 |
| ANNEXE G –ESSAIS D’IDENTIFICATION GEOTECHNIQUE ET MECANIQUE | 137 |
| ANNEXE H - PHOTOS D'EPROUVETTES EN SABLES GYPSEUX | 139 |
| ANNEXE I - PHOTO DU MOULE REDUIT | 142 |
| ANNEXE J – CARACTERISTIQUES DES EPROUVETTES (gypso calcaires) | 143 |
| ANNEXE K – CARACTERISTIQUES DES EPROUVETTES (calcaires) | 144 |

NOTATION

| | |
|-----------------------------------|---|
| C | : Terme de cohésion |
| E | : Module de Young |
| ES | : Equivalent de sable |
| Es | : Module sécant |
| GNT | : Grave non traitée |
| I_{CBR} | : Indice Portant Californien (Californian Bearing Ratio) |
| I_p | : Indice de plasticité |
| L.A | : Coefficient Los Angeles |
| M.D.E | : Coefficient Micro - Deval en présence de l'eau |
| NE | : Nombre d'essieux équivalents à 13 tonne |
| OPM | : Optimum Proctor modifié |
| P | : Contrainte moyenne ($\sigma_1 - 2 \sigma_3 / 3$) |
| q_f | : Charge maximale ($\sigma_{1max} - \sigma_3$) |
| R_{compactage} | : Composante de Rc due au compactage (sans dessiccation) |
| R_{dessiccation} | : Composante de Rc due à la dessiccation |
| Rc | : Résistance à la compression simple : Résistance à la compression simple obtenue après compactage et dessiccation |
| R_{durcissement} | : Résistance à la compression simple obtenue après compactage et dessiccation |
| TCR | : Triaxial à chargement répété |
| TJMA | : Trafic journalier moyen annuel |
| TPL | : Trafic journalier moyen annuel de poids lourds (charge utile > 5tonnes) |
| V.B | : Valeur au bleu de méthylène |
| W | : Teneur en eau exprimée en % |
| Wl | : Limite de liquidité |
| W_{opm} | : Teneur en eau optimale Proctor modifié |
| W_p | : Limite de plasticité |
| γ_d | : Densité sèche optimale de l'essai Proctor modifié |
| ϵ | : Déformation axiale (en %) |
| ϵ_{95} | : Déformation correspondant à 95% de la charge de rupture |
| ϵ_z | : Déformation verticale |
| σ | : Contrainte normale |
| τ | : Contraintes de cisaillement |
| ϕ | : Angle de frottement |

INTITULE DES FIGURES

- Figure 1.1** – Schéma du circuit de la formation des encroûtements calcaires
- Figure 1.2** – Profil type d'un encroûtement calcaire mûr
- Figure 1.3** – Formation d'encroûtements gypseux par dépôt
- Figure 1.4** – Formation d'encroûtements par évaporation
- Figure 1.2** – Répartition des encroûtements en Afrique
- Figure 1.5** – Profil type d'un encroûtement gypseux
- Figure 2.1** – Topographie du Maghreb
- Figure 2.2** – Cellule triaxiale et son instrumentation
- Figure 2.3** – Type de sollicitation triaxiale reproduite au TCR (Paute et al 1994)
- Figure 2.4** – Grille de classification des matériaux non traités selon leurs performances mécaniques
- Figure 2.5** – Classification des tufs au TCR selon leurs performances mécaniques
- Figure 2.6** – Exemples de courbe Proctor de tuf d'encroûtement
- Figure 2.7** – Exemples de courbe Proctor-CBR de tuf d'encroûtement
- Figure 2.8** – Fuseaux granulométriques de tufs extraits de différents encroûtements
- Figure 2.9** – Evolution granulométrique d'un tuf calcaire à ossature en fonction du nombre de passages d'un compacteur vibrant (VC) et d'un compacteur à pneus (CP)
- Figure 2.10** – Variation du module de Young en fonction de la contrainte moyenne
- Figure 2.11** – Courbes d'isodéformations permanentes pour 10^5 chargements
- Figure 2.12** – Coupe transversale d'une chaussée saharienne
- Figure 2.13** – Profil en travers de la chaussée de la RN6
- Figure 2.14** – Profil en travers de la chaussée de la RN16
- Figure 3.1** – Classification des GNT au TCR
- Figure 3.2** – Structure d'une chaussée en GNT
- Figure 3.3** – Classe de portance du sol support
- Figure 3.4** – Schématisation de la structure et de la charge
- Figure 3.5** – Mode de fonctionnement de différentes structures de chaussées
- Figure 3.6** – Les différentes causes d'orniérage des chaussées souples
- Figure 3.7** – Aspect de la surface de chaussée saharienne fissurée
- Figure 4.1** – Evolution de la résistance en compression simple de deux tufs calcaires
- Figure 4.2** – Simulation du durcissement dans une couche sous l'effet de la température
- Figure 4.3** – Courbe granulométrique du tuf de Hassi-Messaoud
- Figure 4.4** - Courbe Proctor modifié du tuf de Hassi-Messaoud

- Figure 4.5** - Variation de l'indice CBR en fonction de la compacité
- Figure 4.6** – Variation de l'indice CBR en fonction de la teneur en eau
- Figure 4.7** – Résistances à la compression simple à différentes compacités
- Figure 4.8** – Evolution des courbes Proctor (Arquié, 1972)
- Figure 4.9** – Influence de la teneur en eau de confection sur la $R_{\text{durcissement}}$
- Figure 4.10** – Influence de la teneur en eau de confection sur $R_{\text{compactage}}$
- Figure 4.11** – Cohésion par capillarité
- Figure 4.12** – Influence de la durée de conservation sur $R_{\text{durcissement}}$
- Figure 4.13** – Influence de la durée de conservation sur $R_{\text{compactage}}$
- Figure 4.14** – Variation de chacune des deux composantes en fonction de la teneur en eau
- Figure 4.15** – Thermogramme d'un échantillon du tuf gypso-calcaire
- Figure 4.16** – Superposition de spectres de rayons X
- Figure 4.17** – Courbe granulométrique du tuf de Ben Guecha
- Figure 4.18** – Courbes Proctor à différentes énergies de compactage.
- Figure 4.19** – Variation de l'indice CBR en fonction de la compacité
- Figure 4.20** – variation de l'indice CBR en fonction de la teneur en eau
- Figure 4.21** – Variation de la résistance en compression simple en fonction de la compacité
- Figure 4.22** – Influence de la teneur en eau de confection sur la résistance à la compression
- Figure 4.23** – Influence de la durée de conservation sur la résistance à la compression
- Figure 4.24** – Déshydratation du gypse à température croissante
- Figure 4.25** – Thermogramme d'un échantillon de sable gypseux
- Figure 4.26** – Perte de poids à 40- 50- 60-70 °C (02 échantillons)
- Figure 4.27** – Photos MEB de poudre de sable gypseux de Ben Guecha
- Figure 4.28** – Micro - analyse de poudre de sable gypseux de Ben Guecha
- Figure 5.1** – Courbes granulométriques du tuf de Bechar et du sable de dune de Bechar
- Figure 5.2** – Courbes de compactage du tuf de Bechar et du sable de dune Bechar
- Figure 5.3** – Indices CBR du tuf de Bechar en fonction de la compacité
- Figure 5.4** – Variation de l'indice portant en fonction de la teneur en eau
- Figure 5.5** – Variation de la résistance en compression simple en fonction de la teneur en eau
- Figure 5.6** - Evolution des caractéristiques des mélanges en fonction du taux d'incorporation de sable
- Figure 5.7** – Courbes de compactage des différents mélanges à l'énergie Proctor modifié
- Figure 5.8** – Influence de l'énergie e compactage
- Figure 5.9** – Influence du taux d'incorporation de sable sur la densité des mélanges
- Figure 5.10** – Influence du taux de compacité sur l'indice portant I_{cbr} des mélanges
- Figure 5.11** – Influence du taux d'incorporation de sable sur l'indice portant I_{cbr} des mélanges

- Figure 5.12** – Variation de la résistance à la compression simple R_c en fonction de la compacité
- Figure 5.13** –Variation de la résistance à la compression en fonction du taux d’incorporation de sable de dune
- Figure 5.14** – Courbes tendance des pentes des droites de l’indice I_{cbr} et de la résistance R_c en fonction du taux d’incorporation de sable
- Figure 5.15**- Courbes contrainte- déformation du tuf sans ajout et du tuf + 25% de sable de dune
- Figure 5.16** – Courbe enveloppe du tuf de Bechar
- Figure 5.17** – Courbe enveloppe du tuf de Bechar + 25% de sable de dune
- Figure 5.18** – Définition des différents modules de déformation
- Figure 5.19** – Courbes contrainte-déformation
- Figure 5.20** – Variation du module sécant en fonction de la contrainte moyenne du tuf sans ajout, du tuf+25% de sable de dune et du tuf de référence de Tafraoui
- Figure 5.21** – Courbes enveloppes du tuf sans ajout, du tuf+25% de sable et du tuf de référence de Tafraoui
- Tableau 2.1** – Tableau comparatif des différentes spécifications
- Tableau 2.2** – Caractéristiques géotechniques et mécaniques des tufs d’encroûtements
- Tableau 3.1**– Classe de trafic selon le guide technique de conception et de dimensionnement des structures de chaussées neuves
- Tableau 3.2** – Valeurs du module d’élasticité attribuées forfaitairement à la GNT en l’absence de résultats d’essais mécaniques.
- Tableau 3.3** – Performances mécaniques des tufs d’encroûtements (CTTP, 2001)
- Tableau 4.1** – Caractéristiques géotechniques et mécaniques du tuf de Hassi-Messaoud.
- Tableau 4.2** – Résistances optimales et teneurs en eau correspondantes
- Tableau 4.3** – Taux de contribution de chacune des deux composantes à 28 jours
- Tableau 4.4** – Taux de perte en teneur en eau à 4 et 28 jours de conservation
- Tableau 4.5** – Taux de perte en teneur en eau à 28 jours de conservation
- Tableau 4.6** – Caractéristiques géotechniques et mécaniques du sable gypseux de Ben Guecha
- Tableau 5.1** – Résistances à la compression simple, obtenues après compactage et séchage, sur un sable peu cohérent du Gassi – Touil .
- Tableau 5.2** – Caractéristiques géotechniques et mécaniques du tuf de Bechar et du sable de dune de Ouargla
- Tableau 5.3** - Paramètres des équations des courbes tendances
- Tableau 5.4.** Valeurs de la résistance et de l’indice portant à 96% et 98% de compacité
- Tableau 5.5** – Caractéristiques géotechniques et mécaniques des différents mélanges
- Tableau 5.6** – Caractéristiques des courbes contrainte–déformation
- Tableau 5.7**– Caractéristiques de cisaillement de quelques matériaux routiers

INTRODUCTION

En Algérie, depuis près d'un demi siècle, des milliers de kilomètres de routes économiques, de désenclavement ont été réalisés, dans l'ensemble avec succès, en tufs d'encroûtements. Ces matériaux sont des agrégats de substitution extraits de gisements calcaires, gypseux ou gypso calcaires. Les encroûtements calcaires occupent les zones semi-arides (de 100 à 350 mm de pluie par an), les encroûtements gypseux les zones hyperarides (moins de 100 mm de pluie par an) et les encroûtements gypso-calcaires les zones intermédiaires. L'ensemble de ces formations constituent une suite évaporitique dans l'espace géographique s'étalant du Nord Sahara au Grand Sud [(Djili et al. 1999) ; (Guettouche et al 2006)].

La bonne tenue des routes construites à partir de ces matériaux est à attribuer aux conditions environnementales favorables (qualité des sols supports, conditions pluviométriques..), aux performances mécaniques des tufs mis en œuvre et au savoir faire des techniciens de la route.

En effet, les pionniers de la construction des routes sahariennes ont codifié, sur la base d'essais d'identification (origine, nature chimique, granulométrie, Los Angeles, propreté..) les matériaux dont le comportement a été jugé satisfaisant sur chantier. Après la construction de plus de 2200 km de route en milieu désertique, une Technique Routière Saharienne (TRS) [(Fenzy, 1966), (Fenzy, 1970)] a été mise au point.

Depuis, des travaux ont été menés sur ces matériaux.

Des spécifications ont été proposées [(CTTP, 2001) ; (Stuillou et Alloul, 1984)] mais en pratique les techniciens de la route appliquent davantage les critères préconisés par la TRS.

Un intérêt particulier a été porté à l'étude du phénomène de durcissement appelé aussi autostabilisation. Ce phénomène, caractéristique des tufs d'encroûtements, est à l'origine de leur utilisation en technique routière saharienne [(Alloul, 1981) ; (Améraoui, 2000) ; (Ben-Dhia, 1983) ; Boukkezi-Lehbab, 1997) ; (Fumet, 1959) ; (Morsli et al 2005) ; (Peltier, 1959)]. Les résultats concernant l'influence des paramètres environnementaux sur le durcissement sont convergents et complémentaires. Par contre, les conclusions relatives à l'origine du durcissement sont partagées entre les partisans d'une dissolution et recristallisation des fines gypseuses et /ou carbonatées et ceux qui attribuent le phénomène à l'arrangement des grains au séchage dans le cas des tufs calcaires et aux qualités physiques du gypse (angularité, friabilité et finesse) dans le cas des sables gypseux.

La stabilisation à l'aide de liants hydrauliques, objet d'études [(Azzouz, 1997) ; (Boukkezi-Lehbab, 1997) ; (Chiheb, 2001) ; (CEBTP, 1991) ; (Colombier, 1988) ; (Domec et Alloul, 1980) ; (Hachichi et al. 2000)] et de réalisations sur le terrain, a montré ses limites : la technique est coûteuse ; elle devait être préconisée pour améliorer les caractéristiques des tufs destinés à une utilisation en couche de chaussée, pour les routes à *fort trafic* (plus de 300 véhicules poids lourds par jour et par sens) mais les résultats obtenus, pour ce niveau d'exigence, n'ont généralement pas été à la hauteur des attentes.

Des techniques de stabilisation physico-chimique à base de produits organiques, pour les chaussées à moyen trafic, ont été mises au point. Les stabilisants utilisés sont des dérivés aminés

tensioactifs, des résines associées à des agents durcisseurs ou des extraits de végétaux du type lignosulfonates ou lignosulfites. Le but est d'améliorer la tenue des sols fins en diminuant leur affinité pour l'eau en enrobant leurs particules d'un film tensio actif. Ces additifs sont fournis sous forme de liquides, de pâte diluable ou de poudre dispersable. Ils ont une action d'imperméabilisation et/ou d'hydrophobation qui réduit l'imbibition par capillarité et par succion mais qui ne renforce pas les qualités mécaniques de sols intrinsèquement faibles. Ces solutions ont été appliquées dès la construction des premières routes sahariennes [(Bouzrara, 2006); (Domec, 1980); (Fumet, 1959); (Morsli et al 2005)]. Cependant cette piste a été abandonnée car le coût de tels stabilisants est devenu exorbitant pour une utilisation en *masse*.

La technique *de mélange de matériaux* semble ouvrir une autre voie. Elle peut porter soit sur une correction granulaire, soit sur une amélioration des caractéristiques géotechniques et mécaniques d'un matériau donné. La seconde solution étant plus adaptée pour les matériaux sahariens.

Actuellement, du fait de l'industrialisation progressive des zones sahariennes, le trafic devient plus dense et surtout plus lourd, le réseau plus important et les chaussées nouvelles doivent rester économiques.

Il apparaît, à travers le travail d'investigation, que la question du dimensionnement des chaussées en milieu désertique revêt une importance secondaire par rapport aux critères de choix des matériaux : une augmentation des épaisseurs de chaussées ne permettra pas l'utilisation de matériaux médiocres et ne réglera pas forcément le problème posé par une intensification du trafic.

Par ailleurs, les caractéristiques mécaniques (déformation caractéristiques et module de Young) obtenues à partir d'échantillons de tufs d'encroûtements testés au Triaxial à chargement Répété [(CTTP, 2001) ; (Paute et al 1994)] placent ces matériau (une fois mis en œuvre), au même niveau de performance que les graves non traitées.

Les tufs d'encroûtements paraissent donc pouvoir encore fournir une solution acceptable au problème posé, sans utilisation de liants, à condition d'aller vers des techniques innovantes. Les efforts devraient, par conséquent, être orientés vers une meilleure connaissance des propriétés du matériau et vers le rétablissement, l'amélioration et l'affinement des indices de choix, indices liés à la fois à la qualité du matériau en place et à sa mise en œuvre.

Le travail présenté ici est une contribution à la valorisation des matériaux locaux dans la géotechnique routière. Une partie est consacrée à la synthèse bibliographique et une autre partie à des études expérimentales : l'une porte sur l'impact de différents facteurs environnementaux sur le phénomène de durcissement et sur l'origine du phénomène ; l'autre porte sur la stabilisation des tufs médiocres par incorporation de sable de dune à différents dosages.

La thèse comporte cinq chapitres.

- Le premier chapitre est une revue bibliographique sur la genèse de la formation des tufs d'encroûtements.
- Le deuxième chapitre est une synthèse bibliographique de l'utilisation des tufs d'encroûtements en géotechnique routière.
- Le troisième chapitre est une analyse critique des principes de dimensionnement des chaussées en matériaux non traités.

- Le quatrième chapitre traite de l'étude du phénomène de durcissement dans une nouvelle approche.
- Le dernier chapitre est consacré à la stabilisation des tufs d'encroûtements par la technique de mélange de matériaux.

CHAPITRE 1

GEOLOGIE DES ENCROûTEMENTS

1.1 GENERALITÉS

Le mot tuf du Latin *tofus* est défini de la façon suivante par le Dictionnaire HACHETTE encyclopédique illustré (1997) :

« Roche non homogène poreuse, souvent pulvérulente, soit d'origine sédimentaire (tuf calcaire), soit d'origine éruptive (tuf volcanique), agrégat qu'on trouve sous forme de strates grossières, souvent sous une mince couche de terre ».

Une définition plus élaborée est donnée par le géologue Moret (Moret, 1962) :

« Les tufs volcaniques sont des produits de projections volcaniques, lapillis ou cendres, stratifiés par l'action de l'eau ».

« Les tufs sédimentaires sont des incrustations irrégulières et spongieuses qui se produisent à l'émergence de sources calcaires et qui renferment de nombreux moulages de plantes et de coquilles. Lorsque ces sources s'épanchent dans un bassin lacustre, le calcaire précipite en une fine poudre cristalline qui se stratifie, en couches régulières. La roche est alors plus compacte qu'un tuf et prend le nom de *travertin* ».

En Afrique du Nord le problème est plus complexe. Les formations appelées, dans le langage courant *tufs*, sont en vérité des encroûtements calcaires, gypseux ou mixtes, vraisemblablement sous l'influence du mot arabe *taffeza* articulé *teuf* en abrégé, qui désigne les grès friables quelque soit le ciment et peut-être aussi du mot berbère *tifkert* qui signifie : tartre, croûte (Horta, 1979).

Les études, relatives aux encroûtements, menées par les pédologues, géologues et géotechniciens remontent à plus d'un siècle. La définition donnée pour chaque type d'encroûtements et les hypothèses avancées pour expliquer la genèse de ces formations dépendent de la spécialité de l'auteur.

La « croûte » (calcaire) a été décrite pour la première fois par Renou en 1848, comme étant un « enduit de surface qui recouvre tous les terrains indistinctement, surtout les terrains d'eau douce et les poudingues et qui suit toutes les ondulations de la surface ; il n'y a rien de géologique et le mécanisme de sa formation me paraît difficile jusqu'à présent à bien expliquer ».

Ludovic, en 1852, définit cette formation calcaire comme étant « un immense linceul blanc qui recouvre une grande partie de l'Algérie ».

Depuis le terme croûte (ou encroûtements) fût étendu à toute formation blanchâtre rencontrée à faible profondeur dans le sol.

Depuis, les spécialistes débattent sur *la genèse* de la formation des encroûtements et sur *les différentes formes d'accumulation de calcaire* dans le sol. Nous citerons à titre d'exemple les travaux publiés dans le cadre du séminaire international sur « les croûtes et les encroûtements calcaires » qui s'est déroulé en 1975 à l'Institut National d' Agronomie ; les travaux de J. H. Durant en 1959 sur « les sols rouges et les croûtes en Algérie » ; ceux de Ruellan en 1963 sur « les horizons d'individualisation et d'accumulation du calcaire dans les sols du Maroc » , ceux de Horta (1979) portant sur les encroûtements en Algérie, les travaux de synthèse de Vogt en 1984. Plus récemment, des travaux ont été menés sur la distribution verticale et spatiale du calcaire dans les sols de l'Algérie Septentrionale (Djili 1999) et d'autres sur « l'existence d'un modèle- type d'encroûtement des sols arides et semi arides en Algérie » (Guettouche, 2006).

Afin d'éviter les confusions possibles dues à l'utilisation abusive, même vague, du mot *tuf*, nous utilisons dans tout ce qui suit le mot *tuf* suivi de sa nature chimique qui peut-être : calcaire, gypseuse ou mixte, pour désigner les matériaux issus des encroûtements calcaires, gypseux ou mixtes.

Dans ce chapitre, on se contentera d'une définition généraliste ; quant à la genèse, on présentera les hypothèses autour desquels il semble y avoir eu consensus.

Dans la bibliographie, les encroûtements se définissent comme étant des formations superficielles, tendres, friables, poreuses, légères et de couleur claire. Elles datent du Quaternaire et résultent d'un certain nombre d'échanges par dissolution et précipitation. Suivant leur formation, les tufs d'encroûtements se groupent en trois catégories : les tufs calcaires, les tufs gypseux et les tufs mixtes (Hamrouni, 1975).

On trouve ces formations dans les régions plates à climat aride à semi-aride, favorables à leur formation (Degne, 1976). On les recense (Annexe A) notamment :

En Amérique dans les hautes plaines des Etats-Unis, du Mexique et d'Argentine centrale.

En Afrique dans les « Hamada », les hauts plateaux de l'Afrique du Nord, la plaine de Djefara et du bassin de Ben Gazi en Libye, les dépressions du Nord du Kenya, les steppes de la Tanzanie, les plateaux de la Somalie, les vallées de Botswana et d'Afrique du Sud, dans les zones sèches de Madagascar et du Mozambique, en Namibie et en Angola.

Au Moyen-Orient, on peut citer le Liban, la Syrie, la Jordanie, les pays du Golfe Persique et les régions de Delhi et de New Delhi en Inde.

En Australie, on les localise dans les plaines littorales.

En Europe, les encroûtements sont peu abondants sauf dans certaines régions méditerranéennes et notamment en Espagne.

1.2 LES ENCROûTEMENTS CALCAIRES

En Algérie, les tufs d'encroûtements calcaires occupent les régions sèches de l'Algérie du Nord ; ils couvrent une superficie de plus de 300.000 km².

1.2.1 GENESE DES ENCROûTEMENTS CALCAIRES

Toutes ces études et discussions de spécialistes (géologues, pédologues) sur la genèse des tufs d'encroûtements et les formes d'accumulation de calcaire et de gypse dans le sol peuvent paraître théoriques, voir vaines au géotechnicien et plus encore à l'ingénieur routier. Cependant la reconnaissance des gisements, la façon de les exploiter et les propriétés géotechniques des granulats extraits sont directement liés à la genèse des formations.

Les encroûtements calcaires, en Afrique du Nord, ont été découverts, au siècle dernier (Pomel, 1872). Ce sont des formations constituées principalement de carbonates de calcium (CaCO₃ : calcaire) et de silice ou quartz (SiO₂ : sable). Elles contiennent aussi, en faible quantité, des argiles, des feldspaths et du chlorure de sodium.

De nombreux auteurs se sont intéressés aux processus de formation de ces accumulations dans le sol. Différentes hypothèses génétiques ont été émises et des synthèses ont été établies par différents chercheurs [(Aubert, 1947) ; (Mathieu, 1974) ; (Vogt, 1984)]. Ainsi trois hypothèses sont avancées pour expliquer les accumulations calcaires dans le sol :

- L'hypothèse par ascensum qui fait appel aux processus liés à l'évaporation : remontée de solution par capillaires du sol et précipitation en surface des matières dissoutes.
- L'hypothèse par descensum. Elle remonte aux travaux des pédologues dans les années 20. Sous climat aride ou semi aride, la croûte se forme par lessivage de la partie supérieure du sol et l'accumulation carbonatée s'opère à la base de la zone lessivée. Au carbonate provenant du lessivage peuvent s'ajouter des apports latéraux en solution.
- L'hypothèse de sédimentation. Elle est née vers la fin des années trente (en 1937-1938). les croûtes seraient des constructions sédimentaires, dues aux eaux de ruissellement laminaire.

C'est l'hypothèse de la sédimentation qui recueille actuellement l'assentiment de la plus part des spécialistes d'après les communications données lors du séminaire qui s'est tenu à l'Institut Nationale Agronomique (Mathieu et al., 1976) et des publications plus récentes [(Djili 1999, Gettouche 2006)].

A) PROVENANCE DU CALCAIRE

Le calcaire qui contribue à la formation des encroûtements provient des massifs calcaires solubilisés en hivers et leur transport par les eaux de pluies. La solubilité augmente quand la température diminue contrairement à d'autres matériaux. Elle dépend également de la teneur en dioxyde de carbone dissout dans l'eau.

L'eau chargée de gaz carbonique produit de l'acide selon la réaction chimique suivante :

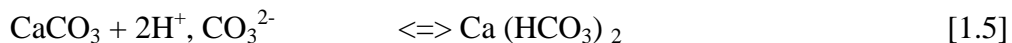
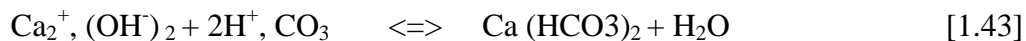


Ainsi le dioxyde de carbone est en équilibre avec l'acide carbonique: H_2CO_3 .

L'acide carbonique en solution se dissocie en H^+ et HCO_3^- , l'ion bicarbonate ou hydrogénocarbonate.

Le calcium dans l'eau est sous la forme d'un cation: Ca^{2+} qui se lie aux anions HCO_3^- pour donner un bicarbonate de calcium $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$ qui est un sel très soluble dans l'eau.

Selon les conditions des réactions chimiques (pression, température, autres éléments minéraux en présence...) on aura :



Le carbonate de calcium, de formule CaCO_3 est un solide de couleur blanche. Le carbonate de calcium précipité a une forme, il est bien ordonné et donne un minéral qui peut cristalliser dans deux formes particulières: la calcite et l'aragonite.

Selon Netterberg (Netterberg,1969), l'eau du sol contient jusqu'à 1% de dioxyde de carbone (contre 0.032% pour l'air). Cette eau interstitielle peut maintenir d'importantes quantités de bicarbonates de calcium. S'il y'a diminution de pression le CO_2 se dégage et le calcaire précipite.

En ce qui concerne la dissolution des calcaires, les organismes vivants jouent aussi un rôle important. Par les sécrétions acides des racines, par leur rejet de dioxyde de carbone dans les eaux de ruissellement, ils contribuent à l'acidité des eaux qui attaquent les calcaires qui affleurent.

B) TRANSPORT, DEPOT ET REMOBILISATION DU CALCAIRE

L'étude des phénomènes actuels d'érosion et de transport sous climat subhumide à semi aride a montré qu'après de violentes précipitations, les écoulements en nappe sur de faibles pentes succèdent aux ruissellements sur des pentes beaucoup plus fortes.

Les particules fines sont entraînées sur plusieurs km. A cela s'ajoute une érosion linéaire par ruissellement qui aboutit à des dépôts lenticulaires de cailloutis.

Ces phénomènes répétés plusieurs fois, entraînent parfois les produits d'érosion sur plusieurs dizaines de km.

La dissolution pendant le transport est importante. L'eau est d'autant plus chargée que la température est plus faible et que son mouvement est plus lent.

Une fois arrivée dans une plaine ou un plateau, l'eau s'infiltré dans le sol. Le calcaire dissout précipite et cristallise lorsque la température augmente. On peut schématiser le circuit de formation des encroûtements, selon l'hypothèse de la sédimentation par la figure 1.1.

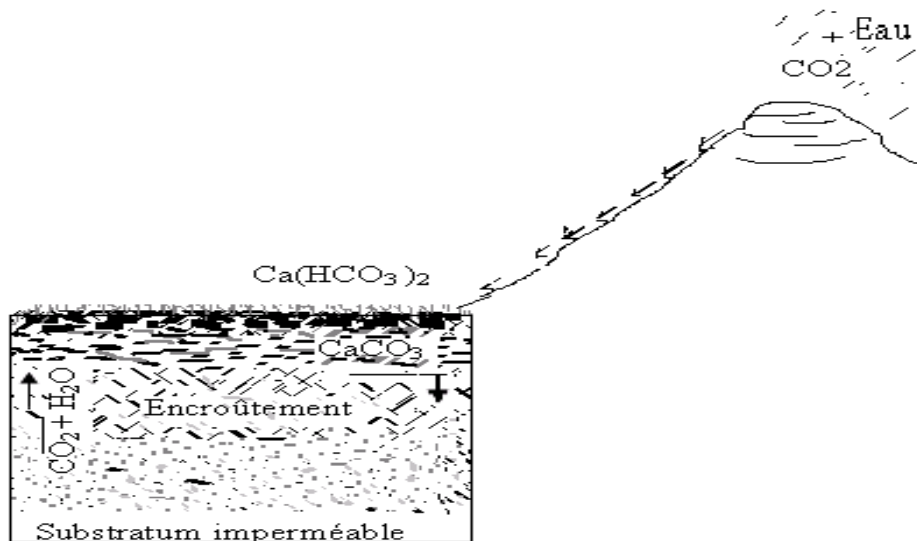


Figure 1.1 – Schéma du circuit de la formation des encroûtements calcaires

Le phénomène est accentué par la succion capillaire liée à l'évaporation et l'évapotranspiration due à la végétation (Netterberg, 1978)

Les phénomènes de succion en abaissant la pression de l'eau interstitielle provoque en effet un dégagement de CO₂ dissout et une précipitation de carbonate.

C) AGE DES ENCROUTEMENTS

D'après A. Ruellan (Ruellan, 1967), les encroûtements les plus jeunes ont 15 à 20.000 ans d'âge alors que les encroûtements mûrs où la dalle compacte est présente, ont quelques centaines de milliers d'années. Ce sont des formations Quaternaires d'âge Villafranchien à l'actuel; cette période étant caractérisée par des successions de périodes pluviales et périodes sèches.

1.2.2 TYPOLOGIES DES FORMES D'ACCUMULATION

Les formes d'accumulation de calcaires dans les sols ont fait l'objet de nombreux travaux [(Boulaine, 1961) ; (Wilbert, 1962) ; (Durand, 1963) ;(Ruellan, 1980) ; (Vogt, 1984) ; (Djili, 1999) ; (Gettouche, 2006)].

Il a été établi que le calcaire peut être individualisé de trois façons différentes :

1. D'une façon qui macroscopiquement paraît diffuse.
2. Sous la forme de concentrations discontinues.
3. Sous la forme de concentration continues.

Le passage des distributions diffuses vers les distributions discontinues et ensuite aux distributions continues s'opère d'une façon progressive.

A) LES DISTRIBUTIONS DIFFUSES

Dans ces horizons le calcaire n'est pas visible à l'oeil nu. Il est présent sous forme de fins cristaux de dimensions inférieures au mm, distribués au hasard dans le sol. La couleur du sol n'est pas modifiée. La teneur en calcaire est inférieure à 40%.

B) LES CONCENTRATIONS DISCONTINUES

La teneur en calcaire se situe entre 40 et 60%. La concentration de calcaire est visible à l'œil nu sous forme de veines très fines ou sous forme d'amas plus ou moins dur. On distingue :

- Les pseudo-mycéliums : fins filaments blancs qui soulignent la porosité et en particulier les pores d'origine radiculaire.
- Les amas friables : ils se présentent sous forme de nodules de couleur blanche à crème et de dimensions variables (environ 1 cm). Ce sont les nodules de J.H. Durand (Durand, 1959). Ils sont disséminés dans le sol et présentent des limites diffuses.
- Les nodules : ce sont des amas durs, subdivisés en granules, nodules proprement dits ou rognons.

C) LES CONCENTRATIONS CONTINUES

C'est un stade plus avancé de la concentration. La teneur du sol en carbonates dépasse les 60%, celle-ci devient continue et masque la couleur définitive du sol qui devient blanchâtre. On a alors à faire aux encroûtements calcaires proprement dits.

Pour ces formations on distingue deux types d'encroûtements :

1. Les encroûtements non feuilletés
2. Les encroûtements feuilletés.

Les encroûtements non feuilletés

Ils sont répartis en deux groupes :

- Les encroûtements massifs : ils sont d'aspect terreux, crayeux ou tufeux, friables. Ces encroûtements correspondent aux encroûtements nodulaires de Ruellan (Ruellan, 1967) ; aux croûtes tufeuses de J. Wilbert (Wilbert, 1962) et T. Vogt (Vogt, 1984) ; aux formations pulvérulentes de J.H. Durand (Durand, 1953) et aux encroûtements calcaires de N. Belouam (Belouam, 1971). Ces formations sont connues chez les autochtones sous les expressions : Tifkert (induré) ou Tafezza (meuble).
- Les encroûtements nodulaires : ce sont des nodules durs pris dans une gangue calcaire. La structure est à la fois nodulaire et polyédrique et parfois finement feuilletée. avec une proportion variable de nodules et rognons plus ou moins durs.

Les encroûtements feuilletés

L'enrichissement en carbonate se poursuivant, il finit par colmater la porosité du sol qui devient imperméable. A la base de la terre végétale va se former une *croûte durcie, feuilletée* et très riche en carbonates (80 à 90 %). Cette croûte peut évoluer vers une formation compacte lithifiée, massive et très dure appelée *dalle*.

Ce sont des concentrations continues où la distribution de calcaire est plus importante au sommet qu'à la base.

La structure feuilletée, est visible à l'œil nu. Elle est le signe d'un encroûtement mûr. Elle repose sur une croûte et est surmontée par la dalle.

L'épaisseur de ces encroûtements est variable (0.5 à 2 m).

- La dalle compacte : elle est constituée par un ou plusieurs feuillets pouvant atteindre 10 à 20 cm d'épaisseur. Elle est de consistance très dure. Sa teneur en carbonate est souvent supérieure à 80%.
- La croûte : c'est une superposition de feuillets. Le taux de carbonate varie de 60 à 90 %. La couleur est généralement blanche à blanc rosé. Son épaisseur peut atteindre les 2 m. Le passage entre la croûte et la dalle compacte n'est pas toujours net, la croûte devenant de plus en plus dure au sommet.
- L'encroûtement nodulaire : il est de même nature que celui des encroûtements non feuilletés. Il constitue la transition entre la partie mûre de l'encroûtement et le sol originel à moindre concentration en calcaire.

1.2.3 CLASSIFICATION DE RUELLAN

Ruellan propose une classification pédologique basée sur l'importance du calcaire dans sa distribution verticale dans un encroûtement. Cette distribution typique des encroûtements mûrs est schématisée par la figure 1.2.

A) PROFIL TYPE D'UN ENCROûTEMENT CALCAIRE MUR

Horizon A

C'est de la terre végétale contenant de la matière organique d'épaisseur faible à nulle, de couleur sombre. Les solutions sont concentrées à cause des racines qui absorbent l'eau mais le calcaire ne précipite pas en grande quantité à cause de l'activité biologique qui alimente le milieu en CO₂.

Horizon Bca

C'est l'horizon d'accumulation proprement dit. Il constitue le corps même de l'encroûtement et comprend le plus souvent :

- Une dalle compacte, dure à forte teneur en carbonates (40 à 80 %) et dont l'épaisseur peut atteindre une vingtaine de cm.
- Une croûte constituée par une superposition de feuillets de dureté plus faible que celle de la dalle. Son épaisseur peut atteindre les 2 m. La différenciation entre la croûte et la dalle n'est pas toujours évidente.
- Une zone nodulaire. Il s'agit de nodules calcaires durs pris dans une gangue calcaire plus ou moins pulvérulente.

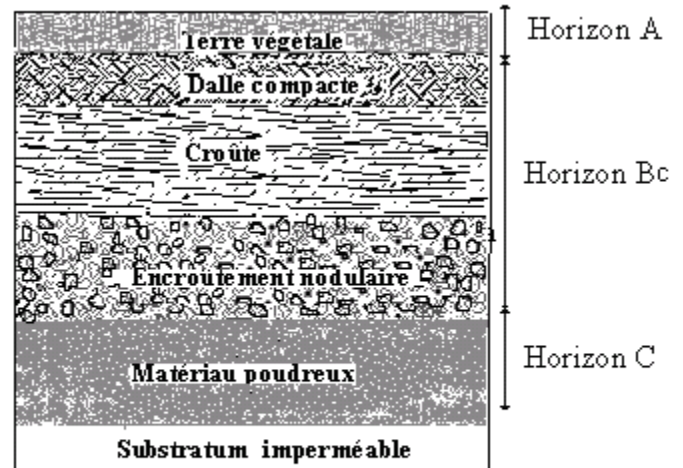


Figure 1.2 - Profil d'un encroûtement calcaire mûr selon Ruellan

Horizon C

Cet horizon constitue le matériau d'origine dans lequel on rencontre cependant quelques nodules. L'activité biologique est moindre, et le manque de CO₂ entraîne une précipitation du calcaire. Les concentrations discontinues d'amas friables est le résultat d'une précipitation assez rapide du calcaire dans des endroits particulièrement poreux (contours de racelles ou bien des vides).

Le passage entre les horizons A et B est assez net grâce au changement de couleur surtout lorsqu'il y'a une croûte ou dalle au sommet Bca. Par contre l'horizon Bca passe très graduellement à l'horizon C sans changement notable de couleur. Le seul indice observable étant la disparition de nodules et de rognons.

B) CLASSIFICATION SELON RUELLAN

Le tableau 1.1 résume les caractéristiques des différents horizons des concentrations continues de calcaire d'un encroûtement présentant un profil très différencié.

Ce sont ces types de formations qui sont susceptibles de produire des matériaux utilisables en corps de chaussées. Les caractéristiques du matériau extrait d'un gisement seront fonction de la zone d'extraction. Par ailleurs, deux échantillons de compositions chimiques identiques, extraits de deux gisements différents, peuvent présenter des caractéristiques géotechniques différentes.

La teneur en calcaire de l'horizon Bca diminue progressivement vers le bas. Sa dureté est plus forte vers le sommet. Le coefficient Los Angeles de la dalle compacte est voisin de 25%. La concentration du calcaire dans les horizons Bca est due à une concentration des solutions d'eau sous cutanées (sous couvert végétale) et à une évaporation du CO₂ en milieu poreux. L'augmentation de la densité de l'horizon Bca ainsi que des contraintes dues à la cristallisation du Ca CO₃ entraîne une migration des particules solides.

Tableau 1.1 – Classification des encroûtements calcaires selon Ruellan

| Dénomination | | Description | Teneur enCaCO ₃ | Épaisseur | Rapports mutuels |
|------------------------------|--------------------------|--|----------------------------|-----------------------------------|---|
| Encroûtements non feuilletés | | 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 | Feuillets superposés et discontinus d'encroûtements massifs ou nodulaires d'épaisseur millimétrique à centimétrique croissant du bas vers le haut. | > 70% | Quelques centimètres A plus d'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 | | | |

Au fur et à mesure que l'encroûtement se forme, sa perméabilité diminue, la cristallisation se fait dans la partie supérieure de l'encroûtement. Les cycles d'assèchement et d'humidification de la partie supérieure de l'encroûtement provoquent un feuillage de la croûte et le durcissement de la dalle compacte.

1.3 LES ENCROûTEMENTS GYPSEUX

Les encroûtements gypseux sont des formations analogues aux encroûtements calcaires. Ce sont des sols caractérisés par une forte teneur en gypse ($\text{CaSO}_3 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$). Ils sont répandus dans des régions où les précipitations sont inférieures à 400 mm/an, quantité insuffisante pour lixivier le gypse [(Alfaya, 2004) ; (Schiote, 2003) ; (Frenkel, 1986)].

Les formations gypseuses que l'on rencontre dans le contexte climatique cité, ont été étudiées notamment par Durand en Algérie (Durand, 1963) mais surtout en Tunisie où elles font partie de tous les paysages du sud. Les investigations ont porté sur l'inventaire et la classification des encroûtements gypseux [(Bureau et Roederer 1960); (Viellefon, 1978)], la morphologie des encroûtements dits "de nappe" (Coque, 1962; Pouget, 1968), et leur fonctionnement hydrique. Les encroûtements gypseux se dressent généralement en couches horizontales affleurantes à subaffleurantes.

En Algérie, ils occupent la grande surface au Sud et Sud-Ouest de Biskra jusqu'en Tunisie.

1.3.1 ORIGINE DU GYPSE ET DES FORMATIONS GYPSEUSES

Le gypse appartient à la famille des évaporites qui sont les roches sédimentaires les plus solubles dans l'eau. Il résulte généralement de l'évaporation de l'eau des lagunes marines sursaturées. Le gypse se rencontre à tous les niveaux des ères géologiques depuis le Cambrien (Pakistan) jusqu'à l'Oligocène (Italie, France, Inde) et même le Quaternaire (Ethiopie).

Le gypse s'est accumulé dans les matériaux sédimentaires, à partir de Crétacé inférieur et jusqu'au Miopliocène sous forme de cristaux ou feuillets disséminés dans les bancs de marne et d'argile et parfois en bancs continus de gypse blanc.

Au cours du quaternaire, le ruissellement a favorisé l'érosion de ces roches mobilisant ainsi une importante quantité de gypse qui s'est concentrée dans les sebkhas et les lagunes où il peut être remobilisé localement par des infiltrations latérales et alimenter les nappes déjà plus ou moins séléniteuses [(Boulaine, 1961) ; (Coque, 1955)].

L'eau de la nappe phréatique intervient en premier lieu dans l'élaboration des croûtes gypseuses par des mouvements verticaux et latéraux diffus. Les infiltrations se produisent lors des pluies. Les fortes chaleurs accompagnées de vents chauds engendrent une évaporation intense, une remontée capillaire des eaux enrichies en sels. La cristallisation du gypse se fait plus facilement que celle du calcaire. La continuité du phénomène est assurée par les fissurations de la partie superficielle en périodes sèches. Cela provoque de nouvelles infiltrations des eaux de surface et la réalimentation de la nappe.

Durant, distingue, en Algérie, les gypses pulvérulents et les encroûtements gypseux.

A) LES GYPSES PULVERULENTS

Les gypses pulvérulents décrits comme étant des « dépôts lagunaires formés au moment de l'assèchement des lacs » (figure 1.3).

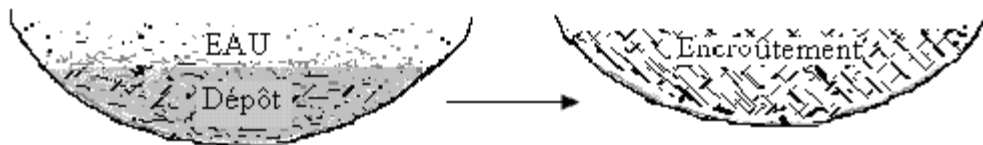


Figure 1.3 – Formation d'encroûtements gypseux par dépôt selon Durant

B) LES ENCROUTEMENTS GYPSEUX

Les encroûtements gypseux et salins se forment au dessus des nappes phréatiques, suffisamment près de la surface du sol pour subir une évaporation telle que la nappe se concentre et dépose des sels. (Figure 1.4).

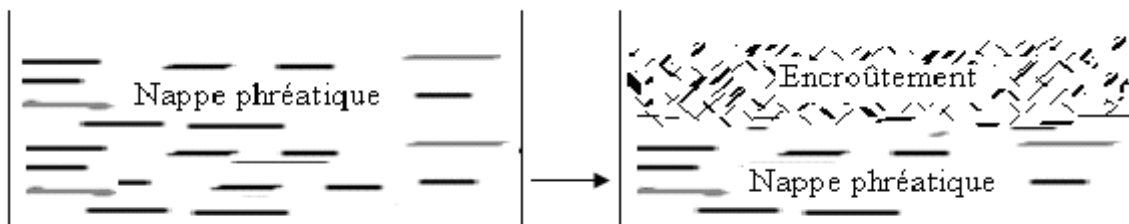


Figure 1.4 – Formation d'encroûtements par évaporation selon Durant

1.3.2 PROFIL D'UN ENCROÛTEMENT GYPSEUX

Le profil d'un sol encroûté par le gypse présente généralement, de haut en bas, trois horizons principaux (Horta, 1979) (figure 1.5).

Horizon supérieur : A

Appelé (tirch) en arabe, cet horizon a une épaisseur comprise entre 10 et 20 cm, il est l'équivalent de la terre végétale en zone tempérée. Cet horizon est caractérisé par l'abondance de racines gypsifiées et par un encroûtement discontinu en feuillets et granules, il est friable, poreux et souvent sableux.

Horizon massif ou pierre à plâtre : B

(Taffeza) en arabe, son épaisseur varie généralement entre 1 et 2 m, il vient juste après l'horizon supérieur. C'est un véritable grès à ciment gypseux, utilisé souvent comme pierre à bâtir à cause de sa dureté remarquable.

Horizon des roses de sable : C

A la base de l'horizon massif, l'encroûtement devient clair, humide et sableux. De gros cristaux de gypse imbriqués apparaissent « *Louss* » en arabe, la nappe est souvent de 50 cm à 1 m en dessous. Au contact direct de la nappe, le gypse cristallise en agrégats de cristaux larges et aplatis qui englobent des grains de sable.

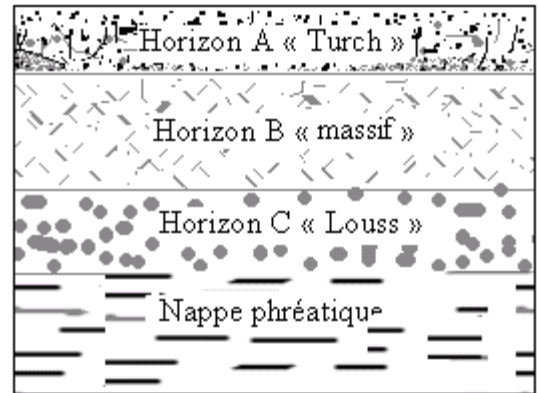


Figure 1.5 - Profil d'un encroûtement gypseux selon Horta

LES SABLES GYPSEUX

Les encroûtements dits « tendres » sont les principaux gisements de tufs gypseux, appelés plus couramment « **sable gypseux** » car ils se débitent en sables dès les premières manutentions. C'est uniquement cet horizon qui a un intérêt en construction routière.

Les encroûtements tendres ne se différencient des encroûtements massifs que par la dureté. L'éloignement de la nappe phréatique a souvent été observé dans ces cas mais n'est pas une règle générale applicable à tous les gisements.

La friabilité de ces encroûtements serait due :

- Soit à un manque de maturité de l'encroûtement. La proximité et la fluctuation de la nappe phréatique prouvent que sa porosité n'est pas entièrement masquée par les cristallisations.
- Soit à un vieillissement de la croûte. La nappe étant très profonde, la régénération ne se fait plus. Les infiltrations superficielles augmentent sa porosité et diminuent sa cohésion.

1.4 LES ENCROûTEMENTS GYPSO CALCAIRES

Les encroûtements mixtes sont des formations de tufs calcaires gypsifiés ou de tufs gypseux calcifiés ; ces formations se regroupent autour de deux pôles, l'un à prédominance sulfatée et l'autre à prédominance carbonatée (Horta, 1980).

Les encroûtements mixtes se retrouvent dans des zones climatiques subhumides, semi-arides et évoluent en formation gypseuse en zone aride.

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

Les plateaux tertiaires tels que ceux de la région de Hassi Messaoud abritent, sous une carapace de surface en calcaire dur, un sol gypseux qui remplit les intervalles de cailloux calcaires mi-durs et anguleux. Cette couche forme ainsi un tuf gypso-calcaire, facile à extraire dans les zones où la dalle de surface est disloquée; il constitue un matériau routier très intéressant, qui a été utilisé pour la route Ouargla-Hassi Messaoud (Inal, 1980).

Guettouche (Guettouche et al 2006) explique la présence des formations calcaires au Nord Sahara, gypseuses plus au sud, dans les régions hyperarides et les gypso-calcaires dans les zones intermédiaires par la suite évaporitique caractérisant résultant de l'évaporation d'une eau, chargée en différents minéraux : le carbonate de calcium précipite en premier (CaCO_3 = aragonite), puis de gypse ($\text{CaSO}_4, 2\text{H}_2\text{O}$), puis la halite (NaCl), et finalement les sels de potassium et de magnésium.

1.5 RECONNAISSANCE DES ENCROûTEMENTS

La recherche des gisements de ces matériaux se fait en deux étapes : une étude préliminaire basée sur des documents (cartes, photos..) suivie de la prospection proprement dite sur le terrain.

1.5.1 ETUDE PRELIMINAIRE

Les cartes pluviométriques et climatiques permettent d'éliminer les régions dont le climat n'est pas favorable à la formation des encroûtements (zone de climat humide ou zone désertique pour les calcaires). A l'issue de cette première sélection on utilise les cartes géologiques pour éliminer les régions dépourvues de calcaire, élément actif dans la cimentation.

Les cartes pédologiques donnant des précisions sur les caractéristiques physiques, chimiques et biologiques des roches permettent d'affiner les résultats précédents. Pour repérer les encroûtements, il convient de se guider par la morphologie du terrain.

Les encroûtements calcaires se forment généralement dans un terrain plat permettant l'accumulation des eaux, leur infiltration et ensuite leur évaporation sur place, on s'intéressera donc aux terrains de faible pente.

On prospectera de préférence les points les plus élevés : c'est, en effet, sur les bosses du terrain que l'encroûtement aura des chances d'être bien développé ; les plus jeunes et les plus plastiques se trouvant dans les plateaux les plus bas, car c'est dans ces endroits que s'accumule préférentiellement les argiles.

Il faut également éviter les points bas humides où les encroûtements risquent d'être altérés par lessivage. Le lessivage se reconnaît aux taches jaunes de limonite qui remplace la calcite des agrégats.

1.5.2 SUR LE TERRAIN

A ce stade, grâce à des éliminations successives, on met en évidence des régions pour lesquelles il y a une bonne probabilité de présence d'encroûtements. Il reste à prouver cette existence et à en préciser l'importance.

Pour cela il existe essentiellement deux moyens :

- L'interprétation des indices de surface et
- Les sondages.

A) INDICES DE SURFACE

L'encroûtement est presque toujours recouvert par la terre végétale. On reconnaît la présence des encroûtements grâce à certaines plantes. D'après Netterberg, (Netterberg, 1978) en Afrique du Sud, les plantes « gabbados, saliebos, ou bittezbo et vaalbos » sont des indicateurs sûrs pour les encroûtements calcaires. Mais l'absence de ces dernières n'implique pas nécessairement la non présence des encroûtements. Un indice précieux pour les régions habitées et cultivées est la présence de blocs de dalles ou « pierre de tuf » enlevés par les cultivateurs et souvent utilisés pour construire des murs.

B) LES SONDAGES

Les gisements de « tuf » sont variables aussi bien verticalement que latéralement. Il importe donc de dresser des coupes précises des sondages de reconnaissance en notant obligatoirement la nature des différents horizons, leurs épaisseurs et profondeur, présence ou absence de dalle, position de la croûte, présence de rognons (diamètre > 40mm) ou de nodules (diamètre <40 mm). On notera aussi le niveau de disparition des nodules et rognons.

On pourra utiliser une tarière mécanique, une carotteuse, pelle hydraulique qui offrent une mobilité et une rapidité d'exécution. Mais ces engins mécaniques présentent deux inconvénients : l'un est l'imprécision de repérage des différents niveaux et l'autre est la difficulté d'attaque des encroûtements mûrs qui sont les plus recherchés. Il est donc préférable de procéder par des puits

creusés manuellement jusqu'au sommet de l'horizon C du sol encroûté. La coupe gagnera en vigueur et le profil pourra être visité autant de fois que l'on voudra.

Sur les encroûtements présentant des caractéristiques favorables (encroûtements feuilletés, présence de dalle..) on prélèvera des échantillons pour des essais en laboratoires.

Les encroûtements gypseux se développent à proximité chotts. Ils ne présentent pas de morphologie caractéristique. Observés sur photos aériennes, ils se présentent sous forme de tâches blanchâtres dans de vaste dépression.

1.6 CONCLUSION

Les encroûtements calcaires sont formations des superficielles du Quaternaire, des zones à climat subhumide à semi-aride : le calcaire solubilisé des massifs montagneux est transporté parfois très loin et est déposé dans les sols. La remobilisation de ce calcaire est guidée par la topographie, l'humidité des sols et la végétation. Le calcaire se concentre à la surface et forme une carapace de 1 à 2 m d'épaisseur. Ce sont les encroûtements mûrs qui intéressent les techniciens de la route.

Les encroûtements gypseux sont des formations analogues aux encroûtements calcaires. Ils occupent les régions à climat hyperaride où le gypse existe déjà dans des formations géologiques anciennes. Les fluctuations de la nappe phréatique ainsi que l'évaporation de la frange capillaire entraînent le dépôt du gypse. Les encroûtements tendres, d'extraction faciles sont utilisés comme matériaux de chaussée et appelés « sables gypseux ».

Les encroûtements gypso-calcaires occupent généralement les zones intermédiaires, la concentration en gypse des gisements évoluant du Nord Sahara vers le Sud.

L'ensemble des formations (calcaires, gypso-calcaires et gypseuses) forme une suite évaporitique dans l'espace géographique s'étalant du Nord Sahara au Grand Sud.

Par ailleurs, la reconnaissance des gisements, leur exploitation, les propriétés géotechniques des matériaux extraits sont directement liés à la genèse des formations.

CHAPITRE 2

LES TUF D'ENCROÛTEMENTS DANS LA GEOTECHNIQUE ROUTIERE

2.1 GENERALITES

Les tufs d'encroûtements constituent une ressource en matériaux routiers particulièrement intéressante et économique pour de nombreux pays à climat aride ou semi-aride. Ces matériaux présentent, lorsqu'ils sont utilisés en assises de chaussées, un comportement bien meilleur que ne laisseraient supposer leurs caractéristiques géotechniques, si on les compare aux spécifications des pays tempérés.

L'étude géologique, basée essentiellement sur la description morphologique des différents types d'encroûtements, peut nous renseigner (chapitre 1) sur la genèse des encroûtements qui a un impact direct sur la prospection et les propriétés marquantes des matériaux extraits de ces gisements.

Néanmoins, en tant que matériau routier, une identification géotechnique et des études de comportement sur chantiers et dans les laboratoires ont été nécessaires pour mieux apprécier ces matériaux et arriver à mettre au point des spécifications permettant de choisir, à partir de paramètres et de seuils préalablement établis, les « bons matériaux ».

Dans ce chapitre, nous présentons une synthèse bibliographique des caractéristiques géotechniques et du comportement mécanique des tufs d'encroûtements ainsi qu'un état de l'art des spécifications appliquées aux tufs d'encroûtements.

Un paragraphe est consacré à la **Technique Routière Saharienne (TRS)** qui est un aboutissement d'expériences vécues sur chantier et de travaux d'investigation menées au laboratoire.

La technique de construction d'une route étant directement liée aux conditions environnementales, nous commençons par présenter le contexte saharien, lieu d'implantation des routes en tufs d'encroûtements.

2.2 LE CONTEXTE SAHARIEN

L'Algérie se divise, en fonction de la géologie, de la lithologie et de la topographie, en trois grandes unités structurales : le Système Tellien, les Hautes Plaines Steppiques et le Sahara (Figure 2.1).

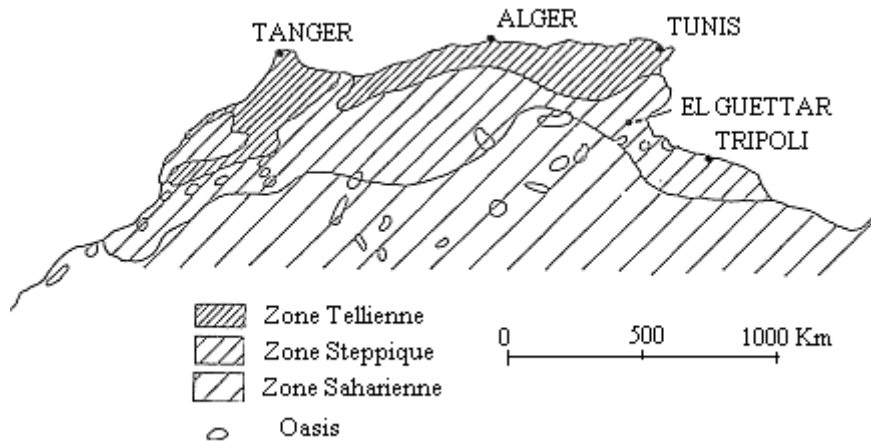


Figure 2.1 – *Topographie du Maghreb* (Hadjiat, 1997).

A) LES TROIS UNITES STRUCTURALES

Le Système Tellien

C'est un ensemble constitué par une succession de massifs montagneux, côtiers et sublittoraux, et de plaines.

Les Hautes Plaines Steppiques.

Localisées entre l'Atlas Tellien au Nord et l'Atlas Saharien au Sud, à des altitudes plus ou moins importantes de 900 à 1 200 m, elles sont parsemées de dépressions salées, chotts ou sebkhas qui sont des lacs continentaux formés au Pléistocène sous l'effet des pluies torrentielles et du ruissellement important qui en découle. On distingue deux grands ensembles

- Les steppes occidentales, qui sont constituées des Hautes Plaines Sud Oranaises et Sud Algéroises.
- Les steppes orientales à l'Est du Hodna, qui sont formées par les Hautes Plaines du Sud Constantinois.

Le Sahara

Le Sahara forme une large plate-forme qui sépare le domaine méditerranéen au Nord du domaine tropical au Sud. Il est constitué de plateaux (hamadas et tassili) et des boucliers où le massif volcanique du Hoggar culmine à 3 000 m d'altitude, de plaines (regs et ergs) et de dépressions (sebkhas et gueltas).

- Les hamadas et les tassilis sont d'immenses plateaux rocheux calcaires de forme tabulaire, à sols squelettiques dominant les vallées des oueds. Le Tassili des Ajjers couvre 350 000 km²
- Les regs, surfaces horizontales de cailloux et de graviers de formes variées, résultent d'une importante érosion éolienne sur les horizons superficiels de sol.
- Les ergs sont des dépôts sableux qui se présentent sous forme de dunes. L'Erg Occidental long de 500 km et large de 150 à 250 km couvre une superficie de 100.000 Km² et fait partie des grands ensembles dunaires sahariens.
- Les dépressions sont soit salées (chotts et sebkhas) soit peu ou pas salées où s'accumulent les eaux de ruissellement (dayas).

B) APPERÇU CLIMATOGRAPHIQUE

Différentes sources de données permettent de caractériser le climat en Algérie :

- Les données de 1913 - 1938 publiées dans "*Le climat de l'Algérie*" (Seltzer, 1946).
- Les données de 1926 - 1950 des stations sahariennes publiées dans "*Le climat du Sahara*" (Dubief, 1950 - 1963).
- Les données de 1913 - 1961 publiées dans la notice de la carte pluviométrique de l'Algérie septentrionale (Chaumont et Paquin 1971).
- La carte pluviométrique publiée par l'Agence Nationale des Ressources Hydriques (ANRH, 1993), Annexe B.
- Données actuelles publiées par l'Office Nationale de la Météorologie.

Les températures

L'Algérie, qui est un pays soumis à l'influence conjuguée de la mer, du relief et de l'altitude, présente un climat de type méditerranéen extra tropical tempéré. Il est caractérisé par une longue période de sécheresse estivale variant de 3 à 4 mois sur le littoral, de 5 à 6 mois au niveau des Hautes Plaines et supérieure à 6 mois au niveau de l'Atlas Saharien.

- La moyenne des températures minimales du mois le plus froid est comprise entre 0 et 9°C dans les régions littorales et entre - 2 et + 4°C dans les régions semi-arides et arides.
- La moyenne des températures maximales du mois le plus chaud varie avec la continentalité, de 28°C à 31°C sur le littoral, de 33°C à 38°C dans les Hautes Plaines steppiques et supérieure à 40°C dans les régions sahariennes.

Les zones climatiques

La carte pluviométrique de l'Algérie montre que la pluviométrie s'étale entre les zones côtières arrosées et les zones sahariennes arides. On distingue:

| | |
|--------------------------------------|--------------------------|
| Zone I : Méditerranéenne humide | $H \geq 600$ mm/an |
| Zone II : Méditerranéenne sub-humide | $350 \leq H < 600$ mm/an |
| Zone III : Semi-aride ou steppique | $100 \leq H < 350$ mm/an |
| Zone IV : Aride ou désertique | $H < 100$ mm/an |

Où H désigne la hauteur moyenne des précipitations annuelles.

Le milieu aride et semi aride est fortement représenté en Algérie du Nord. Il constitue plus de 70% des régions tello-atlasiques, depuis le littoral méditerranéen jusqu'à la marge nord du Sahara.

Ces régions sont le lit privilégié des encroûtements calcaires et gypseux.

- Les précipitations y sont très faibles (inférieures à 350 mm/an), ce qui favorise la bonne tenue de la chaussée, permet l'emploi de matériaux sensibles à l'eau sans traitement.
- L'humidité de l'air est très faible et l'évaporation très forte, ce qui a pour effet d'assécher les sols et de les rendre très portants.
- Les températures sont très élevées l'été et l'ensoleillement important, cela soumet la couche de surface à une agression thermique contraignante, ce qui influe sur le comportement des couches de roulement bitumineuses.

Le sol support

- Les sols sahariens ne se prêtent pas facilement aux classifications internationales et il est difficile de situer un sol plate-forme à l'égard de son comportement dans une classification descriptive précise.
- Exceptés les sables de dune qui présentent un indice portant relativement faible (compris entre 7 et 15), les sols sahariens sont caractérisés par une portance satisfaisante, l'indice CBR le plus fréquent est situé au voisinage de 40 ; ce qui, si on devait appliquer la méthode de dimensionnement des chaussées par la méthodes des abaques CBR, donnerait une structure minimale forfaitaire.
- En dehors des zones submersibles, les teneurs en eau sous-chaussée sont de l'ordre de 5 %, ce qui ne favorise pas les déformations plastiques.

Le trafic

- Le trafic est généralement faible (inférieur à 2000 v/j) avec, cependant, un pourcentage de poids lourds important (supérieur à 40%) et le taux de croissance est de l'ordre de 7%.
- Pour les grands itinéraires, on considère une durée de service comprise entre 15 et 20 ans.

2.3 CRITERES DE CHOIX DES TUFES D'ENCROUITEMENTS

L'établissement des spécifications se fait généralement d'une manière empirique ; cependant, la tendance actuelle est à la classification des matériaux à partir de l'approche dite rationnelle.

Est considéré comme méthode empirique toute méthode qui consiste à codifier, sur la base d'essais d'identification (origine, granulométrie, propreté..), les matériaux dont le comportement est jugé satisfaisant sur le chantier ; les spécifications sont obtenues par recouplement avec différentes expériences de chantier. Elles sont essentiellement liées aux conditions d'exécution des chantiers et aux risques d'évolution du matériau sous l'effet du trafic (attrition, matériau d'essence évolutive...) ou des variations de l'environnement.

Est considérée comme méthode rationnelle, la méthode qui consiste à classer les matériaux en fonction des performances mécaniques du *mélange granulaire* (norme NF P 98-129) et non plus à partir des caractéristiques d'une seule fraction de granulats. C'est l'approche dite *rationnelle* pour l'établissement des spécifications. Elle permet de classer les matériaux suivant la déformation permanente caractéristique et le module caractéristique. Elle offre les éléments nécessaires au dimensionnement rationnel des chaussées. Elle offre les éléments nécessaires au dimensionnement rationnel des chaussées.

2.3.1 LA TECHNIQUE ROUTIERE SAHARIENNE

L'extension rapide des infrastructures routières dans le sud algérien, engendrée par la découverte du pétrole vers les années 1955-1956, a induit à un besoin immense en matériaux de chaussée. Les premières réalisations, remontent aux années cinquante ; elles ont été conçues et réalisées selon la démarche classique. Cependant, la grande monotonie de la géologie et de la géographie saharienne rend l'approvisionnement en matériaux routiers classiques quasi impossible : les matériaux disponibles dans de vastes zones ne sont pas variés, certaines régions sont complètement dépourvues de cailloux et de graviers.

Mettant à profit les avantages qu'offre l'état de sécheresse de ces régions, des chantiers sont réalisés à base de matériaux locaux (tufs d'encroûtement, sable de dune, arènes granitiques, éboulis, limons, argiles...). Ces matériaux, dont les caractéristiques géotechniques et mécaniques s'éloignent des spécifications classiques exigées en zones humides, ont été mis en place après humidification et compactage, en différentes circonstances, sans respect d'aucune règle bien précise. Des expériences ont été cumulées, marquées par des succès et des échecs très instructifs. Ainsi, avant 1962, il a été construit plus de 2.000 km de route en zone saharienne. En 1965, une technique, appelée « Technique Routière Saharienne » (TRS) a pris corps lors du premier congrès de la route qui s'est déroulé à Beni-Abbès [(Fenzy, 1966) ; (Fenzy, 1970)].

A) DEFINITION DE LA TECHNIQUE ROUTIERE SAHARIENNE

La principale innovation de la technique routière saharienne a été l'utilisation en couche de chaussées de matériaux fins, utilisation rendue possible par le climat et par le trafic relativement faible prévu pour les routes à construire.

Les principes de la technique

Les idées de base de cette technique sont les suivantes :

- Les déflexions sous les pneus peuvent être grandes, mais doivent être essentiellement réversibles, car le trafic étant faible et le cumul des déformations permanentes n'est perceptible qu'après une longue période d'exploitation de la chaussée;
- La forme et l'état de la surface doivent faciliter l'écoulement des eaux pluviales afin de réduire les risques d'imbibition;
- Le problème des chotts et cuvettes doit être dissocié de la technique saharienne et considéré comme une exception.

Les principes qui en découlent sont :

- La couche de roulement doit être suffisamment souple pour plier sans rompre;
- Le matériau de la couche de base doit pouvoir supporter des déformations élastiques sans dommage;
- Le climat sec et la faible intensité du trafic favorisent l'utilisation des matériaux locaux même s'ils sont sensibles à l'eau, utilisation proscrite dans les régions humides notamment en couche de base;
- L'épaisseur de la couche de base peut être faible, car le sol support est sec et possède un indice portant immédiat généralement supérieur à 20;
- L'utilisation des matériaux fins sensibles à l'eau en couche de base exige un bon écoulement des eaux de pluies.

Les Critères de choix

En technique routière saharienne, on distingue principalement deux types de matériaux pour couche de base : les matériaux à angle de frottement élevé et les matériaux à cohésion élevée.

Matériaux à « angle de frottement élevé »

Ils sont appelés également : « *matériaux à ossature* ». Ce sont des matériaux analogues aux matériaux dits : « *classiques* » utilisés dans les régions humides, ceux dont les courbes granulométriques doivent s'inscrire à l'intérieur des fuseaux-types de matériaux d'assises routiers tels que le fuseau dit « *Saharien* » ou « *fuseau de Beni Abbés* » particulièrement adapté aux tufs d'encroûtements ou le fuseau de la Transsaharienne (Annexe D).

Les conditions imposées aux matériaux à *ossature* au Sahara, sont les suivantes :

- La courbe granulométrique doit s'inscrire dans un fuseau prédéfini ;
- Le coefficient Los Angeles doit être inférieur à 40 (ou à la rigueur être inférieur à 45) ;

- L'indice de plasticité doit être supérieur à 6 (on admet jusqu'à 10 ou 12 dans le nord du Sahara);
- Une résistance à la compression simple de 10 à 15 bars est souhaitable.

Matériaux à « cohésion élevée »

Ce sont des matériaux fins : la courbe granulométrique passe au dessus du fuseau de référence des matériaux à ossature.

Les conditions exigées pour l'emploi en couche de base des matériaux cohérents sont :

- Résistance à la compression simple comprise entre 20 et 25 bars (pour une compacité de 97 ou de 98% de la compacité opm);
- Teneur en fines < 30%;
- Bonne granularité (cette condition a peu d'importance pour les matériaux d'encroûtements).

Matériaux intermédiaires

Il existe évidemment dans la nature tous les matériaux intermédiaires dont la cohésion et l'angle de frottement sont moyens. L'expérience a montré qu'il fallait se méfier de ces matériaux qui n'entrent pas nettement dans l'une des catégories indiquées ci-dessus, et bien étudier leur cas avant de les accepter dans la couche de base.

B) APPLICATION DE LA TRS AUX TUFs D'ENCROûTEMENTS

L'utilisation des tufs en Technique Routière Saharienne a permis d'établir un fuseau discriminant propre à ces matériaux : le « fuseau de Béni-Abbes » ; qui est une adaptation locale du fuseau de référence AASHO. Le fuseau permet de partager l'espace granulométrique en trois zones, définissant ainsi trois familles de matériaux :

Famille I : matériaux dont la courbe granulométrique se trouve entièrement ou partiellement au-dessous du fuseau (zone I du graphique). Ce sont des matériaux à ossature à forte teneur en vide (ballast). L'emploi des matériaux de cette famille, en assise de chaussée, est envisageable ; mais chaque cas doit être étudié en fonction des risques de ségrégation et de compactage ; parfois la réalisation de planches d'essai est nécessaire avant de se prononcer.

Famille II : matériaux dont la courbe granulométrique est tout entière à l'intérieur du fuseau (zone II du graphique) ; ce sont les matériaux à ossature. On leur appliquera les critères relatifs aux matériaux à angle de frottement élevé.

Famille III : matériaux dont la courbe granulométrique se trouve au-dessus du fuseau, entièrement ou partiellement (zone III du graphique). Matériaux fins, le squelette est inexistant ou noyé dans les éléments fins. On appliquera les critères relatifs aux « matériaux à cohésion élevée ».

Remarque :

Généralement les tufs *essentiellement calcaires* appartiennent à la famille II, les tufs *gypso-calcaires* à la famille II ou III et les tufs *gypseux* à la famille III.

2.3.2 SYNTHÈSE DE QUELQUES SPÉCIFICATIONS

Depuis sa définition, la Technique Routière Saharienne (TRS) a fait l'objet d'un certain nombre d'articles de synthèse et de proposition de spécifications [(Boularek, 1989) ; (CTTP, 2001) ; (Inal, 1980) ; (Larabi, 1998) ; (Morsli et al, 2001); (Struillou et Alloul, 1984)].

En 1984, Struillou et Alloul (Struillou et Alloul, 1984) proposent des spécifications, basées sur les principes de la TRS, définissant avec plus de précision les domaines d'application de chaque catégorie de tuf, les seuils à fixer en fonction du niveau d'utilisation du matériau et de la zone d'implantation de la route et du trafic (Annexe E, Tableau N°1). Les restrictions portent sur la granulométrie, la dureté (coefficient Los Angeles), l'indice de plasticité, la portance (indice portant CBR) et le pourcentage de sulfates et carbonates. La cohésion est exigée uniquement pour les sables gypseux.

En 2001, le CTTP (CTTP, 2001) a joint, dans le Catalogue algérien de Dimensionnement des Chaussées Neuves, des instructions relatives à l'utilisation des tufs d'encroûtement en corps de chaussées. Seules deux catégories de tufs d'encroûtements sont définies : le tufs calcaires et sables gypseux. Les tufs mixtes ne sont pas cités.

On y distingue quatre fuseaux granulaires (deux par catégorie) au lieu d'un seul :

- 0/40 et 0/20 pour les tufs calcaires désignés respectivement par Tuf 1 et Tuf 2 ;
- 0/5 et 0/2 pour les sables gypseux désignés respectivement par SG 1 et SG 2.

Les restrictions portent sur : la granulométrie, les limites d'Atterberg et le taux de carbonate et de sulfates. Une résistance minimale en compression simple est imposée pour les sables gypseux. Des indications sur les zones d'utilisation accompagnent les fiches techniques. Les seuils sont imposés en fonction du niveau de sollicitation auquel est soumis le matériau (Trafic et couche de base ou de fondation) (Annexe F, Fiches 1,2,3.).

Le tableau 2.1 synthétise les paramètres et les seuils retenus par l'Algérie, l'Argentine, la Tunisie et l'Afrique du Sud pour le choix des matériaux pour les assises de chaussées.

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 :

En Algérie les trois spécifications citées sont différentes dans l'approche et la plus récente ne semble pas être un aboutissement logique des plus anciennes :

- On ne retrouve pas le fuseau de spécification de Béni – Abbés.
- Les sables gypseux sont définis par des fuseaux propres.
- La notion de matériaux à cohésion et de matériaux à angle de frottement n'y apparaît plus.
- La cohésion, paramètre mis en exergue par les fondateurs de la TRS, n'est retenue que pour les sables gypseux avec un seuil revu à la baisse.
- Les pourcentages de carbonates et de sulfates ne sont pas introduits de la même manière par Alloul et le CTTP, alors que ce pourcentage n'apparaît pas explicitement dans la TRS. Par ailleurs, les paramètres d'appréciation et de jugement des autres pays utilisateurs sont différents :

Tableau 2.1 – *Tableau comparatif des différentes spécifications*

| Caractéristique | Couche | Algérie Alloul | Tunisie | Argentine | CTTP | Afrique du Sud |
|-----------------------------------|--------|---|----------------------------|-----------|---------|-----------------------------------|
| D max (mm) | F | | < 40 | < 38 | 20 - 40 | 19 - 53 (dépend du trafic) |
| | B | | < 20 | | | |
| % < 80 µm max | F | ≤ 30 | < 20 (lu sur fuseau) | 5 - 20 | 22 - 32 | |
| | B | | | 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 ₃ | F | > 60 | > 40 | — | 45 | — |
| | B | > 70 | > 50 | | | |
| % Sulphates Ca SO ₄ | | Trace Zone II 5 Zone III | < 3 | — | | — |

- Certains pays tiennent compte du trafic (exemple : Afrique du sud et l'Algérie)
- D'autres prennent en considération le niveau d'utilisation des tufs (couche de fondation ou en couche de base).
- La Tunisie, comme l'Algérie, introduit la notion de zone climatique alors que l'Argentine et l'Afrique du Sud ne le font pas.
- Lorsqu'un paramètre est retenu communément par l'ensemble des pays cités, le seuil fixé est différent (exemple du pourcentage de la fraction < 0,08 mm).

2.3.3 CLASSIFICATION DES TUFs A PARTIR DE LEURS CARACTERISTIQUES MECANIQUES

A) DEFINITION DE LA CLASSIFICATION

Cette classification est basée sur les performances mécaniques du matériau soumis à un chargement répété. Elle a été rendue possible grâce à la mise au point par les Laboratoires des Ponts et Chaussées (Paute, 1987) et (Paute, 1994) d'un appareil triaxial à chargements répétés – TCR- spécialement conçu pour l'étude des sols supports de chaussées et des matériaux non traités utilisés en couche d'assise. L'appareil est constitué d'une cellule triaxiale équipée de capteurs de déformation axiaux et radiaux, d'un appareillage de chargement pneumatique, et d'un ensemble informatique d'acquisition de données. Il permet d'étudier le comportement d'éprouvettes cylindriques de grandes tailles, 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur, fabriquées par vibrocompression selon la norme (NF P 98-230-1) (mode de fabrication donnant la meilleure homogénéité en densité des éprouvettes (Balay et al, 1998).

Le chargement est réalisé en exerçant cycliquement et simultanément une contrainte de confinement σ_3 et une surcharge verticale q (aussi appelée déviateur de contraintes). Il reproduit approximativement les sollicitations présentes dans une chaussée lors d'un chargement routier (il ne simule pas la rotation des directions principales des contraintes qui s'opère lors du passage des charges roulantes).

La mesure des déformations est assurée par un ensemble de six capteurs, trois axiaux et trois radiaux, placés dans le tiers central de l'éprouvette.

La figure 2.2 représente la cellule triaxiale et son instrumentation, et la figure 2.3 schématise le type de sollicitation cyclique que permet de reproduire le TCR (Paute et al 1994).

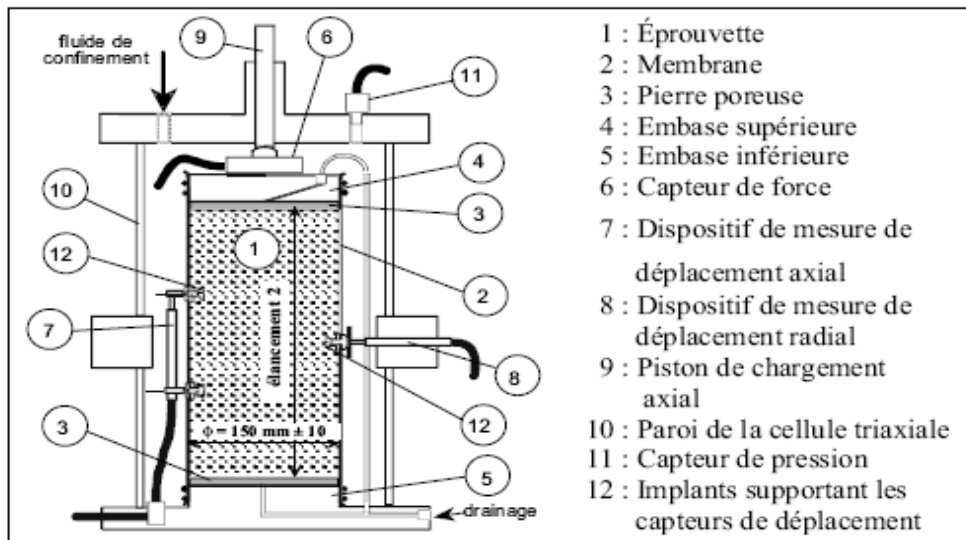


Figure 2.2 – Cellule triaxiale et son instrumentation (Paute et al 1994)

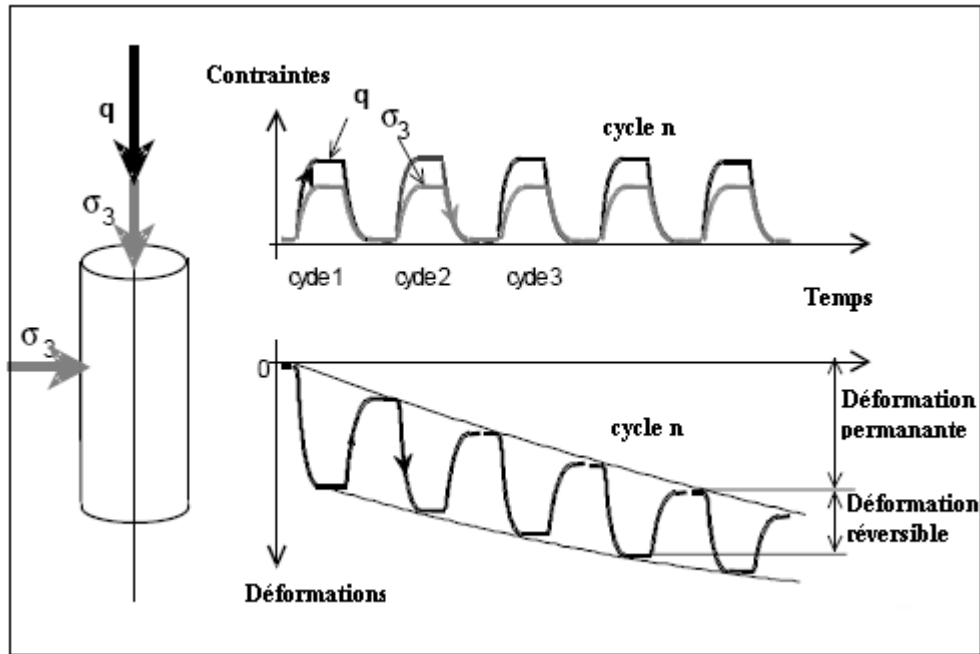


Figure 2.3 – Type de sollicitation triaxiale reproduite au TCR (Paute et al 1994)

La classification du matériau se fait suivant quatre classes définies par les modules caractéristiques E_{1c} et les déformations permanentes A_{1c} déterminés à partir d'essais normalisés (norme NF P 98-235-1).

Ce système permet de prendre en compte à la fois la rigidité propre du matériau et sa sensibilité aux déformations permanentes (figure 2.4).

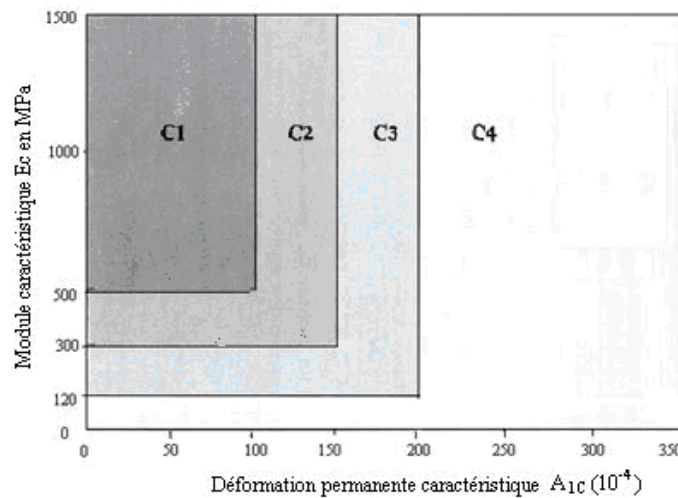


Figure 2.4 – Grille de classification des matériaux non traités selon leurs performances mécanique (CTTP, 2001)

B) APPLICATION AUX TUFES D'ENCROUITEMENTS

L'échelle établie pour les classifications des matériaux locaux à partir des résultats de l'essai triaxial à chargements répétés est la même que celle établie pour les Graves Non Traitées (GNT). La déformation permanente caractéristique A_{1c} , et le module caractéristique E_{1c} , sont obtenus sur des éprouvettes compactées à une teneur en eau voisine de la teneur en eau optimale proctor modifiée (W_{opm}) et de masse volumique apparente comprise entre 95 et 97 % de la masse volumique apparente optimale de l'essai Proctor modifié. Les teneurs en eau de l'essai, $W_{essai} = W_{opm} - 4\%$ correspondant à celle rencontrée dans les chaussées (Djelfa, El-Bayadh).

Des essais au TCR réalisés par le CTTP (CTTP, 2001) ont permis de classer les tufs en fonction des performances mécaniques du mélange granulaire selon la grille pré-établie décrite ci dessus (figure 2.3). Les matériaux testés répondent aux critères de choix préconisés par le CTTP dans le Catalogue de Dimensionnement des Chaussées Neuves soient :

Des encroûtements calcaires (Tuf) de type « tendre » (absence de dalle) caractérisés par :

Une granulométrie continue :

- Tuf 1 : la courbe granulométrique s'inscrit dans un fuseau 0/40 avec un pourcentage de fines de l'ordre de 20%,
- Tuf 2 : la courbe granulométrique s'inscrit dans un fuseau 0/20 avec un pourcentage de fines de l'ordre de 30%,

Des limites d'Atterberg : $WL < 40$, $I_p < 15$

Un taux de carbonates : $CaCO_3 > 45\%$

Des sables gypseux (SG) caractérisés par :

Une granulométrie continue :

- SG1 : la courbe granulométrique s'inscrit dans un fuseau 0/5 avec un pourcentage de fines de l'ordre de 20%,
- SG2 : la courbe granulométrique s'inscrit dans un fuseau 0/2 avec un pourcentage de fines de l'ordre de 50%,

Un indice de plasticité : $I_p \leq 10$

Un taux de gypse + carbonates : $CaSO_4 + CaCO_3 > 45\%$

Une Résistance à la compression : $R_c > 15$ bars à 95 % de la densité OPM et à teneur en eau nulle.

Les caractéristiques mécaniques obtenues à partir de ces essais sont reportées dans la grille de classification (figure 2.5). On note que les matériaux présentent des performances mécaniques satisfaisantes. Ils sont classés dans les zones C1 ou C2 au même titre que des graves dures (§ graves non traitées figure 3.1).

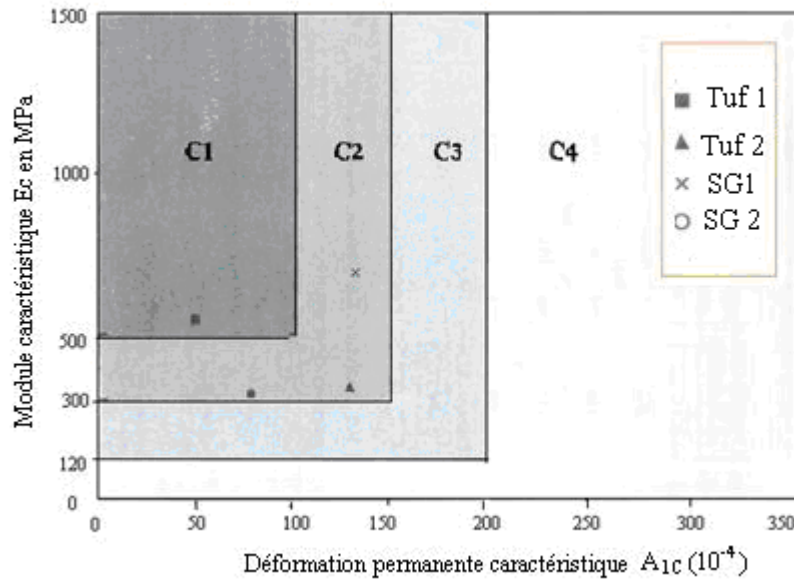


Figure 2.5 – Classification des tufs au TCR selon leurs performances mécaniques
(CTTP, 2001)

Ce résultat met en évidence de la non corrélation entre les caractéristiques d'usure des matériaux étudiés et les performances mécaniques obtenues à partir de simulation plus proche du comportement du matériau en assise de chaussée.

2.4 SYNTHÈSE DES CARACTÉRISTIQUES GEOTECHNIQUES ET MÉCANIQUES

Un récapitulatif des différentes caractéristiques est établi (tableau 2.1) à partir des résultats des travaux de synthèses de Colombier et Horta (Colombier, 1988), (Horta, 1979) et de travaux de synthèse établis par nos soins, à partir de données géotechniques recueillies auprès des laboratoires nationaux.

2.4.1 CARACTÉRISTIQUES GEOTECHNIQUES

L'identification géotechnique et mécanique s'effectue, dans les laboratoires routiers algériens, selon les normes admises en géotechnique classique, avec néanmoins, certaines modifications (Alloul 1981), (Ben Dhia 1983) ; (CTTP, 2001) ; (Fenzy, 1966) ; (Fumet, 1959) ; (Horta, 1971) et (Peltier, 1959). Les caractéristiques de ces matériaux varie d'un encroûtement à un autre comme

elles peuvent varier dans un même gisement, en fonction de la profondeur d'extraction (chapitre 1).

A) COURBES PROCTOR MODIFIÉ

Il s'agit de rechercher la relation entre la densité sèche (γ_d) et la teneur en eau (w) pour l'énergie de compactage de l'essai Proctor modifié

Les courbes Proctor modifié sont relativement plates pour les tufs non plastiques ($I_p < 5$), c'est-à-dire que la densité optimale est peu affectée par la variation de la teneur en eau (figure 2.6).

La présence d'argile ($I_p > 10$) conduit, comme pour beaucoup d'autres granulats, à des courbes pointues, c'est-à-dire que la densité chute fortement lorsqu'on s'éloigne de la teneur en eau optimale. Les densités les plus faibles correspondent aux teneurs en eau les plus élevées.

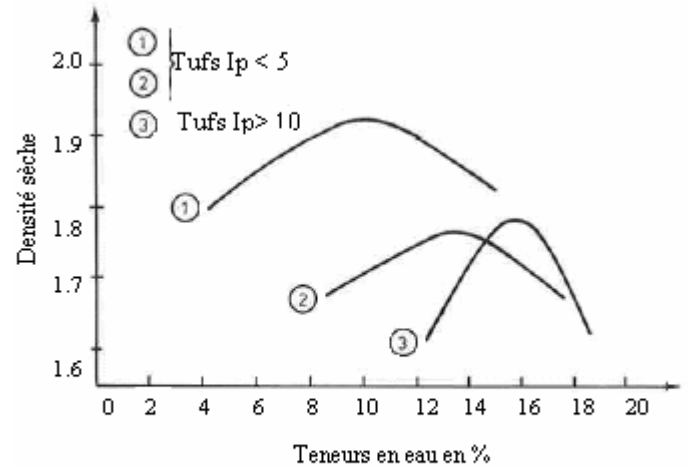


Figure 2.6 - Exemple de courbes proctor (Colombier, 1988),

B) COURBES CBR

La courbe est généralement tracée à partir de 3 moules. Le matériau est compacté à la teneur en eau optimale de l'essai Proctor modifié.

Les résultats sont très variables selon les caractéristiques du tuf étudié. Les valeurs sont d'autant plus élevées que le matériau comporte un squelette dur et que la courbe granulométrique est régulière.

Les indices CBR max sont généralement atteints pour une teneur en eau légèrement inférieure à la teneur en eau optimale Proctor (figure 2.7). Les valeurs des indices varient entre 50 et 150.

L'indice CBR après immersion chute plus ou moins par rapport à l'indice immédiat en fonction de la présence d'argile.

Les valeurs des indices après immersion varient entre 30 et 100.

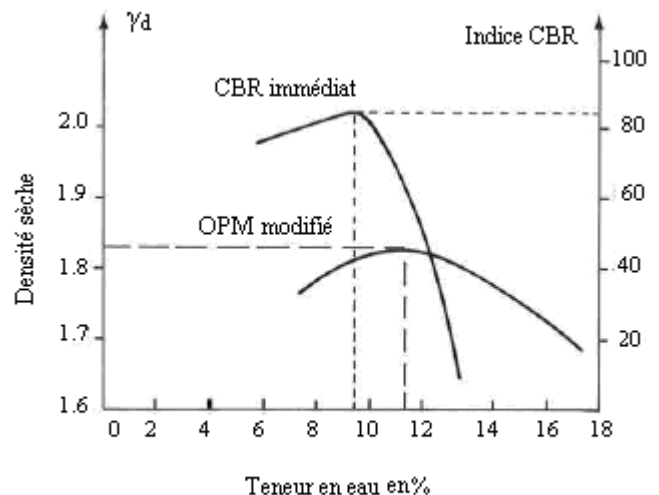


Figure 2.7- Exemple de courbes Proctor/ CBR (Colombier, 1998)

C) GRANULOMETRIE

Du point de vue granulométrique, les matériaux extraits peuvent se présenter sous des formes extrêmement variées allant du sol à une roche dure en fonction du gisement d'où ils sont extraits (chapitre 1 et graphes de la figure 2.8).

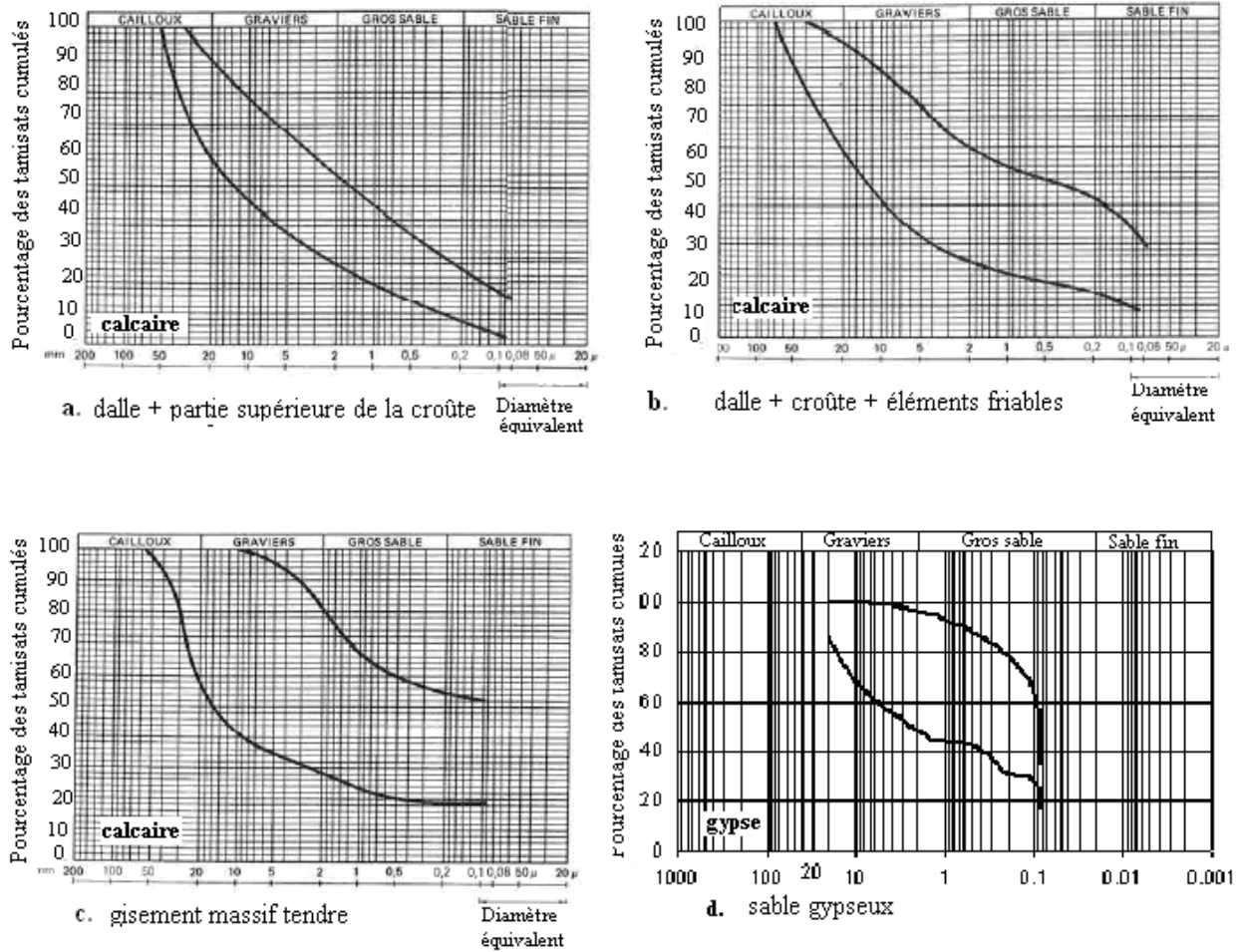


Figure 2.8 – Fuseaux granulométriques de matériaux extraits de différents encroûtements (Colombier, 1998)

D) ÉVOLUTION GRANULOMETRIQUE

Compte tenu de la friabilité et de la faible résistance aux chocs de la plupart des tufs utilisés dans les travaux routiers, l'évolution de leur granulométrie au compactage peut être considéré comme étant un phénomène important [(Alloul, 1981) ; (Améraoui 2002) ; (Ben Dhia, 1983) ; (Boukezzi-Lahbab, 1997) et (Colombier, 1988)].

Ce phénomène est lié à la fois à la dureté du matériau et aux engins utilisés pour leur mise en œuvre.

Une planche d'essai a été réalisée au Maroc (SMELBG, 1980) dans le but de la détermination d'une courbe granulométrique limite après compactage du matériau sous différentes énergies. La planche a été réalisée avec un tuf calcaire 0/40 présentant une résistance à la compression de 7 MPa et un indice portant de 100.

La figure 2.9 représente les courbes des échantillons prélevés après différents niveaux d'énergie de compactage.

Cette étude montre que les courbes granulométriques varient peu avec l'énergie de compactage et tendent rapidement vers une asymptote.

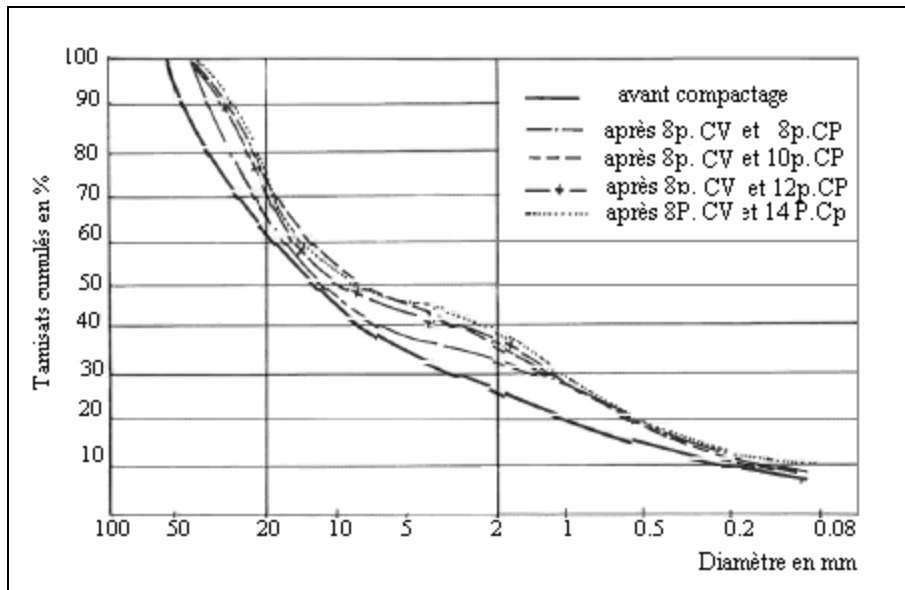


Figure 2.9 – Evolution granulométrique d'un tuf calcaire à ossature en fonction du nombre de passages d'un compacteur vibrant (VC) et d'un compacteur à pneus (CP) (Ben Dhia, 1984)

Des essais réalisés dans différents laboratoires sur différents types de tufs ont abouti à des conclusions similaires : l'allure de la courbe granulométrique d'origine est conservée et la teneur en fines augmente de moins de 10% et le passant à 2 mm augmente de 10 à 20 %.

E) RECAPITULATIF DES CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES ET MECANIQUES

Toutes ces dispersions rendent difficile une caractérisation préalable des tufs ; Toutefois, des valeurs peuvent être présentées sous forme de synthèse en fonction de la nature chimique du tuf.

Tableau 2.2 – Récapitulatif des *caractéristiques géotechniques et mécaniques des tufs d'encroûtements*.

| | Encroûtement | Calcaire | Gypso calcaire | Gypseux |
|------------------------------|----------------|---|------------------------|-------------------------------------|
| Teneur en | Calcaire | 50 à 95% | 10% à 50% | Moins de 10% |
| | Gypse | Moins de 10% | 10% à 50% | 40% à 90% |
| | Gypse+calcaire | Plus de 50% | Plus de 50% | Plus de 50% |
| Valeur Los Angeles % | | Croûtes et dalles : 25 à 80 Encroûtement friable : non mesurable | Variable | Non mesurable |
| Granulométrie | | Très variable | Variable | Matériau fin à pulvérulent |
| Limites d'Atterberg | | Non mesurable < I_p < 25 | Ordre de 13% | Ordre de 6% |
| Equivalent de sable | | 10 à 60 % | > 40% | Sans signification |
| Valeur au bleu | | 0.2 à 1.5 | 0.2 à 1.5 | 0.3 et 0.4 |
| Essai Proctor | Densité sèche | $1.7 < \gamma_d < 2$ | $1.7 < \gamma_d < 2$ | $1.60 < \gamma_d < 1.90$ |
| | Teneur en eau | $8\% < W_{opm} < 20\%$ | $8\% < W_{opm} < 20\%$ | $8\% < W_{opm} < 20\%$ |
| Essai CBR | Immédiat | 50 à 150 | 50 à 120 | Jusqu'à 112 avec une moyenne de 40. |
| | Imbibé | 30 à 100 | 20 à 40 | Peut chuter jusqu'à 8 |
| Essai Compression simple MPa | | 0.3 à 5 | 1 à 6 | entre 0.3 et 5 bars |

2.4.2 COMPORTEMENT AUX CHARGEMENTS

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

On trouve dans la bibliographie, quelques études sur le comportement réversible de tufs compactés dans les conditions optimales de l'essai Proctor modifié [(Alloul, 1981) ;(Ben Dhia, 1983); (Boukezzi, 1997) ; (Boulkhiout, 2002) ; (Colombier, 1988) ; (Kali, 1991)] et d'une façon moins fournie, des travaux relatifs à leur comportement irréversible et à leur caractérisation mécanique [(Ben-Dhia et al, 1983) ; (CTTP, 2001)]

A) CHARGEMENT STATIQUE

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

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

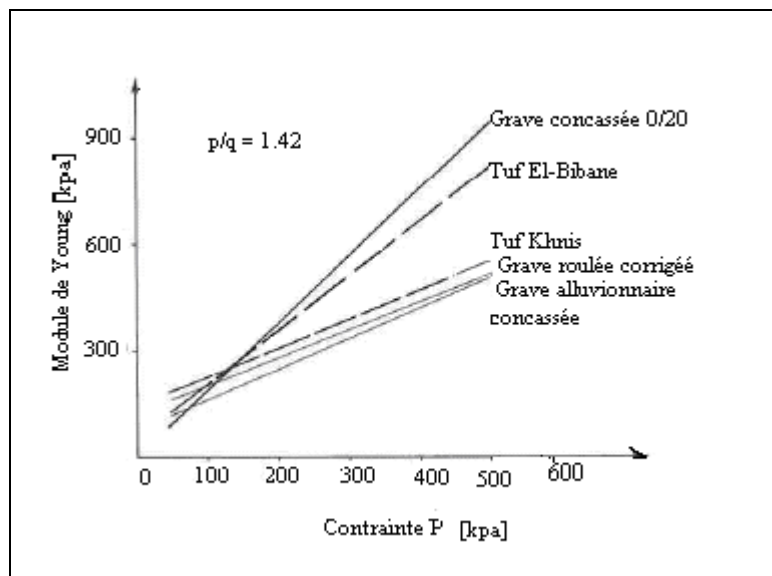


Figure 2.10 – Variation du module de Young en fonction de la contrainte moyenne (Ben- Dhia et al, 1984)

La figure 2.10 représente la variation du module de Young en fonction de la contrainte moyenne de matériaux testés.

Deux conclusions importantes ont été tirées de ces travaux :

- Les matériaux d'encroûtements calcaires ont un angle de frottement interne plus faible que celui des graves issues du concassage de matériaux plus durs, par contre la cohésion est plus élevée.
- Les déformations correspondant à 95% de la charge maximale supportée (ϵ_{95}) sont inférieures à celles des graves de matériaux plus durs ; ce qui est un élément très favorable.

B) CHARGEMENTS REPETES

Par ailleurs, la sensibilité aux déformations permanentes des deux tufs étudiés est comparable à celle de graves couramment utilisées en assise de chaussée et issue de concassage de roche beaucoup plus dures tel que le montre les résultats d'essais au TCR sur des éprouvettes de différents matériaux, soumises à 10^5 chargements, pour une contrainte latérale constante et pour différentes valeurs du déviateur cyclique q .

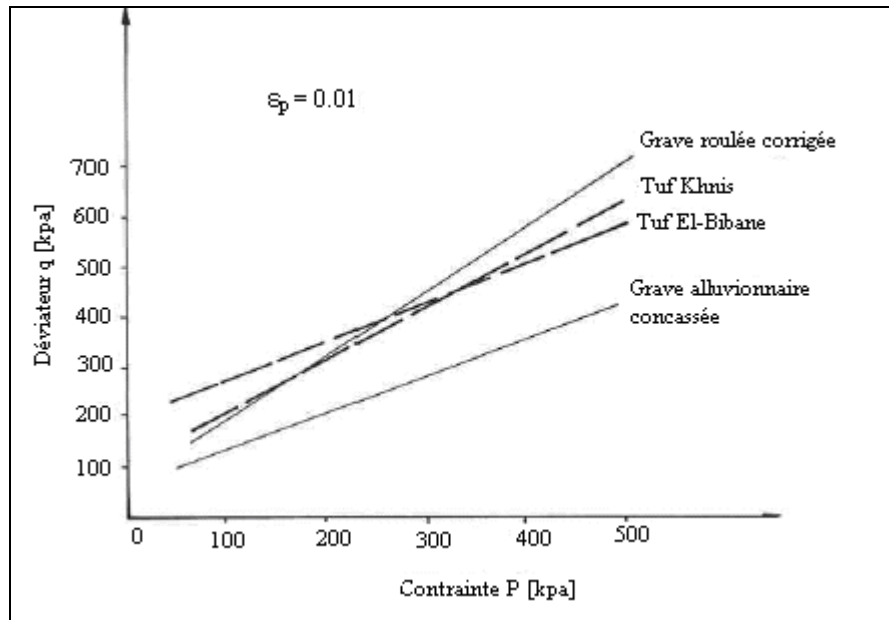


Figure 2.11 – Courbes d'isodéformations permanentes pour 10^5 chargements (Ben- Dhia et al, 1984)

La figure 2.11 donne dans le plan P (contrainte moyenne) et q (déviateur) les courbes d'isodéformation permanentes au seuil de 1 % ($\epsilon_p = 0.01$).

2.5 LES TUFES EN ASSISES DE CHAUSSEES

La structure de base est définie en rapport avec les principes de la TRS (paragraphe 2.2.1).

2.5.1 STRUCTURE DE LA CHAUSSEE SAHARIENNE

Selon la bibliographie consultée [(Fenzy, 1970) ; (Inal, 1980) ; (Boulaek, 1989) ; (Benmoussa, 1994)], les routes sont implantées en remblai de faible hauteur, cette disposition facilite le drainage et modifie favorablement la teneur en eau d'équilibre sous chaussée et les déblais sont évités car ils favorisent l'ensablement des chaussées.

Le principe d'une assise unique est souvent retenu ; son épaisseur varie entre 15 cm et 30 cm. Elle est réalisée, à chaque fois que c'est possible avec un matériau identique soumis à des normes strictes découlant de la TRS.

Lorsque les matériaux performants ne sont pas disponibles en quantité suffisante, les 10 cm inférieurs - jouant le rôle de couche de fondation - sont alors réalisés avec un matériau ayant des caractéristiques moins bonnes ; la structure de chaussée se présente alors selon le schéma de la typique représenté par la figure 2.12.

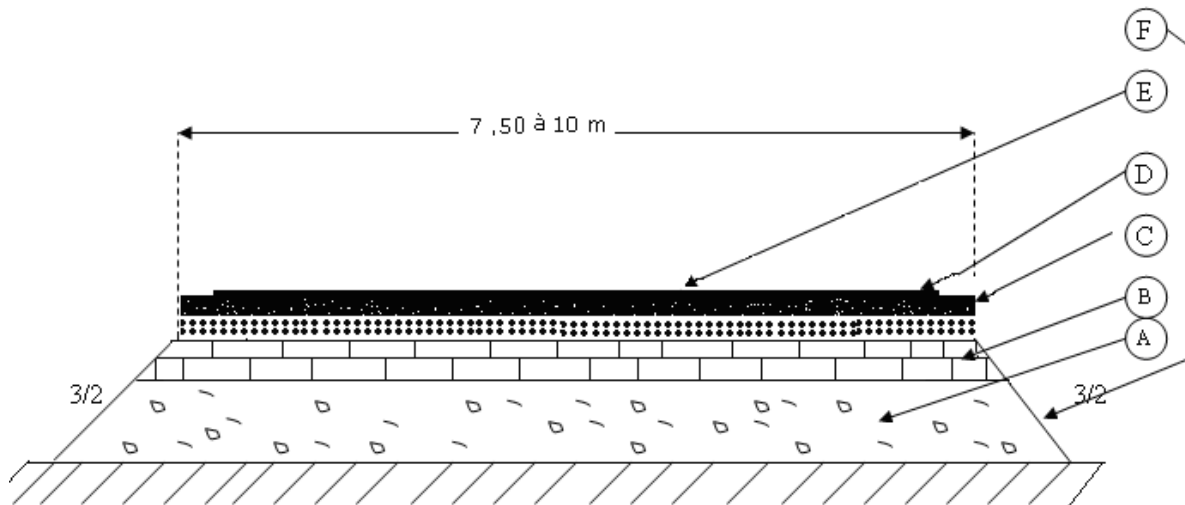


Figure 2.12 – Coupe transversale type d'une chaussée saharienne

Les terrassements (A)

Il n'y a pas de sélection de matériaux pour l'exécution des terrassements à l'exception des matériaux trop fins et pulvérulents qui sont écartés. Ce sont généralement des tout-venant qui sont utilisés; cependant, dans les zones des dunes, le sable peut constituer le corps du remblai, mais sa mise en œuvre pose des problèmes particuliers : faible portance du sable, sa fluidité et difficulté de répandage des matériaux d'assise de chaussée.

Les couches supérieures des terrassements sont compactées à sec de manière à atteindre des densités de l'ordre de 90% de la densité opm.

Un choix judicieux des matériaux du remblai permet de réduire le corps de chaussée à une simple couche de base d'environ 15 cm.

La couche de fondation (B)

La couche de fondation est mise en place sur la plate-forme support de la chaussée (terrassements terminés) par compactage avec humidification et est exécutée sur toute la largeur de la plateforme. Elle est constituée des matériaux sélectionnés, mis en place sur la plate forme support de la chaussée par compactage avec humidification. Elle est exécutée sur toute la largeur de la plate forme.

La couche de base(C)

La couche de base est aussi compactée avec humidification et exécutée sur toute la plate forme. Lorsqu'elle est terminée elle a une largeur de 7.50 à 10 m suivant les projets, et avec des élargissements sur certaines sections (passages submersibles, remblais de grandes hauteurs, etc.).

L'imprégnation (D)

Préalablement à la réalisation d'une couche de roulement, les matériaux de la couche de base doivent recevoir une couche d'imprégnation bitumineuse dont l'utilité est triple :

- Assurer l'accrochage de la couche de roulement sur un matériau souvent très fermé en surface;
- Servir éventuellement de couche de roulement provisoire;
- Protéger la couche de base d'éventuelles précipitations.

L'imprégnation est réalisée sur toute la largeur de la plate forme, le plus souvent au cut-back 0/1 et parfois au cut-back 10/15.

Le revêtement (E)

Le revêtement est réalisé sur une largeur de 7 m avec des élargissements sur certaines sections, car les anciennes routes revêtues sur une largeur moindre ont connu des dégradations prématurées malgré le faible trafic.

Selon l'intensité du trafic, la couche de roulement sera constituée par un enduit superficiel, un enrobé à froid, un enrobé à chaud ou un sable bitume.

2.5.2 LES ASSISES EN TUF D'ENCROûTEMENTS

C'est le plus souvent sous forme de granulats non liés que les tufs d'encroûtements sont utilisés pour la construction des chaussées de moyen à faible trafic. L'utilisation la plus courante est en assises de chaussée (couche de base et couche de fondation) [(Fumet, 1959) ; (Fenzy, 1965) ; (Inal, 1980) ; (Boularek, 1989)], d'autres usages sont fréquents : accotements, couche de forme, pistes agricoles, etc.

Le corps de chaussée est mince, traité à sa surface supérieure sur cinq (05) cm en moyenne afin de lui procurer une certaine rigidité et pour absorber les efforts de cisaillement très intenses induits par les poids lourds.

L'épaisseur moyenne requise pour la couche de base est de 15 cm. La couche de fondation est liée à la nature du sol de fondation et des conditions de terrassement ; son épaisseur peut varier de 15 à 30 cm.

Le module du matériau de la couche de base doit être compris entre 150 et 300 MPa (soit un indice portant compris entre 30 et 60).

L'imprégnation est réalisée sur toute la largeur de la plate forme, le plus souvent au cut-back 0/1 et parfois au cut-back 10/15.

A) LES ASSISES EN TUF CALCAIRES

En 1956, sur la RN 1 entre Laghouat et Ghardaïa, les ingénieurs ont innové en saupoudrant une couche de base, un macadam classique, avec du tuf calcaire. La route a bien tenu malgré un trafic relativement élevé. Par la suite, les tufs bruts ont été utilisés en couche de base et la préférence a été donnée, aux tufs à squelette qui se rapprochent le plus de la grave concassée.

Aujourd'hui, l'utilisation des tufs calcaires s'est généralisée aux tufs sans ossature. La tenue de l'ensemble des ces chaussée a été satisfaisante à chaque fois que les conditions liées aux critères de choix sont remplies et que des précautions de mises en œuvre ont été respectées.

Un bon drainage évite l'apparition des dégradations : fissurations dues au retrait, vieillissement du tuf, dissolution des fines calcaires.

En effet, durant la période humide, la teneur en eau d'équilibre sous chaussée en tuf calcaire n'est pas suffisamment faible (elle est proche de l'optimum Proctor modifié, soit de l'ordre de 10%), les dissolutions peuvent devenir notables lorsqu'il existe des points préférentiels d'infiltration des eaux de pluie dans la chaussée.

Ce cas a été observé sur deux routes : la RN6 au sud de Saïda et la RN1 au sud de Laghouat (Larabi, 1998). Il s'agissait dans les deux cas d'une couche de base en tuf. En hiver sont apparues des zones poinçonnées par le trafic sur des sections soumises à des infiltrations. Ces dégradations sont en réalité des amorces de poches de dissolution.

Pour cela, l'accent a été mis très tôt sur les mesures de protection de ces assises contre les infiltrations des eaux de pluie.

La première de ces mesures est l'imperméabilisation de la surface de la chaussée. Les couches de roulement doivent être renouvelées avant les dégradations, les accotements en tufs doivent être entretenus et même revêtus.

La deuxième mesure vise à accélérer le ruissellement et à empêcher la stagnation d'eau sur la chaussée, par un dévers de 3% de la surface de chaussée et un dévers de 4 à 5% des accotements en alignement droit, exemple de la liaison Biskra-Touggourt et Biskra-El Oued.

Il convient de mouiller le matériau à une teneur en eau de 2 à 3% plus faible que Wopm car lorsque la teneur en eau du matériau lors de l'arrosage dépasse Wopm le tuf calcaire forme très vite une boue difficile à compacter et les fines carbonatées risquent d'être évacuées avec l'excès d'eau.

Le compactage doit être effectué d'un « trait » car si on essaie de rattraper des flaches en ajoutant du tuf, celui-ci n'adhère pas à la couche sous-jacente, c'est le phénomène de feuilletage. Pour y remédier en cas de nécessité, il faut remouiller et scarifier la couche inférieure avant de mettre la couche supérieure.

Exemple de comportement : la RN6 *El-Khiter-Bougto*

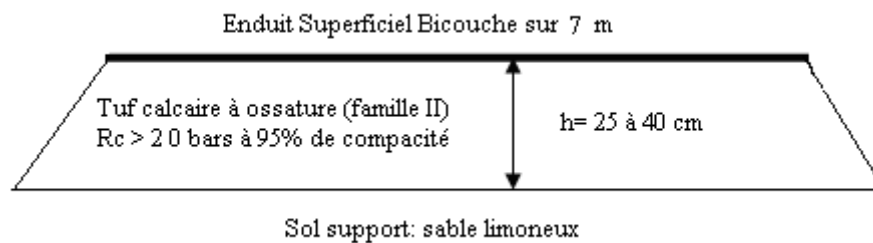


Figure 2.13 – Profil en travers de la chaussée de la RN6 (Larabi, 1998)

La Route Nationale N° 6 s'est distinguée par une tenue très satisfaisante. Le profil de la chaussée est représenté par la figure 2.13.

- Assise de chaussée en tuf calcaire de 25 à 40 cm d'épaisseur.
- Sol support sable limoneux
- Couche de surface : enduit superficiel bicouche.

Nature du matériau

- tuf calcaire à ossature : courbe granulométrique contenue dans le fuseau « Beni Abbès »;
- Résistance à la compression simple varie de 20 à 30 bars à 95% de compacité opm

Nature du trafic

- Trafic journalier moyen annuel de 1500 v/j
- Pourcentage de poids lourds 40 à 50 %
- Année de construction 1963
- Trafic supporté $7 \cdot 10^6$ poids lourds en 30 ans de service.

Plus de 30 ans après sa construction, la route garde un niveau de service appréciable : mise à part quelques déformations relativement importantes au niveau des bas-fonds et de la sebkha, la déflexion reste inférieure à 100/100 mm. On note également la présence de fissures et d'ornières de faibles amplitudes.

B) LES ASSISES EN SABLE GYPSEUX

C'est à partir d'expériences empiriques menées sur les chantiers de réalisation, que les propriétés des sables gypseux ont été dégagées peu à peu (Horta, 1979).

La première utilisation fût un chantier en 1953 près d'El Oued. Au début, les ingénieurs routiers appliquèrent directement la technique routière classique en utilisant la croûte gypseuse de surface mélangée au sable gypseux sous-jacent.

Après humidification et compactage, l'ensemble se soudait pour former une croûte très dure. Cette utilisation a donné de bons résultats pour des routes peu circulées, elle a été par la suite généralisée pour la construction d'itinéraires supportant un trafic plus important (Biskra-Touggourt et Biskra-El Oued).

On s'est rendu compte par la suite que l'épaisseur de la croûte de surface était trop faible pour satisfaire la demande en matériau et qu'en parallèle le sable gypseux donnait, à lui seul, de bonnes performances. L'utilisation de ce matériau a été alors généralisée et on commença à chercher des gisements de sables gypseux.

La tenue des chaussées construites en sables gypseux est moins bonne que celle des chaussées construites en tufs calcaires.

Les chaussées construites en sables gypseux sont moins bonnes que celles construites en tufs calcaires. Elles présentent certaines dégradations (fissuration, gonflement, boursouflures) qui ne remettent cependant pas en cause leur utilisation. Il est à souligner que les sables gypseux sont l'unique matériau disponible sur de très vastes régions du Sahara.

La fissuration

Il se forme, dans les chaussées en sable gypseux, deux familles de fissures : l'une transversale et l'autre longitudinale, qui apparaissent indépendamment du trafic. Cette fissuration se développe à partir des accotements et provoque un craquèlement du revêtement selon des mailles de différentes dimensions.

Ces fissures, qui ne concernent que les chaussées en sable gypseux, ont été attribuées, par Horta (1979), à la déshydratation du gypse durant la période sèche qui s'accompagne d'une forte

réduction de volume et provoque des tractions puis des fissures dans la couche de base, qui se transmettent à la couche de roulement.

Alloul (1981) a expliqué la cause des fissurations de ces chaussées, par la diminution de portance, en période hivernale, du sable gypseux de la couche de base suite à l'état humide de cette dernière, cet état est présent même en période sèche (teneurs en eau qui dépassent 2% en été)

Cette imbibition n'est pas très grave, en ce sens qu'elle ne réduit pas d'une façon importante la portance de la chaussée. Elle réduit cependant beaucoup plus la résistance au cisaillement du sable gypseux : des glissements horizontaux se produisent alors par endroit, sous le revêtement, sous l'effet des coups de freins ou de l'effort de traction des roues motrices des camions (Peltier, 1959).

Le gonflement

Certaines chaussées en sable gypseux ont présenté des gonflements au niveau de leur surface. Ce phénomène a été attribué généralement à une trop grande finesse du gypse ou à la présence d'une fraction d'argile active.

Les boursouflures

Un autre type de dégradation des chaussées, typique des climats arides, est les *boursouflures salines* ou encore les *cloques*.

Il s'agit de soulèvement de la couche de roulement suite à des pressions exercées vers le haut par les cristaux en forme de cheveux d'halite (chlorure de sodium NaCl). De très faibles quantités de chlorures dans les matériaux suffisent pour déclencher le phénomène. Il y a donc lieu, de limiter la teneur en chlorures des matériaux utilisés ; une valeur maximum de 0.5% est recommandée (Horta, 1979).

Cependant, les dégradations qui y sont relevées ne sont pas de nature à remettre en question l'utilisation de ce matériau : les mesures de déflexions effectuées à la plaque ou au défléctographe sur des chaussées en sable gypseux ont montré que, malgré une imbibition du gypse, ces chaussées ne sont pas très déformables (Baslimane, 1994).

Des précautions sont à prendre lors de la mise en œuvre : le malaxage et le répandage doivent se faire en une seule fois pour éviter le feuilleteage, feuilleteage dû principalement par la finesse du sable gypseux ; l'arrosage doit se faire avec des eaux peu chargées en sels (l'halite surtout) pour éviter les problèmes de boursouflures.

Exemple de comportement : RN16 El-Oued –Tougourt

Le profil de la chaussée est représenté par la figure 2.14

- Assise de chaussée en sable gypseux d'épaisseur 20 à 30 cm.
- Sol support : sable de dune
- Couche de surface : enduit superficiel bicouche.

Matériau d'assise :

- sable gypseux de qualité médiocre.

- Courbe granulométrique Famille III
- Résistance à la compression simple varie de 1.0 à 1.5 MPa.
- Teneur en eau sous revêtement 4 à 6 %

Nature du trafic

- Trafic journalier moyen 380 v/j
- Pourcentage de poids lourds 50 %
- Année de construction 1964
- Trafic supporté $4 \cdot 10^6$ poids lourds

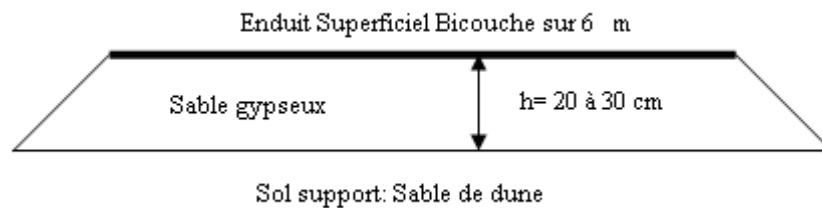


Figure 2.14 – Profil en travers de la chaussée de la RN16 (Baslimane, 1994)

Après plus de 30 ans de service, sans entretien notable, structurellement, l'état général est resté satisfaisant :

- En 1984, 96% des déflexions mesurées des déflexions mesurées sont inférieures à 50/100 mm et les 4 % restants dépassent légèrement cette barre.
- En 2000, les déflexions n'ont quasiment pas évolué tant que les fissures se sont aggravées.

C) LES CHAUSSEES EN TUF GYPSO CALCAIRE

Les assises de chaussées en tufs gypso calcaire, ont un comportement qui se rapproche soit de celui des assises en tuf calcaire, soit de celui des assises en gypse selon le pourcentage de gypse ou de calcaire qui caractérise le matériau.

Les routes dont les chaussées sont réalisées en matériau contenant plus de 10% de gypse sont implantées en zone IV, zone où le risque de dissolution du gypse est quasi nul.

En zone II, le matériau gypso calcaire n'est pas admis.

2.6 CONCLUSIONS

En Algérie, depuis près d'un demi siècle, des milliers de kilomètres de routes économiques de désenclavement, peu circulées, ont été réalisés, dans l'ensemble avec succès, en tufs d'encroûtements calcaires dans les zones semi-arides (de 100 à 350 mm de pluie par an) et en tufs d'encroûtements gypseux ou gypso-calcaires en zone saharienne aride (moins de 100 mm de pluie par an).

Les critères utilisés dans les entreprises algériennes sont ceux établis de façon empirique. Cependant, ils ne sont uniformisés ni à l'échelle des différents pays utilisateurs ni à l'échelle du territoire national.

La classification de ces matériaux d'une manière rationnelle est encore à son balbutiement. Elle a permis, cependant, de comparer les performances mécaniques des tufs (module de Young, déformation caractéristique) à celles des GNT.

Par ailleurs, le suivi du comportement des chaussées après plusieurs années de service, permet de conclure que :

- La tenue de l'ensemble des chaussées en tufs d'encroûtements a été satisfaisante à chaque fois que les conditions liées aux critères de choix sont remplies et que des précautions de mises en œuvre ont été respectées.
- Les routes sahariennes périssent par fatigue des matériaux de la couche de base (ou par usure de la couche de roulement) et non par rupture des sols ou fluage.

CHAPITRE 3

PRINCIPES DE DIMENSIONNEMENT DES CHAUSSEES EN TUF D'ENCROUTEMENTS

3.1 GENERALITE

Les chaussées routières sont classées en six grandes familles : les chaussées souples, les chaussées bitumineuses épaisses, les chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques, les chaussées à structures mixtes, les chaussées à structures inverses et enfin les chaussées en béton de ciment.

La classification est fonction des matériaux mis en œuvre dans les différentes couches. Ces derniers conditionnent le comportement de la chaussée, par conséquent la modélisation du comportement de la chaussée et donc le dimensionnement.

Les chaussées réalisées avec des *matériaux non traités* sont classées dans la famille des *chaussées souples*. De tels matériaux sont considérés comme discontinus, constitués de grains élémentaires non liés qui procurent une certaine souplesse à la chaussée. Les forces extérieures sont transmises à la masse du matériau par contacts intergranulaires et les contraintes latérales sont quasi nulles (figure 3.1) ; la grave non traitée (GNT) est le matériau typique des chaussées souples.

Du point de vue du comportement en assise de chaussée, les tufs d'encroûtements sont assimilées à des graves non traitées (CTTP, 2001) : le dimensionnement se fait suivant les mêmes hypothèses que celles établies pour les chaussées souples en grave non traitée. Cette approche nous a incité à introduire en première partie de ce chapitre, d'une manière succincte, l'état de l'art de la grave non traitée suivi des principes régissant le dimensionnement des chaussées souples.

3.2 RAPPELS SUCCINCTS SUR LES GRAVES NON TRAITÉES

L'Etat de l'Art de la grave non traité ne pouvant être réduit à un paragraphe, nous ne présenterons dans ce qui suit que les parties pouvant nous aider à mieux analyser le comportement tufs d'encroûtements, objet de cette thèse.

3.2.1 DEFINITION

Les GNT sont des mélanges granulaires composés uniquement de granulats et d'eau (aucun liant hydraulique ou hydrocarboné n'entre dans leur composition). Leur granulométrie est continue et la taille des plus gros granulats ne dépasse pas 31,5 mm. On distingue deux catégories de GNT, les GNT A obtenues en une seule fraction, et les GNT B recomposées à partir d'au moins deux fractions granulaires.

Les spécifications des GNT sont habituellement estimées de façon empirique, à partir des caractéristiques suivantes :

- Dureté des granulats (déterminée par les essais Los Angeles et micro-Deval, réalisés sur la fraction 10/14),
- Propreté des gravillons,
- Angularité des granulats (indice de concassage, coefficient d'aplatissement).

Attribuer des performances mécaniques à des GNT principalement à partir des mesures de dureté et de la forme de leurs granulats a été jugé réducteur et pas toujours satisfaisant (Paute et *al* 1994). Cette conclusion a emmené les chercheurs à chercher une autre approche ; cette approche consiste à classer les GNT à partir de leurs performances mécaniques.

3.2.2 PERFORMANCES MECANIQUES

Le comportement mécanique de près de 50 graves non traitées, de formules à granularité continue dont le diamètre maximal est compris entre 16 et 31.5 mm et d'origines minéralogiques différentes, a été étudié dans le Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Saint Briec (Paute et *al* 1994).

Les éprouvettes ont été compactées à une teneur en eau égale à $W_{opm} - 2\%$ (W_{opm} étant la teneur en eau optimale de l'essai Proctor modifié), et à une masse volumique apparente égale à $98\% \gamma_d$ (γ_d étant la masse volumique optimale de l'essai Proctor modifié).

La déformation permanente caractéristique A_{1c} , et le module caractéristique E_c , obtenues pour différents types de GNT, sont donnés sur la figure 3.1.

Il est très vite apparu que *la nature minéralogique* avait une influence particulière.

Les résultats sont alors présentés par grandes familles.

- GNT provenant du concassage de roches éruptives
- GNT provenant du concassage de roches calcaires de l'ère primaire ;
- GNT provenant du concassage de roches calcaires de l'ère tertiaire ;
- GNT issues de roches alluvionnaires ;

Il a été établi que la rigidité ou la sensibilité aux déformations permanentes d'une grave non traitée est très dépendante de la nature minéralogique du granulat dont est issu le matériau. Les raisons de ce type de comportement ne sont pas encore déterminées ; la structure de l'assemblage des grains, en relation avec leur forme et la granularité est sans doute un paramètre important.

Les performances d'une GNT dépendent de la nature, du nombre et de l'intensité des contacts inter-granulaires, on conçoit donc que les relations eau -minéral ne soient pas les mêmes dans le cas d'un granulat calcaire et dans le cas d'un matériau siliceux par exemple.

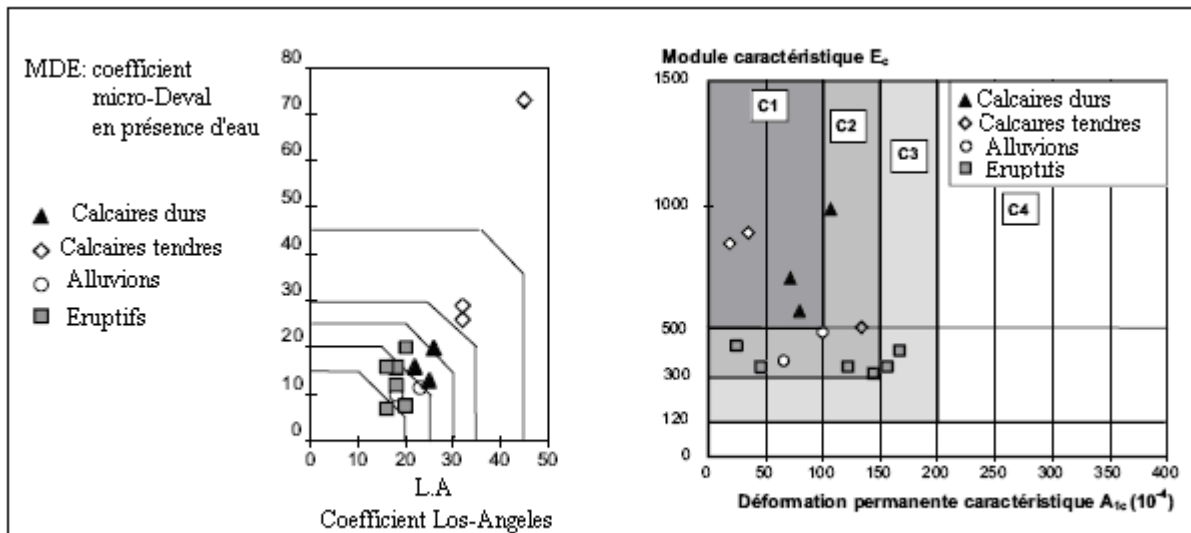


Figure 3.1 – Classification des GNT au TCR, et mise en évidence de la non corrélation entre les caractéristiques d'usure des granulats et les performances mécaniques des mélanges granulaires (Paute et al 1994)

Lorsqu'on classe les matériaux suivant les caractéristiques mécaniques obtenues au triaxial à chargements répétés (TCR), les résultats obtenus sur divers matériaux sont, en tout état de cause, très liés à la nature du granulat et pas aux résistances mécaniques du gravillon (Los-Angeles et micro-Deval en présence d'eau), comme le supposent beaucoup de spécifications d'origine empirique.

On remarque notamment (figure 3.1) que les graves calcaires, dont les granulats présentent les plus faibles résistances à l'usure (coefficients LA et MDE élevés), ont généralement un meilleur comportement mécanique que les graves éruptives ou alluvionnaires.

Paute remet en cause l'idée d'un lien direct entre le comportement mécanique des GNT et la résistance mécanique de la roche dont elles sont issues.

L'influence de l'état hydrique a également été étudiée sur de nombreux sites réels (Maree, 1982). Les résultats montrent que dans le cas de matériaux sensibles à l'eau, les déformations de la chaussée augmentent de façon brutale lorsque l'eau traverse l'enrobé.

La teneur en fines a également une influence sur les performances mécaniques des graves : pour un niveau de chargement donné, la déformation permanente axiale après 100 000 cycles peut augmenter de plus de 50% lorsque la teneur en fines passe de 3% à 11% (essais sur des gneiss et granites), (Barksdale et *al*, 1972).

3.3 LE DIMENSIONNEMENT D'UNE CHAUSSEE SOUPLE

Le dimensionnement des éléments constitutifs des chaussées routières est généralement basé sur des règles empiriques tirées d'observation de dégradation de chaussées réelles. Les développements des connaissances dans le domaine des matériaux et dans celui de la modélisation permettent une approche du dimensionnement avec des méthodes basées sur le comportement mécanique des chaussées.

Du point de vue structurel, une chaussée doit résister à diverses sollicitations, notamment celles dues au trafic et assurer la diffusion des efforts induits par ce trafic dans le sol de fondation. Ses dimensions dépendent donc principalement de deux données fondamentales que sont le trafic et la capacité portante du sol. Ces paramètres de base pour le dimensionnement interviennent aux deux interfaces de la structure : au sommet pour le trafic et au bas pour le sol. Ceci permet d'effectuer une séparation distincte quant au rôle que doivent jouer les couches dans le fonctionnement d'une chaussée. D'une façon générale on admet que les couches supérieures d'une chaussée, outre leur fonction de confort et de sécurité pour l'usager, ont un rôle de diffusion des efforts de trafic alors que la partie inférieure doit assurer une certaine portance permettant la transmission de ces efforts dans le sol support. Par conséquent, le dimensionnement des couches supérieures est principalement à l'intensité du trafic alors que celui des couches inférieures dépend d'abord de la qualité du sol de fondation.

3.3.1 STRUCTURE D'UNE CHAUSSEE SOUPLE

Les chaussées souples sont définies pour un trafic faible à moyen correspondant à un Trafic Journalier Moyen (TJMA) de poids lourds (à charge utile > 5 tonnes) inférieur à 300 sur la voie la plus chargée de la chaussée (Guide technique SETRA, 1994).

La structure en Grave Non Traitée (GNT) est privilégiée à chaque fois que les conditions d'approvisionnement en graviers sont réunies.

Elle est remplacée par une structure en Tufs d'encroûtements lorsque les graviers viennent à manquer et que les conditions climatiques et environnementales sont favorables à une telle substitution (état de sécheresse avérée).

A) LA CHAUSSEE EN GAVE NON TRAITEE

Une structure souple en GNT est constituée d'une couverture bitumineuse relativement mince (inférieure à 15 cm) reposant sur une ou plusieurs couches de matériaux granulaires non traités d'épaisseur comprise entre 35 et 50 cm.

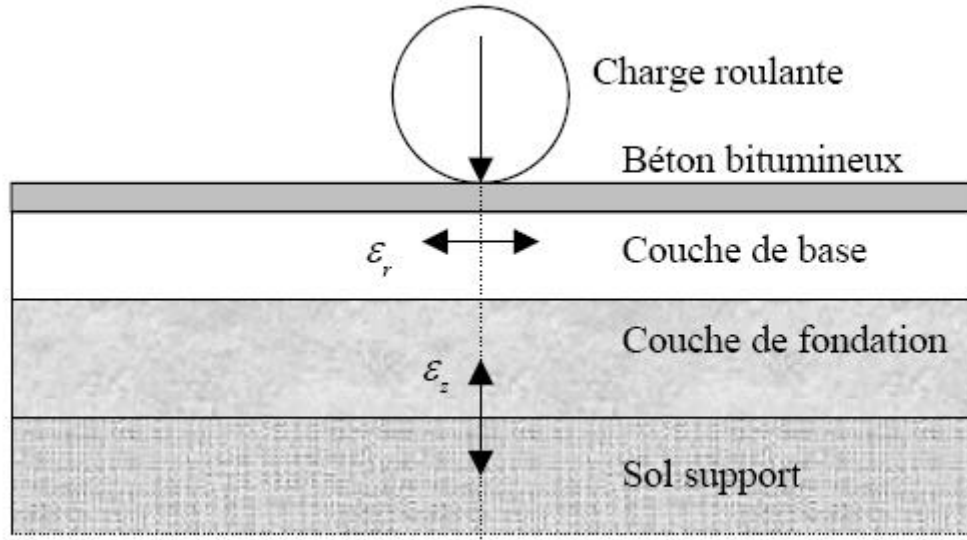


Figure 3.2 – Structure d'une chaussée en GNT et déformations prises en compte pour le dimensionnement des chaussées souples (Guide technique SETRA, 1994).

Les différentes couches sont disposées par ordre de rigidité, du sol vers la surface de la chaussée. Les ordres de grandeur sont de 50 à 600 MPa pour les matériaux granulaires et 5 000 MPa pour l'enrobé bitumineux.

Du fait de l'absence de cohésion dans les couches de l'assise des chaussées en GNT et de la faible épaisseur de la couche de roulement, celles-ci sont flexibles et ne peuvent résister qu'aux faibles trafics : à titre indicatif, pour un trafic de 200 PL/J (poids lourds par jour), la chaussée est appelée à supporter $1.46 \cdot 10^6$ poids lourds sur une durée de vie de 20 ans.

3.3.2 PRINCIPES DE DIMENSIONNEMENT

Le dimensionnement mécanique d'une structure de chaussée a pour objet de fixer les épaisseurs des différentes couches de matériaux constituant la chaussée, afin de lui permettre, tout au long de la durée de service choisie, de résister aux agressions d'ordre mécanique appliquées par le trafic.

Ces agressions se traduisent principalement par :

- Un endommagement progressif conduisant à la rupture par fatigue,
- Et/ou une accumulation des déformations permanentes conduisant à un orniérage excessif.

Durant leur vie de service, les chaussées sont soumises à diverses sollicitations cycliques. En plus des actions mécaniques répétées dues au trafic, elles sont également soumises à des sollicitations hydriques, thermiques et chimiques.

Vu la complexité des sollicitations, le dimensionnement est effectué actuellement avec des approches empiriques.

La pratique de dimensionnement des chaussées (en France et en Algérie) suit les recommandations du Guide Technique de Conception et de Dimensionnement des Structures de Chaussée (SETRA-LCPC, 1994).

Le dimensionnement s'effectue en deux étapes :

- On établit un prédimensionnement de la chaussée pour la durée de vie choisie : on définit le type et l'épaisseur des différentes couches de la chaussée en fonction du trafic prévu et des performances mécaniques des matériaux choisis.
- Les contraintes et les déformations induites au niveau de chaque couche du corps de chaussée et au niveau du sol sont ensuite calculées (avec le logiciel Alizé/LCPC (Autret, 1982)), et on vérifie qu'elles ne dépassent pas les valeurs admissibles pour les matériaux, qui dépendent des caractéristiques de résistance à la fatigue ou à l'orniérage des matériaux, du trafic, et du risque de calcul choisi. Cette vérification est faite par un calcul en élasticité linéaire (les matériaux étant considérés isotropes), pour un chargement statique normalisé (essieu standard de 130 KN) sur un multicouche représentatif de la chaussée – modèle de Burmister – (Burminster, 1943).

Les caractéristiques élastiques (module d'élasticité et coefficient de Poisson) de chaque couche de matériau sont attribuées

- soit à partir d'essais mécaniques (essai à la plaque, mesure de déflexion pour les sols et la couche de forme, essai TCR pour les GNT, et essais de traction ou de flexion pour les enrobés),
- soit, à défaut, à partir de la classification des matériaux.

Pour les chaussées à faible trafic et en l'absence de résultats d'essais TCR, le module d'élasticité des matériaux non traités est attribué de façon forfaitaire en fonction du module de la plate-forme (mesuré par l'essai à la plaque) et du matériau (définie dans le guide de dimensionnement à partir des caractéristiques des granulats et du trafic).

B) APPLICATION AUX CHAUSSEES EN GNT

Dans le cas de chaussées souples, la seule vérification qui est à faire porte sur la vérification de la déformation du sol support : si les déformations calculées sont trop importantes il faut alors modifier les hypothèses du dimensionnement de façon à les rendre admissibles : dans la plupart des cas il suffit d'augmenter l'épaisseur d'une ou plusieurs couches.

La classe de trafic

Elle est définie par la limite supérieure de l'intervalle dans lequel se trouve le trafic moyen journalier annuel (TMJA) de poids lourds par sens de circulation, sur la voie la plus chargée selon le tableau 3.1.

Tableau 3.1 – Classe de trafic selon le guide technique de conception et de dimensionnement des structures de chaussées neuves (Guide technique SETRA, 1994)

| Classe | T5 | T4 | T3 | | T2 | | T1 | | T0 | | TS | | TEX | | | | | | | | | | | |
|--------|----|----|----|-----------------|-----------------|----|-----|-----------------|-----------------|-----|-----|-----------------|-----------------|-----|-----|-----------------|-----------------|-------|-------|-------|-------|-----------------|-----------------|--|
| MJA | 0 | 25 | 50 | T3 ⁻ | T3 ⁺ | 85 | 150 | T2 ⁻ | T2 ⁺ | 200 | 300 | T1 ⁻ | T1 ⁺ | 500 | 750 | T0 ⁻ | T0 ⁺ | 1 200 | 2 000 | 3 000 | 5 000 | TS ⁻ | TS ⁺ | |

Les performances des matériaux

Elles sont généralement attribuées à partir de la classification des matériaux (tableau 3.1). Le coefficient de Poisson est pris égal à 0.35 à défaut d'informations spécifiques.

Tableau 3.2 – Valeurs du module d'élasticité attribuées forfaitairement à la GNT en l'absence de résultats d'essais mécaniques (SETRA-LCPC, 1994).

| Chaussée à faible trafic (T<T3) | catégories | Valeurs de K |
|--|---|--------------|
| Couche de base | Catégorie 1 : $E_{GNT} = 600 \text{ MPa}$ | 3 |
| | Catégorie 2 : $E_{GNT} = 400 \text{ MPa}$ | 2.5 |
| | Catégorie 3 : $E_{GNT} = 200 \text{ MPa}$ | 2 |
| Couche de fondation (GNT subdivisée en sous-couches de 25 cm d'épaisseur) | $E_{GNT} [1] = k E_{\text{plate-forme support}}$ $E_{GNT} [\text{sous-couche } i] = k E_{GNT} [\text{sous-couche } (i-1)]$ | |

Afin de prendre en compte la non linéarité du comportement des matériaux non liés, l'assise de la chaussée est supposée compactée en sous-couches ayant des modules de Young décroissants du haut vers le bas avec un rapport constant variant entre 2 et 3 selon la catégorie de la grave (tableau 3.2).

Le sol support est classé selon une échelle de portance

Selon la classification du sol in-situ, quatre plages de portance sont considérées avec des modules variant entre 20 et 200 MPa (figure 3.3).

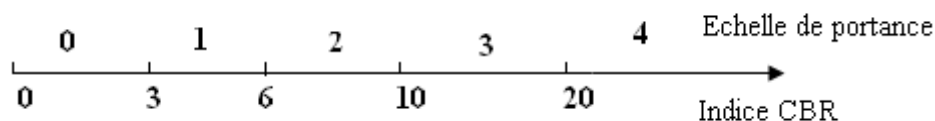


Figure 3.3 – classe de portance du sol support (Guide technique SETRA, 1994).

Le chargement

Le chargement est considéré statique, exercé par un jumelage à roues simples, représenté par deux charges uniformément réparties de 0.662 MPa sur deux disques de 0.125 m de rayon et 0.375 m d'entre axe (figure 3.4).

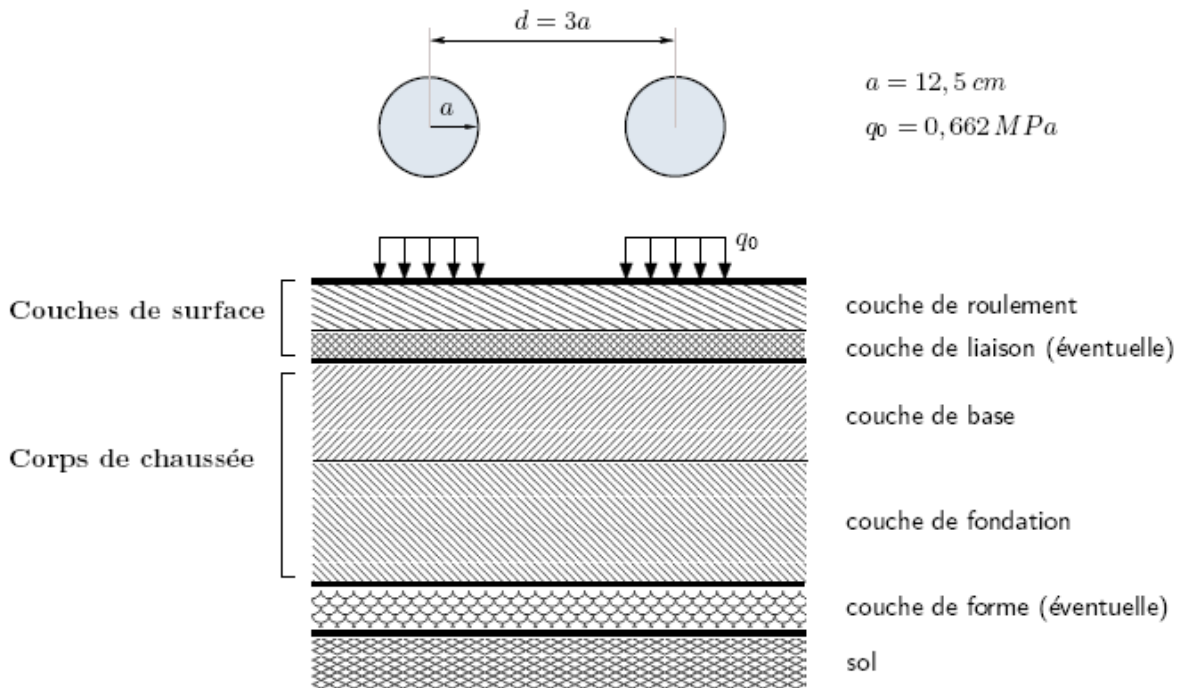


Figure 3.4 – Schématisation de la structure et de la charge (Perret J, 2003)

Calcul et vérification de la déformation verticale

Les contraintes et les déformations sont calculées au niveau de chaque couche selon le modèle multicouche de (Burmister, 1943), en utilisant le code de calcul Alizé (Autret *et al*, 1982).

Les couches de la chaussée sont supposées isotropes et le calcul des contraintes et des déformations se fait avec une loi de comportement élastique linéaire.

Selon la valeur du nombre équivalent d'essieux NE , une valeur seuil de la déformation élastique au sommet du sol support est calculée pour la vérification de l'ornièrage avec la formule suivante :

$$\varepsilon_{z, \text{adm}} = A (NE)^{-0.222} \quad [3.1]$$

A : est un paramètre pris égal à 0.016 pour les faibles trafics ($T < T3$) et à 0.012 dans le cas contraire.

NE : est le trafic équivalent à prendre en compte dans le dimensionnement de la chaussée. Il correspond au nombre cumulé d'essieux équivalents de 13 tonnes sur la durée de vie considérée. C'est le produit du nombre journalier moyen de poids lourds par sens (TPL) par le facteur de cumul (C) par le coefficient d'agressivité moyen (CAM)

$$NE = TPL \cdot C \cdot CAM \quad [3.2]$$

$$C = 365 \cdot (1 + i) - 1 / i \quad [3.3]$$

Les valeurs du coefficient CAM sont fonction de la classe du trafic et du matériau mis en œuvre.

La déformation verticale au sommet du sol support est aussi obtenue avec un calcul analytique (code de calcul Alizé). Elle est comparée avec la déformation verticale admissible.

Le critère de l'orniérage est vérifié lorsque cette dernière est inférieure à la déformation verticale calculée avec le code Alizé. Dans le cas contraire, l'épaisseur de l'assise est augmentée. L'opération est répétée jusqu'à vérification du critère de l'orniérage ϵ_{adms} selon l'organigramme de l'annexe C.

C) CAS DES CHAUSSEES EN TUF D'ENCROUTEMENTS

Toutes les méthodes de dimensionnement que l'on peut trouver dans la littérature ont été réfléchies et conçues dans l'esprit d'un calcul d'épaisseur de chaussée en zones humides.

Ce qui caractérise le dimensionnement des chaussées en zone aride est le manque le manque d'élément de base et l'absence d'une méthode adaptée.

La démarche retenue pour le dimensionnement des chaussées en matériaux locaux, en zone aride à semi-aride, est la même que celle adoptée pour les chaussées en GNT.

Le dimensionnement se fait, dans les différentes entreprises algériennes soit :

- Par la formule empirique dite « méthode CBR ». elle aboutit généralement à une épaisseur forfaitaire.
- Par consultation des fiches techniques (voir annexes F) du Catalogue de Dimensionnement de Chaussées Neuves.

La démarche du catalogue suit les recommandations du Guide Technique de Conception et de Dimensionnement des Structures de Chaussée (SETRA-LCPC, 1994) relatives aux chaussées souples. En effet :

- Le fonctionnement de la structure en tuf est assimilé à celui de la structure en grave non traitée (figure 3.5).

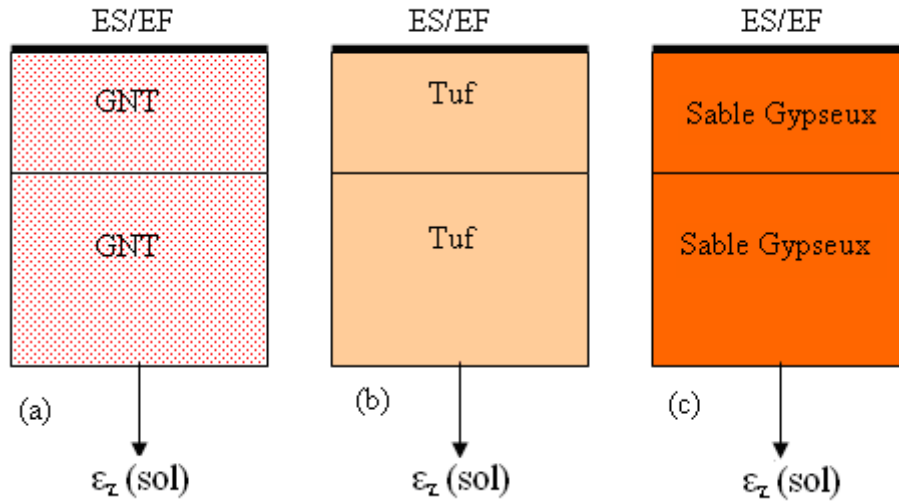


Figure 3.5 – Mode de fonctionnement de différentes structures de chaussées (a) : Structure en Grave Non Traitée) ; (b) et (c) : Structures en matériaux locaux non traités ; ES : Enduit Superficiel ; EF: Enrobé à Froid (CTTP, 2001).

- Le module d'élasticité du matériau est attribué de façon forfaitaire en fonction du module de la plate-forme (mesuré par l'essai à la plaque) et de la catégorie du matériau (CTTP, 2001) à partir des caractéristiques des granulats et du trafic (tableau 3.3).

Tableau 3.3 – Performances mécaniques des tufs d'encroûtements (CTTP, 2001)

| Valeur du module de Young pour les matériaux non traités MNT | | |
|--|--|--------------|
| Chaussée à faible trafic (T<300pl/j) | | Valeurs de K |
| Couche de base | GNT: E = 500Mpa | 2.5 |
| | Tuf 1 : E = 500 MPa | 2 |
| | Tuf 2 : E = 300 MPa | 2 |
| | SG 1 : E = 700 MPa | 2 |
| | SG2 : E = 300 MPa | 2 |
| | SG3 : E = 300 MPa | 2 |
| Couche de fondation (GNT subdivisée en sous-couches de 25 cm d'épaisseur) | $E_{MNT} [1] = k E_{plate-forme support}$ $E_{MNT} [sous-couche i] = k E_{MNT} [sous-couche (i-1)]$ | |

3.3.3 MODES DE DEGRADATION DES CHAUSSEES

Le mode de dégradation d'une chaussée en graves non traitées est différent de celui observé sur une chaussée en tufs en milieu désertique.

A) LES CHAUSSEES EN GNT

La faible rigidité de l'assise conduit à une transmission des efforts verticaux au sol support avec une diffusion latérale relativement faible. Ceci provoque l'apparition des déformations plastiques dont le cumul augmente avec le trafic conduisant ainsi, à l'apparition d'ornières en surface qui détériorent la qualité du profil en long de la chaussée.

Selon les travaux réalisés par Larsen (Larsen, 1997), les déformations irréversibles se concentrent principalement dans le sol support et/ou l'assise de la chaussée.

Le principal mode de dégradation de ces chaussées souples est l'orniérage (figure 3.6).

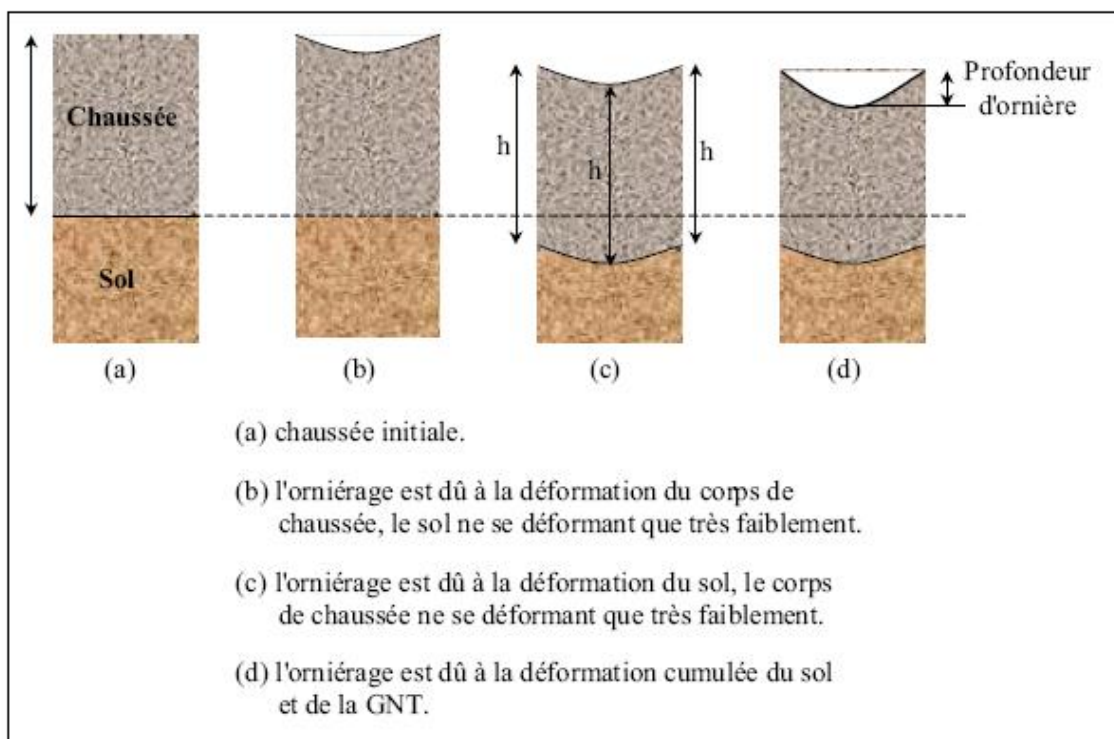


Figure 3.6 – Les différentes causes d'orniérage des chaussées souples (Larsen et Ullidtz, 1997)

Pour les cas (b) et (d), la couche de GNT contribue de façon significative à l'orniérage. Les essais réalisés en grandeur réelle par Larsen (Larsen et Ullidtz, 1997) et Theyse (Theyse, 1997) ont montré que cette contribution peut atteindre 50% de la déformation totale.

La faible rigidité de ces structures les rend aussi très sensibles aux variations de teneur en eau des matériaux non liés (sol et GNT) ; celles-ci peuvent conduire à des pertes de rigidité très importantes en période humide (forte pluie, dégel).

La réglementation, en général, tolère une profondeur d'orniérage maximale de 15 mm. Un "bon dimensionnement" doit assurer que cette valeur ne sera pas atteinte durant la vie de l'ouvrage.

B) LES CHAUSSES EN TUF D'ENCROûTEMENTS

Le mode de dégradation des chaussées sahariennes a été détaillé dans le chapitre 2. On peut retenir cependant que du point de vue comportement mécanique, les routes sahariennes réalisées en tufs d'encroûtements se sont comportées remarquablement bien sur toute la période qui devait être leur durée de vie et pour un nombre d'essieux dépassant largement les 10^6 poids lourds : on ne distingue pratiquement pas de déformations importantes; les principales dégradations relevées sont les fissures transversales et/ou longitudinales qui évoluent généralement à partir de la surface en fissures en mailles larges selon une distribution parfaitement homogène sur toute la surface de la chaussée (Mersout, 1994) présentant un aspect de « peau de crocodile » (figure 3.7).



Figure 3.7 – Aspect de la surface de chaussée saharienne fissurée (Mersout, 1994)

Les chaussées sahariennes périclent par un endommagement progressif conduisant à la rupture par fatigue du matériau et non par accumulation des déformations permanentes conduisant à un orniérage excessif (le sol support étant caractérisé par une portance CBR satisfaisant).

3.3.4 CONCLUSIONS

La méthode de dimensionnement des chaussées en tufs selon le Catalogue de Dimensionnement de Chaussées Neuves (CTTP, 2001) souffre de certaines insuffisances :

La formule de vérification de l'orniérage se base uniquement sur les conditions du trafic. En effet, les caractéristiques mécaniques des matériaux constituant le corps de chaussée et le sol support ne sont pas prises en compte.

La détermination de la déformation admissible se fait avec un calcul en élasticité linéaire alors que le comportement des matériaux non liés montre une forte non-linéarité.

Les couches de la chaussée sont considérées isotropes alors que les couches de l'assise et le sol support montrent une combinaison d'anisotropies induites par le compactage et le trafic.

Les tufs sont considérés démunis de toute cohésion (comme les GNT) or c'est grâce à cette cohésion que leur utilisation est admise en TRS (le chapitre 4 de la présente thèse traite de cette caractéristique).

Les modules de Young sont attribués de façon forfaitaire or nous n'avons pas encore assez de recul pour proposer de telles caractéristiques en fonction d'une classe granulométrique qui peut contenir une variété très importante de tufs.

Au vu du bon comportement des chaussées construites en tufs sélectionnés d'une façon empirique, du mode de rupture de ces chaussées, des insuffisances notés dans la démarche de dimensionnement, la valorisation des matériaux locaux passe par l'amélioration des leurs performances et par la mise à jour des spécifications existantes.

CHAPITRE 4

ETUDE EXPERIMENTALE DU PHENOMENE DURCISSEMENT

4.1 INTRODUCTION

Les tufs d'encroûtements sont des matériaux dotés de cohésion. Cette cohésion qu'ils acquièrent après compactage puis dessiccation prolongée, baisse considérablement quand le degré de saturation augmente et disparaît quasi totalement par saturation. Ces matériaux ont également la propriété particulière de durcir en vieillissant, sans traitement. C'est ce durcissement, appelé aussi *auto-stabilisation* ou *effet de dalle*, qui a permis l'utilisation en corps de chaussée des tufs d'encroûtements, malgré des caractéristiques géotechniques qui s'écartent des spécifications usuelles des pays tempérés.

Malgré l'importance de ce phénomène et l'intérêt que lui portent les techniciens de la route utilisateurs des tufs, il existe peu de références bibliographiques sur le sujet. Ce manque de documentation peut être attribué à la fois au type du matériau étudié « matériau local et fin » et au paramètre d'étude « le durcissement ». En effet, l'utilisation des matériaux fins est un privilège des climats arides ce qui réduit le nombre de pays utilisateurs et par la même le nombre d'études portant sur le thème ; ce nombre est d'autant plus réduit que le critère « cohésion » source du durcissement n'est pas un critère de choix commun à tous les pays intéressés par ces matériaux.

4.2 RESULTATS BIBLIOGRAPHIQUES

Fumet et Peltier, ingénieurs routiers et précurseurs et auteurs de la TRS, ont été les premiers à s'intéresser à l'apport de la cohésion dans la tenue des chaussées en milieu aride (Fumet, 1959) et (Peltier, 1959). Le phénomène de durcissement a été reproduit au laboratoire sur des tufs calcaires et/ou des sables gypseux. La cohésion a été appréciée par la résistance à la compression simple après compactage et séchage d'éprouvettes type sol-ciment.

L'étude du phénomène de durcissement fût reprise par d'autres auteurs [(Alloul, 1981) ; (Ben-Dhia, 1983) ; Boukzzi-Lehbab, 1997) et (Améraoui, 2000)].

Les travaux ont été envisagés sous deux aspects :

1. Evolution du durcissement dans le temps en fonction de divers paramètres.
2. Etude du mécanisme de durcissement.

Les échantillons testés ont été confectionnés et compactés aux valeurs optimales de l'essai Proctor modifié (Wopm et γ_d).

4.2.1 EVOLUTION DU DURCISSEMENT

Les auteurs ont fait varier les paramètres suivants :

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

La figure 4.1 donne l'évolution de la résistance en fonction de la durée de conservation, de deux tufs calcaires différents notamment par leur teneur en calcaire (75% de CaCO_3 pour le tuf d'El-Biban et 60% pour le tuf de Khnis), (Ben-Dhia, 1983).

Elle résume, du point de vue qualitatif, les résultats de différentes études [(Alloul, 1981) ; (Boukkezzi-Lehbab, 1997) ; (Améraoui, 2000)], portant sur l'évolution de la résistance en compression simple d'autres tufs calcaires ainsi que sur des tufs gypseux et gypso-calcaires.

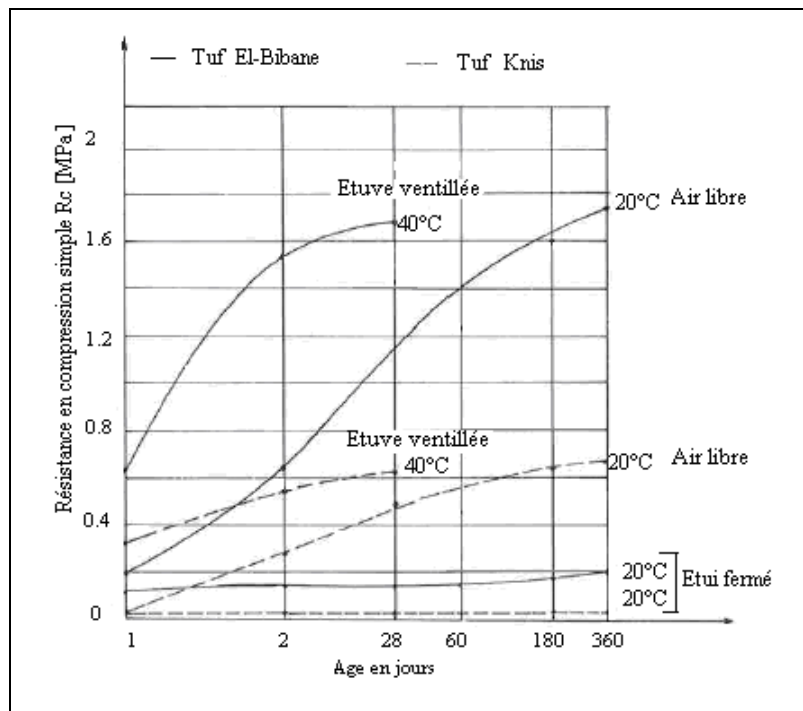


Figure 4.1 – Evolution de la résistance en compression simple de deux tufs calcaires conservés de trois façons différentes (Ben Dhia, 1982)

Les différents auteurs sont arrivés à des conclusions convergentes :

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

4.2.2 ETUDE DU MECANISME DE DURCISSEMENT

Le mécanisme de durcissement est un phénomène qui a attiré l'attention des utilisateurs de ces matériaux et dès les premières réalisations routières :

Les tufs d'encroûtements acquièrent, après compactage puis dessiccation prolongée, une forte cohésion, ce durcissement est appelé par Netterberg (Netterberg, 1975) : autostabilisation. Toutefois cette cohésion du tuf compacté ne pouvait pas être considérée comme une stabilisation permanente du matériau, car elle baisse considérablement quand le degré de saturation augmente et disparaît quasi totalement par saturation totale.

Les constatations faites sur chantiers dans tous les pays utilisant ce genre de matériau sont les suivantes [(Colombier, 1988) ; (Domec, 1980)] :

- Après compactage et séchage, les couches d'encroûtements durcissent. C'est dans la partie supérieure de la couche que le phénomène est le plus important;
- Sous réserve que la couche soit protégée de l'eau (couche de roulement étanche et drainage efficace), ce durcissement se conserve, voire s'accroît dans le temps;
- Le durcissement disparaît si, faute des dispositions constructives nécessaires, la couche de tuf voit sa teneur en eau fortement augmenter;
- Le durcissement est très inégal selon le gisement utilisé;
- L'importance de ce durcissement favorise le bon comportement dans le temps et sous le trafic des chaussées réalisées.

C'est ainsi que l'évolution des caractéristiques mécaniques avec l'âge des tufs compactés laisse penser à l'existence d'une prise, évidemment pas comme celle des liants tels que le ciment, la chaux, le plâtre, etc. où se produisent des liaisons rigides, souvent irréversibles et durables.

Ce phénomène de prise a été attribué par les premiers ingénieurs qui ont utilisé ces matériaux, à une dissolution partielle du calcaire et/ou du gypse dans l'eau de compactage, puis sa recristallisation lorsque l'eau s'évapore (Peltier, 1959).

D'autres travaux de recherches ont été réalisés dans ce domaine, et les opinions sont, souvent, très différentes. Nous présentons ci-après deux études menées au laboratoire, qui tentent d'expliquer ce phénomène.

Alloul, Fumet et Améraoui ont, à partir d'analyses en microscopie électronique ou en diffraction X, estimé qu'il n'y a pas eu de nouvelles formes cristallines au sein du matériau. Il conclut que le durcissement est dû :

- A l'arrangement des grains au séchage dans le cas des tufs calcaires.
- Aux qualités physiques du gypse (angularité, friabilité et finesse) dans les cas des sables gypseux.

Ben-Dhia a essayé de simuler le phénomène en laboratoire tel qu'il se passe dans une chaussée en soumettant une éprouvette immergée à sa base à une élévation de température en surface pendant une journée (figure 4.2). Les éprouvettes soumises à l'essai ont été sciées et les parties inférieures et supérieures ont été analysées au microscope électronique à balayage (MEB).

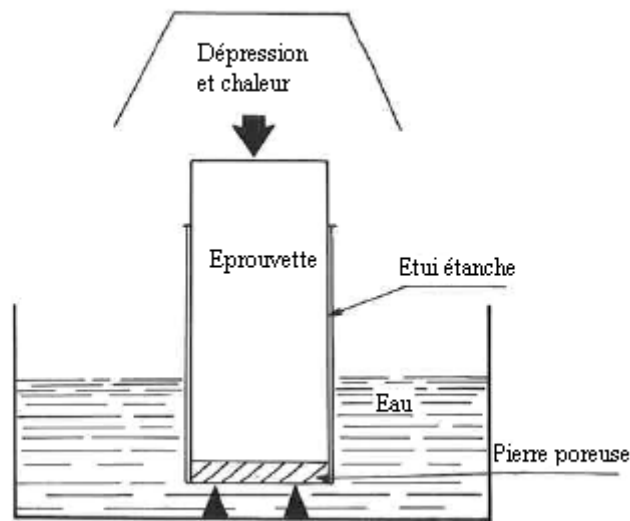


Figure 4.2 – Simulation du durcissement dans une couche sous l'effet de la température (Ben Dhia, 1983).

Les photos prises au microscope montrent que les zones de dissolutions sont apparues à la base des éprouvettes et que dans la partie supérieure, il y a eu dépôt et recristallisation de calcite.

D'après cette étude, l'auteur explique le durcissement des chaussées en tufs calcaires par la dissolution partielle du carbonate sous l'action de l'eau et du CO_2 et par sa recristallisation après dessiccation et rejoint ainsi l'avis de Peltier.

Au vu de l'importance du phénomène de durcissement dans l'utilisation des tufs d'encroûtements en technique routière, du peu de travaux qui portent sur ce phénomène et des résultats divergents sur les mécanismes qui le gèrent, il nous a semblé opportun d'apporter notre modeste contribution par le développement d'une étude expérimentale portant sur l'impact de différents facteurs environnementaux sur le phénomène de durcissement. Deux matériaux ont été retenus pour cette étude : un tuf gypso-calcaire de Hassi-Messaoud et un sable gypseux de Ouargla.

Dans cette partie, on s'intéresse, après l'identification des matériaux, au phénomène de durcissement selon les deux aspects cités dans la bibliographie (cohésion et mécanisme) ; l'approche et les paramètres d'étude sont toutefois différents des travaux antérieurs.

4.3 ETUDE DU EXPERIMENTALE DU PHENOMENE DE DURCISSEMENT D'UN TUF GYPSO CALCAIRE DE HASSI-MESSAOUD

Le matériau d'étude provient des plateaux de tuf de Hassi-Messaoud. La région de Hassi-Messaoud se trouve en bordure du grand erg oriental et présente un terrain particulièrement accidenté, constitué d'une succession de plateaux pierreux et de dépressions sableuses d'une dénivellation de l'ordre de 10 à 15 m. Certaines parties des dépressions sont occupées par des dunes de sable. D'une manière générale, la région de Hassi -Messaoud abondante en matériaux gypso calcaire.

4.3.1 IDENTIFICATION ET COMPORTEMENT GEOTECHNIQUE DU MATERIAU D'ETUDE

L'identification géotechnique telle qu'elle est pratiquée actuellement dans les laboratoires routiers algériens s'effectue selon les normes admises en géotechnique classique, avec néanmoins, certaines modifications [(Alloul 1981) ; (Ben Dhia 1983) ; (CTTP, 2001) ; (Fenzy, 1966) ; (Fumet, 1959) ; (Horta, 1971) et (Peltier, 1959)].

Ainsi :

La détermination du pourcentage de gypse et de calcaire est pratiquée sur la fraction granulométrique inférieure à 1mm.

L'analyse granulométrique s'effectue sur un échantillon qui aura été mis à détremper dans un bac d'eau pendant 12 à 24 heures.

On préconise l'utilisation d'une coupelle rugueuse pour la détermination des limites d'Atterberg,

Lors des essais de compactage (essais Proctor), on ne réutilise pas le même échantillon pour les différents points de teneur en eau.

L'essai de compression simple est réalisé sur des éprouvettes séchées, dans une étuve ventilée.

A) RESULTATS D'IDENTIFICATION

La granulométrie

La courbe granulométrique se situe à l'intérieur du fuseau de Beni-Abbes qui est le fuseau représentatif des tufs à ossatures (figure 1). Cependant, après compactage, dans les conditions Proctor modifié, la courbe granulométrique sort du fuseau : le matériau est friable et évolutif. La valeur du coefficient Los Angeles (LA=50%) confirme la friabilité du matériau (tableau 4.1).

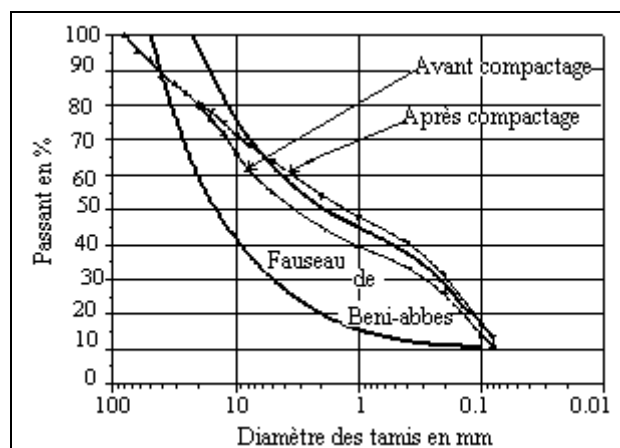


Figure 4.3 – Courbes granulométriques du tuf gypso calcaire de Hassi-Messaoud avant et après compactage

Essai Proctor modifié

L'essai Proctor Modifié a pour but de déterminer la teneur en eau optimale pour un matériau donné et des conditions de compactage fixées, qui conduit au meilleur compactage possible. Le compactage étant l'ensemble des mesures prises pour augmenter la densité apparente sèche du sol

traité. La densité sèche d'un corps étant le rapport entre la masse volumique de ce corps à celle de l'eau (γ_d/γ_w), elle sera exprimée par un nombre sans dimension.

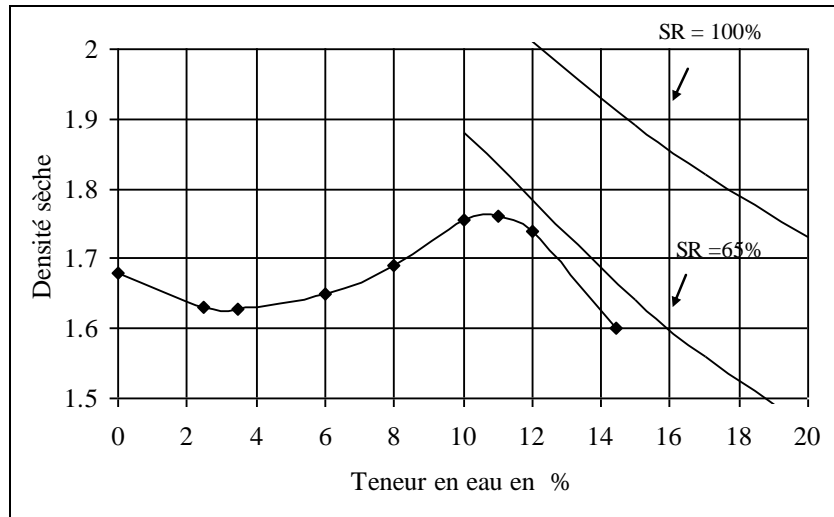


Figure 4.4- Courbe Proctor modifiée du tuf de Hassi-Messaoud

Dans le cas du tuf de Hassi-Messaoud, la teneur en eau optimale Proctor modifiée est $W_{opm} = 11\%$ et la densité sèche γ_d y correspondant est égale à 1.75 (figure 4.4).

On remarquera que la densité sèche du matériau varie de moins de 10% pour des teneurs en eau variant de 0 et 14.5% ; la densité à sec est relativement élevée comme dans le cas des sables sans fines (Forsblad 1981) : le compactage est peu influencé par la teneur en eau.

Essai de portance CBR à teneur en eau constante : $CBR = f(\gamma_d)$ $W = cte = W_{opm}$

L'Indice Portant Californien est un nombre sans dimension exprimant, en pourcentage, le rapport entre les pressions produisant un enfoncement donné dans le matériau à étudier d'une part (avec ou sans immersion au préalable) et dans un matériau type d'autre part. Il caractérise implicitement la tenue au poinçonnement d'un sol.

La courbe de la figure 4.5 est tracée à partir de résultats de poinçonnement sur des éprouvettes confectionnées à la teneur en eau optimale de l'essai Proctor modifié et compactées à trois énergies : l'une étant celle de l'essai Proctor modifié (55 coups); les deux autres énergies étant plus faible (25 et 35 coups).

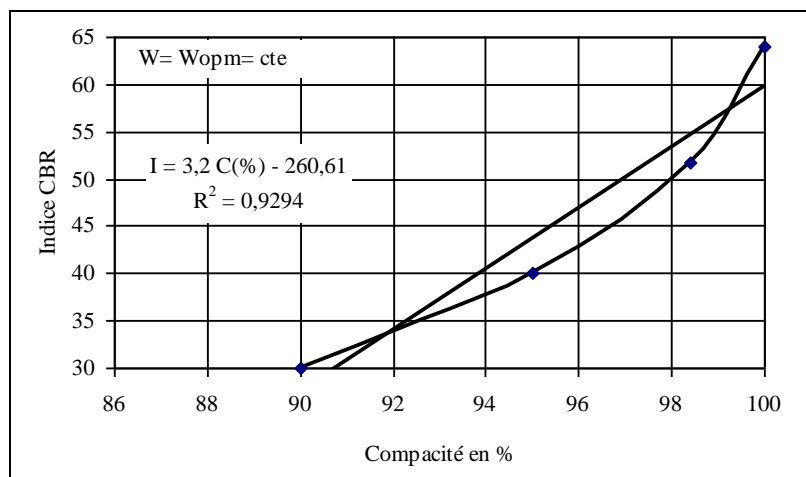


Figure 4.5 - Variation de l'indice CBR du tuf de Hassi-Messaoud en fonction de la compacité

L'équation [4.1] de la courbe tendance indique une étroite relation entre l'indice portant et le taux de compactage : une chute de compacité de 10% entraîne une réduction de l'indice portant de plus de 50%.

$$I_{\text{CBR}} = 3.2 C (\%) - 260.61 \quad [4.1]$$

Variation de l'indice portant en fonction de la teneur en eau : [CBR = f (w)] E = Cte

La courbe de la figure 4.6 représente la variation de l'indice portant CBR en fonction de la teneur en eau, pour une énergie de compactage Proctor modifié.

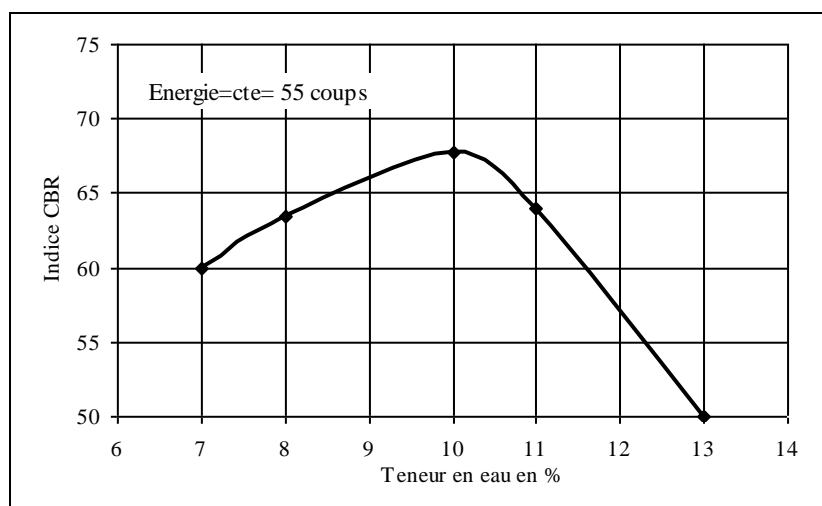


Figure 4.6 – Variation de l'indice CBR du tuf de Hassi-Messaoud en fonction de la teneur en eau

L'indice portant varie peu (entre 63 et 68) dans le domaine des teneurs en eau de compactages (autour de Wopm) : la portance du matériau n'est pas très sensible à la variation de la teneur en

eau de compactage. Le matériau est peu sensible à la variation de la teneur en eau pour une énergie donnée.

Résistance à la compression simple

Les résultats des essais en compression simple, à différentes compacités obtenues selon la formule 1, sont reportés sur la figure 4.7.

Les résultats indiquent une relation linéaire entre la compacité et la résistance à la compression simple.

$$R_c \text{ (MPa)} = 0.172 \times \text{Compacité (\%)} - 15.93 \quad [4.2]$$

A 100% de compacité, la résistance est de 1.27 Mpa

A 98% de compacité, la résistance est 0.956 MPa.

A 95% de compacité, elle n'est plus que de 0.44 MPa :

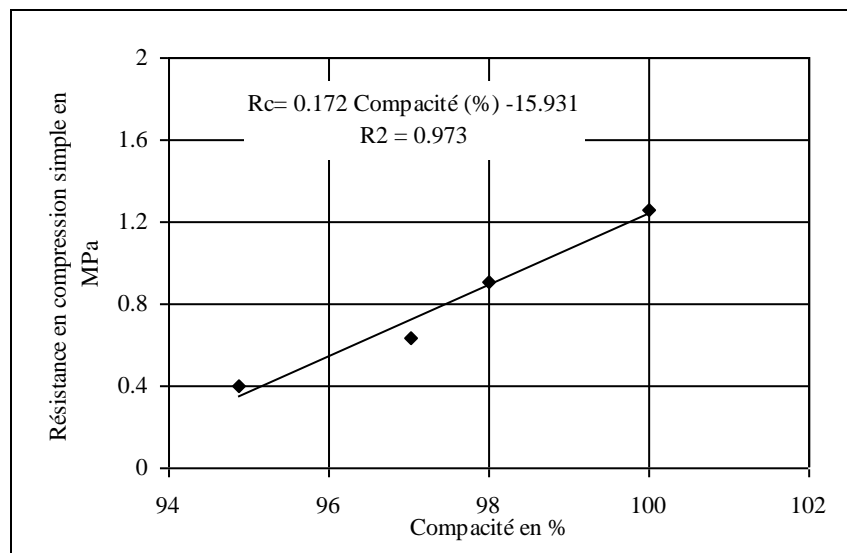


Figure 4.7 – Résistances à la compression simple du tuf de Hassi-Messaoud à différentes compacités

La cohésion du matériau étudié est *faible* et est très *sensible* à la variation de l'énergie de compactage. Elle baisse de près de la moitié en lorsque le taux de compactage chute de deux points. Elle passe au tiers de sa valeur initiale lorsqu'on perd cinq points en compacité. Pour tirer profit de la cohésion apportée par les fines gypso-calcaires, un soin particulier doit être apporté compactage de ce matériau.

Résultats des essais d'identification et de comportement du tuf de Hassi-Messaoud

Le tableau 4.1 regroupe les caractéristiques géotechniques et mécaniques du matériau d'étude.

Tableau 4.1 – Caractéristiques géotechniques et mécaniques du tuf de Hassi-Messaoud

| Fines | LA | ES | VB | CaSo4 | CaCo3 | Wopm | γ_d . | CBR ₉₈ | Rc ₉₈ |
|-------|-----|-----|------|-------|-------|------|--------------|-------------------|------------------|
| 15% | 50% | 24% | 0.30 | 54% | 17% | 11% | 1.75% | 50% | 0.95 MPa |

LA : Coefficient Los Angeles ; *ES* : Equivalent de sable ; *CaSO4* : Gypse ; *CaCO3* : Calcaire ; *VB* : Valeur au bleu ; *W_{opm}* : teneur en eau optimale Proctor modifié ; γ_d densité sèche optimale Proctor modifié ; *CBR₉₈* : indice portant californien immédiat à 98% de compacité ; *Rc₉₈* : résistance à la compression simple à 98% de compacité Proctor modifié

Le matériau d'étude est un tuf gypso-calcaire à prédominance gypseuse. Il présente des caractéristiques de compactage acceptables (teneur en eau optimale, densité sèche, quantité de fines, allure de la courbe de compactage, pourcentage de gypse et de calcaire). C'est un matériau friable ($LA > 45\%$) ; il appartient à la famille III et sa cohésion est faible.

Le matériau ne pourrait être retenu pour une utilisation routière. Cette conclusion, basée sur les critères de choix des matériaux à utiliser en corps de chaussée (Domec, 1980), (Fenzy 1966), (CTTP, 2001) montre l'importance du paramètre résistance qui est un indice lié au phénomène de durcissement ou autostabilisation du matériau tufeux.

L'étude expérimentale relative à ce phénomène, sera menée selon le plan expérimental défini ci-dessous.

B) PLAN EXPERIMENTAL

Dans ce chapitre, nous développons une étude expérimentale sur l'aptitude du tuf de Hassi-Messaoud à durcir, dans le temps et dans des conditions de sécheresse se rapprochant de celles des zones arides (étuve chauffée et ventilée).

Des séries d'éprouvettes sont confectionnées à différentes teneurs en eau. Les échantillons sont gardés dans une étuve ventilée ; certains sont protégés contre la dessiccation et d'autres non. La comparaison des séries avec dessiccation et des séries sans dessiccation permet d'apprécier l'apport de la sécheresse dans le mécanisme de durcissement en fonction de la teneur en eau de compactage.

Hypothèses

L'étude est basée sur les hypothèses suivantes :

- (i) La résistance obtenue par écrasement d'une éprouvette en compression simple est un indice retenu pour évaluer la cohésion (Alloul 1981), (Ben Dhia 1983), (Fenzy 1966), (Fumet 1959) et (Peltier 1959).
- (ii) Le durcissement étant, principalement, le produit de deux facteurs : le compactage et la dessiccation, il sera exprimé comme étant la somme de la composante de compactage et de la composante de dessiccation.

$$R_{\text{durcissement}} = R_{\text{compactage}} + R_{\text{dessiccation}} \quad [4.3]$$

- (iii) La granulométrie ne varie pas dans des proportions importantes (résultat de l'étude bibliographique) ; son effet sera donc négligé.

(iv) L'effet de la variation de l'énergie de compactage sera également considéré comme négligeable : en effet pour porter des échantillons compactés à des teneurs en eau différentes de Wopmn il aurait fallu augmenter l'énergie de compactage (Arquié, 1972) (figure 4.8).

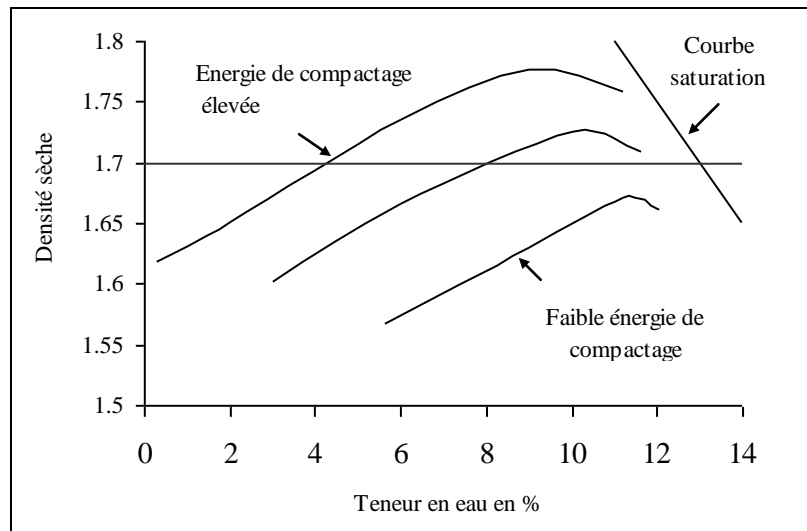


Figure 4.8 – Evolution des courbes Proctor (Arquié, 1972)

Choix des teneurs en eau

Les teneurs en eau retenues pour cette étude s'échelonnent de zéro à la plus grande valeur nous permettant de confectionner les éprouvettes. Ce choix a été dicté par les deux constatations suivantes :

- (i) L'apport de la composante de compactage, dans le processus de durcissement, est médiocre ($R_{\text{compactage}} < 10\% R_{\text{durcissement}}$), alors nous nous sommes proposés d'améliorer cette composante. Cette approche nous amène donc à compacter du côté sec de la courbe Proctor modifiée (Arquié1972) et (Delage 2001).
- (ii) Le processus de durcissement se développe en milieu humide, alors les valeurs du côté humide s'imposent également.

Essais

L'essai retenu pour évaluer la cohésion est l'essai de compression simple. Il est réalisé à l'aide d'une presse CBR. Le chargement est appliqué à vitesse constante à raison de 0.5 mm/min. La charge maximale est relevée directement à partir du dispositif expérimental.

Etant donné la quantité importante d'échantillons à tester, nous avons réalisé un moule de dimensions réduites, de 2.2 cm de diamètre et 4.4 cm de hauteur, équivalent au moule standard sol-ciment. Le rapport des résistances, à compacité égale, établi dans le cas précis du matériau d'étude, est égal à 1.5.

Les éprouvettes sont confectionnées avec des éléments dont le diamètre des grains est inférieur à 2 mm. L'évolution granulométrique des tufs, sous l'effet du compactage n'étant pas importante dans la fraction fine, son influence sur les résultats des essais peut être considérée comme négligeable.

Modes de conservation

Dans le mode appelé « mode avec dessiccation », les éprouvettes sont placées, après démoulage, dans une étuve ventilée, à 40°C.

Dans le mode dit « sans dessiccation », les éprouvettes sont placées dans la même étuve en prenant soin de les envelopper, juste après démoulage, dans du plastique de congélation en polypropylène (Derriche, 2000).

Ces deux modes ont été retenus pour mettre en évidence la variation de chacune des deux composantes citées préalablement (équation 4.3).

Dans les deux modes de conservation, la teneur en eau ne reste pas constante. Ce point sera analysé dans le paragraphe 4.3.

Paramètres d'étude

Les paramètres arrêtés à l'issue du choix de la procédure d'analyse et tirés de la littérature sont les suivants :

- (i) Six teneurs en eau : 0 ; 3 ; 6 ; 8 ; 11 et 13 %, chaque teneur en eau représente une série.
- (ii) Cinq durées de conservation : 1 ; 4 ; 7 ; 14 et 28 jours par teneur en eau.
- (iii) Deux modes de conservation : Etuve ventilée, 40° C, avec dessiccation ; Etuve ventilée, 40°C, sans dessiccation.

Chaque série comporte trois échantillons par durée de conservation soit 15 éprouvettes. Elle est doublée par une série équivalente pour assurer les deux modes de conservation. Au total près de 200 éprouvettes ont été confectionnées.

4.3.2 ANALYSE DES RESULTATS

A) INFLUENCE DE LA TENEUR EN EAU DE CONFECTION SUR LA RESISTANCE EN COMPRESSION SIMPLE

L'influence de la teneur en eau de confection sur la résistance est analysée pour chacun des deux modes de conservation.

Mode avec dessiccation

Le « mode avec dessiccation » permet à l'eau des éprouvettes compactées de s'évaporer.

Ce mode permet donc au durcissement de s'opérer dans ses deux phases (formule 3.2). Nous obtenons par ce mode la variation de $R_{\text{durcissement}}$ en fonction de la teneur en eau pour différentes durées de conservation (figure 4.9).

Toutes les courbes de la figure 4.9 passent par un optimum correspondant à une teneur en eau optimale W_{opt} située sensiblement à gauche de W_{optm} (entre 8 et 11% de teneur en eau).

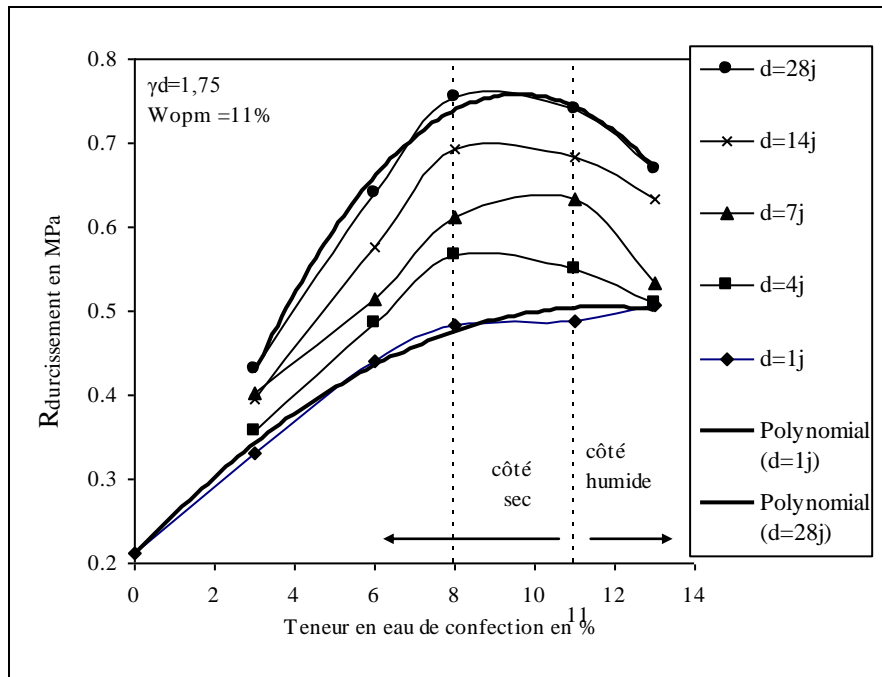


Figure 4.9 – Influence de la teneur en eau de confection du tuf de Hassi-Messaoud sur la $R_{durcissement}$

L’ajustement polynomial de la courbe représentant la variation de la résistance en fonction de la teneur en eau, pour une durée de conservation donnée, se présente sous la forme suivante :

$$R_{durcissement,j} = a_j w^2 + b_j w + c_j \tag{4.4}$$

W est la teneur en eau en % ; j la durée de conservation exprimée en jours et R_c : la résistance à la compression simple exprimée en MPa.

a_j , b_j et c_j sont des constantes dépendant de la durée de conservation.

Ces courbes passent par un sommet à :

$$w = - b_j / 2a_j \tag{4.5}$$

A titre illustratif, à 28 jours et à 4 jours de conservation, nous obtenons, respectivement, les ajustements suivants :

$$R_{durcissement, 28} = - 0.0072 w^2 + 0.140 w + 0.072 \tag{4.6}$$

Avec un coefficient de détermination $R^2 = 0.9969$

$$R_{durcissement, 4} = - 0.0044 w^2 + 0.087 w + 0.131 \tag{4.7}$$

avec un coefficient de détermination $R^2 = 0.9936$

Le coefficient de détermination est proche de l’unité pour toutes les durées de conservation. On peut retenir les ajustements polynomiaux des différentes courbes et en déduire, si besoin est, les résistances pour n’importe quelle durée de conservation inférieure ou égale à 28 jours (tableau 4.2).

Tableau 4.2 – Résistances optimales et teneurs en eau (W_{op}) y correspondant

| Durée de conservation | 1 jour | 4 jours | 7 jours | 14 jours | 28 jours |
|--------------------------|--------|---------|---------|----------|----------|
| $R_{durcissement}$ (MPa) | 0.535 | 0.560 | 0.615 | 0.687 | 0.752 |
| $W_{od}(\%)$ | 11.36 | 9.88 | 9.61 | 10.35 | 9.70 |

On notera que, quelle que soit la durée de conservation, toutes les teneurs en eau sont inférieures à W_{opm} (sauf pour $j = 1$ jour).

Ce comportement est lié à la contribution de chacune des deux composantes qui évoluent différemment en fonction de la teneur en eau (paragraphe 4.3.2)

Mode sans dessiccation

Le « mode sans dessiccation » empêche l'eau de s'évaporer. La composante liée à la dessiccation est donc freinée. Il permet d'analyser la variation de la composante $R_{compactage}$, en fonction de la teneur en eau de confection et des différentes durées de conservation.

Les courbes se présentent sous forme de faisceau convergeant vers une résistance nulle pour toutes les durées de conservation (figure 4.10).

Les résistances obtenues pour les faibles teneurs en eau sont plus grandes. Ce résultat était attendu (Arquié, 1972) et (Delage et al, 2001). La plus forte résistance procurée par le compactage est obtenue à 28 jours de conservation pour $W = 3\%$.

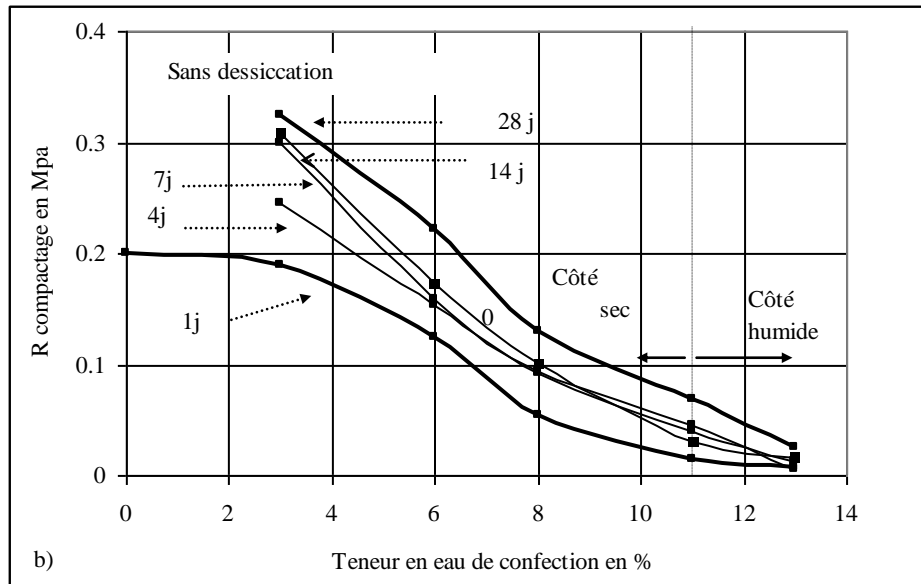


Figure 4.10 – Influence de la teneur en eau de confection du tuf de Hassi-Messaoud sur $R_{compactage}$

Du côté humide de la courbe Proctor, le tuf perd pratiquement toute cohésion.

Cette chute de résistance est caractéristique des matériaux granulaires non cohérents qui doivent leur cohésion à la présence des forces capillaires lors de compactage à faible teneur en eau (figure 4.11).

Ces forces disparaissent à partir d'un certain seuil, la présence de l'eau devenant néfaste à la cohésion (Soulié, 2006).

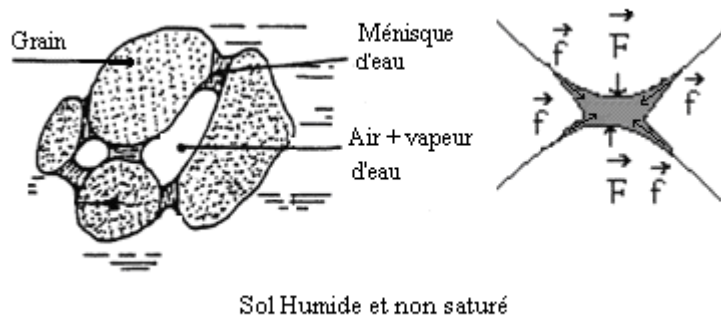


Figure 4.11 – Cohésion par capillarité (Soulié, 2006)

B) INFLUENCE DE LA DUREE DE CONSERVATION SUR LA RESISTANCE EN COMPRESSION SIMPLE

La durée de conservation a influencé le développement de la résistance dans les deux modes.

Mode avec dessiccation

Les points reportés sur la figure 4.12 sont issus de l'expérience.

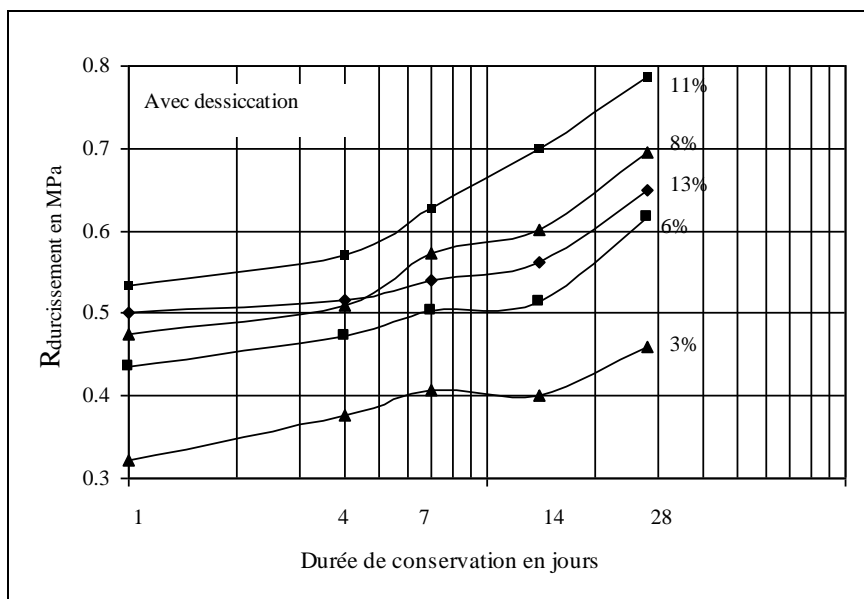


Figure 4.12 – Influence de la durée de conservation du tuf de Hassi-Messaoud sur $R_{durcissement}$

La résistance croît avec la durée de conservation avec une tendance à l'évolution au-delà des 28 jours.

Les courbes passant par ces points présentent une allure ascendante. Elles sont classées dans un ordre croissant suivant la teneur en eau initiale à l'exception de la courbe à 13% de teneur en eau.

La courbe à 13% marque une chute de la cohésion due à un effondrement de la cohésion lors du compactage comme il apparaît dans l'étude de la composante de compactage (mode sans dessiccation).

Mode sans dessiccation

Les courbes ont une allure ascendante : la résistance croît avec la durée de conservation avec une tendance à l'évolution au-delà des 28 jours (figure 4.13). La croissance étant plus marquée pour les faibles teneurs en eau ($W=3\%$ et $W=6\%$).

Pour les teneurs en eau égales ou supérieures à W_{opm} , la durée de conservation influe peu sur la résistance qui, par ailleurs, est très faible dès le premier jour. Ce résultat rejoint les résultats trouvés dans la bibliographie.

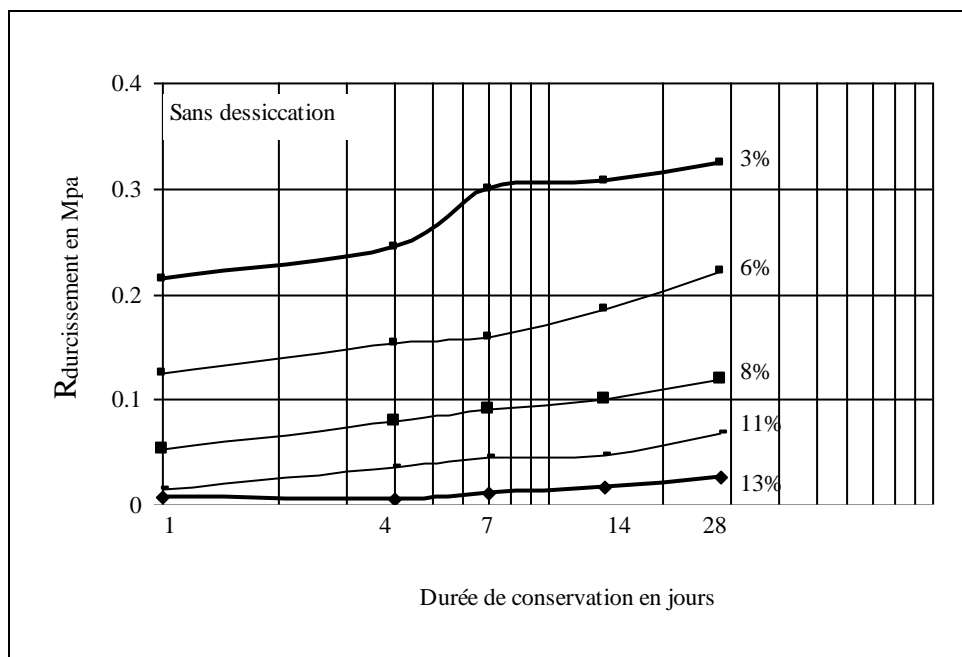


Figure 4.13 – Influence de la durée de conservation du tuf de Hassi-Messaoud sur $R_{compactage}$

Cependant, pour le compactage à faible teneur en eau, la résistance est sensiblement supérieure dès le premier jour de conservation et évolue dans le temps : les échantillons confectionnés à 3% de teneur en eau gagnent 0.11 Mpa contre 0.01 MPa pour une teneur en eau de 13%.

On remarquera également le bon qualitatif qui s'est opéré entre 4 et 7 jours de conservation pour $W=3\%$.

Cette situation trouve une explication dans la partie analyse de l'état hydrique des nos échantillons.

C) CONTRIBUTION DE CHACUNE DES DEUX COMPOSANTES DANS LE PROCESSUS DE DURCISSEMENT

Nous présentons ci-dessous (figure 4.14) la variation de chacune des deux composantes du durcissement en fonction de la teneur en eau de confection, après 28 jours de conservation à l'étuve ventilée à 40°C.

La « composante dessiccation » est déduite à partir de l'équation 4.3.

Les deux composantes évoluent dans deux directions opposées. Elles se croisent aux environs de $w = 5\%$; la résistance correspondante est de l'ordre de 0.22 MPa. Elles s'écartent au maximum à W_{opm} . Au-delà de cette valeur la tendance est à la baisse pour les deux composantes.

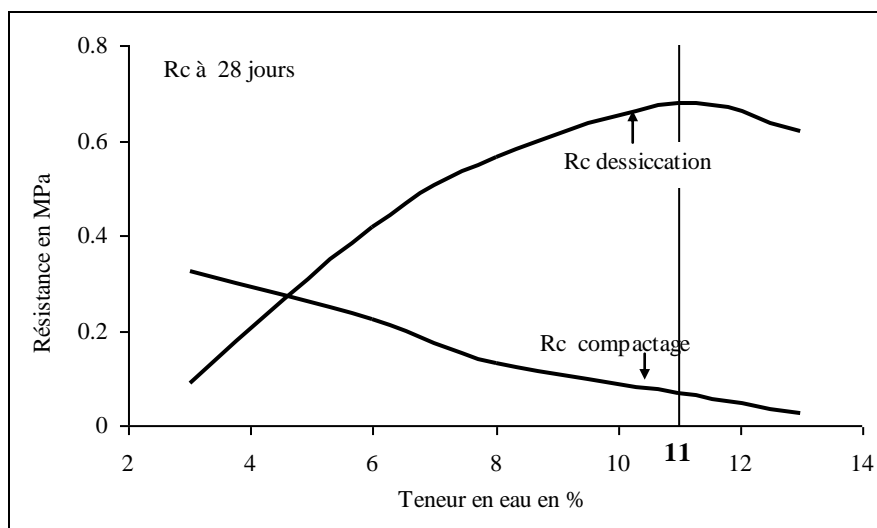


Figure 4.14 – Variation de chacune des deux composantes en fonction de la teneur en eau

La chute de la composante de compactage s'explique par l'excès d'eau nuisible à l'arrangement des grains entraînant la chute de la composante de dessiccation : la dessiccation ne pouvant pas apporter une cohésion sur un échantillon déstructuré.

Le tableau 4.3 donne la résistance totale et les contributions relatives des composantes de compactage et de dessiccation après 28 jours de conservation.

Tableau 4.3 – Taux de contribution de chacune des deux composantes à 28 jours

| Teneur en eau | | 0% | 3% | 6% | 8% | 11% | 13% |
|---------------------------------|---------------------------|------|-------|-------|-------|-------|-------|
| R _{durcissement} (MPa) | | 0.2 | 0.404 | 0.638 | 0.696 | 0.747 | 0.644 |
| R _{compactage} (MPa) | | 0.2 | 0.324 | 0.222 | 0.130 | 0.068 | 0.026 |
| R _{dessiccation} (MPa) | | 0 | 0.089 | 0.418 | 0.566 | 0.679 | 0.618 |
| Contribution | R _{compactage} | 100% | 80% | 35% | 18% | 9% | 4% |
| | R _{dessiccation} | 0% | 20% | 65% | 82% | 91% | 96% |

On note une résistance quasi nulle pour un compactage à sec. La cohésion étant apportée par le compactage.

Toute en restant faible (le matériau étant pulvérulent), la cohésion est assurée, pour les faibles teneurs en eau, par le compactage ; la tendance s'inverse autour de W_{opm} .

En effet :

A 0% de teneur en eau, soit un compactage à sec, la résistance acquise est médiocre. Les éprouvettes se sont détériorées dans l'étuve ; la contribution de la résistance de dessiccation est nulle.

A 3% de teneur en eau, il y a amorce de dessiccation. La composante de compactage s'améliore, sa contribution est conséquente (80%) mais le durcissement reste en deçà de son optimum.

A 6% de teneur en eau, la composante de dessiccation fait un bond significatif pendant que celle de compactage chute. La contribution de cette dernière est réduite à 35% et le durcissement tend vers sa valeur optimale. La tendance continue jusqu'à la réduction de l'apport de la résistance de compactage à 4%.

Conclusion

- La composante de dessiccation se développe lorsque la teneur en eau est relativement importante sans toutefois que cette dernière porte préjudice à la cohésion du matériau lors du compactage donc la teneur en eau ne saurait dépasser W_{opm} .
- La composante de compactage est plus importante pour les faibles teneurs en eau ($W < W_{opm}$)

Le durcissement étant la somme des deux composante, il atteint son maximal pour une teneur en eau inférieur à W_{opm} .

Les résultats du durcissement obtenus du côté sec excluent toute tentative de compactage à sec ou à faible teneur eau pour ce type de matériaux (tableau 4.3).

D) ETAT HYDRIQUE DES ECHANTILLONS APRES CONSERVATION

Chaque échantillon est caractérisé par trois teneurs en eau : la teneur en eau théorique désignant la série à laquelle il appartient ; la teneur en eau réelle ou initiale mesurée juste après la confection (elle peut être égale ou légèrement différente de celle de la série) et enfin la teneur en eau finale caractérisant l'échantillon juste à la sortie de l'étuve.

La teneur en eau d'un échantillon est obtenue par pesée : c'est le rapport du poids de l'eau contenue dans l'échantillon avant essai au poids du même matériau séché à l'étuve jusqu'à complète dessiccation.

Mode avec dessiccation

Compte tenu des définitions précédentes, le taux de perte en teneur en eau est obtenu par la formule suivante :

$$\% \text{ perte (\%)} = (W_{\text{initiale}} - W_{\text{finale}}) / W_{\text{initiale}} \quad [4.8]$$

Le tableau 4.4 donne les différentes pertes en eau à 4 jours et à 28 jours de conservation.

Tableau 4.4 – Taux de perte en teneur en eau à 4 et 28 jours de conservation

| 4 jours de conservation avec dessiccation | | | | | 28 jours de conservation avec dessiccation | | | | |
|---|----------------|--------------|------------|---------|--|----------------|--------------|------------|---------|
| Séries | $W_{initiale}$ | W_{finale} | Perte en W | % perte | Séries | $W_{initiale}$ | W_{finale} | Perte en W | % perte |
| 3% | 3.32 | 0.14 | 3.18 | 95% | 3% | 3.34 | 0.11 | 3.23 | 97% |
| 6% | 6.16 | 0.24 | 4.94 | 80% | 6% | 6.06 | 0.159 | 5.90 | 97% |
| 8% | 7.97 | 0.171 | 6.8 | 85% | 8% | 8.24 | 0.242 | 8.00 | 97% |
| 11% | 10.59 | 0.173 | 9.42 | 89% | 11% | 11.23 | 0.23 | 11.00 | 98% |
| 13% | 13.06 | 0.257 | 12.70 | 97% | 13% | 13.00 | 0.154 | 12.80 | 98% |

On relève y relève qu'à 4 jours de conservation, les échantillons ont déjà perdu 80 à 97 % de leur teneur en eau.

Cependant, à 28 jours, le matériau garde encore une teneur en eau de l'ordre 2 à 3% de la valeur initiale. Cette teneur en eau finale peut être attribuée à une absorption de l'humidité atmosphérique lors de l'essai, absorption facilitée par la nature même du matériau (paragraphe 4.3.3).

Mode sans dessiccation

Les échantillons conservés dans une étuve ventilée, chauffée à 40°C, perdent jusqu'à 3% de leur teneur en eau alors qu'ils sont disposés dans un étui étanche. Cette quantité d'eau correspond aux gouttelettes récupérées sur les parois de l'étui.

Le tableau suivant nous donne le pourcentage de perte en teneur en eau à 28 jours de conservation.

Tableau 4.5 – Taux de perte en teneur en eau à 28 jours de conservation

| 28 jours de conservation sans dessiccation | | | | |
|--|--------------------|------------------|----------------|---------|
| Séries | $W_{initiale}$ (%) | W_{finale} (%) | Perte en W (%) | % perte |
| 3% | 2.98 | 2.3 | 0.5 | 17% |
| 6% | 5.88 | 4.28 | 0.58 | 10% |
| 8% | 8 | 6.41 | 0.61 | 7% |
| 11% | 11.1 | 8.55 | 0.95 | 8.6% |
| 13% | 13.45 | 10.45 | 3.00 | 18% |

Malgré la protection contre la dessiccation, les échantillons perdent jusqu'à 18 % de leur teneur en eau initiale après 28 jours de conservation. La perte est relativement plus élevée pour la série 3% et 13% (tableau 4.5).

E) RESUME DES RESULTATS

Dans le cas d'éprouvettes soumises à la dessiccation, les résultats confirment ceux trouvés dans la bibliographie : la résistance évolue avec le temps. Cette évolution s'opère principalement entre 7 et 28 jours et se poursuit au-delà quelque soit la teneur en eau de confection.

Dans le cas d'une conservation sans dessiccation, pour les teneurs en eau voisines ou supérieures de Wopm, nos résultats rejoignent également les conclusions antérieures : pas d'évolution des caractéristiques mécaniques. *Cependant, une amélioration de la cohésion a été constatée pour les faibles teneurs en eau de compactage.*

Le durcissement est essentiellement provoqué par la dessiccation, mais une teneur en eau de compactage *minimale* est nécessaire pour que le durcissement s'opère et cette teneur ne *doit pas dépasser Wopm.*

La composante de dessiccation a besoin, pour un développement optimal, d'une teneur en eau de compactage optimale (Wod) située à gauche de Wopm.

La composante de compactage est par contre plus importante lorsque la teneur en eau est faible et devient quasi nulle à l'approche de Wopm.

La teneur en eau finale n'est pas nulle malgré une conservation de plus de 28 jours à l'étuve ventilée à 40°C.

Les échantillons protégés contre la dessiccation ont perdu entre 7 et 18 % de leur teneur en eau lors de leur conservation.

4.3.3 EXPLICATION PHYSIQUE DU PHENOMENE DE DURCISSEMENT

L'évolution de la cohésion macroscopique du tuf gypso calcaire lors de l'évaporation de l'eau, après humidification et compactage tend vers une explication par un changement minéralogique ou une dissolution partielle des carbonates et du gypse, formant un soluté dont la concentration augmente lors de l'évaporation provoquant une recristallisation des fractions dissoutes.

Pour expliquer les mécanismes du processus de durcissement, on a procédé à l'analyse du comportement thermique du matériau d'origine ; à la diffraction des rayons X sur de la poudre de différents échantillons testés et à l'interprétation de l'évolution de la cohésion des dits échantillons.

A) COMPORTEMENT THERMIQUE DU TUF GYPSO CALCAIRE

Les courbes obtenues à partir des Analyses Thermo Gravimétrique et Thermo. Différentielle, (ATG et ATD) sur des échantillons en poudre du tuf gypso calcaire (figure 4.15) indiquent une perte en masse totale de 15 % et deux pics endothermiques.

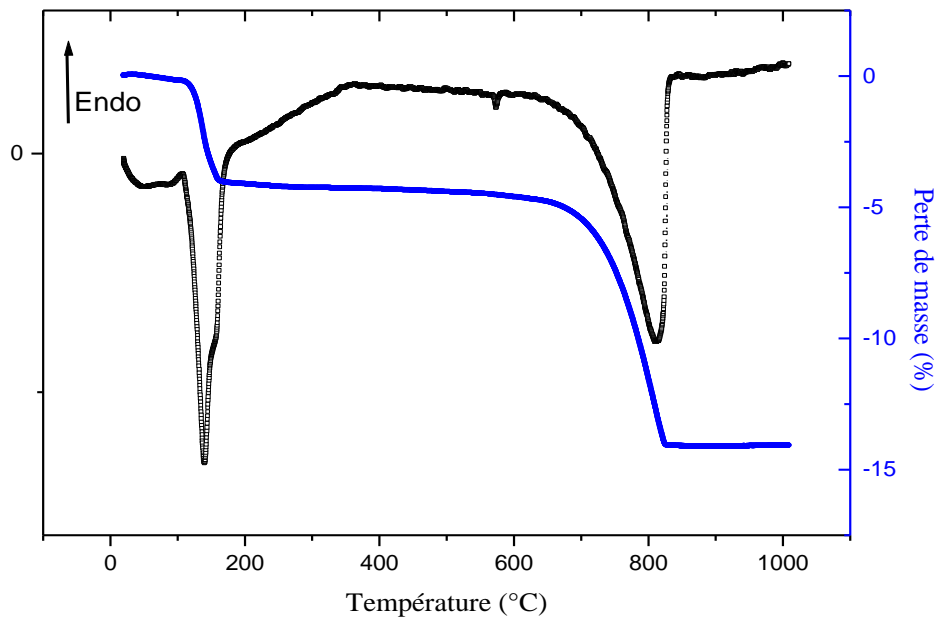
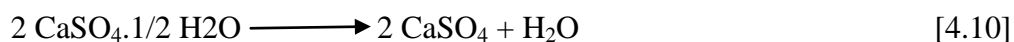
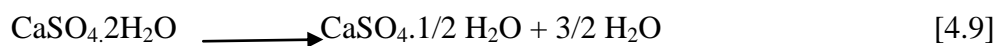


Figure 4.15 – Termogramme d'un échantillon du tuf gypso-calcaire de Hassi-Messaoud

Le premier pic correspondant au départ d'eau (Dixon et Weed, 1977) se situe entre 150°C et 200 °C causant une perte de masse de l'ordre de 5%. C'est un pic caractérisé par un double effet endothermique dû à la transformation du gypse de sa phase hydratée à la phase anhydre en passant par la phase semi- hydratée :



Le deuxième pic endothermique est accompagné d'une perte de masse de l'ordre de 10% vers 820°C caractéristique de l'effet de la décarbonation de la calcite suivant la réaction :



La première transformation du matériau a lieu à partir de 150°C.

Par ailleurs un contrôle par ATD des échantillons de gypse ayant subi des dessiccations de durées variées et à des températures de 50, 60, 70, et 80°C, a montré que le matériau n'est absolument pas affecté à ces températures et que le chauffage ne faisait que retirer l'eau d'imbibition (Vieillefon, 1979).

Le tuf gypso calcaire garde son eau d'hydratation jusqu'aux environs 70°C sans subir de dommage. Il garde donc sa propriété de durcir dans le temps.

B) ANALYSE PAR DIFFRACTION X

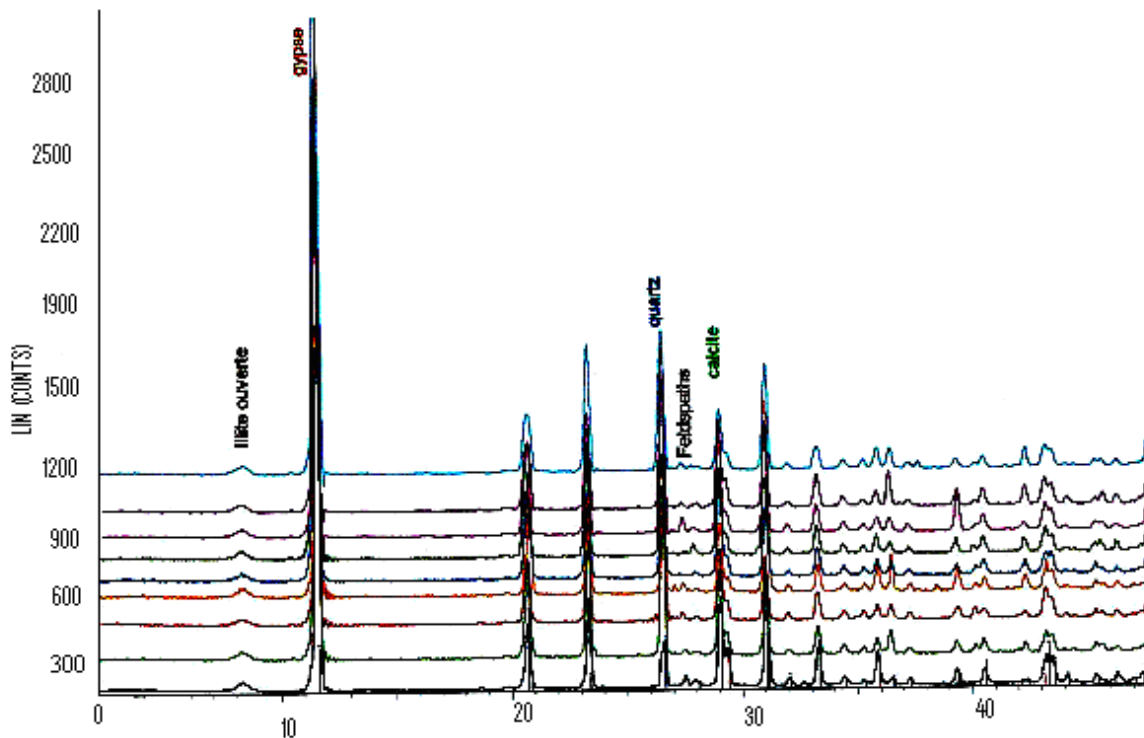


Figure 4.16- *Superposition de spectres de rayons X à différentes durées et pour différents modes de conservation*

Les poudres analysées à la diffraction des rayons X, extraites d'échantillons des séries étudiées ne laissent pas apparaître de changement dans la composition minéralogique en comparaison avec la poudre du matériau non traité (figure 4.16).

Les analyses à la diffraction X écartent dans une première approche la notion de recristallisation. Il n'est cependant pas exclus qu'il y ait une micro-cristallisation.

C) ANALYSE D'APRES L'EVOLUTION DE LA COHESION

L'explication physique du phénomène de durcissement, à travers le comportement mécanique des échantillons testés lors de la présente étude, tend vers l'hypothèse d'une dissolution puis recristallisation d'une partie des fines carbonatées et des fines gypseuses.

Les notions de dissolution, concentration, évaporation et recristallisation se retrouvent dans les deux modes de conservation.

Dans le mode avec dessiccation

La mise à l'étuve des échantillons réduit le temps de dissolution des minéraux. La mobilisation d'une certaine quantité d'eau (de l'ordre de W_{opm}) est alors requise pour dissoudre une quantité suffisante de minéraux afin d'obtenir la concentration nécessaire à une recristallisation lors de l'évaporation de l'eau donnant naissance ainsi à des liens cimentés locaux.

Par ailleurs, le cycle « dissolution-évaporation-recristallisation » est entretenu grâce à la propriété qu'a le matériau de garder une certaine humidité : l'évaporation continue à modifier la concentration du soluté et le soluté précipite.

Dans le mode sans dessiccation

Une humidité permanente, sous une chaleur de 40°C, favorise la dissolution des minéraux quelle que soit la teneur en eau. Cependant, l'évaporation étant minime, seuls les solutés présentant une forte concentration peuvent recristalliser : c'est l'avantage que présentent les échantillons compactés à 3% et 6% de teneur en eau.

Sur le terrain

Les chaussées non revêtues offrent, en vieillissant, une croûte en surface de plus en plus rigide. Le durcissement est à attribuer aux cycles d'humidification-séchage engendrant des cycles de dissolution-recristallisation. Ce circuit étant entretenu par l'humidité nocturne et la sécheresse diurne.

Par ailleurs, la persistance de la cohésion des assises de chaussées revêtues malgré une humidité sous chaussée relativement élevée (de l'ordre de $W_{opm}/2$), est à rapprocher de la cohésion développée par les échantillons compactés à faible teneur en eau, maintenus dans leur humidité, à l'étuve.

4.3.4 CONCLUSIONS

Dans cette étude nous avons introduit un nombre important de paramètres obtenant ainsi un maillage permettant de cerner les facteurs et les valeurs ayant un rôle prépondérant dans le phénomène de durcissement. Elle a permis de conclure que :

Le durcissement est essentiellement provoqué par la dessiccation.

Une teneur en eau minimale est indispensable pour que le durcissement s'opère mais elle doit *rester inférieure à W_{opm}* .

Il existe une teneur en eau optimale pour un durcissement maximal W_{od} ; avec $W_{od} < W_{opm}$

La teneur en eau finale n'est pas nulle malgré une conservation de plus de 28 jours à l'étuve ventilée à 40°C.

Les résultats du durcissement obtenus du côté sec excluent toute tentative de compactage à sec ou à faible teneur eau pour ce type de matériaux (tableau 4.3).

L'explication physique du phénomène de durcissement, à travers le comportement mécanique des échantillons testés lors de la présente étude, tend vers l'hypothèse d'une dissolution puis recristallisation d'une partie des fines carbonatées et des fines gypseuses.

Les notions de dissolution, concentration, évaporation et recristallisation se retrouvent dans les deux modes de conservation.

Essai Proctor modifié

La densité sèche du matériau, pour une énergie donnée, varie peu avec la teneur en eau mais dépend de la compacité (figure 4.18). C’est un matériau peu plastique mais sensible au taux de compactage.

Les caractéristiques optimales de compactage à l’énergie Proctor modifié sont : $\gamma_d = 1.58$ et $W_{opm} = 14.5$.

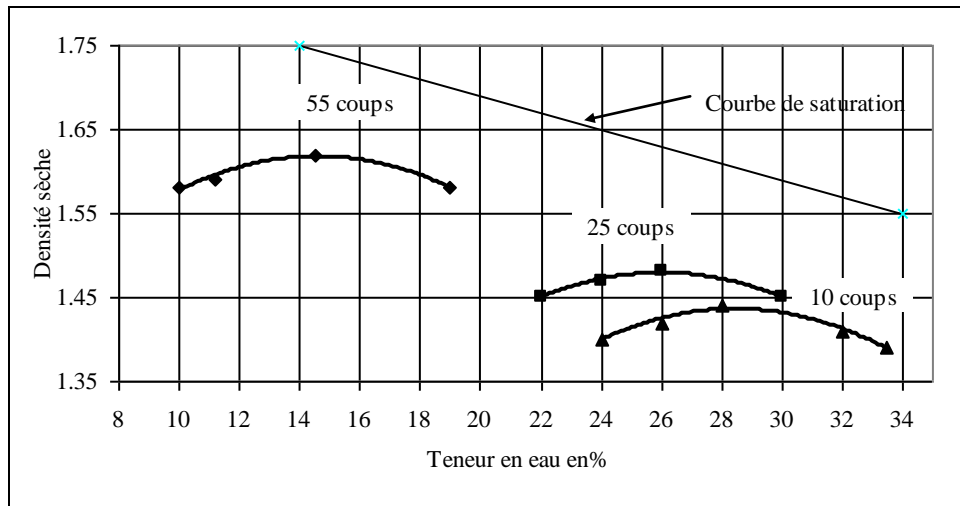


Figure 4.18 – Courbes Proctor du sable de Benguecha à différentes énergies de compactage.

Essai de portance CBR à teneur en eau constante : $CBR = f(\gamma_d)$ $W = cte = W_{opm}$

La figure 4.19 met en évidence l’étroite relation entre le taux de compactage et la portance, interdépendance qui caractérise les matériaux d’encroûtements.

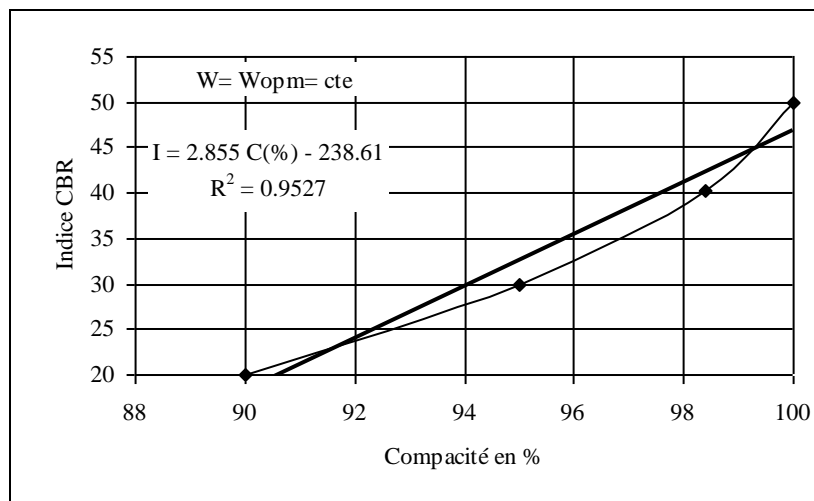


Figure 4.19 – Variation de l’indice CBR en fonction de la compacité

Essai de portance CBR à teneur en eau constante : $CBR = f(\gamma_d)]^{W = cte = W_{opm}}$

Le sable gypseux de Ben Guecha atteint sa portance maximale avec un indice égale à 50 à une teneur en eau légèrement inférieure à W_{opm} . A W_{opm} , l'indice portant est égal à 48.

La portance de ce matériau n'est pas très affectée par la variation de la teneur en eau de compactage, dans le domaine des teneurs en eau usuelles.

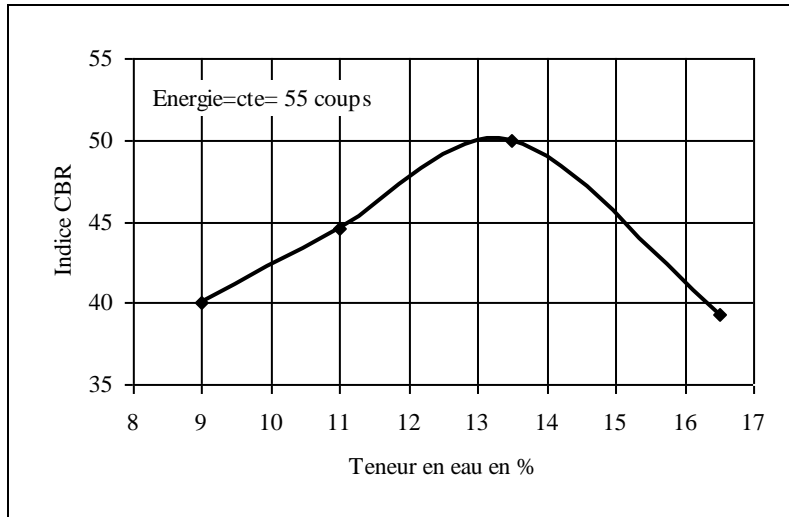


Figure 4.20 – variation de l'indice CBR du sable de Benguecha en fonction de la teneur en eau

Résistance à la compression simple

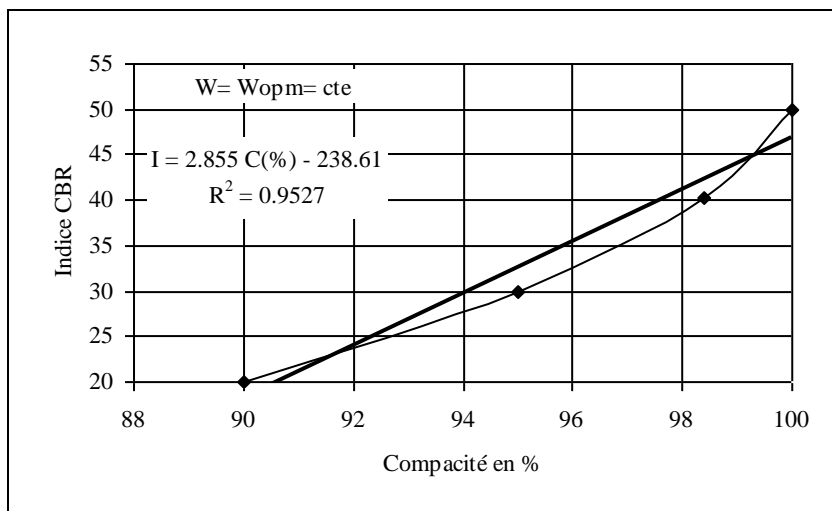


Figure 4.21 – Variation de la résistance en compression simple en fonction de la compacité

La courbe tendance du graphe Résistance- Compacité confirme l'étroite relation entre le taux de compactage et la résistance en compression simple (figure 4.21).

B) RESULTATS DES ESSAIS D'IDENTIFICATION ET DE COMPORTEMENT

Le sable gypseux étudié présente des caractéristiques de compactages relativement médiocres : faible densité sèche et teneur en eau optimale relativement élevée; le pourcentage de fine est important.

Tableau 4. 6– *Caractéristiques géotechniques et mécaniques du sable gypseux de Ben Guecha.*

| Fines | LA | ES | VB | CaSo4 | CaCo3 | W_{opm} | γ_d | CBR ₉₈ | Rc ₉₈ MPa |
|-------|----|----|------|-------|-------|-----------|------------|-------------------|----------------------|
| 34% | / | 5 | 0.35 | 57.7 | 7.35 | 14.5% | 1.62 | 49 | 1.6 |

Caso4 : gypse ; Caco3 : calcaire ; VB : valeur au bleu ; W_{opm} : teneur en eau optimale proctor modifiée ; γ_d densité sèche optimale proctor modifiée ; CBR₉₈ : indice portant californien immédiat à 98% de compacité ; Rc₉₈ : résistance à la compression simple à 98% de compacité proctor modifié

La cohésion est meilleure que celle du tuf gypso calcaire de Hassi - Messaoud mais reste en deçà du seuil préconisé par la TRS (tableau 4.6 et tableau 5.5). Ce tuf ne peut pas être retenu pour une utilisation routière en corps de chaussée.

4.4.2 PLAN EXPERIMENTAL

Le plan expérimental est donc reconduit selon la procédure décrite en §3.3.2 mais toutefois allégé :

- Seules les teneurs en eau ayant présenté un intérêt dans l'étude du durcissement du tuf gypso calcaire sont maintenues (le coté sec de la courbe Proctor).
- La notion de dissolution et de recristallisation mise en évidence par l'approche des deux composantes ($R_{compactage}$ et $R_{dessiccation}$) n'est pas reprise dans ce paragraphe ; elle est cependant complétée par des observations au ME B de poudres d'échantillons compactés à différentes teneurs en eau.

Ceci nous a permis de réduire le nombre d'éprouvettes de plus de la moitié et de travailler avec des moules normalisés (5 cm de diamètre et 10 cm de hauteur).

Paramètres d'étude

Les paramètres arrêtés à l'issue des ces remarques sont les suivants:

- Quatre teneurs en eau : 0 ; 7.5, 11 et 14.5 % chaque teneur en eau représente une série.
- Six durées de conservation : 0 ; 1 ; 4 ; 7 ; 14 et 28 jours par teneur en eau.
- Un seul mode de conservation : à l'air libre sans protection contre la dessiccation.

Chaque série comporte trois échantillons par durée de conservation soit 12 éprouvettes. Au total plus de 70 éprouvettes ont été confectionnées.

4.4.3 ANALYSE DES RESULTATS

A) INFLUENCE DE LA TENEUR EN EAU DE CONFECTION SUR LA RESISTANCE EN COMPRESSION SIMPLE

Les graphes de la figure 4.22 sont tracés pour des teneurs en eau de confection se situant dans la branche sèche de la courbe Proctor modifié, à gauche de W_{opm} .

On remarque une similitude entre les graphes des échantillons du sable gypseux de Ouargla et les graphes (coté sec) des échantillons du tuf gypso calcaire de Hassi-Messaoud (figure 4.9) : quelle que soit la durée de conservation, les résistances augmentent avec la teneur en eau pour atteindre leur valeur maximale pour une teneur en eau de compactage $W_{od} < W_{opm}$ au delà de laquelle la valeur la résistance chute. Cette teneur se situe à environ 3 points à gauche de W_{opm} (figure 4.22) ; avec $W_{od} \approx 11.5 \% = W_{opm} - 3\%$.

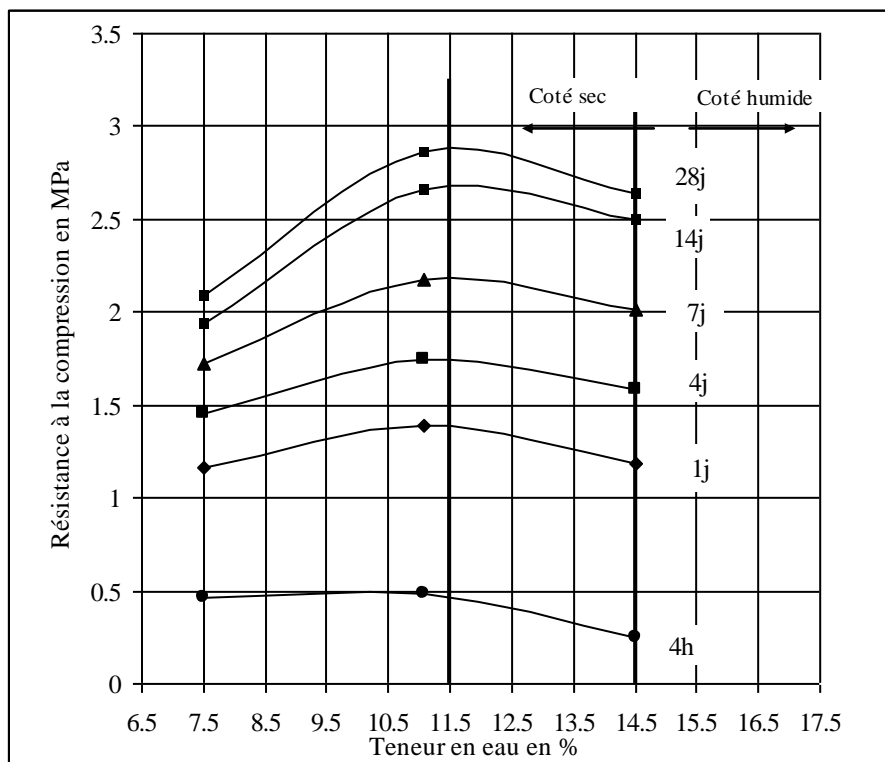


Figure 4.22 – Influence de la teneur en eau de confection sur la résistance à la compression

A teneur en eau nulle, les éprouvettes n'ont pas pu résister à la manipulation : Certaines se sont détériorées avant l'essai en compression simple.

B) INFLUENCE DE LA DUREE DE CONSERVATION SUR LA RESISTANCE EN COMPRESSION SIMPLE

Tout comme le cas du tuf gypso calcaire, les courbes expérimentales de la figure 4.23 montrent que la résistance évolue avec le temps. Cette évolution s'opère principalement entre 7 et 14 jours et se poursuit au-delà quelque soit la teneur en eau de confection.

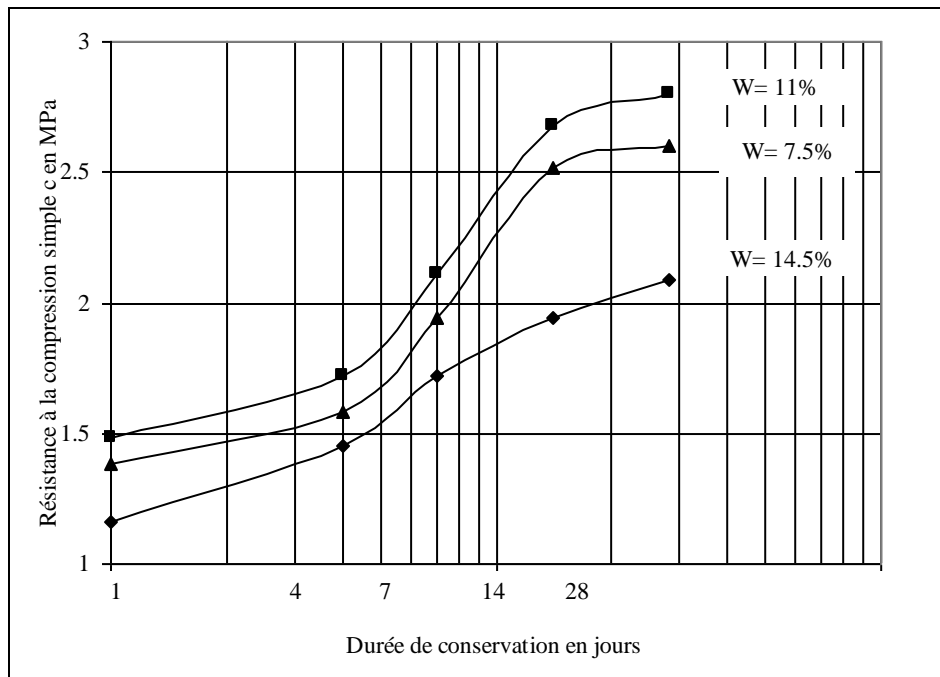


Figure 4.23 – Influence de la durée de conservation sur la résistance à la compression du sable de Ben-Guecha

C) COMPORTEMENT THERMIQUE DU SABLE GYPSEUX

Nous ne tenons compte que du gypse et de la silice car les autres composants n'existent qu'en très faible quantité et leur incidence sur le phénomène n'est pas importante (teneur en CaSO_4 + teneur en SiO_2 95%). Quant à la silice, qu'elle soit amorphe ou cristalline, son incidence sur le processus de prise est négligeable.

Propriétés thermiques du gypse

Le comportement du sable gypseux est essentiellement lié à celui du gypse. Ce dernier se présente sous forme de deux minéraux : le *gypse* hydraté ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$), et l'*anhydrite* CaSO_4 . Seul le premier semble exister dans les sols. C'est, surtout artificiellement, que des espèces plus ou moins déshydratées, apparemment stables, ont été obtenues, dont le type général serait le semi-hydraté $\text{CaSO}_4 \cdot 0,5 \text{H}_2\text{O}$.

L'allure des phénomènes de déshydratation dépend de plusieurs facteurs, parmi lesquels la température, et surtout la vitesse de chauffe, la tension de vapeur, et leurs interactions. En phase sèche, et sous tension normale, on observe en général, sur les courbes de déshydratation (perte de poids en fonction de la température), un palier correspondant au semi-hydraté. Ce palier apparaît pour le minéral pur vers 70-95°C, mais la déshydratation reprend dès 100°C et conduit plus ou moins rapidement à l'anhydrite.

Les premières mesures faites à la thermobalance montrent que la déshydratation peut commencer dès 40°C et s'accélère à partir de 60°C (WEISEN et al. 1936; Figure 3.24).

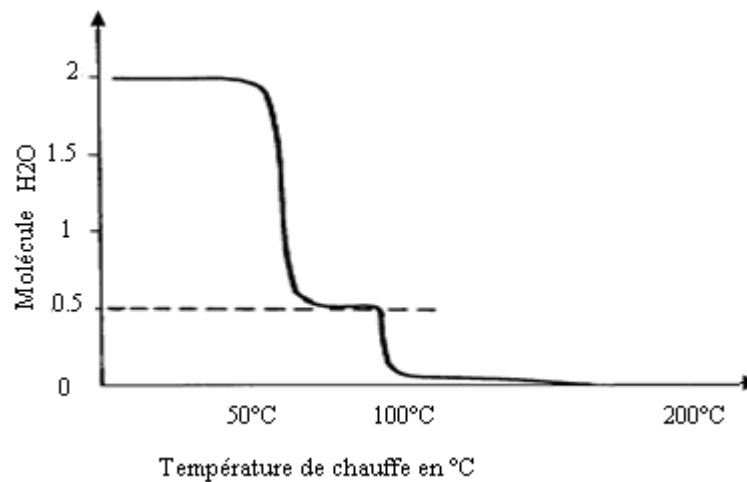


Figure 4.24 – Déshydratation du gypse à température croissante (Weisser et al. 1936)

Si on procède à une montée de température par paliers, on s'aperçoit que le passage au semihydraté ne s'effectue bien qu'à partir de 80 °C (EIPeltauer, 1958) ou même plus (Khalil et al 1972).

Classiquement les réactions endothermiques de déshydratation du gypse se traduisent par deux pics plus ou moins résolus sur le thermogramme : le premier, qui est aussi le plus grand, vers 140-150°, le second plus petit, vers 190-200°C. Par ailleurs, les surfaces des deux pics sont en rapport direct avec les quantités d'eau d'hydratation correspondante (figure 4.25).

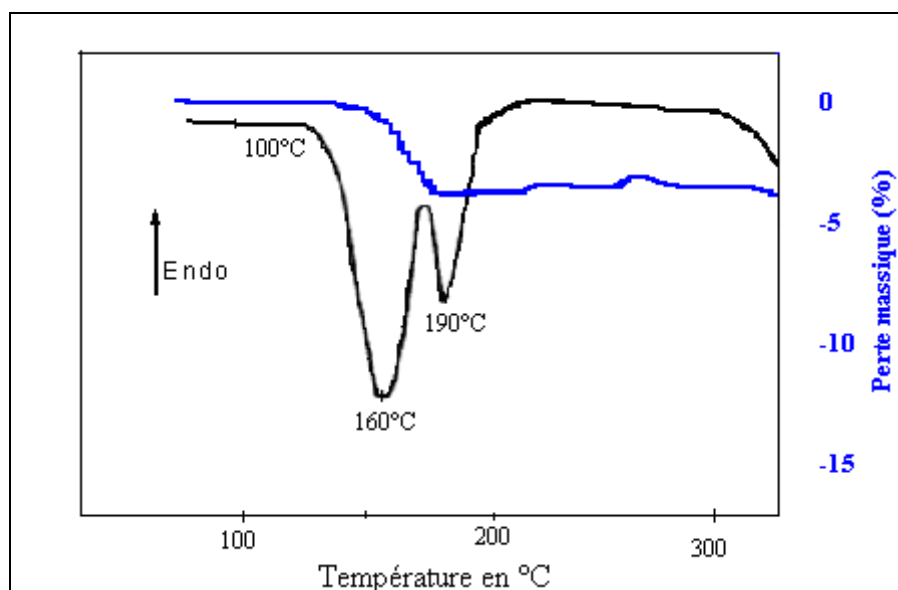


Figure 4.25 – Thermogramme d'un échantillon du sable gypseux de Ben-Guecha

Déshydratation du gypse à température croissante

La déshydratation est rapide au début mais se stabilise dès 40°C, et ne subit pas de changement aux températures supérieures, jusqu'à 70°C. Le contrôle par A.T.D. montre que le gypse n'est absolument pas affecté, la conservation de la forme et de la hauteur des pics étant remarquable. D'ores et déjà il est permis de penser que le chauffage pendant 24 heures à l'étuve ventilée, à des températures allant jusqu'à 70°C, dans le cas des échantillons étudiés, le matériau ne perd que l'eau d'imbibition, à l'exclusion de l'eau de constitution du gypse

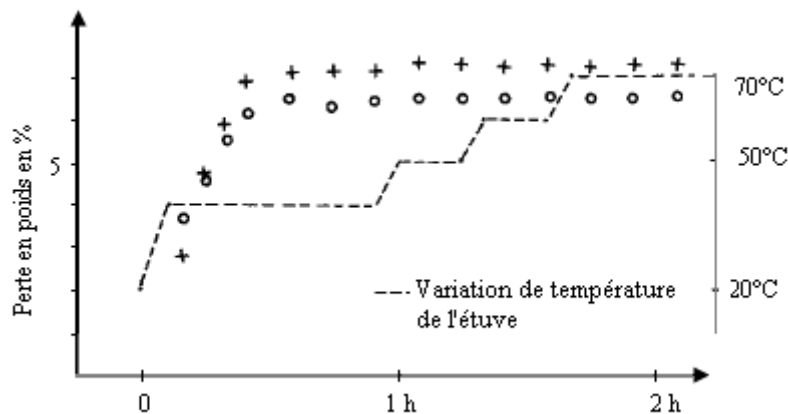


Figure 4.26 – perte de poids à 40- 50- 60-70 °C (02 échantillons) (Vieillefon, 1979).

Par ailleurs, un contrôle par ATD des échantillons de gypse ayant subi des dessiccations de durées variées et à des températures de 50, 60, 70, et 80°C, a montré que le matériau n'est absolument pas affecté à ces températures et que le chauffage ne faisait que retirer l'eau d'imbibition (Vieillefon, 1979).

D) OBSERVATION AU MEB DE POUDRES D'ÉCHANTILLONS DE SABLE GYPSEUX COMPACTES ET SECHES

L'observation a porté sur des poudres extraites d'échantillons compactés à différentes teneurs en eau et séchés à plus de 28 jours.

A travers les images obtenus au MEB, on observe des grains présentant un aspect lisse sur pour ceux correspondant au compactage à sec (photo a) à un aspect de plus en plus rugueux au fur et à mesure que la teneur en eau de compactage (photo b, c et d).

Sur la photos (a), les grains ne présentent pas de liaison, ils sont superposé les uns sur les autres.

L'aspect de la photos correspondant au compactage à $W < W_{opm}$ fait penser à l'aspect des roses de sable.

La cassure de la liaison entre deux grains (photo d) correspondant à $W > W_{opm}$ laisse apparaître un enchevêtrement de fibres parfois tissées en toile fine. Les contacts entre grains se font par imbrication et par ponts de gypse. Le gypse recouvre la quasi-totalité de la superficie des grains : il est déposé sous forme de lamelles ou de bâtonnets constituant des liaisons en forme de ponts entre les cristaux préexistants.

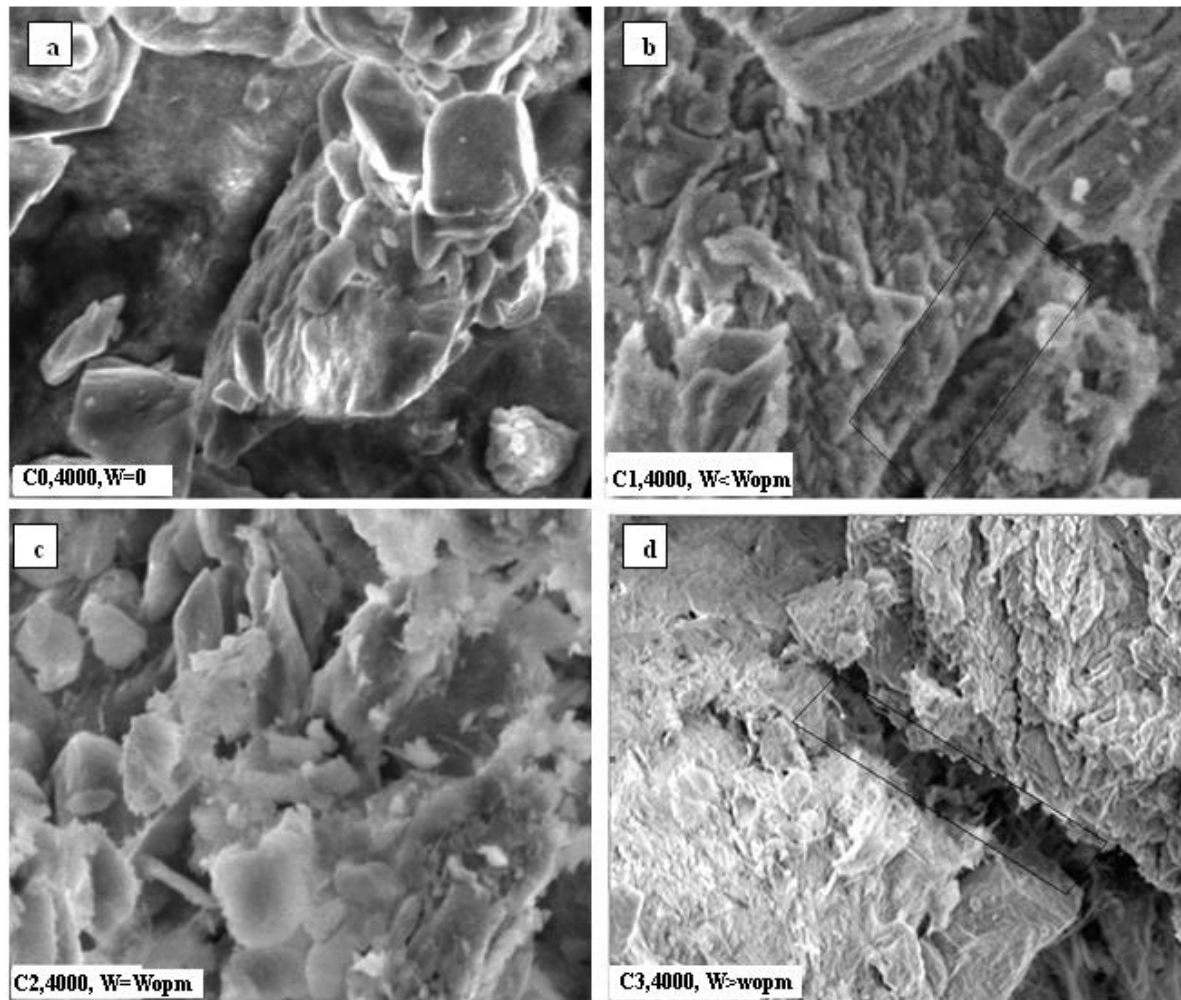


Figure 4.27 – Photos MEB de poudre du sable gypseux de Ben Guecha extraites d'échantillons séchés après compactage respectivement à $W=0\%$; $W= 11\%$; $W= 14.5\%$ et $W= 16\%$.

Lors de la micro-analyse qui a accompagné le MEB (figure 4.27), nous avons ciblé un grain de la poudre de l'échantillon compacté à sec, un grain et un pont de l'échantillon compacté à la plus forte teneur en eau.

Les résultats confirment les observations et analyses faites sur les photos MEB : les pics de CaSO_4 sont plus élevés dans le cas des « ponts » que des grains ; le grain (a) présentant à son tour un pic plus fort que celui de (d).

La cohésion du sable gypseux est obtenue, après compactage humide et séchage, par arrangement des grains et par coalescence entre grains résultat de la solubilisation du gypse et de sa recristallisation formant des ponts entre grains.

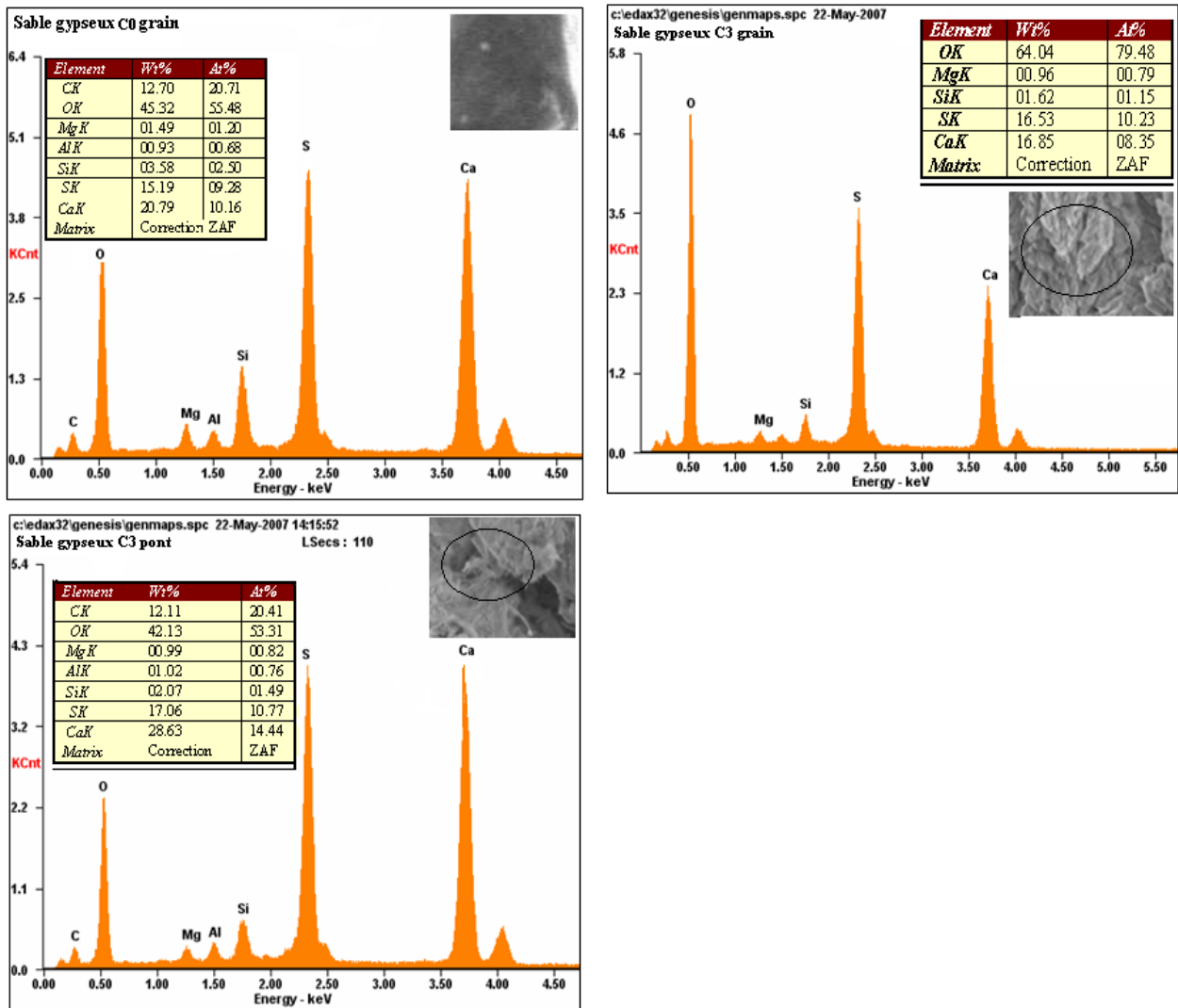


Figure 4.27 – Micro-analyse de poudre de sables gypseux de Ben-Guecha:
 C0 : gain d'échantillon compacté à sec ;
 C3 grain: grain d'échantillon compacté à $W > W_{opt}$;
 C3 pont : pont de gypse ente deux grains d'échantillon compacté à $W > w_{opt}$.

4.4.4 CONCLUSIONS

Les principales conclusions de cette étude sont l'existence, également, dans le cas d'un sable gypseux, d'une teneur en eau optimale de compactage (W_{od}) assurant un durcissement optimal et l'évolution de la forme des grains de poudre de sable gypseux, extraite d'échantillons compactés à différentes teneurs en eau, attestant de la présence de fibres et de ponts entre grains dans le cas d'éprouvettes compactées à teneur en eau élevée.

4.5 CONCLUSIONS

Les tufs d'encroûtements sont des matériaux fréquemment utilisés en assises de chaussées dans le sud algérien. Ces types de matériaux présentent souvent une cohésion limite, influençable par un la teneur en eau de compactage et le mode de conservation :

Le durcissement est essentiellement provoqué par la dessiccation.

Une teneur en eau minimale est indispensable pour que le durcissement s'opère mais elle doit *rester inférieure à W_{opm}* .

La teneur en eau optimale de durcissement (W_{od}) ne correspond pas à la teneur en eau optimale de compactage ; elle se situe à gauche de cette dernière ($W_{od} < W_{opm}$).

La teneur en eau finale n'est pas nulle malgré une conservation de plus de 28 jours à l'étuve ventilée à 40°C.

Les résultats de l'analyse de l'évolution de la cohésion macroscopique du matériau gypso calcaire et les observations au MEB de poudres d'échantillons de sable gypseux compactés et séchés convergent vers une explication du phénomène de durcissement par une dissolution d'une partie des fines carbonatées et gypseuses dans l'eau de compactage en faveur d'une recristallisation lors de l'évaporation donnant naissance à des liens cimentés locaux.

La présence d'une eau résiduelle dans les échantillons conservés avec dessiccation, associée au phénomène de dissolution-recristallisation, explique la persistance du gain de résistance dans le temps.

CHAPITRE 5

STABILISATION DU TUF DE BECHAR PAR AJOUT DE SABLE DE DUNE

5.1 INTRODUCTION

En Algérie, depuis une cinquantaine d'années des milliers de kilomètres de routes économiques de désenclavement, peu circulées, ont été réalisés, dans l'ensemble avec succès, en tufs d'encroûtements calcaires dans les zones sub-humides et semi-arides (de 600 à 100 mm de pluie par an) et en tufs d'encroûtements gypseux ou gypso-calcaires en zone saharienne aride (moins de 100 mm de pluie par an).

Actuellement, le trafic devient plus dense et surtout plus lourd, du fait de l'industrialisation progressive des zones sahariennes, le réseau plus important, les matériaux disponibles ne répondent pas toujours aux spécifications exigées par la réglementation. Par ailleurs, les chaussées nouvelles doivent rester "économiques".

Le recours au traitement des tufs d'encroûtements a déjà été envisagé. Il peut cibler soit une amélioration de la cohésion et/ou de l'angle de frottement interne, soit une amélioration des caractéristiques de mise en œuvre, soit une insensibilisation à l'eau. Les techniques de stabilisations sont généralement choisies en fonction des problèmes posés et du but recherché.

Ainsi on peut être emmené :

Soit à améliorer les caractéristiques d'un matériau donné, pour une utilisation en corps de chaussée, sous un *fort trafic*. La solution est généralement apportée par la stabilisation à l'aide de liants hydrauliques [(Boukkezi-Lehbab, 1997) ; (Chiheb, 2001); (CEBTP, 1991); (Colombier, 1988); (Domec et Alloul, 1980) ; (Hachichi et al.2000)].

Soit à améliorer des caractéristiques d'un matériau médiocre pour une utilisation en corps de chaussée, sous un *trafic faible à moyen*. La solution devrait être apportée par une technique de stabilisation économique. Au vu du comportement des chaussées en tufs d'encroûtements et aux performances obtenues au TCR (paragraphe 3), les tufs d'encroûtements paraissent pouvoir encore fournir une solution acceptable, sans utilisation de liants, à condition de trouver la technique de stabilisation adéquate. De telles techniques ont déjà été mises en œuvre dans les années 60, et ont donné des résultats qui nous encouragent à les « reprendre » [(Ben-Dhia, 1988) ; (Bouzrara, 2006), (Domec, 1980) ; (Fenzy, 65) ; (Fumet, 1959); (Horta, 979) ;(Peltier, 1959) ; (Morsli et al 2005)].

5.2 SYNTHÈSE DES QUELQUES TECHNIQUES DE STABILISATION DES TUFES

Généralement les tufs traités utilisés en corps de chaussées sont stabilisés soit par ajout de liants, soit par ajout, à un très faible pourcentage, de produits organiques très élaborés soit par mélange de matériaux.

5.2.1 STABILISATION A BASE DE LIANTS HYDRAULIQUES

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. L'action chimique de la chaux se traduit par la transformation des argiles potassiques ou sodiques en argiles calciques.

Les résultats obtenus par la stabilisation des tufs aux ciments sont en deçà des attentes : les mauvaises performances du matériau traité s'expliquent essentiellement par le fait que les granulats ont des caractéristiques mécaniques inférieures à celle du mortier ; 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 du tuf absorbent à leur périphérie une partie de l'eau du mortier ; ce qui nuit à l'hydratation du liant hydraulique dans cette zone.

La température élevée, - même en ajoutant des retardateurs de prise-, conduit à une prise rapide du ciment qui rend les reprises inefficaces.

Colombier conclut dans son ouvrage de synthèse (Colombier, 1988) qu'il n'est pas possible d'obtenir à partir de granulats de tufs calcaires dont la résistance intrinsèque est médiocre ($LA > 70$), des performances, après traitement par un liant hydraulique, comparables à celles retenues dans la technique française des graves traitées aux liants hydrauliques. Une augmentation de la teneur en liant, outre son coût, ne règle le problème technique. L'utilisation des tufs traités par un liant sur des chaussées à fort trafic ($T > 300PL$: jour) ne sera pas forcément réglée par une augmentation des épaisseurs.

5.2.2 STABILISATION PAR DES PRODUITS ORGANIQUES

Le Sahara présente des conditions des conditions particulièrement favorables à une stabilisation physico-chimique :

- Longues distances et coûts très élevés des transports, qui font préférer, à l'emploi des produits routiers classiques, celui des produits plus élaborés, beaucoup plus actifs, mais utilisés en très faible proportion.
- Climat particulièrement sec où les précipitations abondantes, lorsqu'elles se produisent, sont rapidement évaporées.
- Sols favorables à ces procédés (*toutes les gammes de sables plus ou moins pollués*).

- Enfin, la monotonie de grandes zones qui permet la mise au point détaillé d'un procédé, et son utilisation sur de longs tronçons, avec de puissants moyens mécaniques.

Un certain nombre de produits organiques ont été proposés pour la stabilisation des sols fins. Il s'agit de dérivés aminés tensioactifs, de résines associées à des agents durcisseurs ou d'extraits de végétaux du type lignosulfonates ou lignosulfites.

Le but de ces produits est d'améliorer la tenue des sols fins en diminuant leur affinité pour l'eau en enrobant leurs particules d'un film tensio actif. Ces additifs sont fournis sous forme de liquides ou de pâte diluable ou de poudre dispersable.

Ils ont une action d'imperméabilisation et/ou d'hydrophobation qui réduit l'imbibition par capillarité et par succion mais qui ne renforce pas les qualités mécaniques de sols intrinsèquement faibles.

Tableau 5.1- Résistances à la compression simple, obtenues après compactage et séchage, sur un sable peu cohérent du Gassi – Touil (13 % D_{60}, 1 mm)(Peltier, 1959)

| Temps de séchage à l'étuve à 100° | Pourcentage de lignosulfite (en poids de matériau sec) | | | | | |
|-----------------------------------|--|--------------------|---------|--------------------|---------|--------------------|
| | 0% | | 1% | | 2% | |
| | Rc bars | % d'eau résiduelle | Rc bars | % d'eau résiduelle | Rc bars | % d'eau résiduelle |
| 0 heure | 1.8 | 5.1 | 2.3 | 5.2 | | |
| 7 jours | 9.0 | 0.0 | 24.0 | 0.1 | 42.0 | 0.9 |
| 15 jours | 9.0 | 0.0 | 26.0 | 0.1 | 57.5 | 0.3 |
| 30 jours | 3.5 | 0.0 | 33.7 | 0.1 | 65.0 | 0.2 |

Aujourd'hui, un tel stabilisant a trouvé des applications dans d'autres domaines et son coût est devenu exorbitant pour une utilisation en masse. Toutefois, de nouveaux produits ont fait leur apparition sur le marché, et doivent constituer une solution particulièrement recommandée au maîtres d'ouvrage des routes sahariennes qui sont confronté quotidiennement à une rareté manifeste des matériaux convenables.

5.2.3 MELANGES DE TUF ET DE GRANULAT

Les tufs, notamment les plus tendres, ont naturellement un pourcentage de fines élevé et ils comportent peu ou pas de squelette. Certaines graves naturelles sont, au contraire, riches en gros éléments mais totalement dépourvues de fines. Par ailleurs, certains sables naturels éoliens ou alluvionnaires ont des courbes granulométriques très homométriques et sont dépourvus de fines.

L'association de tufs d'encroûtements avec ces graves ou sables paraît donc tout à fait intéressante lorsqu'on veut améliorer la granulométrie d'une grave dépourvue de fines ou réduire la quantité de fines d'un tuf riche en fines. L'ajout d'un sable propre aux matériaux fins présentant une certaine argilosité peut également améliorer les caractéristiques de compactage du mélange, la technique a été suggérée par Horta en 1979 (Horta, 1979).

Ben-Bhia, (Ben-Dhia, 1988) dans une tentative de valorisation du sable de dune, a mélangé ce dernier, différents taux, avec divers matériaux: grave naturelle, tuf calcaire, tuf gypseux et sol argileux et a conclu que :

- L'incorporation du sable de dune améliore la portance des matériaux.
- Le poids volumique s'améliore aussi lorsque la teneur en sable augmente jusqu'à 30%
- La plasticité diminue au profit d'une nette amélioration de la propreté.

5.3 STABILISATION DU TUF CALCAIRE DE BECHAR PAR AJOUT DE SABLE DE DUNE

Nous nous proposons dans ce paragraphe, une stabilisation par mélange d'un tuf calcaire riche en fine et pollué, présentant une cohésion limite, par « un sable de dune ».

Dans le cadre de la présente étude, nous avons intégré, en plus des caractéristiques classiques intervenant dans la géotechnique routière, la résistance à la compression simple, élément incontournable dans les critères de choix des matériaux en Technique Routière Saharienne.

Par ailleurs, nous avons fait varier l'énergie de compactage afin d'analyser l'impact de l'ajout de sable sur l'aptitude du « mélange » au compactage.

5.3.1 UTILISATION DU SABLE EN TECHNIQUE ROUTIERE

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 et couvre environ le tiers du continent africain (Fooks et Higginbotham, 1968).

Ces chiffres montrent bien l'intérêt que l'on doit apporter à la construction routière dans le Sahara, qui reste relativement 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.

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

L'utilisation de sable de dune seul ne peut être envisagée en technique routière 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 enlacements (Autret, 1989), mais il pourrait être mélangé avec d'autres matériaux tel que le mélange de « tuf-graves » ; « sable-liants hydrauliques » ; « tufs-sable-bitume » [(Chihab, 2002); (Ben-Dhia, 1998); (CEBTP, 1991); (Colombier, 1988); (Kettab, 2007)]°.

5.3.2 IDENTIFICATION GEOTECHNIQUE ET MECANIQUE DES MATERIAUX D'ETUDE

Le matériau est prélevé dans la région de Bechar (Sud Algérien). C'est un tuf calcaire friable (coefficient Los Angeles > 45%). La courbe granulométrique est à l'extérieur du fuseau de spécification relatif aux *encroûtements calcaires à ossature*. La fraction des fines ($\varnothing < 0.08$ mm) est supérieure à 40 % (figure 5.1 et tableau 5.3).

A) LES ESSAIS D'INDENTIFICATION

La granulométrie

Le sable

C'est un matériau bien trié, mal gradué, dit « homométrique ». Le diamètre de ses plus gros éléments est de l'ordre de 1mm. La fraction des fines est pratiquement nulle. Le coefficient d'uniformité $C_u = d_{60} / d_{10} = 1,5$. L'équivalent de sable est égal à 81,20 %, la valeur au bleu est de 0,1 et l'indice de plasticité est non mesurable. La courbe de compactage présente un optimum de 1.73 pour une teneur en eau optimale de 9,75 %. La cohésion est quasi nulle.

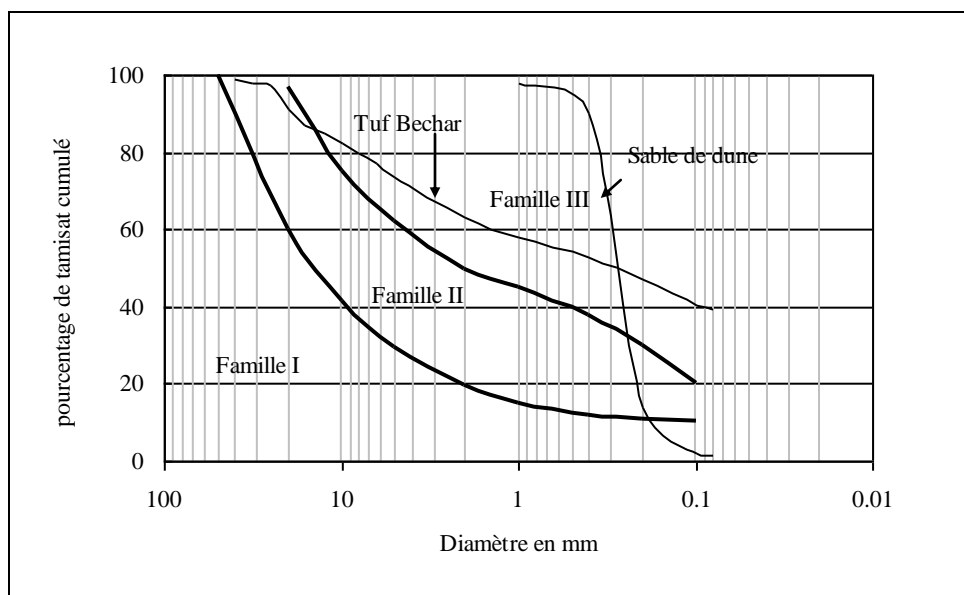


Figure 5.1- Courbes granulométriques du tuf de Bechar et du sable de dune de Ouargla

Le tuf

La courbe granulométrique du tuf est étalée et se place à l'extérieur du fuseau discriminant : il appartient à la famille des matériaux fins. Le pourcentage d'éléments inférieurs à 0.08mm est élevé : 40% figure

Essai Proctor modifié

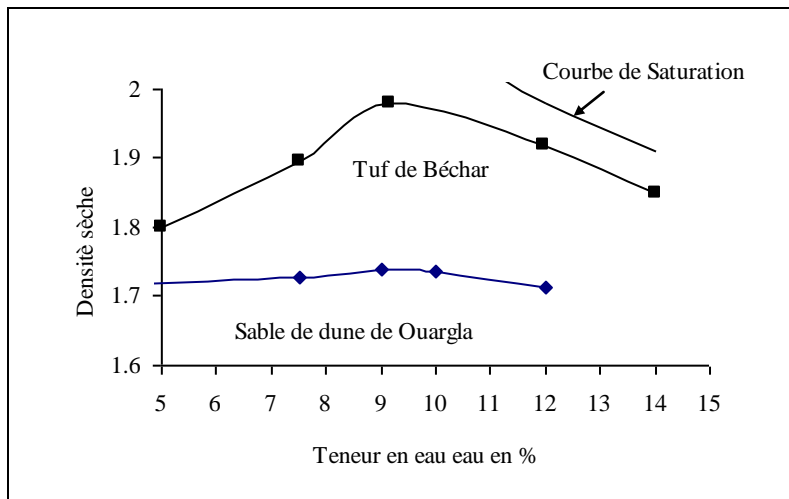


Figure 5.2- Courbes de compactage du tuf de Bechar et du sable de dune Ouargla

Le sable de dune garde pratiquement la même densité quelque soit la teneur en eau de compactage; le tuf de Bechar atteint sa densité optimale Proctor modifié pour une teneur en eau égale à 9.5% et chute au-delà de cette valeur. Les caractéristiques OPM sont :

Sable : $\gamma_d = 1.74$, $W_{opm} = 9\%$

Tuf : $\gamma_d = 1.98$, $W_{opm} = 9.5\%$

Essai de portance CBR à teneur en eau constante

Compactée à une teneur à la teneur en eau optimale, le matériau montre une dépendance linéaire entre l'indice portant et la compacité.

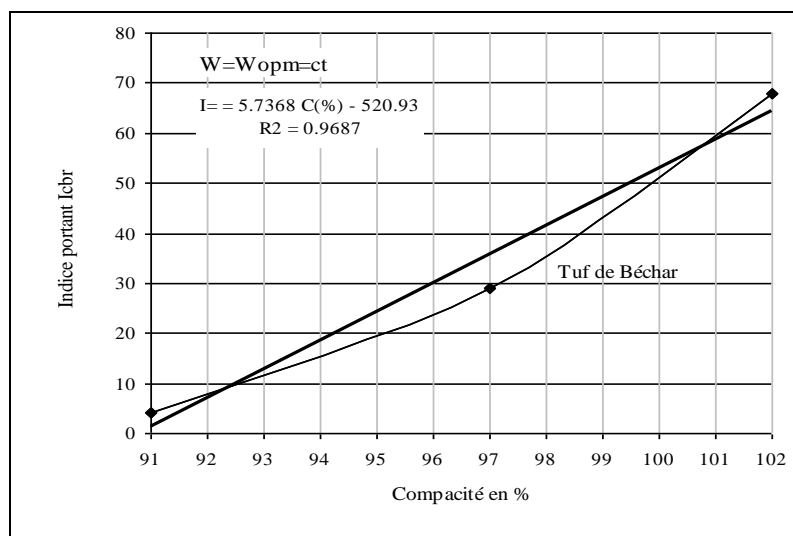


Figure 5.3 —Indices CBR du tuf de Bechar en fonction de la compacité

Essai CBR à énergie constante

Pour une compacité donnée, l'indice en question diminue lorsque la teneur en eau augmente, depuis un point situé largement à gauche de l'optimum (4 à 5 points) et continue jusqu'à la quasi saturation du matériau (figure 5.4).

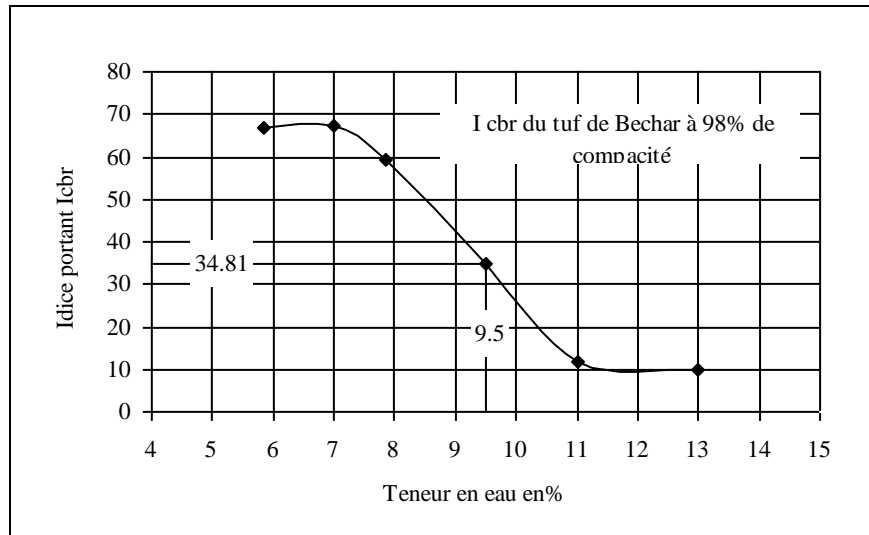


Figure 5.4 – Variation de l'indice portait du tuf de Bechar, en fonction de la teneur en eau de confection

Ce résultat, bien qu'il concerne l'indice portait imbibé et non immédiat est conforté par le résultat de l'étude portant sur la variation de la résistance des sols compactés avec la pression interstitielle négative (Fleureau et Kheirbek-Saoud. 1992)

Résistance à la compression simple

La droite reliant la résistance en compression simple à la compacité présente une pente importante ; elle dénote une étroite relation entre le degré de compactage et la cohésion acquise par le matériau.

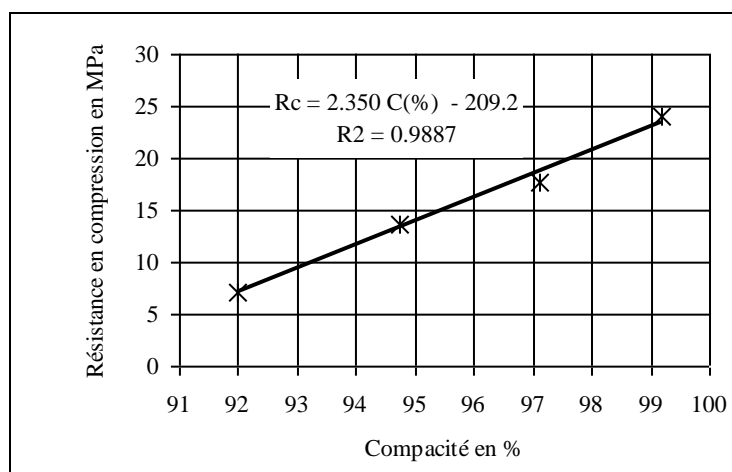


Figure 5.5 – Variation de la résistance en compression simple du tuf de Bechar, en fonction de la teneur en eau de confection

B) RESULTATS DES ESSAIS D'IDENTIFICATION ET DE COMPORTEMENT

Le tableau 5.2 résume les principales caractéristiques des deux matériaux d'étude.

Tableau 5.2 - caractéristiques géotechniques et mécaniques du tuf de Bechar et du sable de dune de Ouargla

| Matériaux | Sable de dune | Tuf de Bechar |
|--|---------------|---------------|
| Densité sèche optimale | 1.74 | 1.98 |
| Teneur en eau optimale en % | 9 | 9.5 |
| Teneur en fines en % | 0 | 40 |
| Equivalent de sable en % | 81.2 | 4.83 |
| Valeur au bleu | 0.1 | 0.75 |
| Indice de plasticité % | / | 16 |
| I _{cbr} à 98 % compacité | 6 | 34 |
| R _c en MPa à 98 % compacité | ≈ 0 | 2.35 |

C) CONCLUSION

La résistance et la portance du tuf de Bechar, à 98% de compacité, sont à la limite des seuils imposés par les normes pour l'utilisation définie plus haut (tableau 5.2).

Ces deux paramètres mécaniques sont étroitement dépendant de la compacité : une baisse du taux de compacité de 2% s'accompagne d'une chute de près de 30 % de l'indice portant et de 25 % de la résistance (tableau 2).

Or d'après ses caractéristiques granulométriques, le matériau s'insère dans la catégorie des tufs pulvérulents très difficiles à compacter, pour lesquels les taux de compacités usuels (entre 96 % et 98%) sont difficiles à atteindre.

D'après la figure 5.2, la densité sèche est relativement sensible à la variation de la teneur en eau. Cette sensibilité peut être attribuée à la présence d'un fort pourcentage de fines et de particules argileuses comme en témoignent les indices suivants : ES = 4,83% ; VB = 0.75 ; I_p = 16. ES, VB et I_p étant respectivement l'équivalent de sable, la valeur au bleu et l'indice de plasticité.

Le matériau est fin, présente une quantité de fines important ; il est pollué par des particules argileuses. Un mélange avec le sable de dune peut améliorer les insuffisances du matériau tufeux.

5.3.3 PLAN EXPERIMENTAL

A) HYPOTHESES

Notre étude expérimentale est basée sur les hypothèses suivantes :

- La cohésion du matériau est évaluée par la résistance en compression simple. (Fenzy, 1965).
- Le domaine des petites déformations ($\varepsilon < 10^{-5}$) est négligeable pour les matériaux de chaussée souples (Ben- Dhia, 1983) ; (Boukkezi, 1997).
- Les courbes contraintes-déformations des tufs calcaires sont modélisées par la loi élastoplastique parfaite (modèle de Mohr-Coulomb) comportant une partie élastique, caractérisée par un module élastique suivie d'un palier plastique. Le module élastique est pris égal au module sécant E_s (Combraieu, 2006).
- Le module sécant est déterminé par le segment reliant l'origine et le point sur la courbe, correspondant à 95% de la charge de rupture (Ben- Dhia.1983 ; Boukkezi. 1997).

B) ESSAIS

Essai de compression simple

- L'essai de compression simple a été réalisé sur des échantillons confectionnés dans des éprouvettes de 50mm de diamètre et 100 mm de hauteur avec des matériaux de granularité 0/5 mm.
- Le compactage s'est effectué statiquement à l'aide d'une presse de type CBR à la vitesse de 1,25 mm/mn, à différentes compacités.
- Les lectures sont notées toutes les 15 secondes. Les résultats sont reportés sur un graphe contraintes- déformations à partir duquel on obtient la charge maximale.

Essai triaxial

- L'essai est réalisé sur des éprouvettes consolidées et drainées « CD ».
- Les éprouvettes sont compactées dans les conditions optimales (γ_d, w_{opt}).
- La consolidation se fait sous une pression hydrostatique ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$) de 1, 2, 3 bars pour chaque éprouvette.
- La contrainte σ_3 , utilisée pour la consolidation, est maintenue constante lors du chargement jusqu'à la rupture.
- Au cours de l'essai triaxial, on relève la courbe *contrainte – déformation axiale* (σ_1, ε), à partir de laquelle on déduit la contrainte principale maximale σ_1 qui s'exerce sur l'éprouvette au moment de la rupture.

C) PARAMETRES D'ETUDE

Les paramètres arrêtés sont les suivants :

- Cinq teneurs en sable : 0 ; 5 ; 15 ; 25 ; et 35%.
- Différentes énergies de compactage correspondant à différentes compacités.

D) CRITERES D'APPRECIATION DES FORMULATIONS

Le tuf de Bechar appartient à la catégorie des matériaux fins. Les critères d'appréciation sont les critères de choix relatifs à cette catégorie à savoir : la densité sèche maximale, la teneur en fines, l'indice de plasticité, l'indice portant et la résistance à la compression simple.

Les valeurs des caractéristiques du mélange correspondant à la formulation retenue seront comparées aux seuils recommandés par la réglementation pour une utilisation routière en zone aride et consignés dans le tableau 3.

5.3.4 ÉVOLUTION DES CARACTERISTIQUES DES MELANGES

Les indices liés à l'argilosité, le pourcentage de fines ainsi que les caractéristiques optimales de compactage sont analysés, à travers leur évolution, en fonction du taux d'incorporation de sable.

Les performances mécaniques (indice portant et résistance à la compression simple) sont analysées, à travers leur évolution, en fonction d'une part, du taux d'incorporation de sable et, d'autre part, du taux de compacité.

A) ÉVOLUTION DES INDICES LIES A L'ARGILOSITE ET DU POURCENTAGE DE FINES.

L'incorporation du sable de dune a permis d'obtenir des mélanges de moins en moins argileux : l'équivalent de sable augmente, la valeur au bleu et l'indice de plasticité baissent. Le pourcentage de fines diminue également (figures 5.6 : a, b, c d).

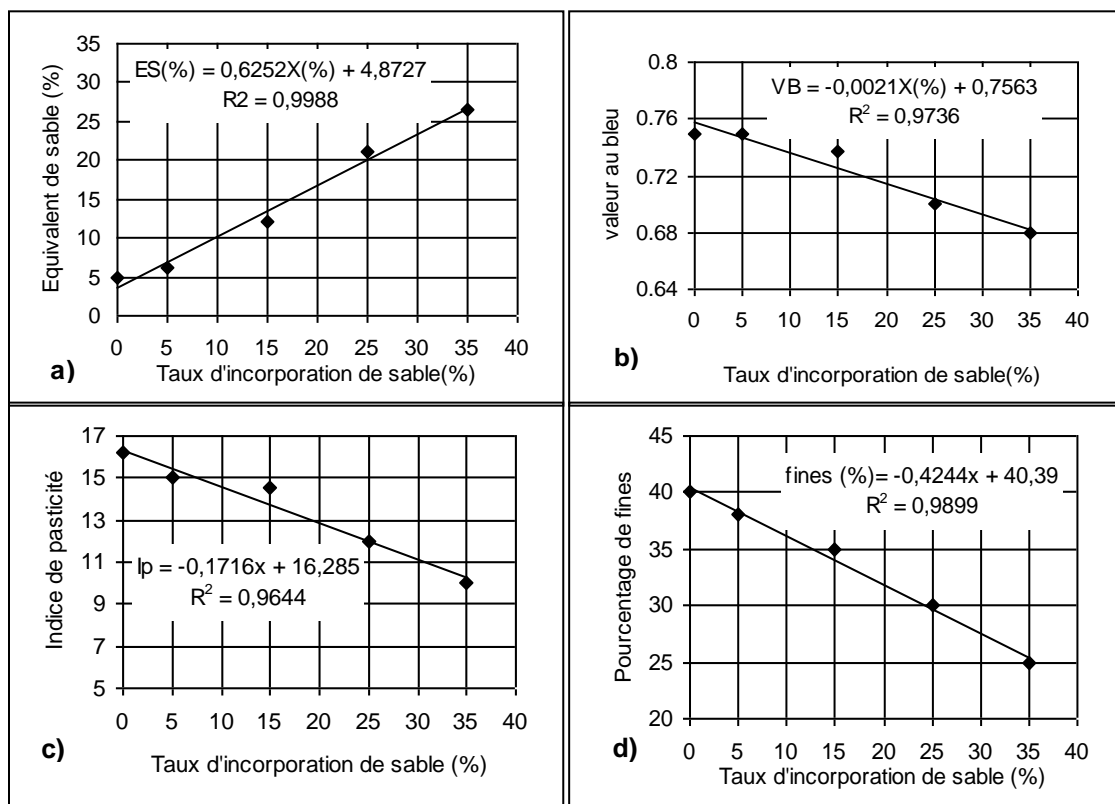


Figure 5.6 -Evolution des caractéristiques des mélanges en fonction du taux d'incorporation de sable
 a) Evolution de l'équivalent de sable b) Evolution de la valeur au bleu ;c) Evolution de l'indice de plasticité ;d) Evolution du pourcentage des fines.

Les matériaux obtenus par mélange de tuf et de sable de dune sont de moins en moins plastiques. La forme de la courbe de compactage devrait donc s'aplatir au fur et à mesure que le taux d'incorporation de sable augmente ce qui signifiera que le matériau mixte aura une plus grande latitude au compactage.

B) EVOLUTION DES CARACTERISTIQUES OPTIMALES DE COMPACTAGE

On observe, pour l'ensemble des mélanges étudiés :

- Une densification du matériau par rapport au tuf sans ajout.
- Une diminution de la teneur en eau optimale (décalage vers la gauche des W_{opm}).

La ligne des optimums Proctor est quasi parallèle à la ligne de saturation.

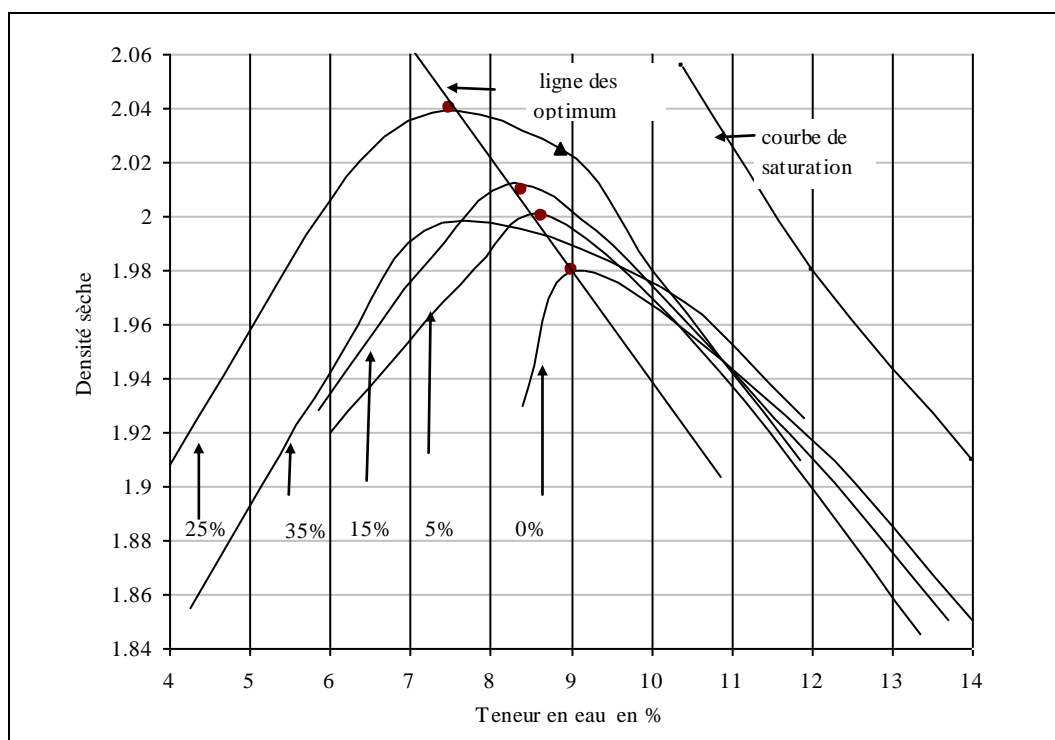


Figure 5.7 – Influence de l'ajout de sable sur les courbes Proctor modifiées

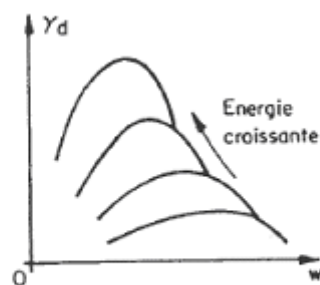


Figure 5.8. Influence de l'énergie de compactage (Holtz et Kovacs, 1996)

La figure 5.7 représente, selon l'essai Proctor modifié, les courbes de compactage des échantillons confectionnés à divers dosages en sable de dune

On observe une similitude entre le comportement des mélange et le comportement d'un matériau compacté à différentes énergies : la figure 5.7 et 5.8 qu'on retrouve dans les ouvrages de géotechnique. Tout se passe comme si on compactait le tuf sans ajout à des énergies de plus en plus élevées.

Ce phénomène peut trouver une explication dans la réduction du taux de fines et leur remplacement par des particules qui, de part leur forme et leur taille, jouent un rôle de lubrifiant :

A mesure que le pourcentage de sable augmente, ce dernier lubrifie les particules du matériau de base, et facilite leur déplacement en les orientant de façon à former une structure plus dense et ce, jusqu'à obtention d'un dosage en sable pour lequel le poids volumique ne peut plus augmenter.

Au-delà de ce taux (35% dans notre cas) le sable ne jouerait plus le rôle de lubrifiant et tendrait à remplacer le matériau de base en imposant ses propres caractéristiques.

A terme la densité devrait tendre vers celle du sable (figure 5.9).

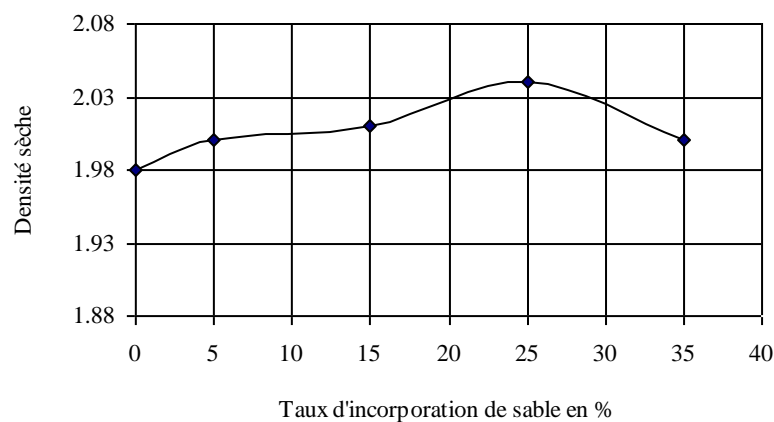


Figure 5.9 – Influence du taux d'incorporation du sable sur la densité sèche des mélanges

Par ailleurs, en plus de cette densification, les courbes sont de plus en plus aplaties au fur et à mesure que la quantité de sable augmente.

En résumé, à ce stade de l'étude, l'incorporation du sable a permis de densifier le matériau, de réduire la teneur en eau optimale et d'améliorer sa latitude au compactage.

Aux taux étudiés, l'incorporation du sable de dune a pour effet d'améliorer les caractéristiques optimales de compactage des mélanges en comparaison avec celles du tuf sans ajout. La formulation « tuf + 25 % de sable de dune » offre les meilleures caractéristiques.

C) EVOLUTION DE L'INDICE PORTANT I_{CBR}

Les courbes de la figure 5.10 représentent la variation de l'indice portant de chaque mélange en fonction du taux de compacité. Elles sont tracées à partir de résultats expérimentaux.

On y relève que :

- Toutes les courbes sont ascendantes : la portance est étroitement liée à la compacité.
- Les mélanges à 0%, 5% et 15% ont, dans la plage des compacités usuelles, des indices portants très proches. Aux compacités plus élevées, les mélanges présentent de meilleures portances que le tuf sans ajout.

- Le mélange le plus performant correspond à 25% d'ajout de sable de dune.

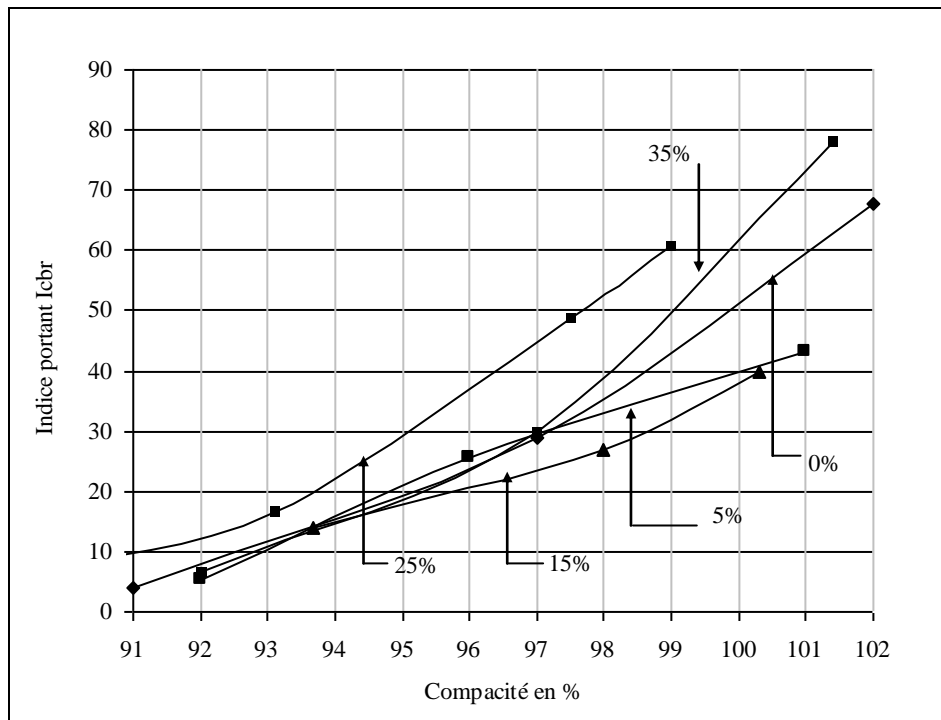


Figure 5.10- Influence du taux de compacité sur l'indice portant I_{cbr} des mélanges

La courbe de la figure 5.11 donne la variation de l'indice portant à 98% de compacité, en fonction du taux d'incorporation de sable. Elle est déduite à partir des courbes tendances des courbes expérimentales.

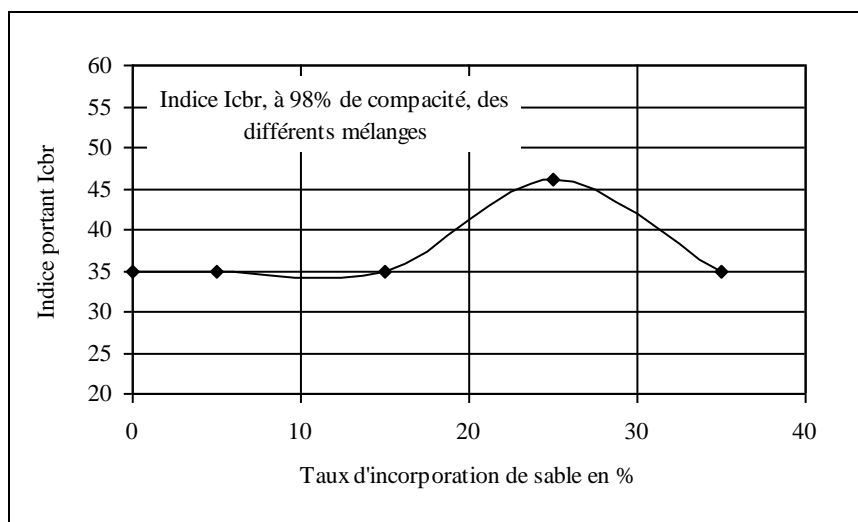


Figure 5.11- Influence du taux d'incorporation de sable sur l'indice portant I_{cbr}

On note que :

- Jusqu'à 15% d'ajout de sable de dune, les mélanges gardent quasiment le même indice portant. En fait, à ces taux, les signes d'argilosité sont encore importants : $VB > 0,7$ et $I_p > 14$. Le pourcentage de fines est supérieur à 30 (figures 4 b, c et d). Tous ces indices restent défavorables à une amélioration de l'indice portant des mélanges.
- A 25% d'ajout de sable de dune, l'indice portant fait un bond de plus de 50%. A ce taux, tous les indices se sont améliorés : $VB = 0,6$; $I_p = 12$. Le pourcentage de fines est réduit à 30%. La teneur en eau de compactage diminue de plus de 25% contre 12% dans le cas précédant. D'après la littérature et nos résultats (figure 3), ces éléments conjugués sont favorables à une amélioration de la portance.
- Au-delà, les indices cités se sont encore améliorés mais l'indice portant baisse tout en gardant, dans la plage des mélanges testés, des valeurs supérieures à celles du tuf sans ajout. Dans ce cas, c'est l'effet de la densité observé précédemment (figure 6) et la baisse très probable de la teneur en fines calcaires (induit par l'incorporation du sable de dune à plus d'un quart du poids total) qui deviennent prépondérant et qui sont à l'origine de cette chute.

D) EVOLUTION DE LA RESISTANCE A LA COMPRESSION SIMPLE R_c

Les courbes de la figure 5.12 sont tracées à partir de résultats expérimentaux. Celle de la figure 5.13 est déduite à partir des courbes tendances des courbes expérimentales.

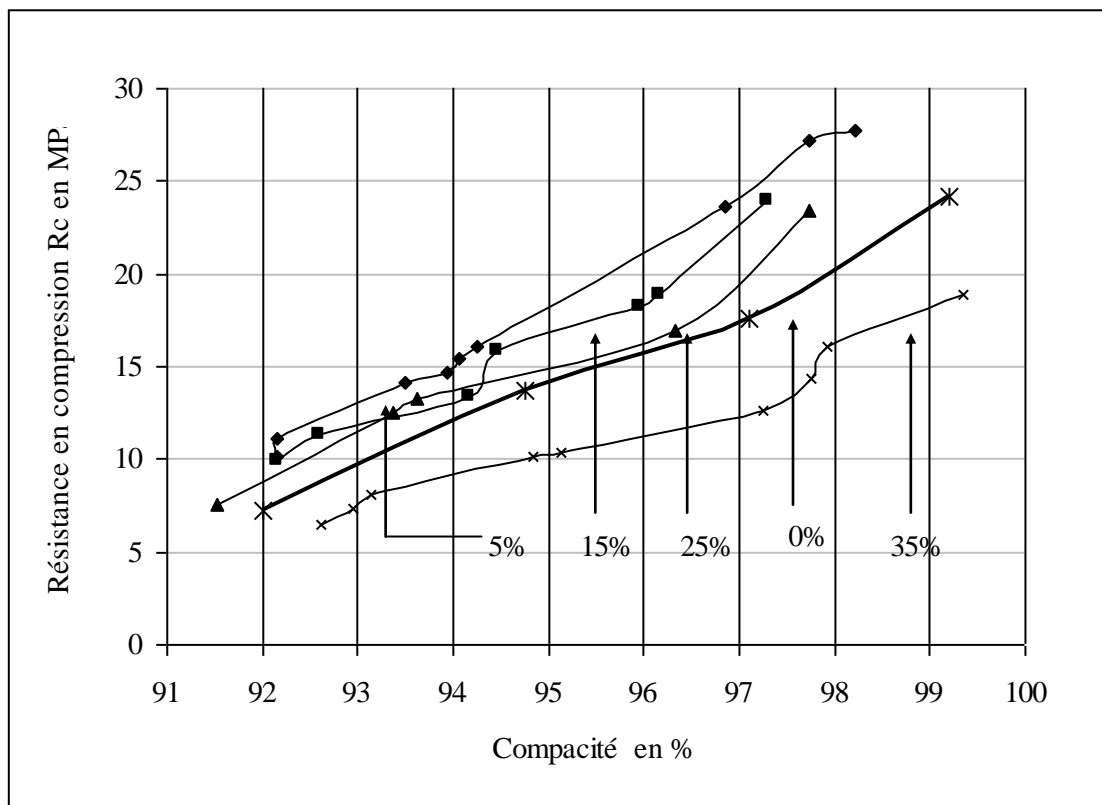


Figure 5.12- Influence du taux de compacité sur la résistance à la compression simple R_c

Les courbes de la figure 5.12 ont une allure ascendante confirmant l'étroite dépendance entre la résistance et le taux de compacité pour l'ensemble des mélanges étudiés.

Mise à part la courbe à 0%, toutes les autres sont classées dans un ordre décroissant en fonction du taux d'ajout de sable : la résistance décroît avec l'augmentation du taux de sable.

La courbe tracée à 98% de compacité sur la figure 10, montre une amélioration de la résistance du mélange à 5% puis une baisse progressive au fur et à mesure que le taux d'ajout de sable augmente.

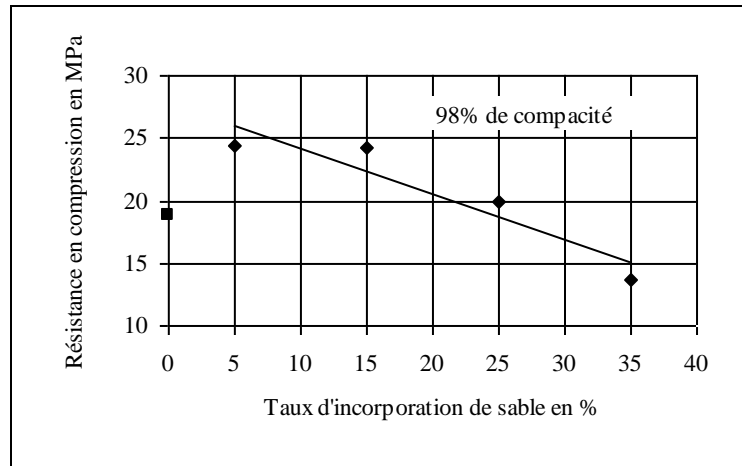


Figure 5.13 – Influence du taux d'incorporation de sable de dune sur la résistance en compression simple du mélange

L'allure de la courbe est liée au processus de durcissement des tufs ; processus qui est dépendant de la teneur en eau de compactage comme il a été démontré dans le chapitre 4.

Dans notre cas, les mélanges sont compactés à des teneurs en eau de plus en plus faibles. Le gain de résistance à 5% d'ajout peut donc être attribué au compactage du matériau à une teneur en eau favorable au développement optimal du durcissement.

La baisse serait due, quant à elle, aux effets conjugués de la baisse de la teneur en eau de compactage et à la réduction du taux de fines carbonatées (à l'origine de la cohésion), fines remplacées par des particules de sable de dune caractérisé par leur propreté (équivalent de sable supérieur à 80%).

En conclusion, l'incorporation du sable de dune jusqu'au taux de 25 % améliore la cohésion des mélanges. La formulation optimale correspond au mélange « tuf + 5% de sable de dune ».

E) EFFET DE LA VARIATION DE L'ENERGIE DE COMPACTAGE SUR LES PERFORMANCES MECANIQUES

Pour apprécier la dépendance d'une part de la résistance à la compression simple et d'autre part de l'indice portant, vis-à-vis du taux de compacité nous avons, en premier lieu, établi les équations des courbes tendances reliant la résistance à la compacité et celles reliant l'indice portant I_{cbr} à la compacité. Dans les deux cas la relation est linéaire de forme :

$$y_i = a_i C (\%) - b_i \quad [5.1]$$

y_i : Indice portant (I_{cbr}) ou résistance à la compression simple (R_c) au taux i d'incorporation de sable ;

$C (\%)$: compacité exprimée en % ; a_i les pentes des droites et b_i des constantes.

Le coefficient de détermination est, dans tous les cas, est de l'ordre de 90%.

Les paramètres a_i et b_i sont portés dans le tableau 5.3.

Tableau 5.3 - Paramètres des équations des courbes tendances

| % de sable | Résistance R_c | | Indice portant I_{cbr} | |
|------------|------------------|-------|--------------------------|-------|
| | a_i | b_i | a_i | b_i |
| 0 | 2.3 | 202 | 5.74 | 358 |
| 5 | 2.91 | 258 | 4,20 | 394 |
| 15 | 2.51 | 222 | 4.4.63 | 436 |
| 25 | 2.27 | 204 | 5.84 | 530 |
| 35 | 1.65 | 147 | 7.54 | 671 |

Le tracé de la figure 5.14 représente l'évolution des pentes a_i des équations des courbes tendances des graphes de la résistance, et de l'indice portant en fonction du taux d'incorporation de sable.

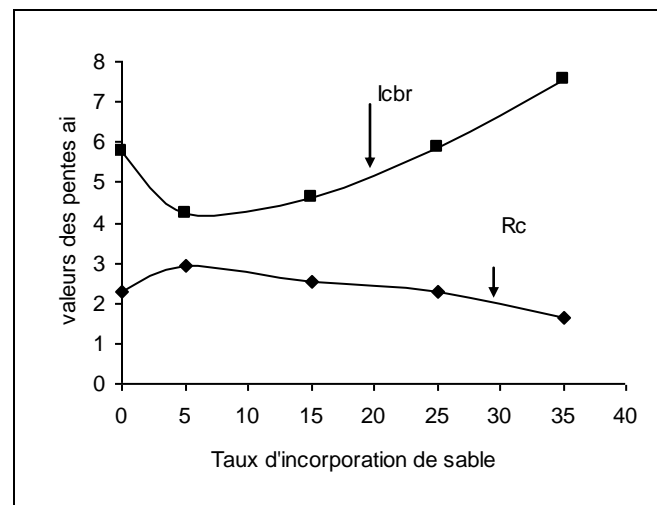


Figure 5.14- Courbes tendance des pentes des droites de l'indice I_{cbr} et de la résistance R_c en fonction du taux d'incorporation de sable

Si on ne tient pas compte de la valeur correspondant à la résistance tuf sans ajout, les deux paramètres évoluent d'une manière linéaire avec le taux d'incorporation de sable. On remarque que la courbe des pentes de l'indice portant est ascendante. Celle de la résistance est descendante : la cohésion des mélanges devient de moins en moins sensible à la variation de l'énergie de compactage tandis que la portance l'est davantage.

Le tableau suivant donne les résistances et les indices portant à 96 et 98% de compacité ainsi que le pourcentage de chute de ces paramètres.

On ne constate pas d'amélioration sensible du comportement des mélanges vis-à-vis du taux de compacité : une baisse de 2% de compacité entraîne une chute de résistance et de portance des mélanges de même ordre de grandeur sinon plus importante que celle observée pour le tuf sans ajout (tableau 5.4).

Tableau 5.4. Valeurs de la résistance et de l'indice portant à 96% et 98% de compacité

| Sable | Résistance R _c à | | | Indice portant I _{cbr} à | | |
|-------|-----------------------------|-----------|-------|-----------------------------------|-----------|-------|
| | 96% comp. | 98% comp. | chute | 96% comp. | 98% comp. | chute |
| 0% | 18.8 | 23.4 | 24% | 26 | 34.00 | 30% |
| 5% | 20.4 | 26.2 | 28% | 24.56 | 33.28 | 35% |
| 15% | 19.92 | 25 | 25% | 22.28 | 32.34 | 45% |
| 25% | 18.72 | 23.36 | 24% | 41.2 | 54.0 | 30% |
| 35% | 12.36 | 15.68 | 27% | 30.76 | 45.38 | 47% |

F) TABLEAU RECAPITULATIF DES CARACTERISTIQUES DES MELANGES

Ce tableau donne les valeurs des caractéristiques géotechniques et mécaniques des mélanges pour les différentes formulations envisagées.

Tableau 5.5 – Caractéristiques géotechniques et mécaniques des différents mélanges

| Taux d'incorporation de sable | 100% | 0% | 5% | 15% | 25% | 35% | TRS* |
|--|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Densité sèche optimale (t/m ³) | 1.74 | 1.98 | 2 | 2,01 | 2.04 | 2.0 | >1.70 |
| Teneur en eau optimale (%) | 9 | 9.5 | 9% | 8.5 | 7.5 | 7.45 | / |
| Teneur en fines (%) | 0 | 40 | 38 | 35 | 30 | 25 | <30 |
| Equivalent de sable (%) | 81.2 | 4.83 | 6 | 12 | 23.78 | 26.50 | / |
| Valeur au bleu | 0.1 | 0.75 | 0.74 | 0.,73 | 0.70 | 0.68 | / |
| Indice de plasticité (%) | / | 16.20 | 15.40 | 13.70 | 12.00 | | <13 |
| I _{cbr} (%) à 98 % compacité | <10 | 34 | 33.28 | 32.44 | 54 | 45.38 | >40 |
| R _c en MPa à 98 % compacité | ≈ 0 | 2.35 | 2.620 | 0.25 | 2.336 | 1.568 | >20 |

* Seuils imposés par la Technique Routière Saharienne (TRS).

G) FORMULATION OPTIMALE

La formulation optimale correspondant au mélange « Tuf calcaire + 25 % de sable de dune ».

A ce taux, le mélange présente une densité plus élevée, une teneur en eau optimale de compactage plus faible, un indice portant I_{cbr} plus élevé que le tuf sans ajout. La résistance à la compression demeure comparable à celle du matériau sans ajout.

L'indice portant et la résistance à la compression simple du mélange demeurent aussi sensibles au taux de compacité que ceux du tuf sans ajout. Cependant, l'aptitude au compactage du mélange s'étant améliorée, il serait plus aisé d'atteindre une compacité élevée et par la même d'améliorer les performances du mélange.

Comparés aux seuils exigés par la TRS, le mélange « tuf + 25% sable de dune » présente des caractéristiques acceptables pour une utilisation en couche de base à condition de réaliser un bon compactage.

5.3.5. COMPORTEMENT SOUS CHARGE STATIQUE MONOTONE

Dans cette partie, nous tentons une approche succincte du comportement du tuf calcaire de Bechar et du mélange à 25% d'ajout de sable. Les résultats sont comparés à ceux d'un tuf calcaire à ossature remplissant les critères de sélection pour l'utilisation envisagée dans cette étude.

L'essai triaxial statique a été choisi car il permet d'étudier les caractéristiques à la rupture du matériau et présente l'avantage d'une interprétation directe des mesures effectuées dans une large gamme de déformations.

A) COURBES CONTRAINTE-DEFORMATION

La figure 5.15a représente, les courbes contraintes – déformations du tuf calcaire sans ajout et la figure 5.15b celles du mélange « tuf + 25% de sable » à différentes contraintes latérales (0.1 ; 0.2 et 0.3 MPa).

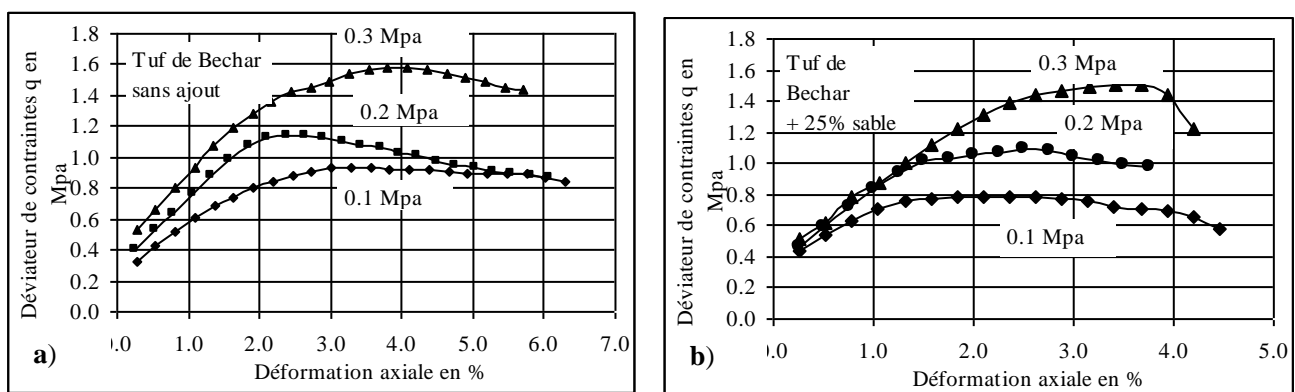


Figure 5.15 – Courbes contrainte- déformation : *a)* du tuf de Bechar sans ajout de sable ; *b)* du tuf de Bechar+25% de sable de dune

On remarque que les courbes contraintes–déformations ne sont pas linéaires dès le début du chargement. On retrouve le comportement élastoplastique décrit dans la littérature.

On notera que, dans des conditions de confinement similaires, les paliers de déformations plastiques sont plus importants pour le tuf sans ajout. Ce phénomène peut s'expliquer par une présence plus importante des fines argileuses dans le matériau de base.

A pression de confinement égale, la charge de rupture est quasiment la même pour les deux matériaux.

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

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \quad (\text{loi de Coulomb}) \quad [5.2]$$

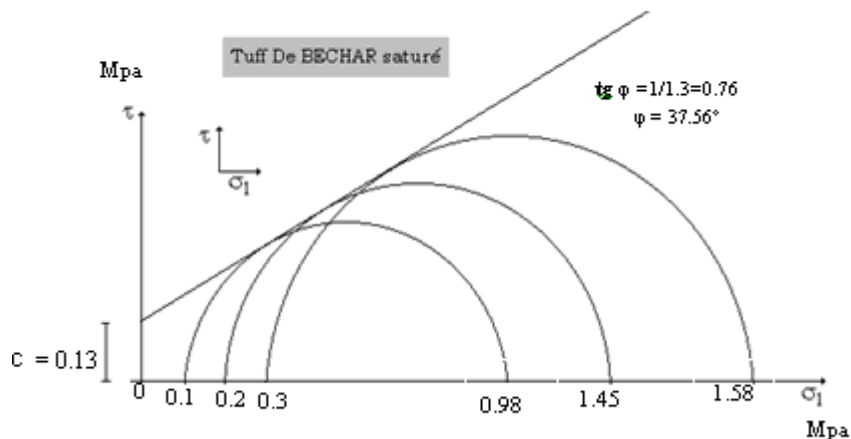


Figure 5.16 – Courbe enveloppe du tuf de Bechar

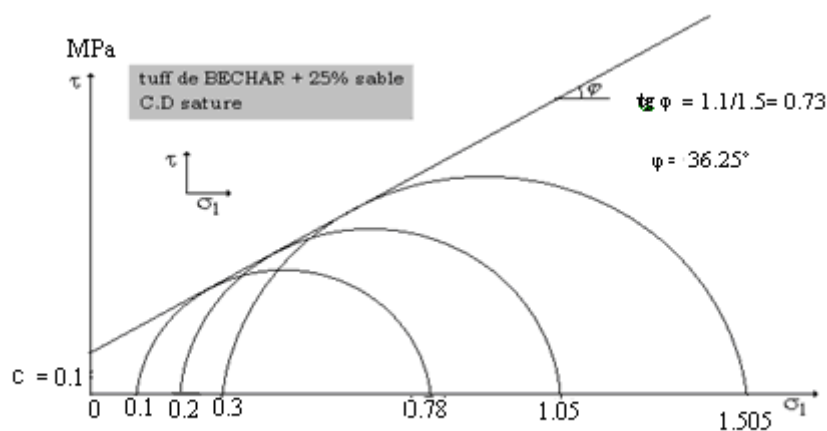


Figure 5.17– Courbe enveloppe du tuf de Bechar+ 25% de sable de dune de Ouargla

Les figures 5.16 et 5.17 donnent les « enveloppes de rupture » caractérisées par le paramètre de cohésion C et l'angle de frottement entre grains φ .

On note, dans le cas d'ajout de sable de dune, une diminution de la cohésion et de l'angle de frottement. Cette baisse est justifiée par le fait que le sable est caractérisé par une cohésion nulle et par un angle de frottement inférieur à celui du tuf.

Les améliorations des caractéristiques des mélanges ne sont donc pas le produit d'une hausse de l'angle de frottement, ni de l'amélioration de la cohésion. Elles pourraient être expliquées par une meilleure disposition du mélange au compactage.

B) LOI DE COMPORTEMENT MECANIQUE SOUS CHARGE STATIQUE

La loi de comportement d'un matériau relie l'état de contrainte à l'état de déformation. Un comportement élastique non linéaire permet de définir deux modules (figures 5.19).

- Le module tangent E_{ti} 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 σ_1 et $(\sigma_1 - \sigma_3)$. Pour des sollicitations inférieures à 95 % de la valeur de la contrainte maximum, on suppose que les tufs ont un comportement élastique linéaire et nous prenons le module d'élasticité égale à E_s (figures 5.18 et 5.19).

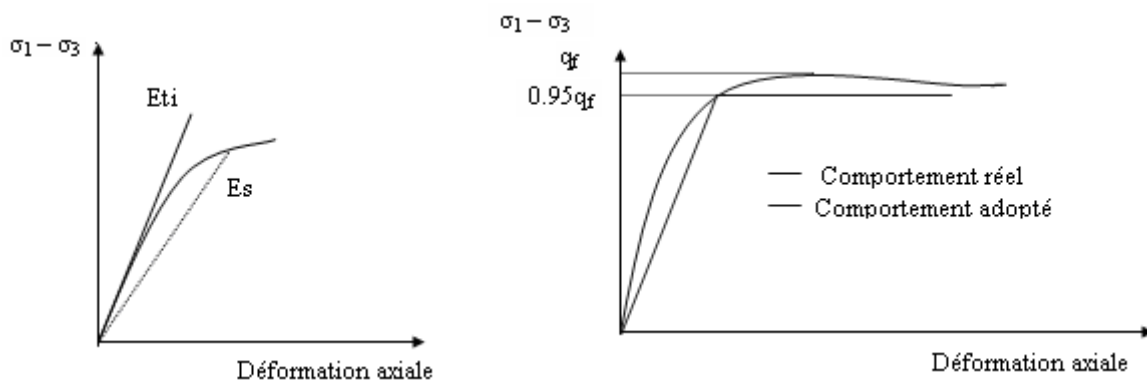


Figure 5.18– Définition des différents modules de déformation **Figure 5.19** – courbes contrainte--déformation

Pour les branches réversibles, pour chaque pression latérale, le module élastique est défini par la relation suivante :

$$E_s = 0.95 q_f / \varepsilon_{95} \quad [5.3]$$

$$q_f = \sigma_{1 \max} - \sigma_3 \quad [5.4]$$

q_f : charge de rupture ; ε_{95} : déformation correspondant à 95% de la charge de rupture ;
 $\sigma_{1 \max}$: contrainte principale maximale. σ_3 : contrainte latérale.

C) EVOLUTION DU MODULE DE DEFORMATION

Les éléments caractéristiques de la phase réversible dépendent de la contrainte latérale. Le comportement du matériau est conditionné par le système de chargement.

Pour tenir compte de l'ensemble de ces facteurs, le module caractéristique est exprimé en fonction d'un paramètre faisant intervenir la contrainte moyenne p définie par la relation

$$P = (\sigma_1 + 2 \sigma_3) / 3 \quad [5.5]$$

Dans le domaine supposé élastique- linéaire, la valeur du module de déformation dépend de la contrainte moyenne, c'est-à-dire de la contrainte de consolidation initiale.

Les valeurs du module élastique calculées à partir de la formule [5.3] sont donc reportées sur le graphe en fonction de la contrainte moyenne p formule [5.5].

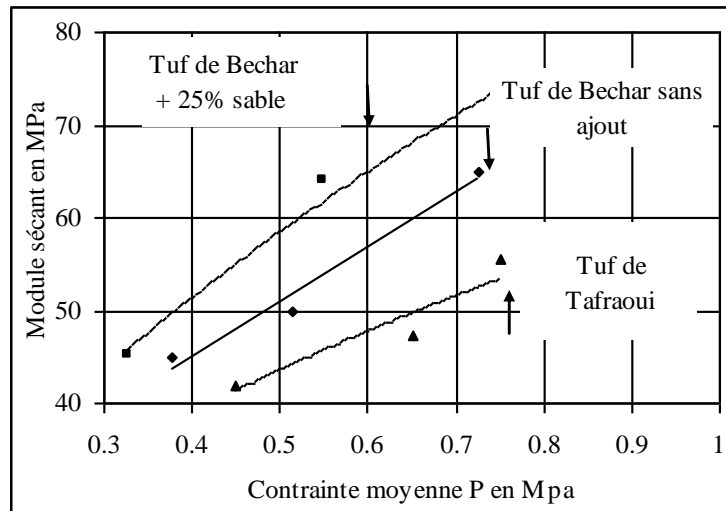


Figure 5.21 – Variation du module sécant en fonction de la contrainte moyenne P du tuf sans ajout, du tuf + 25% de sable de dune et du tuf de référence de Taфраoui

Pour comparer nos résultats, nous avons introduit dans cette partie les caractéristiques sous chargement statique d'un tuf calcaire à ossature (Boukezzi, 1997). Le tuf a été prélevé à Taфраoui. C'est une grave calcaire 0/20 qui réunit tous les critères de sélection pour l'usage envisagé dans cette étude.

Toutes les équations des courbes tendances des graphes de la figure 5.21 se présentent sous la forme $E_s = A P^n$ décrite dans les ouvrages de mécanique et rhéologie des sols [(Biarez et Hicher 1990) ; (Combarieu, 2006)] avec :

$$E_{s1} = 76.19 P^{0.566} \quad [5.6]$$

$$E_{s2} = 87.268 P^{0.577} \quad [5.7]$$

$$E_{s3} = 61.72 P^{0.500} \quad [5.8]$$

E_{s1} : module sécant du « tuf de Bechar »

E_{s2} : module sécant du « tuf + 25% de sable »

E_{s3} : module sécant du « tuf de Taфраoui » ; $R^2 > 0,95$ dans tous les cas.

Dans des conditions de chargements identiques, le module sécant du mélange est plus grand que celui du tuf de Bechar qui est lui-même supérieur à celui de Taфраoui (figure 5.21). Les valeurs des déformations du tuf de Bechar y sont donc plus petites malgré des caractéristiques géotechniques et mécaniques moins bonnes que celles des deux autres matériaux. La valeur de n correspond bien aux valeurs que l'on obtient généralement dans les matériaux sableux par des essais en très petites déformations.

D) COMPARAISON AVEC D'AUTRES MATERIAUX

Le tableau 7 donne les caractéristiques de cisaillement du tuf sans ajout, du tuf mélangé à 25% de sable, d'une grave concassée 0/20 et d'une grave roulée 0/15 ; l'indice de propreté des graves est de l'ordre de 55%. On relève que :

| Matériaux | Sable de dune | Tuf de Bechar | Tuf de Bechar + 25% sable | Grave Concassé | Grave roulée |
|------------------|---------------|---------------|---------------------------|----------------|--------------|
| Caractéristiques | | | | | |
| C (MPa) | 0.0 | 0.13 | 0.1 | 0.068 | 0.016 |
| ϕ (degré) | 30 à 35 | 37.6 | 36,25 | 53 | 45,5 |

Tableau 7 – caractéristiques de cisaillement de quelques matériaux

- Les angles de frottement interne de nos échantillons sont inférieurs à ceux des autres matériaux.
- La cohésion de nos deux échantillons est beaucoup plus élevée que celle des graves.

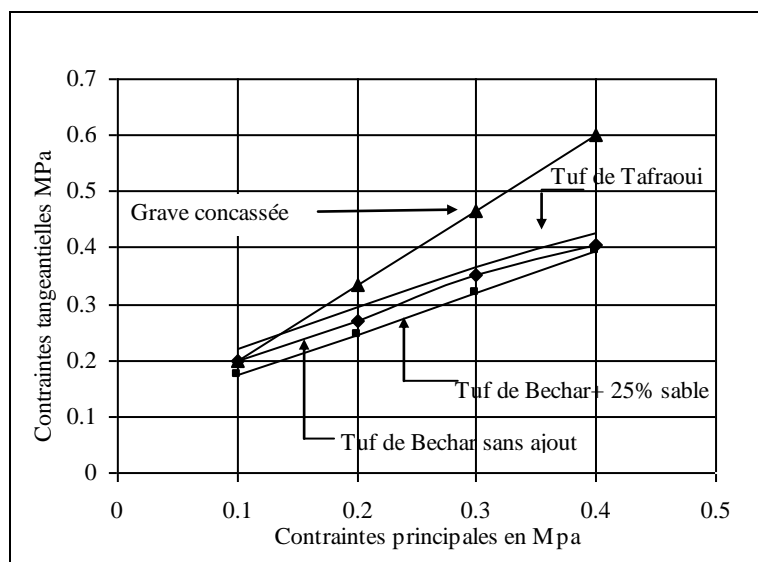


Figure 5.22 - Courbes enveloppes du tuf sans ajout, du tuf +25% de sable de dune et du tuf de référence de Taфраoui

La figure 5.22 représente les courbes enveloppes des deux matériaux étudiés, du tuf de référence et d'une grave concassée.

Les courbes sont classées dans un ordre logique cependant les caractéristiques de ruptures sont très proches pour les trois matériaux.

L'ajout de 25% de sable de dune au tuf calcaire de Bechar n'a pas eu un impact important sur le comportement du matériau sous chargement statique comparé à celui du tuf sans ajout, ce dernier ayant quant à lui un comportement proche du tuf de référence.

En fait, le comportement mécanique des tufs, constaté au laboratoire et sur chantier en assise de chaussée, est généralement satisfaisant. Néanmoins, certaines catégories de tufs posent problème,

lors de leur mise en œuvre, notamment à cause de la présence d'un taux élevé en fines (supérieur à 30%) ; c'est le cas des tufs pulvérulents. Les seuils imposés par les normes sont établis pour éviter ce type de problème. L'ajout de sable au tuf étudié a permis de palier à ces déficiences tout en améliorant la portance du mélange et sa densité sèche.

5.4 CONCLUSIONS

L'étude a porté sur l'effet de l'incorporation d'un sable de dune sur les caractéristiques géotechniques et mécaniques d'un tuf calcaire de la région de Bechar. Notre objectif était de tester les possibilités d'amélioration des caractéristiques de ce tuf par une technique de stabilisation économique permettant de valoriser à la fois le sable de dune et le tuf calcaire pulvérulent.

L'ajout de 25% de sable de dune a permis d'atteindre les seuils attendus dans cette étude : on observe un gain de l'ordre de 25 % en eau de compactage, de 17% en densité sèche et de 30% en portance. Dans des conditions de chargements identiques, le module sécant du mélange est plus important que celui d'un tuf de référence présentant de meilleures caractéristiques que le tuf de Bechar et les domaines de rupture restent relativement proches.

Cette étude pourrait être étendue à d'autres types de tufs afin de cerner les facteurs influençant le taux optimal d'incorporation de sable de dune.

Des études complémentaires portant notamment sur la mise en œuvre et sur le comportement à long terme du « tuf-sable de dune » sont nécessaires pour normaliser la procédure.

La technique de stabilisation par incorporation de sable de dune ouvre des perspectives qui permettront de valoriser les matériaux locaux dans des régions dépourvues de matériaux classiques.

CONCLUSIONS

Les tufs d'encroûtements sont des matériaux extraits de formations superficielles qui occupent une superficie relativement importante des régions sub-humides à aride d'Algérie. Ce sont des matériaux de substitution utilisés avec succès en technique routière saharienne.

Les spécifications relatives à l'utilisation de ces matériaux ont un caractère empirique ; Elles découlent des principes de la TRS.

La classification rationnelle en est à son balbutiement. Les résultats obtenus à partir de simulations proches du comportement du matériau en assise de chaussée (TCR) montrent que les performances mécaniques des tufs d'encroûtements sont comparables à celles des GNT. Ces résultats indiquent que ces matériaux, une fois en place, se comportent bien. Reste à les mettre, convenablement, en place ; ainsi, l'approche empirique demeure primordiale dans le choix des tufs d'encroûtements utilisés en technique routière saharienne.

Le dimensionnement des chaussées en zone aride, en matériaux d'encroûtements, est marqué par plusieurs insuffisances et n'englobe pas tous les types de tufs utilisables en corps de chaussées.

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

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

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

L'amélioration des qualités de ces matériaux passe par une meilleure connaissance de ses particularités et par une réappropriation du capital expérience dont dispose nos entreprises.

L'étude du processus de durcissement dans le cas du tuf gypso calcaire de Hassi – Messaoud et l'amélioration des performances du tuf calcaire de Bechar, présentant des caractéristiques médiocres est une démarche dans ce sens.

L'étude du phénomène de durcissement du matériau gypso calcaire a permis de mettre en évidence trois résultats pratiques :

Le compactage à sec ou à faible teneur en eau, préconisé généralement en zone aride ou semi aride, est prohibé pour ce type de matériau.

Il existe une teneur en eau permettant d'obtenir un durcissement optimal. Cette teneur en eau est inférieure à la teneur en eau optimale de l'essai Proctor modifié. Ceci permet d'optimiser la cohésion du matériau et de réduire la quantité d'eau utilisée.

La possibilité d'améliorer la cohésion d'un matériau gypso calcaire par compactage avec une eau chargée en carbonates et/ou en gypse.

Quant à la nature du durcissement, les résultats de l'analyse convergent vers une explication du phénomène de durcissement par une dissolution d'une partie des fines carbonatées et gypseuses dans

l'eau de compactage en faveur d'une recristallisation lors de l'évaporation donnant naissance à des liens cimentés locaux.

L'amélioration des qualités du tuf calcaire de Bechar par incorporation de sable de dune a permis mettre en évidence l'effet positif de l'ajout d'un sable propre, jusqu'à un certain pourcentage, sur les caractéristiques d'un matériau pulvérulent présentant une certaine argilosité.

En effet, l'ajout de 25% de sable de dune a permis de porter les valeurs des caractéristiques du matériaux d'épreuve aux seuils préconisés par la TRS: on observe une réduction de la quantité d'eau nécessaire pour un compactage optimal de l'essai Proctor modifié de l'ordre de 25 % ; un gain de 17% en densité sèche et de 30% en portance. Dans des conditions de chargements identiques, le module sécant du mélange est plus important que celui d'un tuf de référence présentant de meilleures caractéristiques que le tuf de Bechar et les domaines de rupture restent relativement proches.

La technique de stabilisation par incorporation de sable de dune ouvre des perspectives qui permettront de valoriser les matériaux locaux dans des régions dépourvues de matériaux classiques.

PERSPECTIVES

Le travail de synthèse a montré que les critères de choix du matériau les plus appropriés restent ceux liés aux conditions d'exécution des chantiers, aux risques de dégradabilité du matériau, aux conditions climatiques.

La première perspective est de mettre en place un guide de construction routière saharienne qui sera le fruit de la capitalisation de notre expérience et de celle d'autres pays utilisateurs partageant les mêmes conditions climatiques. Ce guide sera précédé d'une synthèse bibliographique des différentes techniques et spécification existantes ainsi que d'un recensement des matériaux susceptibles d'être utilisés en construction routière saharienne. Un bilan du comportement des routes existantes est également à établir.

L'étude de la stabilisation de matériaux médiocres par ajout de sable pourrait être étendue à d'autres types de tufs afin de cerner les facteurs influençant le taux optimal d'incorporation de sable de dune.

Des études complémentaires portant notamment sur la mise en œuvre et sur le comportement à long terme du « tuf-sable de dune » sont nécessaires pour normaliser la procédure.

La question de la stabilisation chimique des matériaux locaux doit être reconsidérée afin de garder le caractère économique de routes sahariennes et faire face à un trafic devenant de plus en plus lourd et de plus en plus intense.

Bibliographie

- Agence Nationale Des Ressources Hydriques 1993** – Carte pluviométrique de l'Algérie –
- Allen J., 1973** – The effect of non-constant lateral pressure of the resilient response of granular materials – Ph.D. Thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign.
- Alloul B. 1981** – Etude géologique et géotechnique des tufs calcaires et gypseux d'Algérie en vue de leur valorisation routière – Thèse de docteur de 3ème cycle de l'Université de Paris VI.
- Améraoui Z., 2002** – Les tufs d'encroûtements, utilisation dans la géotechnique routière, Thèse de magistère – Ecole Nationale Polytechnique, Alger.
- Arquié G., 1972** – Théorie du compactage : routes et pistes – Eyrolles Editeur, Paris.
- Aubert G., 1947** – les sols à croûtes calcaires – C.R. Conf. Méditer. Montpellier-Alger, Publ. Ass. Franc.Et. Sol, Paris, 330-337.
- Autret P., De Boissoudy A., Marchand J. P., 1982** – Pratique d'ALIZÉ – Rapport des Laboratoires des Ponts et Chaussées, série construction routière CR 2, pp. 3-62.
- Azzouz L., Bouchicha M., Khenfer M., 1997** – Stabilisation physico-chimique d'un sol sableux – A.J.O.T, International publication, Série A, Vol. 13, N° 1, pp.47-53.
- Balay J., Gomes Correia A., Jouve p., Hornych P., Paute J.L., 1998** – Étude expérimentale et modélisation du comportement mécanique des graves non traitées et des sols supports de chaussées - Dernières avancées – Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n°216, pp. 3-18.
- Barksdale R.D., 1972** – Laboratory Evaluation of Rutting in Base Course Materials, Third International – Conference on Structural Design of Asphalt Pavements, Volume 3, pp. 161-174.
- Barksdale R.D., Itani S.Y., 1989** – Influence of aggregate shape on base behaviour – Transportation Research Record n°1227, pp. 173-182.
- Baslimane B., 1994** – Etude en laboratoire du comportement des sables gypseux– IIème séminaire : Les techniques routières sahariennes, Beni Abbès.
- Bellanger J., 1987** – Déflexion des chaussées et bilan hydrique – Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n°149, pp. 45-50.
- Belouam N., 1976** – Caractéristiques macromorphologiques et micromorphologiques de quelques sols a accumulation calcaire du Hodna – Ann. Agr. (INA) vol VI, n° 1.
- Ben Dhia M.H., 1983** – Les encroûtements calcaires en Tunisie et dans le monde – Bull. de liaison des laboratoires des ponts et chaussées, 126, pp. 5-14.
- Ben Dhia M.H., 1983** – Les tufs et encroûtements calcaires dans la construction routière – Thèse de docteur de 3ème cycle, Université de Paris VI.
- Ben Dhia, M.H., 1998** – Quelques particularités de l'utilisation du sable de dune en construction routière en milieu saharien – Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées.
- Ben-Dhia M., Colombier G., Paute J. L., 1984** -Tufs et encroûtements calcaires - utilisation routière - Colloque international Routes et Développement, Paris.
- Betekhtine A., 1968** – Manuel de minéralogie descriptive– Ed. MIR, MOSCOU.
- Boukezzi L., 1997** – Etude des tufs calcaires, utilisation en construction routière – Thèse de Magister. Université des Sciences et de la Technologie d'Oran.

- Boulaine J., 1961** – Les facteurs de formation des sols méditerranéens – Sols Africains. Vol.VI.
- Boularek M., 1989** – Mode de construction et contrôle des routes sahariennes– Rencontre Maghrébine sur les techniques routières, Tunis, 20-23 nov.
- Boulkhiout M., 2002** – Utilisation des tufs calcaires- sable de dune en géotechnique routière – Mémoire de Magister, ENP Alger.
- Bouzerara M. A., 1998** – Route transsaharienne : utilisation des matériaux locaux en construction routière – Séminaire international de Tamanrasset.
- Bouzerara M. A., 2006** – Utilisation des matériaux locaux en construction routière. Des techniques novatrices et économiques – Inter-Lab, revue trimestrielle, groupe LCTP, N° 19.
- Bureau P. et Roederer P., 1960** – Contribution à l'étude des sols gypseux du Sud Tunisien : croûtes et encroûtements gypseux de la partie Sud de Gabes – Cah. Pédol. ORSTOM.
- Burminster D.M., 1943** – The theory of stresses and displacements in layered systems and applications to design of airport runways – Highway Research Board, vol. 23, pp. 127-148.
- CEBTP. 1991** – Les routes dans les zones tropicales et désertiques. Etudes techniques et construction – Ministère de la coopération et du développement, Paris.
- Chaumont M., Paquin C. 1971** – Carte pluviométrique de l'Algérie, éch. 1/500000 – Société d'Histoire Naturelle, Afrique du Nord, Algérie.
- Chauvin J.J. 1987** – Les sables – guide pratique d'utilisation routière – Synthèse, ISTED.
- Chihab D., 2002** – Comportement mécanique et rhéologique d'un tuf-sable-bitume – Thèse de magistère, USTHB Alger.
- Colombier G., 1988** – Tufs et encroûtements calcaires : Utilisations routières – Synthèse, ISTED.
- Combarieu O., 2006** – L'usage des modules de déformation en géotechnique – Revue Française de Géotechnique N° 114.
- Coque R., 1962** – La Tunisie présaharienne. Etude morphologique – A. Colin, Paris.
- CTTP., 2001** – Catalogue de Dimensionnement des Chaussées neuves – Organisme National de Contrôle Technique des Travaux Publics, Algérie.
- Delage P., Fry J-J., 2001** – Comportement des sols compactés : apport de la mécanique des sols non saturés – Revue Française de Géotechnique, N° 92. pp 17-29.
- Derriche Z., 2000** – Détermination de la teneur en eau d'un sol dans un sachet en plastique – Algérie équipement, Revue Technique de l'Ecole Nationale des Travaux Publics, p. 20-30.
- Dixon J-B., and Weed S-B., 1977** – Minerals in soil environments – Soil Science Society of America USA, 1976. NJ, US Patent, 3: 976-598.
- Djili K. et al., 1999** – Analyse de la distribution verticale et spatiale du calcaire dans les sols de l'Algérie Septentrionale – Revue Etude et Gestion des Sols, pages 201 à 213.
- Domec M., Alloul B., 1980** – Construction des chaussées au Sahara – Rapport technique du Laboratoire central des travaux publics, Alger.
- Dubief J., 1950** – Evaporation et coefficients climatiques au Sahara – Trav. Inst. Rech. Sah., T. VI. pp 13-14, 1 tableau, 4 cartes.
- Dubief J., 1959 -1963** – Le climat du Sahara – Inst. Rech. Sahara. Mém. Inst. Rech. Sahar. Alger, 2 tomes, 314p + 275p.

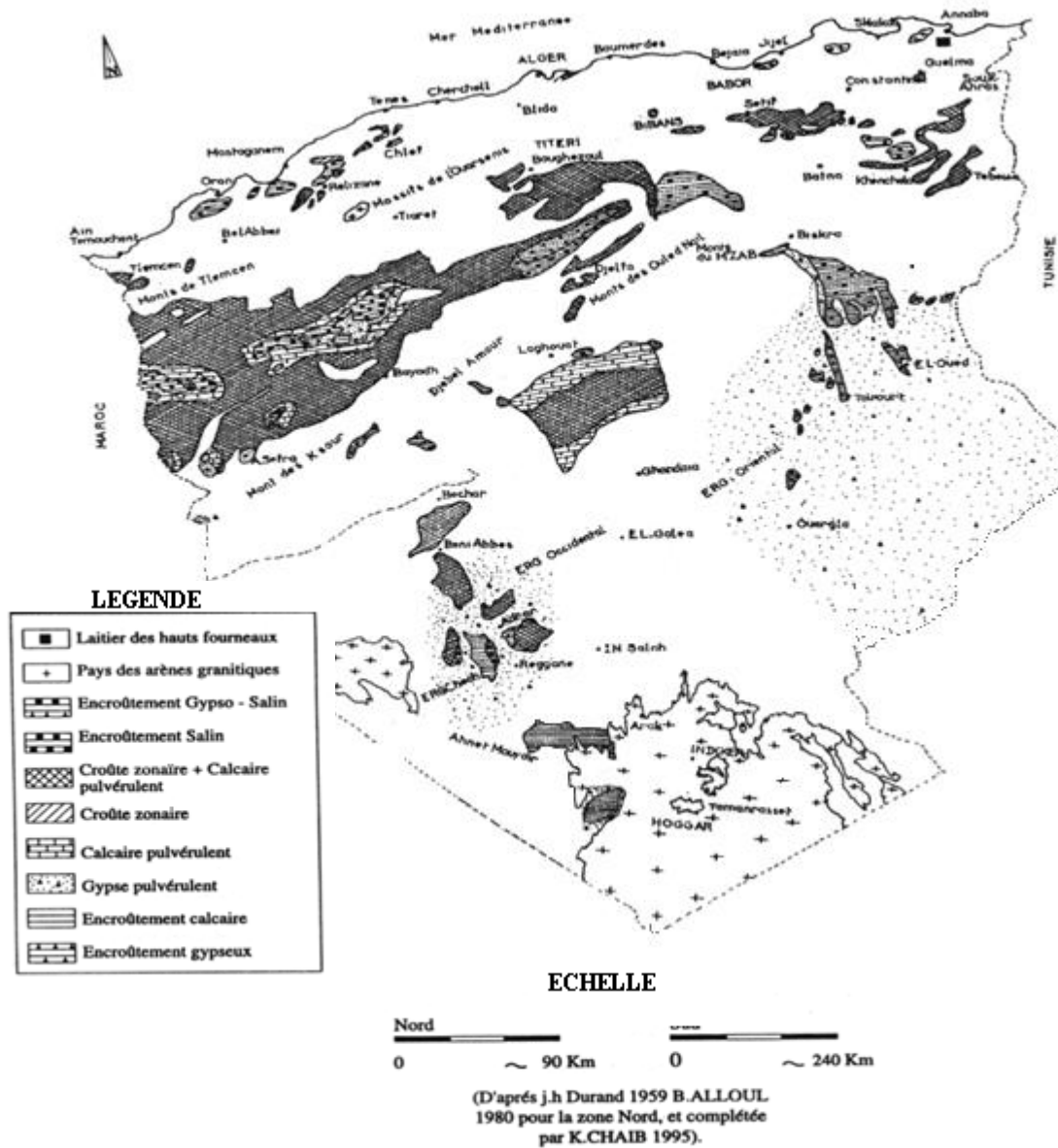
- Durand J. H., 1953** – Etude géologique, hydrogéologique et pédologique des croûtes en Algérie – Serv. Etud. Sci. Pédol. S.E.S. Alger.
- Durand J. H., 1963** – Les croûtes calcaires et gypseuses en Algérie : formation et âge – Bull. Soc. Géol. De France.
- Durant J. H., 1959** – Les sols rouges et les croûtes en Algérie – Publ. Dir. et Equip. Rural Ser. Et. Scient. Etude générales N.7, 2 vol.
- Fenzy E., 1966** – Particularité de la technique routière au Sahara – Revue générale des routes et aérodromes, N° 411, p. 57-71.
- Fenzy E., 1970** – L'état actuel de la Technique Routière au Sahara – Rapport technique, Direction de l'Infrastructure de l'Organisme Saharien, Ministère des travaux publics, Algérie.
- Fleureau, J.M., et Kheirbek-Saoud, S. 1992** – Variations de résistance des sols compactés avec la pression interstitielle négative – Revue Française de Géotechnique, N° 59.
- Forsblad L., 1981** – Vibratory Soil and Rockfill Compaction – Dynapac, Maskin A.B., Solna, Suède,.
- Frenkel H., Gersti Z., Renger Vandevann J., 1986** – Détermination of gypsum and cation exchange capacity in aride soils by resin méthode, Geoderma – Elsevier. ISSS-AISS-IBG. N° 39, P: 67-77.
- Fumet P., 1959** – Chaussées en sables gypseux et en sables stabilisés chimiquement – Revue général des routes et aérodromes, numéro spécial Sahara, N° 329, p. 169-178.
- Gidel G., 2001** – Comportement et valorisation des graves non traitées calcaires utilisées pour les assises de chaussées souples – Thèse pour l'obtention du grade de Docteur, Université de Bordeaux 1, France.
- Gidel G., Horny P., Chauvin J.-J., Breysse D, Denis A., 2001** – Nouvelle approche pour l'étude des déformations permanentes des graves non traitées à l'appareil triaxial à chargements répétés – Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées
- Gidel G., Horny P., Chauvin J.-J., Breysse D, Denis A., 2001** – Nouvelle approche pour l'étude des déformations permanentes des graves non traitées à l'appareil triaxial à chargements répétés – Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n°233.
- Guettouche M.S., Guendouz M., Boutiba M., 2006** – Sur l'existence d'un modèle- type d'encroûtements des sols arides et semi-arides d'Algérie – Journal des sciences pour l'ingénieur. N°6, p. 65-80.
- Hachichi, A., Boudia M., et Zmali M., 2000** – Etude de l'influence de du séchage et de l'immersion sur la résistance à la compression simple des tufs calcaires de la région d'Oran – Conférence Internationale de Géo engineering, USTHB, Alger.
- Hadjiat K., 1997** – Etat de dégradation des sols en Algérie – Rapport d'expert PNAE, Banque Mondiale, 45 p.
- Hadjiat K., 1997** – Etat de dégradation des sols en Algérie – Rapport d'expert PNAE, Banque Mondiale, 45p.
- Halitim A., 1988** – Sols des régions arides d'Algérie – O.P.U. Alger.
- Holtz R et KovacsW, 1996** – Introduction à la géotechnique. Edition de l'Ecole Polytechnique de montréal. PP 808.

- Hornych P., Corte J.F., Paute J.L., 1993** – Etude des déformations permanentes sous chargements répétés de trois graves non traitées – Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n°184, mars- avril, pp. 77-84.
- Hornych P., Hameury O., Paute J.L., 1998** – Influence de l'eau sur le comportement mécanique des graves non traitées et sols supports de chaussées – Simposio Internacional Sobre Drenaje interno de Firmes y Explanadas, Granada, Espagne, pp. 249-257.
- Hornych P., Kazai A., Piau J.M., 1998** – Study of the resilient behaviour of unbound granular materials – 5th Conference on Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim, Norway, Juillet 1998, vol 3, pp. 1277-128
- Horta O S., 1979** – Les encroûtements calcaires et les encroûtements gypseux en géotechnique routière – Service des publications du laboratoire de M.D.S., Base SONATRACH, Blida, Algérie.
- Horta O. S., 1980** – Calcrète, Gypcrete and soil classification in Algeria – Engineering Geology 15. 15-52.
- Horta O.S., 1976** – L'utilisation des tufs dans les chaussées – Séminaire Routes, Ecole Nationale de Travaux Publics.
- Inal A., 1980** – Route en milieu désertique – IVème Conférence routière Africaine, Nairobi.
- Kali F-Z., 1991** – Comportement des tufs calcaires dans les assises des chaussées – Thèse de magister, Ecole Nationale Polytechnique, Algérie.
- Kolisoja P., 1997** – Resilient deformation characteristics of granular materials – Ph.D. Thesis, Tampere University of Technology, Finland, 214p.
- Kolisoja P., 1998** – Resilient deformation behaviour of aggregates determined by means of cyclic loading triaxial tests – Proceedings 5th International Conference on the Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim, Norway, pp. 1267-1276.
- Larabi 1998** – Comportement des assises en matériaux granulaires en zones désertiques – Séminaire International « La route transaharienne », Tamanrasset.
- Larsen H.J.E., Ullidtz P., 1997** – Pavement subgrade performance study in the Danish road testing machine – 8th International Conference on Asphalt Pavements, Seattle, Washington, Proceedings vol.I, pp. 843-857.
- Lekouaghet A., Gharnaout D., Ait Ali A., 1989** - Utilisation des tufs et des arènes granitiques en technique routière saharienne - Rencontre maghrébine sur les techniques routières, Tunis.
- LTP Sud, 1989** - Utilisation des matériaux locaux en technique routière : Les sables gypseux - Rencontre Maghrébine sur les techniques routières, Tunis.
- Mackenzi R.C., 1957** – The differential thermal investigation of clays – Mineralogical society, London.
- Maree J.H., Freeme C.R., Van Zyl N.J.W., Savage P.F., 1982** – The Permanent Deformation of Pavements with Untreated Crushed-stone Bases as Measured in Heavy Vehicle Simulator Test – Proceedings, 11th Australian Road Research Board Conference, Part 2, pp. 16-28.
- Mathieu L., Thorez J., Ek C., 1976** – Place et signification des croûtes et encroûtements dans les profils de sols d'Afrique du Nord – Ann. De l'INA. El-Harrach. Vol. VI, n° 1, 81-138.
- Mersout B, 1994** – Structures des chaussées sahariennes. Evolution et perspectives. LTPSud, unité de Ouargla – Deuxième séminaires, les techniques sahariennes, Beni-Abbes.
- Moret L., 1962** – Précis de géologie, 4ème éd., Masson et Cie., Paris.

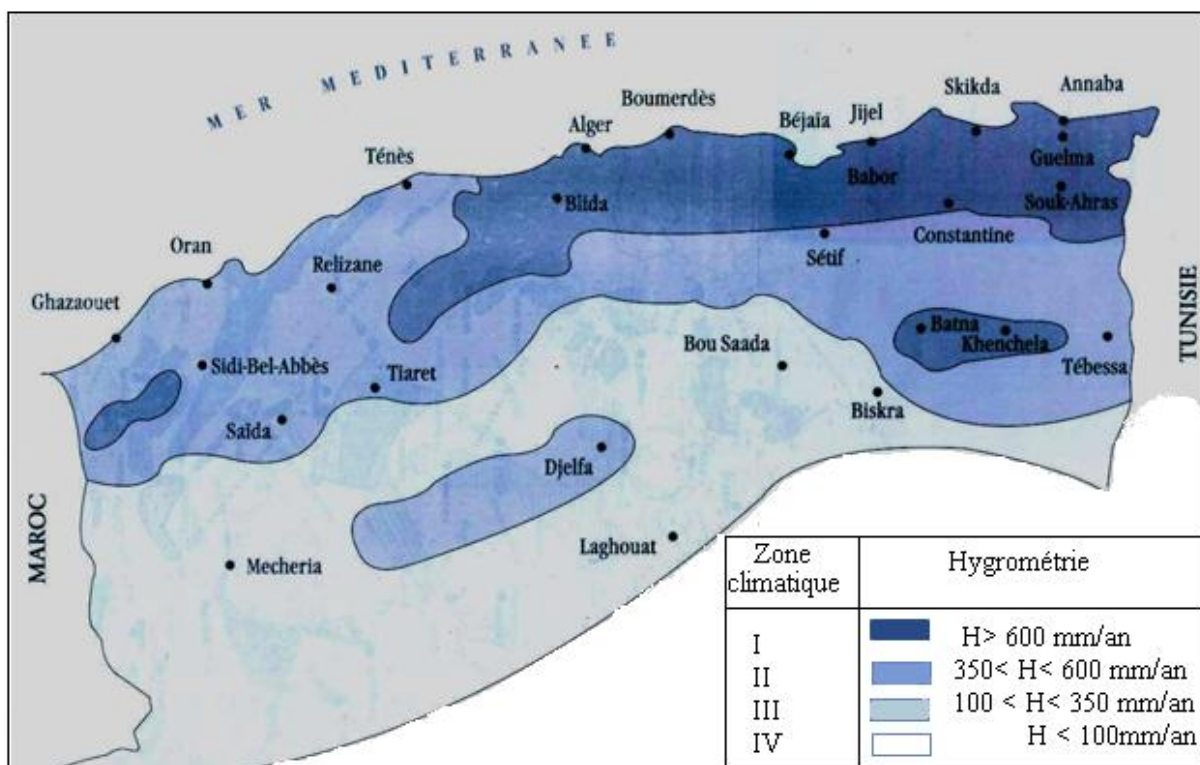
- Morsli M., Bali A., Fleureau J M., – 2000**, Valorisation des matériaux locaux – Conférence Internationale de Géo engineering, USTHB, Alger.
- Morsli M., Bali A., Fleureau J M., 2002** – Prospection des matériaux sahariens – Journées Nationales de Géotechnique et de géologie de l'ingénieur, Nancy.
- Morsli M., Bali A., Fleureau J M., 2005** – Comportement du matériau tuf calcaire-sable de dune – Séminaire International sur le Compactage des Sols, Tunisie.
- Morsli M., Bali A., Fleureau J M., 2002** – Conception et réalisation des chaussées en milieu désertique – Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur, Nancy.
- Morsli M., Bali A., Fleureau J. M., 2001** – Particularité de la technique routière Saharienne – III ème Congrès Algérien de la Route, Alger.
- Morsli M., Bali A., Fleureau J. M., 2005** – La solution par la stabilisation – Le premier congrès Africain de la route : Routes, importance économique et techniques de construction, Alger.
- Netterberg F., 1969** – The geology and engineering properties of South African calcretes – Ph.D. Thesis, University of Witwatersrand, Johannesburg.
- Netterberg F., 1978** – Prospecting for calcrete materials in South and Southwest Africa. On sivilie ingenieur in Suid- Africo – Séminaire de Sciences du sol, 1976. Connaissances des sols du Maghreb. Annales de l'Institut National d'Agronomie ; Vol. VI n° 1, année.
- Paute J.L., Horny P., Benaben J.P., 1994** – Comportement mécanique des graves non traitées – Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n°190, mars-avril, pp. 27-55.
- Paute J.L., Jouve P., Ragneau E.,1988** – Modèle de calcul pour le dimensionnement des chaussées souples – Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n°156, pp. 21-36.
- Paute J.L., Lefort R. 1987** – Triaxial pneumatique à chargement répétés pour l'étude des graves non traitées et des sols supports de chaussées – Rapport Laboratoire des Ponts et Chaussées, CR-8, 26p.
- Paute J.L., Marignier J., Vidal B., 1994** – Le triaxial à chargements répétés LPC pour l'étude des graves non traitées – Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n°190, pp. 19-26.
- Peltier R.** – Le rôle du laboratoire dans la technique routière saharienne – Revue générale des routes et aérodromes, Numéro spécial Sahara, N°329, pp. 165-168,1959.
- Perret J, 2003** – Déformations des couches bitumineuses au passage d'une charge de trafic. Thèse pour l'obtention du grade de docteur ès sciences. Lausanne, EPFL.
- Pomel A., 1872** – Le Sahara, Observation de géologie et de géographie physique et biologique, avec des aperçus sur l'Atlas et le Soudan et discussion sur l'hypothèse de la mer saharienne à l'époque préhistorique – Bull. Soc. Clim. Alger.
- Ponton X.** – Construction des routes et de pistes en conditions sahariennes – Revue général des routes et aérodromes, numéro spécial Sahara, N° 329, 1959.
- Pouget M., 1968** – Contribution à l'étude des croûtes et encroûtements gypseux de nappe dans le sud-tunisien – Cah. ORSTOM, sér. Pédol. vol. VI. No 3-4.
- Pouget M., 1980** – Les sols à croûtes calcaires dans les steppes algériennes. Quelques aspects morphologiques et esquisse d'une évolution actuelle – Cah. ORSTOM Sec. Pédol. 18, 3.4, 235-236.
- Raimbault G., 1986** – Cycles annuels d'humidité dans une chaussée souple et son support – Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n° 145, pp. 79-84.

- Raimbault G., 1986** – Cycles annuels d'humidité dans une chaussée souple et son support – Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n° 145, sept.-oct., pp. 79-84.
- Raimbault G., Silvestre P., 1990** – Analyse des variations d'état hydrique dans les chaussées – Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n° 167, mai-juin 1990, Réf. 3504, pp. 77-84.
- Raimbault G., Silvestre P., 1990** – Analyse des variations d'état hydrique dans les chaussées – Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n° 167, Réf. 3504, pp. 77-84.
- Ruellan A., 1963** – Les horizons d'individualisation et d'accumulation du calcaire dans les sols du Maroc – ORSTOM, Ministère de l'Agriculture et de la Réforme Agraire, Rabat, Maroc
- Ruellan A., 1976** – Morphologie et répartition des sols calcaires dans les régions méditerranéennes et désertiques – Ann. Agr. (INA) vol VI, n° 1.
- Ruellan A., 1980** – L'accumulation du calcaire dans les sols. Cristallisation, déformation, dissolution des carbonates – Université Bordeaux III, 401-411.
- Ruellan, A., 1967** – Individualisation et accumulation du calcaire dans les sols et les dépôts quaternaires du Maroc – Cah. Pédol. ORSTOM.
- Seltzer P., 1946** – Le climat de l'Algérie – Inst. Météorol. Phys. Globe. Alger, 219 p +1 carte.
- SETRA-LCPC, 1972** - Recommandation pour traitement en place des sols fins à la chaux-
- SETRA-LCPC, 1994** – Conception et dimensionnement des structures de chaussée – Guide technique.
- SETRA-LCPC, 2000** - Guide technique : Traitement des sols à la chaux et /ou aux liants hydrauliques -
- Silvestre P., 1986** – Drainage routier- Rôle de l'environnement hydrique – Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n° 145, pp. 69-78.
- Soulié F., 2006** – Etude microscopique de la cohésion par capillarité dans les milieux granulaires humides – XXIVèmes Rencontres Universitaires de Génie civil - prix Jeunes chercheurs.
- Soulié F., 2005** – Cohésion par capillarité et comportement mécanique de milieux granulaire – Thèse de docteur de l'Université de Montpellier II.
- Struillou L, Alloul B., 1984** – Valorisation routière des tufs d'encroûtements en Algérie – Bulletin of Engineering Geology and the Environment, Symposium International sur les Granulats.
- Sweere G.T.H., 1990** – Unbound granular bases for roads – Ph.D. Thesis, Delft University of Technology, Netherlands.
- Thom N.H. 1988** – Design of road foundations – Ph. D. Thesis, University of Nottingham.
- Touati Tliba M.B., 1994** - Particularité de dimensionnement des chaussées dans le contexte saharien - Les techniques routières sahariennes, IIème séminaire, Beni Abbès.
- Vieillefon J., 1979** – Contribution à l'amélioration de l'étude des sols gypseux – ORSTOM, sér. pédol, vol XVII, N° 3, 195-223.
- Vogt T., 1984** – Problème de genèse des croûtes calcaires quaternaires – Bull. centres Rech. Explor. Prod. Elf-Aquitaine, 8.
- Wilbert J., 1962** – Croûtes et encroûtements calcaires au Maroc – Ai Awamia, 3, pp. 175-192

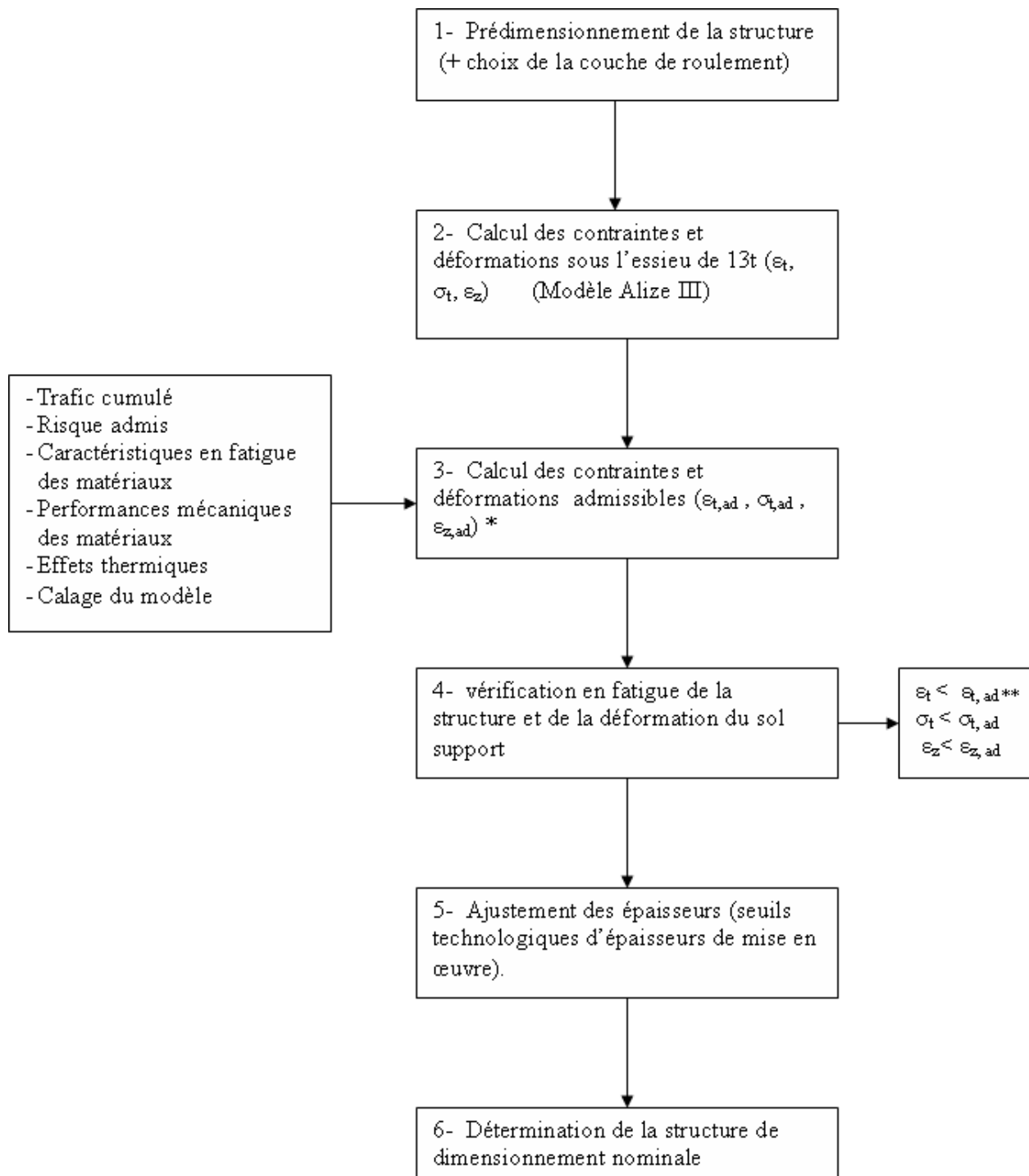
ANNEXE A : carte des matériaux locaux en Algérie



ANNEXE B : zones pluviométriques d'Algérie (ANRH, 1993)



ANNEXE C : organigramme de calcul des épaisseurs de chaussées



ANNEXE D : fuseaux sahariens

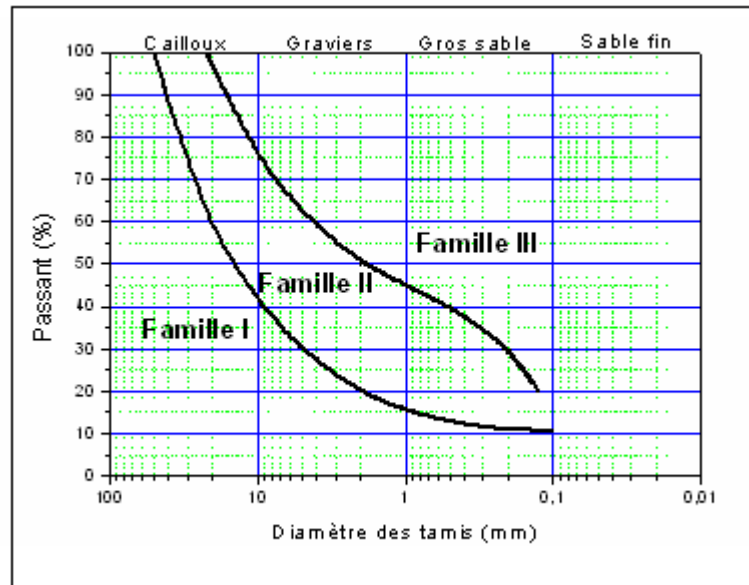


Figure D.1 – Fuseau de Beni –Abbés

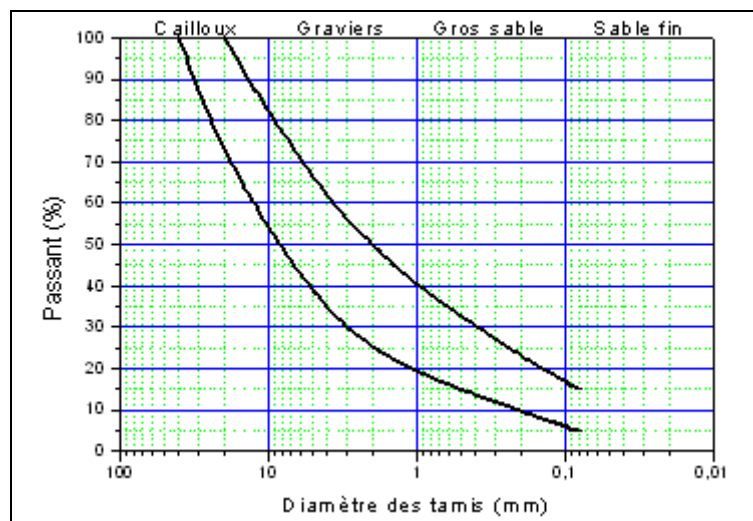


Figure D.2 – Fuseau de la transsaharienne

ANNEXES E Tableaux de différentes spécifications

Tableau E.1 – Propositions de spécifications pour l'Algérie par Struillou et Alloul

Tableau E.2 – Spécifications tunisiennes

Tableau E.3 – Spécifications de la république de l'argentine

Tableau E.4 – Propositions de spécifications de Netterberg – Afrique du Sud

ANNEXE E.1 : Propositions de spécifications pour l'Algérie 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 μ 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 _e à 4 j d'immersion min. | BF | 40 | 70 | 80 | 90 | 100 |
| | % CaCO ₃ min. sur <1 | B | 70 | 70 | 70 | | |
| F | | 60 | 60 | 60 | 60 | 60 | |
| % CaSO ₄ 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 μ 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 _e à 4 j d'immersion min. | BF | 40 | 70 | 80 | 90 | 100 |
| | % CaCO ₃ min. sur <1 | B | 70 | 70 | 70 | 70 | |
| F | | 60 | 60 | 60 | 60 | 60 | |
| % CaSO ₄ 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 ; ($\gamma_d = 0,95$. γ_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 _e à 4 j d'immersion min. | BF | 30 | 60 | 70 | 80 | 90 |
| | % (CaCO ₃ + CaSO ₄) 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_{OPM} puis 4 j d'immersion ; L.A. (%) : Los Angeles sur granulométrie A.

ANNEXE E. 2 – 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.

| SPECIFICATIONS POUR LES TUFS OU ENCROUTEMENTS 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 ₃) en % | ≥ 40 | ≥ 50 |
| Sulfates (SO ₄ Ca + 2H ₂ O) en % | < 3 en zone C | < 3 en zone C |
| Chlorures | <1 | <1 |

ANNEXE E. 3 – Spécifications de la république de l'argentine

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

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

ANNEXE E. 4 – Propositions de spécifications de Netterberg – Afrique du Sud –

ROUTES REVETUES PAR UN BETON BITUMINEUX

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

| CARACTERISTIQUES | Nombres de véhicules / jour (moins de 20% PL > 3T) | | | |
|---|--|---------------------|-----------------------|-----------------------|
| | < 500 | 500 – 1000 | 1000 – 2000 | 2000 – 5000 |
| - D. Maxi en mm - % passant au tamis de 0,425mm | 19-38 15-55 | 38-53 15-55 | 38-53 15-55 | 38-53 15-55 |
| - Limite de liquidité - Indice de plasticité - Retrait linéaire en % | <40 <15 <6 | <35 <12 <4 | <30 <10 <4 | <25 <8 <3 |
| - Indices de groupe Maxi - Classification ASTM D 3282 | 0.5 A.2.6 | 0.0 A.2.4. | 0.0 A.2.4. | 0.0 A.2.4. |
| - Aggregate crushing value (ACV) à sec - % maxi absorption eau - Aggregate Pliers value (ACV) à sec | <40 ? - >50 ? | <35 ? - >60 ? | <30 ? 5 ? >70 ? | <30 ? 5 ? >70 ? |
| - Indice CBR après immersion - Indice CBR après immersion - Densité minimum % | 60 80 98 | 80 80 98 | 80 100 98 | 80 100 98 |

**ANNEXES F : Fiches de structure de chaussées neuves en tufs
d'encroûtements**

Fiche structure F.1 – TUF1/TUF1

Fiche structure F.2 – TUF2/TUF2

Fiche structure F.3 – SG1/SG1

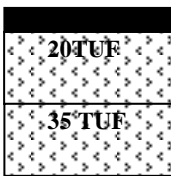
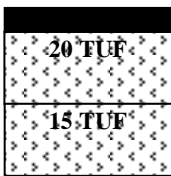

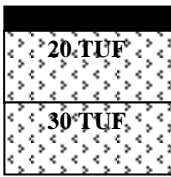
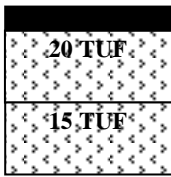
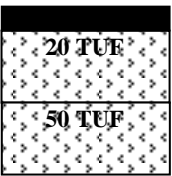
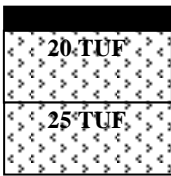


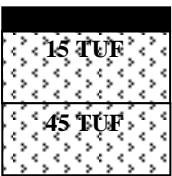
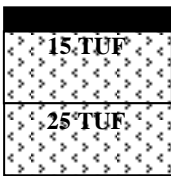

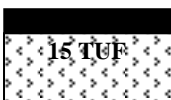
Fiche structure F.4 – SG1/SG1

ANNEXE F1 – Fiche structure TUF1/TUF1

Type : MNT

Zone climatique : II, III

Durée de vie : 15 ans, taux d'accroissement : 4%

| TPLi Pl/j/sens | SI | S3 | S2 | S1 | S0 |
|-------------------|----|---|---|--|---|
| | | 25MPa | 50MPa | 125MPa | 200MPa |
| 300 TLP3 | | | ES  | ES  | ES  |
| 150 TLP2 | | | ES  | ES  | ES 20 TUF |
| 100 TLP1 | | ES  | ES  | ES  | ES  |
| 50 TLP0 | | ES  | ES  | ES  | ES  |
| 0 | | | | | |

Si : classe de sol support

TPLi : classe de trafic pl/j/sens

Es : enduit superficiel, TUF : tuf calcaire de classe1 (tuf)

Epaisseur de mise en œuvre : tuf (min=15,max=25)

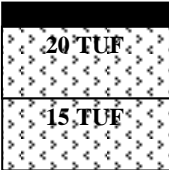

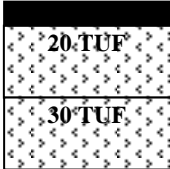
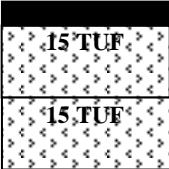

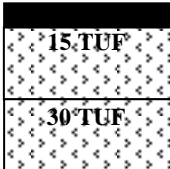


NB : toutes les épaisseurs sont données en cm

ANNEXE F.2 – Fiche structure TUF2/TUF2

Type : MNT

Zone climatique : II, III

Durée de vie : 15 ans, taux d'accroissement : 4%

| SI TPLi Pl/j/sens | S3 | | S2 | | S1 | | S0 | |
|---|-------|--|---|--|--|--|---|--|
| | 25MPa | | 50MPa | | 125MPa | | 200MPa | |
| 300 TPL3 | | | | | | | | |
| 150. 150 TPL2 | | | | | ES  | | ES  | |
| 100 100 TPL1 | | | ES  | | ES  | | ES  | |
| 50 50 TPL0 | | | ES  | | ES  | | ES  | |
| 0 | | | | | | | | |

Si : classe de sol support

TPLi : classe de trafic pl/j/sens

Es : enduit superficiel, **TUF** : tuf calcaire de classe2 (tuf2)

Epaisseur de mise en œuvre : TUF :(min=15, max=25)

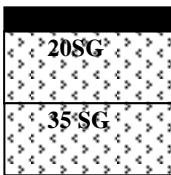
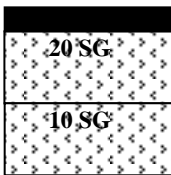

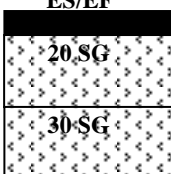
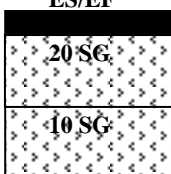

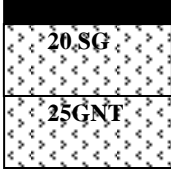


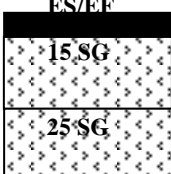


NB : toutes les épaisseurs sont données en cm

ANNEXE F.3 – Fiche structure SG1/SG1

Type : MNT

Zone climatique : I

Durée de vie : 15 ans, taux d'accroissement : 4%

| TPLi Pl/j/sens | SI | S3 | S2 | S1 | S0 |
|-------------------|----|-------|--|---|--|
| | | 25MPa | 50MPa | 125MPa | 200MPa |
| 300 TPL3 | | | ES/EF  | ES/EF  | ES/EF  |
| 150 TPL2 | | | ES/EF  | ES/EF  | ES/EF  |
| 100 TPL1 | | | ES/EF  | ES/EF  | ES/EF  |
| 50 TPL0 | | | ES/EF  | ES/EF  | ES/EF  |
| 0 | | | | | |

Si : classe de sol support

TPLi : classe de trafic pl/j/sens

Es/EF : enduit superficiel ou enrobé à froid, SG : sable gypseux classe 1 (SG1)

Épaisseur de mise en œuvre : SG (min=10, max=25)

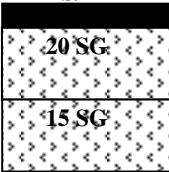

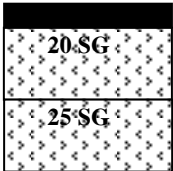
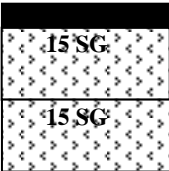

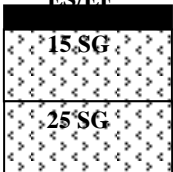


NB : toutes les épaisseurs sont données en cm

ANNEXE F.4 – Fiche structure SG2/SG2

Type : MNT

Zone climatique : I, II, III

Durée de vie : 15 ans, taux d'accroissement : 4%

| TPLi Pl/j/sens | SI | S3 | S2 | S1 | S0 |
|-------------------|-------|--|---|--|----|
| | 25MPa | 50MPa | 125MPa | 200MPa | |
| 300 TPL3 | | | | | |
| 150. | | | | | |
| 150 TPL2 | | | ES/EF  | ES/EF  | |
| 100 | | | | | |
| 100 TPL1 | | ES/EF  | ES/EF  | ES/EF  | |
| 50 | | | | | |
| 50 TPL0 | | ES/EF  | ES/EF  | ES/EF  | |
| 0 | | | | | |

Si : classe de sol support

TPLi : classe de trafic pl/j/sens

Es/EF : enduit superficiel ou enrobé à froid, SG : sable gypseux classe2 (SG2)

Epaisseur de mise en œuvre : SG (min=10, max =25)

NB : toutes les épaisseurs sont données en cm

ANNEXE G – Essais d'identification géotechniques et mécaniques

Essai granulométrique

Compte tenu des formes très variables sous lesquelles peuvent se présenter les encroûtements (pulvérulentes, nodulaires, croûtes), la granulométrie constitue un élément essentiel d'identification. Les tufs d'encroûtements étant généralement des matériaux friables et fins, la granulométrie est réalisée sous eau selon la norme : NF P 18-560, avec toutefois cette particularité : avant de procéder au tamisage, l'échantillon sera mis à détremper dans un bac d'eau pendant 12 à 24 heures (Domec, 1980) et (CTTP, 2001). Cette opération permet aux mottes de se désagréger afin d'arriver aux conditions les plus défavorables de friabilité.

Essai Los Angeles

Les tufs d'encroûtements les plus tendres et les plus friables s'écrasent facilement entre les doigts, ils ne sont donc pas susceptibles d'essais de dureté. Par contre, dans le cas de gisements feuilletés (tufs calcaires issus de la croûte ou la dalle) les matériaux peuvent être beaucoup plus durs et plus résistants et sont donc soumis à l'essai Los Angeles.

L'essai s'effectue alors selon la norme : NF P 18-573, sur une prise d'essai de granularité constituée à partir de la fraction retenue à la passoire de 12.5 mm de l'essai d'analyse granulométrique. Les éléments soumis à l'essai auront donc été obtenus après lavage ; la prise a été choisie de façon à tester la plus large gamme des différentes fractions granulométriques dont la dureté est variable (Domec, 1980) et (Fenzy, 1966).

Teneur en calcaire et en gypse

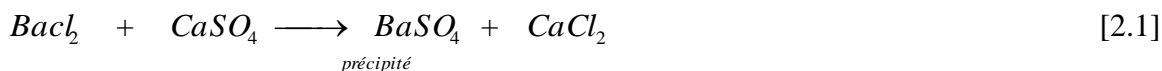
Ces deux essais sont réalisés sur la fraction granulométrique inférieure à 1 mm. Les teneurs en calcaire et en gypse sont systématiquement déterminées pour les matériaux sahariens ; elles sont généralement un bon indicateur pour le choix des gisements. Un pourcentage assez fort en carbonates et sulfates ($CaCO_3 + CaSO_4$) dans la fraction fine dénote d'un matériau qui contient peu d'argile, donc qui sera peu plastique (Alloul, 1981), (Fenzy, 1966), (Domec, 1980).

Détermination du taux de carbonates

Cet essai est effectué selon la norme : NF P 18-553. On utilise la méthode Dietrich - Frühling qui consiste à comparer le volume de dioxyde de carbone, dégagé par l'attaque de la prise d'essai à l'acide chlorhydrique avec celui qui est obtenu sur une poudre étalon de carbonate de calcium pur.

Détermination du taux de sulfates soluble

Cet essai est effectué selon la norme : ISO-9280. On précipite, dans une prise d'essai de 1g, les sulfates par le chlorure de Baryum ($BaCl_2$) selon la réaction suivante :



La teneur en sulfates est évaluée en gypse $CaSO_4, 2H_2O$.

Limites d'Atterberg

Pour évaluer la pollution argileuse, on fait souvent référence à la valeur de l'indice de plasticité. L'essai est réalisé selon la norme : NF P 94-051, sur la fraction inférieure à 0.4 mm, en utilisant, vu le caractère sableux du matériau, la coupelle rugueuse (Domec, 1980) et (CTTP, 2001).

Essai d'équivalent de sable

L'essai est réalisé selon la norme : NF P 18-598, sur la fraction granulométrique passant au tamis de 5 mm. (Domec, 1980) et (CTTP, 2001).

Cet essai n'a ici qu'une signification de comparaison entre plusieurs échantillons; en effet, étant réalisé sur la fraction 0/5 mm du matériau, la teneur en éléments inférieurs à 0.08 mm peut varier de 10 à 80%, ce qui influe considérablement sur la valeur de l'équivalent de sable ES et renseigne donc peu sur la qualité des fines (Domec, 1980).

Essai au bleu de méthylène

L'essai au bleu a pour but de déterminer l'activité globale de la fraction argileuse. Il est réalisé sur la fraction 0/2 mm selon la norme : NF P 18-592.

L'essai au bleu peut donc, conduire à une analyse plus fine de l'argile contenue dans ces matériaux et pourrait se révéler un bon indicateur de la plasticité et de la réactivité des fines (Colombier, 1988)

Essai Proctor modifié

On utilise cet essai lorsque le matériau est destiné à être utilisé en couche de chaussée. L'essai est réalisé selon la norme : NF P 94-093.

Considérant le caractère évolutif des tufs les plus tendres, on ne réutilise pas le même échantillon pour les différents points de teneur en eau (Alloul, 1981 ; Domec, 1980 ; CTTP, 2001).

Essai CBR

L'essai est réalisé selon la norme : NF P 94-078, soit immédiatement après le compactage soit après quatre jours d'immersion.

Essai de résistance à la compression simple

Cet essai a été introduit d'une manière empirique par Fenzy, en 1957, pour apprécier la cohésion des matériaux locaux soumis à un état de sécheresse. Les échantillons sont confectionnés avec des éléments dont le diamètre est inférieur à 5mm et compactés à la teneur en eau optimale de l'essai Proctor modifié, dans un moule cylindrique de 5 cm de diamètre et de 10 cm de hauteur. Le compactage est effectué à la presse. Les éprouvettes démoulées sont séchées à l'étuve pendant 48h.

ANNEXE H -Photos d'éprouvettes en sables gypseux

Photos H.1 et H.2 – éprouvette en sable gypseux conservées en plein air dans un hangar du laboratoire de Travaux Publics du Sud –Gherdaia –

Photos H.3 ; H.4, H.4 ; H.5 et H.6 – photos prises lors d'essais de compression simple à différentes durées de conservation sur des éprouvettes confectionnées à différentes teneurs en eau

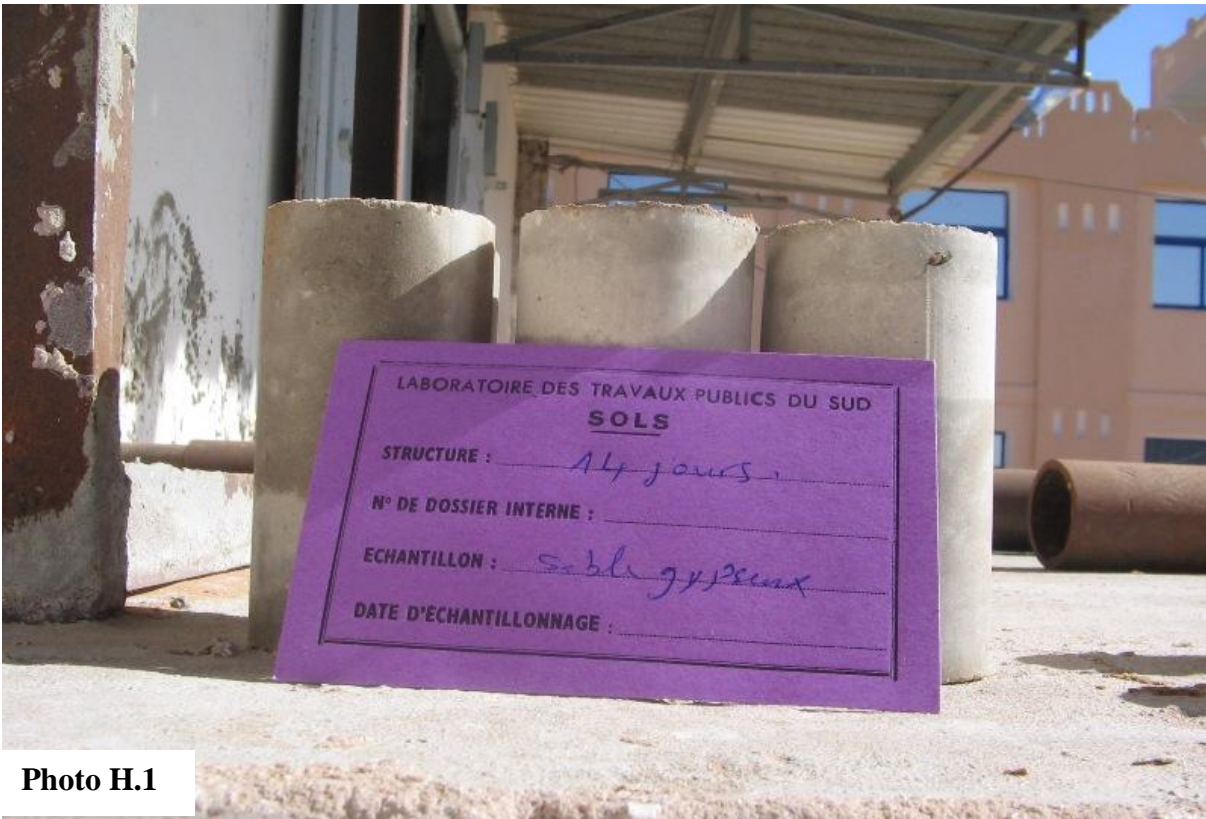


Photo H.1



Photo H.2

Photo H.3

W= Wopm
Ecrasement à 4 heures

**Photo H.4**

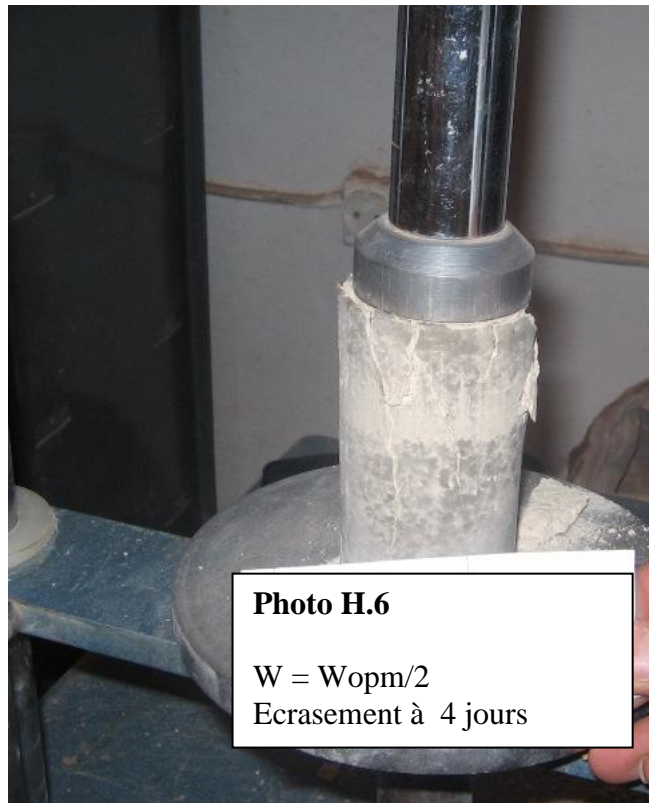
W= Wopm
Ecrasement
à 4 jours

**Photo H.5**

W= Wopm/2
Ecrasement à 4 heures

**Photo H.6**

W = Wopm/2
Ecrasement à 4 jours



ANNEXE I – moule $\text{Ø} = 2.2 \text{ cm}$; $H = 4.4 \text{ cm}$



Photos G.1 – Moule de confection conçu et réalisé à l'ENP

ANNEXE J Caractéristiques des éprouvettes de tuf gypso-calcaire de Hassi-Messaoud.

Caractéristiques des éprouvettes de tuf gypso-calcaire de Hassi-Messaoud.

| Code de l'épr. | Cons. | Durée(js) | West(%) | Wconf(%) | Wcons(%) | Ph0(g) | Pf(g) | Ps(g) | H0(cm) | Comp(%) | Rc(bars) |
|----------------|-------|-----------|---------|----------|----------|--------|-------|-------|--------|---------|----------|
| 000805084A | C1 | 1 | 3 | 3,17 | 0,27 | 31,62 | 30,73 | 30,65 | 4,636 | 99,04 | 3,21 |
| 010519153A | C2 | 1 | 3 | 2,95 | 2,92 | 32,38 | 32,37 | 31,45 | 4,708 | 100 | 2,14 |
| 000805085A | C3 | 1 | 3 | 3,17 | 0,31 | 31,6 | 30,72 | 30,63 | 4,638 | 98,94 | 3,32 |
| 000805087A | C1 | 1 | 6 | 6,04 | 0,25 | 32,6 | 30,82 | 30,74 | 4,67 | 98,65 | 4,36 |
| 010519154A | C2 | 1 | 6 | 5,51 | 5,45 | 33,3 | 33,28 | 31,58 | 4,75 | 99,6 | 1,25 |
| 000805088A | C3 | 1 | 6 | 6,04 | 0,28 | 32,54 | 30,77 | 30,69 | 4,638 | 99,13 | 4,36 |
| 000731080A | C1 | 1 | 8 | 7,87 | 0,17 | 32,96 | 30,6 | 30,57 | 4,68 | 97,86 | 4,75 |
| 010519155A | C2 | 1 | 8 | 7,68 | 7,62 | 33,81 | 33,79 | 31,4 | 4,665 | 98,72 | 0,54 |
| 000731081A | C3 | 1 | 8 | 7,87 | 0,18 | 32,95 | 30,6 | 30,55 | 4,662 | 98,17 | 4,83 |
| 000731074A | C1 | 1 | 11 | 10,67 | 0,11 | 33,85 | 30,61 | 30,59 | 4,644 | 98,68 | 5,34 |
| 010519156A | C2 | 1 | 11 | 11,07 | 1,01 | 34,69 | 34,67 | 31,23 | 4,74 | 98,7 | 0,15 |
| 000731075A | C3 | 1 | 11 | 10,67 | 0,51 | 33,87 | 30,76 | 30,6 | 4,65 | 98,58 | 5,11 |
| 000731077A | C1 | 1 | 13 | 12,5 | 0,46 | 34,57 | 30,87 | 30,73 | 4,666 | 98,66 | 5 |
| 010519157A | C2 | 1 | 13 | 12,47 | 12,41 | 34,79 | 34,77 | 30,95 | 4,74 | 97,82 | 0,08 |
| 000731078A | C3 | 1 | 13 | 12,5 | 0,51 | 34,63 | 30,94 | 30,78 | 4,68 | 98,53 | 5,07 |
| 000722068A | C1 | 4 | 3 | 3,32 | 0,1 | 31,48 | 30,5 | 30,47 | 4,65 | 98,16 | 3,76 |
| 010512144A | C2 | 4 | 3 | 3,07 | 2,98 | 32,35 | 32,32 | 31,41 | 4,685 | 100 | 2,45 |
| 000722069A | C3 | 4 | 3 | 3,32 | 0,03 | 31,45 | 30,45 | 30,44 | 4,6 | 99,13 | 3,56 |
| 000722071A | C1 | 4 | 6 | 6,16 | 0,24 | 32,3 | 30,5 | 30,42 | 4,7 | 96,96 | 4,72 |
| 010512145A | C2 | 4 | 6 | 5,92 | 5,79 | 33,45 | 33,41 | 31,58 | 4,76 | 99,39 | 1,53 |
| 000722072A | C3 | 4 | 6 | 6,16 | 0,35 | 32,36 | 30,59 | 30,48 | 4,67 | 97,78 | 4,58 |
| 000719065A | C1 | 4 | 8 | 7,97 | 0,27 | 32,98 | 30,46 | 30,54 | 4,67 | 97,97 | 5,1 |
| 010512146A | C2 | 4 | 8 | 7,64 | 7,5 | 33,83 | 33,79 | 31,43 | 4,745 | 99,23 | 0,94 |
| 000719066A | C3 | 4 | 8 | 7,94 | 0,25 | 33 | 30,65 | 30,57 | 4,642 | 98,66 | 5 |
| 000719059A | C1 | 4 | 11 | 10,59 | 0,12 | 34,77 | 31,48 | 31,44 | 4,714 | 99,91 | 5,7 |
| 010512147A | C2 | 4 | 11 | 10,71 | 10,61 | 34,53 | 34,5 | 31,19 | 4,755 | 98,27 | 0,45 |
| 000719060A | C3 | 4 | 11 | 10,59 | 0,17 | 33,95 | 30,75 | 30,7 | 4,686 | 98,15 | 5,6 |
| 000719062A | C1 | 4 | 13 | 12,96 | 0,11 | 34,21 | 30,32 | 30,28 | 4,68 | 96,93 | 5,16 |
| 010505131A | C2 | 4 | 13 | 13,45 | 13,45 | 35 | 35 | 30,85 | 4,68 | 98,75 | 0,06 |
| 000719063A | C3 | 4 | 13 | 12,96 | 0,41 | 34,2 | 30,4 | 30,28 | 4,668 | 97,18 | 5,1 |
| 000718053A | C1 | 7 | 3 | 3,23 | 0,13 | 31,65 | 30,7 | 30,66 | 4,6 | 99,85 | 4,08 |
| 010429117A | C2 | 7 | 3 | 2,96 | 2,77 | 32,14 | 32,08 | 31,22 | 4,665 | 100 | 3 |
| 000718054A | C3 | 7 | 3 | 3,23 | 0,32 | 31,58 | 30,69 | 30,59 | 4,6 | 99,62 | 4,02 |
| 000718056A | C1 | 7 | 6 | 6,59 | 0,29 | 33,02 | 31,07 | 30,98 | 4,63 | 100 | 5,04 |
| 010514149A | C2 | 7 | 6 | 5,77 | 5,61 | 33,16 | 33,11 | 31,35 | 4,75 | 98,87 | 1,59 |
| 000718057A | C3 | 7 | 6 | 6,59 | 0,42 | 32,85 | 30,95 | 30,82 | 4,638 | 99,55 | 5,44 |
| 000717050A | C1 | 7 | 8 | 8,27 | 0,53 | 33,02 | 30,66 | 30,5 | 4,65 | 98,26 | 5,73 |
| 010514150A | C2 | 7 | 8 | 8,59 | 8,43 | 33,83 | 33,78 | 31,15 | 4,74 | 98,45 | 0,91 |
| 000717051A | C3 | 7 | 8 | 8,27 | 0,8 | 33,05 | 30,77 | 30,52 | 4,664 | 98,03 | 5,94 |
| 000717044A | C1 | 7 | 11 | 10,57 | 0,15 | 33,67 | 30,5 | 30,42 | 4,634 | 98,34 | 6,27 |
| 010514151A | C2 | 7 | 11 | 10,6 | 10,41 | 34,79 | 34,73 | 31,51 | 4,78 | 98,75 | 0,39 |
| 000717045A | C3 | 7 | 11 | 10,57 | 0,3 | 34,02 | 30,86 | 30,77 | 4,636 | 99,43 | 6,37 |
| 000717047A | C1 | 7 | 13 | 13,1 | 0,47 | 34,47 | 30,62 | 30,48 | 4,676 | 97,65 | 5,41 |

| 010514152A | C2 | 7 | 13 | 12,63 | 12,4 | 34,76 | 34,69 | 30,86 | 4,78 | 96,72 | 0,12 |
|----------------|-------|-----------|---------|----------|----------|--------|-------|-------|--------|---------|----------|
| 000717048A | C3 | 7 | 13 | 13,1 | 0,72 | 34,25 | 30,5 | 30,28 | 4,664 | 97,26 | 5,34 |
| Code de l'épr. | Cons. | Durée(js) | West(%) | Wconf(%) | Wcons(%) | Ph0(g) | Pf(g) | Ps(g) | H0(cm) | Comp(%) | Rc(bars) |
| 000716038A | C1 | 14 | 3 | 2,86 | 0,17 | 31,41 | 30,59 | 30,54 | 4,608 | 99,29 | 4 |
| 010428112A | C2 | 14 | 3 | 2,89 | 2,66 | 31,94 | 31,87 | 31,04 | 4,722 | 98,48 | 3,08 |
| 000716039A | C3 | 14 | 3 | 2,86 | 0,31 | 31,43 | 30,65 | 30,56 | 4,62 | 99,09 | 3,95 |
| 000716041A | C1 | 14 | 6 | 5,72 | 0,1 | 32,36 | 30,6 | 30,6 | 4,64 | 98,83 | 5,13 |
| 010428113A | C2 | 14 | 6 | 6,07 | 5,64 | 33,17 | 33,02 | 31,4 | 4,703 | 100 | 1,73 |
| 000716042A | C3 | 14 | 6 | 5,72 | 0,22 | 32,3 | 30,62 | 30,55 | 4,628 | 98,89 | 5,13 |
| 000715035A | C1 | 14 | 8 | 7,35 | 0,21 | 32,92 | 30,73 | 30,67 | 4,64 | 99,02 | 6,01 |
| 010428114A | C2 | 14 | 8 | 8,1 | 7,62 | 33,7 | 33,55 | 31,3 | 4,72 | 99,37 | 1,01 |
| 000715036A | C3 | 14 | 8 | 7,35 | 0,36 | 33,02 | 30,87 | 30,76 | 4,65 | 99,1 | 6,16 |
| 000715029A | C1 | 14 | 11 | 10,15 | 0,21 | 34,26 | 31,17 | 31,1 | 4,68 | 99,55 | 6,99 |
| 010428115A | C2 | 14 | 11 | 11,13 | 10,63 | 34,81 | 34,67 | 31,32 | 4,73 | 99,2 | 0,31 |
| 000715030A | C3 | 14 | 11 | 10,15 | 0,39 | 35,24 | 32,12 | 31,99 | 4,73 | 100 | 7,08 |
| 000715032A | C1 | 14 | 13 | 12,34 | 0,17 | 33,97 | 30,29 | 30,24 | 4,648 | 97,47 | 6,32 |
| 010428116A | C2 | 14 | 13 | 12,79 | 12,4 | 34,88 | 34,76 | 31,03 | 4,7 | 98,91 | 0,17 |
| 000715033A | C3 | 14 | 13 | 12,34 | 0,11 | 33,79 | 30,11 | 30,08 | 4,61 | 97,75 | 6,56 |
| 000710011A | C1 | 28 | 3 | 3,34 | 0,11 | 31,38 | 30,4 | 30,36 | 4,654 | 97,73 | 4,32 |
| 010124098A | C2 | 28 | 3 | 2,32 | 1,67 | 31,53 | 31,33 | 30,81 | 4,73 | 97,58 | 3,24 |
| 010508138A | C3 | 28 | 3 | 2,94 | 0,35 | 32,25 | 31,44 | 31,33 | 4,712 | 99,6 | 4,3 |
| 000710014A | C1 | 28 | 6 | 6,86 | 0,55 | 32,36 | 30,45 | 30,28 | 4,692 | 96,68 | 6,16 |
| 010424100A | C2 | 28 | 6 | 4,86 | 4,28 | 32,84 | 32,66 | 31,32 | 4,712 | 99,58 | 2,22 |
| 010508139A | C3 | 28 | 6 | 6,14 | 0,38 | 33,57 | 31,75 | 31,63 | 4,76 | 99,6 | 5,88 |
| 000712026A | C1 | 28 | 8 | 8,74 | 0,4 | 33,13 | 30,59 | 30,47 | 4,668 | 97,79 | 6,96 |
| 010424102A | C2 | 28 | 8 | 7,02 | 6,41 | 33,15 | 32,96 | 30,97 | 4,72 | 98,3 | 1,2 |
| 010508140A | C3 | 28 | 8 | 8,16 | 0,66 | 33,9 | 31,55 | 31,34 | 4,73 | 99,27 | 6,9 |
| 000711023A | C1 | 28 | 11 | 11,23 | 0,2 | 33,77 | 30,42 | 30,36 | 4,7 | 96,77 | 7,7 |
| 010424104A | C2 | 28 | 11 | 9,5 | 8,55 | 34,42 | 34,12 | 31,43 | 4,748 | 99,17 | 0,68 |
| 010508141A | C3 | 28 | 11 | 10,64 | 0,07 | 34,34 | 31,06 | 31,04 | 4,71 | 98,71 | 7,61 |
| 000709005A | C1 | 28 | 13 | 13 | 0,06 | 34,07 | 30,17 | 30,5 | 4,69 | 96,31 | 6,2 |
| 010424105A | C2 | 28 | 13 | 11,66 | 10,81 | 34,29 | 34,03 | 30,71 | 4,715 | 97,57 | 0,26 |
| 010508142A | C3 | 28 | 13 | 12,64 | 0,67 | 34,88 | 31,17 | 30,96 | 4,745 | 97,74 | 6,68 |

- West : teneur en eau estimative de confection.
Wconf : teneur en eau de confection.
Wcons : teneur en eau après conservation.
C1 : conservation à l'étuve à 40°C avec dessiccation.
C2 : conservation à l'étuve à 40°C sans dessiccation.
C3 : conservation à l'air libre.
Ph0 : poids humide de l'éprouvette après confection.
Pf : poids de l'éprouvette après conservation.
P0 : poids sec.
Comp : compacité de l'éprouvette.
Rc : résistance à la compression simple.

ANNEXE K Caractéristiques des éprouvettes en tufs calcaires de
Bechar

ANNEXE K1 - Caractéristiques des éprouvettes en tufs calcaires de Bechar sans ajout de sable (D1)

| N° éprouvette | Ph (grs) | h (cm) | Ps (grs) | W (%) | γ_d (t/m ³) | 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

γ_d : Densité sèche de l'éprouvette

Rc : Résistance à la compression simple

E : Module de déformation de l'éprouvette

ANNEXE K 2 - Caractéristiques des éprouvettes en tufs calcaires de Bechar à différents dosages en sable

5% de sable

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

15% de sable

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

25% de sable

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

35% de sable

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