

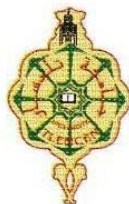
Sommaire

Thèse de doctorat

Résumé de Thèse de doctorat

Publications internationales scientifique

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université ABOUBAKR Belkaid – TLEMCEM



Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Thèse

Pour l'obtention du Diplôme de Docteur en Génie Civil
Option : Géomatériaux

Intitulée :

**Comportement mécanique et hydrique d'un mélange
de tuf et de sable calcaire de la région de Laghouat:
Application en construction routière**

Présentée par :

GOUAL Idriss

Soutenue le: 02/04/2012 devant le jury composé de :

MEGNOUNIF Abdellatif	Maître de Conférences A, Université de Tlemcen	Président
FLEUREAU Jean-Marie	Professeur, Ecole Centrale Paris	Examineur
HACHICHI Abdelkader	Maître de Conférences A, U. S. T. Oran	Examineur
GOUAL Mohamed Sayah	Professeur, Université de Laghouat	Encadreur
ABOU-BEKR Nabil	Professeur, Université de Tlemcen	Encadreur
TAIBI Saïd	Maître de Conférences HDR, Université du Havre	Encadreur

إهداء

إلى روح والدي العزيز الطاهرة.
إلى أمي التي سهرت علي الليالي ولم تبالي.
إلى زوجتي الغالية الصابرة و المحتسبة: فتية
إلى أختي هدية من الرحمان ابنتي منال
إلى إخوتي: محمد, جمال, السائح, لحسن, عبد الله, مراد
إلى أخواتي: فاطمة, مليكة

إلى كل من يؤمن بالله الواحد و يعلم أن فوق كل ذي علم عليم.

أهـدي شجرة جهودي.

قوال إدريس

Remerciements

Au terme de ce doctorat, je tiens tout d'abord à remercier Mr. **Mohamed Sayah GOUAL** Professeur à l'Université de Laghouat et Mr. **Nabil ABOU-BEKR** Professeur à l'Université de Tlemcen pour leur disponibilité et pour l'aide qu'ils m'ont apportée durant la préparation de cette thèse ainsi que pour les conseils et les encouragements qu'ils m'ont prodigués.

Mes plus vifs remerciements s'adressent à Mr. **Saïd TAIBI** Maître de Conférences et HDR à l'Université du Havre (France) pour la gentillesse et la patience qu'il a manifestées à mon égard durant cette thèse, pour l'hospitalité dont il a fait preuve envers moi lors des séjours que j'ai effectués dans son groupe. Ces conseils, sa disponibilité et son œil critique, notamment dans la partie de la réalisation expérimentale m'ont été très précieux pour accomplir ce travail. J'espère que cette thèse apporte entière satisfaction à mes encadreurs, ce serait pour moi la meilleure manière de leur témoigner ma gratitude.

Je suis très reconnaissant envers Monsieur **Abdellatif MEGNOUNIF**, Maître de Conférences à l'Université ABOUBAKR Belkaid de Tlemcen, d'avoir accepté de présider le jury de ma thèse.

Je suis très honoré par la présence au jury de Monsieur **Jean Marie FLEUREAU**, Professeur à l'Ecole Centrale de Paris, Je le remercie vivement d'avoir accepté d'examiner ce travail.

Mes reconnaissances les plus sincères vont à Monsieur **Abdelkader HACHICHI**, Maître de Conférences à l'Université des Sciences et Technologies d'Oran d'avoir accepté de participer au Jury et d'examiner cette thèse.

Que mon ami Dr. **M.K. GUEDDOUDA**, soit assuré de ma profonde gratitude pour l'ensemble de sa contribution associée à l'expérimentation.

Je remercie pareillement l'ensemble des membres du laboratoire de recherche de génie civil de l'Université Amar Téliidji que j'ai côtoyés quotidiennement, en particulier l'équipe de développement des matériaux, durabilité et isolation thermique.

Mes pensées vont également à tous mes amis pour leurs soutiens et leurs encouragements permanents, en particulier **A. FERHAT, A.S. BELAIDI, A. GUIDOUM, B. BENABED. & Z. DAMENE.**

J'exprime ma reconnaissance à l'ensemble des thésards et des chercheurs du laboratoire de recherche des Ondes et Milieux Complexes du Havre, que j'ai rencontrés et avec qui j'ai passé de très bons moments, à leur tête Mr. **M.Y. Ahmed.**

ملخص

هذا العمل يدخل ضمن الإطار العام لتثمين المواد المحلية لمنطقة الأغواط (جنوب الجزائر) من أجل استغلالها في منشآت الطرق. الهدف الرئيسي من هذه الأطروحة هو دراسة إمكانية تثمين الطيف و الرمل الكلسي الناتج عن مخلفات محطات تكسير الحجارة الكلسية لمنطقة الأغواط لاستخدامها في بناء الطرق، خصوصا ذات حركة المرور المتوسطة و القوية. في المرحلة التجريبية الأولية و استنادا إلى الخصائص الميكانيكية، تم تحديد صيغة مثلى مكونة من 80 ٪ من الطيف و 20 ٪ من الرمل الكلسي.

دراسة السلوك الهيدروليكي و الميكانيكي هذه الصيغة كانت موضوع بحث المرحلة التجريبية الثانية. السلوك الهيدروليكي انعكس في تجارب مسارات التصريف و الترطيب و تجارب قياس النفاذية في الحالة المشبعة، أما السلوك الميكانيكي فقد أنجز عن طريق اختبارات الضغط ثلاثي المحاور على المزيج المثالي مرصوصا، باعتبار الحالتين المشبعة (بتصريف الماء و بدون تصريف الماء) و غير المشبعة بفحوى مائي ثابت. بهدف التخفيف من مشكلة عدم ثبات المزيج في الماء تمت دراسة و مناقشة طريقة المعالجة باستعمال الجير و /أو الإسمنت.

المنهج التجريبي المعتمد سمح لنا باستنباط العوامل الأساسية لنمذجة سلوك الطريق نتيجة الإستنارات الهيدروليكية و الميكانيكية. وأخيرا كشفت لنا هذه الدراسة أن المادة الفقيرة ذات الخصائص غير الملائمة، من خلال مقاربتها مع الأنظمة المعتمدة، يمكن تثمينها بتكلفة أقل من خلال إضافة مخلفات المحاجر استجابة لمتطلبات التنمية المستدامة المتمثلة في التكامل بين البعدين الاقتصادي و البيئي.

الكلمات المفتاحية: المواد المحلية، التثمين، الطيف، الرمل الكلسي، تقنيات الطرق، السلوك الهيدروميكانيكي، الامتصاص، المعالجة، الجير، الإسمنت.

RESUME

Ce travail s'inscrit dans le cadre général de la valorisation des matériaux locaux de la région de Laghouat (sud algérien), en vue d'une utilisation en technique routière.

L'objectif principal de la présente thèse est l'étude des potentialités de valorisation de tuf et de sable calcaire issu des résidus des stations de concassage pour une utilisation dans les constructions de chaussées, notamment à moyen et à fort trafic.

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

L'étude du comportement hydrique et mécanique du mélange optimal adopté a fait l'objet de la deuxième phase expérimentale. Le comportement hydrique est traduit par des essais de drainage humidification et de mesure de la perméabilité saturée. L'étude du comportement mécanique a été constituée d'essais triaxiaux saturés (CD et CU) et d'essais triaxiaux non saturés à teneur en eau constante sur le mélange optimal compacté. Afin de pallier au problème de tenue à l'eau du mélange optimal tuf-sable calcaire, une étude de traitement à la chaux et/ou au ciment a été abordée et discutée.

La démarche expérimentale adoptée a permis de déduire les paramètres rhéologiques indispensables pour une modélisation du comportement de la chaussée, à base de tuf et de sable calcaire, sous l'effet de sollicitations hydriques et mécaniques. Enfin, Cette étude a montré qu'un matériau à priori de caractéristiques médiocres vis-à-vis des règlements en vigueur, peut être valorisé à moindres frais par l'addition d'un déchet de carrière, afin de satisfaire les exigences du développement durable dans l'esprit d'une complémentarité entre la contrainte économique et la dimension environnementale.

MOTS CLES: *Matériaux locaux, valorisation, tuf, sable calcaire, technique routière, comportement hydromécanique, succion, traitement, chaux, ciment.*

ABSTRACT

This work is a part of a general axe focusing on the valorisation of local materials of Laghouat region (south of Algeria), for their uses in technical road.

The main objective of the present thesis is to study the potentialities of the valorisation of the tuff and calcareous sand residue coming from crushing stations for their uses in road pavement constructions, notably for medium to heavy traffic.

A first experimental phase related to mechanical characterisations, has permitted to determine an optimal formulation composed of 80% tuff and 20% calcareous sand.

A second experimental phase has conducted in the objective to study the hydro mechanical behaviour of the optimal mixes. The hydraulic behaviour is revealed by wetting-drying tests and measurement of saturated permeability. The study of the mechanical behaviour was accomplished by triaxial tests on saturated compacted samples under different draining conditions, and unsaturated triaxial tests on samples at constant water content. A study of treatment procedures with lime and / or cement was carried out in order to make-up for the problem of the instability of optimal mixes in saturated conditions.

The experimental approach adopted has permitted to deduce the rheological parameters of the optimal mixes necessary for the modelling of roadway behaviour when it is subjected to hydraulic and mechanical stresses. Finally, this study shows that it is possible, to valorise at a little cost, a material having initially a poor characteristics by the addition of quarry waste, in response to the objectives of sustainable development on the spirit of complementarity between the economic constraints and environmental dimensions.

KEYS WORDS: *local materials, valorisation, tuff, calcareous sand, road engineering, hydro mechanical behaviour, suction, treatment, lime, cement.*

Table des matières

Liste des figures	11
Liste des tableaux	18
INTRODUCTION GENERALE	20
Chapitre 1	
Généralités sur les tufs	
1 Rappels Géologiques	24
1.1 Définitions des tufs	25
1.1.1 Les encroûtements calcaires	25
1.1.2 Les encroûtements gypseux	25
1.1.3 Les encroûtements mixtes	26
1.2 Formation et distribution des encroûtements calcaires	26
1.2.1 Répartition des encroûtements calcaires dans le monde	26
1.2.2 Formation des encroûtements calcaires	27
1.3 Classification et typologie des formes d'accumulation	31
2 Les Tufs En Technique Routière	33
2.1 Utilisation des tufs d'encroûtements en corps de chaussée	33
2.1.1 Synthèse des spécifications géotechniques existantes	34
2.1.2 Durcissement des assises en tufs calcaires	37
2.1.3 Performances des chaussées en tufs calcaires	37
2.1.4 Précautions lors de la mise en œuvre	38
2.2 Synthèse des caractéristiques géotechniques et mécaniques des tufs calcaires	39
2.2.1 La granulométrie	39
2.2.2 Essai de pollution des fines argileuses	40
2.2.3 Essai de compactage et de portance	41
2.2.4 Résistance aux chocs et à l'abrasion	42
2.2.5 Composition chimique	43
2.2.6 Récapitulatif des caractéristiques géotechniques et mécaniques	44
3 Comportement Mécanique Des Tufs	44
3.1 Comportement mécanique des tufs non traités	44
3.1.1 Durcissement au laboratoire des tufs compactés	45
3.1.2 Influence de la teneur en eau	46
3.1.3 Chargement statiques	48
3.1.4 Chargement répétés	49
3.1.4 Comportement après dessiccation	52
3.2 Comportement mécanique des tufs traités	53
3.2.1 Objet du traitement	54
3.2.2 Notions générales à connaître pour pouvoir faire du traitement des sols	54
3.2.3 Action des liants sur les sols	55
3.3 Les mélanges de tuf et d'un autre granulat	62
3.3.1 Mélanges de tufs et de graves	62
3.3.2 Tufs – Sables – Bitume	63
3.3.3 Sables – Tufs - Liants hydrauliques	64

3.3.4 Tufs – Sable de dune	64
4 Conclusions	66
Chapitre 2	
Comportement des sols compactés	
1 Introduction	68
2 Le Sol Compacté	68
2.1 Essai de compactage	69
2.2 Essai d'indice portant immédiat	71
3 Microstructure des sols compactés	73
3.1 Microstructure des sols granulaires	73
3.2 Microstructure des sols fins	74
3.3 Paramètres influençant la microstructure des sols	75
3.3.1 Influence du compactage sur la structure interne du sol	75
3.3.2 Influence de l'état hydrique	76
3.3.3 Influence de l'imposition de succion	77
4 Comportement hydrique des sols compactés	78
4.1 Comportement sur chemin drainage humidification	79
4.1.1 Succion dans les sols	79
4.1.2 Succion initiale des sols compactés	81
4.1.3 Paramètres influençant la succion initiale	82
4.1.4 Relation teneur en eau-succion	84
4.2 Perméabilité du sol compacté	93
4.2.1 Influence des paramètres liés au compactage	94
4.2.2 Influence du degré de saturation ou la succion	95
4.2.3 Influence de la contrainte verticale	97
4.2.4 Influence du gradient hydraulique	98
5 Comportement mécanique des sols compactés	99
5.1 Comportement sur chemins triaxiaux saturés	99
5.2 Comportement sur chemins triaxiaux non saturés	103
6 Conclusion	107
Chapitre 3	
Caractérisation des matériaux	
1 Introduction	110
2 Matériaux De Base	111
2.1 Localisation des Matériaux	111
2.1.1 Présentation de la Wilaya de Laghouat	112
2.1.2 Infrastructure routière de la Wilaya de Laghouat	112
2.2 Caractérisation des matériaux	113

2.2.1 Analyse granulométrique	113
2.2.2 Qualité des fines	114
2.2.3 Essai Los Angeles	116
2.2.4 Essais Proctor Modifié	116
2.2.5 Essai de portance, Indice CBR	117
2.2.6 Résistance à la compression simple	119
2.2.7 Analyse minéralogique	121
2.3 Conclusion	123
3 Etude D'une Formulation Optimale	125
3.1 Introduction	125
3.2 Essais Proctor Modifié	126
3.3 Essai de portance, essai CBR	127
3.4 Etude du durcissement (Auto-stabilisation)	129
3.4.1 Évolution de la résistance à la compression	129
3.4.2 Teneur en CaCO ₃	133
3.4.3 Étude au diffractomètre	134
3.4.5 Sensibilité à l'eau	135
3.5 Conclusion	135
4 Conclusion	136

Chapitre 4

Comportement hydrique du TSCopt

1 Introduction	138
2 Chemin de drainage – humidification	138
2.1 Protocole expérimental	139
2.1.1 Méthodes d'imposition et de mesure de la succion	139
2.1.2 Préparation des matériaux et du matériel	143
2.1.3 Procédure de détermination des paramètres d'états des échantillons	151
2.2 Résultats et discussions	152
3 Perméabilité saturée	158
3.1 Protocole expérimental	158
3.1.1 Description du matériel	158
3.1.2 Préparations des échantillons	159
3.1.3 Procédure d'essai	160
3.2 Résultats et discussions	163
3.2.1 Effet du gradient hydraulique (σ'_3 constante et i variable)	163
3.2.2 Effet de la contrainte de confinement (i constant et σ'_3 variable)	165
4 Conclusion	167

Chapitre 5

Comportement mécanique du TSCopt

1 Introduction	170
-----------------------	------------

2 Essais triaxiaux saturés	170
2.1 Protocole expérimental	170
2.1.1 Préparation des échantillons	171
2.1.2 Procédures expérimentales	171
2.2 Résultats et discussions	174
2.2.1 Comportement drainé	174
2.2.2 Comportement non-drainé	176
2.2.3 Comparaison des essais triaxiaux saturés CD et CU	177
2.2.4 Modules sécants	179
3 Essais triaxiaux non saturés à teneur en eau constante	182
3.1 Protocole expérimental	182
3.1.1 Préparation des éprouvettes d'essais	182
3.1.2 Procédures expérimentales	183
3.2 Résultats et discussion	185
4 Conclusion	193

Chapitre 6

Traitement du TSCopt aux liants hydrauliques

1 Introduction	196
2 Avantages De La Technique De Traitement	198
3 Description Des Essais	198
3.1 Stabilité immédiate	199
3.1.1 Essai de compactage, "Proctor Modifié"	199
3.1.2 Essai de portance (essai CBR)	199
3.2 Performance mécanique	200
3.2.1 Résistance à la compression simple	200
3.2.2 Résistance à la traction	200
3.2.3 Préparation des échantillons	200
3.2.4 Procédure des essais	202
4 Caractéristiques des liants utilisés	202
5 Résultats et discussion	204
5.1 Stabilité immédiate	204
5.1.1 Compactage, "Proctor Modifié"	204
5.1.2 Portance (essai CBR)	205
5.2 Résistance mécanique	206
5.2.1 Résistance à la compression simple	206
5.2.2 Résistance à la traction " Rtb "	208
5.3 Etude de l'immersion dans l'eau du mélange TSCopt traité	208
5.4 Étude au diffractomètre	211
5.5 Influence des paramètres de formulation sur les performances mécaniques	212
6 Exécution Des Travaux (Traitement type et mise en œuvre)	214

6.1 Préparation du sol à traiter _____	214
6.2 Ajustement de l'état hydrique du sol _____	214
6.3 Épandage du liant _____	215
6.4 Malaxage _____	215
6.5 Compactage _____	215
6.6 Protection de surface _____	216
7 CONCLUSION _____	217
CONCLUSION GENERALE _____	218
Références Bibliographique _____	222
Annexe _____	231
Annexe 1 _____	238
Annexe 2 _____	250
Annexe 3 _____	254
Annexe 4 _____	257

Liste des figures

Figure I.1 – Répartition des encroûtements calcaires dans le monde _____	27
Figure I.2 – Schéma de circuit de la formation des tufs calcaires _____	29
Figure I.3 – Encroûtement mûr _____	30
Figure I.4 – Renforcement de la RN01 entre Tamanrasset - In Guezzam _____	34
Figure I.5 – Evolution granulométrique d'un tuf calcaire (a) en fonction du nombre de passages d'un compacteur vibrant (CV) et d'un compacteur à pneu (CP), (b) lors d'un compactage type Proctor _____	39
Figure I.6 – Exemple de courbe Proctor modifié et CBR _____	42
Figure I.7 – Classe de dureté pour les sols _____	43
Figure I.8 – Evolution de la résistance en compression en fonction du temps pour deux tufs calcaire conservés en trois modes différents (a) Tufs tunisien, (b) Tuf algérien _____	45
Figure I.9 – Évolution de la déformation de la chaussée lors d'un apport d'eau _____	46
Figure I.10 – Évolution de la déformation permanente axiale caractéristique en fonction de la teneur en eau pour des graves calcaires et micro granitiques _____	47
Figure I.11 – Simulation du durcissement dans une couche sous l'effet de la température ou de la dépression. _____	48
Figure I.13 – Sollicitations induites dans le corps de chaussée lors du déplacement de la charge roulante – Mise en évidence de la rotation des directions principales des contraintes _____	50
Figure I.14 – Schéma de la cellule de l'appareil triaxial à chargement répétée _____	50
Figure I.15 – Type de sollicitation triaxiale reproduite au TCR _____	51
Figure I.16 – (a)Variation du module de Young en fonction de la contrainte moyenne, (b) Courbes d'iso-déformations permanentes pour 105 chargements _____	52
Figure I.17 – Comparaison de l'évolution des déformations permanentes en fonction du nombre des cycles de chargement à 2 jours et après 6 mois de conservation avec dessiccation pour deux tufs différents _____	52
Figure I.18 – Limites des charges supportables immédiats et après 6 mois de conservation avec dessiccation _____	53
Figure I.19 – Limites des charges supportables immédiats et après 1 mois de conservation avec dessiccation _____	53
Figure I.20 – Observation à la loupe binoculaire de grumeaux formés à partir d'un limon chaulé à 1% _____	56
Figure I.21 – Schéma de l'action de la chaux sur le limon _____	56
Figure I.22 – Influence du traitement à la chaux sur les caractéristiques de compactage _____	57
Figure I.23 Variation de l'indice CBR immédiat en fonction de la teneur en chaux _____	57
Figure I.24 – Microstructure d'un sable traité au ciment puis compacté _____	58
Figure I.25 – Evolution de la résistance en compression en fonction du dosage en ciment et la durée de conservation _____	59
Figure I.26 – Observation à la loupe binoculaire des grumeaux après l'ajout du ciment _____	60
Figure I.27 – Observation en microscopie optique d'une coupe de limon chaulée, cimenté et compacté _____	60

Figure I.28 – Observation au MEB (a) l’assemblage de grumeaux au sein d’une éprouvette Compactée, (b) contact entre deux grumeaux	60
Figure I.29 – Observation au MEB des hydrates cristallisés au cœur du grumeau après 90 jours de cure normale	61
Figure I.30 – Représentation schématique d’un sol stabilisé à la chaux et au ciment (a) après compactage, (b) au-delà de 90 jours de cure.	61
Figure I.31 – Accotement réalisé à partir d’un mélange contenant 50% de tuf et 50% de grave 0/50	63
Figure I.32 – Influence du taux d’incorporation de sable (a) sur la densité sèche et (b) sur l’indice portant ICBR	65
Figure I.33 – Influence du taux d’incorporation de sable de dune sur la résistance en compression simple du mélange	65
Figure I. 34– 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 Taфраoui	66
Figure II.1 – Courbes Proctor normal et modifié.	70
Figure II.2 – Courbe de compactage Proctor Modifié d’un matériau argileux (wL = 52%) en fonction (a) de la teneur en eau, (b) du degré de saturation	70
Figure II.3 – Variation de la teneur en eau optimale et de la densité sèche maximale a l’Optimum Proctor Normal ou Modifié en fonction de la limite de liquidité du sol	71
Figure II.4 – Indice CBR pour les deux types de compactage, Normal et Modifié.	72
Figure II.5 – Microstructure des sols granulaires	74
Figure II.6 – Configuration d’arrangements des particules élémentaires	75
Figure II.7 – Effet du compactage sur la structure du sol	75
Figure II.8 – Photographies au microscope électronique à balayage d’échantillons de limon de Jossigny compactés	76
Figure II.9 – Influence de la pression de compactage sur la structure interne d’un mélange sable-bentonite compacté	76
Figure II.10 – Influence de la teneur en eau de compactage sur la structure interne d’un mélange sable-bentonite compacté	77
Figure II.11 – Structure sous a) la succion initiale b) sous une succion de 4 MPa c) sous une succion de 0 MPa	78
Figure II.12 – Représentation schématique des différents états de l'eau dans un sol : (a) régime hygroscopique, (b) régime pendulaire, (c) régime funiculaire, (d) saturation.	78
Figure II.13 – Représentation schématique d’un sol non saturé.	79
Figure II.14 – Fissuration longitudinale dans une chaussée, attribuée aux effets des cycles d’humidification séchage dans le talus	79
Figure II.15 – Actions de forces sur une molécule d’eau.	81
Figure II.16– Remontée capillaire dans un tube.	81
Figure II.17 – Effets de la succion sur les grains du sol.	82
Figure II.18 – Variation de la pression capillaire d’un sol argileux avec la teneur en eau de compactage	83
Figure II.19 – Variation de la pression capillaire d’un sol argileux compacte a l’OPN ou a l’OPM avec sa limite de liquidité	83
Figure II.20 – (a) Courbe de rétention d’un sable argileux (b) courbe caractéristique pour différents types de sols	84

Figure II.21 – Courbe de rétention : à droite les courbes de passage intermédiaires décrivant les phénomènes d’hystérésis	87
Figure II. 22– Mécanismes invoqués pour l’hystérésis des courbes de rétention d’eau	87
Figure II.23 – Courbe de rétention d’une kaolinite préparée sous forme de pâte saturée	88
Figure II.24 – Chemins de drainage-humidification de la kaolinite blanche	88
Figure II.25 – Différentes phases de la désorption	89
Figure II.26 – Chemin de drainage-humidification du limon de Jossigny compacté à l’OPN	90
Figure II.27 – Chemins d’humidification de différents sols compactes a l’Optimum Proctor Normal	90
Figure II.28 – Chemins de drainage de différents sols compactes a l’Optimum Proctor Normal	91
Figure II.29 – Comparaison entre l’effet de variation de la succion sur le squelette du sol et sur la phase d’eau	91
Figure II.30 – Contrainte capillaire en fonction de la pression interstitielle négative pour les différents arrangements réguliers de billes de 4mm de diamètre	92
Figure II.31 – Définition de la cohésion capillaire dans le plan de Mohr et relation entre la contrainte capillaire et la cohésion capillaire	93
Figure II.32 – Variation de la perméabilité à saturation avec la teneur en eau de compactage pour des échantillons compactés par différentes techniques	95
Figure II.33 – Relation Conductivité hydraulique-teneur en eau/ densité sèche	95
Figure II.34 – Variations de perméabilité effective a l’eau et courbes d’humidification en fonction de la pression capillaire et du degré de saturation pour (a) une argile silteuse et (b) un sable argileux	96
Figure II.35 – relation entre les paramètres (contraintes verticales, indice des vides) et la perméabilité des différents mélanges sable-bentonite	97
Figure II.36 – Effet de la contrainte effective moyenne sur la perméabilité saturée	98
Figure II.37 – Influence du gradient hydraulique sur la perméabilité	98
Figure II.38 – Critère de rupture dans les domaines normalement consolidé et surconsolidé.	99
Figure II.39 – Essais triaxiaux sur le sable d’Hostun	100
Figure II.40 – Essais triaxiaux CU réalisés sur le limon d’Awans (a) Evolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale. (b) Evolution de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale. (c) Evolution du déviateur de contrainte en fonction de la pression moyenne p	102
Figure II.41 – Forme de la rupture en tonneau des échantillons de limon d’Awans	102
Figure II.42 – Présentation du comportement drainé et non drainé d’un mélange sable-bentonite compacté à l’OPN	103
Figure II.43 – Essais oedométriques a pression capillaire imposée sur le limon de Sterrebeek remanie	104
Figure II.44 – Points finaux des essais triaxiaux en fonction de la contrainte moyenne à la rupture et de la pression capillaire	105
Figure II.45 – Variation de (a) la contrainte déviatorique maximale et (b) le module sécant d’une craie avec la teneur en eau	105

Figure II.46 – Module de déformation verticale (E_v) en fonction de la succion à une déformation axiale de 0,1%	106
Figure II.47 – Essais triaxiaux de précision sur un Argile Blanche NC ($W_L = 60\%$, $IP = 30\%$)	107
Figure III.1 – Carte de distribution des encroûtements calcaires (a) en Algérie, (b) dans la région de Laghouat	111
Figure III.2 – Provenance des matériaux.	112
Figure III.3 – Courbe granulométrique des échantillons tuf calcaire et sable calcaire par rapport (a) fuseau saharien, (b) fuseau de tuf 1 (0/40) et (c) fuseau de tuf 2 (0/20)	114
Figure III.4 – Courbe Proctor des échantillons tuf calcaire et sable calcaire.	117
Figure III.5 – Variation de la pression du piston en fonction de son enfoncement : (a) et (b) pour le tuf, (c) et (d) pour le sable calcaire.	118
Figure III.6 – variation du poids volumique sec en fonction de l'indice CBR : (a) et (b) pour le tuf, (c) et (d) pour le sable calcaire.	118
Figure III.7 – Procédures de compactage.	120
Figure III.8 – Presse WYKEHAM FARRANCE utilisée pour les essais de compression simple.	120
Figure III.9 – Variation de résistance à la compression simple en fonction du temps.	121
Figure III.10 – Variation de la teneur en eau des éprouvettes en fonction du temps.	121
Figure III.11 – Diffractomètre X'PERT PRO.	122
Figure III.12 – Diffractogrammes aux rayons X (DRX) des deux matériaux étudiés	122
Figure III.13 – Organigramme de recherche d'une formulation optimale.	125
Figure III.14 – Courbes Proctor modifié des différents mélanges tuf/sable calcaire.	126
Figure III.15 – Variation des paramètres optimaux des essais Proctor Modifié en fonction du pourcentage de sable calcaire	127
Figure III.16 – Variation des indices CBR en fonction des pourcentages de sable calcaire	129
Figure III.17 – Evolution de la résistance à la compression en fonction de la durée de conservation pour les différents mélanges.	130
Figure III.18 – Variation de la teneur en eau en fonction de la durée de conservation.	131
Figure III.19 – Schéma des courbes de rétention d'un mélange tuf-sable calcaire et du sable calcaire.	131
Figure III.20 – Etats de l'éprouvette au cours de l'essai de compression simple.	131
Figure III.21 – Variation de la résistance à la compression en fonction du pourcentage de sable calcaire pour différents âges	132
Figure III.22 – Résistances en compression simple maximales en fonction des pourcentages optimaux de sable calcaire (cheminement).	133
Figure III.23 – Diagrammes RX des mélanges Tuf/sable calcaire (Immédiatement après compactage).	134
Figure III.24 – Diagrammes RX des mélanges Tuf/sable calcaire (Après 28 jours de cure).	134

Figure III.25 – Sensibilité des éprouvettes de mélanges tuf-sable calcaire à l’eau. (a) éprouvettes dans l’eau après 1/2 h d’immersion. (b) : états des éprouvettes après une demi-heure d’immersion. _____	135
Figure IV.1 – Méthodes utilisées pour imposer la pression interstitielle négative et domaines correspondants. _____	140
Figure IV.2 – Schéma du dispositif expérimental final pour les plaques tensiométriques _____	141
Figure IV.3 – Schéma du dispositif expérimental final pour les solutions osmotiques. _____	141
Figure IV.4 – Courbe d’étalonnage de PEG20000 utilisée _____	142
Figure IV.5 – Schéma de dispositif expérimental final pour les solutions salinés _____	142
Figure IV.6 – Courbes d’étalonnage du papier filtre Whatman n°42 _____	143
Figure IV.7 – Préparation des échantillons pour essais de drainage- humidification. _____	145
Figure IV.8 – Différentes étapes de la méthode des plaques tensiométriques _____	146
Figure IV.9 – Vue des plaques tensiométriques placées à différentes hauteurs _____	147
Figure IV.10 – Relation entre succion et concentration de PEG _____	148
Figure IV.11 – Mise en place des échantillons dans les béciers à solutions osmotiques. _____	149
Figure IV.12 – Variation de l’humidité relative en fonction du temps. _____	150
Figure IV.13 – Contrôle de la pression capillaire dans les dessiccateurs contenant des solutions salines saturées. _____	150
Figure IV.14 – Etapes de la procédure de détermination des paramètres d’états des échantillons. _____	152
Figure IV.15 – Chemins de drainage – humidification effectués sur des échantillons de mélange TSCopt sous formes de pâte. _____	155
Figure IV.16 – Chemins de drainage – humidification effectués sur des échantillons de mélange TSCopt compactés à l’OPM. _____	156
Figure IV.17 – Comparaison entre l’effet de variation de la succion sur le squelette du sol et sur la phase d’eau (a) pour les échantillons de pâte saturée, (b) échantillons de pâte sèches et (c) échantillons compactés à l’OPM. _____	157
Figure IV.18 – Cellule triaxiale pilotée par les contrôleurs pression- volume _____	159
Figure IV.19 – Mode de préparation des éprouvettes par compactage statique _____	160
Figure IV. 20 – Perméamètre à paroi flexible. (a) échantillon placé dans la cellule triaxial (b) Schéma de principe du perméamètre à parois flexible. _____	161
Figure IV.21 – Courbe de variation de volume en fonction du temps de la phase de saturation _____	161
Figure IV.22 – Variation de volume en fonction du temps pour une contrainte effective constante ($\sigma'_3 = 100$) _____	164
Figure IV.23 – Relation de la vitesse d’écoulement en fonction du gradient hydraulique (validation de la loi de Darcy : $v = k.i$). _____	165
Figure IV.24 – Influence du gradient hydraulique sur la perméabilité _____	165
Figure IV.25 – Variation de volume en fonction du temps pour un gradient hydraulique constant ($i = 175$). _____	166
Figure IV.26 – Représentation de l’effet de la contrainte effective de confinement sur la variation de la perméabilité et l’indice des vides. _____	167

Figure V.1 – Courbe de variation de volume en fonction du temps de la première phase de saturation: écoulement et instauration du régime permanent	172
Figure V.2 – Courbe de variation de volume en fonction du temps de la deuxième phase de saturation : application de la contre-pression par paliers	173
Figure V.3 – Courbes de consolidation des échantillons pour différentes contraintes effectives de confinement	174
Figure V.4 – Comportement surconsolidé drainé du TSCopt, déviateur et indice des vides (a et c) en fonction de la déformation axiale et (b et d) en fonction de la contrainte moyenne effective	175
Figure V.5 – Photos des échantillons du mélange TSCopt après cisaillement essais CD (échelle ½)	176
Figure V.6 – Comportement surconsolidé non drainé du TSCopt, déviateur et indice des vides (a et c) en fonction de la déformation axiale et (b et d) en fonction de la contrainte moyenne effective	177
Figure V.7 – Photos des échantillons du mélange TSCopt après cisaillement essais CU (échelle ½)	177
Figure V.8 – Photos des échantillons du mélange TSCopt après cisaillement (a)essais CD et (b) essais CU (échelle ½)	178
Figure V.9 – Comportement surconsolidé non drainé du TSCopt, déviateur et indice des vides (a et c) en fonction de la déformation axiale et (b et d) en fonction de la contrainte moyenne effective	179
Figure V.10 – Variation (a) du déviateur, (b) du module sécant, (b) du rapport E_s/E_{max} et (f) du coefficient n en fonction de ε_1 . (e) et (f) évolution du module sécant en fonction de p' , cas des essais CD	181
Figure V.11 – Variation (a) du déviateur, (b) du module sécant, (b) du rapport E_s/E_{max} et (f) du coefficient n en fonction de ε_1 . (e) et (f) évolution du module sécant en fonction de p' , cas des essais CU	181
Figure V.12 – Superposition des variations des modules E_{max} et E_{50} des essais triaxiaux saturés en fonction de la contrainte moyenne effective	182
Figure V.13 – Photo de la base de la cellule Bishop-Wesley après modification	182
Figure V.14 – Éprouvette pour essais triaxial à teneur en eau constante	183
Figure V.15 – Modification de la base de la cellule Bishop et étapes de montage de l'échantillon	184
Figure V.16 – États des échantillons après cisaillement à teneur en eau constante	185
Figure V.17 – Résultats des essais de cisaillement à teneur en eau constante dans les deux plans $[\varepsilon_1, q]$ et $[p, q]$	186
Figure V.18 – Points finaux des essais triaxiaux en fonction de la contrainte moyenne à la rupture pour différentes teneurs en eau	187
Figure V.19 – Variation de la cohésion apparente et de l'angle de frottement apparent en fonction : (a et c) de la teneur en eau, (b et d) en fonction de la succion	188
Figure V.20 – Représentation globale de la variation (a) du déviateur, (b) du module sécant, (b) du rapport E_s/E_{max} et (f) du coefficient n en fonction de la déformation axiale (e) et (f) du module sécant en fonction de la contrainte moyenne totale (pour différentes teneur en eau $w = 4\%, 7\%, 10,4\%, 13\%$ et 16%)	191
Figure V.21 – Variation du module sécant en fonction de la contrainte moyenne pour différentes teneurs en eau	192

Figure V.22 – Variation de la résistance maximale, du module sécant E_{max} et E_{50} en fonction (a, b et c) de la teneur en eau et (d, e et f) de la succion initiale _____	193
Figure VI.1 – Organigramme de l'étude du traitement _____	197
Figure VI.2 – Modes de chargement permettant de soumettre une éprouvette à une contrainte de traction _____	200
Figure VI.3 – Schéma des moules de compactage utilisés (a) pour éprouvette de 50 mm de diamètre et 100 mm de hauteur et (b) pour éprouvette de 50 mm de diamètre et 50 mm de hauteur _____	201
Figure VI.4 – (a) Moule de compactage et (b) aspects des éprouvettes du TSCopt traité après démoulage _____	202
Figure VI.5 – Schéma du mode d'application de l'effort de compression (a) pour l'essai de compression simple, (b) pour essai de compression diamétrale _____	202
Figure VI.6 – Diagramme de diffraction aux rayons X de la chaux et du ciment _____	203
Figure VI.7 – Courbe Proctor du mélange TSCopt traité (a) à la chaux, (b) au ciment et (c) mixte _____	204
Figure VI.8 – Teneur en eau optimale et densité sèche maximale en fonction du dosage en liant _____	205
Figure VI.9 – Variation de l'indice CBR en fonction du dosage en (a) chaux, (b) en ciment et (c) mixte _____	206
Figure VI.10 – Evolution de la résistance en compression en fonction du temps pour différents traitement (a) à la chaux, (b) en ciment et (c) mixte _____	207
Figure VI.11 – Evolution de la résistance en compression en fonction du dosage en (a) chaux, (b) en ciment et (c) mixte pour différentes durées de conservation _____	207
Figure VI.12 – Evolution de la résistance en traction $R_t = 0,8 R_{tb}$ en fonction du dosage en (a) chaux, (b) en ciment et (c) mixte pour différentes durées de conservation _____	208
Figure VI.13 – Evolution de la résistance en compression en fonction du dosage en (a) chaux, (b) en ciment et (c) mixte pour différentes durées d'immersion _____	209
Figure VI.14 – Evolution de la résistance à la traction en fonction du dosage (a) en chaux, (b) en ciment et (c) mixte pour différentes durées d'immersion _____	209
Figure VI.15 – Variation de la teneur en eau en fonction de la durée de conservation à l'air libre (côté gauche) et de la durée d'immersion dans de l'eau (côté droite) _____	210
Figure VI.16 – Diagrammes RX immédiatement après compactage du TSCopt traité _____	211
Figure VI.17 – Diagrammes RX du TSCopt traité après 28 jours de conservation à l'air libre _____	212
Figure VI.18 – Influence des paramètres de formulation sur la résistance à la compression simple à 28 jours de conservation à l'air libre _____	213
Figure VI.19 – Vue générale d'un chantier de traitement de sol _____	214
Figure VI.20 – Epanchage du liant _____	215
Figure VI.21 – Procédure du malaxage _____	215
Figure VI.22 – Procédure de compactage _____	216
Figure VI.23 – Protection de surface de la couche traitée _____	217

Liste des tableaux

Tableau I.1 – Chronologie des différentes formations en Maghreb _____	31
Tableau I.2 – Classification des encroûtements calcaires en fonction de la teneur en CaCO_3 _____	32
Tableau I.3 – Comparatif des différentes spécifications pour l'utilisation des tufs calcaires. _____	36
Tableau I.4 – Caractéristiques de la RN6 en Algérie _____	38
Tableau I.5 – Spécification de ES pour la construction des chaussées. _____	41
Tableau I.6 – Classification des sols selon la valeur de VB. _____	41
Tableau I.7 – Récapitulatif des caractéristiques géotechniques et mécaniques de quelques tufs d'encroûtements calcaires. _____	44
Tableau I.8 – Résultats des essais d'immersion sur différents tufs calcaires. ____	47
Tableau I.9 – Caractéristiques de rupture et de déformations pour différents tufs et graves témoins. _____	49
Tableau II.1 – Unités de mesure de la succion dans le sol _____	82
Tableau II.2 – Corrélations entre paramètres d'états et paramètre de nature ____	84
Tableau II.3 – Corrélations permettant d'obtenir la courbe de rétention d'eau ____	85
Tableau III.1 – Récapitulatif des paramètres granulométriques des deux matériaux _____	114
Tableau III.2 – Classification des sols en fonction de l'indice de plasticité ____	115
Tableau III.3 – Classification des sols selon la valeur de VBS (Colombier, 1988) _____	115
Tableau III.4 – Qualités des fines des matériaux _____	116
Tableau III.5 – Valeurs du coefficient de Los Angeles du tuf _____	116
Tableau III.6 – Valeurs des essais Proctor modifié _____	117
Tableau III.7 – Résultats des essais de portance _____	119
Tableau III.8 – Valeurs des modules et classe de portance des matériaux étudiés _____	119
Tableau III.9 – Valeur de la résistance à la compression simple juste après compactage pour une compacité de 95 % de γ_{dopm} _____	121
Tableau III.10 – Résultats de l'analyse chimique _____	123
Tableau III.11 – Récapitulatif des caractéristiques physico-mécaniques et chimiques des matériaux étudiés _____	124
Tableau III.12 – Caractéristiques optimales des essais Proctor Modifié _____	127
Tableau III.13 – Résultats récapitulatifs des essais de portance _____	128
Tableau III.14 – Valeurs de gonflement en fonction de la durée d'immersion pour les différents mélanges (CBR imbibé) _____	128
Tableau III.15 – Valeurs des modules et classe de portance des matériaux étudiés _____	128
Tableau III.16 – Gains des résistances à la compression à 28 jours en fonction du pourcentage du sable calcaire _____	133
Tableau III.17 – Taux de CaCO_3 en fonction de la durée de conservation et du pourcentage de sable calcaire _____	133
Tableau IV.1– Succion imposée en fonction de la Concentration de PEG à 20°C _____	148
Tableau IV.2 – Valeurs de la succion pour les différentes solutions salines saturées _____	151
Tableau IV.3 – Paramètres déduits de l'essai de chemins de drainage - humidification _____	157

Tableau IV.4 – Programme expérimental des essais de perméabilité saturée	163
Tableau V.1 – Valeurs de pressions pour la phase de saturation	172
Tableau V.2 – Contrainte moyenne effective appliquée pour la consolidation	173
Tableau V.3 – Valeurs des différents paramètres déduits des essais triaxiaux drainés et non drainés	179
Tableau VI.1 – La fiche technique des Propriétés physiques et chimiques des deux liants utilisés	203
Tableau VI.2 – Le rapport R_{ci}/R_{c28} après chaque durée d’immersion	210
Tableau VI.3 – Gains de résistance à la compression simple du TSCopt traité	213
Tableau VI.4 – Dosage en pois du liant utilisé pour le traitement de couches d’assises de chaussée	214

INTRODUCTION GENERALE

Le réseau routier Algérien avait atteint d'après le rapport de la direction des routes du ministère des travaux publics plus de 112696 km (Sebaa, 2006), dont 75% revêtus, sa valeur économique est estimée à environ 25 milliards de dollars. Il reste l'infrastructure de transport prédominante par excellence, puisqu'il assure près de 90 % (Avec un taux de 30% de poids lourds) du volume des échanges, dont le plus important est enregistré sur le réseau économique de base. Cela reflète la prédominance du mode de transport routier par rapport aux autres modes.

Ce réseau est dominé par les échanges Est-Ouest, il est constitué d'un réseau principal de 22000 km et d'un réseau économique de base de 12000 km. 60% des routes Algériennes ont une largeur supérieure ou égale à 7 m, conçues totalement en structure souple. Le secteur des travaux publics a connu ces dernières années un regain de dynamisme, caractérisé par l'intensification du processus de relance de projet de construction et de réhabilitation du réseau routier après une décennie marquée par une sévère crise économique.

Au titre de l'année 2005, le secteur a enregistré : 2299 km de réhabilitation, de renforcement et de modernisation, 612 km de construction en routes nationales et de chemins de wilayas ainsi qu'un linéaire de 350 km de routes (routes neuves ou renforcées) qui ont permis le désenclavement d'environ 600.000 habitants. (Bilan d'activité de développement 2005). En matière de développement, le secteur des travaux publics a poursuivi ses efforts et a enregistré des résultats très satisfaisants. Dans cette optique, les autorités du pays ont mis en place, à la faveur d'une embellie financière sans précédent, un ambitieux programme qui va contribuer au développement et au renforcement du réseau routier. Ce programme a été estimé à plus de 10 milliards de dollars, et porte sur la réalisation à l'échéance 2014 d'un nombre important de routes et autoroutes et ouvrages d'arts annexés, ainsi que la réhabilitation, le renforcement et l'aménagement de milliers de kilomètres de routes anciennes.

Ces actions ont été complétées par un riche programme de développement et de désenclavement pour les régions des hauts plateaux et du Sud Algérien. Ce programme très ambitieux va connaître sans doute un besoin en matériaux de chaussées de plus en plus important qui dépasse ce que peut offrir la nature en graves « nobles ». Ces dernières sont considérées depuis longtemps, comme les seuls matériaux acceptables et qui répondent rigoureusement à certains critères géotechniques (dureté, propreté, granulométrie,...etc.).

Par ailleurs, dans certaines régions, notamment sahariennes, ces matériaux sont rares voir même inexistantes. Ceci a poussé les ingénieurs et les techniciens du domaine routier à recourir vers l'utilisation des matériaux locaux tels que les tufs, les matériaux volcaniques, les sables, les latérites, etc. en les adaptant aux particularités des zones arides liées aux conditions climatiques, aux matériaux locaux, au faible trafic et à la portance du sol support qui diffère de celle des régions humides.

La valorisation des matériaux locaux en géotechnique routière reste un thème d'actualité ; il s'agit de mieux maîtriser leur comportement et leur mise en œuvre

dans diverses situations afin d'arriver à une caractérisation qui facilitera leur classification et leur utilisation par les ingénieurs et les techniciens du domaine routier.

En Algérie, les tufs d'encroûtement calcaires ont servi depuis plus d'un demi-siècle à la construction de milliers de kilomètres de routes économiques et de désenclavement. Ces matériaux couvrent approximativement une superficie de 300.000 km². Ils sont utilisés comme des agrégats de substitution économique extraits de gisements calcaires, gypseux ou gypso calcaires. Les pionniers de la construction des routes sahariennes, ont codifié les matériaux dont le comportement a été jugé satisfaisant sur chantier, en adoptant la technique mise au point pour la France métropolitaine basée sur les essais d'identification (origine, nature chimique, granulométrie, Los Angeles, propreté..). Après la construction de plus de 2200 km de route en milieu désertique, une Technique Routière Saharienne (TRS) a été mise au point (Fenzy, 1966 ; Fenzy, 1970). Depuis, des travaux ont été menés sur ces matériaux et 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.

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. Les études ont montré que les caractéristiques géotechniques souvent faibles des tufs, notamment leur faible résistance aux chocs et à l'abrasion ainsi que leur sensibilité à l'eau, ne permettent pas d'envisager leur emploi en assises de chaussées à fort trafic (Fumet, 1959 ; Peltier, 1959 ; Alloul, 1981 ; Ben-Dhia, 1983 ; Struillou et Alloul, 1984 ; Ben-Dhia et al., 1984 ; Boukezzi, 1997 ; Colombier, 1988; Hachichi, et al., 2000 ; Améraoui, 2002 ; Goual et al., 2005 ; Morsli et al., 2005 et 2007). La technique française de traitement aux liants hydrauliques des roches calcaires tendres pourrait être une solution pour étendre leur domaine d'utilisation aux chaussées à fort trafic. La stabilisation à l'aide de liants hydrauliques (ciment, chaux, laitier granulé, etc.) a montré jusqu'à présent ses limites. Les résultats obtenus n'ont généralement pas été à la hauteur des attentes (Domec et Alloul, 1980 ; Ben Dhia 1983 ; Ben Dhia et al., 1984 ; Colombier, 1988; CEBTP, 1991; Azzouz, 1997 ; Boukkezi, 1997 ; Chiheb, 2001; Hachichi et al., 2001 ; Goual et al., 2008).

Par ailleurs, et en raison de la forte teneur en fines des tufs d'encroûtement, une autre technique a été élaborée et développée depuis plus de 30 ans. Elle consiste en l'association du tuf avec d'autres matériaux, traités ou non traités, riches en gros éléments, mais dépourvus totalement de fines (graves ou sables) (Hamrouni, 1975 ; Tagle, 1976 ; Colombier, 1988 ; Morsli et al., 2005 et 2007). Cette 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.

Dans l'objectif de valorisation des tufs de la région de Laghouat (Algérie), l'idée de les associer avec les sables calcaires issus des résidus des stations de concassage en vue d'améliorer leurs caractéristiques géotechniques et mécaniques peut s'avérer intéressante, non seulement d'un point de vue

économique mais également environnemental. C'est dans cette optique que se sont orientés nos travaux. Il s'agit de l'étude du comportement mécanique et hydrique d'un mélange de tuf et de sable calcaire de la région de Laghouat en vue de son utilisation en techniques routières. L'originalité du présent travail réside premièrement dans le choix du mélange (tuf-Sable calcaire), et secundo dans l'étude de son comportement hydrique et mécanique.

L'étude est subdivisée en deux parties : la première est consacrée à une revue bibliographique et comporte deux chapitres, le premier exposera des généralités sur les tufs (état de l'art et comportement mécanique), le deuxième chapitre est consacré au comportement hydromécanique des sols compactés à différents états de saturation.

La deuxième partie se rapporte à l'étude expérimentale. Le chapitre 3 présente une caractérisation physicomécanique et chimique des matériaux (tuf et sable calcaire) et la recherche d'une composition optimale du mélange tuf-sable calcaire. Le quatrième chapitre est consacré à l'étude du comportement hydrique du mélange optimal. Une étude du comportement mécanique de ce mélange sur chemins triaxiaux saturés et non saturés est présentée en cinquième chapitre. Le sixième chapitre, est consacré à l'étude de l'effet du traitement aux liants hydrauliques (ciment et/ou chaux) sur les performances mécaniques du mélange optimal adopté. Enfin, Sur la base des résultats obtenus, une conclusion générale et des recommandations ont été proposées.

Chapitre 1

Généralités sur les tufs

1 Rappels Géologiques	24
1.1 Définitions des tufs	25
1.2 Formation et distribution des encroûtements calcaires	26
1.3 Classification et typologie des formes d'accumulation	31
2 Les Tufs En Technique Routière	33
2.1 Utilisation des tufs d'encroûtements en corps de chaussée	33
2.2 Synthèse des caractéristiques géotechniques et mécaniques des tufs calcaires	39
3 Comportement Mécanique Des Tufs	44
3.1 Comportement mécanique des tufs non traités	44
3.2 Comportement mécanique des tufs traités	53
3.3 Les mélanges de tuf et d'un autre granulat	62
4 Conclusions	66

Les tufs calcaires constituent une ressource en matériaux particulièrement intéressante et économique pour de nombreux pays à climat aride ou semi-aride au relief relativement plat. Ils sont, en général, largement utilisés en technique routière dans un certain nombre de pays comme l'Algérie, la Tunisie, la Colombie, l'Argentine,...etc.

Ce chapitre est réparti en trois volets. Dans le premier volet on se contentera d'une définition généraliste ; quant à la genèse, on présentera les hypothèses autour desquels il semble y avoir eu consensus. Dans le second, nous présentons une synthèse bibliographique des caractéristiques géotechniques et du comportement mécanique des tufs calcaires ainsi que les spécifications géotechniques existantes appliquées aux tufs d'encroûtements. En fin, un état de l'art sur comportement mécanique des tufs sans et avec traitement est présenté.

1 Rappels Géologiques

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.

Renou, en 1848, décrit pour la première fois la « croûte » (calcaire) 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.

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*».

Le Dictionnaire HACHETTE, encyclopédique illustré (1997), définissent les tufs comme : «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 ».

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 quel que soit le ciment et peut-être aussi du mot berbère *tifkert* qui signifie : tartre, croûte (De Os Horta, 1979).

1.1 Définitions des tufs

Dans la bibliographie, les tufs 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 composition chimique, les tufs d'encroûtements se groupent en trois catégories : les tufs calcaires, les tufs gypseux et les tufs mixtes (Hamrouni, 1975 ; Ben-Dhia, 1983).

1.1.1 Les encroûtements calcaires

Les tufs calcaires existent dans la plus part des pays du bassin méditerranéen et occupent les zones à climat sec. L'abondance de cette ressource naturelle, fait que leur utilisation comme matériau routier est devenue de plus en plus répandue.

Parmi toutes les définitions proposées, on peut retenir celle donnée par :

- Goudie (Goudie, 1988): « *La croûte calcaire est un matériau terrestre composé essentiellement, mais pas exclusivement de carbonates de calcium. Les croûtes existent à l'état poudreux, nodulaire ou très induré ; elles sont dues à la cimentation, à l'accumulation ou au remplacement de quantités plus au moins grandes de sols, roches ou matériaux altérés par du calcaire dans une zone d'infiltration* ».
- D'après certains résultats (Hamrouni, 1975 ; De Os Horta , 1979 ; Alloul, 1981) : « *Les tufs calcaires sont des roches calcaires ayant un Los Angeles supérieur à 60, une masse volumique inférieure à 20 kN/m^3 , une résistance à la compression simple comprise entre 5 et 10MPa, et dont la teneur en éléments fins passant au tamis de 80 microns, obtenus sur la fraction 0/20 du matériau après extraction, est de l'ordre de 10 à 40 %* ».

1.1.2 Les encroûtements gypseux

Les encroûtements gypseux sont des formations analogues aux encroûtements calcaires. Ils sont très abondants dans les régions à climat arides où les précipitations sont insuffisantes pour lixivier le gypse, qui existe déjà dans les formations géologiques anciennes (Crétacé au Miopliocène) (Alloul, 1981 ; Frenkel et al., 1986 ; Schiote, 2003 ; Alfaya, 2004). Ce minéral qui présente l'élément actif de la cimentation de ces formations, possède une dureté très faible : il peut être rayé à l'ongle ; cette particularité pourrait paraître suffisante pour interdire l'utilisation du gypse comme matériau de chaussée en zones climatiques subhumides et semi-arides.

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.

1.1.3 Les encroûtements mixtes

Les encroûtements mixtes sont des formations de tufs calcaires gypsifiés à prédominance carbonatée ou de tufs gypseux calcifiés à prédominance sulfatée (De Os Horta, 1980).

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.

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

Les tufs gypso-calcaires et calcaire-gypseux qui en résultent sont déconseillés en zones subhumides et semi-arides à cause de la solubilisation du gypse ; par contre ils sont utilisés dans les régions arides (Améraoui, 2002).

1.2 Formation et distribution des encroûtements calcaires

1.2.1 Répartition des encroûtements calcaires dans le monde

Les encroûtements calcaires sont réparties partout dans le monde (figure I.1), on trouve ces formations dans les régions plates à climat aride à semi-aride, favorables à leur formation. On les recense notamment :

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

En Amérique : ce sont les hautes plaines des Etats-Unies allant du Texas à la Californie, celle du Mexique et celles de l'Argentine centrale.

Au Moyen-Orient : on rencontre les encroûtements calcaires au Liban, en Syrie, en Jordanie dans les pays du Golfe Persique et en Inde dans les régions de Delhi et de New Delhi

En Australie : on trouve les encroûtements calcaires dans les plaines littorales.

En Afrique : ce sont les «Hamada», haut plateaux de l'Algérie, la plaine de Djefara et le 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, les zones sèches de Madagascar et du Mozambique, la Namibie et l'Angola.

En Algérie, d'après Durand, ils couvrent approximativement une superficie de 300.000 km² (Durand ,1959).

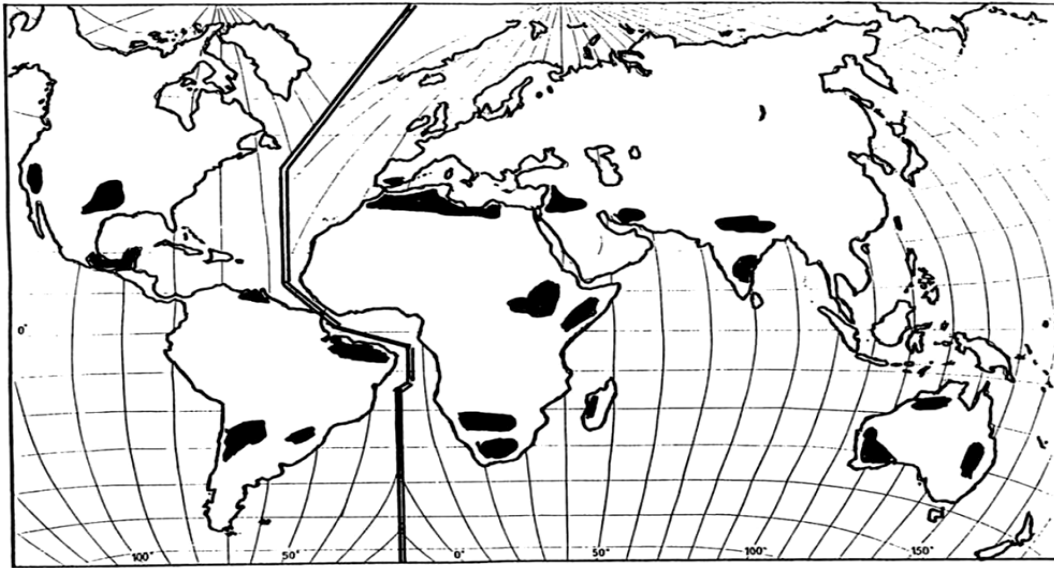


Figure I.1 – Répartition des encroûtements calcaires dans le monde (Colombier, 1988).

1.2.2 Formation des encroûtements calcaires

La formation des encroûtements calcaires correspond à certaines conditions climatiques critiques. Pour que les sols s'encroûtent de manière appréciable, les précipitations doivent être capables de solubiliser des quantités importantes de carbonates, sans toutefois excéder un certain seuil au-delà duquel elles pourraient emporter la totalité ou la majeure partie de ces carbonates vers les bassins marins ou lacustres. Ces conditions climatiques peuvent être illustrées par le climat qui règne dans les zones méditerranéennes subhumides et semi-arides (De Os Horta, 1979).

Depuis près d'un siècle, la question de l'origine de ses formations ne cesse d'alimenter les controverses ; de nombreux auteurs se sont intéressés aux processus de formation de ces accumulations dans le sol (Boulaine, 1961 ; Durand, 1963 ; Briot, 1976 ; Millot et al., 1977 ; Ruellan, 1980 ; Pouget, 1980a ; Vogt, 1984 ; Halitim, 1988 ; Benmati, 1993). Différentes hypothèses génétiques sont avancées pour expliquer les accumulations calcaires dans les sols : les genèses pédologiques (Boulaine, 1961 ; Ruellan, 1976 ; Pouget ; 1980b ; Halitim, 1988), ou la genèse sédimentaire (Gaucher, 1948 ; 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 : 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 : 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 et qui répond à trois questions (Mathieu et al., 1976 ; Alloul, 1981 ; Djili, 1999 ; Gettouche 2006)].

- D'où vient le calcaire ?
- Comment a-t-il été transporté ?
- Comment s'est-il redéposé et mis en place ?

a) *Provenance et transport du calcaire*

Le carbonate de calcium, cristallisé se forme de calcite à symétrie rhomboédrique, est le constituant essentiel des calcaires (De Os Horta, 1979), qui contribuent à la formation des encroûtements calcaires.

Dans le sol, il peut provenir de l'altération de la roche mère (Ruellan, 1976) ou de la précipitation de carbonate de calcium secondaire (Ruellan, 1971 ; Duchaufour et Souchier, 1977). Sa solubilité dans l'eau n'est généralement pas très élevée et dépend de plusieurs facteurs.

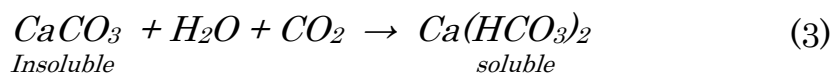
Ce calcaire provient de la solubilisation des massifs calcaires proches en hivers. Le transport se fait, soit sous forme de particules solides entraînées lors des précipitations, soit par solubilisation du carbonate de calcium dans l'eau chargée en dioxyde de carbone CO₂. Cette eau produit un acide carbonique selon la relation chimique suivante (Ben-Dhia, 1983):



L'acide carbonique ainsi formé donne lieu à la dissolution du calcaire:



Au total, on a l'équilibre chimique suivant :



La solubilité du carbonate de calcium CaCO₃ dans l'eau est d'autant plus forte que la teneur en dioxyde de carbone CO₂ est élevée et que la température est basse.

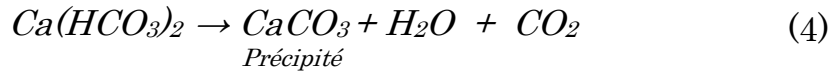
Il faut noter comme l'indique NETTERBERG (1969) (Améraoui, 2002), que la teneur en dioxyde de carbonate CO₂ de l'eau du sol peut atteindre 1% et que le phénomène peut être accentué par la présence de micro-organismes ou de matières organiques.

a) *Dépôt du calcaire*

Les particules solides déposent par décantation ou évaporation. 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'infiltre dans le sol (figure I.2).

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 CO_2 dissout et une précipitation de carbonate. D'après Netterberg (Netterberg, 1978), quand le potentiel capillaire est entre 2 et 3 on a précipitation du calcaire selon la réaction suivante :



L'élévation de la température accélère la réaction sans lui être nécessaire, mais la dépression joue un rôle fondamental. Le processus de précipitation de la calcite est plus complexe que la simple évaporation du solvant; le liant calcaire prend beaucoup de temps pour durcir et c'est pourquoi les encroûtements calcaires ne peuvent se trouver dans les endroits soumis à un lessivage fréquent et dans les terrains dont les pentes sont importantes.

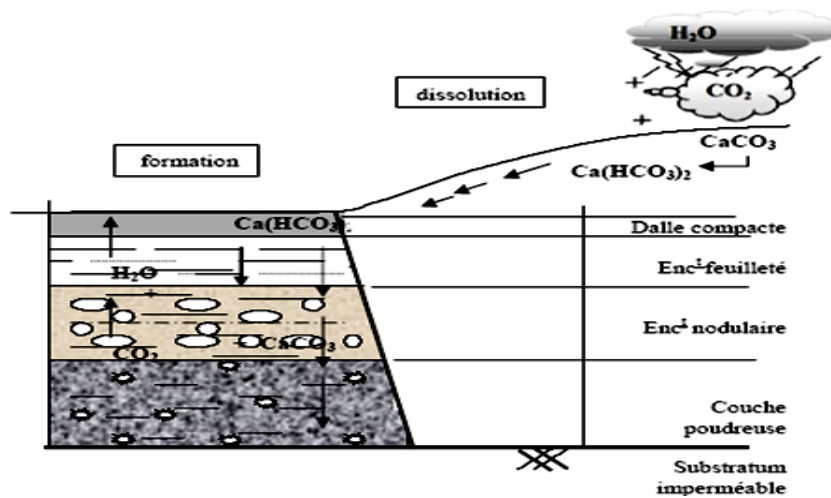


Figure I.2 – Schéma de circuit de la formation des tufs calcaires.

b) Evolution et âge des encroûtements calcaires

Le calcaire se concentre dans un premier temps de manière discontinue sous forme d'amas friables et de nodules durs. Au fur et à mesure du dépôt, la teneur en carbonates du sol s'élève et la concentration devient continue et masque la couleur primitive du sol, à partir de ce stade se produisent ce que Ruellan appelle les phénomènes pédoliques qui progressivement transforment les différents horizons des sols (Améraoui, 2002). L'évolution finale est l'encroûtement mûr (Figure I.3).

Un sol sera passé par tous ces stades présentera un profil très différencié. On distinguera, du haut vers le bas, les horizons suivants :

Horizon A : C'est la couche de terre végétale dont l'épaisseur peut atteindre quelques décimètres voire être inexistante en cas d'érosion, de couleur sombre

Horizon B : (ou horizon d'accumulation) C'est l'horizon de l'encroûtement proprement dit; son épaisseur peut varier de quelques décimètres à plusieurs mètres, le calcaire y est abondant (40 à 90%), la couleur est blanchâtre. Il comprend le plus souvent :

- Une dalle compacte, dure à forte teneur en carbonates et dont l'épaisseur peut atteindre une vingtaine de centimètres ;

- La croûte constituée par une superposition de feuillets, de dureté plus faible que celle de la dalle, son épaisseur variable peut atteindre deux mètres. La différenciation entre croûte et 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.

C'est l'horizon B qui nous intéresse comme matériau routier, après décapage de la terre végétale et le ripage de la carapace (dalle ou/et croûte).

Horizon C : C'est le matériau d'origine dans lequel on rencontre cependant, quelques nodules. L'enrichissement en calcaire est faible, de couleur blanchâtre.

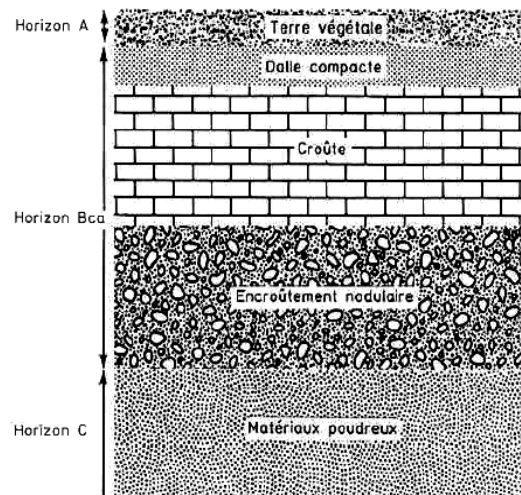


Figure I.3 – Encroûtement mûr (Colombier, 1988).

D'après Ruellan (cité par Alloul, 1981) les croûtes les plus jeunes sont de 15 à 20.000 ans d'âge, alors que l'encroûtement mûr où la dalle compacte est présente, plusieurs centaines de milliers d'années.

Ce sont donc des formations Quaternaires plus précisément d'âge Villafranchien à l'actuel.

En Algérie, les encroûtements des zones à climat semi-aride sont puissants et comportent des croûtes plus ou moins feuilletées et des dalles compactes très épaisses. Les encroûtements Salétiens ont très souvent développés (De Os Horta, 1979).

Le tableau I.1 résume les différentes formations et leurs âges respectifs. Les encroûtements massifs sont d'âge Moulouyen à Salétien. Cette période étant caractérisée par des successions de périodes pluviales et périodes sèches.

Tableau I.1 – Chronologie des différentes formations en Maghreb (Alloul, 1981).

			<i>Niveaux eustatiques</i>	<i>Etages continentaux (pluviaux)</i>	<i>Encroûtements</i>
0.00	Holocène	Actuel Récent	Mellahien supérieur	Gharbien	Accumulations diffusées
			Mellahien inférieur	Soltanien	Accumulations discontinues
20.0000					
100.000	Pléistocène	Supérieur	Ouljien Monastirien	Tensifien	Carapaces fréquentes
			Anflatién	Amirien	Carapaces rares
		Moyen	Maarifien	Salétien	Carapaces assez développées
		Ancien		Moulouyen Villafranchien	Carapaces puissantes avec dalle
2.000.000					
3.000.000					

1.3 Classification et typologie des formes d'accumulation

Les formes d'accumulations calcaires dans les sols ont fait l'objet de nombreux travaux (Durand, 1959 ; Belouam, 1976 ; Vogt, 1984 ; Mathieu et al., 1976). Ainsi, le calcaire dans le sol peut se trouver sous trois formes principales : diffuses, en concentration discontinues (pseudomycélium, amas friables, nodules) ou en concentrations continues (croûtes, dalles, pellicules rubanées) en fonction des facteurs du milieu. D'après Ruellan (1971, 1976) et De Os Horta (1979), les formes d'accumulations calcaires dans le sol se distribuent similairement du bas vers le haut du profil. Le passage progressif s'opère des distributions diffuses vers les distributions discontinues et ensuite aux distributions continues ; le même phénomène s'observe également de la surface sur laquelle le sol se développe.

- a) **Distributions diffuses** : La teneur en calcite est très faible. Le calcaire n'est pratiquement pas visible à l'œil nu.
- b) **Concentrations discontinues** : La teneur en calcaire devient plus élevée (40 à 60%). Les concentrations de calcaire se présentent sous la forme de nodules durs de 1 à quelques cm³ ou sous forme d'amas friables qui s'écrasent facilement.
- c) **Concentrations continues** : Lorsque la concentration en calcaire se poursuit (teneur en carbonate de calcium CaCO₃ supérieure à 60%) elle devient continue, on a alors affaire aux encroûtements calcaires proprement dit. C'est de ces formations que seront extraits les granulats routiers. Pour ces formations on distingue deux types d'encroûtements : Les encroûtements non feuilletés et les encroûtements feuilletés.

En ce qui concerne les sols calcaires en Algérie, bien que de nombreuses études aient été réalisées (Aubert, 1974 ; Gaucher, 1948 ; Durand, 1953, 1956 ; Boulaine, 1957, 1961 ; Thibout, 1974 ; Charles, 1976 ; Ballais et Vogt, 1979 ; Tihay et Vogt,

1979 ; Vogt, 1979 ; Pouget, 1980a ; Djili, 1983 ; Bock, 1984 ; Halitim, 1988 ; Ayache, 1996), leur distribution et la répartition du calcaire dans le profil sont encore peu connues.

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.

Ruellan (Ruellan, 1970) a établi une classification (tableau I.2) pour cette distribution qui semble avoir un caractère relativement universel, puisqu'elle est très voisine de celle de Netterbeg établie à partir des études faites en Afrique du Sud, en Australie et en Amérique du Nord.

Tableau I.2 – *Classification des encroûtements calcaires en fonction de la teneur en CaCO₃ (Ruellan, 1970).*

<i>Dénomination</i>		<i>Description</i>	<i>Teneur en CaCO₃</i>	<i>Épaisseur</i>	<i>Rapports mutuels</i>
Encroûtements non feuilletés	Encroûtements massifs	Structure massives ou Polyédrique	> 60%	0.3 à 2.0 m (le plus souvent)	Sous les encroûtements non feuilletés, il y a toujours des amas friables avec ou sans nodules
	Encroûtements nodulaires	Structure nodulaire et polyédrique			
Encroûtements feuilletés	Croûtes	Feuillets superposés et discontinus d'encroûtement massif ou nodulaire d'épaisseur millimétrique à centimétrique croisant du bas en haut	> 70%	Quelques Centimètres à > 1 m	Sous les croûtes, il y a presque toujours des encroûtements non feuilletés. Les dalles compactes n'existent qu'au sommet des croûtes et peuvent remplacer entièrement celles-ci. Des pellicules rubanées sont presque toujours associées à la dalle compacte dont elles tapissent la surface supérieure et les fissures.
	Dalles compactes	Feuillets de croûte pétrifiés, épaisseur de Quelques centimètres à plusieurs décimètres			

2 Les Tufs En Technique Routière

Les tufs d'encroûtements constituent une ressource en matériaux routiers particulièrement intéressante et économique pour de nombreux pays à climat aride ou semi-aride.

Ces matériaux présentent, lorsqu'ils sont utilisés en assises de chaussées, un comportement bien meilleur que ne laisseraient supposer leurs caractéristiques géotechniques, si on les compare aux spécifications des pays tempérés.

En Algérie, depuis près d'un demi-siècle, des milliers de kilomètres de routes économiques, de désenclavement ont été réalisés, dans l'ensemble avec succès, en tufs d'encroûtements (ex : utilisation en corps de chaussée de la RN 1 entre Laghouat et Ghardaïa). Ces matériaux couvrent la totalité du réseau routier algérien en zone aride et semi-aride. Un aperçu de ce réseau est présenté en annexe 1.

2.1 Utilisation des tufs d'encroûtements en corps de chaussée

Les tufs calcaires sont utilisés en technique routière selon leur qualité. Ils sont utilisés le plus souvent sous forme de granulats non liés 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, 1966 ; Inal, 1980 ; Boularek, 1989), d'autres usages sont fréquents : accotements, couche de forme, pistes agricoles, etc.

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 de ces chaussées 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.

La figure I.4 présente l'utilisation d'un matériau en tuf pour l'opération de renforcement et réhabilitation de la liaison Tamanrasset - In Guezzam sur 150 Km de la Route Transsaharienne, qui constitue un vecteur de développement et de désenclavement des régions traversées, et un facteur de promotion des échanges avec les pays voisins, et c'est pour cette raison qu'elle a été baptisée «Route de l'Unité Africaine».



Figure I.4 – *Renforcement de la RN01 entre Tamanrasset - In Guezzam (Sebaa, 2006).*

Le traitement des tufs est préconisé dans des cas particuliers (zones soumises à des infiltrations souterraines ou à des ruissellements fréquents, matériaux présentant une insuffisance de leurs caractéristiques par rapport aux spécifications retenues).

2.1.1 Synthèse des spécifications géotechniques existantes

L'abondance du tuf, a conduit de nombreux pays à l'utiliser de façon courante et donc à établir des normes et des spécifications géotechniques à partir de l'expérience et des constatations faites sur chantiers.

De nombreux pays disposent de règles pour utilisation des tufs. En Algérie, ils sont classés en trois catégories par ordre de friabilité croissante, à savoir : (Carlos et De Os Horta , 1979)

- Les tufs à squelette ($L.A. < 35\%$), sont des matériaux qui seront retenus en premier lieu car ils se rapprochent le plus des graves classiques de concassage.
- Les tufs friables ($35\% > L.A. > 55\%$), sont les plus courants et les plus utilisés. ils ont une extraction facile et une mise en œuvre simple ;
- Les tufs pulvérulents ($L.A. > 55\%$), sont des matériaux d'extraction facile mais de mise en œuvre difficile.

La teneur en carbonate de calcium était limitée à 70%, les tufs recommandés en couche de chaussées étaient des tufs à squelette. Actuellement on prend en compte les critères de portance CBR ainsi que des indications sur l'indice de plasticité et la granulométrie.

Les règles et les spécifications sont d'ailleurs différentes selon les pays utilisateurs. Pour un même objectif les spécifications peuvent être différentes par le type de caractéristiques retenues et par le niveau des exigences.

On trouvera en annexe 1, plusieurs exemples de spécifications utilisés ou proposés actuellement dans certains pays (Colombier, 1988) :

Spécifications en Argentine (Province de la Pampa) pour tufs calcaires utilisés en couche de base ou de fondation pour un trafic $< 200 \text{ PL/J}$ ($> 5\text{t}$) et recouverte

d'une couche de roulement en enrobés bitumineux. Les caractéristiques retenues sont : la granulométrie, limites d'Atterberg, indice CBR immergé et le coefficient Los Angeles.

En Tunisie, proposés par le catalogue de dimensionnement des chaussées neuves et des renforcements. Le tuf calcaires est utilisé en couche de base ou de fondation sous une couche de roulement en enrobés bitumineux, ou en couche de fondation sous un couche de base traitée par un liant hydraulique ou bitumineux.

Pour l'Afrique du Sud, Netterberg propose des spécifications pour l'utilisation de tuf calcaires en couche de base de chaussées à couches de roulement en enrobés bitumineux.

Concernant l'Algérie, 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, sur la base des principes de la TRS (voir annexe 1), Struillou et Alloul (Struillou et Alloul, 1984) ont proposés des spécifications 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 (voir annexe 1). Les restrictions portent sur la granulométrie, la dureté (coefficient Los Angeles), l'indice de plasticité, la portance (indice portant CBR) et le pourcentage des sulfates et des 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. 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) (voir annexe 1).

Les trois spécifications, algériennes, 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.

Le tableau I.3 récapitule les différentes spécifications pour l'utilisation des tufs calcaire des différents pays utilisateurs.

Tableau I.3 – Comparatif des différentes spécifications pour l'utilisation des tufs calcaires.

Caractéristique	Couche	Algérie			Tunisie	Argentine	Afrique du Sud
		TRS (1966)	Struillou et Alloul (1984)	CTTP (2001)			
D_{max} (mm)	F	/	/	20 - 40	< 40	< 38	19 - 53 (selon le trafic)
	B				< 20		
% < 80 μm max	F	<30	≤ 30	22 - 32	< 20 (lu sur fuseau)	5 - 20	
	B				3 - 10		
Indice CBR Après immersion	F	/	40 - 100 Zone II et III	/	/	> 40	60 - 100 (selon le trafic)
	B		30 - 90 Zone IV (selon trafic)			> 80	
ICBR I	/	>40	/	/	/	/	/
Coefficient Los Angeles max	F	/	100	/	/	> 45	/
	B		35 - 100 (selon le				
% Carbonate CaCO_3	F	/	> 60	45	> 40		/
	B		>70		> 50		
% < 0,425 mm max		/	/	36 - 52	10 - 30 (lu sur fuseau)	10 - 30	15 - 55
Limite de liquidité		/	/	< 40		< 30	25 - 40 (selon le trafic)
Indice de plasticité		<13	< 10 Zone II < 13 Zone III < 16 Zone IV	< 15	< 10	< 6	8 - 15 (selon le trafic)
% Sulphates CaSO_4		/	Trace Zone II 5 Zone III		< 3		
Rc (MPa)		>0.2	/	/	/	/	/

La comparaison de ces différentes spécifications (tableau I.3) n'est pas très aisée du fait que les caractéristiques retenues ne sont pas unifiées pour tous les pays. Pour ce qui est des caractéristiques communes à tous les pays suscités, une comparaison possible cependant on constate que pour un même objectif (climat, trafic et utilisation) les spécifications sont différentes par le niveau d'exigence.

Pour l'établissement de spécifications communes et acceptables par la plupart des pays utilisateurs de tuf, il serait souhaitable d'introduire la notion de zone climatique proposée par Struillou et Alloul, vu la sensibilité de ce matériau à l'eau, en plus de la considération de niveau du trafic qui n'est pas pris en compte par les spécifications tunisiennes.

Entre autre les spécifications devront élargir l'utilisation du tuf et non pas se limiter seulement en couche d'assises de chaussées (couche de base et fondation)

en considérant les accotements, les couches de forme et les assises de route non revêtues ou protégées par un enduit superficiel.

Concernant les exigences, les seuils imposés semblent assez bien cernés pour l'indice de plasticité et pour l'indice CBR après immersion. L'influence de la teneur en carbonate de calcium, la valeur du bleu ainsi que le minimum de résistance en compression simple après 4 jours de conservation à 55 °C, serait à prendre en compte par l'ensemble des pays et nécessite des études communes et des constatations sur chantier pour fixer ces seuils (Colombier, 1988).

2.1.2 Durcissement des assises en tufs calcaires

Les chaussées construites en tufs calcaires sont généralement bonnes, lorsque les critères d'utilisation de ces matériaux et le drainage sont respectés.

Les assises en tuf durcissent par l'effet du compactage et après évaporation de l'eau. Les caractéristiques optimales sont atteintes rapidement, le durcissement est achevé quatre jours après le compactage, ce qui correspond à la durée de séchage (Morsli, 2006)

Les ingénieures routières, dans tout le pays utilisant les tufs calcaires, sont d'accord sur les constatations sur chantier suivantes (Colombier, 1988):

- Après compactage et séchage, les couches d'encroûtements calcaires durcissant. C'est dans la partie supérieure de la couche que le phénomène est 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 tufs voit sa teneur en eau fortement augmenter ;
- Durcissement est très inégal selon le gisement utilisé ;
- L'importance de ce durcissement influence le comportement dans le temps et sous le trafic des chaussées réalisées. Les chaussées sur lesquelles ce durcissement est le plus net se comportant mieux.

Cette dernière constatation montre tout l'intérêt pratique qu'il y a à mieux connaître ce phénomène.

2.1.3 Performances des chaussées en tufs calcaires

Pour illustrer cet aspect, nous citerons ci-dessous l'exemple de la RN6 (tableau I.4), qui permet de faire une idée des qualités de ce matériau lorsqu'il est correctement choisi et mis en œuvre.

Après plus de 30 ans, cette route garde un niveau de service acceptable, les dégradations sont en général des fissurations et des ornières de faibles amplitudes à part quelques déformations relativement importantes au niveau des bas-fonds et de la sebkha, comme on l'a déjà cité dans l'exemple du paragraphe précédent.

Tableau I.4 – Caractéristiques de la RN6 en Algérie (Améraoui, 2002).

TJMA moyen	1500 v/j
% poids lourdes	14 à 50%
Année de construction	1963
Trafic supporté	6,3 millions véhicules
Déflexion (1991)	Inférieur à 100/100 mm

Assise de chaussée : épaisseur 25 à 40 cm ; Sol support : sable limoneux ; Couche de surface : enduit superficielle bicouche ; Matériau : tuf calcaire de bonne qualité ; Courbe granulométrique contenue dans le fuseau « Beni Abbès » ; Résistance à la compression simple variant de 20 à 30 bars à 95% de compacité OPM.

2.1.4 Précautions lors de la mise en œuvre

Lors de la mise en œuvre des tufs calcaires il faut procéder a un compactage mécanique d'un seul coup, car si on essaie de rattraper des flashes en ajoutant du tuf, celui-ci n'adhère pas à la couche sous-jacente, c'est le phénomène de feuilletage. Pour y parvenir, il faut tout d'abord mouiller et scarifier la couche inférieure avant de mettre la couche supérieure (De Os Horta J.C. 1979).

Le tuf calcaire forme très vite une boue difficile à compacter et les fines carbonatées risquent d'être évacuer avec l'excès d'eau, si la teneur en eau du matériau lors de l'arrosage dépasse la teneur en eau optimale w_{opm} . Pour éviter ce problème, il convient de mouiller le matériau à une teneur en eau de 2 à 3% plus faible que celle de l'OPM (De Os Horta J.C., 1979).

Un bon drainage évite l'apparition des dégradations des chaussées à base de tuf calcaire : fissurations dues au retrait, vieillissement du tuf, dissolution des fines calcaires (Morsli, 2007).

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 (De Os Horta J.C., 1979). 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, ainsi que 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 de 4 à 5% des accotements, en alignement droit (De Os Horta J.C., 1979).

2.2 Synthèse des caractéristiques géotechniques et mécaniques des tufs calcaires

2.2.1 La granulométrie

La granulométrie des tufs est très variable selon la nature du matériau :

- Sur le matériau d'origine elle est sans signification ;
- Sur le matériau extrait, elle est très variable.

Considérant que les tufs calcaires sont des matériaux friables et fins, la granulométrie est réalisée avec toutefois une particularité : avant de procéder au tamisage, l'échantillon sera mis à détremper dans un bac d'eau pendant 12 à 24 heures. Cette opération permet aux mottes de se désagréger afin d'arriver aux conditions les plus défavorables de friabilité. Concernant les éléments inférieurs à 80 μm l'analyse est faite par sédimentation.

Les courbes granulométriques sont généralement continues avec une allure proche de celles des sables.

Les fuseaux granulométriques sont extrêmement variables selon les caractéristiques du matériau d'origine (voir annexe 1) et selon les processus d'extraction et d'élaboration (Colombier G., 1988).

L'évolution granulométrique au compactage des tufs calcaires peut être considéré comme étant un phénomène important. Ce phénomène est lié à la fois à la dureté du matériau et aux engins utilisés pour leur mise en œuvre et de compactage (Alloul, 1981 ; Ben-Dhia, 1983 ; Colombier, 1988; Boukezzi, 1997 et Améraoui, 2002).

Dans le but de la détermination d'une courbe granulométrique limite après compactage du matériau sous différentes énergies. Des essais ont été réalisés par différentes laboratoires sur différents types de tufs calcaires 0/40 mm de duretés moyennes. La figure I.5 représente les courbes des échantillons prélevés après différents niveaux d'énergie de compactage.

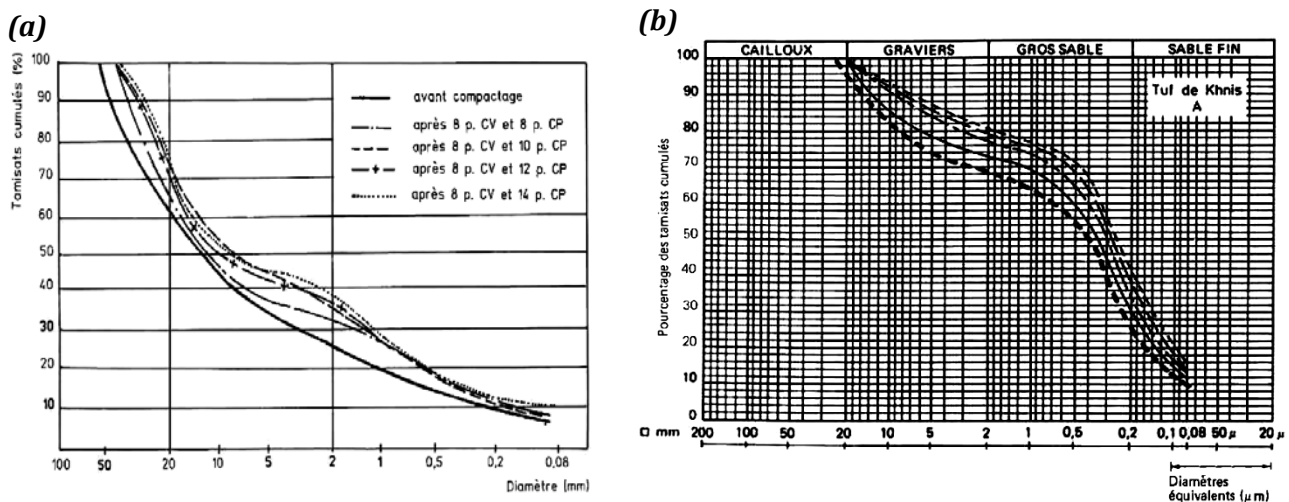


Figure I.5 – Evolution granulométrique d'un tuf calcaire (a) en fonction du nombre de passages d'un compacteur vibratoire (CV) et d'un compacteur à pneu (CP), (b) lors d'un compactage type Proctor (Ben-Dhia, 1983 ; Colombier, 1988).

Cette étude montre que :

- la granulométrie évolue au début de compactage, puis se stabilise ;
- l'allure de la courbe granulométrique d'origine est conservée ;
- la teneur en fines augmente de moins de 10% et le passant à 2 mm augmente de 10 à 20 %.

2.2.2 Essai de pollution des fines argileuses

Lorsqu'on veut réaliser avec des matériaux des couches de chaussées, il faut connaître le degré de pollution de ces matériaux par les fractions argileuses.

Comme nous le savons, l'excès d'argile rendra le matériau sensible à l'eau et aux déformations permanentes sous la circulation. Pour cela, la mesure de la pollution est appréciée par trois essais géotechniques :

2.2.2.1 Limites d'Atterberg

C'est l'essai actuellement le plus souvent réalisé et le plus universel, sur les tufs d'encroûtements calcaires. Pour évaluer la pollution argileuse, on fait souvent référence à la valeur de l'indice de plasticité.

Les valeurs trouvées varient dans la fourchette des inférieures à 5%, c'est-à-dire non mesurables, à 25%.

Pour les encroûtements murs, ces valeurs sont situées entre 8 et 15%. Ceci est une indication intéressante qui explique le fait que les particules calcaires fines sont peu plastiques.

Alloul (1981), donne une valeur moyenne de l'indice de plasticité I_p , pour les tufs calcaires et gypso-calcaires, de 13%.

En effet, les matériaux fortement calcaires présentent des indices de plasticité I_p plus faibles ($I_p = 6\%$ pour $\text{CaCO}_3 = 87\%$). Cette plasticité des tufs est due à un pourcentage d'argile fibreuse faible mais constante et adéquate, car elle donne une certaine cohésion, sans tout de même excéder à une plasticité qui la rend impropre à l'utilisation routière, notamment dans les zones climatiques subhumides et semi-arides.

2.2.2.2 L'équivalent de sable

Les valeurs de l'équivalent de sable obtenues pour les tufs calcaires varient entre 10 et 60%.

Cet essai n'a ici qu'une signification de comparaison entre plusieurs échantillons; lorsqu'il est réalisé sur la totalité de la fraction 0/5 mm du matériau, la teneur en éléments inférieurs à 80 μm peut varier de 10 à 80%, ce qui influe considérablement sur la valeur de l'équivalent de sable ES et renseigne peu sur la qualité des fines. A titre d'indication, le tableau I.5 donne des valeurs de ES minimum pour la construction routière proposée par HREEM.

Tableau I.5 – Spécification de ES pour la construction des chaussées.

Matériaux	ES minimum
Graves pour couche de base	30
Agrégats pour route mixte	35
Agrégats pour enrobées denses	45
Agrégats pour béton bitumineux	55
Sable pour béton	80

2.2.2.3 Essai au bleu de méthylène

Les valeurs de bleu de méthylène obtenues sur les tufs calcaires sont comprises entre 0,2 et 1,5. (Le résultat est exprimé en gamme de bleu de méthylène absorbée par 100 g de matériau). Ces valeurs dénotent de la surface spécifique offerte par les argiles, en considérant que les fines calcaires réagissent très peu.

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.

Actuellement, la classification retenue pour les sables est applicable aux encroûtements calcaires (Colombier G., 1988) :

Tableau I.6 – Classification des sols selon la valeur de VB.

Classification	Valeur de VB
Matériau propre	$VB < 0,2$
Matériau légèrement pollué	$0,2 < VB < 0,5$
Matériau pollué	$0,5 < VB < 1,0$
Matériau très pollué	$VB < 1,0$

2.2.3 Essai de compactage et de portance

2.2.3.1 Essai Proctor modifié

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

Plusieurs auteurs ayant réalisés des essais de ce type s'accordent sur les constatations suivantes :

- Les poids volumiques optimaux sont en général comprises entre 17 et 20 kN/m³, les valeurs inférieures à 16 kN/m³ dénotent d'une altération de l'encroûtement, et d'un matériau calcaire trop fin;
- Les teneurs en eau optimales sont très variables, mais en général élevées, et comprises entre 8 et 15% elles peuvent atteindre ou dépasser parfois 20%;
- Les densités les plus faibles correspondent aux teneurs en eau les plus élevées;

- Les courbes OPM sont relativement plates pour les tufs non plastiques ($I_p < 5$); la densité optimale est peu influencée par la variation de la teneur en eau (figure I.6);
- La présence d'argile ($I_p > 10$) conduit à des courbes pointues, la densité chute fortement lorsque l'on s'écarte de la teneur en eau optimale.

2.2.3.2 Essai CBR

L'essai de poinçonnement CBR est souvent réalisé sur les tufs d'encroûtements, car son résultat est retenu dans les spécifications de nombreux pays.

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

Pour les tufs d'encroûtements calcaires utilisés en corps de chaussée, les valeurs de l'indice CBR 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 de l'indice CBR après immersion sont en général comprises entre 30 et 100.

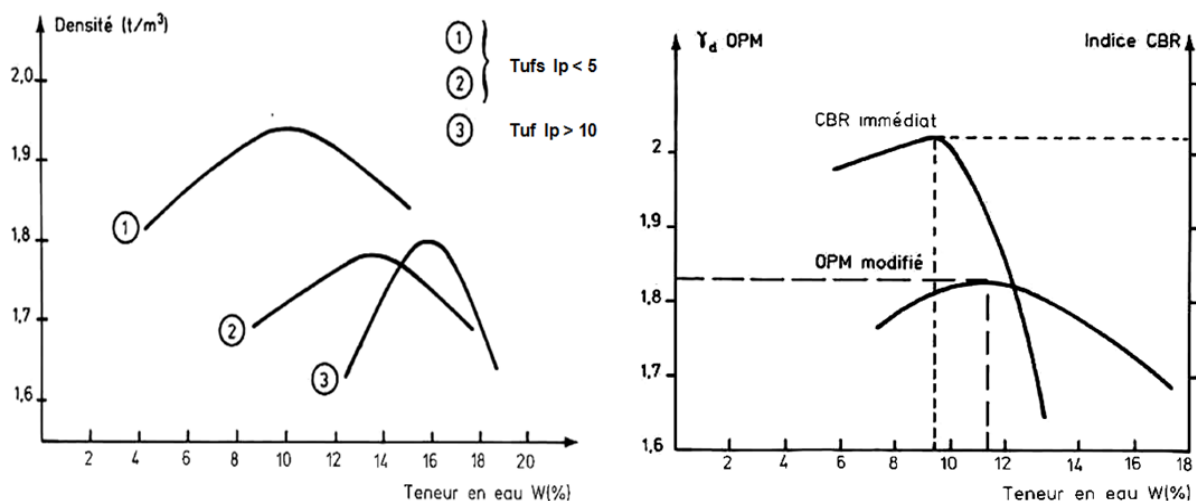


Figure I.6– Exemple de courbe Proctor modifiée et CBR (Colombier, 1988).

2.2.4 Résistance aux chocs et à l'abrasion

Les caractéristiques mécaniques des grains sont évaluées selon leurs duretés et leurs résistances et selon leurs déformabilités. La dureté des granulats est un facteur à prendre en compte dans la classification des matériaux non liés des chaussées souples. En absence de liant, les granulats sont amenés à supporter plus d'efforts d'attrition et de fragmentation. La résistance à ce genre d'agression repose sur la nature minéralogique des granulats. Cette résistance est mesurée par l'essai Los Angeles (LA) et par l'essai micro-Deval en présence d'eau. Selon les valeurs de ces deux essais, quatre classes de dureté sont définies (figure I.7).

2.2.4.1 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, les tufs calcaires issus de la croute ou de la dalle peuvent être beaucoup plus durs et résistants et ils peuvent être soumis aux essais traditionnels.

Les éléments soumis à l'essai ont été obtenus par lavage.

Les coefficients Los Angeles mesurés sur les tufs d'encroûtements calcaires varient entre 30 (pour les dalles les plus compactes) et 70 à 80 (pour les croutes les plus friables). Au-delà de ces valeurs, l'essai est sans intérêt.

2.2.4.2 Essai Micro Deval humide

Cet essai qui caractérise la résistance à l'abrasion en présence d'eau est peu réalisé sur les matériaux d'encroûtements calcaires. Les quelques essais réalisés sur des matériaux relativement tendres ont donné un coefficient MDE > 80 ; ce qui indique une sensibilité très nette du tuf lorsqu'il est en présence d'eau.

Les résultats des coefficients LA et MDE, situent les tufs hors des classes admises par les spécifications des matériaux routiers habituels.

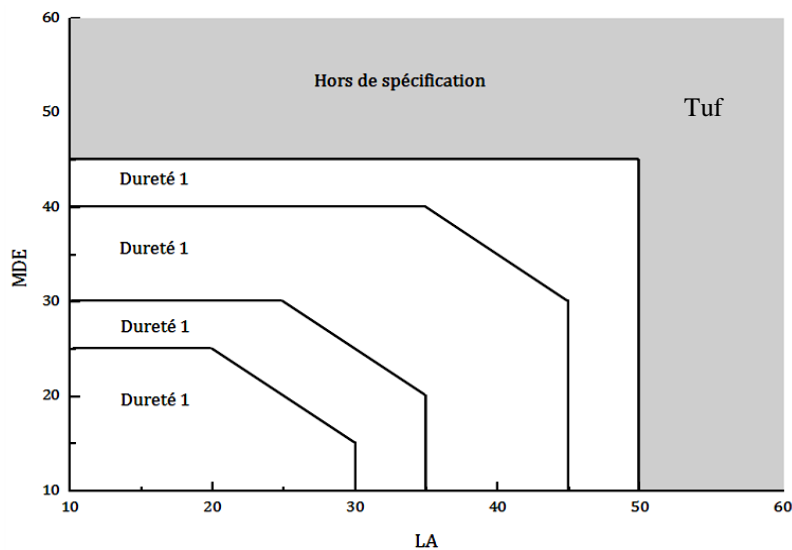


Figure I.7 – Classe de dureté pour les sols (Habiballah, 2003).

2.2.5 Composition chimique

Les encroûtements calcaires sont formés d'apport et cimentation dans un sol d'origine de carbonate de calcium. Selon l'avancement du processus de formation et la nature du sol d'origine, la teneur en carbonate sera variable. On conçoit donc que cette caractéristique aura une influence très importante sur les propriétés du matériau.

La teneur en CaCO_3 (calcimétrie) est déterminée par attaque à l'acide chlorhydrique selon la norme NF P 94-048. Elle varie pour les matériaux qui nous intéressent, entre 40 à 95 % (Colombier G., 1988).

2.2.6 Récapitulatif des caractéristiques géotechniques et mécaniques

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. Nous présentons en annexe 1 un tableau résumant les différents essais de caractérisations effectués sur les encroûtements calcaires et quelques matériaux routiers.

Le tableau I.7 récapitule les caractéristiques géotechniques et mécaniques de quelques tufs d'encroûtements calcaires du Nord d'Afrique (Algérie et Tunisie).

Tableau I.7 – Récapitulatif des caractéristiques géotechniques et mécaniques de quelques tufs d'encroûtements calcaires.

	<i>Tuf calcaires</i>							
	Ain Oussera	Sidi Khettab	Mazaghran	Kreider	Tafraoui	Ain El beidha	El Biban	Khenis
% <0.4 mm	22	62	32	34	40	40	43	55
% <80 μm	21	28	19	21	27	-	27	10
<i>I_p</i> (%)	13	10	8	23	10	23	-	-
<i>VB</i> (%)	-	-	-	-	0,71	0,26	0,05	0,09
<i>ES</i> (%)	16	13	17	26	30	37	23	35
<i>w_{OPM}</i> (%)	15,3	9,3	8,2	23	9	11	12,5	11
<i>γ_{dOPM}</i> (t/m³)	1,72	1,98	2,06	1,53	2,1	1,85	1,83	1,8
<i>ICBR_{rimer}</i>	85	68	33	-	60	57	73	80,4
<i>LA</i> (%)	67	25	37	47	36	15	35	20
<i>CaCO₃</i> (%)	77	59	75	74	88	78	75	47,8

3 Comportement Mécanique Des Tufs

3.1 Comportement mécanique des tufs non traités

Le comportement mécanique 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). Des études en laboratoires ont été faites pour bien connaître le comportement au compactage des tufs calcaires selon leurs caractéristiques géotechniques (Alloul, 1981 ; Ben-Dhia, 1983 ; Colombier, 1988 ; Kali, 1991 ; Boukezzi, 1997 ; CTTP, 2001 ; Morsli, 2007 ; Morsli et Bali, 2009). Ces recherches, ont été appuyées sur des essais au

laboratoire pour étudié le phénomène de durcissement, et des essais à l'appareil triaxial à chargements statique et à chargements répétés.

Le comportement des tufs a été comparé à celui de trois graves issues de matériaux durs (Los Angeles < 30). Ces matériaux ont été utilisés en couches de fondation sur des autoroutes françaises.

3.1.1 Durcissement au laboratoire des tufs compactés

La méthode la plus courante pour reproduire en laboratoire le durcissement constaté sur chantier (§2.1.2), consiste à fabriquer des éprouvettes de tufs compactés et à mesurer l'évolution de leur résistance en compression simple dans le temps, selon divers mode de conservation. Plusieurs études montrent cependant que, si le phénomène est effectivement constaté et reproduit en laboratoire, les explications qui en sont données peuvent être différentes et même contradictoires (Alloul, 1981 ; Ben-Dhia, 1983 ; Boukezzi, 1997).

La figure I.8 représente l'évolution de la résistance en compression en fonction du temps pour des tufs calcaire, extraits de zones différentes, conservés en trois modes différents.

De ces résultats, ils ont constatés que:

- Lorsque la teneur en eau est maintenue constante il y a peu ou pas d'évolution dans la résistance en compression. Par contre lorsqu'une dessiccation est possible, le durcissement des éprouvettes conduit à une augmentation importante des résistances en compression qui peuvent être multipliées par 10.
- La température accélère le phénomène de durcissement, mais qu'à long terme, on tend vers une même résistance finale quel que soit la température de conservation.
- Pour des matériaux d'encroûtements différents, les résistances atteintes peuvent être très différentes.

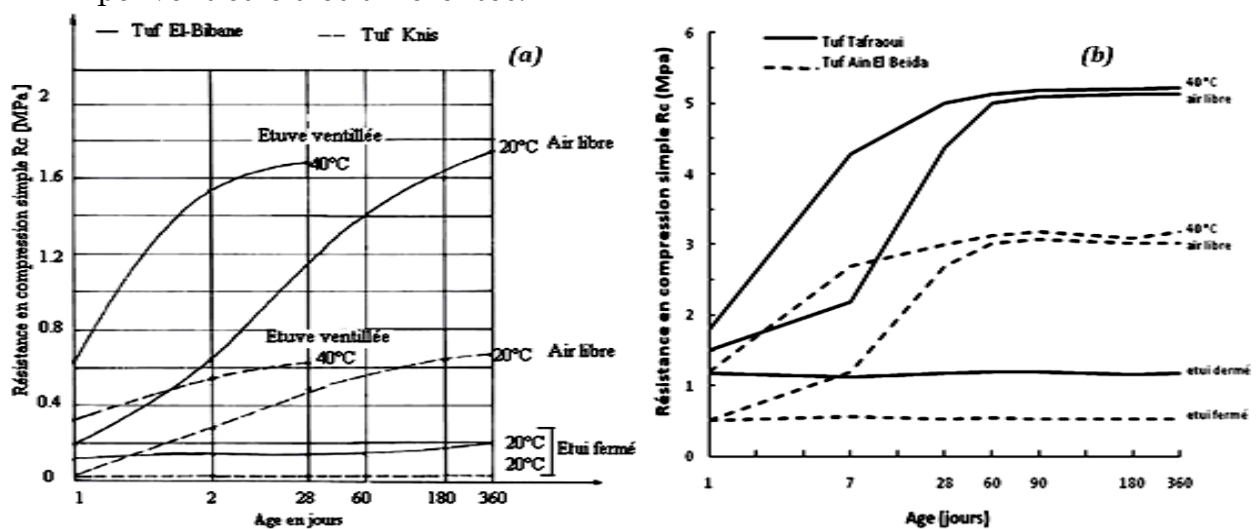


Figure I.8 – Evolution de la résistance en compression en fonction du temps pour deux tufs calcaire conservés en trois modes différents (a) Tufs tunisien (Ben-Dhia, 1983), (b) Tuf algérien (Boukezzi, 1997).

3.1.2 Influence de la teneur en eau

Malgré les efforts faits pour imperméabiliser les revêtements routiers et éviter la pénétration de l'eau dans les corps de chaussées, l'état hydrique de ces derniers évolue avec les saisons (Silvestre, 1986 ; Raimbault, 1986 ; Raimbault et Silvestre, 1990).

L'influence de l'état hydrique a été étudiée sur de nombreux sites réels par Maree (Maree et al., 1982). Il montre 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 Figure I.9 résume les effets observés lors d'un apport d'eau dans la chaussée.

L'état hydrique est liée directement à la teneur en fines, cette dernière 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).

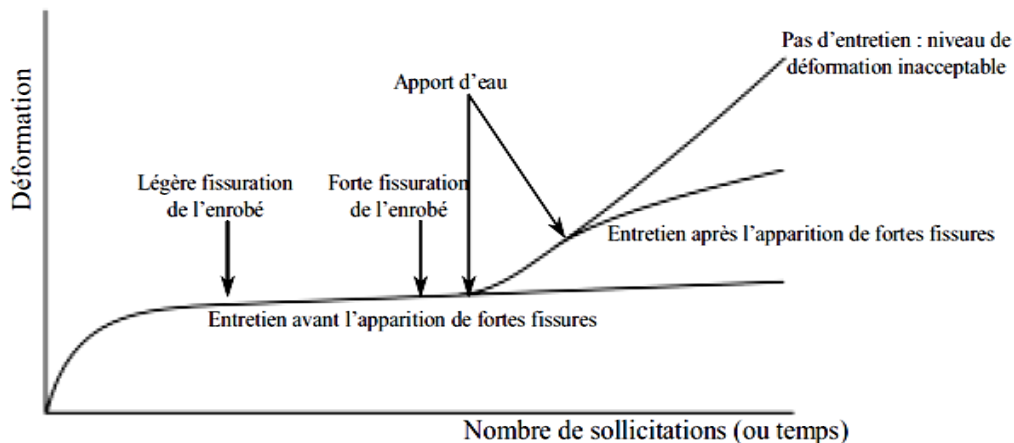


Figure I.9 – *Évolution de la déformation de la chaussée lors d'un apport d'eau (Maree et al., 1982).*

Lorsque l'entretien de la surface de la route est fait suffisamment tôt (dès l'apparition des premières fissures), l'infiltration de l'eau dans les matériaux non traités est stoppée et les déformations de la chaussée restent acceptables. Si l'entretien n'est pas fait à temps, les déformations de la chaussée augmentent brutalement et croissent rapidement jusqu'à des niveaux inacceptables.

Paute (Paute et al., 1994a) et Hornych (Hornych et al., 1998) étudient la sensibilité à l'eau de graves issues de roches calcaires et éruptives. Ils rapportent que l'élévation de la teneur en eau conduit à une augmentation des déformations, qui devient très importante lorsqu'on approche la valeur à l'OPM. Ils remarquent également que cette influence dépend de la nature minéralogique des matériaux et montrent que les graves calcaires sont nettement plus sensibles que les autres. La Figure I.10 illustre ces résultats sur trois graves, à travers l'évolution de la valeur de A_{1c} (qui représente la déformation permanente axiale asymptotique selon la norme NF P 98-129) en fonction de la teneur en eau (Hornych, 1998). Les teneurs en eau résiduelles mesurées sur des chaussées expérimentales ont été

reportées sur la figure indiquant des niveaux de déformation plus élevés pour le microgranite.

L'évolution de la déformation permanente en fonction de la teneur en eau apparaît très fortement non linéaire. Pour le calcaire tendre par exemple, une augmentation de 0,5 % de teneur en eau n'entraîne pas le même accroissement de déformation si le matériau est à $w-w_{OPM} = -2$ ou à $w-w_{OPM} = -1$.

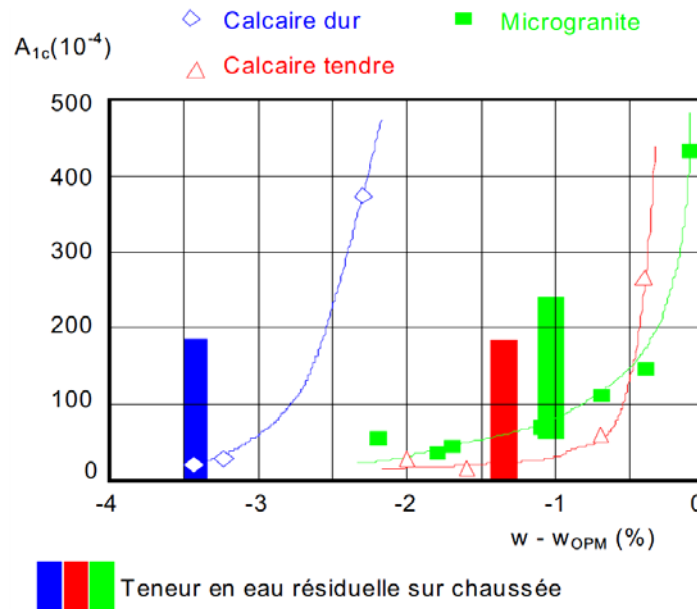


Figure I.10 – *Évolution de la déformation permanente axiale caractéristique en fonction de la teneur en eau pour des graves calcaires et micro granitiques (Hornych et al., 1998).*

Concernant les matériaux tufs d'encroûtements calcaires, la forte augmentation de la teneur en eau a un effet négatif. Les essais d'immersion (Tableau I.8) ont montré que les éprouvettes de tufs calcaires compactées et durcies après dessiccation ont été détruites après immersion au bout de moins de deux heures (Alloul, 1981 ; Boukezzi, 1997 ; Goual et al., 2005a).

Tableau I.8 – *Résultats des essais d'immersion sur différents tufs calcaires.*

Tufs calcaires	Temps et mode de conservation	Temps de destruction après imbibition	Auteurs
- Ain Oussera - Kreider - Sidi Khettab	Après 4 jours de séchage à 55 °C	2h 1h 45' 1h 30'	(Alloul, 1981)
- Tafraoui - Ain El Beida	Après 1 an de séchage à l'air libre	Les éprouvettes sont détruites très rapidement	(Boukezzi, 1997)
- Laghouat	Après 90 jours de séchage à l'air libre	Les éprouvettes sont détruites très rapidement	(Goual et al., 2005a)

Plusieurs explications ont été données pour le phénomène de durcissement, basant sur des analyses en diffraction X et au M.E.B., entre autre nous citons :

- L'hypothèse émise par **A. Poton**, lors de la construction de la RN 1 entre Laghouat et Ghardaïa et selon laquelle : *le durcissement est dû à une dissolution possible d'une partie de Calcite lors de l'imbibition et du compactage et recristallisation après séchage.*
- **Alloul**, estime qu'il n'y a pas eu apparition de nouvelles formes cristallines au sein du matériau. Il conclut que : *le durcissement constaté est dû uniquement à un arrangement des grains lors de l'imbibition et du compactage.*
- **Ben-Dhia**, a simulé le phénomène tel qu'il se passe dans une chaussée en soumettant une éprouvette ($\phi=10$ cm et $h=20$ cm) immergée à sa base à une élévation de température ou une dépression en surface pendant une journée (figure I.11). Les éprouvettes soumise à l'essai ont été sciées et analysées au M.E.B. Les photos prises montrent que des zones de dissolution sont apparues à la partie inférieure (la base de l'éprouvette) et que dans la partie supérieure, il y a eu dépôt et recristallisation de calcite. Ce résultat, a confirmé hypothèse que : *l'auto stabilisation des tufs calcaires est due à une dissolution partielle du carbonate de calcium sous l'action d'eau et du CO_2 et à sa recristallisation après dessiccation.*

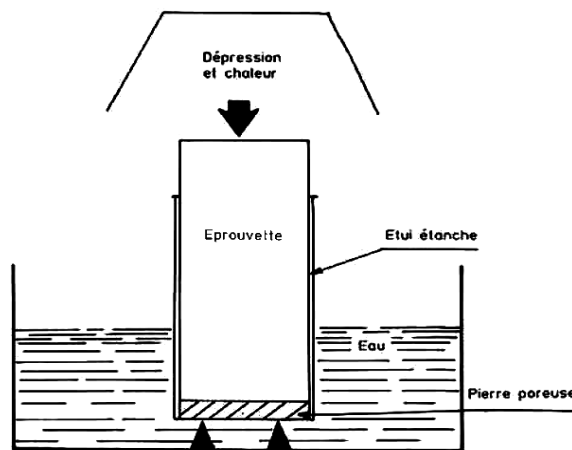


Figure I.11 – Simulation du durcissement dans une couche sous l'effet de la température ou de la dépression (Ben-Dhia, 1983).

3.1.3 Chargement statiques

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

Deux conclusions importantes ont été tirées de ces travaux :

- Les matériaux d'encroûtement calcaires ont un angle de frottement interne plus faible que celui des graves issues du concassage de matériaux plus durs, par contre leur cohésion est plus élevée.

- Les déformations correspondant à 95 % de la charge maximale supportée (ϵ_{95}) sont inférieures à celles des graves de matériaux durs ; ce qui est un élément très favorable.

Les caractéristiques de rupture et les paramètres a et b de l'équation de la déformation à la rupture de quelques tufs et de graves témoins figurent dans le tableau I.9.

Tableau I.9 – Caractéristiques de rupture et de déformations pour différents tufs et graves témoins.

Auteurs	Matériau	$\tau = \sigma \tan \varphi + C$		$q = M P + q_0$		$\epsilon_{95} = a \sigma_3 + b$	
		C (bars)	φ (°)	M	q_0 (bars)	b (10^{-4})	a (10^{-4}) bars
Alloul, 1981	Tuf Ain Oussera	0,52	58,00	2,36	0,77	-	-
	Tuf Mazaghran	1,08	61,00	2,46	1,48	-	-
	Tuf Kreider	0,48	57,00	2,33	0,73	-	-
	Tuf Sidi Khettab	0,95	48,00	1,98	1,69	-	-
Morsli, 2007	Tuf Béchar	0,13	37,60	1,53	0,26	-	-
Boukezzi, 1997	Tuf Tafraoui	1,80	35,00	1,51	3,40	195.33	23.00
	Tuf Ain El Beida	1,22	29,50	1,23	2,23	131.33	44.00
Ben Dhia, 1983	Tuf El Bibane	1,00	39,60	1,56	2,50	80.35	03.00
	Tuf Khenis	0,65	35,75	1,73	1,01	95.25	29.70
	Grave concassée	0,68	53,00	2,18	1,00	316.0	38. 03
	Grave roulée	0,16	45,50	1,89	0,25	70.00	42.16
	Grave corrigée	0,20	47,00	1,92	0,32	124.0	23.55
	Grave Roulée corrigée	0,26	45,50	1,90	0,46	79.00	41.27

3.1.4 Chargement répétés

Depuis quelques années, l'essai triaxial à chargements répétés est apparu à de nombreux chercheurs comme étant le procédé qui pouvait permettre l'approche rationnelle du comportement des matériaux non traités à cause de la similitude dans l'application des contraintes avec le mode de chargements des chaussées par le trafic. C'est pourquoi les Laboratoires des Ponts et Chaussées ont mis au point un appareil triaxial à chargements répétés (le TCR), spécialement conçu pour étudier et classer les sols supports de chaussées et les matériaux non traités utilisés en couche d'assise.

Il 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 des 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. 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 (figure I.12). 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 I.13 représente la cellule triaxiale et son instrumentation, et la Figure I.14 schématise le type de sollicitation cyclique que permet de reproduire le TCR (Paute et al., 1994b).

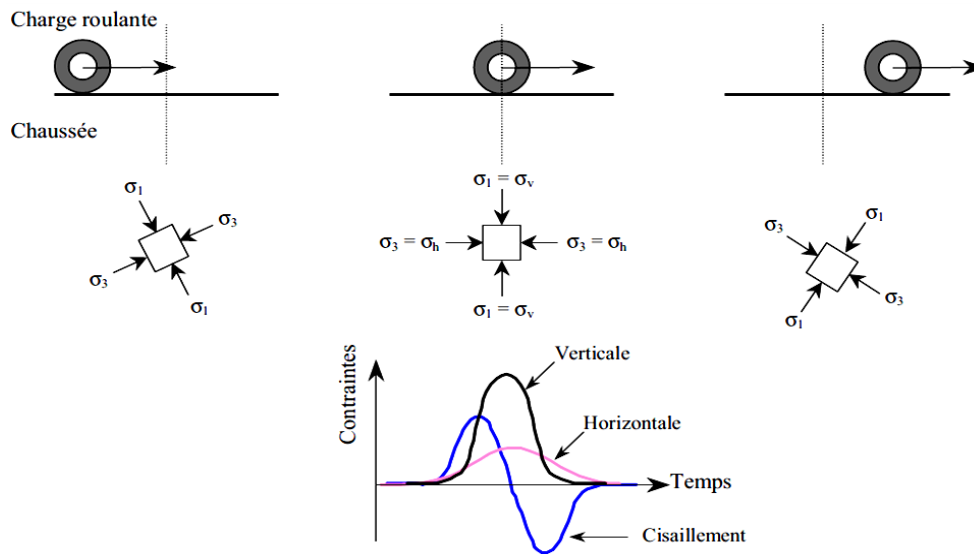


Figure I.12 – Sollicitations induites dans le corps de chaussée lors du déplacement de la charge roulante – Mise en évidence de la rotation des directions principales des contraintes (Gidel, 2001).

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

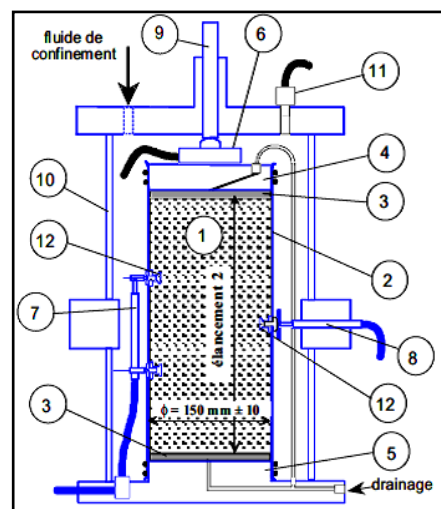


Figure I.13 – Schéma de la cellule de l'appareil triaxial à chargement répété (Paute et al., 1994a cités par Gidel, 2001).

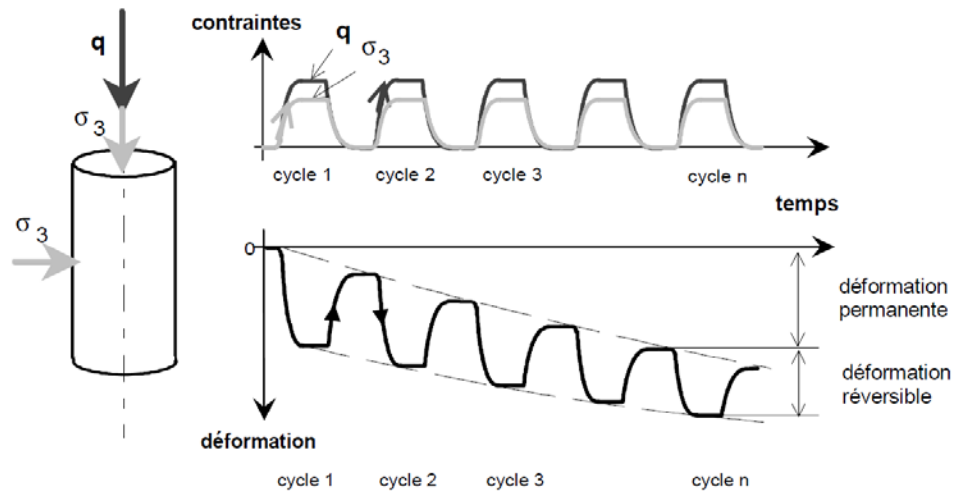


Figure I.14 – Type de sollicitation triaxiale reproduite au TCR (Paute et al., 1994b).

Les études réalisées par Paute et Ben-Dhia (Ben-Dhia, 1983 ; Ben-Dhia et al., 1984) au laboratoire régional des ponts et chaussées de St Briec (France) sur deux tufs calcaires de la région tunisienne de granulométrie 0/20 compactée par vibrocompression à l'OPM sous forme d'éprouvettes cylindriques 16×32 cm². Les essais sont réalisés avec drainage.

La méthodologie d'essai comprend deux phases distinctes :

- Étude des relations entre les déformations *réversibles* et les contraintes appliquées ;
- Étude des relations entre les déformations *permanentes* et les contraintes appliquées.

D'après cette étude, les auteurs ont pu tirer les constatations suivantes:

Les déformations réversibles d'un matériau non lié proviennent :

- de la compressibilité du squelette minéral ;
- des glissement et rotations de particules en elles ;
- de rupture et d'attrition des grains du matériau.

La figure I.15-a, montre comment varie le module de Young en fonction de la contrainte moyenne. Dans ce domaine le tuf a un comportement qui se rapproche de celui d'un matériau exceptionnel (0/20 calcaire dur de roche massive), et a un comportement identique à celui d'un bon grave non traitée.

Par ailleurs, la sensibilité aux déformations permanentes des deux tufs étudiés est comparable à celle de graves couramment utilisées en assise de chaussée tel que le montre les résultats d'essais au TCR sur des éprouvettes de différents matériaux, soumises à 10⁵ chargements, pour une contrainte latérale constante et pour différentes valeurs du déviateur cyclique q (figure I.15-b). Ces déformations irréversibles se concentrent principalement dans le sol support et/ou l'assise de la chaussée (Larsen, 1997).

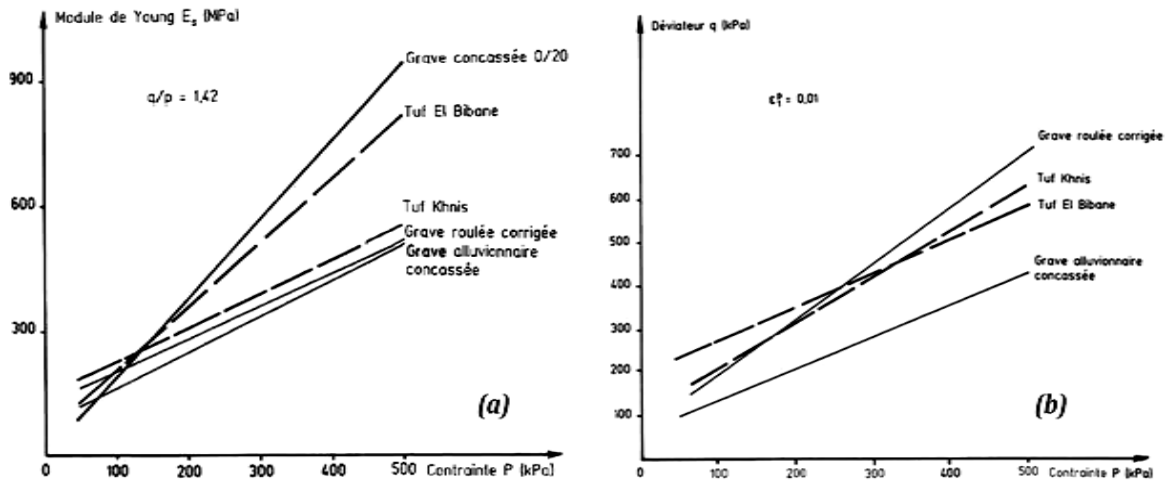


Figure I.15 – (a) Variation du module de Young en fonction de la contrainte moyenne (Ben-Dhia, 1983, (b) Courbes d'iso-déformations permanentes pour 10^5 chargements (Ben-Dhia, 1983, Ben-Dhia et al., 1984).

3.1.5 Comportement après dessiccation

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

- En chargement répétées les déformations permanentes deviennent très faibles (figure I.16).
- En chargement statique, on constate que les cohésions sont multipliées par 5 ou plus et les angles de frottement interne conservés (figures I.17 et I.18).

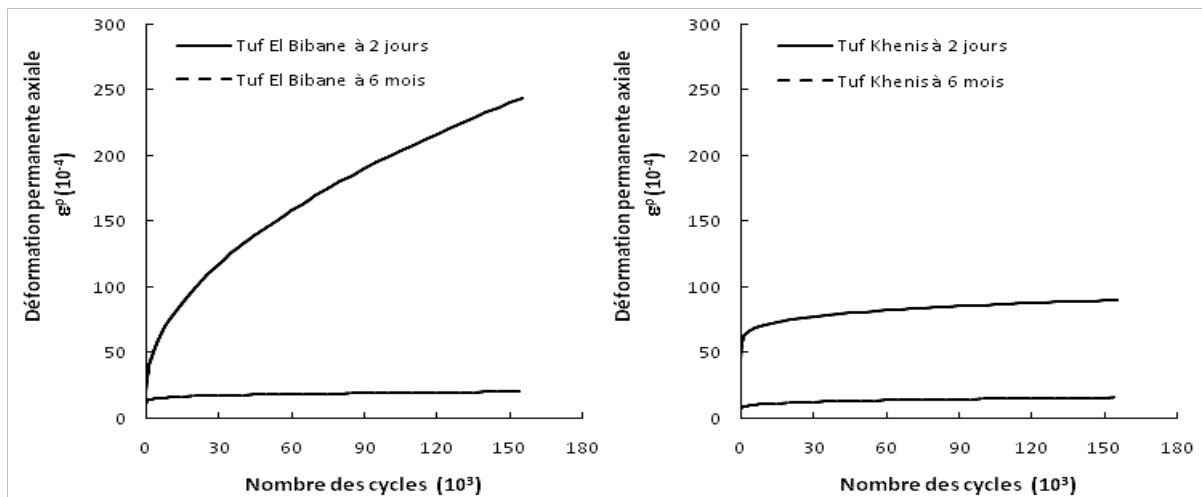


Figure I.16 – Comparaison de l'évolution des déformations permanentes en fonction du nombre des cycles de chargement à 2 jours et après 6 mois de conservation avec dessiccation pour deux tufs différents (Ben-Dhia, 1983).

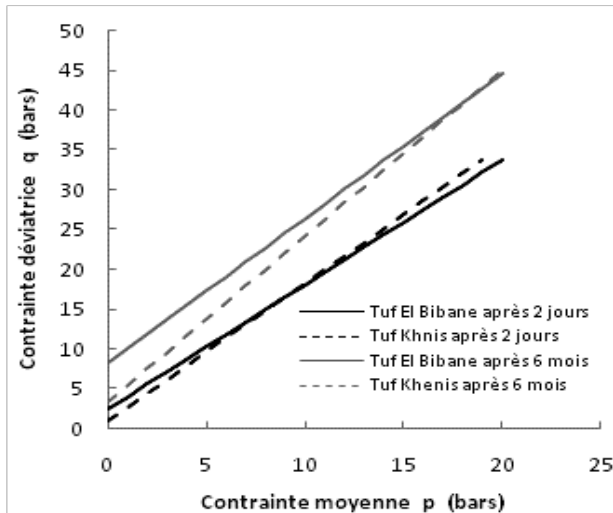


Figure I.17 – Limites des charges supportables immédiates et après 6 mois de conservation avec dessiccation (Ben-Dhia, 1983).

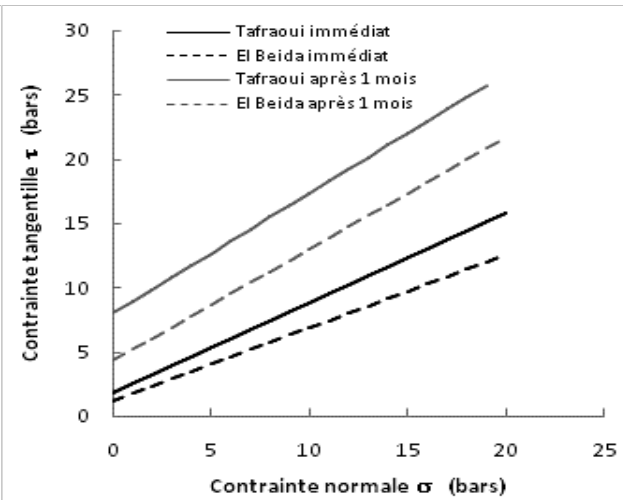


Figure I.18 – Limites des charges supportables immédiates et après 1 mois de conservation avec dessiccation (Boukezzi, 1997).

3.2 Comportement mécanique des tufs traités

Le monde a connu depuis les années quarante de très grands progrès scientifiques et techniques dans tous les domaines. En ce qui concerne les chaussées, le trafic est devenu plus intense et plus lourd. Alors, la conception de la route, celle des structures des chaussées et les exigences sur les matériaux utilisés dans la construction routière ont connu aussi une nouvelle ère. Pour profiter au mieux des matériaux naturels (*tufs*), on modifie leur granulométrie en supprimant une fraction ou au contraire en leur ajoutant un matériau correcteur afin d'améliorer leur compacité ; le comportement mécanique est étroitement lié à cette dernière. Mais pour avoir des chaussées à des prix raisonnables qui peuvent supporter de forts trafics, la correction granulométrique s'est avérée insuffisante. Il a fallu donc recourir aux traitements par des liants hydrauliques (les ciments, les chaux, les laitiers de hauts fourneaux, les cendres volantes, etc.).

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.

Pour une utilisation des tufs en corps de chaussée, sous un fort trafic, la solution est généralement apportée par la stabilisation à l'aide de liants hydrauliques (Domec et Alloul, 1980 ; Colombier, 1988; CEBTP, 1991; Boukezzi, 1997 ; Hachichi et al.2000).

Selon l'utilisation prévue ou en fonction du type de sol à stabiliser, il existe plusieurs types de traitements des sols qui ne diffèrent que par la nature du liant utilisé. En France, on utilise presque exclusivement les traitements suivants :

- Le traitement à la chaux (selon les normes NF EN 459-1 et NF P 98-101) dans le cas de sols fins destinés à une utilisation en remblais ou en couches de forme ;

- Le traitement au ciment (selon la norme NF EN 197-1) ou au liant hydraulique routier (LHR) (selon les normes NF P 15-108 et ENV 13 282 ou avis technique du Comité Français pour les Techniques Routières - CFTR) dans le cas de sols peu plastiques ou peu argileux destinés à une utilisation en remblais ou en couches de forme ;
- Le traitement mixte à la chaux puis au ciment ou au liant hydraulique routier destiné à une utilisation en couches de forme.

3.2.1 Objet du traitement

Certains sols, limoneux ou argileux, en raison de leur propriétés géotechniques intrinsèques et (ou) de leur teneur en eau sont considérés comme des matériaux mauvaises ou médiocres, créant un handicap économique et technique pour le maître d'œuvre et pour l'entreprise. Le plus souvent, ces sols sont mis en dépôt et remplacés par d'autres de meilleure qualité.

Selon le comité français pour les techniques routières (CFTR, 2002), le traitement aux liants hydrauliques peut apporter une solution aux problèmes posés par ces sols, à la fois en modifiant leur nature et en améliorant leur état. Il permet d'utiliser des sols impropres au réemploi ou de qualité médiocre dans leur état naturel, et d'exécuter les terrassements dans des conditions normales de travail tout en diminuant la susceptibilité du chantier aux intempéries.

3.2.2 Notions générales à connaître pour faire du traitement des sols

Les paramètres indispensables à connaître pour la réalisation d'un traitement de sol sont :

- l'identification des sols (granularité, l'argilosité, état hydrique, les constituants chimiques indésirables, etc.)
- la chaux (présentation, teneur en chaux libre, réactivité à l'eau)
- les liants hydrauliques routiers (proportion et nature des constituants) la proportion et la nature des constituants des liants hydrauliques.

Les mécanismes régissant les interactions entre les sols et la chaux ou les liants hydrauliques diffèrent sensiblement suivant la nature des matériaux en présence. La connaissance de ces principes permet de réaliser une bonne adéquation entre sols et produits de traitement pour un chantier donné.

L'action des liants hydrauliques est principalement due à la prise hydraulique qui produit la cimentation des éléments granulaires présents dans le sol.

L'action de la chaux et des liants hydrauliques routiers riches en chaux comportent plusieurs aspects. Il se produit sur les sols argileux une réduction instantanée de l'argilosité avec floculation ainsi qu'une modification de son état hydrique.

Dans le cas des remblais courants, si le contexte géologique laisse apparaître une probabilité significative de présence dans le sol d'éléments perturbateurs, une vérification de l'aptitude du sol à être traité avec le produit envisagé doit être au préalable réalisée.

Les études géotechniques doivent donc permettre de qualifier le sol afin de déterminer les quantités de produit à introduire dans le sol.

Les études économiques consistent à comparer l'estimation du coût de la solution traitement avec celle de solutions alternatives traditionnelles.

3.2.3 Action des liants sur les sols

3.2.3.1 Action de la chaux sur les sols

Les sols fins, c'est-à-dire les sols qui contiennent des proportions notables d'argiles et de limons, ont des propriétés routières déplorables. Ils gonflent et deviennent plastiques en présence d'eau, se rétractent avec la sécheresse, foisonnent sous l'effet du gel. Ils n'ont donc aucune stabilité face aux variations climatiques. Ils peuvent ainsi se trouver, soit dès l'extraction, soit à la suite d'intempéries, à un degré de consistance tel que la circulation des engins devienne difficile, voire impossible, ce qui par voie de conséquence rend leur utilisation délicate.

Compte tenu de ses propriétés, la chaux modifie de façon sensible le comportement des sols fins argileux ou limoneux, grâce à trois actions distinctes :

- ***Une diminution de la teneur en eau***

La teneur en eau d'un mélange sol-chaux se trouve abaissée en raison de :

- L'apport de matériaux secs ;
- La consommation de l'eau nécessaire à l'hydratation de la chaux (chaux vive) ;
- L'évaporation d'eau suite à la chaleur dégagée par la réaction d'hydratation et par l'aération provoquée par le malaxage.

En moyenne, la diminution de la teneur en eau d'un sol traité est de l'ordre de 1 à 2 % pour 1 % de chaux (Cabane, 2004 ; CIMbéton, 2004).

- ***Des modifications immédiates des propriétés géotechniques du sol***

L'incorporation de chaux dans un sol (argileux), développe une agglomération des fines particules argileuses en éléments plus grossiers et friables : c'est la floculation. Ce réarrangement des particules du sol ainsi que l'évaporation d'une partie de l'eau interstitielle entraîne la contraction de l'agrégat. L'agrégat ainsi formé est appelé grumeau.

La Figure I.19 montre la granulométrie apparente, sous forme de grumeaux, d'un limon après chaulage à 1 % et malaxage. La figure I.20 présente un schéma du mécanisme de l'action de la chaux sur le limon.

Une amélioration du sol réussie se traduit par la formation d'agrégats (grumeaux) résistant à une série d'immersions (Khattab, 2002).

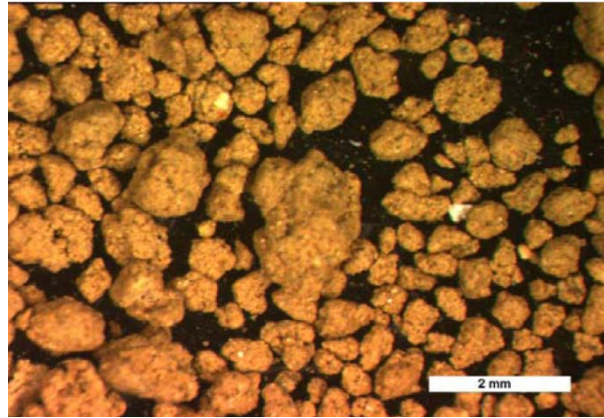


Figure I.19 – Observation à la loupe binoculaire de grumeaux formés à partir d'un limon chaulé à 1% (Cabane, 2004).

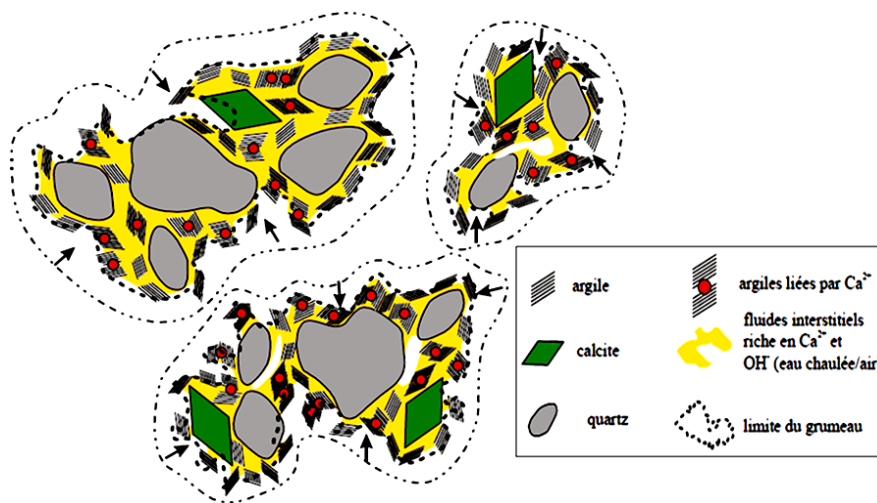


Figure I.20 – Schéma de l'action de la chaux sur le limon (Cabane, 2004).

L'incidence de ces réactions sur le mélange sol-chaux sont :

1. Une diminution de l'indice de plasticité I_p . Cette diminution résulte de l'augmentation de la limite de plasticité, augmentant ainsi le domaine plastique du sol;
2. Un aplatissement de la courbe Proctor avec diminution de la valeur de la densité sèche maximale atteinte et décale la position de l'optimum vers des teneurs en eau plus importantes (figure I.21).
3. Une portance des sols améliorée par l'augmentation de l'indice portant immédiat. Ainsi l'indice CBR est de 4 à 10 fois plus élevé que pour un sol non traité (Cabane, 2004). Cette portance caractérise l'aptitude du matériau à supporter les opérations de mise en œuvre, c'est la compactibilité et à ne pas se déformer au jeune âge sous le trafic du chantier ou sous la circulation, c'est la *traficabilité* (figure I.22) ;
4. les sols sont rendus insensibles au gel pour une formulation supérieure à 3 % dans le cas des limons (Boutonnet et al., 1984)

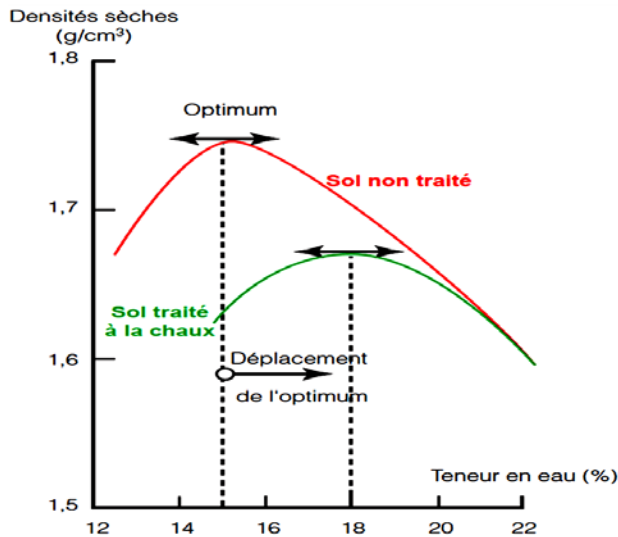


Figure I.21 – Influence du traitement à la chaux sur les caractéristiques de compactage (CIMbéton, 2004).

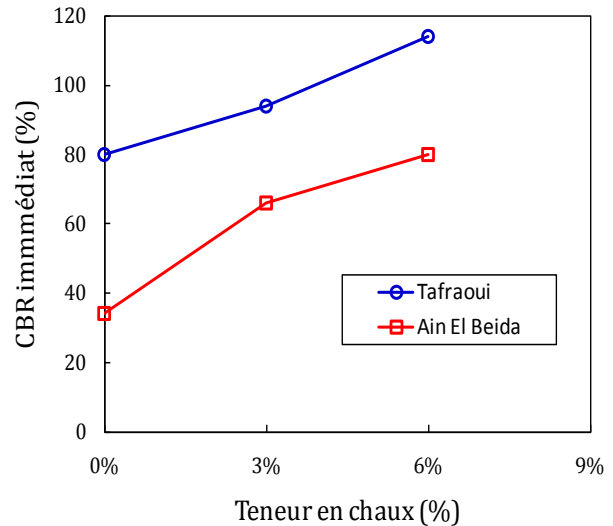


Figure I.22 – Variation de l'indice CBR immédiat en fonction de la teneur en chaux (Boukezzi, 1997).

• Des modifications à long terme

La chaux, en tant que base forte, élève le pH du sol et provoque l'attaque des constituants du sol (silice et alumine). Il se forme alors des aluminates et des silicates de calcium hydratés (réaction pouzzolanique) qui, en cristallisant, agissent comme un liant entre les grains. Il est à noter que l'intensité et la vitesse de ces réactions à long terme dépendent d'un certain nombre de caractéristiques du sol : pH, teneur en matières organiques, quantité et la nature de la fraction argileuse, teneur en eau, dosage en chaux maximal (fonction de la quantité maximale de chaux "consommable" par l'argile présente dans le sol) et surtout température.

La réaction pouzzolanique permet l'acquisition de caractéristiques mécaniques intéressantes. Locat (Locat, 1990) a montré que ces caractéristiques augmentent graduellement sur la durée de l'étude (un an).

Ces modifications dans la nature des particules du sol ont effet de faire évoluer encore favorablement les propriétés géotechniques du matériau sol + chaux, et particulièrement la résistance à la compression simple, l'indice CBR, la stabilité à l'immersion et la stabilité au gel.

3.2.3.2 Action du ciment et des liants hydrauliques routiers (LHR) sur les sols

Le traitement des sols au ciment ou aux LHR permet d'améliorer les caractéristiques initiales des matériaux et s'appliquent à des sols fins prétraités à la chaux ou des sols peu ou pas plastiques, dont les teneurs naturelles en eau trop élevées ne permettent pas de réaliser des remblais ou des couches de forme dans de bonnes conditions et avec des garanties suffisantes de qualité. Il est surtout utilisé dans le but d'obtenir un développement rapide et durable des résistances mécaniques et des stabilités à l'eau et au gel.

Plus généralement, les liants hydrauliques sont considérés comme des correcteurs granulométriques améliorant les caractéristiques du sol lors du compactage et de l'essai de portance immédiat (Vénuat, 1980)

Dans le cas des bétons et des graves/sables traités au ciment, le ciment forme une coque enrobant le granulat (Figure I.23). Le ciment forme une coque enrobant chaque grain de sable. La coque moule la topographie de chaque grain et assure leur liaison.



Figure I.23 – *Microstructure d'un sable traité au ciment puis compacté (Vénuat, 1980).*

Compte tenu de leurs propriétés, le ciment et les LHR modifient de façon sensible le comportement des sols peu ou pas plastiques, grâce à deux actions distinctes :

• ***Une diminution de la teneur en eau***

La teneur en eau d'un mélange sol-ciment ou sol-LHR se trouve abaissée en raison de :

- L'apport de matériaux secs ;
- La consommation de l'eau nécessaire à la prise hydraulique du ciment ou du LHR ;
- L'évaporation d'eau par l'aération du sol lors du malaxage.

En revanche, on ne note pas de modifications importantes de la courbe Proctor.

• ***Des modifications immédiates et à long terme des propriétés géotechniques et mécaniques du sol***

Les réactions du ciment et du LHR avec un sol consistent essentiellement en une hydratation des silicates et aluminates de calcium anhydres, avec passage par la phase soluté suivie de la cristallisation des produits hydratés : c'est la prise hydraulique. La croissance des microcristaux formés, leur enchevêtrement, leur feutrage progressif, enrobent et relient les grains du matériau entre eux, formant des ponts de plus en plus nombreux et solides. Ce qui conduit rapidement au durcissement du mélange, à l'obtention de caractéristiques mécaniques élevées et sa stabilité à l'eau et au gel. Les sols traités au ciment sont considérés comme des bétons pauvres en ciment (Cabane, 2004).

Les améliorations dans les caractéristiques mécaniques sont acquises dans les premiers mois bien que des augmentations des caractéristiques mécaniques sur un an et plus soient observées (J. Vecoven cité par Cabane, 2004).

La figure I.24 représente l'évolution de la résistance en compression simple des tufs de la région d'Oran – Algérie en fonction du temps et du dosage en ciment. Nous remarquons que le traitement au ciment améliore serte la résistance mécanique. En général, cette dernière croie en fonction de la teneur en ciment et la durée de conservation.

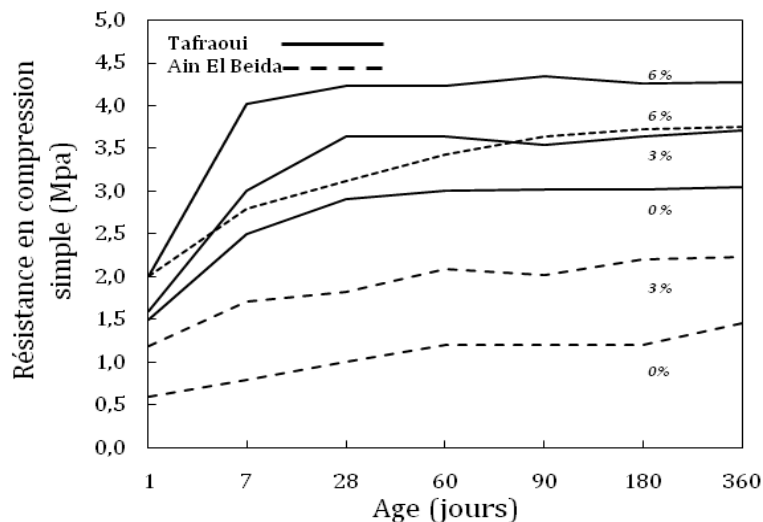


Figure I.24 – Evolution de la résistance en compression en fonction du dosage en ciment et la durée de conservation (Boukezzi, 1997).

3.2.3.3 Action du traitement mixte chaux et ciment

Pour le cas du traitement mixte, l'opération comporte un prétraitement à la chaux des sols, avant le traitement au ciment.

On effectue par fois un traitement mixte aux sols peu à moyennement plastiques utilisés en couches de forme et le cas échéant, en couche de chaussées et qui consiste à utiliser d'abord de la chaux puis le ciment, ces deux liants ne sont pas concurrents mais complémentaires puisque chacun apporte ses propriétés spécifiques (Azzouz et al., 1997a, 1997b et 1998) :

- la chaux permet un assèchement du sol trop humide, une floculation de l'argile.
- Le ciment permet l'obtention rapide de résistances mécaniques appréciables les tout premiers jours.

Les travaux réalisés par cabane (cabane, 2004) sur un limon chaulé à 1% puis traiter avec 5% de ciment, donnent une explication sur le mécanisme de ce type de traitement. La figure I.25, montre l'ajout de ciment ne modifie pratiquement pas la granulométrie apparente des grumeaux. L'aspect macroscopique des grumeaux n'est pratiquement pas modifié. Les grumeaux se présentent sous une forme sphéroïdale.

Le compactage permet l'agglomération des grumeaux. Malgré l'homogénéité apparente de la mouture résultant du malaxage, le matériau compacté s'avère hétérogène. Sur la figure I.26, on observe en microscopie optique la structure

tachetée. Les taches claires, correspondant à la couleur naturelle du limon, sont de gros grumeaux. La matrice plus sombre correspond à l'ensemble « ciment + petits grumeaux » indistincts à cette échelle.

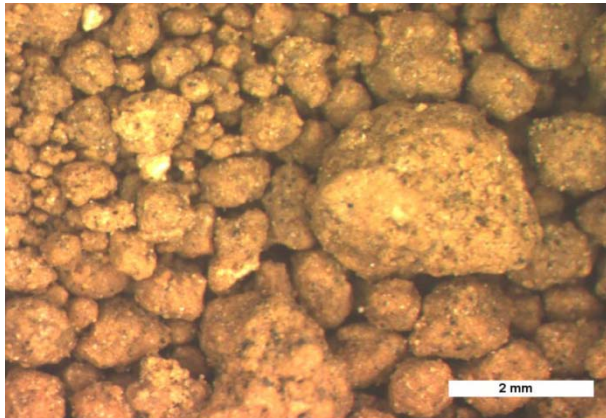


Figure I.25 – Observation à la loupe binoculaire des grumeaux après l'ajout du ciment (Cabane, 2004).

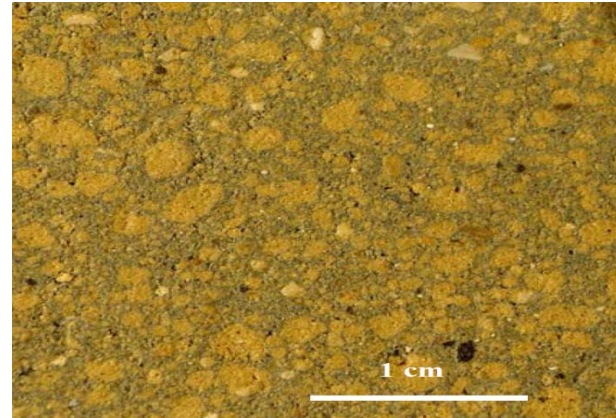


Figure I.26 – Observation en microscopie optique d'une coupe de limon chaulée, cimenté et compacté (Cabane, 2004).

Les observations au MEB du limon traité et compacté montre l'agglomération des grumeaux qui laissent entre eux une porosité (Figure I.27-a). La surface de rupture des grumeaux est irrégulière et passe par le cœur du grumeau. Le long des pores, la surface latérale des grumeaux est lisse et régulière. À plus fort grossissement (Figure I.27-b), le bordure de chaque grumeau une « coque » lisse et continue d'une dizaine de microns d'épaisseur. En coupe, l'aspect de cette coque est celui d'une pâte ou d'un gel : cette coque ne présente pas de minéraux automorphes.

Le contact entre les deux grumeaux a la forme d'un ménisque. La microanalyse chimique de cette coque montre la présence majoritaire des éléments silicium, aluminium, calcium et oxygène. Cette composition correspond à celle des hydrates du ciment.

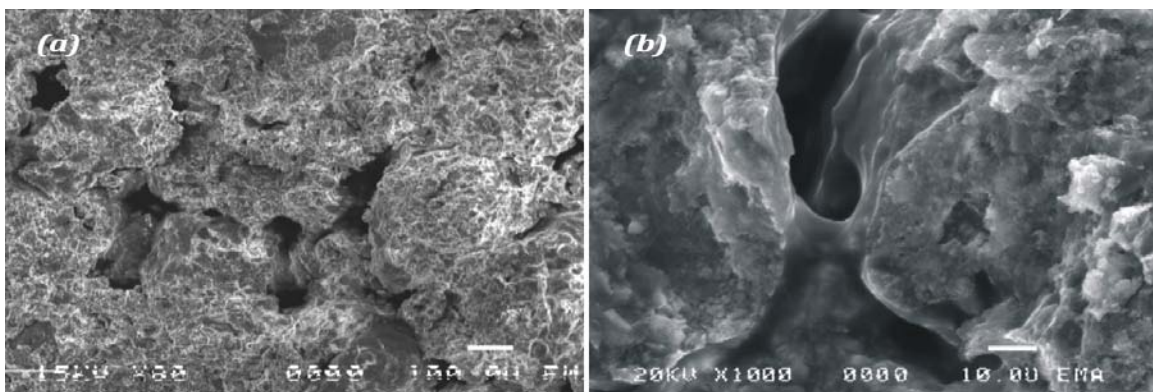


Figure I.27 – Observation au MEB (a) l'assemblage de grumeaux au sein d'une éprouvette Compactée, (b) contact entre deux grumeaux (Cabane, 2004).

Après 90 jours de cure normale à 20 °C, Cabane (Cabane, 2004) a constaté que la seule évolution observée au MEB est l'apparition, sous la coque, d'une zone contenant des filaments enchevêtrés d'une longueur de l'ordre du micron et d'un

diamètre d'un dixième de micron (Figure I.28). Ces filaments se développent sur les minéraux du sol. Leur analyse chimique montre qu'il s'agit vraisemblablement de silicates et d'aluminates calciques hydratés.

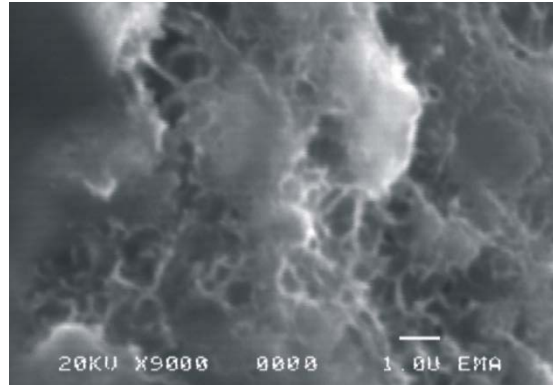


Figure I.28 – Observation au MEB des hydrates cristallisés au cœur du grumeau après 90 jours de cure normale (Cabane, 2004).

Cabane (cabane, 2004) a proposé des schémas structural pour montrer l'évolution après compactage et avec le temps d'un sol traité à la chaux et au ciment (figures I.29-a et I.29-b). Ils montrent que :

- Le ciment recouvre la totalité de la surface des grumeaux qu'il enrobe d'une coque. Le compactage permet le rapprochement des grumeaux. La pâte de ciment entre ainsi en contact et forme des ponts liants entre les grumeaux.
- Au-delà de 90 jours de cure, des hydrates cristallisés se développent à partir de la surface des grumeaux vers leur cœur.

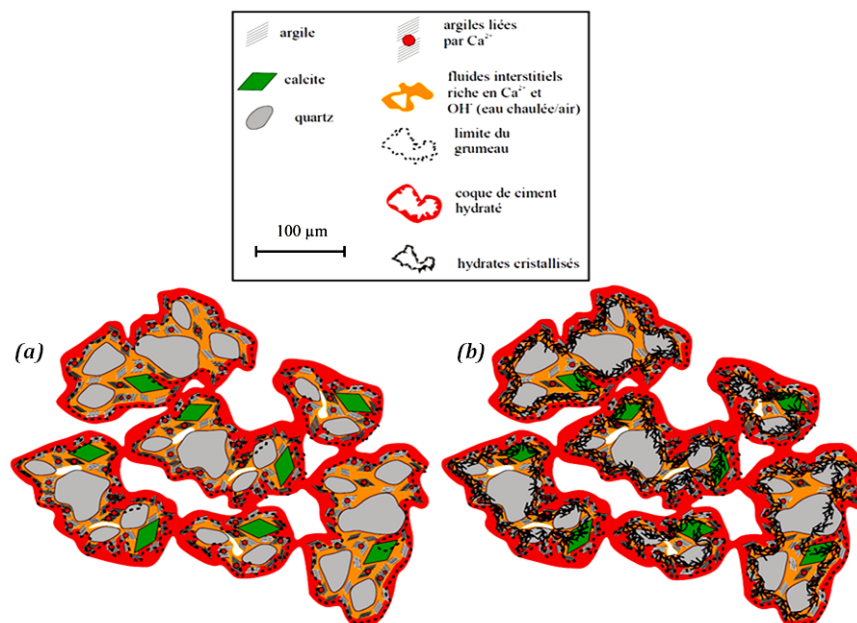


Figure I.29 – Représentation schématique d'un sol stabilisé à la chaux et au ciment (a) après compactage, (b) au-delà de 90 jours de cure.

3.3 Les mélanges de tuf et d'un autre granulats

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

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

L'association de tuf avec ces graves ou sables paraît donc tout à fait intéressante lorsque l'on cherche une courbe granulométrique continue et suffisamment riche en fines pour obtenir un matériau à faible pourcentage de vides après compactage. Cette technique a été élaborée et développée depuis plus de 30 ans. Elle est à rapprocher de la litho-stabilisation qui est utilisée avec succès pour le traitement des latérites.

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, et ont donné des résultats qui nous encouragent à les reprendre et mériteraient de connaître un certain développement (Fenzy, 1966 ; Peltier, 1959 ; Fumet, 1959 ; Hamrouni, 1975 ; Tagle, 1976 ; Horta, 1979 ; Domec, 1980 ; Colombier, 1988 ; Ben-Dhia, 1988 ; Morsli et al., 2005a ; Morsli et al 2005b ; Bouzrara, 2006 ; Morsli, 2007, Morsli et al., 2007).

3.3.1 Mélanges de tufs et de graves

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

Les exemples d'association de ces deux matériaux pour des utilisations routières sont rares. La seule utilisation qui semble actuellement fréquente dans ce domaine est la réalisation d'accotement de routes à forte circulation au Maroc (figure I.30).

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

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

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

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



Figure I.30 – Accotement réalisé à partir d'un mélange contenant 50% de tuf et 50% de grave 0/50 (Colombier, 1988).

3.3.2 Tufs – Sables – Bitume

La technique des tufs calcaires-sables-bitume permet, à partir de deux matériaux «marginiaux» (tuf tendre et sable fin), de réaliser des assises de chaussées traitées au bitume. Le comportement de ces structures est globalement jugé très bon en Argentine où cette technique est utilisée depuis plus de 25 ans. Le seul défaut de la technique réside dans la nécessité d'utiliser une teneur en bitume très élevée (8 à 10 %), ce qui rend cette solution peu économique dans les pays non producteurs (Riuz et al., 1969 ; Tagle, 1976).

Cette technique repose sur les idées de base suivantes :

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

Les formules traditionnelles mises au point pour chaque chantier à l'issue d'une étude de formulation comportent en principe : 50 à 65 % de tuf calcaire plus 50 à 35 % de sable siliceux mélangé avec 8 à 10 % de bitume 70/100.

Les tufs-sables-bitume peuvent être utilisés en assises de chaussées faiblement ou moyennement circulées ; ils sont alors protégés par un enduit superficiel. La présence d'éléments très friables en surface ne permet pas en effet de livrer longtemps les tufs-sables-bitume à la circulation sans protection. Pour ce type de chantier, les épaisseurs sont de l'ordre de 10 cm. Dans le cas des chaussées fortement circulées, on doit les recouvrir par une couche de roulement en béton bitumineux de 5 à 6 cm.

3.3.3 Sables – Tufs - Liants hydrauliques

Le traitement des sables par des liants hydrauliques (ciments ou laitier granulé) est maintenant bien maîtrisé, en particulier en France où cette technique est couramment utilisée pour réaliser des assises de chaussées y compris pour de très forts trafics (Setra LCPC, 1985).

Les sables naturels étant souvent dépourvus de fines, il est recommandé de corriger leur courbe granulométrique par un correcteur.

Un sable de tuf (0/5 à 30 ou 50% d'éléments < 0,08 mm) peut parfaitement jouer ce rôle.

La nature calcaire des tufs s'accorde bien, d'autre part, avec l'emploi des liants hydrauliques. Il faut par contre tenir compte de la porosité des tufs et de leur capacité d'absorption d'eau et humidifier le mélange en conséquence.

Une telle solution a été étudiée et utilisée avec succès en Tunisie pour le renforcement de la Route Nationale 1 (GP1) (Hamrouni, 1975). Un sable de plage traité au laitier granulé a été corrigé par 15% d'un tuf 0/5 mm.

L'adjonction de tuf améliore très fortement les performances du sable laitier, puisque, dans le cas de la GP1, la résistance après 28 jours de prise était multipliée par 3 et que la densité était augmentée de 6 % (Colombier, 1988).

Cette solution paraît donc intéressante chaque fois qu'un sable traité par un liant hydraulique est envisagé et que l'on dispose à proximité de gisements de tuf calcaire. Dans cette technique, le tuf n'intervient que comme un constituant secondaire, mais son rôle est important.

3.3.4 Tufs – Sable de dune

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

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

- L'incorporation du sable de dune améliore la portance des matériaux.
- 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.

En Algérie, vu l'abondance du sable de dune, l'idée de l'association de tuf avec le sable de dune au laboratoire paraît très intéressante (Morsli, et al., 2005a, Morsli, 2007 ; Morsli et al., 2007). 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. L'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.

Les résultats ont montré qu'un ajout de 25% de sable de dune permis d'atteindre un gain de l'ordre de 25 % en eau de compactage, de 17% en densité sèche et de 30% en portance (figure I.31-a et I.32-b). Concernant la résistance à la compression, elle demeure comparable à celle du matériau sans ajout (figure I.33).

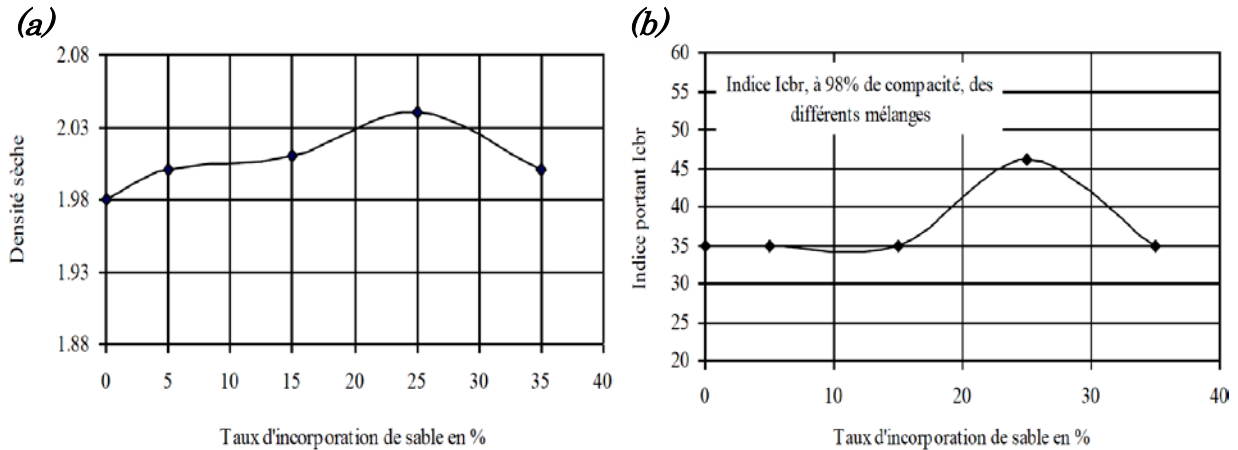


Figure I.31 – Influence du taux d'incorporation de sable (a) sur la densité sèche et (b) sur l'indice porteur ICBR (Morsli et al., 2007).

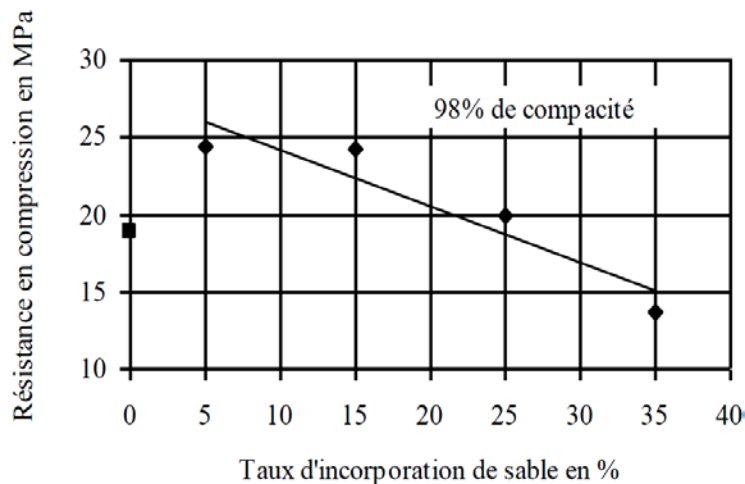


Figure I.32 – Influence du taux d'incorporation de sable de dune sur la résistance en compression simple du mélange (Morsli, 2007).

Dans des conditions de chargements identiques, le module sécant du mélange optimal composé 75% tuf + 25% sable de dune est plus grand que celui du tuf de Bechar qui est lui-même supérieur à celui de Taфраoui (figure I.33). 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.

Toutes les équations des courbes de tendances des graphes de la figure I.3.26 se présentent sous la forme $E_s = \square P^n$ décrite dans les ouvrages de mécanique et rhéologie des sols (Biarez et Hicher 1990 ; Combarieu, 2006) et la valeur de n

correspond bien aux valeurs que l'on obtient généralement dans les matériaux sableux par des essais en très petites déformations.

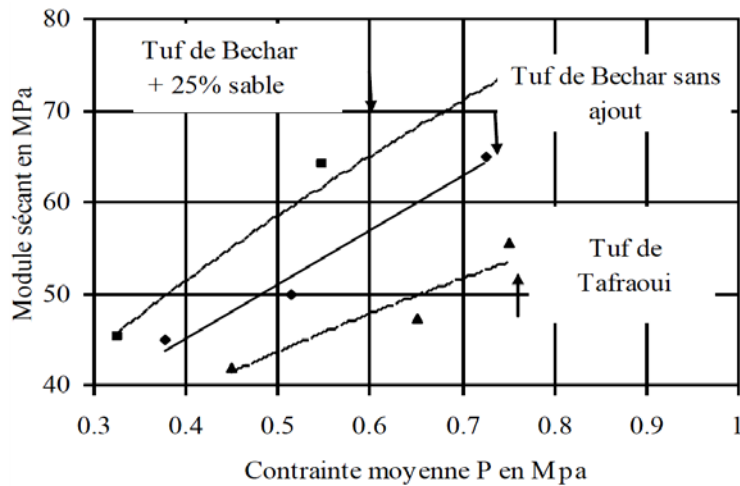


Figure I. 33 – Variation du module sécant en fonction de la contrainte moyenne du tuf sans ajout, du tuf+25% de sable de dune et du tuf de référence de Taфраoui (Morsli, 2007).

4 Conclusions

Bien connus des géologues qui discutent cependant encore de leur genèse, les encroûtements ou croutes calcaires constituent une ressource en matériau particulièrement intéressante pour de nombreux pays à climat aride ou subaride. Ils représentent, la seule ressource en granulats routiers économiques.

Les matériaux d'encroûtements calcaires sont très largement utilisés en technique routière dans un certain nombre de pays : Algérie, Tunisie, Afrique du Sud, Argentine. Lorsqu'ils sont utilisés en assises de chaussées, ils ont un comportement bien meilleur que le laisseraient supposer leurs caractéristiques géotechniques, si on les compare aux spécifications des pays tempérés.

La technique du traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques présente d'énormes avantages. Elle permet ainsi d'utiliser des matériaux non valorisables autrement. L'encadrement réglementaire prescrit des études permettant d'évaluer l'aptitude du sol lors des chantiers. Cet encadrement repose sur une bonne connaissance des mécanismes mis en jeu lors du traitement.

La technique de l'association de tuf avec d'autres granulats paraît tout à fait intéressante lorsque l'on cherche à avoir un matériau à faible pourcentage de vides après compactage. Elle est à rapprocher de la litho-stabilisation qui est utilisée avec succès pour le traitement des latérites. Le comportement de ces structures est globalement jugé bon soit sur chantier ou au laboratoire, mais comme toute d'autres techniques elle a des avantages et des inconvénients.

Cette technique pourrait être étendue à d'autres types de granulats naturels ou artificiels comme par exemple les déchets de stations de concassages (sable calcaire).

Chapitre 2

Comportement des sols compactés

1 Introduction	68
2 Le Sol Compacté	68
2.1 Essai de compactage	69
2.2 Essai d'indice portant immédiat	71
3 Microstructure des sols compactés	73
3.1 Microstructure des sols granulaires	73
3.2 Microstructure des sols fins	74
3.3 Paramètres influençant la microstructure des sols	75
4 Comportement hydrique des sols compactés	78
4.1 Comportement sur chemin drainage humidification	79
4.2 Perméabilité du sol compacté	93
5 Comportement mécanique des sols compactés	99
5.1 Comportement sur chemins triaxiaux saturés	99
5.2 Comportement sur chemins triaxiaux non saturés	103
6 Conclusion	107

1 Introduction

Les sols compactés sont largement utilisés dans les ouvrages de génie civil (remblais routiers, barrages, barrières étanches, ...). Le dimensionnement de ces ouvrages est basé sur les paramètres de résistance à l'état saturé. Ces ouvrages sont souvent à l'état non saturé et soumis, dans les régions arides et semi-arides, à des sollicitations hydriques (séchage – humidification). Les études sur les sols non saturés permettent de mieux comprendre son comportement et d'éviter l'apparition de différentes pathologies observées sur le corps des remblais routiers. Etudier l'effet des cycles de séchage – humidification sur le comportement du sol compacté à une grande importance sur la stabilité et la déformabilité des ouvrages en terre.

De nombreux travaux ont été réalisés sur l'effet de la succion et de cycles de séchage – humidification sur les caractéristiques des sols non saturés (Richards, 1941 ; Gardner, 1956 ; Williams et Shaykewich, 1969 ; Kassif et Ben Shalom, 1971 ; Tessier, 1975 ; Delage, 1987,1998 ; Zerhouni, 1991 ; Fleureau et al., 1993 ; Taibi, 1994 ; Vilar, 1995 ; Cui et al., 2002 ; Ghembaza et al., 2007 ; Boutonnier, 2007 ; Gueddouda et al., 2011); plusieurs modèles ont été développés pour décrire ce comportement (Gardner, 1958 ; Brooks & Corey, 1964 ; van Genuchten, 1980 ; Mackee & Bumb, 1984 et 1987 ; Fredlund & Xing, 1994 ; Fleureau et al., 2002 ; Aubertin et al., 2003 ; Coté et Konrad, 2003).

Ce chapitre est divisé en trois volets, le premier volet est consacré à la présentation du sol compacté en tant que milieu non saturé utilisé dans la construction des ouvrages en terre. Nous présentons dans le deuxième volet, le comportement hydrique des sols compactés sur chemins de drainage-humidification et les relations qui existent entre la pression interstitielle négative et les paramètres d'état du milieu poreux (w , S_r , e...). Une définition de la perméabilité des sols compactés ainsi que les facteurs qui influent sur ce paramètre sont présentés. Enfin, dans le dernier volet, nous présentons, l'étude du comportement mécanique sur chemins triaxiaux dans les deux états ; saturé et non saturé.

2 Le Sol Compacté

Les sols sont des matériaux naturels provenant de la destruction mécanique et /ou physico-chimique des roches. Ils sont constitués de grains de dimensions très variables, de quelques micromètres à quelques décimètres, pouvant être séparés aisément par simple trituration ou éventuellement sous l'action d'un courant d'eau. Les sols sont de nature et d'origines géologiques très diverses : alluvions, matériaux meubles, sédimentaires, dépôts glaciaires, éboulis, pentes.

Le sol compacté constitue un milieu triphasique formé de grains solides, que l'on peut, le plus souvent, considérer comme élastiques, d'eau et de gaz. La répartition de ces différentes phases peut être décrite par des paramètres d'assemblage du squelette minéral (indice des vides, porosité) et des paramètres

de remplissage des pores (degré de saturation, teneur en eau), ou encore par les masses volumiques humide, saturée ou sèche.

On entend par nature du sol les caractéristiques du sol qui ne varient pas ou très peu, lorsqu'on le manipule, que ce soit à l'extraction, au transport, à la mise en remblai ou au compactage. C'est le cas par exemple pour la granulométrie d'un grave et l'argilosité d'un sol fin. Par contre, les caractéristiques d'état d'un sol sont celles qui peuvent être modifiées par l'environnement dans lequel il se trouve. C'est le cas en particulier pour l'état hydrique (Alshihabi, 2002).

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

Les études de laboratoire pratiquées pour la caractérisation des sols compactés utilisés en remblais comportent généralement :

- l'essai Proctor,
- l'essai d'indice portant immédiat.

2.1 Essai de compactage

Le compactage consiste en une densification des sols par application d'énergie mécanique dans le but d'améliorer les propriétés géotechniques des sols. Les principes du compactage ont été exposés dans les années 1930 par Proctor. Celui-ci a mis au point un essai de compactage normalisé, l'essai Proctor, et a démontré que le compactage dépend de trois facteurs : la teneur en eau, l'énergie de compactage, et le type de sol à compacter. L'essai Proctor, pour un sol donné, pour un mode de compactage et une énergie de compactage donnés, permet de déterminer l'évolution de la masse volumique finale du sol sec en fonction de la teneur en eau. On distingue deux courbes Proctor correspondant à deux énergies différentes comme l'illustre la figure II.1:

- la courbe «Proctor Normal» correspondant à l'énergie de 5 N.cm/cm^3 qui constitue la courbe de référence pour représenter le comportement au compactage des matériaux de remblai ;
- la courbe «Proctor Modifié» correspondant à l'énergie de 25 N.cm/cm^3 qui constitue la référence pour évaluer le compactage des matériaux des chaussées.

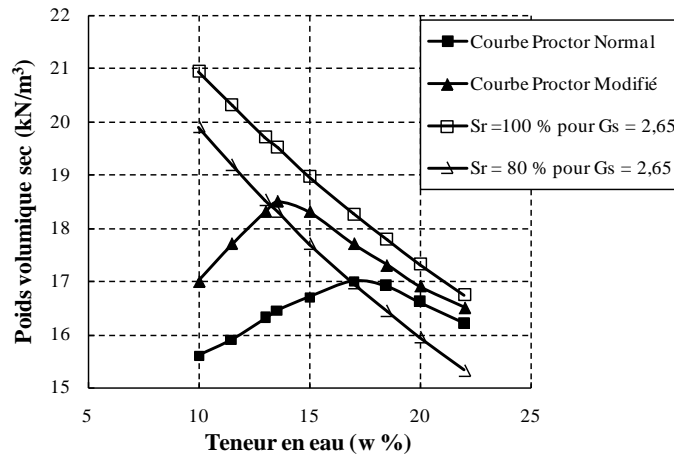


Figure II.1 – Courbes Proctor normal et modifié.

En particulier, on constate que, si on compacte le sol à l'énergie Proctor Normal, la valeur de la densité sèche correspondant à 95% de la densité sèche maximum Proctor Normal (qui est une valeur minimale acceptée pour un matériau de remblai) peut être atteinte ou dépassée pour toute teneur en eau située entre deux valeurs : l'une du côté sec et l'autre du côté humide. Si la teneur en eau du matériau est située à l'extérieur de cette plage, il peut être possible d'atteindre cette densité de 95% de la densité sèche maximum Proctor Normal à condition d'augmenter l'énergie de compactage. On constate cependant que, si l'on peut effectivement compenser largement un manque d'eau par un sur-compactage, en revanche un excès d'humidité ne peut plus être traité par cette technique dès que la teneur en eau atteint la teneur en eau de saturation correspondant à la densité sèche de 95% de la densité sèche maximale du Proctor Normal.

La figure II.2 représente la courbe de compactage Proctor Modifié d'un échantillon de sol argileux en fonction de la teneur en eau et le degré de saturation. A l'Optimum Proctor Normal ou Modifié, le degré de saturation est de l'ordre de 75 à 85%, ce qui se traduit, à l'échelle du milieu poreux, par la présence de bulles d'air discontinues au sein de la phase eau continue. La pression de l'air à l'intérieur des bulles contrôle le volume des bulles (loi de Mariotte) et leur dissolution (loi de Henry), mais pas le comportement mécanique du sol (à l'exception de sa compressibilité) dans la mesure où l'air, dans sa majeure partie, n'interagit pas avec le squelette solide.

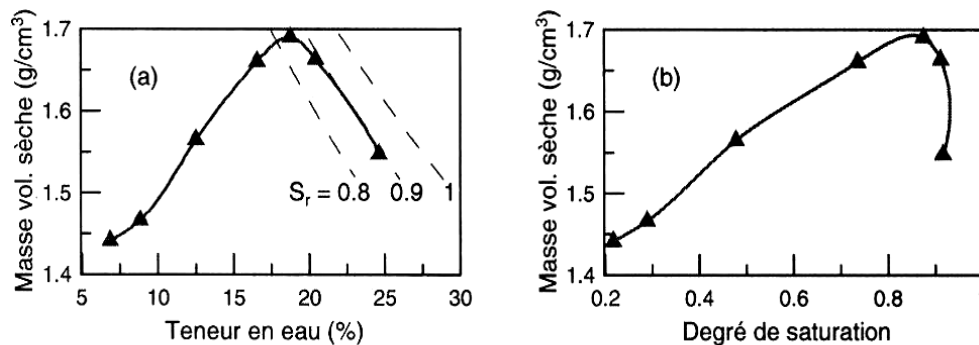


Figure II.2 – Courbe de compactage Proctor Modifié d'un matériau argileux ($w_L = 52\%$) en fonction (a) de la teneur en eau, (b) du degré de saturation (Kheirbek-Saoud, 1994).

La figure II.3 montre que les caractéristiques à l'Optimum dépendent fortement de la nature du sol (et notamment de sa limite de liquidité) ainsi que de la contrainte exercée lors du compactage - équivalente à une contrainte verticale oedométrique de l'ordre de 1 à 1.5 MPa pour l'OPN et 5 MPa pour l'OPM.

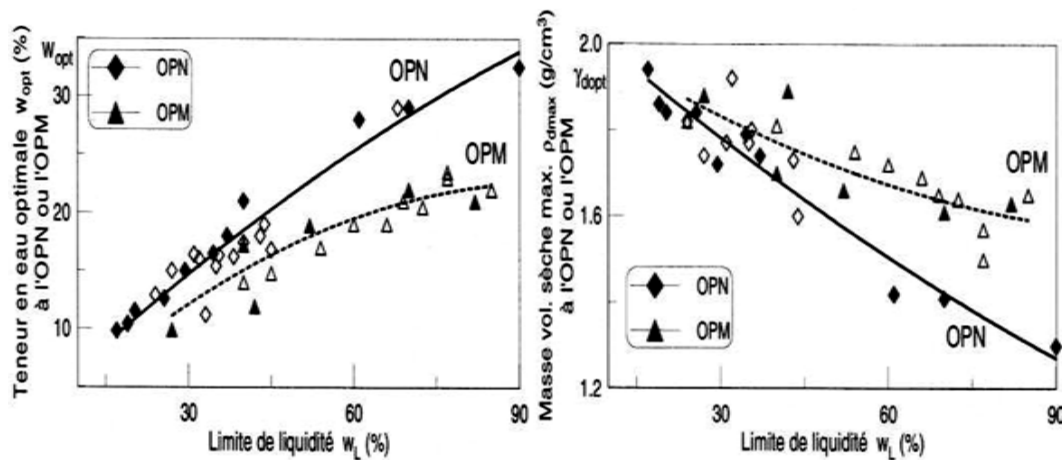


Figure II.3 – Variation de la teneur en eau optimale et de la densité sèche maximale à l'Optimum Proctor Normal ou Modifié en fonction de la limite de liquidité du sol (Fleureau et al., 2002).

2.2 Essai d'indice portant immédiat

A partir des «courbes Proctor» à différentes énergies de compactage, il est possible de dire si la teneur en eau naturelle d'un sol permettra de le compacter pour atteindre les 95% de la densité maximum Proctor recherchés, mais elles ne suffisent pas pour affirmer que la résistance au cisaillement acquise immédiatement après la mise en œuvre du matériau ne risque pas de diminuer si le sol vient à se retrouver saturé (cas d'une inondation en pied de remblai, par exemple).

L'établissement des courbes IPI-teneur en eau et CBR après immersion en eau permet de répondre à ces questions. Sur la figure II.4 nous avons représenté deux séries de courbes. La première est la courbe de variation de l'Indice Portant Immédiat (IPI) en fonction de la teneur en eau : elle traduit l'évolution de la résistance au poinçonnement du sol pour les différentes teneurs en eau considérées pour établir la «courbe Proctor » à l'énergie Proctor Normal. La seconde est la courbe CBR après quatre jours d'immersion en fonction de la teneur en eau. Elle traduit la modification de la résistance au poinçonnement de chacune des éprouvettes ayant servi à la détermination de la courbe IPI-teneur en eau après immersion pendant quatre jours.

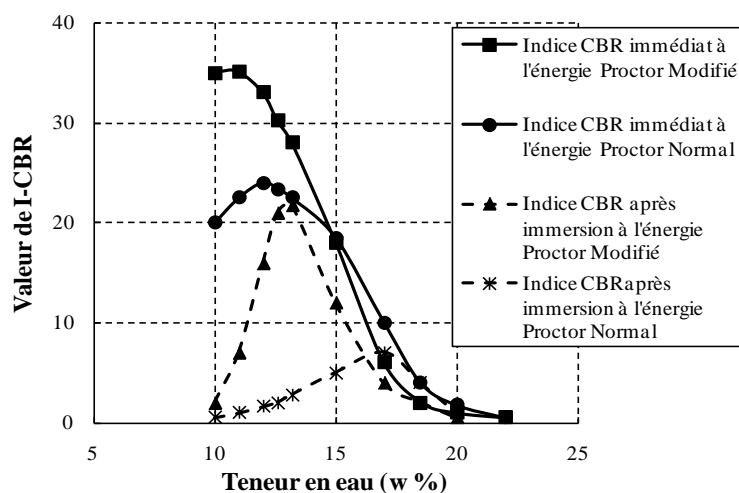


Figure II.4 – Indice CBR pour les deux types de compactage, Normal et Modifié.

D'après ces courbes nous constatons que la résistance au cisaillement maximale (valeur IPI) s'obtient pour des teneurs en eau et des densités inférieures à la teneur en eau à l'optimum Proctor et à la densité maximale. Mais si le matériau vient à être imbibé, la chute des caractéristiques est d'autant plus grande que sa teneur en eau de mise en œuvre était faible. La teneur en eau et la densité qui conduisent, en cas d'imbibition, au meilleur compromis entre la chute de résistance et la résistance résiduelle, correspondent aux valeurs de la densité sèche maximale et à la teneur en eau optimale relative à l'énergie de compactage considérée. C'est la raison pour laquelle on cherche à se rapprocher de la teneur en eau optimum Proctor.

Si le matériau est à une teneur en eau sensiblement plus élevée que la teneur en eau optimale, la résistance au cisaillement après immersion ne sera pas sensiblement modifiée mais restera faible. Un remblai construit avec un tel matériau, à condition que sa stabilité globale soit assurée (pente de talus faible, vitesse de dissipation des pressions interstitielles supérieure à la vitesse de construction du remblai....), n'évoluera plus même si une réimbibition se produit mais il aura posé des problèmes à l'exécution (mauvaise traficabilité des engins de transport, difficultés pour régler les plates-formes). En revanche, si la teneur en eau du matériau est largement inférieure à la teneur en eau optimale, le matériau aura une grande résistance pendant la réalisation, ce qui est intéressant pour la traficabilité des engins mais rend difficile le compactage (il sera toujours difficile d'atteindre 95% de la densité sèche maximum Proctor normal). Si le matériau vient à être réimbibé (cas d'une inondation), la chute des caractéristiques sous l'effet des contraintes dues aux engins et au poids des terres risque d'être brutale et produire des réarrangements conduisant à des déformations inacceptables.

En résumé, la construction de remblais en sols fins dans des régions à climat humide et peu contrasté pose souvent des problèmes d'exécution liés à des difficultés de circulation des engins. Mais, une fois construits, ces ouvrages ont une grande chance d'être définitivement stables. A l'inverse, les conditions les plus défavorables sont celles des régions à climat tranché (saison sèche et saison humide), dans lesquels les travaux sont réalisés pendant la saison sèche. Il faut

dans ce cas atteindre le seuil des 95% de la densité sèche maximum Proctor Normal et même si ce seuil est atteint, il est encore possible d'observer sur les grands ouvrages des déformations dues à une réimbibition du sol et à une chute brutale et importante de la résistance au cisaillement.

3 Microstructure des sols compactés

La microstructure d'un sol compacté, parfois aussi appelée simplement structure, comprend deux aspects : le premier concerne le mode d'arrangement des particules (grains) ; le deuxième est relatif aux interactions entre les particules. Les propriétés physico-chimiques et le comportement hydromécanique du sol sont bien entendu grandement influencés par la microstructure. Une bonne connaissance de l'évolution de la microstructure durant différents chemins de sollicitations peut souvent aider à expliquer certains comportements hydromécaniques. Le gonflement et l'effondrement, par exemple, sont liés aux changements de microstructure. En outre, l'influence de la microstructure sur le comportement hydromécanique peut être beaucoup plus importante dans un sol non saturé que dans un sol saturé (Xiang, 1999). La microstructure initiale d'un sol saturé peut être détruite par cisaillement. Dans un sol non saturé, une résistance au supplémentaire à la structure vient de ce présentée sous forme d'une cohésion apparente due à la succion. Cette dernière qu'on va discuter par la suite joue un rôle majeur dans le comportement de ce type de sol. Dès lors, sous une même charge, la microstructure d'un sol non saturé peut rester intacte, tandis que celle d'un sol saturé peut être modifiée.

La microstructure d'un sol dépend de sa granulométrie. Un sol granulaire n'a pas la même microstructure qu'un sol argileux.

L'étude de la microstructure du sol se réalise généralement à l'aide des outils et méthodes suivantes : microscope électronique à balayage, microscope optique, diffraction des rayons X et porosimétrie au mercure.

3.1 Microstructure des sols granulaires

Les sols granulaires sont des matériaux dont les grains ne sont pas de nature argileuse et donc, ne possèdent pas ou presque pas de propriétés colloïdales. Ils sont généralement tridimensionnels et non pas du type feuillet. Les liaisons entre les grains sont extrêmement faibles puisqu'il n'y a pas de couche d'eau adsorbée sur la surface de grain. Toutefois, lorsque le sol est en état non saturé, la succion fournit une certaine cohésion et donc renforce les liaisons entre les grains. Les interactions entre grains sont principalement dues aux forces de contact. En conséquence, les frottements sont souvent grands dans des sols granulaires. Les grains composant la structure sont imbriqués les uns dans les autres et de multiples possibilités d'arrangement existent. Quelques structures représentatives des sols granulaires sont schématisées à la Figure II.5 (Davallo, 1991).

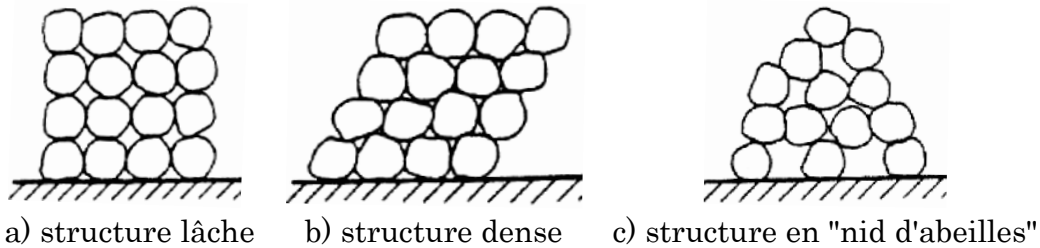


Figure II.5 – *Microstructure des sols granulaires (Davallo, 1991 cité par Xiang, 1999).*

En raison de la structure granulaire et de l'absence de cohésion, les déformations d'un sol non cohérent peuvent s'expliquer par trois mécanismes (Davallo, 1991), liés à la mobilité plus ou moins importante des grains :

- Compressibilité et réarrangement des grains;
- Glissement et rotation des grains;
- Rupture et écrasement des grains.

3.2 Microstructure des sols fins

Les sols fins sont des matériaux dans lesquels les particules de nature argileuse occupent une place prédominante. Au niveau de l'analyse de granulométrie, lorsque les particules argileuses ($< 2 \mu\text{m}$) sont supérieures à 3%, et les particules grossières ($> 2 \text{mm}$) sont inférieures à 10 %, on classe le matériau comme un sol fin.

Dans les sols fins, les forces de surface sont très importantes. Les forces d'attraction et de répulsion jouent donc un rôle prépondérant dans la mise en place des plaquettes. Ce sont des phénomènes extrêmement complexes. Les particules élémentaires (des plaquettes) peuvent être arrangées dans une gamme de configurations géométriques extrêmement étendue, et même chaotique. Dans certaines circonstances de sédimentation, les plaquettes d'argile peuvent se combiner et former des agrégats. Ces agrégats se comportent comme des unités individuelles. En conséquence, des groupes de plaquettes d'argiles combinées sous des formes diverses sont courants. Des assemblages à plusieurs niveaux existent dans certains sols fins non homogènes.

Beaucoup de chercheurs ont proposé des modèles pour décrire les modes d'arrangement des particules. Sur base d'observations réalisées au microscope électronique à balayage sur des sols naturels, Collins et McGown (1984) suggèrent qu'on décrive la microstructure d'un sol à l'aide de trois types d'unités de base :

- l'arrangement des particules élémentaires (plaquettes);
- l'assemblage des particules (agrégats);
- les espaces vides.

Les espaces vides existent dans les sols fins sous diverses formes. En général, ils sont classés en trois types : les pores inter-élémentaires, les pores inter-agrégats et les pores intra-agrégats.

Il semble que ce classement convienne très bien pour les sols fins non saturés.

De nombreux modèles ont été employés pour décrire l'arrangement des particules élémentaires. Les plus représentatifs sont schématisés à la figure II.6 (Collins et McGown, 1984).

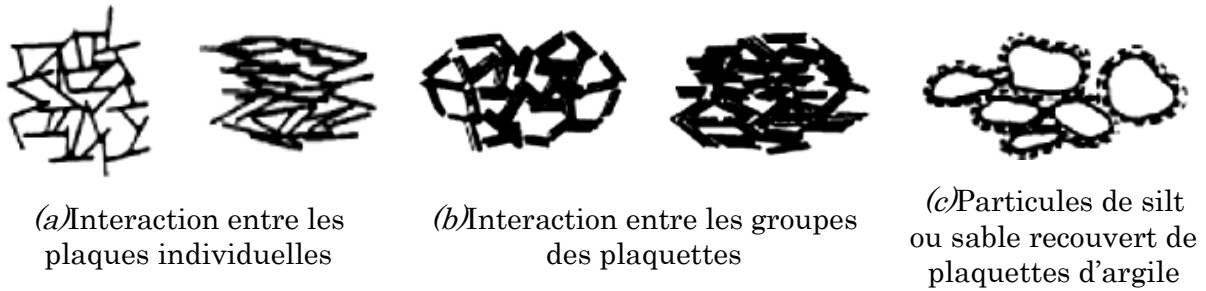


Figure II.6 – Configuration d'arrangements des particules élémentaires (Collins et Mc Gown, 1984 cité par Xiang, 1999).

3.3 Paramètres influençant la microstructure des sols

3.3.1 Influence du compactage sur la structure interne du sol

3.3.1.1 Effet du compactage sur la microstructure du sol

Lambe (1958) a montré que la structure de l'argile compactée change avec la modification de la teneur en eau de compactage (Figure II.7). Un système de particules parallèles appelé système dispersé est généré quand on compacte à droite de l'optimum Proctor. Quand on compacte à gauche de l'optimum, un système flocculé de particules se produit.

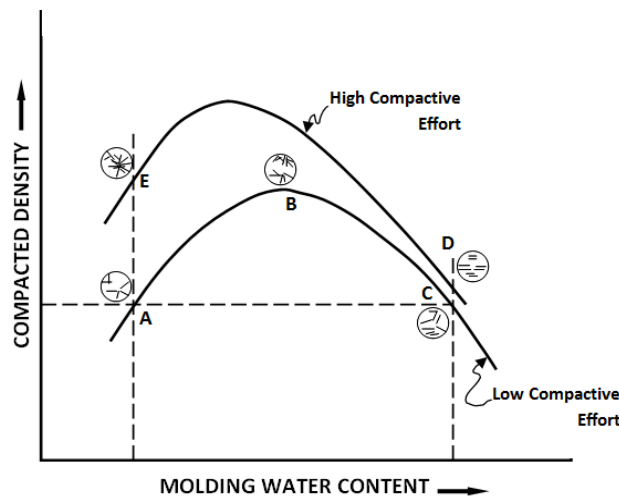


Figure II.7 – Effet du compactage sur la structure du sol (Lambe, 1958).

Barden et Sides (1970) ont montré que le compactage du côté sec à une teneur en eau basse de l'optimum Proctor donne des agrégats durs et peu déformables. Ceci donne une densité sèche basse et des macropores (structure ouverte), le comportement d'une telle structure est isotrope (figure II.8-a). En augmentant la teneur en eau jusqu'à l'optimum Proctor, les agrégats deviennent de moins en moins durs, ce qui fait disparaître les macropores et par conséquent augmenter la densité (structure ouverte et moitié orientée) (figure II.8-b). Quand la teneur en eau est très élevée, du côté humide de l'optimum Proctor, la densité diminue car l'eau ne remplace pas facilement l'air piégé dans les pores et les particules argileuses s'orientent (structure orientée), le comportement dans ce cas est anisotrope (figure II.8-c).

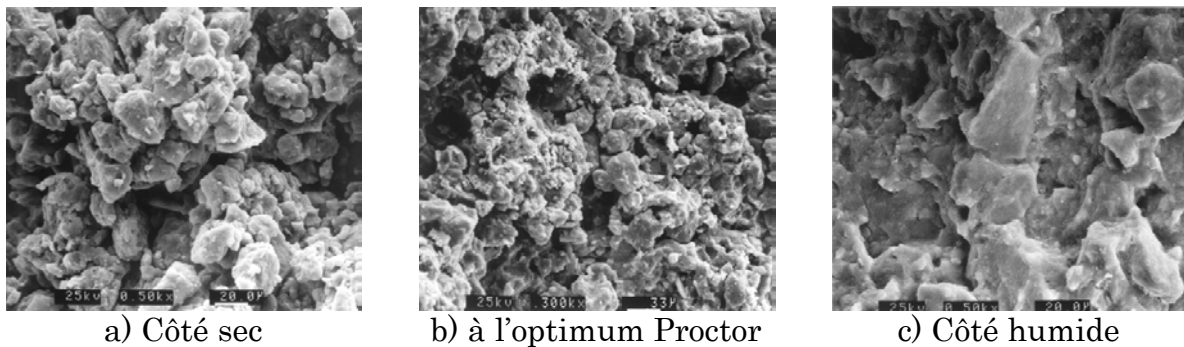


Figure II.8 – Photographies au microscope électronique à balayage d'échantillons de limon de Jossigny compactés (Delage et Cui, 2001).

3.3.1.2 Effet du compactage sur la répartition des pores

Plusieurs études sur la répartition des pores pour les sols compactés ont été effectuées, (Sridharan et al. 1971; Badger & Lohones. 1973 ; Garcia-Bengochea et al. 1979 ; Garcia-Bengochea & Lovell 1981 ; Delage & Lefebvre ,1984 ; Juang & Holtz. 1986 ; Griffiths & Josi, 1989 ; Lapierre et al., 1990 ; Romero, 1999 ; Lloret et al., 2003 ; Hoffman et al., 2007 ; Nowamooz, 2007). Le compactage à gauche de l'optimum tend à donner une distribution bimodale des vides : un grand mode pour les pores interagrégats et un petit pour les pores intra-agrégats. Le même effet est remarqué en augmentant l'énergie de compactage, mais par contre la distribution des petits pores ne change pas avec l'effort de compactage (Figure II.9).

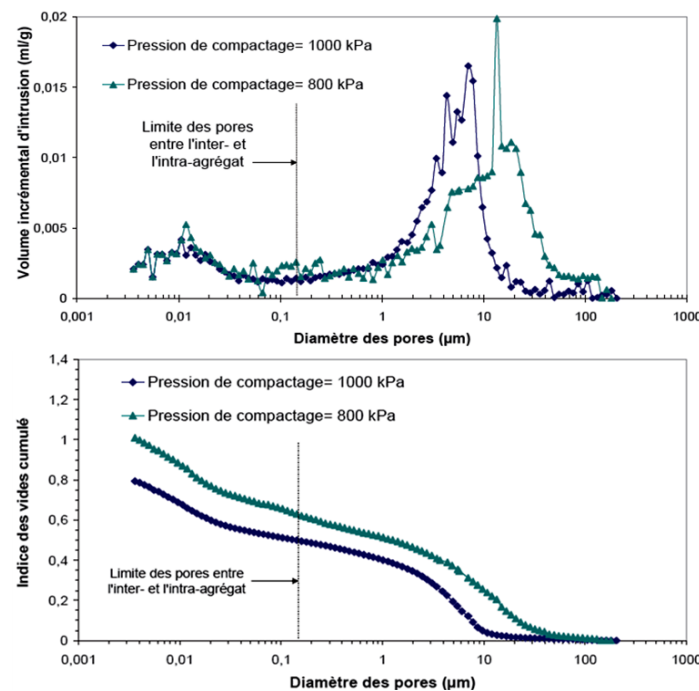


Figure II.9 – Influence de la pression de compactage sur la structure interne d'un mélange sable-bentonite compacté (Nowamooz, 2007).

3.3.2 Influence de l'état hydrique

L'augmentation de la teneur en eau de compactage réduit le volume occupé par les grands pores qui se distribuent en plus petits pores qui ne sont pas affectés

par la teneur en eau de compactage (Prapaharan et al. 1991 ; Nowamooz, 2007). L'indice des vides de la macrostructure atteint sa valeur minimale pour la teneur en eau optimale (Figure II.10). Le matériau compacté a une tendance à s'homogénéiser à l'optimum et au côté humide.

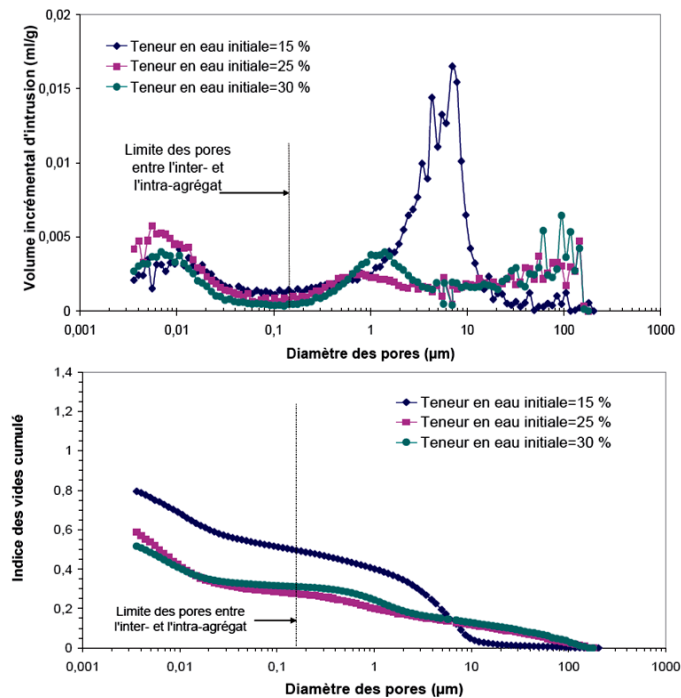


Figure II.10 – Influence de la teneur en eau de compactage sur la structure interne d'un mélange sable-bentonite compacté (Nowamooz, 2007).

3.3.3 Influence de l'imposition de succion

Cuisinier (2002) a étudiée la structure interne d'un mélange de Bentonite-Limon préparées par compactage statique sous trois succions différentes : 0, 4 et 20 MPa.

La figure II.11 montre les plages très claires correspondant aux vides du matériau. Les plages plus ou moins grises sont les particules d'argile et de quartz. La photographie réalisée sur les éprouvettes après compactage à la succion initiale de 20 MPa montre clairement une double structure: les particules argileuses sont regroupées avec les autres constituants du sol, ce qui individualise des agrégats (Figure II.11-a). Entre ces agrégats, on observe des pores relativement larges et bien développés. Cette figure montre aussi les ponts argileux qui connectent les agrégats. Entre l'état initial et une succion de 4 MPa, la structure interne des éprouvettes n'est pas fondamentalement différente. Les différences par rapport à l'état initial se situent au niveau de la dimension des agrégats qui semble plus importante, de la taille des macropores, ainsi que de leur quantité qui a été réduite de manière significative par l'humidification (Figure II.11-b). La structure observée sur l'éprouvette humidifiée jusqu'à une succion de 0 MPa présente une matrice argileuse homogène, la double structure caractéristique des états précédents a disparu (Figure II.11-c).

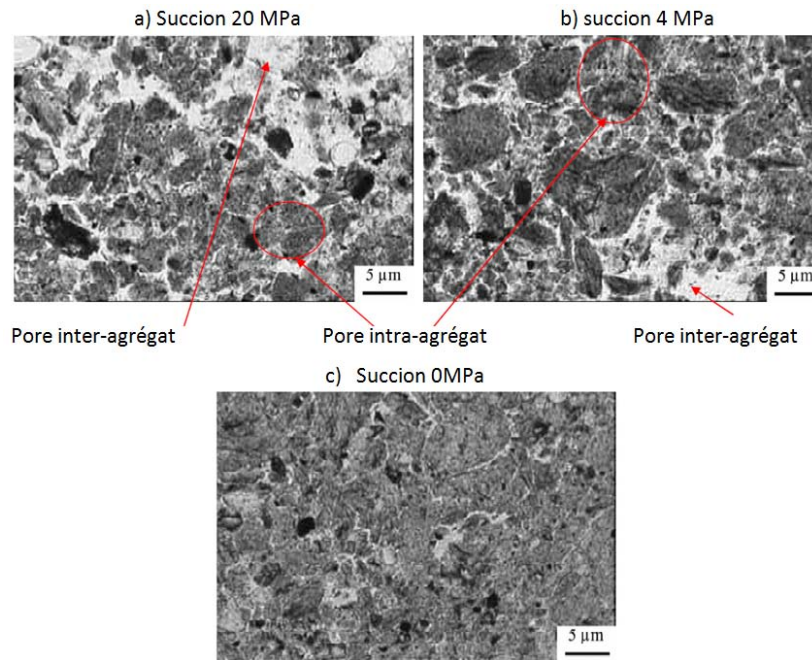


Figure II.11 – Structure sous a) la succion initiale b) sous une succion de 4 MPa c) sous une succion de 0 MPa (Cuisinier, 2002).

L'ensemble de ces résultats montre que :

- Le chargement mécanique influence les macropores sans produire des modifications importantes dans les micropores ;
- les sollicitations hydriques modifient à la fois les macropores et les micropores ;
- la saturation produit une homogénéisation de la structure interne du sol.

4 Comportement hydrique des sols compactés

Les manifestations de l'effet de l'eau dans les sols sont multiples et parfois surprenantes. En effet, la présence d'eau dans un sol peut modifier significativement son comportement. A titre d'exemple, les problèmes de tenue mécanique, de compactage, de gonflement des sols et l'action du gel révèlent sans ambiguïté l'importance du rôle de l'eau dans le comportement et le fonctionnement des sols (Holtz et Kovacs, 1991).

Ces effets de l'eau sur le comportement des sols sont les conséquences à l'échelle macroscopique de phénomènes qui se produisent à l'échelle locale, c'est-à-dire à l'échelle de la particule de sol (également appelée grain).

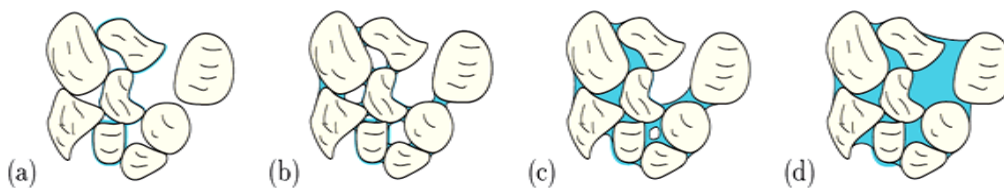


Figure II.12 – Représentation schématique des différents états de l'eau dans un sol : (a) régime hygroscopique, (b) régime pendulaire, (c) régime funiculaire, (d) saturation.

4.1 Comportement sur chemin drainage humidification

Le caractère tri-phasique des milieux non saturés (existence d'une phase gazeuse en plus des phases liquide et solide) complique le comportement du matériau par le développement de ménisques eau-air au sein du squelette du sol (figure II.13).

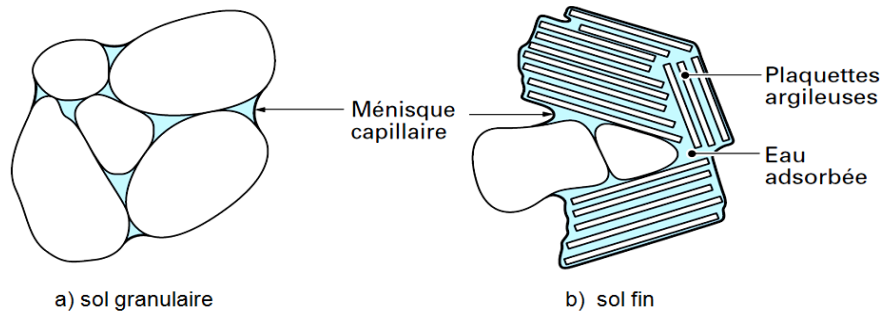


Figure II.13 – Représentation schématique d'un sol non saturé.

Dans les sols compactés et dans les sols naturels des pays arides, on rencontre des problèmes de gonflement ou de retrait qui sont dus aux infiltrations, à la remontée capillaire et à l'évaporation. Ces variations d'état hydrique de grande ampleur (séchage, saturation) constituent l'une des plus graves sollicitations que peut subir un sol fin dans un corps de chaussées (figure II.14). Cette idée n'est pas nouvelle en géotechnique routière, où le dimensionnement est souvent basé sur des essais après immersion, comme dans le cas de l'indice CBR.



Figure II.14 – Fissuration longitudinale dans une chaussée, attribuée aux effets des cycles d'humidification séchage dans le talus (Ferber et al., 2009).

4.1.1 Succion dans les sols

La succion dans un sol présente différentes composantes dont l'origine correspond à des phénomènes physiques distincts : succion capillaire, succion liée à l'eau adsorbée et succion osmotique.

Plusieurs définitions ont été données à la succion (Blight, 1966 ; O'Neill et Poormoayed, 1980 ; Schreiner, 1987 ; Chen, 1988). Nous retiendrons celle qui a été définie en géotechnique en 1965, dans un contexte thermodynamique, comme une énergie potentielle comparable à la charge hydraulique dans les sols saturés. Ce potentiel est égal à "la quantité de travail par unité de volume d'eau pure,

nécessaire pour transporter de façon réversible, isotherme, à altitude constante et à la pression atmosphérique, une quantité infinitésimale d'eau depuis un état d'eau pure loin du sol, à celui d'eau interstitielle dans le sol non saturé" (cité par Delage et Cui, 2001).

L'humidité relative est définie comme la pression partielle de la vapeur d'eau rapportée à la pression de la vapeur d'eau saturante. Elle est exprimée en pourcentage. La relation entre l'humidité ambiante et la succion est indépendante du sol. Elle est définie par une des relations fondamentales de la thermodynamique, la loi de Kelvin, dont l'expression est la suivante :

$$s_t = \frac{RT}{V_w} \ln H_r \quad (\text{II.1})$$

Où: s_t : succion totale (kPa).
 R : constante des gaz parfaits (= 8.3143 Jmol⁻¹ K⁻¹);
 T : température absolue (K);
 V_w : Volume d'une mole d'eau (=1,8 10⁻⁵ m³ mol⁻¹);
 H_r : humidité relative (%);

Certains auteurs (Aitchison, 1965 cité par Fredlund et Rahardjo, 1993; Krahn et al., 1971; Edil et Motan, 1984; El-Ehwan et Huston, 1990) définissent la succion totale comme la somme de deux succions la succion matricielle s_m et de la succion osmotique s_{os} :

$$s_t = s_m + s_{os} \quad (\text{II.2})$$

La succion matricielle est la somme d'une grandeur microscopique (la succion d'adsorption) et d'une grandeur supposée macroscopique (la succion capillaire). Elle est définie comme la capacité de rétention d'eau à l'intérieur de la matrice solide du sol. Elle fait intervenir l'effet de l'adsorptivité par les particules du sol et les forces capillaires. Ces dernières dépendent de la forme et de la taille des pores dans le sol.

Les forces capillaires se produisent à l'interface entre deux fluides, à la différence d'une molécule située au sein du fluide. Une molécule d'eau au sein d'une masse d'eau est soumise à des actions de même nature (figure II.15-b), alors que celle à l'interface entre deux fluides, eau-air par exemple, est soumise à des actions différentes : actions dues à l'eau et actions dues à l'air (figure II.15-a). Les molécules d'eau à l'interface eau-air sont donc attirées vers la masse d'eau et la surface de l'eau est soumise à une force perpendiculaire à la surface libre. C'est cette attraction qui engendre une tension de surface σ_s à l'interface, représentée sur la figure II.15 dans le cas d'une interface plane.

La capillarité est souvent illustrée par le schéma de la figure II.16, décrivant la remontée capillaire h_c de l'eau dans un tube de rayon r petit plongé dans un récipient contenant de l'eau. La relation entre le rayon de courbure du ménisque sphérique eau-air dans le tube et la différence de pression entre l'air et l'eau est donnée par la loi de Laplace, qui se simplifie dans l'hypothèse de pores cylindriques et prend l'expression de la loi de Jurin :

$$s_m = u_a - u_w = \frac{2\sigma_s \cdot \cos\theta}{r} \quad (\text{II.3})$$

Avec : u_a et u_w respectivement les pressions d'air et d'eau,

σ_s la tension de surface eau-air,

θ L'angle de raccordement entre le ménisque et le solide,

r rayon de tube capillaire.

La hauteur d'ascension capillaire h_c (figure II.16) est dès lors définie comme :

$$h_c = \frac{2\sigma_s \cdot \cos\theta}{\gamma_w \cdot r} \quad (\text{II.4})$$

On a pour l'eau : $\sigma_s = 73 \times 10^{-3} \text{ N/m}$ et $\cos \theta = 1$.

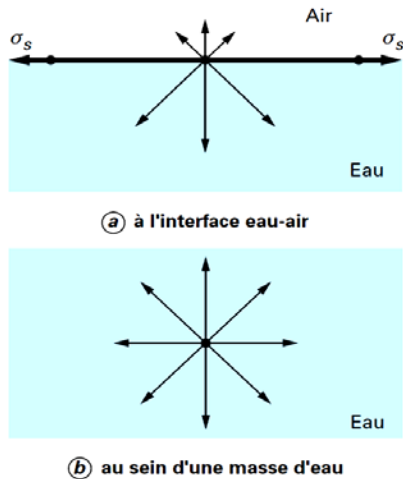


Figure II.15 – Actions de forces sur une molécule d'eau.

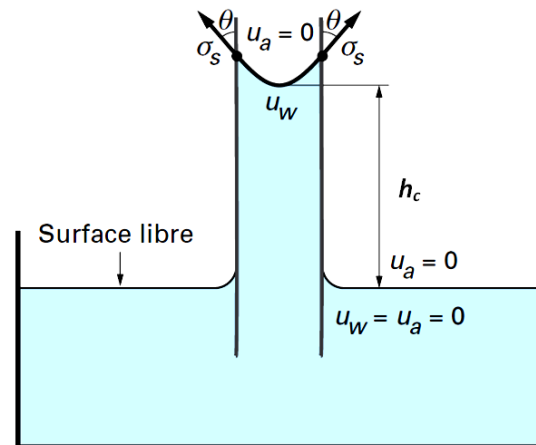


Figure II.16 – Remontée capillaire dans un tube.

La succion osmotique est la capacité de rétention d'eau par les sels présents sous forme dissoute dans l'eau interstitielle. Elle est due à la différence de concentration en sel dans différents points de la matrice du sol (Snethen, 1980 ; Chen, 1988). Dans le cas où la concentration de sel est faible cette composante peut être négligée et la succion totale sera donnée directement par la succion matricielle, ce qui le cas dans beaucoup d'applications du génie civil. La succion osmotique dépend aussi de l'état de saturation du sol. Plus le degré de saturation augmente, plus la succion osmotique décroît (Krahn et Fredlund, 1971 ; Edil & Motan, 1984; Chen, 1988 ; Houston et al, 1994).

4.1.2 Succion initiale des sols compactés

Lorsque le sol est quasi-sature ou saturé, la pression de l'eau interstitielle est contrôlée par la courbure des interfaces situées sur la surface externe du matériau (et non par celle des bulles d'air s'il en existe). Il n'en n'est plus de même aux teneurs en eau plus faibles, correspondant à des degrés de saturation inférieurs à 50%, pour lesquelles l'air est continu et en contact direct avec les particules du sol: dans ce cas, c'est bien la différence entre la pression de l'air et celle de l'eau interstitielle, appelée pression capillaire, qui est responsable du comportement. Si l'air est à la pression atmosphérique ($u_a = 0$ par convention), la relation précédente (II.3) montre que la pression de l'eau est négative.

L'eau interstitielle exercera alors une force d'attraction sur les particules solides (figure II.17), contribuant à augmenter les forces de contact entre les grains et, par conséquent, la résistance au cisaillement et la rigidité du squelette.

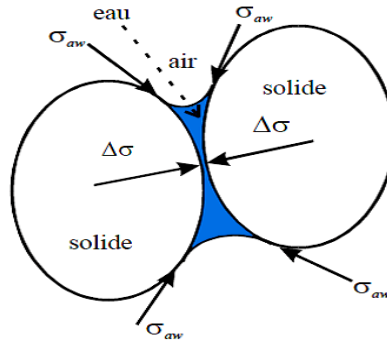


Figure II.17 – Effets de la succion sur les grains du sol.

Lorsque les contraintes externes appliquées au sol sont nulles ou très faibles, on parle également de succion. L'usage conduit souvent à assimiler les notions de pression capillaire et de succion. On utilise enfin le terme de pF pour désigner le logarithme népérien de la succion (et, par extension, de la pression capillaire), exprimée en cm de colonne d'eau. Cette unité est couramment utilisée chez les agronomes (Tableau II.1).

Exemple : 100cm de colonne d'eau = 10 kPa, pF2 correspond à une succion $s = 100$ kPa, pF3 à une succion $s = 1000$ kPa.

Tableau II.1 – Unités de mesure de la succion dans le sol (Delage et Cui, 2001).

pF	Pression atmosphérique (cm)	Bar	kPa
1	10^1	$9,8 \times 10^{-3}$	$9,8 \times 10^{-1}$
2	10^2	$9,8 \times 10^{-2}$	9,8
3	10^3	$9,8 \times 10^{-1}$	$9,8 \times 10$
4	10^4	9,8	$9,8 \times 10^2$
5	10^5	$9,8 \times 10$	$9,8 \times 10^3$
6	10^6	$9,8 \times 10^2$	$9,8 \times 10^4$

4.1.3 Paramètres influençant la succion initiale

Plusieurs paramètres de nature et d'état influençant la succion initiale des sols compactés, à titre d'exemple : la teneur en eau de compactage, le type de compactage et la consistance du sol présenté par sa limite de liquidité.

Kheirbek-Saoud (1994) a montré que la pression capillaire dans les sols compactés, diminue fortement lorsque la teneur en eau de compactage augmente (Figure II.18).

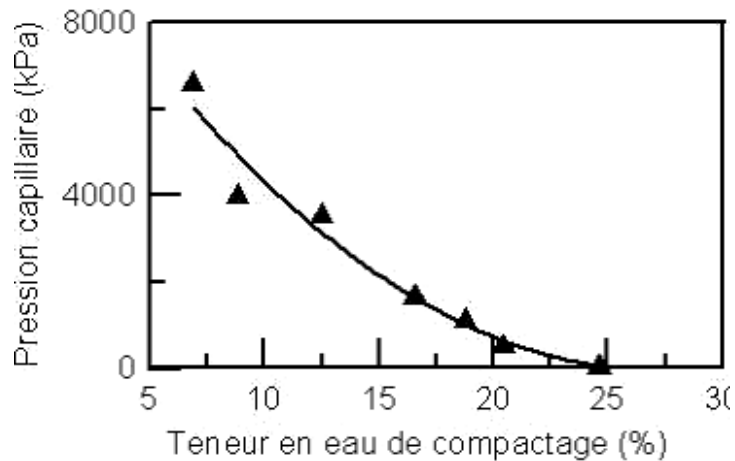


Figure II.18 – Variation de la pression capillaire d'un sol argileux avec la teneur en eau de compactage (Kheirbek-Saoud, 1994).

Fleureau et al. (2002) ont étudié la variation de la pression capillaire d'un sol argileux compacté à l'OPN ou à l'OPM avec sa limite de liquidité (Figure II.19). Pour un même état de consistance (limite de liquidité) les échantillons compactés à l'OPM présentent des valeurs de pression capillaire supérieures que celles compactés à l'OPN.

Pour les sols argileux, la pression capillaire augmente avec la limite de liquidité tandis que, pour les mélanges, le paramètre essentiel est le pourcentage de fins ($< 80\mu\text{m}$). Dans les argiles, les pressions capillaires à l'OPN ou à l'OPM peuvent atteindre couramment plusieurs centaines de kPa. Dans les sols contenant de forts pourcentages de sable, des valeurs de 10 à 50 kPa sont fréquemment observées. Par convention, on considère qu'un séchage à l'étuve correspond à une pression capillaire de 106 kPa.

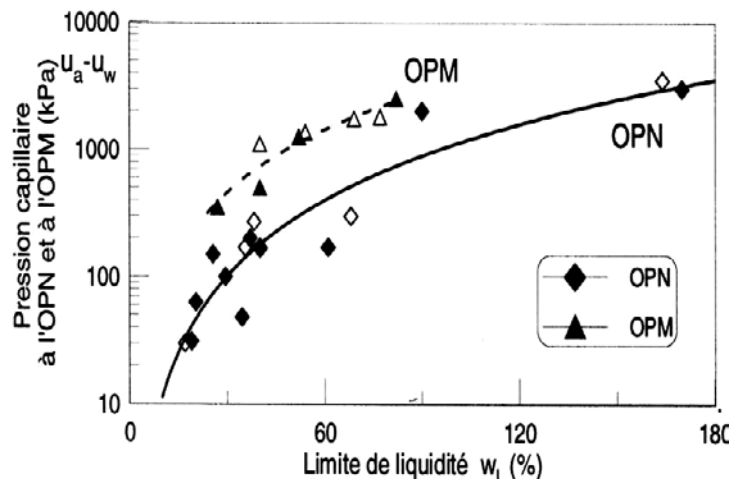


Figure II.19 – Variation de la pression capillaire d'un sol argileux compacté à l'OPN ou à l'OPM avec sa limite de liquidité (Fleureau et al., 2002).

La succion est un paramètre important mais difficile à mesurer pour lequel des corrélations peuvent être très utiles (Fleureau et al., 2002 ; Boutonnier, 2007). Le tableau II.2 donne les relations proposées par Fleureau et al. (2002) reliant la teneur en eau, la densité sèche et la succion à l'OPN ou à l'OPM avec la limite de liquidité du matériau.

Tableau II.2 – Corrélations entre paramètres d'états et paramètre de nature (Fleureau et al., 2002).

Conditions	Paramètres	corrélations	Régression (r ²)
OPN	w (%)	$1,99 + 0,46 w_L - 0,0012 (w_L)^2$	0,94
	$\gamma_d(kN/m^3)$	$21 - 0,113 w_L + 0,00024 (w_L)^2$	0,86
	s (kPa)	$0,118 (w_L)^{1,64}$	0,88
OPM	w (%)	$4,55 + 0,32 w_L - 0,0013 (w_L)^2$	0,88
	$\gamma_d(kN/m^3)$	$20,56 - 0,086 w_L + 0,00037 (w_L)^2$	0,77
	s (kPa)	$1,72 (w_L)^{1,64}$	0,88

4.1.4 Relation teneur en eau-succion

4.1.4.1 Courbe de rétention d'un sol

Une augmentation de la succion d'un sol c'est-à-dire une dessiccation, provoque une diminution de sa teneur en eau, l'eau ne pouvant plus être retenue par les forces matricielle et osmotique. La réduction de succion provoque une humidification du sol.

La relation entre la teneur en eau du sol et la succion correspondante est appelée courbe de rétention de l'humidité dans le sol ou encore courbe caractéristique de l'humidité dans le sol (Hillel, 1988) (figure II.20-a). L'augmentation de la pression interstitielle négative est associée à une diminution de la teneur en eau et du volume de l'échantillon. La forme de la courbe de rétention est affectée par la structure du sol principalement pour les faibles valeurs de succion s (figure II.20-b).

La courbe de rétention peut être obtenue par drainage, séchage d'un sol initialement saturé ou bien par humidification, mouillage d'un sol initialement sec. On parlera de courbe de désorption dans le premier cas et de courbe de sorption dans le second (Fleureau et al., 2002).

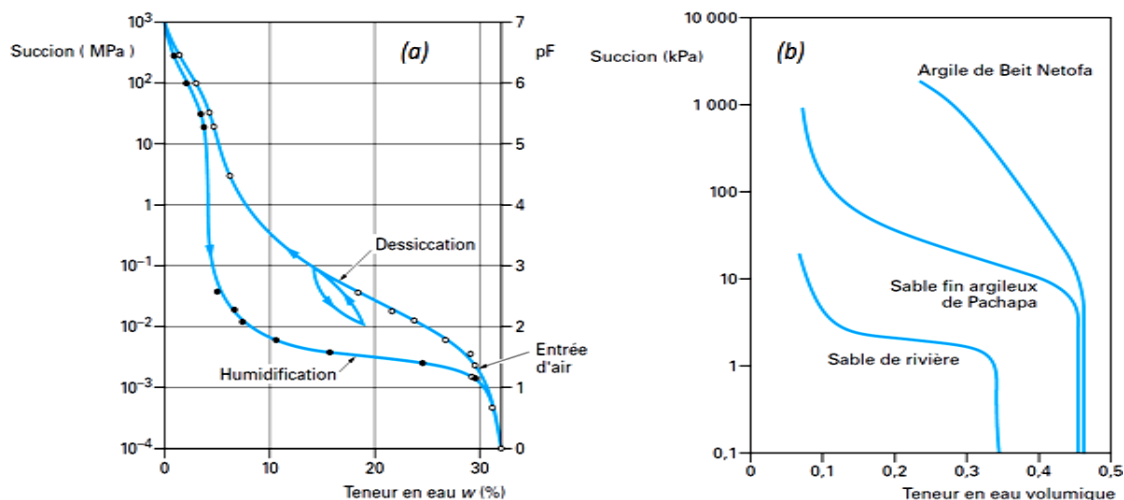


Figure II.20 – (a) Courbe de rétention d'un sable argileux (b) courbe caractéristique pour différents types de sols (Hillel, 1988 cité par Delage et Cui, 2001)

La courbe de rétention d'eau qui est considérée comme une relation constitutive fondamentale du sol (Lamara, 2008), étant difficile à obtenir expérimentalement, de nombreux auteurs ont essayé de la corrélérer à des paramètres facilement mesurables (courbe granulométrique, limites d'Atterberg, surface spécifique,...). Quelques exemples sont donnés dans le Tableau II.3. Dans les sols fins, la courbe de rétention d'eau est logiquement corrélée à la limite de liquidité w_L . En effet, la limite de liquidité est une indication de la capacité d'un sol à absorber de l'eau sous une contrainte de confinement proche de zéro. Néanmoins, l'indice des vides initial semble jouer également un rôle important.

Considérons un sol initialement saturé en eau. Si on lui applique une pression d'air à partir d'une valeur de pression critique appelée pression d'entrée d'air du sol (s_{air}), les larges pores commencent à se vider. La loi de Jurin permet d'affirmer qu'une augmentation de la pression d'air appliquée au sol entraînera un drainage de pores de taille de plus en plus réduite jusqu'à ce que pour de fortes succions, seuls les pores de très petites dimensions retiennent l'eau.

Tableau II.3 – Corrélations permettant d'obtenir la courbe de rétention d'eau.

Auteurs	Type de sol	Paramètres utilisés dans la corrélation	Commentaires
Fleureau et al. (2002)	Sols fins	limite de liquidité w_L écart de teneur en eau par rapport à l'optimum Proctor normal ou modifié	relation valable uniquement sur un chemin d'imbibition à partir de l'optimum Proctor normal ou modifié pour des sols fins
Aubertin et al. (2003)	Sols granulaires	Indice des vides e passant à 10% D_{10} coefficient d'uniformité C_U	- seuls les chemins de dessiccation sont étudiés ; - ces auteurs signalent des Difficultés pour obtenir une succion d'entrée d'air précise dans les sols fins à partir de corrélations
	Sols fins	Indice des vides e limite de liquidité w_L masse volumique des grains ρ_s	
Coté et Konrad (2003)	Matériaux granulaires avec faible % de fines (assise de chaussées)	Porosité n (ou indice des vides e) Surface spécifique de la fraction fine Courbe granulométrique	- les courbes de rétention d'eau prennent en compte explicitement la succion d'entrée d'air

Romero (1999) a étudié le rôle du poids volumique sec initial sur la courbe de rétention d'une argile. Il constate que la densité influence la courbe de rétention uniquement au-dessous d'une succion de 2 MPa. Partant du constat que la densité ne joue que sur la quantité des macropores et leurs tailles, les auteurs

supposent qu'en deçà de 2 MPa, la courbe de rétention est contrôlée par les macropores et qu'au-delà elle est contrôlée par les micropores.

Dans un sol sableux, la taille des pores est relativement grande, et la courbe de rétention présente une variation très rapide de la pression interstitielle négative pour les faibles teneurs en eau. En revanche, pour les argiles, la distribution des pores est beaucoup plus continue et la courbe de rétention est plus graduelle. Par ailleurs, la courbe de rétention n'est pas unique. Cette relation est différente selon que l'on se trouve en drainage ou en humidification. Quand un sol partiellement humide commence à se drainer, ou quand un sol partiellement sec commence à s'humidifier, la relation entre la pression interstitielle négative et la teneur en eau suit certaines courbes intermédiaires en passant de la branche de drainage vers la branche d'humidification et inversement (figure II.21). Ces chemins sont appelés courbes de passage et les variations cycliques d'état hydrique qui existent dans un élément de sol conduisent à une relation $w = f(-u_w)$ très compliquée (Klute and Heermann, 1974; Hillel, 1988). Les possibilités de passage d'une branche à l'autre sont appelées phénomènes d'hystérésis.

Ce phénomène d'hystérésis est attribué à plusieurs facteurs (Musy et Soutter, 1991 ; Ed Diny, 1993 ; Fleureau et al. 1993). Parmi ceux-ci :

- La présence d'air piégé qui tend à réduire la teneur en eau du sol sur chemin d'humidification;
- L'angle de contact solide-eau-air : En effet le rayon de courbure est plus grand pour un ménisque qui avance que pour un ménisque qui recule;
- La non-uniformité géométrique des pores qui aboutit à l'effet appelé « bouteille d'encre » : durant le drainage, les vides restent remplis d'eau jusqu'à ce que la succion soit suffisamment grande pour que le seuil le plus petit des pores se désature, alors que pendant l'humidification les vides se remplissent d'eau pour une succion plus faible puisque celle-ci correspond au seuil le plus grand des pores;
- Le phénomène de retrait affectant la phase solide sous l'effet de l'augmentation de la pression interstitielle négative est un comportement plastique dans le domaine saturé ou quasi saturé, par conséquent, ce phénomène de retrait n'est pas réversible d'où l'hystérésis observé dans le plan $[-u_w, e]$.

L'hystérésis peut être également importante durant l'infiltration dans les sols ayant un profil de teneur en eau initiale non uniforme. D'autres facteurs tels que la structure et la texture du sol (Hillel, 1988) et son état initial (teneur en eau et masse volumique sèche) influencent la courbe de rétention (Amraoui, 1996).

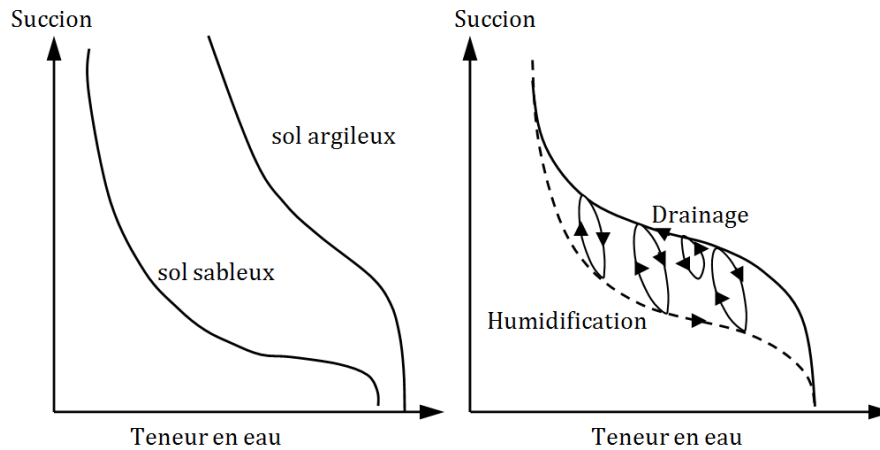


Figure II.21 – Courbe de rétention : à droite les courbes de passage intermédiaires décrivant les phénomènes d’hystérésis (Hillel, 1988)

Cet hystérésis est typique des milieux poreux constitués de pores de taille variable interconnectés en parallèle ou en série peut être expliquée par des mécanismes physiques multiples, d’après Bear (1969) et Bear et Bachmat (1991), comme le montrent la Figure II.22:

- figure II.22-a : lors d’un séchage, lorsque la succion correspond à la vidange du plus gros tube, le petit tube connecté en parallèle ne se vide pas, ce qui conduit à une teneur en eau plus forte ; lors d’un remouillage, la teneur en eau à la même succion est plus faible du fait que le petit tube est vide ;
- figure II.22-b : dans une connexion en série de pores de tailles différentes, l’effet dit effet de goulot entraîne également, à la même succion, une teneur en eau plus forte lors du séchage ;
- figure II.22-c : l’angle de contact au remouillage et lors d’un drainage est différent, comme l’illustre l’effet de goutte évoqué par Bear.

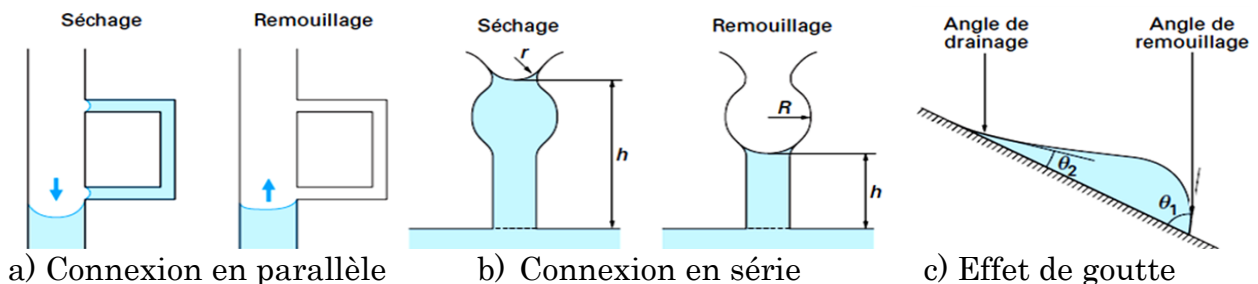


Figure II. 22– Mécanismes invoqués pour l’hystérésis des courbes de rétention d’eau (d’après Bear et Bachmat cité par Delage et Cui., 2001)

4.1.4.2 Chemin de drainage-humidification (1er cycle)

Fleureau et al. (1993, 2002) ont observé un retrait irréversible lors d’un cycle de drainage-humidification réalisé sur une kaolinite normalement consolidée. La figure II.23 présente ce cycle de drainage-humidification sur la courbe teneur en eau massique en fonction de la succion. Sur le chemin de drainage à partir d’une pâte d’argile saturée (à $w_0 = 1,5 w_L$), la teneur en eau présente d’abord une variation lente (1) jusqu’à la succion de préconsolidation, puis la variation de w s’accélère selon un segment de droite (2) qui se confond avec le chemin

normalement consolidé (NC) du matériau saturé sur chemin de compression isotrope. Enfin, une diminution rapide de la teneur en eau (3) se produit jusqu'à une valeur nulle. Le chemin suivi est en grande partie irréversible sauf dans la dernière phase (3) puisque les phases (1) et (2) sont remplacées par une phase de réhumidification progressive (4).

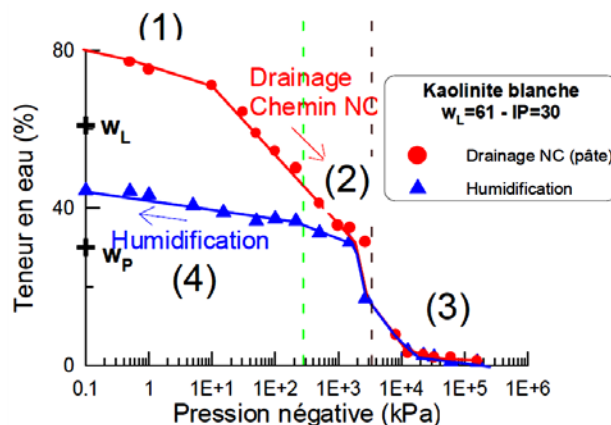


Figure II.23 – Courbe de rétention d'une kaolinite préparée sous forme de pâte saturée (Fleureau et al., 1993)

Pour bien comprendre la signification de ces différentes phases du comportement, il faut associer au graphique ci-dessus les variations des autres paramètres comme l'indice des vides ou le degré de saturation (Biarez et al., 1988). La figure II.24, représente la variation de l'indice des vides et degré de saturation en fonction de la succion et de la teneur en eau.

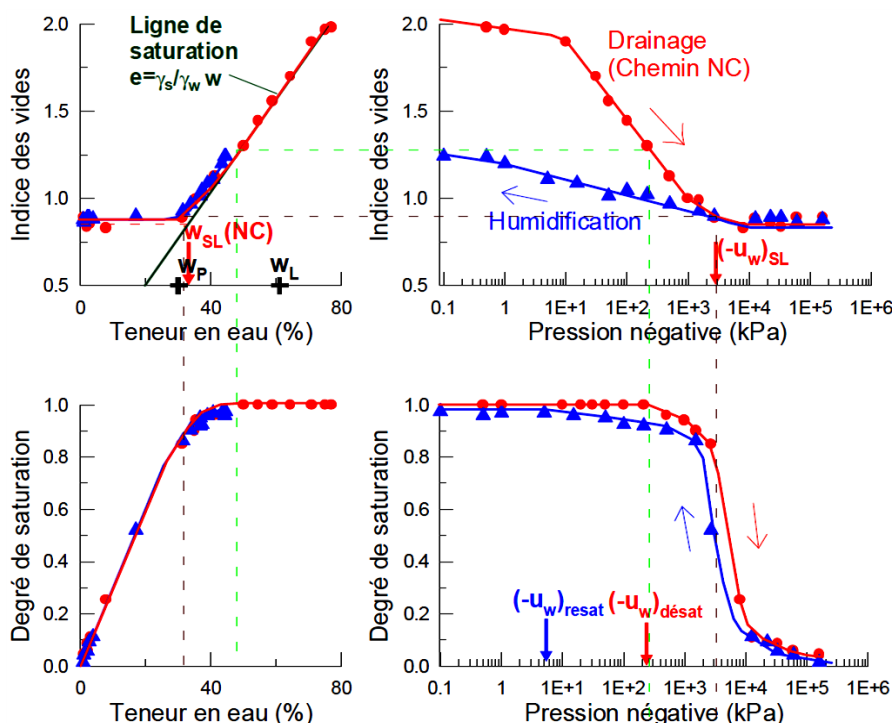


Figure II.24 – Chemins de drainage-humidification de la kaolinite blanche (Fleureau et al., 1993).

En comparant la courbe de variation de la teneur en eau et la courbe de variation du degré de saturation en fonction de la succion, on constate que, sur une grande partie de la courbe de rétention (jusqu'à une succion de 300 kPa), l'argile reste saturée ou quasi saturée. Au-delà, on observe une chute très rapide du degré de saturation jusqu'à 0.

La comparaison de l'évolution simultanée de la saturation, de la teneur en eau et de la succion au cours de la dessiccation, met en évidence l'existence d'un domaine saturé ou très proche de saturation à succion non nulle, ce qui correspond à l'état partiellement saturé défini par Aitchison (1959). La succion s_{air} , à partir de laquelle l'air commence à pénétrer dans le sol, est appelée le point d'entrée d'air (Figure II.25). Les mécanismes régissant la succion dépendent de la teneur en eau du milieu (McQueen & Miller, 1974). A des teneurs en eau faibles, l'eau interstitielle est principalement sous forme de couches minces sur les surfaces de particules où les effets de la succion sont gouvernés par la surface spécifique de sol. Par ailleurs, pour les succions faibles, le mécanisme dominant devient la succion capillaire gouverné principalement par le type de particule, la structure de pores et la distribution de pores. La succion osmotique a toujours la même influence sur la gamme entière de la teneur en eau.

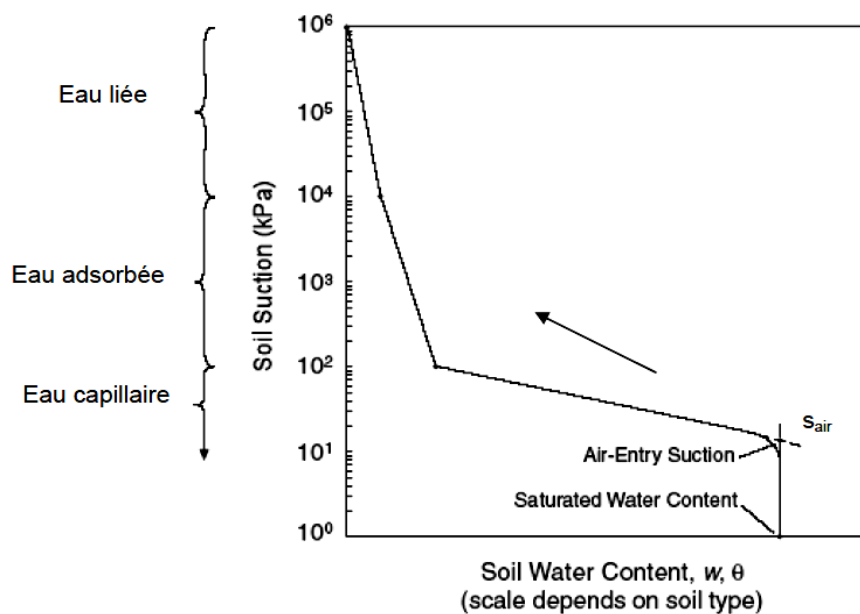


Figure II.25 – Différentes phases de la désorption (McQueen & Miller, 1974).

4.1.4.3 Evolution de l'état du sol sur chemin de drainage-humidification

La figure II.26 représente le chemin de drainage-humidification du limon de Jossigny compacté, c'est-à-dire les changements d'état du sol à partir de son état initial à l'Optimum Proctor Normal sous l'effet d'une variation de la pression capillaire. Dans les argiles, les pressions capillaires à l'Optimum Proctor Normal ou Modifié peuvent atteindre couramment plusieurs centaines de kPa. Dans les sols contenant de forts pourcentages de sable, des valeurs de 10 à 50 kPa sont fréquemment observées. Par convention, on considère qu'un séchage à l'étuve correspond à une pression capillaire de 106 kPa.

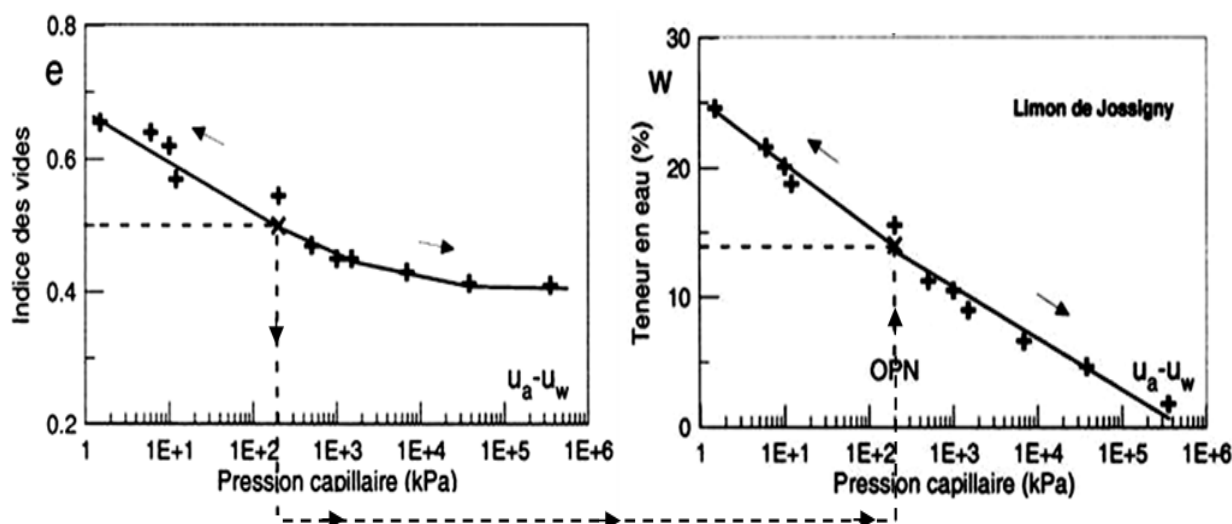


Figure II.26 – Chemin de drainage-humidification du limon de Jossigny compacté à l’OPN (Fleureau et al., 1999).

Une variation de pression négative entraîne simultanément une variation de volume d’indice des vides), de degré de saturation et de teneur en eau du matériau. Pour tous les sols compactés à l’Optimum Proctor Normal ou Modifié, on peut admettre, en première approximation, que la teneur en eau varie linéairement en fonction du logarithme de la pression capillaire, avec une pente différente en drainage et en humidification. L’amplitude des variations augmente avec la plasticité du sol, comme indique sur les figures II.27 et II.28.

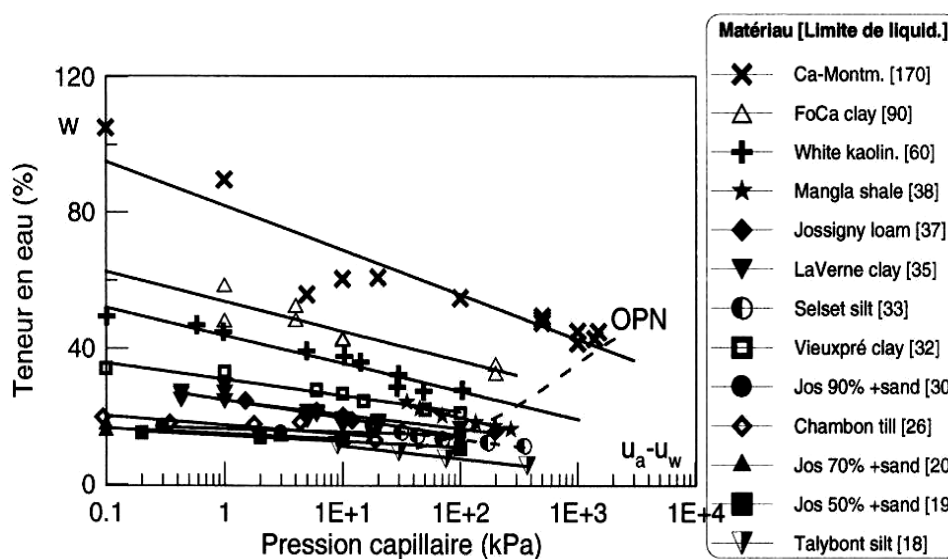


Figure II.27 – Chemins d’humidification de différents sols compactés à l’Optimum Proctor Normal (Fleureau et al., 2002).

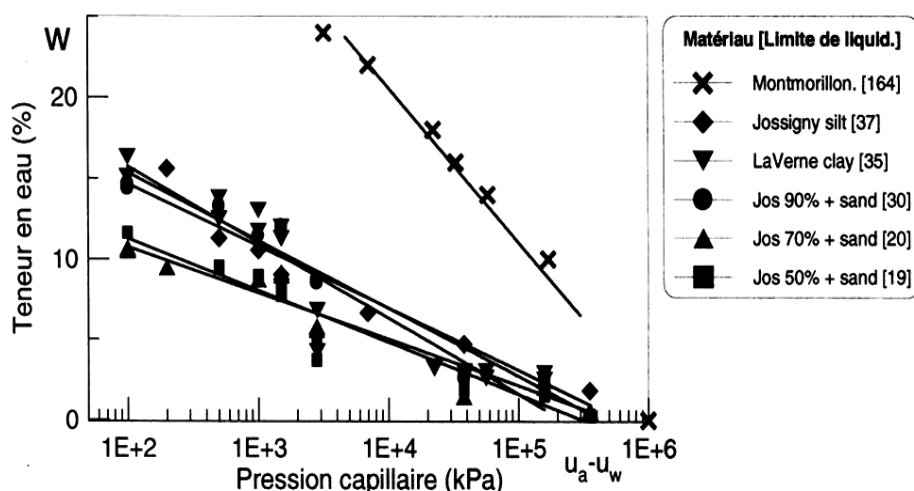


Figure II.28 – Chemins de drainage de différents sols compactés à l’Optimum Proctor Normal (Fleureau et al., 2002).

La linéarité reste vérifiée si l’on considère les variations d’indice des vides sur chemin d’humidification. En revanche, l’indice des vides tend à se stabiliser lorsque la pression capillaire devient importante, ce qui correspond à une teneur en eau inférieure à la limite de retrait.

4.1.4.4 Rôle de la succion sur le squelette solide et sur la phase eau

Une représentation sur un même graphe de la courbe indice des vides-succion (e, s) et de la courbe rétention d’eau-succion sous la forme indice d’eau ($w_p/s = w_p \rho_s$) (Romero et Vaunat, 2000) (Figure II.29), permet de comprendre le rôle joué par la succion sur l’édifice microstructural et sur la phase eau. La variation de l’indice des vides (e) met en évidence l’effet de la succion sur la microstructure du matériau, et la variation de l’indice d’eau ($w_p \rho_s$), l’effet de la succion sur la phase eau. Pour les sols étudiés, une comparaison entre la courbe (e, s) et la courbe ($w_p \rho_s, s$) montre que la phase eau est plus sensible aux variations de succion que le squelette. Autrement dit, qu’une augmentation de la succion entraîne des modifications plus importantes sur la phase eau que sur l’arrangement microstructural au-delà de 15 MPa. Ces résultats sont confirmés par Cuisinier (2002).

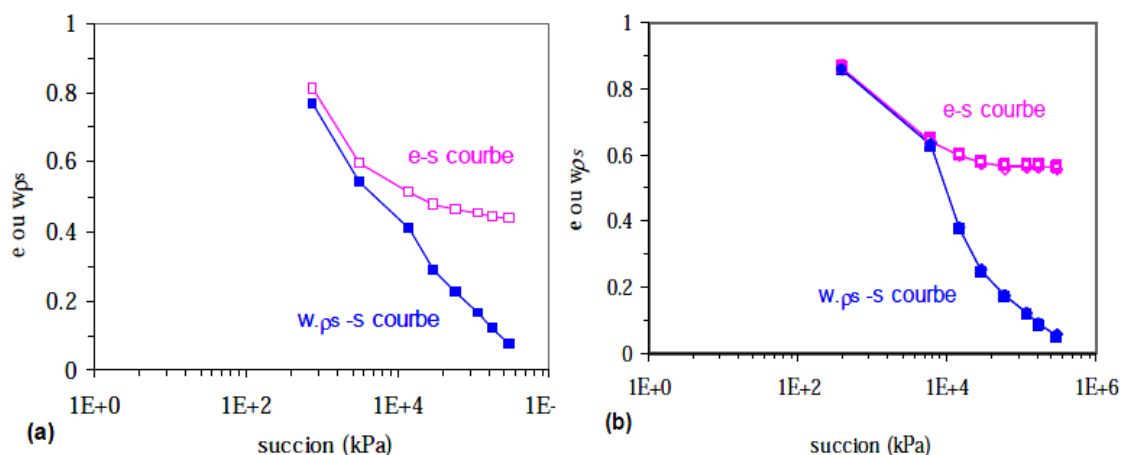


Figure II.29 – Comparaison entre l’effet de variation de la succion sur le squelette du sol et sur la phase d’eau (Yigzaw, 2009).

4.1.4.5 Rôle de la succion sur la résistance mécanique

Taïbi (1994) a calculé, pour un ensemble de billes rangées, la contrainte isotrope p'_u ou σ'_u qui correspond à l'ensemble des forces f_u . Il considère que la succion correspondant à un pseudo tenseur de contraintes p_u ou σ_u . Ceci donne sur la figure II.30 la relation entre σ'_u et la pression interstitielle négative (suction) pour différents arrangements de billes caractérisés par γ_d . On voit que σ'_u a une valeur nettement plus petite que la valeur des sols saturés $\sigma'_u = -u_w$ et qu'il existe en pratique une valeur maximale si la succion croît, c'est à dire pour les faibles degrés de saturation.

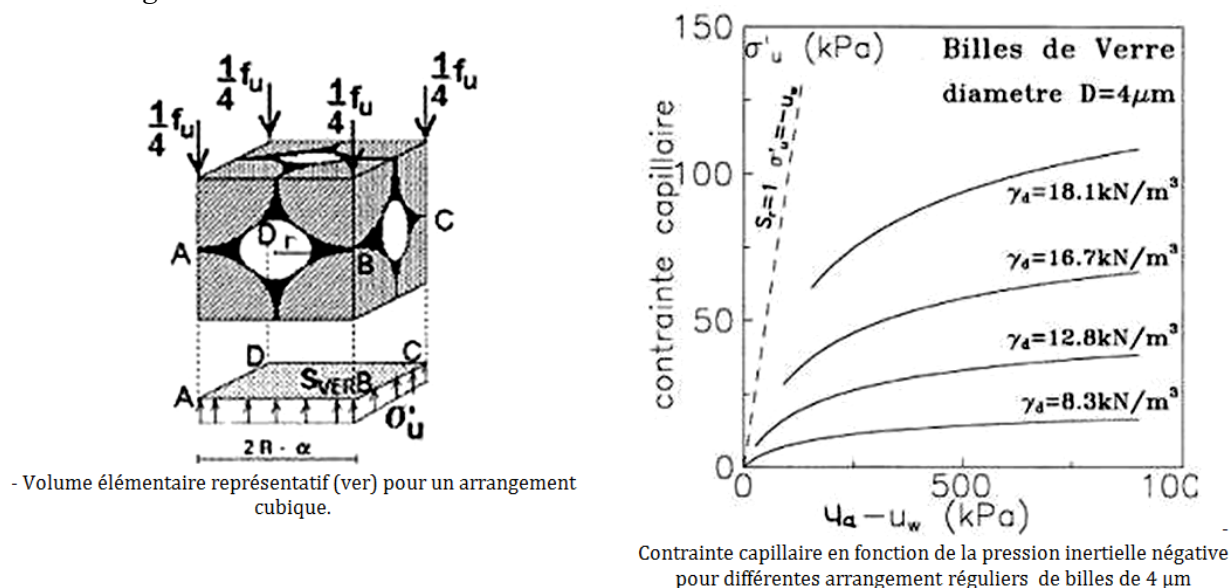


Figure II.30 – Contrainte capillaire en fonction de la pression interstitielle négative pour les différents arrangements réguliers de billes de 4mm de diamètre (Taïbi, 1994).

La contrainte σ'_u s'ajoute à la contrainte transmise par les grains $(\sigma - u_a)$ pour donner une contrainte inter granulaire sous forme :

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \sigma'_u \tag{II.5}$$

Sur la figure II.31 on voit, pour un essai de cisaillement ou un essai triaxial, une résistance maximale $\sigma_1 = c + \sigma \tan \varphi'$ en contraintes totales. La cohésion apparente correspond à la pression capillaire σ'_u ; elle présente donc une valeur maximale comme σ'_u . Ce résultat peut être présenté en contraintes inter granulaires par l'équation précédente (II.5), ce qui donne une droite passant par l'origine.

Pour mettre en évidence le caractère isotrope de la correction réalisée par l'intermédiaire de la contrainte capillaire σ'_u , on note souvent celle-ci p'_u .

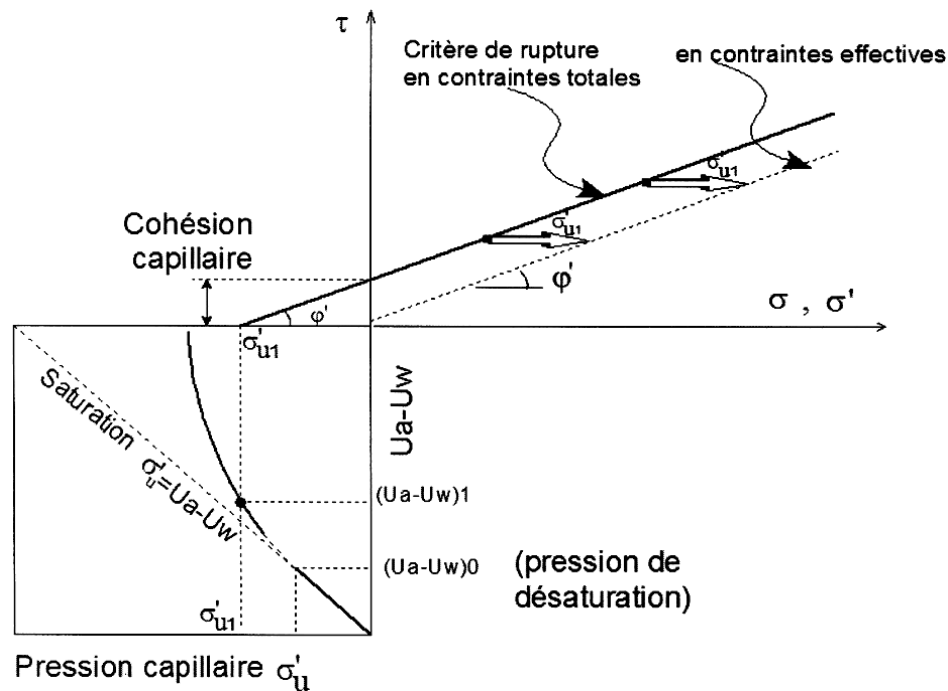


Figure II.31 – Définition de la cohésion capillaire dans le plan de Mohr et relation entre la contrainte capillaire et la cohésion capillaire (Taïbi, 1994).

4.2 Perméabilité du sol compacté

Les écoulements dans les milieux poreux se font par des chemins complexes et tortueux à travers des séries de pores interconnectés et de différentes tailles et formes. En règle générale, la perméabilité dans un milieu poreux dépend (Buzzi, 2004):

- Du volume des pores (fonction de la densité et du degré de saturation);
- De la distribution de la taille des pores (structure interne des pores).

Dans un sol saturé, le coefficient de perméabilité est essentiellement fonction de l'indice des vides et de la courbe porosimétrique. Dans une analyse d'écoulement transitoire, il est souvent supposé constant. Mais, dans un sol non saturé, le coefficient de perméabilité n'est pas constant, il varie en fonction de la combinaison de l'indice des vides et de la saturation.

Physiquement, au fur et à mesure que le sol se déshydrate, l'air occupe de plus en plus le volume des pores, de sorte que le trajet de l'eau devient de plus en plus étroit et tortueux. Par conséquent, la perméabilité diminue fortement lorsque la saturation diminue. Cette dernière est fortement influencée par la variation de la succion, mais peu influencée par la variation de la contrainte. L'effet de la variation de l'indice des vides sur le coefficient de perméabilité est faible par rapport à l'effet de la saturation. L'effet de la contrainte sur la saturation est également secondaire par rapport à l'effet de la succion. Dès lors, pour l'analyse d'écoulements transitoires dans un sol non saturé, le coefficient de perméabilité est souvent exprimé soit en fonction de la saturation qui est liée à la succion, soit directement en fonction de la succion elle-même (Fredlund et Rahardjo, 1993).

En conséquence, la loi d'écoulement pour un sol saturé est basée sur la loi de Darcy, une loi tirée d'observations expérimentales établissant qu'il existe une

relation linéaire entre la vitesse d'écoulement et les forces motrices. Elle s'écrit sous la forme suivante :

$$v = k \cdot i \quad (\text{II.6})$$

Avec : v : vitesse d'écoulement ;
 i : gradient hydraulique, $i = -dh/dx$ (sans dimension) ;
 k : coefficient de perméabilité (m/s).

Cette loi de Darcy reste valable en milieu non saturé, elle est généralisée comme suit :

$$v_w = k_w(s) \cdot \nabla h_{wt} \quad (\text{II.7})$$

Avec : v_w : vitesse d'écoulement dans un sol non saturé
 $k_w(s)$: la perméabilité du sol non saturé
 h_{wt} : la charge hydraulique totale (ou potentiel de l'eau, ∇ est l'opérateur gradient)

Plusieurs paramètres affectent la perméabilité. Ils peuvent être classés en trois catégories :

- Composition : minéralogie, distribution de la taille des pores, ... etc. ;
- Environnemental : conditions de compactage, structure, saturation, ... etc. ;
- Facteurs associés aux techniques de mesure de la perméabilité : méthode d'essai, condition d'essai, ... etc.

Les plus importantes, de point de vue pratique, seront détaillées par la suite.

4.2.1 Influence des paramètres liés au compactage

Pour étudier les variations de perméabilité dans un sol fin compacté, il est souvent nécessaire de considérer le couple teneur en eau – compactage. En effet l'influence de la teneur en eau sur la conductivité est intimement dépendante du compactage (mode, énergie) et il est très difficile de faire la part de l'influence de chacun de ces paramètres.

Les modifications de texture du sol compacté avec la teneur en eau de compactage se traduisent naturellement par des variations de la perméabilité à saturation. Celle-ci diminue fortement lorsque la teneur en eau augmente, quel que soit le mode de compactage, ce qui résulte du passage d'une texture relativement ouverte à une texture plus homogène et plus fermée.

Pratiquement toutes les études effectuées par les auteurs, comme en particulier (Resendiz, 1980 ; Boyton et Daniel, 1985, Day et Daniel, 1985 ; Kenney et al., 1992 ; Moussaï, 1993, Daoud, 1996) montrent que la perméabilité est très influencée par la teneur en eau initiale de compactage. L'ensemble de ces études a révélé que la perméabilité des sols compactés du côté humide de l'optimum Proctor est beaucoup plus faible que celle compactés du côté sec ; ceci, contrairement à ce que certains auteurs pensaient apparemment auparavant (Caquot et Kérisel, 1966).

A titre d'exemple, dans le cas de l'argile silteuse, la perméabilité est divisée par 100 lorsque la teneur en eau augmente de $w_{opt} - 3\%$ à $w_{opt} + 3\%$ (Resendiz, 1980) (figure II.32).

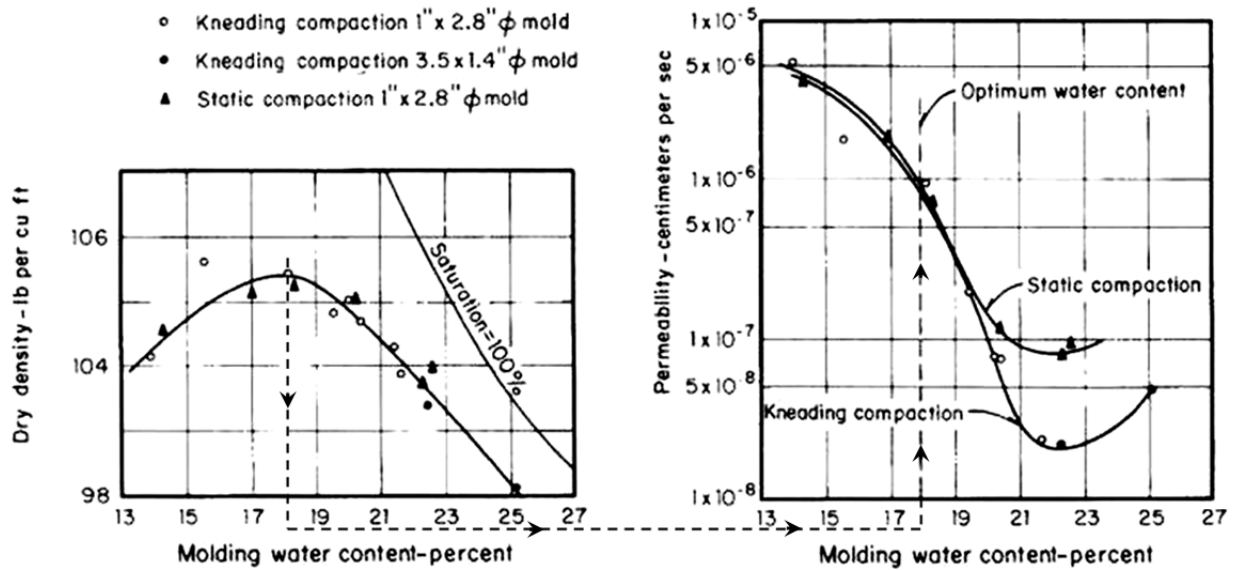


Figure II.32 – Variation de la perméabilité à saturation avec la teneur en eau de compactage pour des échantillons compactés par différentes techniques (Resendiz, 1980).

L'influence du compactage sur la perméabilité fait intervenir, d'une part, l'énergie de compactage appliquée à l'échantillon ou à la couche mise en place, et d'autre part le mode de compactage proprement dit (statique, dynamique ou par pétrissage). L'augmentation de l'énergie de compactage se traduit par une diminution de la conductivité hydraulique (Moussai, 1993) (figure II.33).

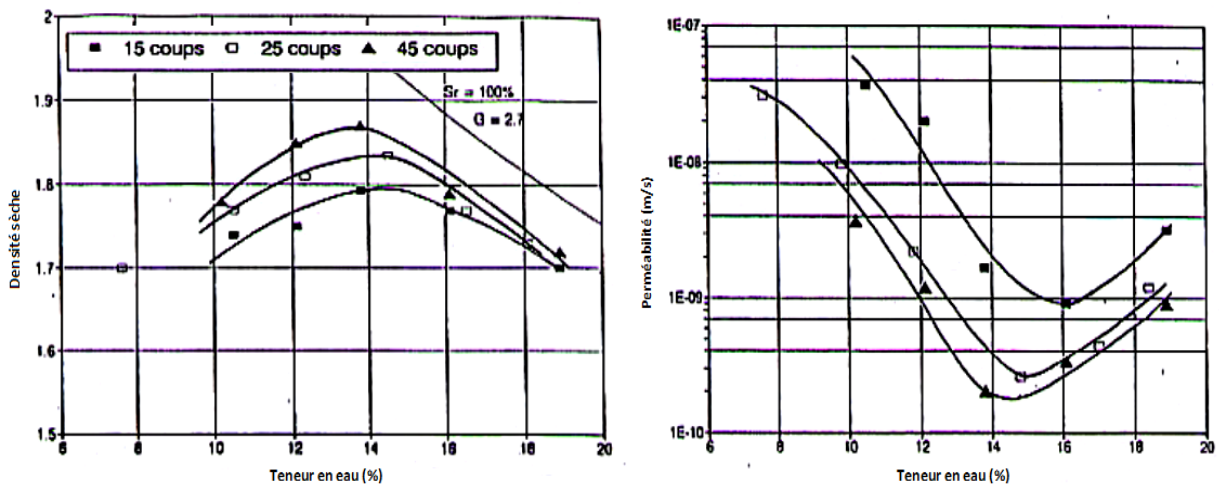


Figure II.33 – Relation Conductivité hydraulique-teneur en eau/ densité sèche (Moussai, 1993).

4.2.2 Influence du degré de saturation ou la succion

Un autre facteur vient également modifier la perméabilité du sol compacté : le degré de saturation ou la succion : la perméabilité à l'eau, que l'on désigne par "effective" lorsqu'on est en présence de plus d'une phase fluide, diminue très rapidement lorsque le degré de saturation diminue ou lorsque la pression interstitielle augmente (Delage, 1987 ; Fleureau et al., 1995) (Figure II.34).

En revanche, la perméabilité effective à l'air augmente avec la pression capillaire, que ce soit lorsqu'on diminue la teneur en eau de compactage, ou sur un chemin de drainage (Blight, 1971 ; Langfelder et al., 1968). Comme dans les courbes de drainage-humidification, on observe une importante hystérésis des courbes de perméabilité effective à l'eau ou à l'air.

L'expérience a montré que la non saturation de l'éprouvette entraînait une diminution très importante de la valeur de la perméabilité. En effet, Les bulles emprisonnées ont tendance à boucher les pores, d'où une diminution de k . C'est pourquoi, il faut s'assurer de la totale saturation de l'échantillon avant de mesurer sa perméabilité.

Une bonne estimation de la perméabilité en présence d'une seule phase fluide (cas de sol saturé), donne une bonne indication du mouvement de l'eau dans le cas de diminution du degré de saturation (sol non saturé). Pour cela, et par la suite, on s'intéresse qu'au mesure de la perméabilité à l'état saturé (en régime permanent). Les différentes méthodes de mesure de la perméabilité saturée, sont exposées en annexe 2.

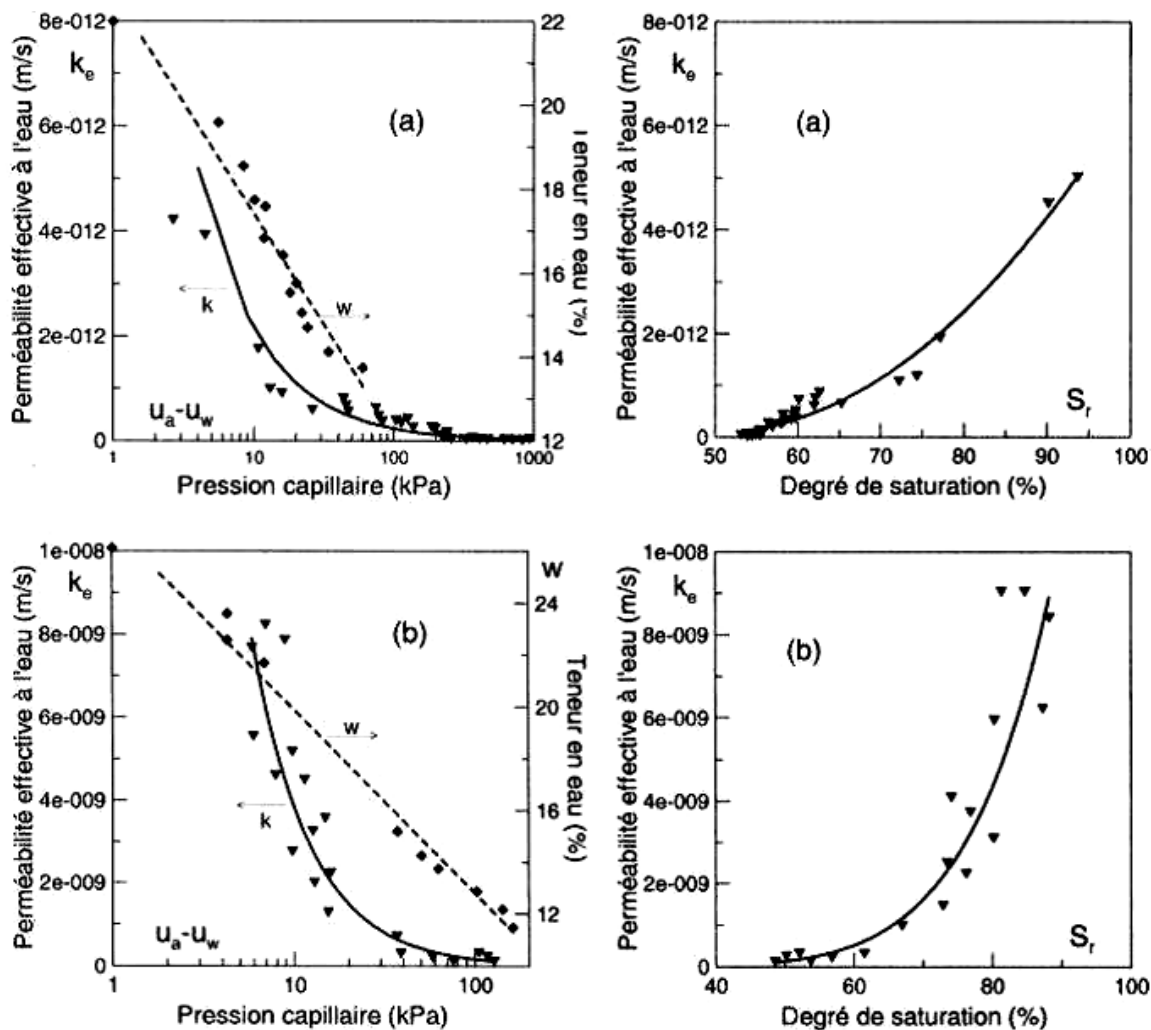


Figure II.34 – Variations de perméabilité effective à l'eau et courbes d'humidification en fonction de la pression capillaire et du degré de saturation pour (a) une argile silteuse et (b) un sable argileux (Daniel, 1983).

4.2.3 Influence de la contrainte verticale

L'intérêt de l'application d'une contrainte verticale est de reproduire en laboratoire les conditions in situ (par exemple la contrainte due au poids des terres ou au mouvement des engins lors du compactage d'une route ou après la mise en service)

Watabe et al., (2005) ont réalisé des essais de perméabilité en utilisant l'œdomètre sur différents mélanges sable-bentonite. Les résultats ont été représentés dans les deux plans $[\log \sigma'_3, e]$, $[\log \sigma'_3, \log k]$ et $[\log k, e]$ (figure II.35). Ils montrent qu'une augmentation de la contrainte verticale conduit à une diminution de la perméabilité et de l'indice des vides. La perméabilité et l'indice des vides sont proportionnels.

En effet, une augmentation du déviateur de contrainte a pour effet de réduire la valeur de l'indice des vides ce qui provoque la diminution de la valeur de la perméabilité jusqu'à une certaine valeur du déviateur de contraintes. Ces résultats sont confirmés par les travaux de Gueddouda et al. (2010).

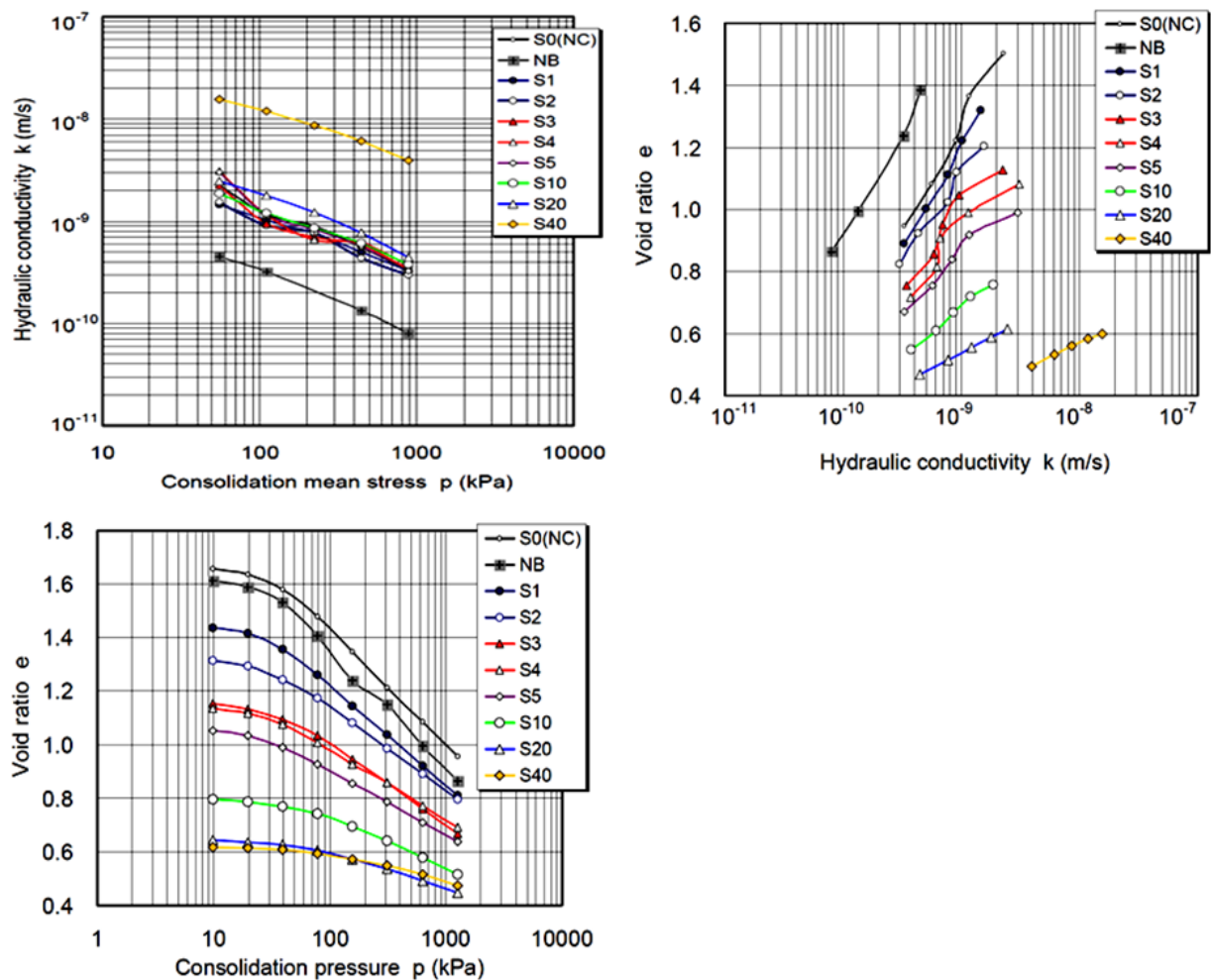


Figure II.35 – relation entre les paramètres (contraintes verticales, indice des vides) et la perméabilité des différents mélanges sable-bentonite (Watabe et al., 2005).

Taïbi et al., (2009a), ont réalisé des essais de perméabilité saturée sur deux types de sols différents en utilisant l'appareil triaxial de type Bishop-Wesley. Ils montrent que la perméabilité est légèrement influencée dans le domaine des contraintes testés (de 0,1 à 1,6 MPa) (figure II.36).

4.2.4 Influence du gradient hydraulique

Les gradients hydrauliques habituellement utilisés en laboratoire sont souvent plus élevés que ceux rencontrés in situ, et ce, afin de pouvoir réaliser des mesures d'une durée raisonnable (de l'ordre de 2 à 4 semaines). Ces gradients peuvent atteindre 100 à 200 ou plus (Sayad-Gaïdi, 2003). Les forts gradients peuvent entraîner une évolution de la structure interne de l'échantillon par migration des éléments plus fins. On peut avoir comme effet, une fermeture des pores.

En outre, il est possible que la différence de pression entre l'amont et l'aval de l'échantillon entraîne sa consolidation donc une diminution de la perméabilité. En fait, cette possibilité n'est pas à craindre quand le matériau testé est un matériau compacté, car ce compactage même faible correspond à des pressions statiques supérieures aux pressions hydrauliques utilisées au cours des essais de perméabilité. Par contre, le problème peut se poser pour des essais de perméabilité réalisés sur des échantillons intacts dont la pression de consolidation serait inférieure à la différence de pression amont –aval utilisée pendant les essais.

Gueddouda et al. (2010), ont réalisé une série d'essai de perméabilité sur des échantillons compactés (85% sable de dune - 15 % bentonite) pour différentes valeurs de gradients hydrauliques (de $i = 57$ à 214). Leurs résultats montrent que dans la gamme des gradients hydrauliques testés une très légère croissance de la perméabilité (figure II.37). Ces résultats concordent avec celles de Kenney et al. (1992), Sayad-Gaïdi (2003) et Younes (2010).

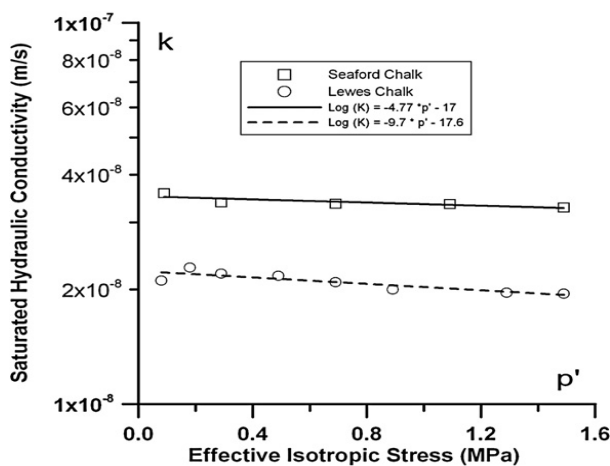


Figure II.36 – Effet de la contrainte effective moyenne sur la perméabilité saturée (Taïbi et al., 2009a).

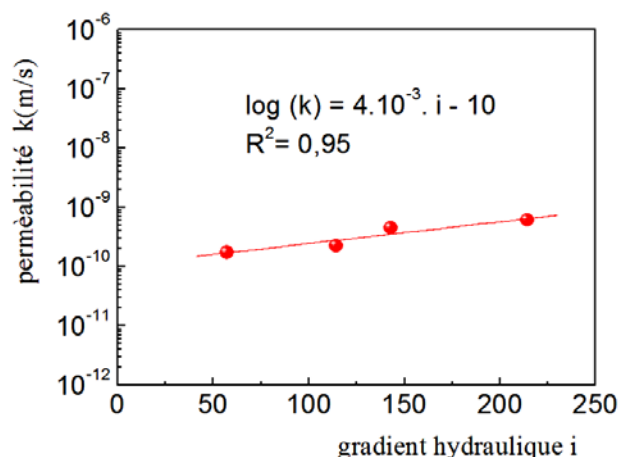


Figure II.37 – Influence du gradient hydraulique sur la perméabilité (Gueddouda et al., 2010).

5 Comportement mécanique des sols compactés

5.1 Comportement sur chemins triaxiaux saturés

L'essai triaxial de révolution standard est largement utilisé en mécanique des sols pour déterminer les caractéristiques mécaniques d'un matériau, aussi bien pour des applications géotechniques que pour caler des modèles rhéologiques. Cet essai reste depuis plusieurs décennies, l'essai de laboratoire le plus élaboré. Il permet de connaître, à tout instant, l'état des contraintes appliquées à l'échantillon y compris la variation de volume ou la pression interstitielle.

Les essais triaxiaux peuvent être réalisés à différentes pressions de confinement et dans différentes conditions de drainage. De ce fait, il n'existe pas une réponse mécanique à un essai triaxial mais une multitude de réponses selon que l'argile est sous consolidée, normalement consolidée ou surconsolidée, selon que l'échantillon est consolidé ou non après l'application du confinement et selon que l'essai est drainé ou non au cours du cisaillement. On distingue habituellement les essais suivants :

- UU : échantillon non consolidé et essai non drainé,
- CU : échantillon consolidé et essai non drainé,
- CD : échantillon consolidé et essai drainé.

La Figure II.38 montre le changement de comportement qui est observé dans le plan de Mohr lorsque l'on passe du domaine surconsolidé au domaine normalement consolidé (Magnan, 1998) :

- Si les cercles de Mohr utilisés pour tracer la courbe intrinsèque correspondent à des éprouvettes chargées dans le domaine surconsolidé, on obtient une droite de Mohr-Coulomb de paramètres $C'_{OC} > 0$ et ϕ'_{OC} ;
- Si les éprouvettes sont chargées dans le domaine normalement consolidé, on obtient une droite de Mohr-Coulomb passant par l'origine et de paramètres $C'_{NC} = 0$ et ϕ'_{NC} .

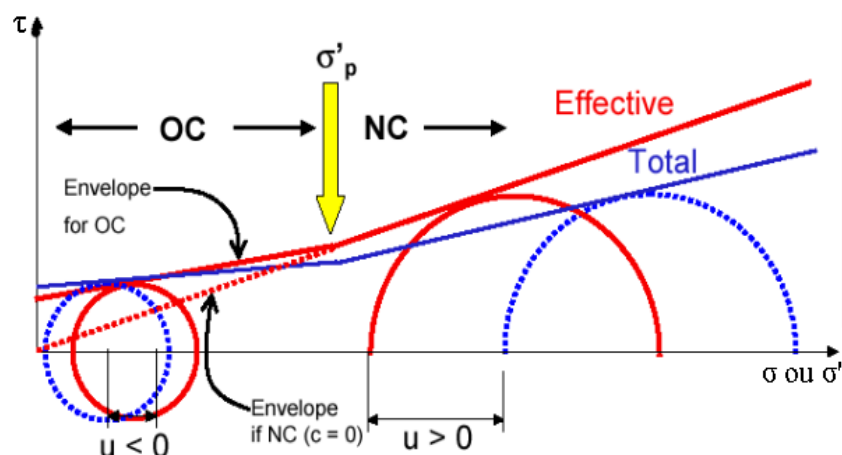


Figure II.38 – Critère de rupture dans les domaines normalement consolidé et surconsolidé.

Pour illustrer le comportement expérimental des matériaux compactés, on présentera, des essais triaxiaux qui ont été réalisés sur le sable d'Hostun sous conditions drainées par Bouvard et Stutz (1986). Les essais sont réalisés à différents niveaux de déviateur, à différentes pressions de confinement et à différents états de densité initiale. Les résultats de ces essais, typiques pour les matériaux granulaires sont montrés sur la figure II.39.

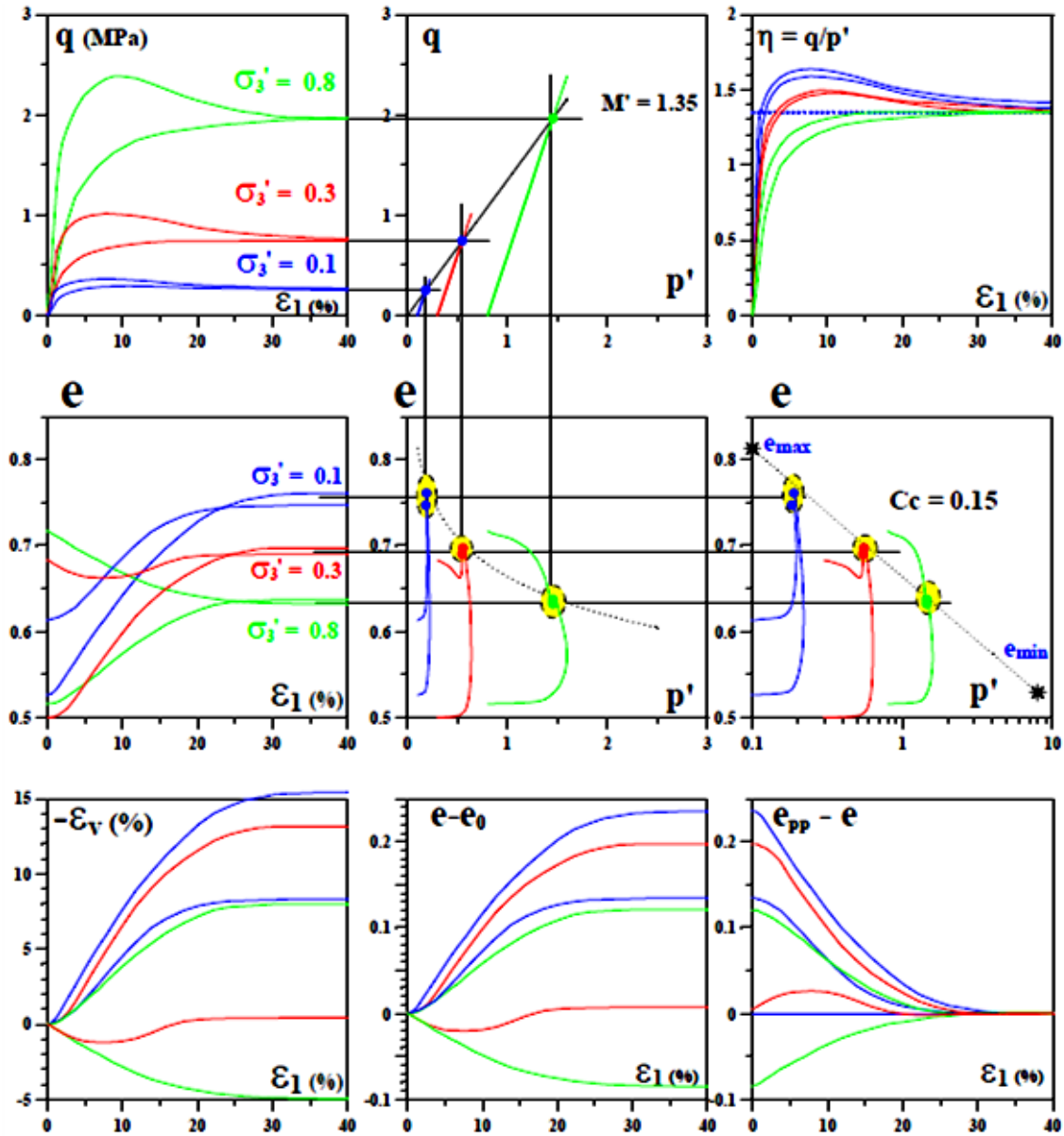


Figure II.39 – Essais triaxiaux sur le sable d'Hostun (Bouvard et Stutz, 1986).

Les courbes du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale $q(\epsilon_1)$ finissent par un palier représentant la plasticité parfaite (Schofield et Wroth, 1968). A partir des plans, on remarque que pour une contrainte de confinement donnée, le même déviateur q et le même indice final des vides sont atteints, en partant d'états initiaux différents en densité. Par contre le pic remarqué sur le plan est lié à la densité initiale et à la contrainte de confinement. (q, ϵ_1), (e, ϵ_1)

Dans le plan (p, q) , les paliers de la plasticité parfaite se trouvent sur une droite passant par l'origine et de pente M correspondant à l'angle de frottement de plasticité parfaite dans le plan de Mohr, il est donc possible d'écrire que :

$$\varphi_{PP} = \frac{3M}{6+M} \quad (\text{II.8})$$

Par ailleurs, on remarque une augmentation du déviateur de rupture avec la contrainte de confinement. Les courbes de la variation volumique $e(\varepsilon_1)$ et $\varepsilon_v(\varepsilon_1)$ commencent par une contractance volumique jusqu'à une déformation $\varepsilon_1 = 10^{-2}$ environ. Cette phase de contractance sera suivie par une dilatation qui passe par une pente maximale $d\varepsilon_v/d\varepsilon_1$ correspondant au pic de la courbe $q(\varepsilon_1)$.

La pente $d\varepsilon_v/d\varepsilon_1$ décroît ensuite jusqu'à 0 où l'indice des vides critique (ou de l'état de plasticité parfaite) est atteint. Dans cette phase le matériau se déforme sans variation de volume. En pratique, il est très rare d'atteindre cet indice des vides critique car, il se produit des localisations de grandes déformations ou du frettage, qui interdisent les déformations homogènes de plus de 30%. De ce fait l'essai ne peut plus être utilisé pour la loi de comportement mais cette hypothèse est utile pour une loi de comportement générale.

Masekanya (2008) a réalisé des essais triaxiaux de type consolidé-non drainé CU sur d'un limon compacté statiquement à l'OPN. Ces essais ont été réalisés à des pressions de confinement $\sigma_3 = 50 \text{ kPa}$, 100 kPa et 200 kPa (figure II.40). Il a constaté que:

- Les courbes de contraintes déformations dans le plan (ε_1, q) (figure a) ne présentent pas de pic de résistance ou des paliers francs. Le critère de rupture est généralement le déviateur maximum, qui pour ce matériau est généralement assimilé au déviateur après 20% de déformation axiale. Ceci permet de présenter l'enveloppe des résistances maximales dans le plan (p', q) (figure b) caractérisé par une cohésion c et un angle de frottement interne φ
- Après cisaillement, les échantillons se déforment en tonneau et on n'observe pas de plan de glissement (figure II.41).

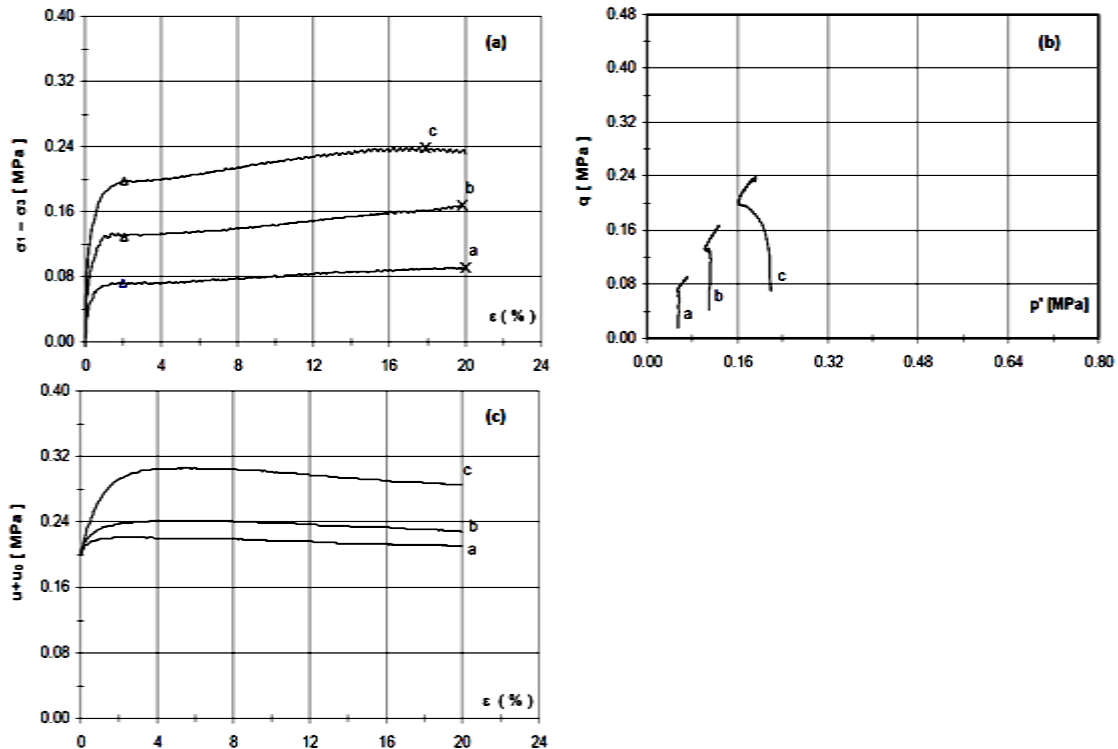


Figure II.40 – Essais triaxiaux CU réalisés sur le limon d'Awans (a) Evolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale. (b) Evolution de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale. (c) Evolution du déviateur de contrainte en fonction de la pression moyenne p (Masekanya, 2008).



Figure II.41 – Forme de la rupture en tonneau des échantillons de limon d'Awans (Masekanya, 2008).

Gueddouda et al., (2011), ont réalisé des essais triaxiaux saturés CD et CU avec mesure de la pression interstitielle sur des échantillons (85% sable de dune et 15 % bentonite) peu plastique ($w_L = 34$, $I_p = 12$) compactés à l'OPN fortement surconsolidé ($OCR > 2$). Les résultats des essais sont présentés dans la figure II.42. D'après ces essais ils ont constaté que :

- Dans le plan $[\epsilon_1, q]$, l'allure des courbes est semblable dans les deux cas CU et CD. Il s'agit d'une augmentation importante de la contrainte déviatrice pour une très faible valeur de la déformation axiale sans faire apparaître des paliers francs, exception faite pour l'essai drainé et même non drainé à

$\sigma_3' = 600$ kPa. Dans le cas des essais CD, les contraintes déviatorique maximales sont supérieures à celles des essais CU ;

- Les plans $[\varepsilon_1, e$ ou $u]$ montrent respectivement pour $\varepsilon_1 \cong 0,5$ % une légère contractance pour les essais drainés et une légère augmentation de la pression interstitielle pour les essais non drainés. Ces évolutions atteignent un extremum et leurs tendances s'inversent, autrement dit, on observe une dilatance des échantillons drainés avec une tendance vers des paliers dans la plupart des cas ;
- Dans le plan $[p' - q]$, les chemins suivis par les essais non drainés sont typiques de ce type de matériau. En effet, après une montée quasi verticale, les chemins s'incurvent vers la droite pour rejoindre la droite enveloppe des résistances maximales des essais drainés caractérisés par une pente $M_{max} = 1$;
- Dans les plans $[p', e]$ et $[\log p', e]$, il a remarqué que l'indice des vides critique se trouve sur les mêmes courbes en conditions drainée et non drainée.

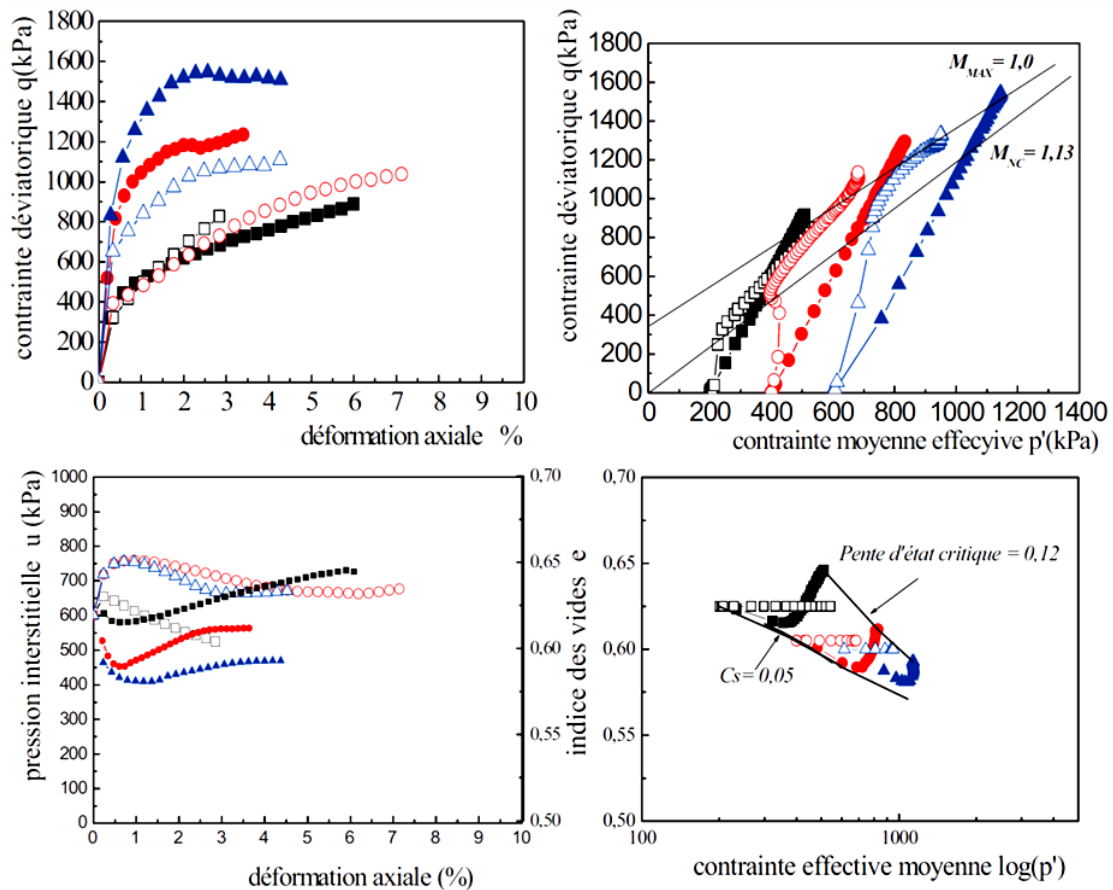


Figure II.42 – Présentation du comportement drainé et non drainé d'un mélange sable-bentonite compacté à l'OPN (Gueddouda et al., 2011).

5.2 Comportement sur chemins triaxiaux non saturés

Le compactage entraîne l'apparition d'une pression capillaire dans le sol, qui dépend de la teneur en eau et de la densité de compactage, ainsi que des contraintes auxquelles le matériau est soumis par la suite. Cette pression

capillaire joue un rôle très important dans le comportement mécanique du sol (Wheeler et Sivakumar, 2000).

Motam (1981) ; Hernandez (1983) ; Gomes Correia (1985), signalent que l'influence de la succion sur les déformations permanentes est très importante dans une plage très proche de la saturation, alors qu'elle devient négligeable à de faibles degrés de saturation.

Les deux paramètres l'angle de frottement ϕ et la cohésion C décrivant la courbe de résistance au cisaillement, pour le sol non saturé, sont liés à la succion. Différentes études ont été réalisées pour établir ce rapport.

- **En moyennes et grandes déformations ($\epsilon > 10^{-2}$)**, les sols non saturés présentent deux principaux caractères :

- Une augmentation de la rigidité du sol qui se traduit par une augmentation du domaine élastique, comme dans les essais oedométriques de Leclercq et Verbrugge (1985) présentes sur la figure II.43 : on observe un décalage des courbes par rapport au chemin Normalement Consolidé à pression nulle, qui augmente avec la pression capillaire imposée u_c . Dans le domaine des faibles contraintes, l'augmentation de la contrainte de consolidation avec la pression capillaire est quasi-linéaire.

- L'apparition d'une cohésion apparente d'origine capillaire, qui augmente également avec la pression capillaire, dans le critère de rupture (Figure II.44) ; en revanche, l'angle de frottement reste constant. On note également que l'augmentation de la résistance au cisaillement, à contrainte normale constante, n'est pas linéaire en fonction de la pression capillaire, mais tend à se stabiliser lorsque la pression capillaire devient plus élevée. Ce comportement est confirmé par de nombreux résultats expérimentaux, aussi bien en conditions drainées (c'est-à-dire à pression capillaire imposée) (Fredlund et al., 1978 ; Escario et al., 1986 ; Delage et al., 1987 ; Cui, 1993 ; Wheeler et Sivakumar, 1992 ; Fleureau et al., 1998 ; Rampino et al., 2000 ; Gueddouda, 2010), que non drainée (Verbrugge, 1978).

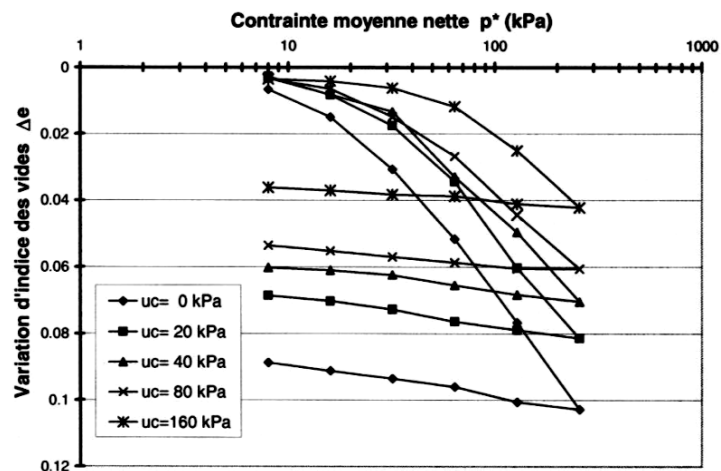


Figure II.43 – Essais oedométriques à pression capillaire imposée sur le limon de Sterrebeek remanié (Leclercq et Verbrugge, 1985).

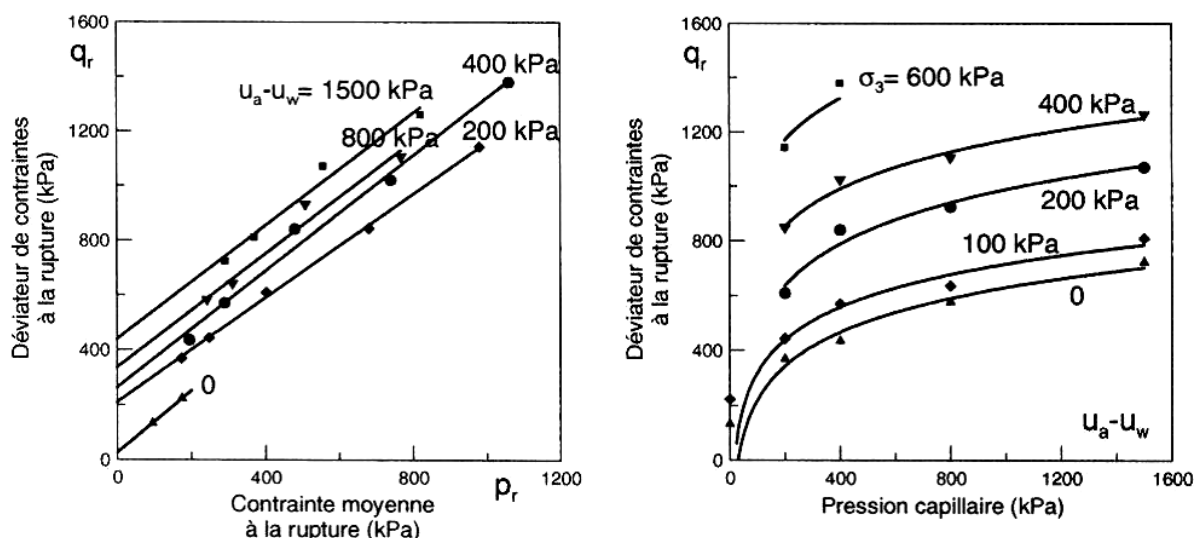


Figure II.44 – Points finaux des essais triaxiaux en fonction de la contrainte moyenne à la rupture et de la pression capillaire (Cui, 1993).

Taïbi et al. (2009b), ont réalisé des essais de compression simple sur deux craie (figure II.45). Ils ont observés que la résistance maximale présente une décroissance hyperbolique en fonction de la teneur en eau. Tandis que, le module sécant E_{50} décroît quant la teneur en eau croit. Les éprouvettes ont présentés une rupture fragile pour des teneurs en eau plus faibles correspond à des succions de 100 MPa.

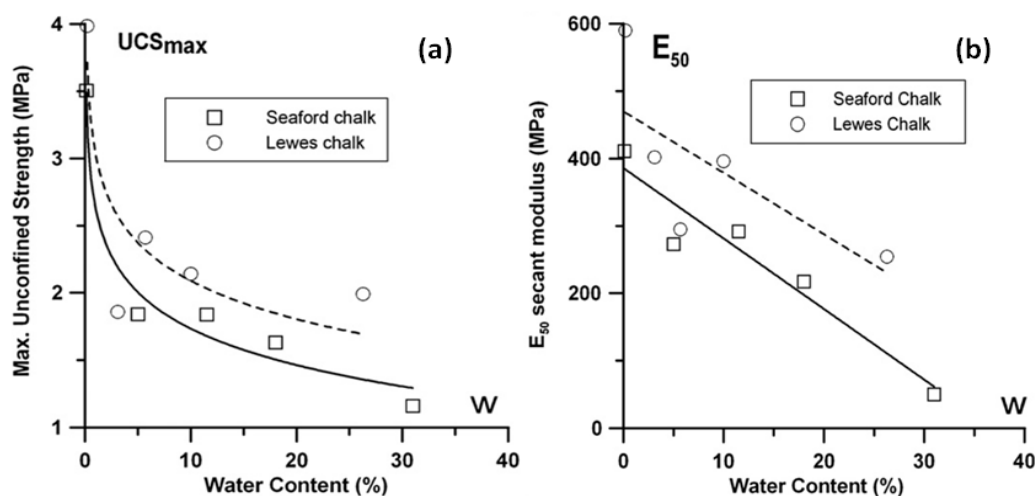


Figure II.45 – Variation de (a) la contrainte déviatorique maximale et (b) le module sécant d'une craie avec la teneur en eau (Taïbi et al, 2009b).

Le module de Young varie en fonction de la succion. Les essais de Rampino et al. (2000) réalisé sur un sable silteux compacté, montre que le module de déformation verticale (E_V) augmente avec la succion. La figure II.46 donne la variation de E_V à une déformation axiale de 0,1% en fonction de la succion. Ces résultats coïncident avec celle de Cui (1993).

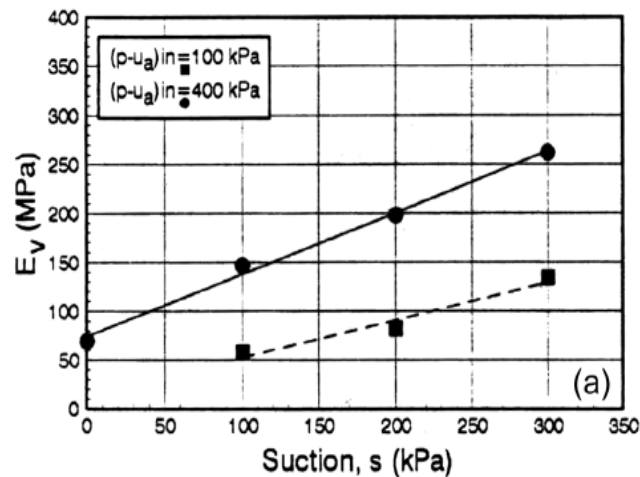


Figure II.46 – Module de déformation verticale (E_v) en fonction de la succion à une déformation axiale de 0,1% (Rampino et al. 2000).

- **En petites déformations** ($\varepsilon < 10^{-5}$), plusieurs auteurs ont étudié l'effet de la pression interstitielle négative sur le comportement en petites déformations de sols partiellement saturés (Brull, 1980; Wu et al., 1985; Quin et al., 1991; Kheirbek-Saoud, 1994; Picornell et Nazarian, 1998; Balay et al., 1998). Dans la majorité des cas, l'analyse des résultats est faite en contraintes totales, en considérant séparément le rôle du tenseur contrainte et celui de la pression interstitielle négative de l'eau (succion). En outre, presque toutes les études portent sur des matériaux argileux.

Le sol a un comportement élastique non linéaire fonction notamment de la contrainte moyenne. L'étude de l'existence d'un domaine élastique pour les sols fins est étudiée expérimentalement à l'aide l'appareil triaxial de précision.

Biarez et Hicher, (1994) ont donné une représentation, du comportement en petites déformations global, dans six plans qui correspondent verticalement et horizontalement pour permettre de suivre les différents paramètres (figure II.47). Les graphiques (a, d, e, f) représentent respectivement la variation de déviateur, du module sécant, du rapport E_s/E_{max} et du coefficient n en fonction de l'amplitude de la déformation axiale. Sur les graphiques (b et c), représentent l'évolution du module sécant en fonction de la contrainte moyenne effective. On constate l'obtention du comportement réversible pour des déformations inférieures à 10^{-5}

En dehors du domaine élastique, on peut continuer à représenter un module sécant ou module de cycles sous la forme $E = \alpha p^n$, mais dans ce cas n croît avec ε_1 en général, et tend vers $n = 1$ en plasticité parfaite.

Ont concluant:

- La recherche d'un domaine vraiment élastique doit s'effectuer à de très faibles déformations (de l'ordre de 10^{-5}) ;
- L'élasticité sera non-linéaire avec une dépendance vis-à-vis de la contrainte moyenne ;

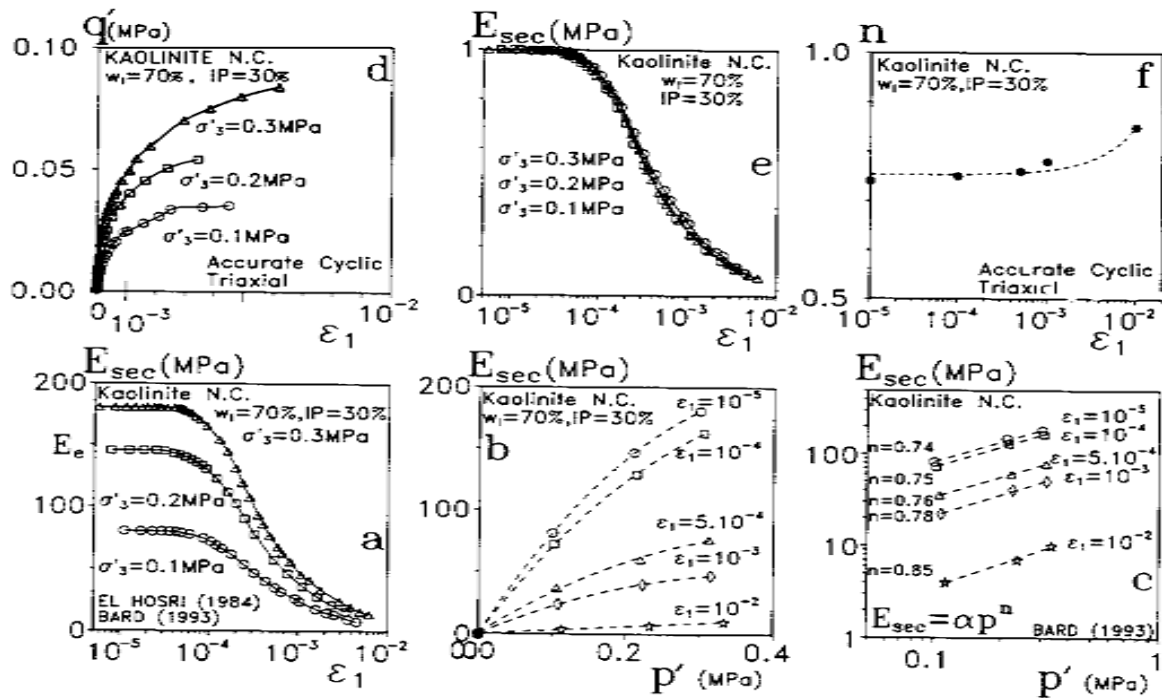


Figure II.47 – Essais triaxiaux de précision sur un Argile Blanche NC ($w_L = 60\%$, $IP = 30\%$) (Biarez et Hicher, 1994).

6 Conclusion

Dans la pratique, une meilleure connaissance du statut de l'eau et des propriétés de rétention et de transfert de l'eau dans les sols non saturés permet de mieux comprendre le comportement d'ouvrages bâtis en sol non saturé tels que les ouvrages en sol compacté (remblais routiers, barrages en terre, barrières géologiques d'étanchéité de centres de stockage de déchets).

Dans ce chapitre, on a donné une définition de sol compacté et leur caractéristique d'état qui peuvent être modifiées par l'environnement dans lequel il se trouve. Ces caractéristiques sont bien influencées par la microstructure. Cette dernière varie en fonction du chargement mécanique au niveau des macropores, mais par contre les sollicitations hydriques modifient à la fois les macropores et les micropores.

Le chargement hydrique (séchage – humidification) a une importance particulière sur le comportement des sols compactés. Une description de l'état énergétique de l'eau, des relations qui existent entre la pression interstitielle négative et les paramètres d'état du milieu poreux (w , S_r , e) (courbe de drainage-humidification), a été présenté. Pour bien comprendre la signification de ces différentes phases du comportement, il faut associer au graphique de la courbe de rétention d'autres paramètres comme l'indice des vides et le degré de saturation, pour permet de mettre en évidence les correspondances entre les variations des principaux paramètres.

Les modifications de texture du sol compacté avec la teneur en eau de compactage se traduisent naturellement par des variations de la perméabilité à saturation. Une définition de la perméabilité dans les deux états saturé et non

saturés a été présenté. Une bonne estimation de la perméabilité à l'état saturé donne une bonne indication du mouvement de l'eau dans le cas non saturé. La perméabilité à l'état saturé est influencée par plusieurs paramètres interdépendance.

De nombreux travaux ont été consacrés à la description du comportement de sol compacté de l'état saturé à l'état non saturé. Pour le cas saturé, ces travaux ont mis en évidence que le comportement sur chemins triaxiaux saturés des sols compactés en conditions drainées et non drainées peut être présenté sur plusieurs plans pour en déduire les facteurs principaux qui peuvent influencer le comportement mécanique de ces sols (en termes de résistance et de déformabilité). L'enveloppe de résistance en contraintes effectives pour les sols compactés surconsolidés est la même pour les essais drainés et non-drainés.

Concernant le cas non saturés, la présence de la succion rigidifie le sol, augmente sa pression de surconsolidation et sa résistance. En général, le comportement du matériau est fortement modifié par les variations de la succion (la résistance mécanique, l'angle de frottement, la cohésion, ...etc.). La recherche d'un domaine purement élastique pour les sols doit s'effectuer à très faibles déformations. Cette élasticité sera non-linéaire avec une dépendance vis-à-vis de la contrainte moyenne.

De très rares études ont été trouvées dans la littérature sur le comportement hydrique (perméabilité et chemins de drainage – humidification) des tufs calcaires. Pour cela, cette étude se présente en terme d'originalité pour ces types de matériaux.

Chapitre 3

Caractérisation des matériaux

1 Introduction	110
2 Matériaux De Base	111
2.1 Localisation des Matériaux	111
2.2 Caractérisation des matériaux	113
2.3 Conclusion	123
3 Etude D'une Formulation Optimale	125
3.1 Introduction	125
3.2 Essais Proctor Modifié	126
3.3 Essai de portance, essai CBR	127
3.4 Etude du durcissement (Auto-stabilisation)	129
3.5 Conclusion	135
4 Conclusion	136

1 Introduction

Les tufs d'encroûtements font partie des matériaux subnormaux utilisés en construction routière dans de nombreux pays à climat aride ou subhumide. En Algérie, ils couvrent approximativement une superficie de 300.000 km² (figure III.1) (Duran, 1959). L'abondance de cette ressource naturelle dans la région de Laghouat (400 km au sud d'Alger), fait que leur utilisation comme matériau routier est devenue de plus en plus répandue. Par ailleurs, leur utilisation est admise à condition qu'ils remplissent un certain nombre de critères cités auparavant (chapitre 1).

Les tufs sont dotés de cohésion qu'ils tirent de l'affinité réciproque des éléments pulvérulents de calcaire et de gypse. Cette cohésion fait partie des critères de sélection, elle a fait l'objet de plusieurs travaux ayant trait, soit à son amélioration par des procédés de stabilisation physico-chimique (Hamrouni, 1975 ; Tagle, 1976 ; Ben Dhia, 1983 ; Ben-Dhia et al., 1984 ; Colombier, 1988 ; Boukezzi, 1997 ; Hachichi et al., 2001 ; Morsli et al., 2005 ; Goual et al., 2005 a ; Bouzrara, 2006 ; Goual et al., 2008), soit à l'étude du processus de durcissement (Alloul, 1981 ; Ben-Dhia, 1983 ; Ben-Dhia et al., 1984 ; Struillou et Alloul, 1984 ; Colombier, 1988 ; Hachichi et al., 2000 ; Améraoui, 2002 ; Goual et al., 2005 b ; Morsli et al., 2007). Dans le présent chapitre on s'intéresse au second aspect.

Par ailleurs, les stations de concassage des roches calcaires génèrent dans certaines régions des quantités importantes de résidus actuellement peu exploitées et qui constituent à la fois une gêne environnementale et une perte de matière première. L'idée de les exploiter en technique routière afin d'améliorer les performances mécaniques des couches d'assises des chaussées souples s'avère intéressante non seulement d'un point de vue économique mais également environnemental. C'est dans cette optique que se sont orientés nos travaux.

Dans ce chapitre, l'étude a porté sur l'effet de l'incorporation d'un déchet de carrière, comme le sable calcaire, sur les caractéristiques géotechniques et mécaniques d'un tuf calcaire de la région de Laghouat. L'objectif étant double : (i) tester les possibilités d'amélioration des caractéristiques de ce tuf par une technique de stabilisation économique permettant de valoriser à la fois les déchets de carrière (sable de calcaire) et le tuf calcaire pulvérulent. (ii) chercher une formulation de mélange tuf/sable calcaire, optimale qui répond aux spécifications de la réglementation en vigueur.

Dans la première partie du chapitre, nous allons faire une description des essais de laboratoire et de leur mode opératoire. Ensuite, on fait une description détaillée des caractérisations physico-mécaniques et chimiques des matériaux de base employés, ainsi que leurs classifications par rapport aux spécifications et normes retenues pour leur emploi en corps de chaussée.

Concernant la deuxième partie, on fait une description détaillée des caractérisations physico-mécaniques et chimiques des différents mélanges élaborés des matériaux de base employés pour préparer la formulation désirée utilisée dans ce travail.

L'identification géotechnique telle qu'elle est pratiquée actuellement dans les laboratoires routiers algériens s'effectue selon les modes opératoires établis par la norme française.

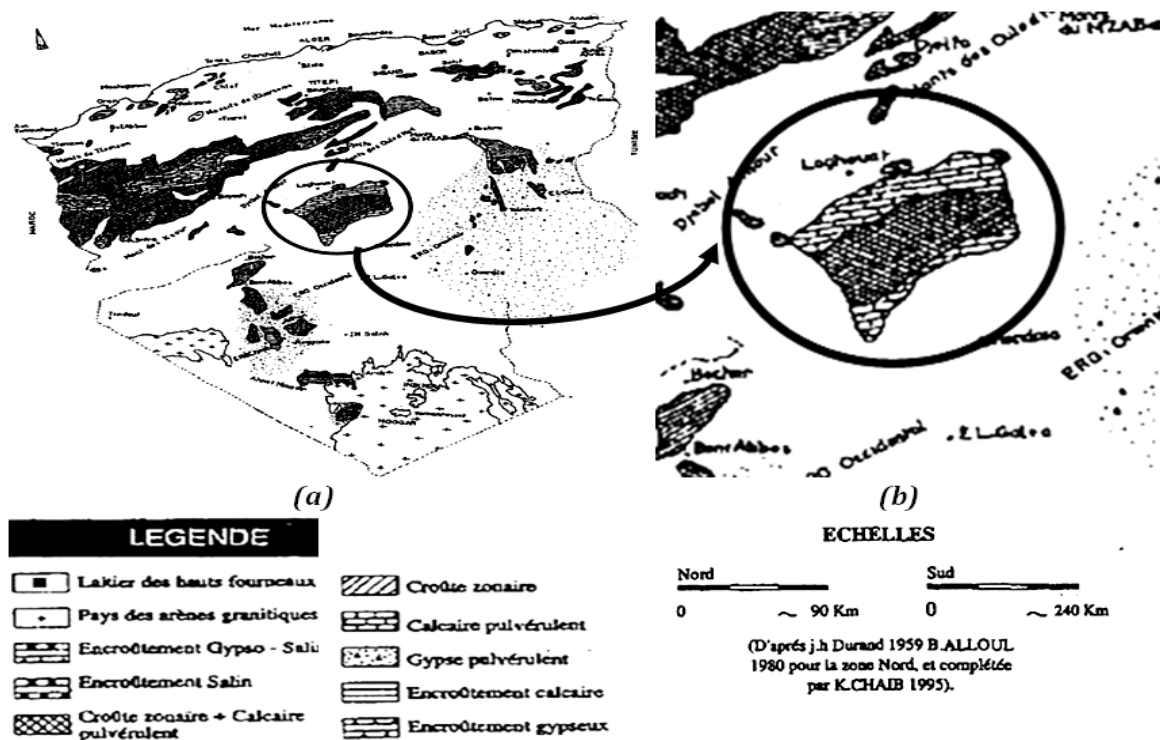


Figure III.1 – Carte de distribution des encroûtements calcaires (a) en Algérie, (b) dans la région de Laghouat (Améraoui, 2002).

2 Matériaux De Base

2.1 Localisation des Matériaux

Les matériaux intervenant dans cette étude sont extraient près de l'axe de la route Transsaharienne « Route de l'Unité Africaine » qui travers le centre-ville de la wilaya de Laghouat. Le premier est le tuf et le second c'est le sable calcaire.

Tuf : Le tuf est un matériau pulvérulent poudreux de couleur blanche. Extrait d'un gisement à âge de formation qui va du quaternaire au Crétacé. Ce gisement est utilisé souvent dans les projets routiers.

Sable Calcaire : Le sable calcaire est issu des résidus de la station de concassage des roches calcaires dite Station d'Ouezzane située au nord de la commune de Laghouat près du pont d'Oued M'zi. En effet, dans cette station, la fraction des granulats dont le diamètre est supérieur à 3 mm est commercialisée, le reste est rejeté dans la nature.

La provenance des matériaux est illustrée sur la figure III.2

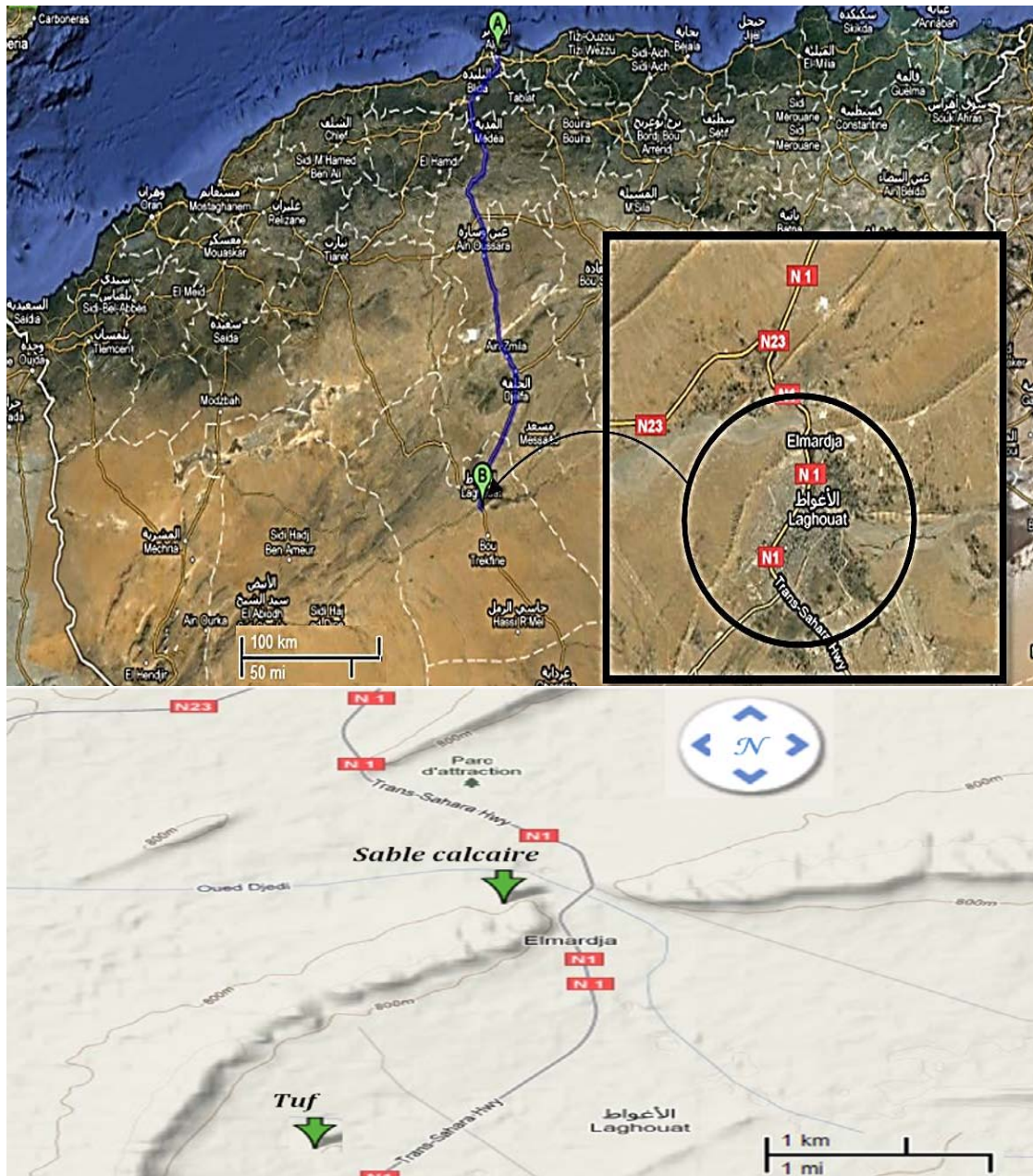


Figure III.2 – Provenance des matériaux.

2.1.1 Présentation de la Wilaya de Laghouat

La Wilaya de Laghouat est située dans la partie méridionale de la région des hauts plateaux centre à 400 km au sud d'Alger. Elle est classée dans la zone climatique III ($100 \text{ mm} < H < 350 \text{ mm/an}$, voir annexe 1) comme étant une région semi-aride ou steppe (ANRH, 2003).

2.1.2 Infrastructure routière de la Wilaya de Laghouat

La Wilaya de Laghouat gère 1310 Km de routes se répartissant comme suit : 403 Km de routes nationales, 394 de chemins de wilaya et 513 Km de chemins de commune. L'un des principaux axes routier qui travers le centre-ville de la wilaya c'est la RN1 ou Route Transsaharienne, qui constitue un vecteur de développement et de désenclavement des régions traversées, et un facteur de

promotion des échanges avec les pays voisins, et c'est pour cette raison qu'elle a été baptisée «Route de l'Unité Africaine».

La Direction des travaux publics de Laghouat a lancé plusieurs opérations pour le renforcement et la modernisation du réseau routier. Une enveloppe financière de 2,66 milliards de dinars est consacrée à ce projet entrant dans le cadre du programme ordinaire 2010, a appris l'APS. Les travaux portent sur la réalisation et la consolidation des voies de dédoublement sur certains tronçons de routes nationales et de chemins de wilayas, ainsi que la réalisation de voies de contournement.

2.2 Caractérisation des matériaux

2.2.1 Analyse granulométrique

Étant donné la sensibilité du tuf à l'eau, nous avons réalisé une analyse granulométrique par voie humide sur un échantillon qui aura été mis à détremper dans un bac d'eau pendant 12 à 24 heures, afin de permettre aux mottes de se désagréger. Pour le sable calcaire l'analyse est effectuée par tamisage à sec après lavage selon la norme NF P 94-056. Pour la fraction fine (< 80 μ m), l'analyse est effectuée par sédimentation selon la norme NF P 94-057.

La figure III.3, présente les positions des courbes granulométriques des deux matériaux étudiés, par rapport aux fuseaux discriminants de la TRS (Fenzy, 1966) et du Catalogue de Dimensionnement des Chaussées Neuves (CTTP, 2001).

D'après cette analyse, on a constaté que :

- *Le tuf* possède une courbe granulométrique étalée. Le diamètre maximum des granulats (Dmax) est de 31 mm avec une fraction sableuse (< 2 mm) de l'ordre de 70%. Le pourcentage de particules fines (passant à 80 μ m) est de l'ordre de 32 %.
- *Le sable calcaire* a une courbe granulométrique étalée. Le diamètre maximum des granulats (Dmax) est de 3 mm avec un pourcentage de particules fines (passant à 80 μ m) est de l'ordre de 15 %.
- les courbes des deux matériaux se situent au-dessus du fuseau saharien dit fuseau de Beni-Abbès. Ils appartiennent à la famille des matériaux fins (famille III) ;
- la courbe granulométrique du tuf se situe en dehors du fuseau des tufs de squelette de classe granulaire (0/40) appelés tuf 1, par contre elle se cale mieux par rapport au fuseau des tufs fins de classe granulaire (0/20) appelés tuf 2.

Le tableau III.1 récapitule les différents paramètres déduits des courbes granulométriques des matériaux étudiés, ainsi que les seuils préconisés par le TRS et le CTTP.

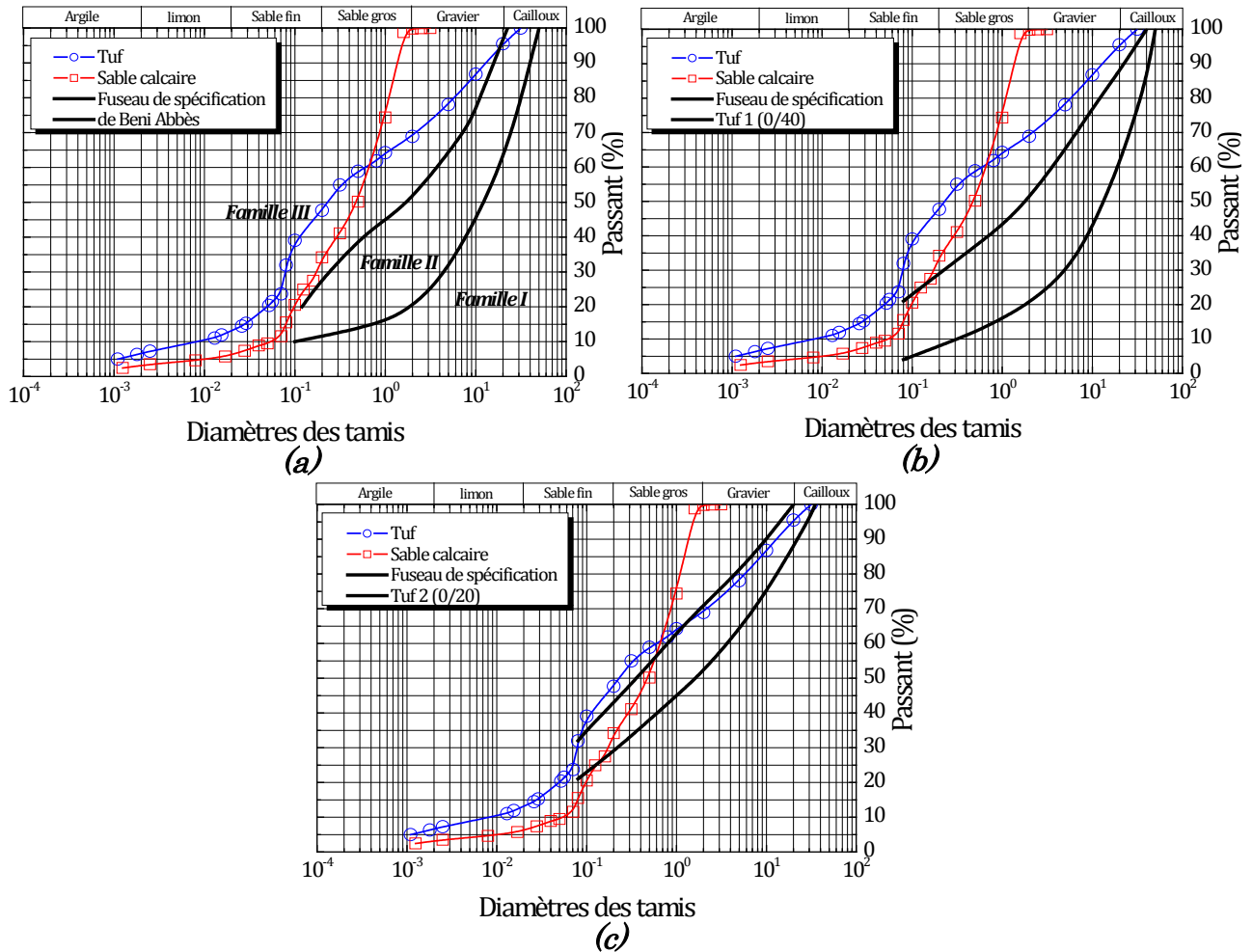


Figure III.3 – Courbe granulométrique des échantillons tuf calcaire et sable calcaire par rapport (a) fuseau saharien (Fenzy, 1966), (b) fuseau de tuf 1 (0/40) et (c) fuseau de tuf 2 (0/20) (CTTP, 2001).

Tableau III.1 – Récapitulatif des paramètres granulométriques des deux matériaux.

	Tuf	Sable calcaire	TRS*	CTTP*
D_{max} (mm)	30	3	-	20 – 40
< 2 mm (%)	70	99	-	-
< 0,425 mm (%)	58	46	-	36 – 52
< 80 μ m (%)	32	15	< 30	22 - 30
Coefficient d'uniformité : C_u (%)	67	12	-	-
Coefficient de Hazen (courbure) : C_z (%)	1,2	0,8	-	-

* Seuils préconisés par le TSR (Fenzy, 1966) et le CTTP (CTTP, 2001)

2.2.2 Qualité des fines

Ce sont surtout les fines argileuses qui posent des problèmes aux ingénieurs qui ont affaire aux assises de chaussées. Leurs influence est généralement caractérisée par les essais au laboratoire, tels que :

- Les Limites d'Atterberg ;
- Valeur du bleu de méthylène VBS;

2.2.1.1 Limites d'Atterberg

Les éléments inférieurs à 400 µm contenus dans un sol sont caractérisés, au moyen des limites d'Atterberg et de l'indice de plasticité, selon les normes NFP 94-051 et NFP 94-054.

L'indice de plasticité I_p est le paramètre le plus couramment utilisé pour caractériser l'argilosité des sols. Son interprétation est d'autant plus fiable que la proportion pondérale de la fraction 0/400µm (fraction servant à l'essai) est grande (SETRA-LCPC 1992).

N/B : il nous a été impossible de déterminer la limite de plasticité de sable calcaire, car les boudins se fragmentaient avant d'atteindre un diamètre de 3mm.

Le tableau III.2 montre la classification des sols en fonction de l'indice de plasticité.

Tableau III.2 – Classification des sols en fonction de l'indice de plasticité (SETRA-LCPC 1992).

Indice de plasticité	Caractéristique
$I_p \leq 12$	Faiblement argileux
$12 < I_p \leq 25$	Moyennement argileux
$25 < I_p \leq 40$	Argileux
$I_p > 40$	Très argileux

2.2.1.2 L'essai du bleu de méthylène

Pour déterminer la valeur de bleu de méthylène à la tâche des fines nous avons suivi la norme NF P 94-068. Cet essai est une mesure indirecte de la surface spécifique des grains solides par adsorption d'une solution de bleu de méthylène jusqu'à saturation. En d'autres termes, il exprime la quantité de bleu de méthylène pouvant être absorbée par les surfaces des particules de sols.

On considère que cet essai exprime globalement la quantité et la qualité de l'argile contenue dans un sol. Il s'agit donc d'un autre paramètre permettant de caractériser l'argilosité d'un sol.

En pratique, on détermine la valeur de bleu de méthylène à la tache sur la fraction 0/2 mm, exprimée en grammes de bleu pour 100 g de fines qui est donnée par la formule :

$$VBS = \frac{\text{Masse du bleu adsorbé}}{\text{Masse sec de la prise}} \tag{III. 1}$$

Connaissant la valeur du bleu déterminée sur l'une des fractions les plus fines 0/d, on peut calculer celle de la fraction globale 0/D, selon la formule suivante :

$$VBS_{(0/D)} = VBS_{(0/d)} \cdot \frac{C_d}{100} \tag{III. 2}$$

Où :

$VBS_{(0/D)}$: valeur du bleu du sol

$VBS_{(0/d)}$: valeur du bleu de la fraction 0/2

C_d : proportion de 0/d dans la fraction total 0/D.

Tableau III.3 – Classification des sols selon la valeur de VBS (Colombier, 1988).

<i>VBS</i>	Sensibilité à l'eau
< 0,1 (ou 0,2)	Sol insensible à l'eau
0,2 – 1,5	Sol sablo-limoneux
1,5 – 2,5	Sol sablo-argileux
2,5 – 6	Sol limoneux plasticité moyenne
6 – 8	Sol argileux
> 8	Sol très argileux

Les résultats des essais de la qualité des fines sont présentés dans le tableau III.4. D'après ces résultats, le tuf est classé comme un matériau faiblement argileux ($I_p < 12\%$) et légèrement pollué ($0,2 < VBS < 0,5$). Le sable calcaire est un matériau propre insensible à l'eau ($VBS < 0,2$) (Colombier, 1988). Les deux matériaux respectant les seuils retenus par la TRS (Fenzy, 1966) et le CTPP (CTTP, 2001).

Tableau III.4 – Qualités des fines des matériaux.

	Tuf	Sable calcaire	TRS*	CTTP*
<i>Limite de liquidité : w_L</i>	33	17	-	< 40
<i>Limite de plasticité : w_P (%)</i>	22	Non mesurable	-	-
<i>Indice de plasticité : I_p (%)</i>	11	Non mesurable	< 13	< 15
<i>Valeur du bleu : VBS (0/2)</i>	1	0,4	-	-
<i>Valeur du bleu : VBS (0/D)</i>	0,5	0,13	-	-

* Seuils préconisés par le TRS (Fenzy, 1966) et le CTPP (CTTP, 2001)

2.2.3 Essai Los Angeles

L'essai est réalisé seulement sur le tuf conformément à la norme NF P 18-573. Il sert à mesurer la résistance à la fragmentation des granulats. L'essai est réalisé sur les deux classes granulaires (10/25) et (16/31,5).

Les résultats sont présentés dans le tableau III.5. Nous constatons que le coefficient LA (> 40%) dépasse les seuils préconisés par le guide technique routier (GTR) (SETRA – LCPC, 1992).

Tableau III.5 – Valeurs du coefficient de Los Angeles du tuf.

Classe granulaire (mm)	LA (%)	GTR*
10/25	58	< 45
16/31,5	52	

* Seuil préconisé par le GTR (GTR, 1992).

2.2.4 Essais Proctor Modifié

L'essai Proctor a pour but de déterminer pour un compactage normalisé d'une intensité donnée la teneur en eau optimale et le poids volumique sec maximum. Cet essai a été effectué selon la norme (NF P 94-093).

Les résultats des essais sont présentés sur la figure III.4. Le tuf présente une courbe plus concave que celle du sable calcaire. Les courbes présentent une grande pente, ceci explique la sensibilité de la densité sèche de nos échantillons à

la teneur en eau lorsque celle-ci varie jusqu'à l'OPM. Ce qui explique bien l'influence de l'eau sur les fines existantes. Les teneurs en eau optimales sont assez élevées par rapport à celles des matériaux routiers habituels cités au chapitre 1.

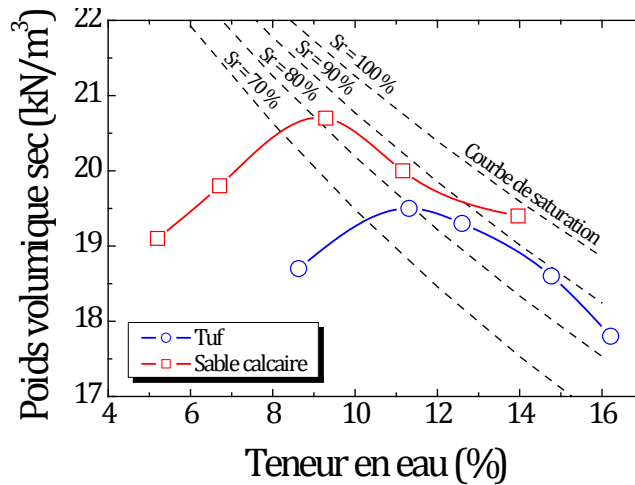


Figure III.4 – Courbe Proctor des échantillons tuf calcaire et sable calcaire.

Les valeurs de teneur en eau, du poids volumique sec et du degré de saturation correspondant à l'optimum, sont présentées dans le tableau III.6.

Tableau III.6 – Valeurs des essais Proctor modifié.

Matériau	w _{OPM} (%)	γ _{OPM} (kN/m ³)	Sr (%)	TRS*
Tuf	11,30	19,50	79	> 17
Sable calcaire	9,30	20,70	82	

* Seuil poids volumique sèche préconisé par le TRS (Fenzy, 1966).

2.2.5 Essai de portance, Indice CBR

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

L'essai consiste à poinçonner dans le moule CBR des éprouvettes confectionnées à différentes énergies de compactage (12 coups par couche, 25 c/c, 55 c/c), et à des teneurs en eau correspondant à l'optimum de l'essai Proctor modifié. D'après les courbes qui représentent la pression du piston en fonction de son enfoncement (figure III.5), on détermine l'indice CBR pour chaque énergie de compactage. Ceci permet de représenter la variation du poids volumique sec en fonction de l'indice CBR [$\gamma_d = f(\text{ICBR})$] (figure III.6). L'indice CBR final, déterminé graphiquement, est celui qui correspond à 95% du poids volumique sec maximum de l'essai Proctor modifié.

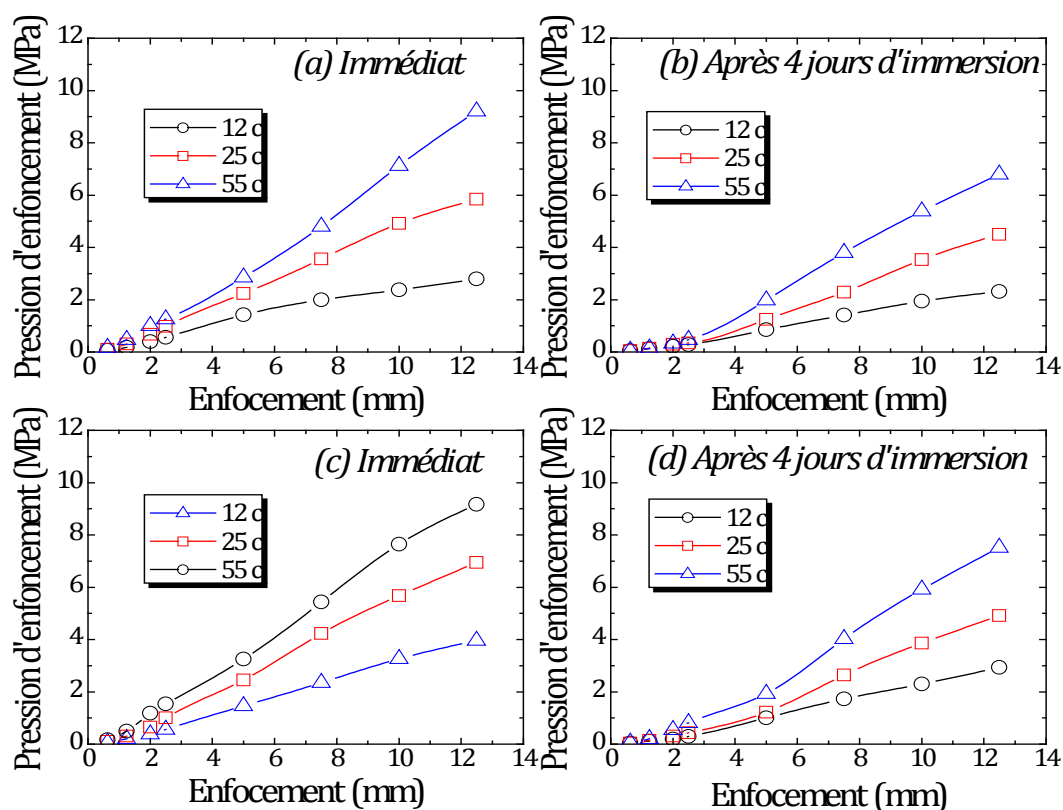


Figure III.5 – Variation de la pression du piston en fonction de son enfoncement : (a) et (b) pour le tuf, (c) et (d) pour le sable calcaire.

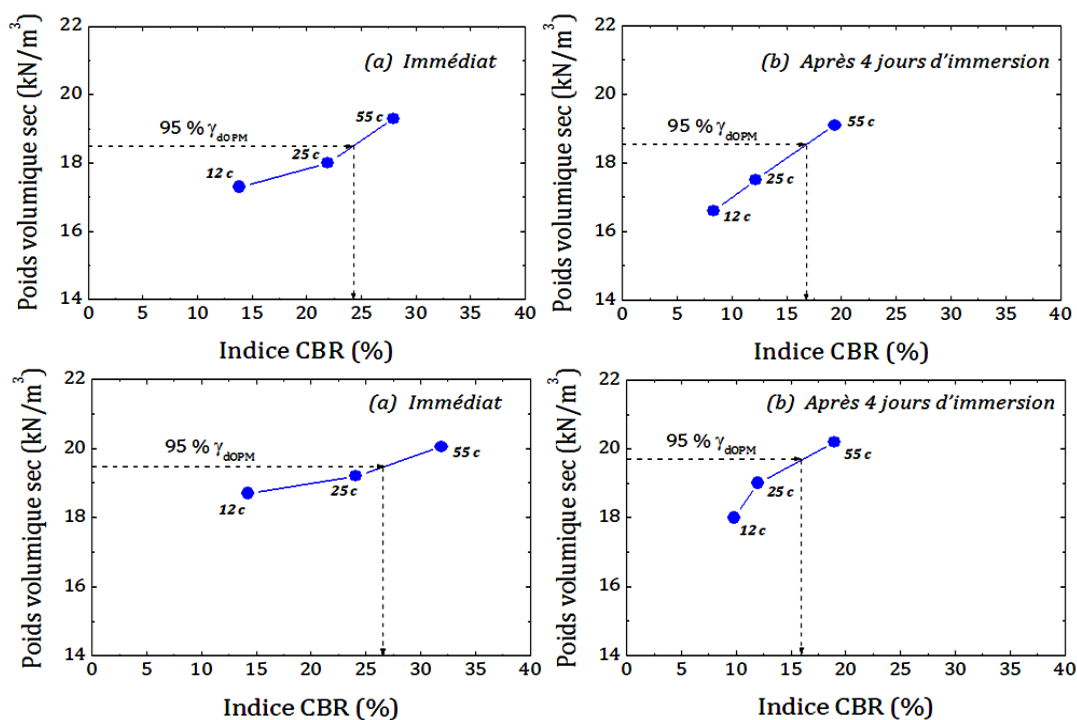


Figure III.6 – variation du poids volumique sec en fonction de l'indice CBR : (a) et (b) pour le tuf, (c) et (d) pour le sable calcaire.

Le tableau III.7 représente les différents paramètres de portance immédiat et après 4 jours d'immersion dans de l'eau.

Les résultats, ont mis en évidence que les indices portants après 4 jours d'immersion, sont plus faibles que les indices immédiats. On constate, une réduction de 29 % pour les échantillons de tuf et de 41% pour ceux du sable calcaire.

Les deux matériaux présentent un indice CBR immédiat au-dessous de la valeur préconisée par le TRS (Fenzy, 1966).

Tableau III.7 – Résultats des essais de portance.

Matériaux	Portance								TRS*
	Immédiat				Après 4 jours d'immersion				
	w_{OPM} (%)	γ_{dOPM} (kN/m^3)	S_r (%)	I CBR	w (%)	γ_d (kN/m^3)	S_r (%)	I CBR (%)	
Tuf	11,30	19,50	80	24	13,40	19,10	87	17	> 40
Sable calcaire	9,30	20,70	82	27	13,30	20,20	100	16	

* Seuil de l'indice CBR immédiat préconisé par le TRS (Fenzy, 1966).

En fonction de l'indice CBR immédiat, la classe de portance et les valeurs des modules indiquées sur le tableau III.8 ci-dessous, ont été calculées selon l'approche du Laboratoire des Ponts et Chaussées (LPC) telle que pratiquée aux Laboratoires des Travaux Publics Algériens (LTP) (CTTP, 2001) (voir annexe 2). On constate que le tuf et le sable calcaire sont classés respectivement dans les classes de portance S_2 et S_1 .

Tableau III.8 – Valeurs des modules et classe de portance des matériaux étudiés.

Matériaux	I CBR immédiat	$E = 5.CBR$ (MPa)	Classe de portance
Tuf	24	120	S_2
Sable calcaire	27	135	S_1

2.2.6 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 (Fumet 1959 ; Peltier 1959 ; Fenzy, 1966 ; Alloul, 1981 ; Ben Dhia, 1983 ; Morsli, 2007). L'essai consiste à suivre le phénomène de durcissement dans le temps, appelé aussi auto-stabilisation (Netterberg, 1975).

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

2.2.6.1 Préparation des échantillons

La préparation des échantillons est conduite comme suite :

L'eau est ajoutée aux matériaux quasiment secs (séchage en étuve à 105 °C) de façon homogène. Lors de la fabrication de l'échantillon, une attention particulière est portée à la formation des grumeaux (cas de tuf). Pour cela, le malaxage a été réalisé manuellement en plusieurs fois par criblage dans un tamis de 5 mm de diamètre, dans le but d'avoir un Mélange homogène. Le mélange est compacté

statiquement dans un moule cylindrique à double piston (figure III.7), de 50 mm de diamètre et 100 mm de hauteur, selon la norme NF P 98-230-2.

Le compactage est assuré par une presse WYKEHAM FARRANCE à une vitesse de 1,14 mm/min. Les éprouvettes démoulées sont séchées à l'air libre pendant une durée de 0, 1, 3, 7, 14 et 28 jours.

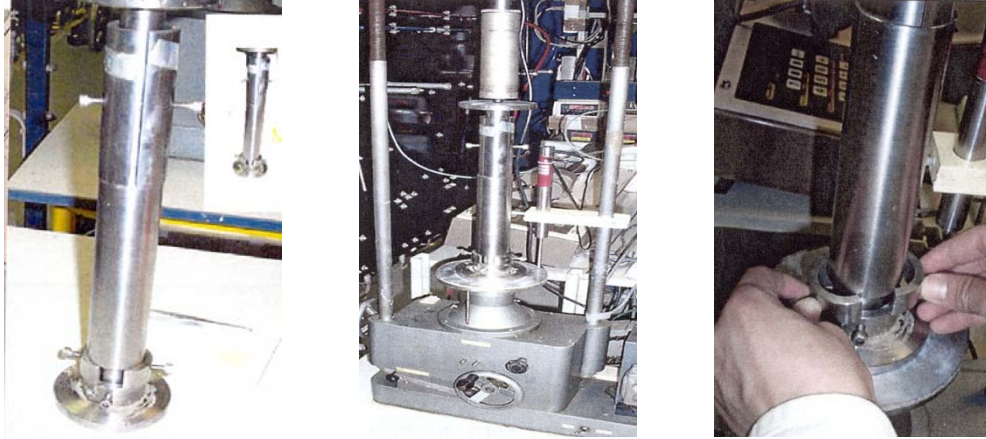


Figure III.7 – Procédures de compactage.

2.2.6.2 Procédure d'essai

Après chaque durée de conservation, les éprouvettes sont soumises à un effort de compression appliqué parallèlement à l'axe du cylindre à l'aide d'une presse WYKEHAM FARRANCE à une vitesse de 1,14 mm/min jusqu'à la rupture (figure III.8). La valeur de la résistance à la compression simple représentée, est la lecture moyenne de trois éprouvettes pour chaque période.



Figure III.8 – Presse WYKEHAM FARRANCE utilisée pour les essais de compression simple.

L'évolution de la résistance à la compression simple en fonction de l'âge des éprouvettes des deux matériaux, compactés à $98\% \gamma_{\text{OPM}}$, est présentée par la figure III.9.

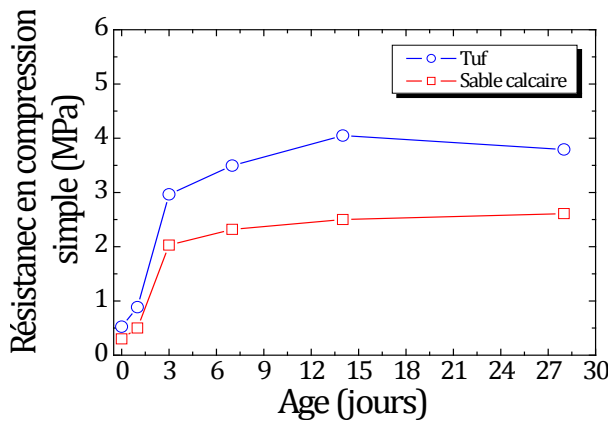


Figure III.9 – Variation de résistance à la compression simple en fonction du temps.

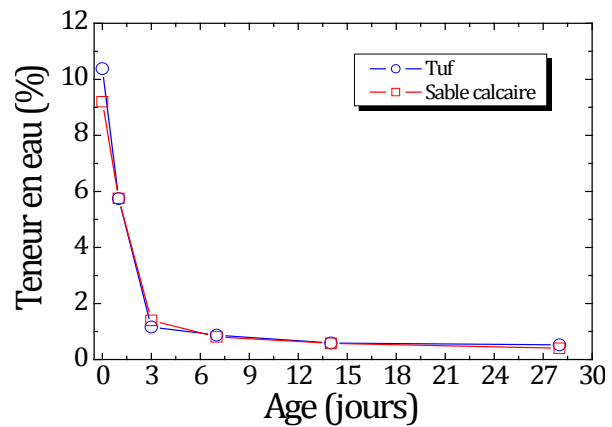


Figure III.10 – Variation de la teneur en eau des éprouvettes en fonction du temps.

Les résultats montrent que la résistance à la compression croît d’une manière rapide au jeune âge (< 3 jours), ceci s’explique par la diminution rapide de la teneur en eau due au séchage accéléré des zones de surface (figure III.10). Au-delà du troisième jour le départ de l’eau de la masse interne des éprouvettes devient de plus en plus lent ce qui explique l’évolution lente de la résistance mécanique. Les courbes de résistance tendent vers des asymptotes au-delà du septième jour de murissement, pour se stabiliser à une valeur maximale de l’ordre de 3,8 MPa pour le tuf et 2,5 MPa pour le sable calcaire correspondent respectivement à des teneurs en eau quasiment nulles 0,5% et 0,4%. Le tuf présente des résistances à la compression plus élevées que celles du sable calcaire.

D’après ces résultats, on peut conclure que la cohésion des matériaux étudiés croît en fonction de l’évaporation de la quantité d’eau qui a servi au compactage des matériaux.

Le tableau III.9, présente les valeurs de la résistance maximale des deux matériaux, comparées au seuil retenu de la TRS (cité au chapitre 1). Nous remarquons que les deux matériaux satisfont la condition de résistance.

Tableau III.9 – Valeur de la résistance à la compression simple juste après compactage pour une compacité de 95% de γ_{dopm} .

Matériau	Résistance à la compression simple à 95 % de γ_{dopm} (MPa)	TRS*
Tuf	0,52	> 0,2
Sable calcaire	0,3	

* Seuil de résistance à la compression simple préconisé par le TRS (Fenzy, 1966).

2.2.7 Analyse minéralogique

Les techniques d’investigation en analyse minéralogique ont pour but d’identifier et de quantifier les différents minéraux constituant une roche ou un matériau donné.

Deux techniques sont exposées :

- La diffraction des rayons X.
- L'analyse chimique ;

2.2.7.1 Analyse au DRX

Le diffractomètre aux rayons X a été utilisé dans cette analyse afin de déterminer les différentes proportions de minéraux constituant l'échantillon. L'essai est effectué au laboratoire de physique de l'université Amar Télidji de Laghouat. L'appareil utilisé est un diffractomètre X'PERT PRO couplé à un système informatique, permettant l'exploitation et le tracé des résultats acquis (figure III.11).

Les résultats de l'analyse minéralogique au DRX sont présentés sous formes des diagrammes (figure III.12) révèle que les deux matériaux sont principalement composés de Calcite (CaCO_3), avec la présence de traces de Quartz (SiO_2) et de la ferrite (FeO_2).



Figure III.11 – Diffractomètre X'PERT PRO.

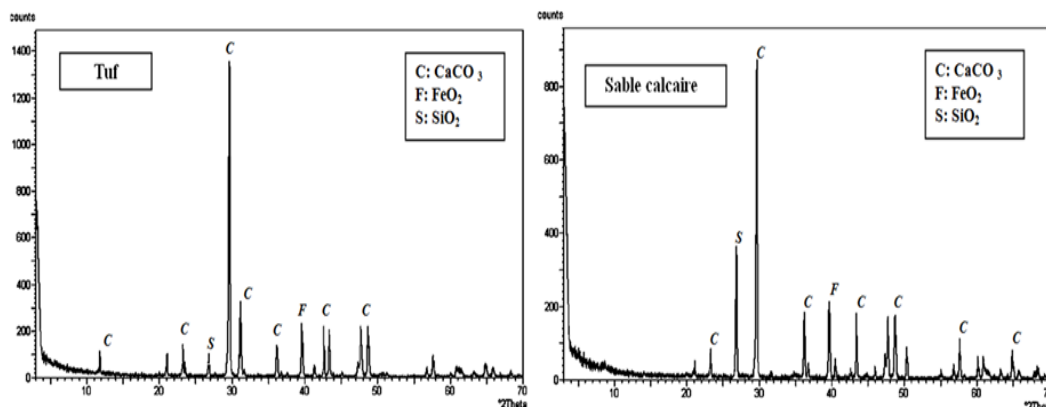


Figure III.12 – Diffractogrammes aux rayons X (DRX) des deux matériaux étudiés

2.2.7.2 Analyse chimique

Les essais d'analyse chimique sommaire ont été réalisés au laboratoire de travaux public de sud (LTPS) de Ghardaïa. Les résultats sont récapitulés sur le tableau III.10.

Cette analyse montre que le tuf est constitué de 51 % de CaCO_3 , il est classé comme moyennement calcaire. Concernant le sable calcaire, il est classé comme fortement calcaire avec un taux de 76%. Selon le CTTP, notre tuf est classé comme un tuf calcaire.

Tableau III.10 – Résultats de l'analyse chimique.

Minéraux	Tuf	Sable calcaire	CTTP*
<i>Insolubles (%)</i>	10,2	10,9	-
<i>NaOH (%)</i>	4,9	2,4	-
<i>CaCO₃ (%)</i>	51	76	≥ 45
<i>NaCl (%)</i>	0,1	0,04	-
<i>SO₃ (%)</i>	1,1	0,6	-
<i>Autres (%)</i>	32,7	16,06	-

* Seuils retenus par le CTTP (CTTP, 2001).

2.3 Conclusion

Les essais d'identification géotechnique et minéralogique, ont pour but de classer les matériaux et de les situer par rapport aux spécifications et normes retenues pour leur emploi en corps de chaussée. Ces essais, nous ont permis de constater que :

➤ Le tuf à une courbe granulométrique étalée, située au-dessus du fuseau saharien (TRS), il appartient à la famille des matériaux fins (famille III). C'est un matériau de nature carbonatée (% $\text{CaCO}_3 = 51\%$), friable ($\text{LA} = 55\%$) et faiblement argileux ($\text{I}_p = 11$). Il présente un diamètre maximum (D_{max}) de 30 mm, une fraction sableuse ($< 2 \text{ mm}$) de l'ordre de 70% et un pourcentage de fines ($< 80\mu\text{m}$) de l'ordre de 32%. Il est classé selon le LPC/USCS comme un sable argileux (SA/SC), et dans la classe B5 Suivant la classification du guide technique routier GTR (Setra-LCPC, 1992). Selon le CTTP, il appartient aux tufs fins de classe 2, appelés Tuf 2, utilisés en couches d'assises (base, fondation), pour le réseau principal de niveau 2 (RP2) (CTTP, 2001).

➤ Le sable calcaire, a une classe granulaire de 0/3, avec une fraction fine ($< 80\mu\text{m}$) de l'ordre de 15 %. C'est un matériau propre ($\text{VBS} < 0,2$) insensible à l'eau (VBS $< 0,2$). Sa courbe granulométrique est au-dessus du fuseau granulaire saharien (TRS), il appartient à la famille des matériaux fins (famille III). Il est classé comme un sable limoneux (SL/SM) selon le LPC/USCS, et dans la classe B5 selon le GTR (Setra-LCPC, 1992).

Le tableau III.11, récapitule les caractéristiques physico-mécaniques et chimiques des deux matériaux étudiés, ainsi les seuils préconisés par les différentes spécifications routières.

Nous remarquons, que certaines caractéristiques géotechniques du tuf sont médiocres (valeurs teintés dans le tableau III.11) par rapport aux matériaux routiers habituels, à savoir :

- Une friabilité importante ($\text{LA} > 45$) (GTR, 1992) ;
- une portance faible ($\text{I CBR I} < 40$) (TRS, Fenzy, 1966) ;
- un pourcentage de fines légèrement élevé (> 30) (TRS, Fenzy, 1966) ;

- un pourcentage du passant au tamis 0,425 mm élevé (> 36-52) (CTTP, 2001).

La suite de ce chapitre est consacrée à la correction de ces caractéristiques par l'incorporation du sable calcaire comme ajout.

Tableau III.11 – Récapitulatif des caractéristiques physico-mécaniques et chimiques des matériaux étudiés.

	Matériau		Spécifications			Remarques*		
	Tuf	Sable calcaire	TRS	CTTP	GTR			
Analyse granulométrique :								
D_{max} (mm)	30	3	-	20-40	< 50	-	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
< 2 mm (%)	70	99	-	-	-	-	-	-
< 0,425 mm (%)	58	46	-	36-52	-	-	<input checked="" type="checkbox"/>	-
< 80 μ m (%)	32	15	< 30	22-32	\leq 35	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Cu (%)	67	12	-	-	-	-	-	-
Cz (%)	1,2	0,8	-	-	-	-	-	-
Limites d'Atterberg								
w_L (%)	33	17	-	< 40	-	-	<input checked="" type="checkbox"/>	-
w_P (%)	22	-	-	-	-	-	-	-
I_p (%)	11	-	< 13	< 15	\leq 12	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Valeur du bleu, VBS								
VBS (0/D)	0,5	0,13	-	-	<1,5	-	-	<input checked="" type="checkbox"/>
Compactage								
w_{OPM} (%)	11,4	8,7	-	-	-	-	-	-
γ_{dOPM} (kN/m ³)	19	21	> 17	-	-	<input checked="" type="checkbox"/>	-	-
Portance								
$I_{CBR I}$ (%)	24	27	> 40	-	-	<input checked="" type="checkbox"/>	-	-
$ICBR$ (4j imbibé) (%)	17	16	-	-	-	-	-	-
Essai Los Angeles								
LA (%)	55	-	-	-	< 45	-	-	<input checked="" type="checkbox"/>
Essai de compression simple :								
R_c (95% γ_{dOPM})	0,53	0,3	>0,2	-	-	<input checked="" type="checkbox"/>	-	-
Teneur en CaCO₃								
CaCO ₃ (%)	51	70	-	\geq 45	-	-	<input checked="" type="checkbox"/>	-

* Condition vérifiée :

Condition non vérifiée :

3 Etude D'une Formulation Optimale

3.1 Introduction

Malgré certaines caractéristiques géotechniques médiocres vis-à-vis des règlements en vigueur, le tuf a la propriété particulière de durcir en vieillissant (Struillou, et Alloul, 1984 ; Ben-Dhia et al., 1984 ; Colombier, 1988 ; Améraoui, 2002 ; Goual et al., 2005 a ; Morsli et al., 2007). Afin d'améliorer sa compacité, on a opté pour une correction de sa granulométrie en substituant une fraction de x% de tuf par ajout de sable calcaire avec x variant de 0 (matériau témoin) à 50, avec un pas de 10.

Afin de rechercher la composition optimale du mélange, des essais de compactage et de portance ont été effectués sur les différents mélanges. Des essais de compression simple à différents âges ont été réalisés sur des éprouvettes de différents mélanges compactées à l'optimum Proctor modifié (OPM).

La conduite de l'étude est faite selon l'organigramme suivant :

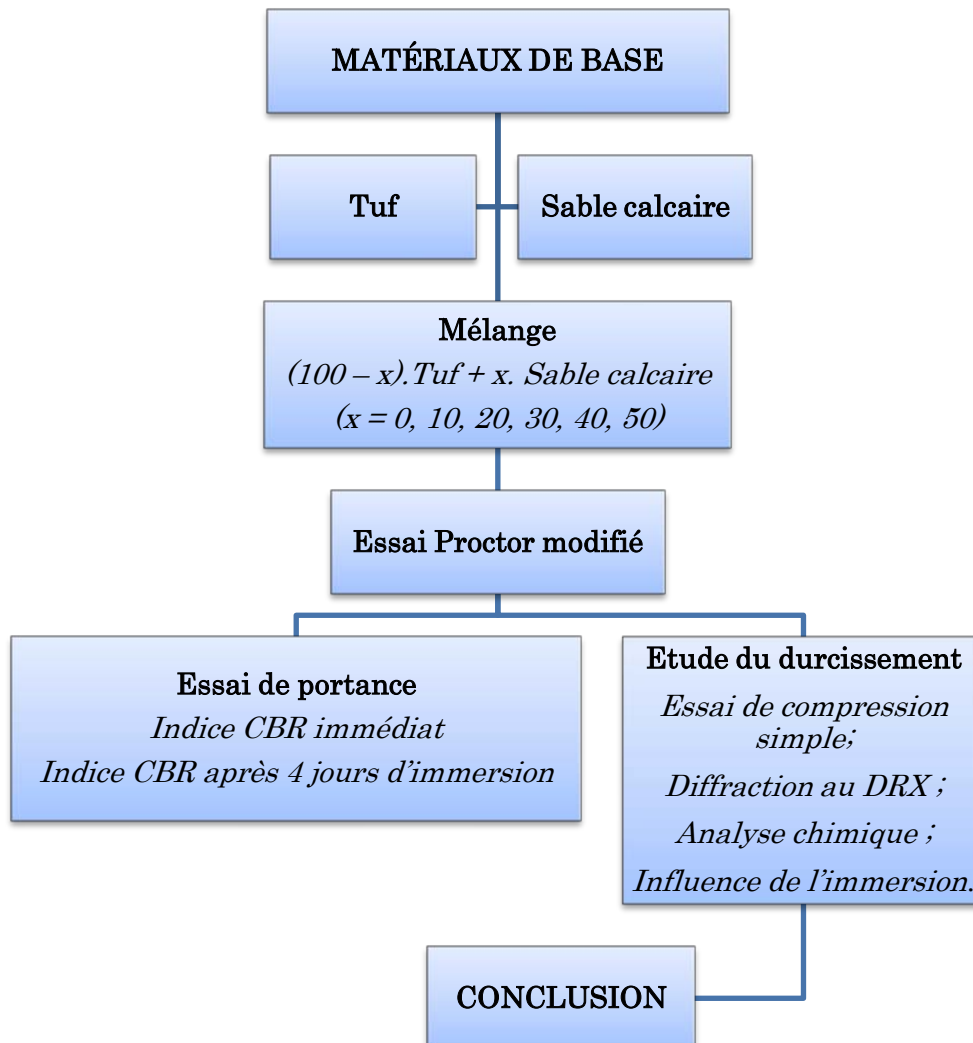


Figure III.13 – Organigramme de recherche d'une formulation optimale.

3.2 Essais Proctor Modifié

Les essais Proctor Modifié ont été faits selon la norme NFP94-093 pour les différents mélanges Tuf/Sable calcaire. La Figure III.14 montre les valeurs des poids volumiques sèches en fonction de la teneur en eau pour les différents mélanges.

Les résultats montrent que l'ajout de sable calcaire tend à améliorer les caractéristiques optimales de compactage des mélanges en comparaison à celles du tuf sans ajout. On observe une similitude entre le comportement des mélanges et le comportement d'un matériau compacté à différentes énergies généralement constaté dans la littérature (Holtz et Kovacs, 1996). Tout se passe comme si on compactait le tuf sans ajout à des énergies de plus en plus élevées.

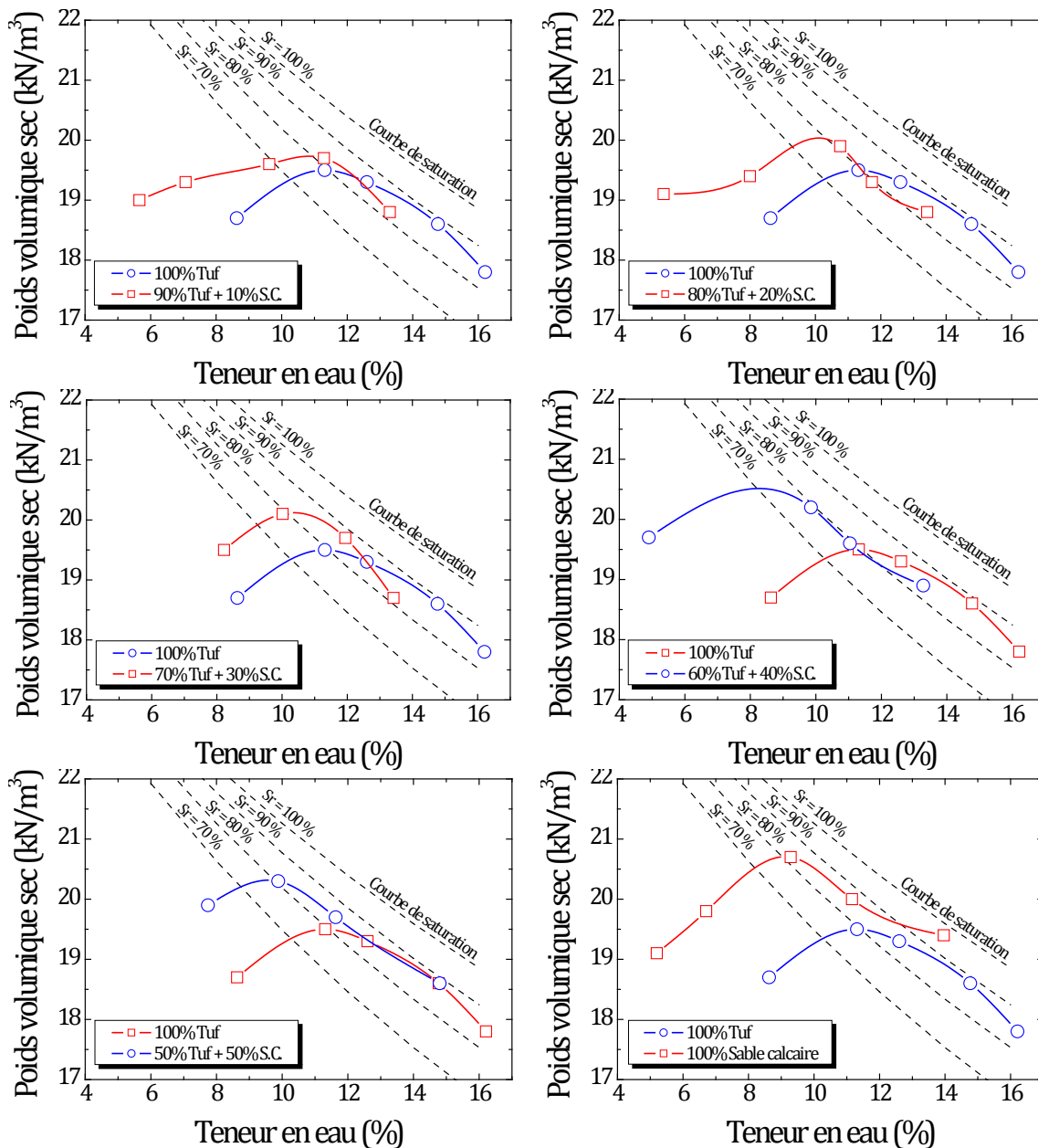


Figure III.14 – Courbes Proctor modifié des différents mélanges tuf/sable calcaire.

Le Tableau III.12 indique les valeurs de masse volumique sèche et de teneur en eau correspondantes à l'optimum Proctor Modifié pour les différents mélanges.

Tableau III.12 – Caractéristiques optimales des essais Proctor Modifié.

Mélanges	Teneur en eau à l'OPM wOPM (%)	Poids volumique sec à l'OPM γ_{dOPM} (kN/m ³)	Degré de saturation à l'OPM Sr (%)
100 % Tuf	11,31	19,50	79
90 % tuf + 10 % S.C.	11,29	19,70	82
80 % tuf + 20 % S.C.	10,40	20,00	81
70 % tuf + 30 % S.C.	10,02	20,10	79
60 % tuf + 40 % S.C.	9,85	20,20	79
50 % tuf + 50 % S.C.	9,88	20,30	81
100 % sable calcaire	9,29	20,70	82

La figure III.15 représente l'influence de l'ajout du sable calcaire sur les caractéristiques optimales de compactage. L'incorporation du sable calcaire a permis d'améliorer le matériau en augmentant son poids volumique sec maximum de 19,50 à 20,30; de réduire la teneur optimale de 11,31% à 9,88% et d'améliorer son aptitude au compactage.

Les résultats montrent que l'ajout du sable calcaire tend à améliorer les caractéristiques optimales de compactage des mélanges en comparaison à celles du tuf sans ajout. Ces résultats montrent également que dans la gamme de 0 à 50% d'ajout, aucun dosage optimal de sable calcaire pour lequel le poids volumique ne peut plus augmenter n'a pu être remarqué.

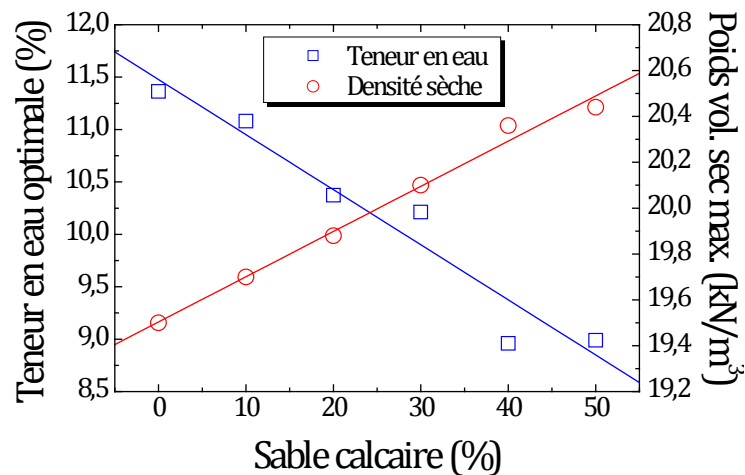


Figure III.15 – Variation des paramètres optimaux des essais Proctor Modifié en fonction du pourcentage de sable calcaire (Goual et al., 2011).

3.3 Essai de portance, essai CBR

L'essai de portance est réalisé conformément à la norme NFP 94-078 pour les différents mélanges Tuf/Sable calcaire. L'indice CBR est déterminé immédiatement, juste après le compactage, ou après quatre jours d'immersion.

Le tableau III.13 récapitule les différentes caractéristiques de portance des différents mélanges à différents états.

On a mesuré le gonflement pendant la période d'immersion des essais CBR imbibé. Le tableau III.14 résume les valeurs de gonflement en fonction de la durée d'immersion pour les différents mélanges. Les faibles valeurs de gonflement confirment la nature minéralogique des deux matériaux employés.

Tableau III.13 – Résultats récapitulatifs des essais de portance.

Mélanges	Portance							
	Immédiat				Après 4 jours d'immersion			
	w_{OPM} (%)	γ_{dOPM} (kN/m^3)	Sr (%)	I CBR (%)	ω (%) finale	γ_d (kN/m^3)	Sr (%)	I CBR (%)
100 % Tuf	11,31	19,50	79	24	13,40	19,10	87	17
90 % tuf + 10 % S.C.	11,29	19,70	82	28	13,28	19,20	88	18
80 % tuf + 20 % S.C.	10,76	20,00	81	32	13,33	19,30	90	19
70 % tuf + 30 % S.C.	10,02	20,10	79	36	12,31	19,50	86	22
60 % tuf + 40 % S.C.	9,85	20,20	79	31	13,11	19,70	96	24
50 % tuf + 50 % S.C.	9,88	20,30	81	25	12,70	19,80	94	19
100 % Sable calcaire	9,29	20,70	82	27	13,30	20,20	100	16

Tableau III. 14 – Valeurs de gonflement en fonction de la durée d'immersion pour les différents mélanges (CBR imbibé).

Mélanges	Valeurs de gonflement pour chaque durée d'imbibition (%)			
	1 jour	2 jours	3 jours	4 jours
100 % Tuf	4,2	4,3	4,3	4,4
90 % tuf + 10 % S.C.	4,0	4,0	4,0	4,0
80 % tuf + 20 % S.C.	3,6	3,7	3,7	3,9
70 % tuf + 30 % S.C.	2,7	2,9	3,0	3,2
60 % tuf + 40 % S.C.	2,1	2,3	2,4	2,6
50 % tuf + 50 % S.C.	1,7	1,8	2,0	2,2
100 % Sable calcaire	0,2	0,2	0,2	0,2

La classe de portance et les valeurs des modules des différents mélanges, calculés selon l'porche du LPC (CTTP, 2001), sont indiquées dans le tableau III.15. On remarque que l'ajout du sable calcaire modifie totalement la classe de portance du tuf brut.

Tableau III.15 – Valeurs des modules et classe de portance des matériaux étudiés.

Matériaux	I CBR immédiat	$E = 5.CBR$ (MPa)	Classe de portance
100 % Tuf	24	120	S2
90 % tuf + 10 % S.C.	28	140	S1
80 % tuf + 20 % S.C.	32	160	S1
70 % tuf + 30 % S.C.	36	180	S1
60 % tuf + 40 % S.C.	31	155	S1
50 % tuf + 50 % S.C.	25	125	S1
100 % Sable calcaire	27	135	S1

La figure III.16, représente la variation de l'indice CBR immédiat et imbibé en fonction du pourcentage de sable calcaire. On montre que la portance immédiate

croît continuellement dans la plage des teneurs en sable calcaire [0 – 30%], se traduisant par une augmentation de l'indice portant immédiat de 50%. Par contre pour le cas imbibé, et pour une teneur en sable inférieure à 20%, les mélanges gardent quasiment le même indice portant. Au-delà de 20% d'ajout de sable calcaire, l'indice CBR imbibé augmente de 16% jusqu'à une valeur optimale de l'ordre de 23% au voisinage de 40% de substitution de sable calcaire.

En effet, on peut admettre les pourcentages de sable calcaire de 30% et 40% respectivement, comme des pourcentages optimaux pour avoir des portances maximales immédiatement et après 4 jours d'imbibition

Au-delà de ces points optimaux, les teneurs en eau diminuent et les densités sèches continuent à s'améliorer, alors que l'indice portant baisse tout en gardant des valeurs supérieures ou égales à celles du tuf sans ajout dans la plage des teneurs en sable calcaire testées.

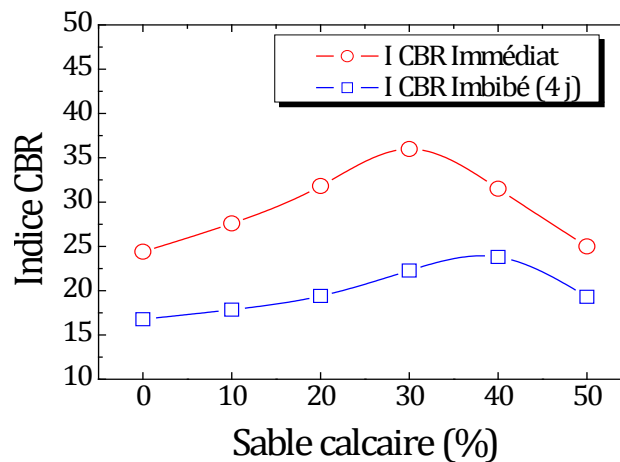


Figure III.16 – Variation des indices CBR en fonction des pourcentages de sable calcaire (Goual et al., 2011 et 2012).

3.4 Etude du durcissement (Auto-stabilisation)

Nous avons mené cette étude à partir de :

- L'évolution de la résistance à la compression ;
- L'étude au diffractomètre ;
- L'évolution du composant chimique $CaCO_3$;
- Influence de l'immersion.

3.4.1 Évolution de la résistance à la compression

La préparation, le compactage, la conservation et l'écrasement des éprouvettes sont faits de la même façon précédente (§3.2.6).

L'évolution de la résistance à la compression simple en fonction de l'âge des différents mélanges est présentée sur la figure III.17. Ces résultats montrent que la résistance à la compression croît d'une manière rapide au jeune âge (< 3 jours), ceci s'explique par la diminution rapide de la teneur en eau due au séchage rapide des zones de surface. Après l'âge de trois jours, le départ de l'eau de la masse interne des éprouvettes devient de plus en plus lent, ce qui explique l'évolution lente de la résistance mécanique.

La baisse de la teneur en eau apparente est à l'origine de l'augmentation de la résistance à la compression simple (Figure III.18). En effet, la baisse de la teneur en eau provoque une augmentation de la succion dans l'éprouvette qui rigidifie le matériau, d'où une résistance plus importante de l'éprouvette. Ceci est expliqué dans le schéma de la figure III.19, où on remarque que la courbe de rétention d'un mélange Tuf-Sable calcaire se trouve au-dessus de celle du sable seul dans le plan (log s, w). Par conséquent, pour une même teneur en eau, le sable présente une succion s_2 inférieure à celle du mélange s_1 , d'où une résistance à la compression simple plus faible dans le cas du sable calcaire seul.

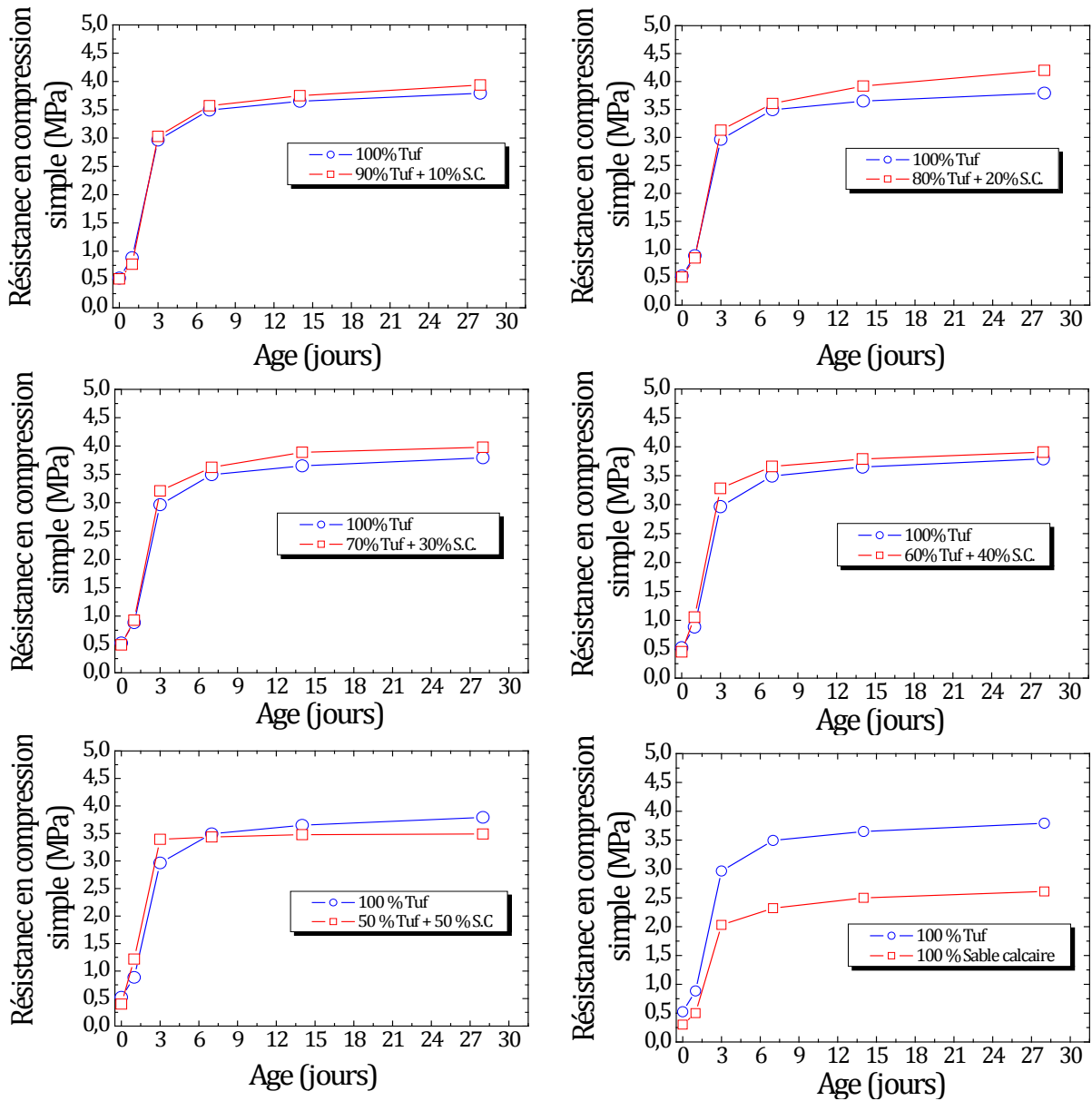


Figure III.17 – Evolution de la résistance à la compression en fonction de la durée de conservation pour les différents mélanges.

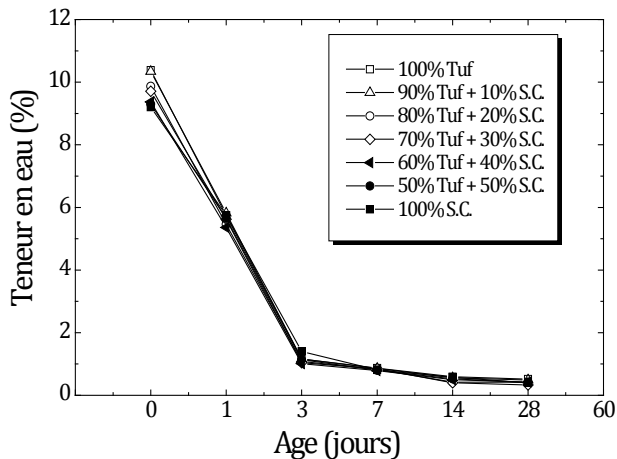


Figure III.18 – Variation de la teneur en eau en fonction de la durée de conservation (Goual et al., 2012).

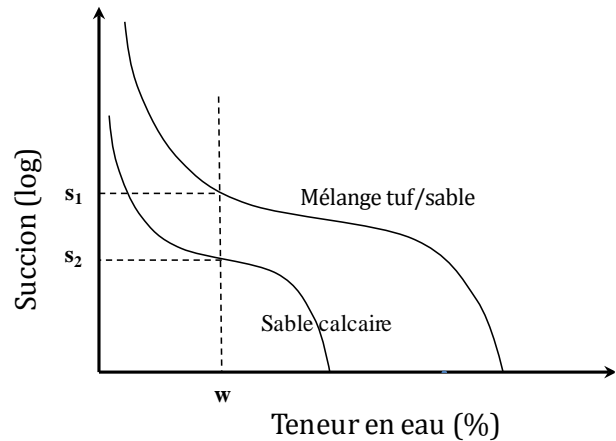


Figure III.19 – Schéma des courbes de rétention d'un mélange tuf-sable calcaire et du sable calcaire (Goual et al., 2012).

Les éprouvettes présentent un mode de rupture par poinçonnement (figure III.20). L'état des éprouvettes après écrasement montre que les zones de surface sont plus dures qu'à l'intérieur, ce qui explique les résistances élevées et le durcissement plus important de la partie supérieure des couches de chaussées à base de tuf calcaire (Peltier, 1959 ; Ben Dhia, 1983 ; Domec, 1980 ; Colombier, 1988).



Figure III.20 – Etats de l'éprouvette au cours de l'essai de compression simple.

La courbe de la figure III.21 traduit la variation de résistance à la compression simple en fonction de la teneur en sable calcaire du 3^{ème} au 28^{ème} jour de conservation. Au jeune âge (< 3 jours) l'ajout du sable calcaire n'a pas un effet significatif, où on constate une légère augmentation de la résistance à la compression simple (voir figure III.3.17). Par ailleurs, on remarque qu'au troisième jour, âge pour lequel l'évolution de la résistance à la compression simple tend vers un palier (voir figure III.3.17), la résistance à la compression simple évolue d'une manière linéaire en fonction du pourcentage du sable calcaire. Au-delà du septième jour, il apparaît une teneur optimale de sable calcaire pour laquelle la résistance à la compression est maximale. Cette teneur optimale se décale vers les faibles pourcentages de sable calcaire en fonction de l'âge. On remarque que cet optimum se stabilise à 20% de sable calcaire à partir du 14^{ème} jour. Sous réserve de vérification de cette donnée pour d'autres âges au-delà de 28 jours, on peut raisonnablement penser que le mélange à 20% de sable calcaire peut être adopté en premier lieu comme mélange optimal. A titre indicatif, on remarque à 28 jours que ce mélange acquiert une résistance à la compression simple maximale de l'ordre de 4,1 MPa correspondant à un gain de 8% par rapport au tuf brut (tableau III.16). Les valeurs des résistances à la compression simple des mélanges de tuf + (10 à 40 %) de sable calcaire, sont supérieures à celles du tuf brut. Au-delà de 40 % de sable calcaire, les résistances à la compression simple des mélanges baissent considérablement par rapport à celles du tuf brut.

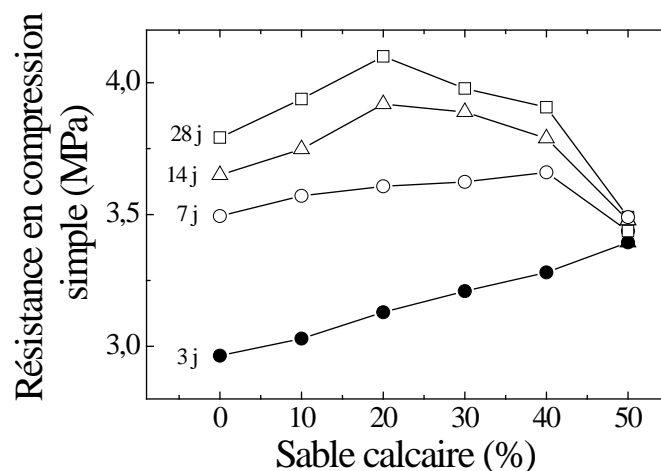


Figure III.21 – Variation de la résistance à la compression en fonction du pourcentage de sable calcaire pour différents âges (Goual et al., 2012).

La figure III.22 présente le cheminement des pourcentages optimaux de sable calcaire conférant des résistances maximales pour chaque durée de conservation. Nous constatons que le pourcentage optimal de sable calcaire diminue en fonction de la durée de conservation en se décalant vers la gauche au-delà du troisième jour. Entre les durées de conservation 14 et 28 jours les résistances maximales sont atteintes avec un pourcentage optimal de 20 % de sable calcaire.

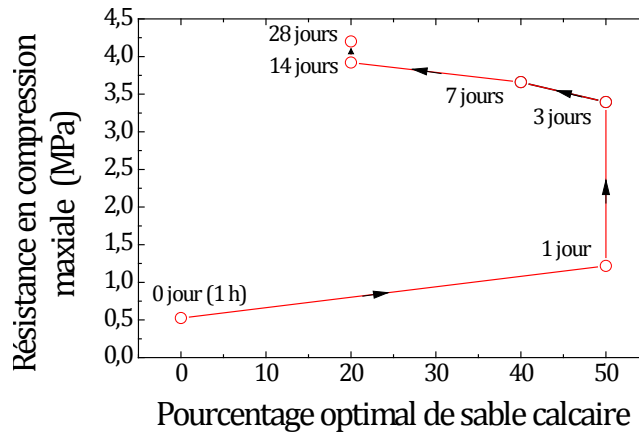


Figure III.22 – Résistances en compression simple maximales en fonction des pourcentages optimaux de sable calcaire (cheminement).

Tableau III.16 – Gains des résistances à la compression à 28 jours en fonction du pourcentage du sable calcaire.

	$\frac{R_{c28j} (tuf+s.c) - R_{c28j} (100\% tuf)}{R_{c28j} (100\% tuf)} \cdot 100$
100 % Tuf	0 %
90 % tuf + 10 % S.C.	4 %
80 % tuf + 20 % S.C.	8 %
70 % tuf + 30 % S.C.	5 %
60 % tuf + 40 % S.C.	3 %
50 % tuf + 50 % S.C.	-8 %
100 % Sable calcaire	-31 %

3.4.2 Teneur en CaCO₃

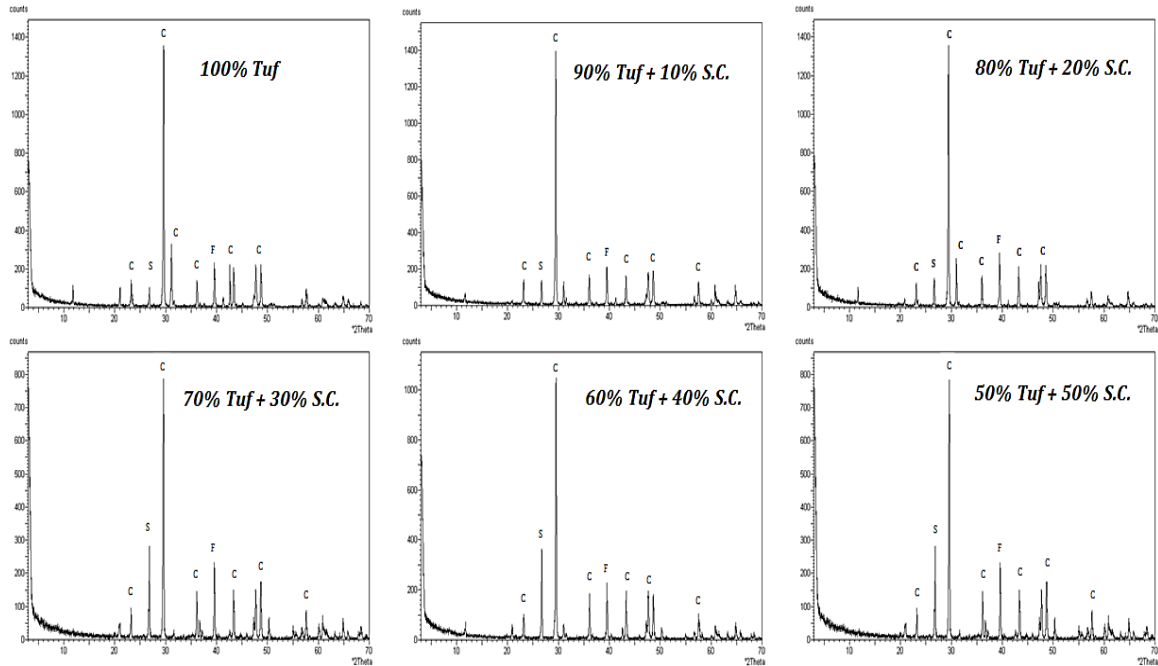
Les limites de résistance sont influencées par le taux de calcaire du matériau (Alloul, 1981 ; Ben Dhia, 1983 ; Boukezzi, 1997 ; Améraoui, 2002). Ce taux de CaCO₃, explique le dépôt et la recristallisation du calcaire, il est fonction de l'évaporation de la quantité d'eau qui a servi au compactage (Peltier, 1959 ; Ben Dhia, 1983). Pour cela, on a mesuré le taux de carbonate de calcium (CaCO₃), par analyse chimique, après écrasement des éprouvettes de chaque mélange. Les résultats obtenus, sont donnés dans le tableau III.17. Nous remarquons que le taux de CaCO₃ évolue en fonction du pourcentage de sable calcaire, et de la durée de conservation.

Tableau III.17 – Taux de CaCO₃ en fonction de la durée de conservation et du pourcentage de sable calcaire.

	Durée de conservation (jours)					
	0(immédiat)	1	3	7	14	28
100 % Tuf	51	51	52	52	52	52
90 % tuf + 10 % S.C.	51	52	52,5	53	54	54
80 % tuf + 20 % S.C.	54	55	56	56	57	57
70 % tuf + 30 % S.C.	57	58	59	60	61	61
60 % tuf + 40 % S.C.	60	61	62	62	62	63
50 % tuf + 50 % S.C.	64	64	65	65	66	67
100 % Sable calcaire	70	71	72	74	75	76

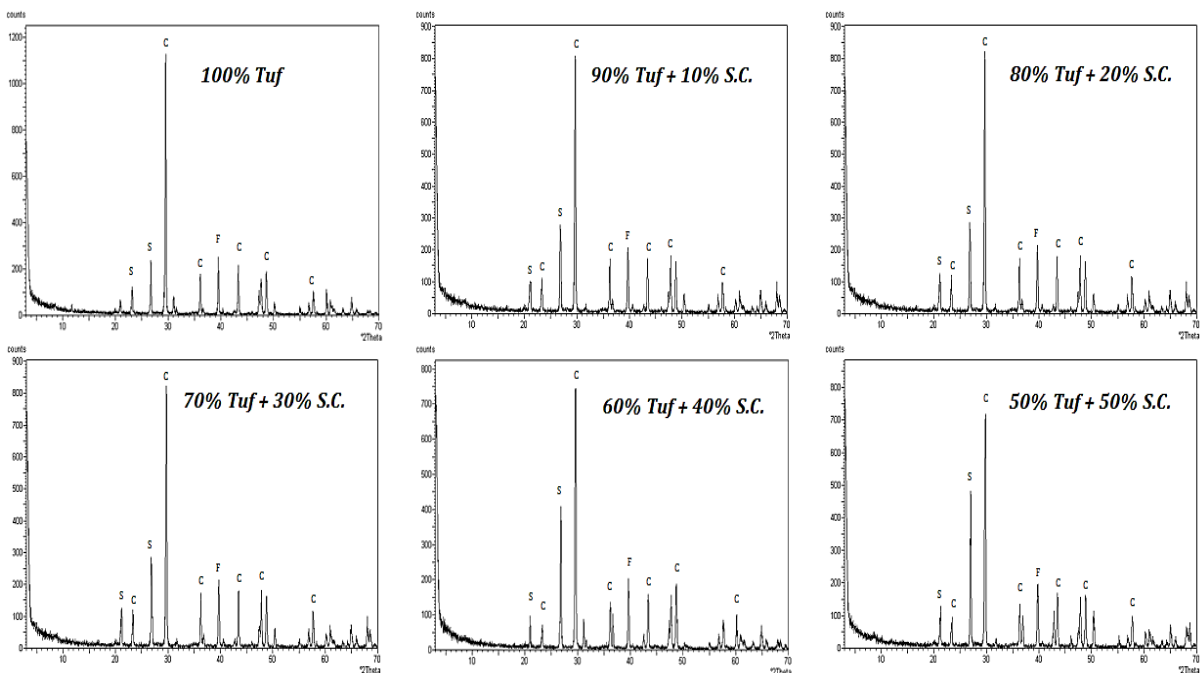
3.4.3 Étude au diffractomètre

Les figures III.23 et III.24 présentent respectivement les résultats d'analyse par diffraction aux rayons X après écrasement immédiat et après 28 jours. On remarque qu'après 28 jours de murissement la composition minéralogique de nos échantillons n'a subi aucune transformation, ni cristallisation nouvelle, ni disparition d'un composant.



C : Calcite (CaCO_3), S : Quartz (SiO_2), F : Ferrite (FeO_2).

Figure III.23 – Diagrammes RX des mélanges Tuf/sable calcaire (Immédiatement après compactage).



C : Calcite (CaCO_3), S : Quartz (SiO_2), F : Ferrite (FeO_2).

Figure III.24 – Diagrammes RX des mélanges Tuf/sable calcaire (Après 28 jours de cure).

3.4.5 Sensibilité à l'eau

Afin d'étudier l'effet de la forte augmentation du degré de saturation, une deuxième série d'éprouvettes confectionnées dans les conditions de l'essai de compression simple, ont été plongées dans l'eau après 28 jours de durcissement. La figure III.25-a présente les éprouvettes dans l'eau après 1/2 h d'immersion et la figure III.25-b, montre ces mêmes éprouvettes mises instantanément hors de l'eau pour apprécier leur état de surface. L'effondrement se poursuit au fur et à mesure de la saturation de l'éprouvette pour atteindre un effondrement total au bout de 2 heures. Cette chute de résistance est caractéristique des matériaux granulaires non cohérents qui doivent leur cohésion à la présence des forces capillaires lors du compactage. Ces forces disparaissent à partir d'un certain seuil, la présence de l'eau devenant néfaste à la cohésion (Soulié, 2006). Ceci confirme le rôle de la succion qui s'annule à la saturation totale de l'éprouvette.

Cette analyse est confortée par les résultats de plusieurs chercheurs (Morsli, 2005 ; Boukezzi, 1997 ; Ben Dhia, 1983, Hachichi et al. 2001) qui ont réalisé des essais d'immersion d'éprouvettes de tuf compacté après 28 jours de conservation. Ils ont observé un effondrement total des éprouvettes au bout de quelques dizaines de minutes. Ceci peut s'expliquer par le fait que la succion initiale des éprouvettes avant immersion crée une cohésion apparente responsable de sa rigidité; Après immersion et donc saturation totale, la succion s'annule, et par conséquent il ya perte de cette cohésion apparente, provoquant l'effondrement du matériau.

De ce fait, nous pensons qu'il ne se produise aucune liaison rigide, irréversible et durable pas comme celle des liants tels que le ciment.

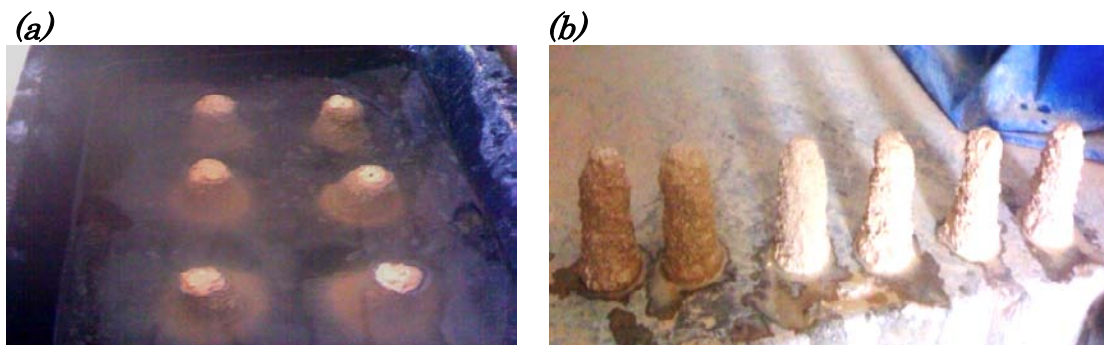


Figure III.25 – Sensibilité des éprouvettes de mélanges tuf-sable calcaire à l'eau.
 (a) éprouvettes dans l'eau après 1/2 h d'immersion. (b) : états des éprouvettes après une demi-heure d'immersion.

3.5 Conclusion

D'après ces résultats on peut conclure que le comportement des mélanges tuf/sable calcaire au compactage se passe comme si on compactait le tuf sans ajout à des énergies de plus en plus élevées. Les essais de compactage et de portance du mélange tuf-sable calcaire ont montré que la teneur en eau diminue et la densité maximale augmente avec l'ajout du sable calcaire. En revanche, les indices de portance ont montré l'existence d'une formulation optimale Tuf-sable calcaire, correspondant à un ajout d'un pourcentage de sable calcaire de 30% et 40%, respectivement pour les indices immédiats et après 4 jours d'imbibition. Au-

delà de ces pourcentages, les indices de portance baissent tout en gardant des valeurs supérieures ou égales à celles du tuf seul.

Les différents mélanges tuf/sable calcaire représentent des résistances en compression simple meilleures par rapport au tuf brut. Le durcissement est achevé au troisième jour de murissement, la substitution du sable calcaire permet d'améliorer sensiblement la résistance à la compression simple du mélange Tuf/Sable calcaire. On remarque également l'existence d'une teneur optimale de sable calcaire, au-delà du septième jour, pour laquelle la résistance à la compression est maximale. L'ajout de 20% de sable calcaire au tuf brut confère un maximum de résistance à la compression à 28 jours de l'ordre de 4,1 MPa traduit par un gain de 8%.

Les mélanges Tuf/Sable calcaire sont dotés de cohésion. Celle-ci est acquise après compactage puis dessiccation prolongée, elle baisse considérablement quand le degré de saturation augmente et disparaît quasi totalement par saturation totale. Cette cohésion du tuf compacté ne pouvait pas être considérée comme une stabilisation permanente du matériau.

4 Conclusion

Dans ce chapitre, l'étude a porté sur l'effet de l'incorporation d'un déchet de carrière comme le sable calcaire sur les caractéristiques géotechniques et mécaniques d'un tuf calcaire de la région de Laghouat. L'objectif étant double : (i) tester les possibilités d'amélioration des caractéristiques de ce tuf par une technique de stabilisation économique permettant de valoriser à la fois les déchets de carrière (sable calcaire) et le tuf calcaire pulvérulent. (ii) vérifié que la formulation adoptée est en conformité avec la réglementation en vigueur.

La formulation 80% tuf + 20% sable calcaire, présente des caractéristiques mécaniques meilleures à savoir la résistance à la compression simple, indice retenu pour évaluer la cohésion des matériaux compactés et qui est un élément incontournable dans les critères de choix des matériaux en technique routière saharienne. Le mélange 80% tuf + 20% sable calcaire est retenu comme mélange optimal. Désormais, ce mélange sera dénommé TSCopt. Le point faible de cette formulation réside dans l'effondrement de sa résistance après immersion. Pour pallier de ce problème de non stabilité du matériau en milieu saturé un traitement aux liants hydrauliques s'avère nécessaire.

Chapitre 4

Comportement hydrique du TSCopt

1	Introduction	138
2	Chemin de drainage – humidification	138
2.1	Protocole expérimental	139
2.2	Résultats et discussions	152
3	Perméabilité saturée	158
3.1	Protocole expérimental	158
3.2	Résultats et discussions	163
4	Conclusion	167

1 Introduction

Les sols compactés sont largement utilisés dans les ouvrages en génie civil et travaux publics (remblais routiers, barrages, barrières étanches, ...). Le dimensionnement de ces ouvrages est basé sur les paramètres de résistance à l'état saturé. Ces ouvrages sont souvent à l'état non saturé et soumis, dans les régions arides et semi-arides, à des sollicitations hydriques (séchage – humidification). Les études sur les sols non saturés permettent de mieux comprendre le comportement et d'éviter l'apparition de différentes pathologies observées sur le corps des remblais routiers. Etudier l'effet des cycles de séchage – humidification sur le comportement du sol compacté a une grande importance sur la stabilité et la déformabilité des ouvrages en terre.

Les modifications de texture du sol compacté avec la teneur en eau de compactage se traduisent naturellement par des variations de la perméabilité à saturation. Celle-ci diminue fortement lorsque la teneur en eau augmente, quel que soit le mode de compactage.

La perméabilité des sols compactés est très influencée par la variation du degré de saturation ou de la succion : la perméabilité à l'eau, que l'on désigne par "effective" lorsqu'on est en présence de plus d'une phase fluide, diminue très rapidement lorsque le degré de saturation diminue ou lorsque la pression interstitielle augmente (Octavio 2005). En revanche, la perméabilité effective à l'air augmente (Blight, 1971 ; Langfelder et al., 1968). Pour cela la mesure du coefficient de perméabilité saturé s'avère nécessaire.

L'étude expérimentale entreprise a pour but de mesurer la réponse du mélange TSCopt (80% tuf + 20% sable calcaire) à des sollicitations hydriques. Elle nécessite donc une bonne connaissance des conditions hydriques initiales et des caractéristiques des transferts hydriques. Les courbes de drainage et d'humidification renseignent sur l'importance des transferts hydriques dans ce matériau en fonction des paliers de succion imposés et permettent de définir la succion correspondant à une valeur de teneur en eau donnée.

Ce chapitre, contient une description détaillée des différents essais effectués et leur mode opératoire ce qui présente un grand intérêt pour les jeunes chercheurs. Par la suite, nous présentons en détail les résultats de ces essais.

2 Chemin de drainage – humidification

Nous désignons par chemins de drainage-humidification des chemins dans lesquels le paramètre essentiel est la succion ou la pression interstitielle négative, en l'absence de contrainte extérieure.

L'étude des chemins de drainage -humidification présente un double intérêt, d'une part parce qu'elle permet de mettre en évidence le rôle de la pression capillaire à laquelle est soumis le sol et de comprendre cet aspect important de son comportement, d'autre part parce que de nombreux phénomènes réels suivent, en première approximation, des chemins de drainage ou d'humidification

: géotechnique routière, retrait-gonflement des sols à faible profondeur lors de variations du niveau de la nappe phréatique, ... etc. (Abou-Bekr, 1995).

Dans un sol support de chaussée, l'augmentation ou la diminution de la pression capillaire résultera soit d'un séchage ou d'une humidification du sol par la surface, soit de l'abaissement ou de la remontée du niveau de la nappe phréatique. Si, dans le second cas, les variations restent relativement limitées (quelques centaines de kPa au maximum), celles-ci peuvent atteindre des valeurs considérables dans le premier cas, notamment en été dans les zones arides et en l'absence de protection de l'ouvrage (chaussées non revêtues, barrages, ... etc.). On peut alors observer des augmentations de pression capillaire de plusieurs dizaines de MPa liées à une forte désaturation du sol (Octavio, 2005).

Dans cette partie, ne sont présentés que les protocoles des différentes méthodes expérimentales d'imposition et de mesure de succion utilisés dans cette étude.

Pour mener à bien notre étude nous avons établi expérimentalement, pour le TSCopt et dans différents états: pâte saturée, pâte sèche et pour le TSCopt compacté, les courbes suivantes :

- succion - teneur en eau (ou courbes de rétention) ;
- succion - degré de saturation ;
- succion - indice des vides ;
- teneur en eau - indice des vides ;
- degré de saturation – teneur en eau.

2.1 Protocole expérimental

2.1.1 Méthodes d'imposition et de mesure de la succion

La capacité de rétention de l'eau par la matrice solide du milieu poreux est le facteur déterminant des propriétés hydrauliques des sols non saturés. Afin d'étudier le comportement sur chemin de drainage humidification, un certain nombre d'essais d'imposition de la pression interstitielle négative ou succion est utilisé (Richards, 1941 ; Gardner, 1956 ; Williams et Shaykewich, 1969 ; Kassif et Ben Shalom, 1971 ; Tessier, 1975 ; Delage, 1987,1998 ; Zerhouni, 1991 ; Fleureau et al., 1993 ; Taibi, 1994 ; Vilar, 1995 ; Cui et al., 2002 ; Ghembaza et al., 2007). Ces essais consistent à imposer aux échantillons une suite de succions croissantes jusqu'à séchage complet (drainage), puis à le réhumidifier en imposant une suite des succions décroissantes (imbibition). À l'équilibre sous chaque succion, on mesure les caractéristiques d'état des échantillons par des pesées immergées dans une huile non mouillante. Trois méthodes d'imposition de succion ont été utilisées:

- Plaques tensiométriques
- Solutions osmotiques
- Dessiccateurs à solutions salines saturées

Le domaine d'utilisation de ces trois méthodes est schématisé sur la figure IV.1, sur laquelle on notera la continuité obtenue malgré la diversité des techniques utilisées.

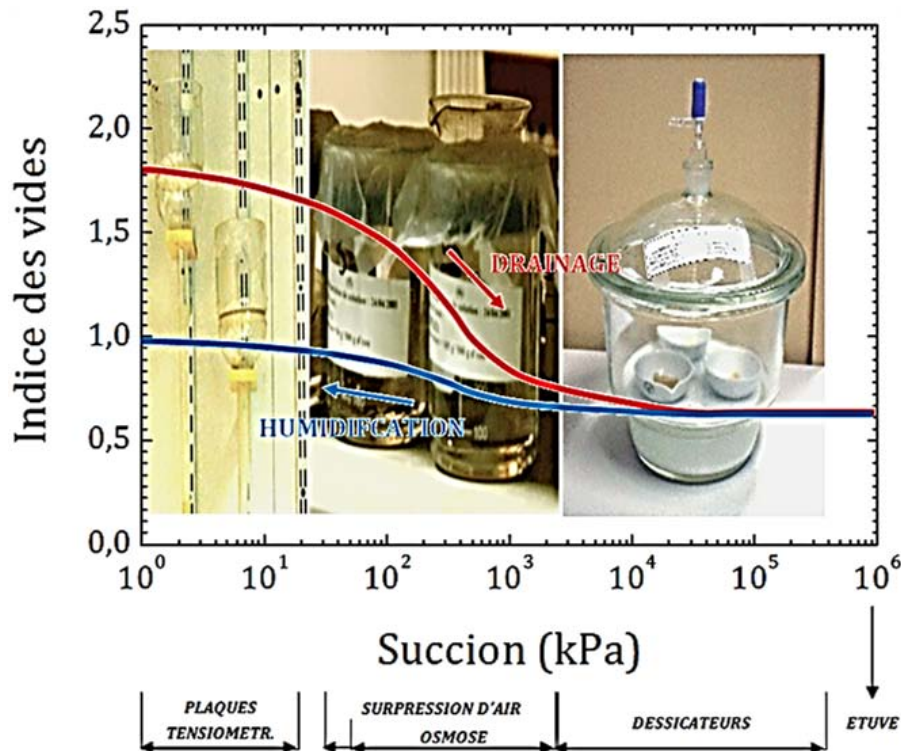


Figure IV.1 – Méthodes utilisées pour imposer la pression interstitielle négative et domaines correspondants.

Pour estimer la valeur de la suction initiale à l'état compacté à l'OPM, on a utilisé la méthode du papier filtre.

Une fois l'équilibre atteint, les paramètres d'état des échantillons (e , w , S_r ...) sont déterminés par pesées immergées dans une huile non mouillante (ex: huile de Kerdane).

2.1.1.1 Plaques tensiométriques

Pour imposer des pressions interstitielles négatives comprises entre 0 et 20 kPa, on utilise des plaques tensiométriques constituées d'un filtre de verre fritté de faible porosité, qui joue le rôle de séparation semi-perméable, serti dans un entonnoir de verre (figure IV.2). L'échantillon est placé sur le filtre, à la pression atmosphérique, en contact avec un réservoir rempli d'eau désaérée.

En imposant une dénivellation entre le filtre et le tube de mesure, on peut contrôler la dépression de l'eau placée dans le réservoir, et donc la pression interstitielle négative de l'échantillon à l'image d'un sol en contact avec une nappe phréatique souterraine à quelques mètres de profondeur. L'équilibre hydrique intervient au bout d'une semaine (Fleureau et al. 2004)

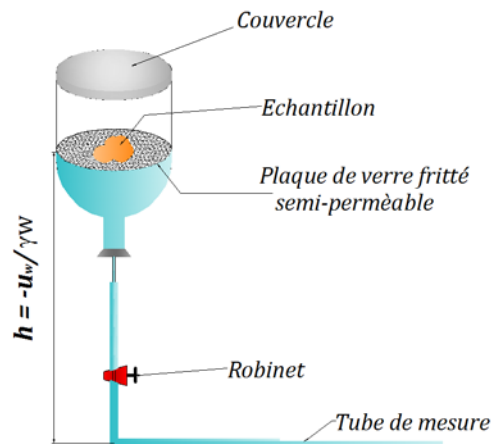


Figure IV.2 – Schéma du dispositif expérimental final pour les plaques tensiométriques

2.1.1.2 Solution osmotique

La technique osmotique est une méthode très utilisée, développée à l'origine par les biologistes (Lagerwerff et al., 1961, cité par Ghembaza, 2004). Cette méthode a été appliquée à l'étude des sols (Zur, 1966, cité par Yahia-Aissa, 1999). La première application dans le domaine de la géotechnique a été réalisée par Kassif et Ben-Shalom (1974), lors d'étude à l'oedomètre d'un sol gonflant. D'autres applications ont été réalisées (Komornik et al., 1980; Delage, 1987; Dineen et Burland, 1995, cites par Ghembaza, 2004).

La méthode osmotique a été employée pour des gammes de succion comprise entre 50 et 8400 kPa. Dans cette méthode, l'échantillon se trouve au contact d'une solution de macromolécules organiques PEG, à travers une membrane qui ne laisse passer que l'eau. Les membranes usuelles de dialyse, dont le diamètre des pores est inférieur à 5 nm, permettent d'empêcher le passage des molécules de PEG (figure IV.3). A l'équilibre, le potentiel d'hydratation du PEG est égal à celui du sol et l'on peut établir par étalonnage (Figure IV.4) une équivalence entre la concentration de la solution osmotique en PEG et la pression interstitielle négative de l'eau (Delage, 1987; Fleureau, 1993; Indarto, 1991; Cuisinier, 2002).

Pour chaque succion choisie, le dispositif est démonté après un temps d'équilibre de 3 semaines environ (Ghembaza et al. 2007 ; Yigzaw, 2009).

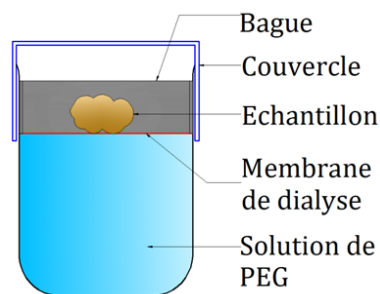


Figure IV.3 – Schéma du dispositif expérimental final pour les solutions osmotiques.

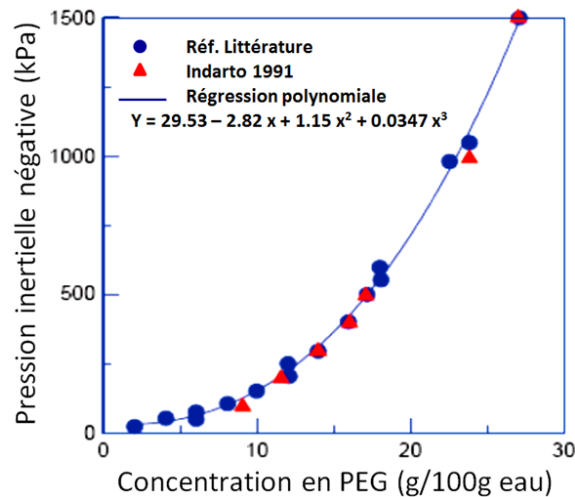


Figure IV.4 – Courbe d'étalonnage de PEG20000 utilisée (Zerhouni, 1991).

2.1.1.3 Dessiccateurs à solutions salines saturées

Cette méthode est basée sur la loi de Kelvin. Elle consiste à placer un échantillon dans une atmosphère confinée, à humidité contrôlée. Les transferts d'eau s'effectuent sous phase vapeur jusqu'à l'équilibre, ce qui est en général assez long. La durée dépend de la taille de l'échantillon et de la valeur de succion imposée. L'humidité relative peut être imposée en plaçant dans le dessiccateur une solution d'acide sulfurique à concentration donnée ou une solution saline saturée (Figure IV.5).

Cependant, du fait de la difficulté de dosage des solutions d'acide sulfurique et du danger qu'elles présentent, des solutions salines saturées permettant d'imposer de très fortes succions (2 à 300 MPa) sont utilisées dans la pratique. La présence de sel au fond de ces solutions joue le rôle de tampon chimique, stabilisant l'équilibre entre les trois phases et de ce fait stabilisant l'humidité relative imposée.

La succion imposée étant variable avec la température (loi de Kelvin), il est préférable d'utiliser cette technique en condition de température contrôlée.

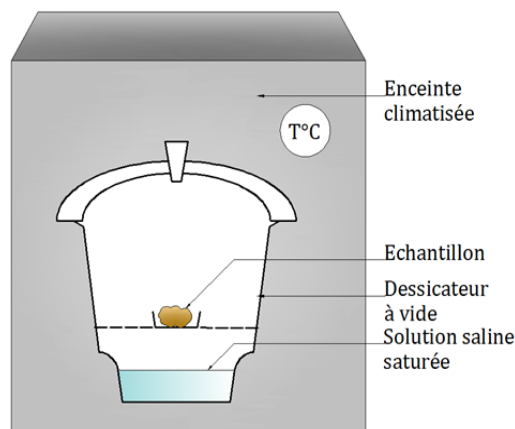


Figure IV.5 – Schéma de dispositif expérimental final pour les solutions salines.

2.1.1.4 Papier filtre

La méthode du papier filtre reste la plus simple pour déterminer des succions allant jusqu'à 30 MPa. La méthode consiste à insérer une triple épaisseur de papier-filtre dans l'éprouvette dont on veut déterminer la succion et à attendre l'équilibre des succions entre le sol et le papier-filtre, en évitant toute évaporation. On extrait ensuite les papiers filtres de l'éprouvette et l'on détermine la teneur en eau de la feuille centrale, non polluée, par une pesée au 1/10 000 du gramme. La connaissance de la teneur en eau et de la courbe de rétention d'eau du papier filtre permet d'accéder à sa succion et donc à celle du sol compacté à l'OPM. La Figure IV.6 présente les courbes obtenues en chemin de drainage (Améraoui, 1996) et de remouillage (Fawcett et Collis-George, 1967, d'après Cui et Delage, 2003) pour le papier Whatman n°42, très fréquemment utilisé. Par cette méthode il est possible de déterminer la succion totale, matricielle et osmotique d'un échantillon (Ridley et Wray, 1996). La précision des résultats dépend toutefois de la qualité de l'étalonnage du papier filtre. Cette méthode a été choisie pour mesurer la succion naturelle lors du compactage sur chantier.

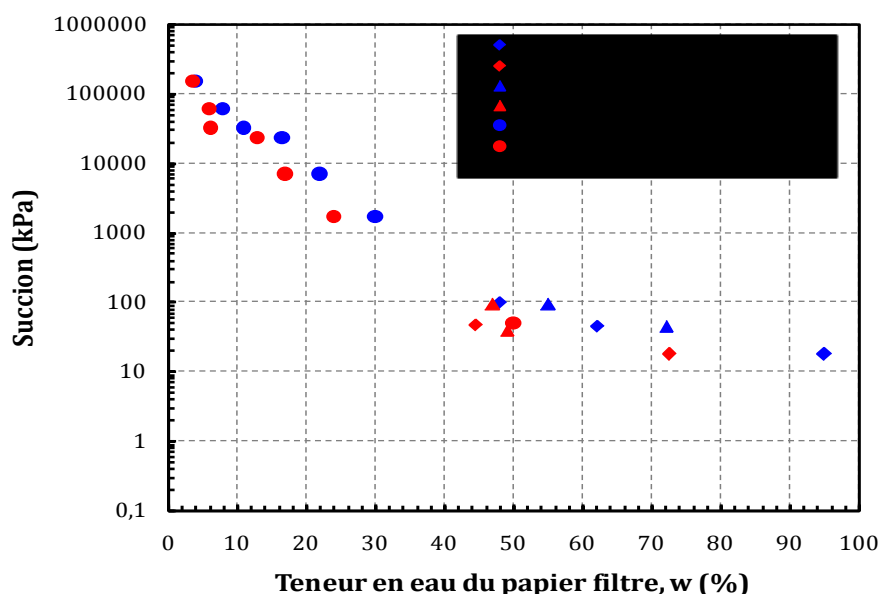


Figure IV.6 – Courbes d'étalonnage du papier filtre Whatman n°42 (Améraoui, 1996).

2.1.2 Préparation des matériaux et du matériel

2.1.2.1 Préparation des échantillons

Les chemins de drainage – humidification ont été réalisés sur des échantillons de mélange 80 % tuf et 20 % sable calcaire à partir de différents états initiaux :

- Echantillons compactés à l'OPM
- Echantillons de pâte ($w = 30\%$).
- Echantillons de pâte séchés dans une étuve (105°C) pendant 24h.

La préparation des échantillons est conduite en trois étapes :

Les échantillons sont préparés à partir de la fraction 0/4. Pour le tuf, les gros éléments ont été éliminés par tamisage à travers un tamis de 4 mm de diamètre. Après passage des deux constituants à l'étuve à 105°C pendant 24 heures, une proportion massique de 80% tuf et 20 % sable calcaire est mélangée manuellement à sec.

Pour les échantillons préparés sous forme de pâte (saturés et séchés), on a ajouté petit à petit une quantité d'eau, représentant 30 % du poids sec du mélange TSCopt.

Cette quantité d'eau est choisie sur la base des résultats des essais d'immersion (Chapitre 3) où le mélange compacté s'est effondré après saturation total. Le malaxage est fait en plusieurs fois dans le but d'avoir un mélange homogène et d'éviter la formation des grumeaux. Le mélange quasiment saturé est mis dans un sac étanche dans une salle hermétique pendant 24 heures, pour homogénéisation. Après homogénéisation, on a pris des quantités d'environ 1 cm³ pour chaque échantillon (à l'aide d'une cuillère) et mis dans un plateau qui est mis par la suite dans une étuve à 105°C pendant 24h.

Concernant les échantillons compactés, on a procédé au protocole suivant :

- On ajoute une quantité d'eau représentant 10,4 % de poids sec du mélange TSCopt. Le malaxage est fait en plusieurs fois par criblage dans un tamis de 4 mm de diamètre dans le but d'avoir un mélange homogène et d'éviter la formation des grumeaux. Le mélange humide est mis dans un sac étanche dans une salle hermétique pendant 24 heures, dans le but d'homogénéiser la teneur en eau du mélange.
- On verse dans le moule de compactage la quantité de sol correspondant à une hauteur de l'échantillon désirée pour servir à compléter toute la gamme des succions imposées (soit $H = 80$ mm), puis on pose trois papiers filtres type WN°42 et puis on verse une quantité de sol qui correspond à une hauteur de 10 mm.
- Le mélange humide est soumis par la suite à un compactage statique à double piston dans un moule spécial de diamètre 40mm. La vitesse de déplacement de la presse est fixée à 1,14mm/s.
- Après compactage statique et démoulage, l'échantillon étant enveloppé par du papier aluminium est mis dans un sac étanche dans une salle hermétique pour éviter toute évaporation;
- Une fois l'équilibre atteint (environ 48 heures), l'échantillon est déballé et la teneur en eau du papier-filtre central « propre » (PF2) (voir photos de la figure IV.7) (propre car il n'est pas au contact avec le sol), est déterminée par séchage dans une étuve à 105°C jusqu'à poids constant. La succion matricielle correspondant à cette teneur en eau, évaluée en utilisant la courbe d'étalonnage ASTM (figure IV.6), est égale à celle du sol. La partie de l'échantillon correspondant à la hauteur de 10 mm est enveloppée, pour garder toujours les mêmes paramètres d'état.
- La partie de l'échantillon de hauteur 80 mm est découpée en galettes de hauteur 10 mm environ, chaque galette est découpée en quatre

morceaux (échantillons) de volume 1cm^3 environ. Chaque morceau est placé à la succion désirée.

- La partie de l'échantillon correspondant à la hauteur de 10 mm, est divisée en quatre morceaux (volume 1cm^3), et on détermine les paramètres d'état initiaux par pesée hydrostatique.

N/B : lors du découpage on a trouvé une grande difficulté car le matériau s'effrite et s'altère à cause de la très faible cohésion.



Déballage et séparation de la partie de 10 mm de hauteur et des papiers filtres



Découpage en galettes de la partie 80 mm et division en morceaux de la partie 10 mm

Figure IV.7 – Préparation des échantillons pour essais de drainage-humidification.

2.1.2.2 Préparation du matériel

La préparation des matériels pour les différentes méthodes d'imposition de la pression négative sont :

- **Méthode des plaques tensiométriques (1 à 20 kPa)**

Les étapes fondamentales de préparation des plaques tensiométriques sont les suivant:

- *Désaération de l'eau déminéralisée*: L'eau utilisée pour la saturation des plaques tensiométriques est une eau désaérée préparée par chauffage sous vide.

La préparation consiste à utiliser une pompe à vide, l'eau déminéralisée est versée dans un dessiccateur, ce dernier est posé sur une plaque chauffante ou on impose une température de 50° sous vide pour faciliter la décomposition des molécules d'eau. Le temps nécessaire pour la désaération est environ de deux heures,

- *Saturation des plaques tensiométriques*: les étapes fondamentales pour la saturation des plaques tensiométriques sont les suivantes :

- rincer les plaques tensiométriques ;
- saturation des plaques : la saturation des plaques est une étape importante qui nécessite beaucoup de patience.

Les photos de la Figure IV.8, montrent les principales phases de préparation et de la mise en place des échantillons sur les plaques tensiométriques.

Avant de placer les plaques tensiométriques aux niveaux désirés, il faut bien s'assurer que les tubes et les réservoirs des plaques tensiométriques sont saturés (en les remplissant avec de l'eau désaérée), tout en maintenant les robinets fermés.

Sur la figure IV.9 on peut voir les différentes hauteurs des plaques pour obtenir la pression négative voulue (ex : 200 cm de hauteur est équivalent à 20 kPa).



1. Préparation de l'eau désaérée



2. Saturation des tubes



3. Saturation du réservoir de la plaque



4. Mises en place des plaques



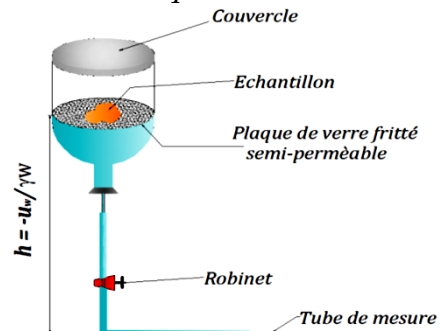
5. pose des échantillons



6. Mise en place du couvercle



7. Disposition finale



8. Schéma du dispositif expérimental final

Figure IV.8 – Différentes étapes de la méthode des plaques tensiométriques

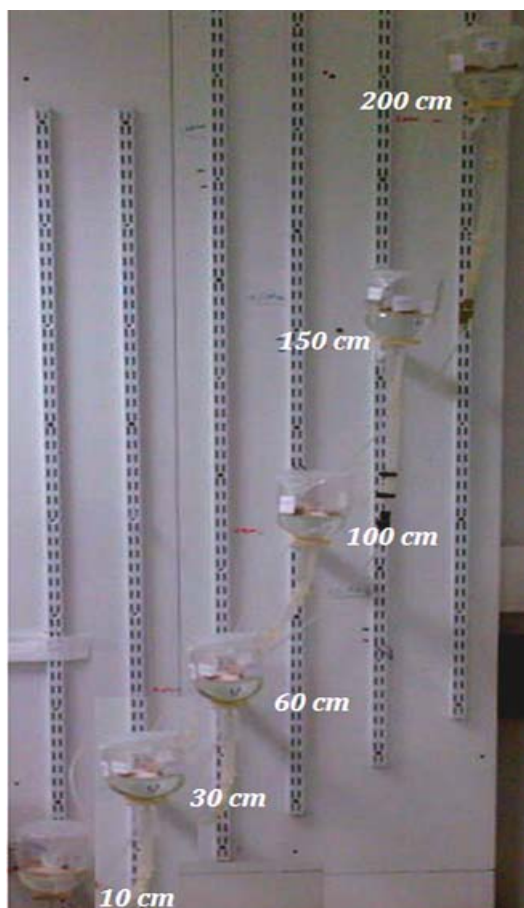


Figure IV.9 – Vue des plaques tensiométriques placées à différentes hauteurs.

- *Méthode osmotique (50 à 8400 kPa)*

Le phénomène d'osmose s'observe lorsque deux solutions de concentrations différentes sont en contact à travers une membrane, perméable à l'un des solutés des phases en présence. Il repose le principe qu'un système physique quelconque en déséquilibre tend toujours à se ramener à un état d'équilibre par transfert énergétique.

La méthode osmotique permet d'imposer de faibles succions en utilisant des solutions aqueuses de molécules organiques de grandes tailles de polyéthylène glycol (PEG) en contact avec l'eau du sol par l'intermédiaire d'une membrane (de dialyse) semi-perméable.

Cette membrane semi-perméable, induit des flux de molécules d'eau, suivant la loi de Van Hoff, de la solution ayant l'énergie la plus forte vers la solution ayant l'énergie la plus faible. Comme l'eau peut traverser la membrane alors que les molécules de PEG en solution ne le peuvent pas du fait de leur grande taille, un échantillon mis au contact d'une membrane semi-perméable derrière laquelle circule une solution de PEG, est soumis à une succion osmotique d'autant plus forte que la concentration en PEG est élevée.

Williams et Shaykewich en 1969, ont déterminés une relation sous la forme : $s = 11.c^2$ reliant la succion (en MPa) à la concentration de PEG (en gramme PEG/gramme d'eau) pour des succions allant jusqu'à 1,44 MPa (figure V.10). Cette relation, a été vérifiée et étendue jusqu'à 12 MPa (Delage et al., 1998).

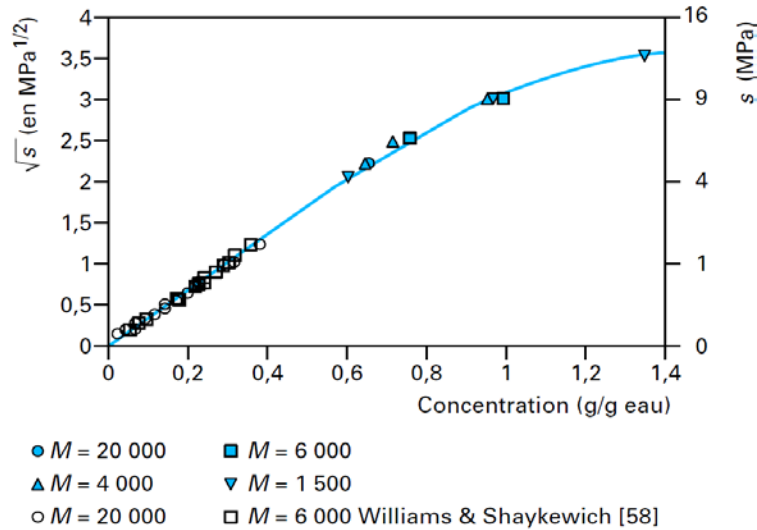


Figure IV.10 – Relation entre succion et concentration de PEG (selon Williams et Shaykewich 1969, cité par Delage et Cui, 2000).

Afin de préparer la solution, il suffit de lire la concentration correspondant à la succion imposée (tableau IV.1), de mélanger dans un récipient, la quantité correspondante de PEG avec de l'eau distillée et de poser le récipient sur l'agitateur magnétique pour l'homogénéisation de la solution.

Les différentes concentrations de PEG 20000 et PEG 6000 utilisées, sont représentées dans le tableau suivant (Olchitzky, 2002) :

Tableau IV.1 – Succion imposée en fonction de la Concentration de PEG à 20°C.

<i>PEG 20000</i>		<i>PEG 6000</i>	
<i>Masse PEG</i> <i>500 ml eau</i> (gr)	<i>s</i> (MPa)	<i>Masse PEG</i> <i>500 ml eau</i> (gr)	<i>s</i> (MPa)
27	0,05	260	3,1
45	0,1	313	4,5
59,5	0,2	371	6,3
79	0,4	423	7,4
94	0,6	459	8,4
105	0,8		
115	1		
124	1,2		
134	1,5		

Après la préparation des solutions, on fixe une membrane semi-perméable dans le bêcher contenant du PEG par l'intermédiaire d'une bague en PVC par exemple (le rôle de la membrane poreuse ne laissant migrer que les molécules d'eau et les ions de la solution du sol). La bague est ensuite glissée sur les parois du bêcher jusqu'à ce que le contact entre la solution et la membrane sera parfaite (pas de bulles d'air). Les échantillons seront ensuite placés sur la membrane délicatement, puis le bêcher sera fermé par un couvercle (parafilm). On laisse les bêchers pendant deux semaines environ pour la stabilisation du transfert.

La Figure IV.11, montre la mise en place des échantillons dans les bêchers à solutions osmotiques.



Figure IV.11 – Mise en place des échantillons dans les béchers à solutions osmotiques.

- **Méthode des solutions salines saturées (2 à 300 MPa)**

Pour les valeurs de pression capillaire plus élevées (2 à 300 MPa), un dispositif tout-à-fait différent est utilisé, qui fait appel à des solutions salines saturées. Cette méthode repose sur un principe physique : à une concentration en sel, une pression d'air et une température donnée correspondent une seule pression partielle de vapeur d'eau. Il est très important de noter que les valeurs d'humidités relatives données ne sont valables que pour une pression d'air et une température fixées et à condition que les solutions soient sursaturées en sel.

Suivant les références consultées, de légers écarts pouvant aller jusqu'à 3%, peuvent apparaître (Delage et al., 1998). Cette méthode est plus simple d'emploi et moins dangereuse que les autres, mais les échanges par phase vapeur sont plus lents.

Lorsqu'une solution saline saturée est en équilibre thermodynamique avec sa vapeur, l'humidité relative de l'atmosphère environnante reste constante pour une valeur donnée T de la température. L'humidité relative ainsi générée dépend de la nature chimique de l'espèce en solution, ce qui permet de contrôler l'humidité relative H_r par une solution saline saturée, jusqu'à de très fortes valeurs de pression capillaire. La température est un paramètre très important dans cette méthode, il est donc essentiel de la maintenir constante au cours d'un essai à l'aide d'un bain thermostaté ou d'une armoire réfrigérée. Pour cela on la mesure pour chaque solution en mettant un hygromètre à l'intérieur du dessiccateur et on relève les valeurs de l'humidité en fonction du temps jusqu'à confirmer la stabilité des humidités des solutions salines saturées utilisées.

La figure IV.12, présente les courbes reliant les valeurs de l'humidité en fonction du temps ($H_r(\%) = f(t)$) pour les différentes solutions salines utilisées.

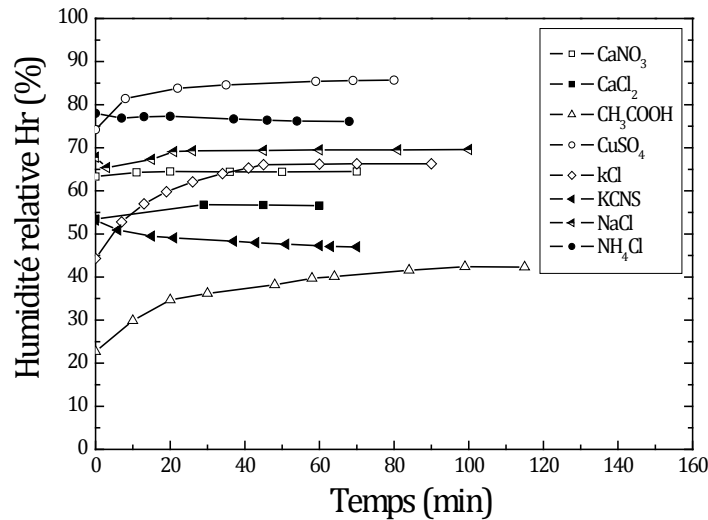


Figure IV.12 – Variation de l’humidité relative en fonction du temps.

Ensuite, on place l’échantillon dans le dessiccateur hermétiquement fermé et rempli d’une solution saline générant une humidité relative connue (figure IV.13). Les transferts hydriques se font ici en phase vapeur et sont donc beaucoup plus lents qu’avec les deux autres méthodes. En fonction de la taille des échantillons et de la succion imposée il faut environ 1 à 3 mois pour atteindre l’équilibre.



Figure IV.13 – Contrôle de la pression capillaire dans les dessiccateurs contenant des solutions salines saturées.

Les Différentes solutions salines saturées utilisées, sont présentées dans le Tableau IV.2.2. Les valeurs de succion pour chaque solution saline saturée, sont déterminées par la loi de Kelvin :

$$\frac{s}{\gamma_w} = \frac{R \cdot T}{g \cdot M} \cdot \ln \frac{H}{100} \quad (IV.1)$$

Avec : R : constante des gaz parfaits [= 8,32 J/K°]
 T : température absolue [°K]
 M : masse moléculaire de l’eau [= 1,8.10⁻³ kg]
 H : humidité relative [%]

D'après le tableau IV.2, on remarque que la valeur de l'humidité relative pour un sel donné peut varier suivant les auteurs. Delage et al. (1998) ont comparé les valeurs d'humidité relative fournies par différentes sources, et ont remarqué que, pour la majorité des sels, la différence est comprise entre 1 et 2 % mais qu'elle atteint 3% dans le cas du $\text{Na}_2\text{Cr}_2\text{O}_7$. Les incertitudes engendrées sur la succion par cette imprécision peuvent être évaluées à partir de la loi de Kelvin. Ainsi l'incertitude absolue sur la succion en MPa est égale à l'incertitude sur l'humidité relative multipliée par la constante RT/Mg 50 (= 137,837 MPa à 20°C). C'est-à-dire que 1 % d'incertitude relative sur l'humidité entraîne 1,38 MPa d'incertitude absolue sur la succion, ce qui est très significatif pour les faibles succions (inférieures à 10 MPa). Il semble ainsi qu'au-dessous d'une succion de 10 MPa, la méthode des solutions salines n'est pas précise. Néanmoins, nous avons employé deux sels pour imposer des succions inférieures à 10 MPa afin de couvrir ou de comparer la gamme de succion qui ne peut être imposée par la méthode osmotique. Le choix des sels sélectionnés s'est porté sur ceux qui sont les moins sensibles aux variations de température.

Tableau IV.2 – Valeurs de la succion pour les différentes solutions salines saturées.

Solution saline saturée	Masse du sel/500 ml de solution (g)	Humidité relative mesurée (H %)	pF	s (MPa)
K_2SO_4	111	97	4,63	4,23
$CuSO_4$	200	95	4,85	7,13
$ZnSO_4, 7H_2O$	350	90	5,17	14,64
Kcl	345	85	5,35	22,59
NH_4, Cl	375	78	5,54	34,54
$NaCl$	360	76	5,58	38,15
CH_3COOH	Liquide	48	6,01	102,02
$CaCl_2, 6H_2O$	730	32,5	6,19	156,22

2.1.3 Procédure de détermination des paramètres d'états des échantillons

Une fois l'équilibre atteint, les paramètres d'état des échantillons (e, Sr, w...) sont déterminés par pesée immergée dans une huile non mouillante utilisée pour remplir les gros pores sans gonfler l'échantillon. Cette méthode a été dérivée par Zerhouni (1991) de celle décrite par Tessier (1975). L'huile utilisée est du Kerdane dont la densité γ_k/γ_w est de l'ordre de 0,78. Cette huile est non miscible avec l'eau et s'évapore à l'étuve à 105°C.

Les photos, de la figure IV.14, présentent les principales phases de la procédure de détermination des paramètres d'état des échantillons. L'échantillon après avoir été soumis à la pression interstitielle négative désirée est pesé dans un premier temps pour déterminer son poids humide P_h . Il est ensuite immergé dans le Kerdane ; ceci afin de permettre le remplissage des plus gros pores. Au bout de deux heures, l'échantillon est retiré du Kerdane et est superficiellement essuyé pour éliminer l'excédent d'huile. Il est ensuite pesé pour déterminer son poids humide et la quantité de Kerdane absorbée P_{hK} . On abaisse ensuite la nacelle

dans le Kerdane et on mesure son poids immergé P_{imm} . Le poids sec P_s est mesuré après séchage à l'étuve à 105°C pendant 24 h.

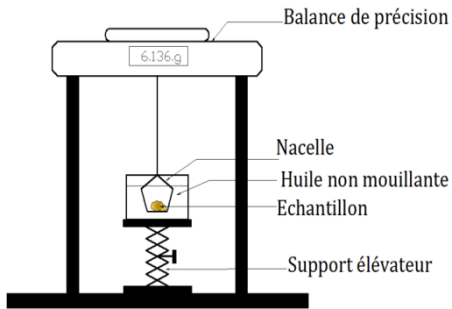


Schéma du montage expérimental utilisé pour les pesées



1. Echantillons après équilibre



2. Pesée du poids humide de l'échantillon (P_h)



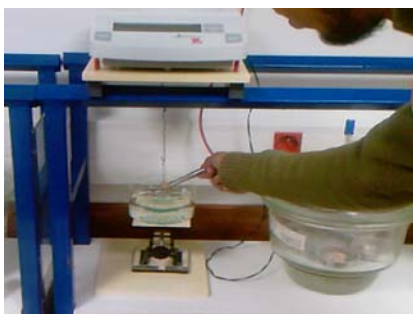
3. Immersion des échantillons dans l'huile



4. Essuyage des échantillons



5. Pesée du poids humide + Kerdane (P_{hk})



6. Pesée du poids immergé (P_{imm})



7. Pesée du poids sec P_s

Figure IV.14 – Etapes de la procédure de détermination des paramètres d'états des échantillons.

Le volume total V de l'échantillon est déduit par :

$$V = \frac{(P_{hk} - P_{imm})}{\gamma_k} \quad (\text{IV.2})$$

Les autres caractéristiques se calculent aisément :

- Le poids volumique humide : $\gamma_h = P_h/V$
- La teneur en eau : $w = (P_h - P_s)/P_s$
- Le poids volumique sec : $\gamma_d = \gamma_h/(1+w)$
- L'indice des vides : $e = (\gamma_s/\gamma_d) - 1$
- Le degré de saturation : $S_r = w \cdot \gamma_s / e \cdot \gamma_w$
- Le poids volumique des grains solides : $\gamma_s = 2,7 \text{ g/cm}^3$

2.2 Résultats et discussions

La représentation globale de l'état du sol permet de suivre les différents paramètres (figure IV.15). Les trois graphiques de droite représentent la variation de l'indice des vides, du degré de saturation et de la teneur en eau en fonction de la pression interstitielle négative. Sur les deux graphiques de la partie gauche, l'indice des vides et le degré de saturation sont tracés en fonction de la teneur en eau.

Dans le plan [w, e] (figure IV.15-a), sur le chemin de drainage, les échantillons préparés à partir d'une pâte ($w = 30 \%$) quittent rapidement la droite de saturation, d'équation $e = (\gamma_s/\gamma_w)w$. Ensuite, lorsque la teneur en eau décroît, l'indice des vides tend vers une valeur constante. La limite de retrait w_{SL} est de l'ordre de 20% correspondant à e_{SL} de l'ordre de 0,54.

Le plan [$\log(s)$, e] (figure IV.15-b) présente la courbe de compressibilité hydrique. Le coude de la courbe où débute le palier de retrait permet de déterminer la pression négative de retrait « s_{SL} ». Elle est de l'ordre de 800 kPa. La variation du degré de saturation en fonction de la succion est présentée dans le plan [$\log(s)$, S_r] (figure IV.15-d). Sur un chemin de drainage, le sol reste quasi saturé jusqu'à une succion de 38 kPa appelée succion de désaturation « s_d », déterminée à partir du plan [w, S_r] (figure IV.15-d) par l'intersection de la droite de drainage tracée pour des $S_r < 50\%$ et l'axe horizontal correspond à $S_r = 100 \%$. Après désaturation, le degré de saturation décroît progressivement jusqu'à une valeur de 6 % pour une succion d'environ 160 MPa. La succion de désaturation « s_d », est très faible par rapport à la succion de retrait « s_{SL} », elle caractérise le comportement du matériau lorsque l'on part d'un sol saturé sous forme de pâte. La diminution rapide du degré de saturation se traduit par une chute de la teneur en eau dans le plan [$\log(s)$, w] (figure IV.15-e).

Si l'on considère à présent le chemin d'humidification de l'échantillon initialement préparé sous forme de pâte séchée à une succion de 1000 MPa, dans les 5 graphes de la figure IV.15, on constate que l'hystérésis du cycle dépend du domaine de succion considéré :

- Pour $13 < s < 156 \text{ MPa}$, la teneur en eau et l'indice des vides varient peu, le degré de saturation varie de 10 à environ 20%. L'hystérésis entre le drainage et humidification est négligeable. Dans cet intervalle, on note une réversibilité entre les chemins de drainage et humidification dans les cinq plans.
- Pour $0,5 < s < 13 \text{ MPa}$, l'augmentation du degré de saturation et de la teneur en eau est plus importante, tandis que l'indice des vides reste quasiment constant. Dans ce domaine, l'hystérésis entre le chemin de drainage et le chemin

d'humidification apparaît dans les deux plans : $[\log(s), w]$ et $[\log(s), Sr]$ (figures IV.15-e et IV.15-d). Elle résulte essentiellement d'un effet de type «bouteille d'encre» (Mualem, 1974 ; Yong and Warkentin, 1975 ; Fleureau, 1979 ; Zerhouni 1991).

- Pour $s < 0,5$ MPa, le sol tend à se saturer progressivement pour atteindre des valeurs de $Sr > 80$ % pour des suctions quasiment nulles, sans arriver à la saturation totale du matériau. L'humidification suit dans le plan $[\log(s), e]$ (figure IV.15-b) un chemin de pente plus faible que celle du drainage. Ceci s'explique par le fait que le drainage est un chemin de compressibilité plastique, alors que l'humidification est un « déchargement hydrique » et suit un chemin irréversible et élastique.

A titre indicatif, nous avons superposé dans la figure IV.15-b les résultats de l'essai oedométrique saturé réalisé sur le même matériau remanié ainsi que la droite de compressibilité de pente C_c déduite de la corrélation avec la densité relative (e_{max} et e_{min}) (Biarez et Hicher, 1994). On constate que le chemin oedométrique dans sa branche normalement consolidée coïncide raisonnablement avec la droite de corrélation et, d'autre part, converge vers le chemin de drainage du matériau initialement préparé sous forme de pâte.

Concernant les échantillons compactés à l'OPM, qui correspond à une succion s_{MPO} de l'ordre de 0,65 MPa déterminée par la méthode du papier filtre (Williams and Shaykewich, 1969; ASTM D 5298-94).

Les courbes du chemin drainage–humidification assidus par les échantillons compactés sont présentées dans la figure IV.16. Ces échantillons suivent un chemin de drainage pour des valeurs de succion supérieures à s_{OPM} et un chemin d'humidification pour des suctions inférieures à cette valeur. Dans le plan $[\log(s), Sr]$ (figure IV.16-d), le degré de saturation chute rapidement à partir de cette pression pour atteindre 10 % pour une valeur de succion d'environ 105 MPa. Cette diminution rapide est également constatée dans le plan $[\log(s), w]$ (figure IV.16-e). Dans le plan $[\log(s), e]$ (figure IV.16-b), on constate sur le chemin de drainage que l'indice des vides de l'état initial à l'OPM est proche de la limite de retrait des échantillons compactés. La position du palier de la limite de retrait des échantillons compactés est en-dessous de celle de la pâte. Ceci confirme l'hypothèse que la limite de retrait n'est pas un paramètre intrinsèque du matériau mais qu'elle dépend de l'état initial et de l'indice des vides de ce dernier (Fleureau et al, 1993). Par ailleurs, dans le domaine quasi saturé, on constate que la pente du chemin d'humidification du sol compacté à l'OPM est légèrement plus importante que celle de la pâte séchée initialement. Ce résultat confirme le rôle de la contrainte initiale : plus celle-ci est élevée, plus le gonflement est grand. Cette conclusion doit être nuancée par l'influence de la microstructure du sol qui est très différente dans le cas de la pâte et du sol compacté. La préparation d'un échantillon compacté entraîne en effet l'existence de « mottes » ou d'agrégats, dont les dimensions peuvent être variables et qui modifient sensiblement le comportement du matériau (Fleureau et Kheirbek-Saoud, 1992 ; Taibi, 1994 ; Sayad-Gaïdi, 2003 ; Ghembaza, 2007).

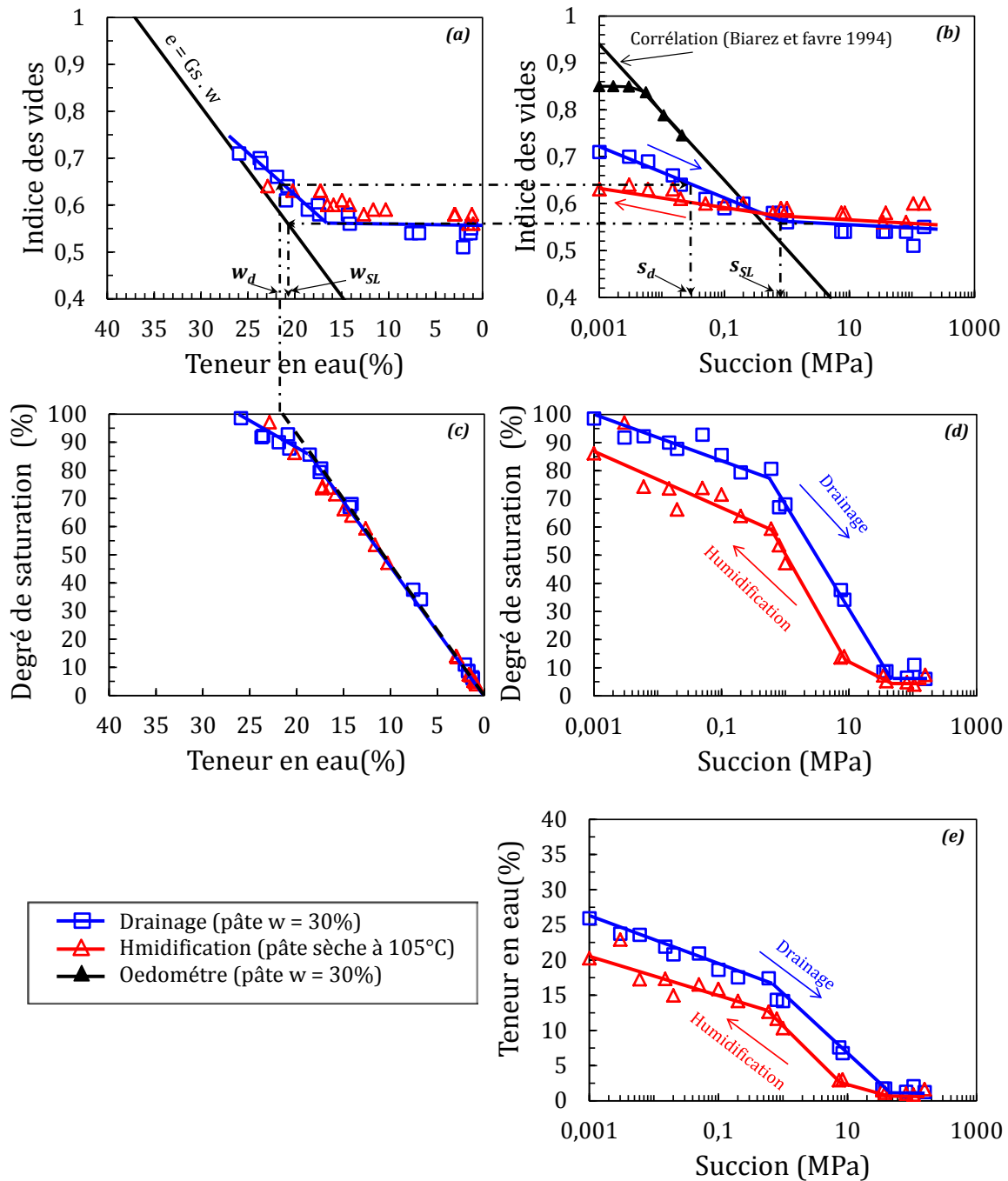


Figure IV.15 – Chemins de drainage – humidification effectués sur des échantillons de mélange TSCopt sous formes de pâte.

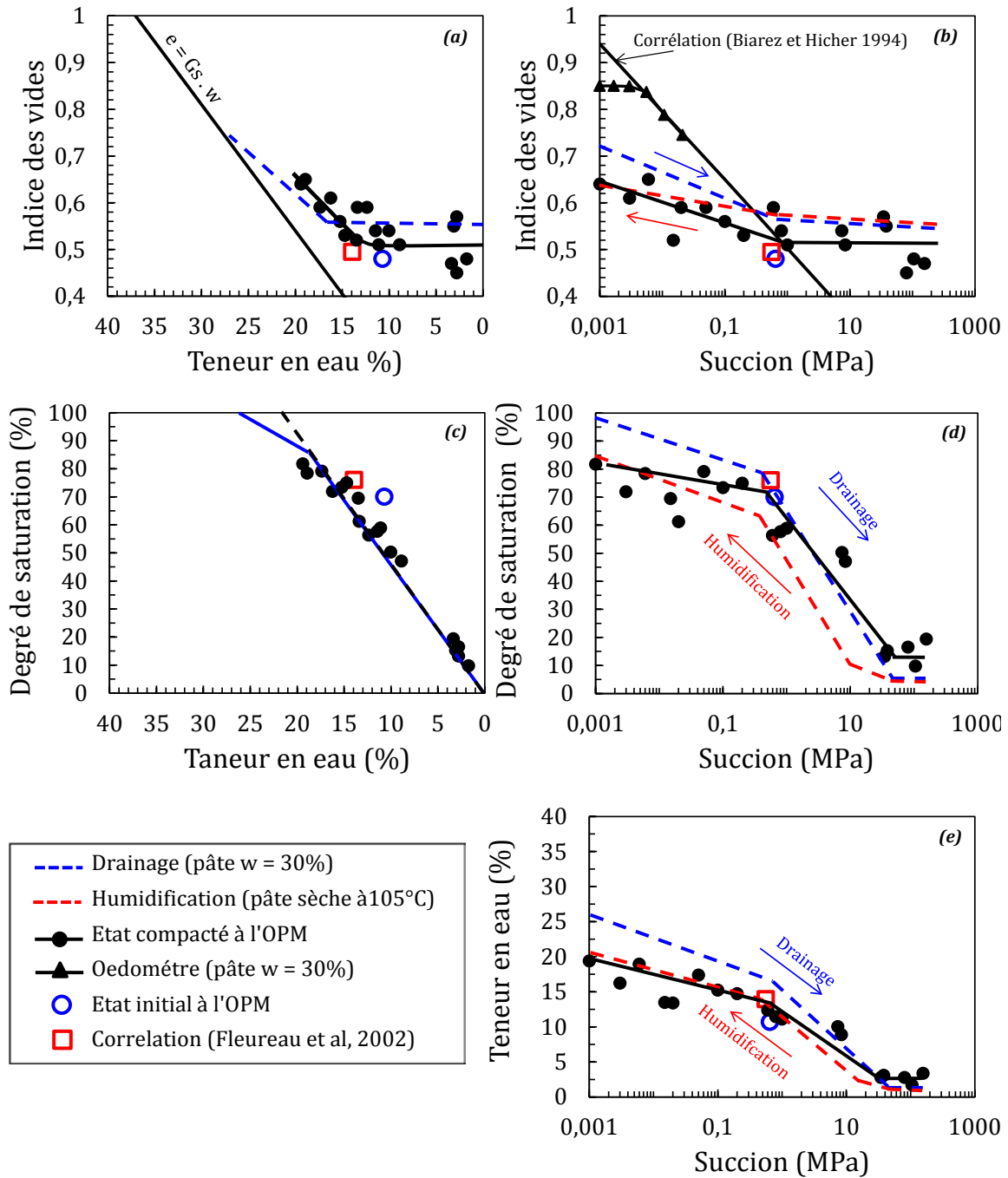


Figure IV.16 – Chemins de drainage – humidification effectués sur des échantillons de mélange TSCopt compactés à l'OPM.

Le tableau IV.3 résume les différents paramètres déduits des différents plans des essais de chemins de drainage –humidification, ainsi que la valeur de la succion obtenue par corrélation (Fleureau et al., 2002) (citer au chapitre 2, § 4.1.3).

Tableau IV.3 – Paramètres déduits de l’essai de chemins de drainage - humidification.

Paramètres	Pâte	Etat compacté à l’OPM
Succion de désaturation : s_d (MPa)	0,038	-
Teneur en eau de désaturation: w_d (%)	22	-
Succion de la limite de retrait: s_{SL} (MPa)	0,8	0,9
Limite de retrait: w_{SL} (%)	20	18
Indice des vides à la limite de retrait: e_{SL}	0,54	0,51
Succion à l’OPM: s_{MPO} (MPa)	-	0,65
Indice des vides à l’OPM: e_{MPO}	-	0,48
Succion Corrélée (Fleureau et al., 2002)(MPa)		0,56

On a présenté dans la figure IV.17 sur un même graphe la courbe « indice des vides-succion » ($e-s$) et la courbe « rétention d’eau-succion » sous la forme « indice d’eau » ($V_w/V_s = w\gamma_s$) pour les différents états hydriques (saturé, sec et OPM). Cette présentation permet de comprendre le rôle joué par la succion sur l’édifice microstructural et sur la phase eau, (Romero et Vaunat, 2000 ; Yigzaw, 2009)

La variation de l’indice des vides (e) met en évidence l’effet de la succion sur la microstructure du matériau, et la variation de l’indice d’eau ($w\gamma_s$), l’effet de la succion sur la phase eau. Pour les sols étudiés, une comparaison entre la courbe ($e-s$) et la courbe ($w\gamma_s-s$) montre que la phase eau est plus sensible aux variations de succion que le squelette. Autrement dit, qu’une augmentation de la succion entraîne des modifications plus importantes sur la phase eau que sur l’arrangement microstructural au-delà de 800 kPa.

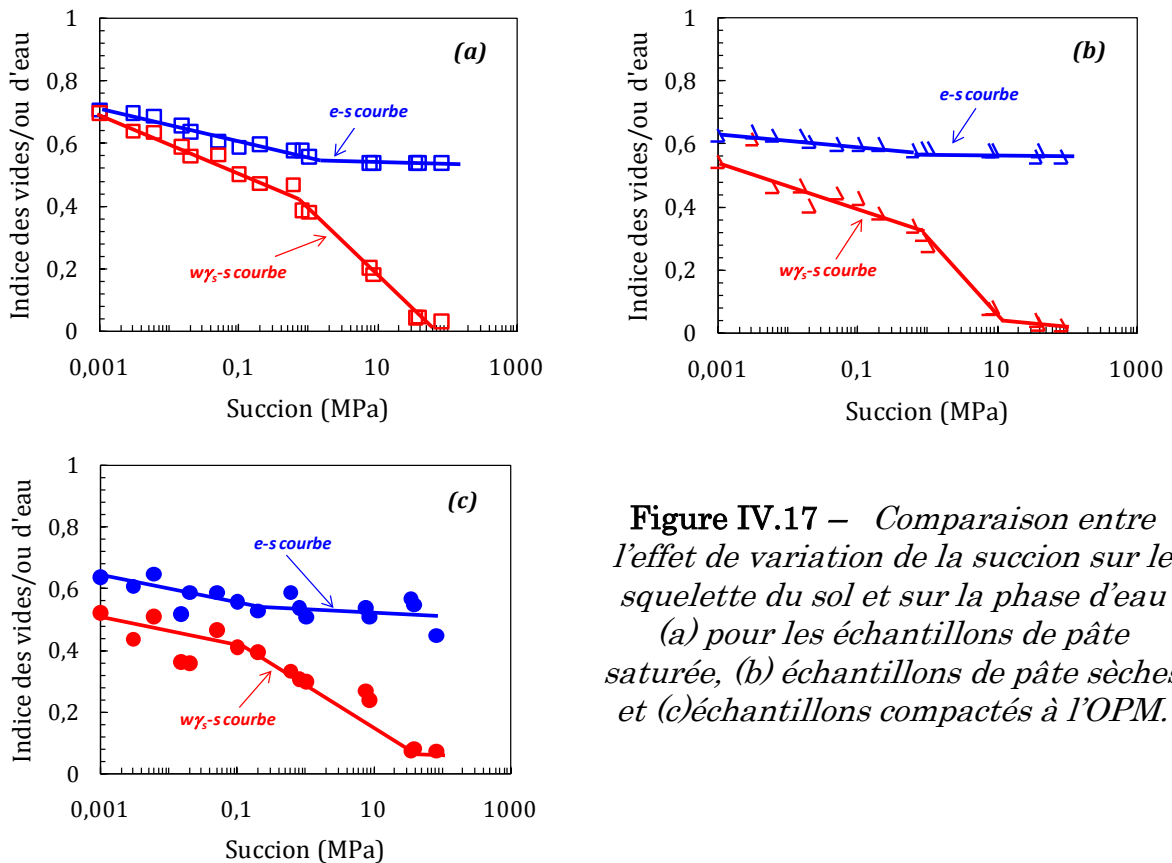


Figure IV.17 – Comparaison entre l’effet de variation de la succion sur le squelette du sol et sur la phase d’eau (a) pour les échantillons de pâte saturée, (b) échantillons de pâte sèches et (c) échantillons compactés à l’OPM.

3 Perméabilité saturée

La perméabilité à l'eau dans les sols compactés, que l'on désigne par "effective" lorsqu'on est en présence de plus d'une phase fluide, diminue très rapidement lorsque le degré de saturation diminue ou lorsque la pression interstitielle augmente. Pour cela, une estimation de cette perméabilité en présence d'une seule phase fluide (sol saturé), donne une bonne indication du mouvement de l'eau dans le cas de la diminution du degré de saturation (sol non saturé).

Le mouvement de l'eau dans un sol saturé est produit sous l'effet du gradient de potentiel dû aux forces de gravitation, aux pressions de l'eau et aux forces de frottement au niveau des grains, qui sont essentiellement liées à la viscosité. La relation qui lie le gradient de potentiel de l'eau au flux est définie par la loi de Darcy.

Pour estimer la perméabilité saturée dans ce mélange, on a utilisé la méthode de mesure de perméabilité en régime permanent (charge constante). Cette méthode de mesure consiste à maintenir une charge hydraulique constante dans l'échantillon. Le flux traversant l'échantillon est engendré par un gradient de charge hydraulique constant. Les conditions du régime permanent seront atteintes lorsque le débit d'eau entrant est égal au débit sortant de l'échantillon.

Pour estimer la valeur de la perméabilité saturée, en utilisant la loi de Darcy, on a étudiés les deux effets suivants :

- effet de la contrainte de confinement (σ_3) en maintenant le gradient hydraulique constant ($\Delta u = \text{cte}$);
- effet du gradient hydraulique (i) en maintenant la contrainte de confinement constante.

Les gradients hydrauliques imposés en laboratoire sont souvent plus élevés que ceux rencontrés in situ, et ce afin de pouvoir réaliser des mesures d'une durée raisonnable. Ces rapports de gradient peuvent atteindre 100 à 200 (Sayad-Gaïdi, 2003). Dans notre cas, en utilisant un échantillon de mélange tuf-sable calcaire classé comme un SA selon le système LPC/USCS, nous avons tenté de vérifier la validité de la loi de Darcy dans un domaine de gradients hydrauliques plus important ($i = 50$ à $187,5$). Au cours de l'essai, on note le temps t , le volume d'eau injecté V_e et le volume recueilli V_s .

Nous procédons à la mesure du coefficient de perméabilité sur le mélange adopté TSCopt en utilisant un perméamètre à paroi flexible, il s'agit de la cellule triaxiale. L'échantillon est enveloppé dans une membrane en latex. La cellule est remplie d'eau et mise sous pression pour plaquer la membrane sur l'échantillon et réduire le plus possible d'éventuels écoulements préférentiels.

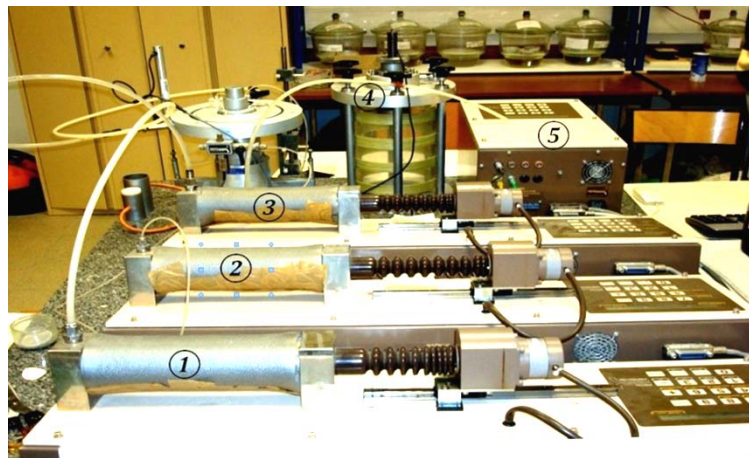
3.1 Protocole expérimental

3.1.1 Description du matériel

Le dispositif expérimental est composé d'une cellule triaxiale de révolution de type Bishop-Wesley, pilotée à l'aide de contrôleurs pression- volume GDS et

permettant de tester des échantillons de 35 à 50 mm de diamètre et de hauteur H/D variable, dans notre cas $D = 40$ mm et $H = 80$ mm (figure IV.18). La cellule triaxiale, fabriquée en dural et en plexiglas renforcé, permet d'appliquer une contrainte de confinement isotrope (jusqu'à 1700 kPa). L'écoulement se fait verticalement ascendant. Le contrôle et/ou la mesure de pression et/ou du volume d'eau est assuré par trois contrôleurs de pression – volume.

Par ailleurs, un capteur de pression interstitielle est branché à la base de l'échantillon. L'acquisition des données est réalisée à l'aide d'une centrale HP Agilent 34970A, permettant une fréquence d'acquisition de 10 Hz. Les contrôleurs pression- volume sont sensibles aux variations de la température. Comme les essais de perméabilité durent plusieurs semaines, nous avons isolé les réservoirs des contrôleurs avec des gaines de mousse de façon à minimiser cette perturbation.



- ① Contrôleur 1 : Sert à appliquer une contrainte de confinement σ_3 ;
- ② Contrôleur 2 : Sert à appliquer une pression interstitielle u_e ou à injecter un volume d'eau connu à la base de l'échantillon ;
- ③ Contrôleur 3 : Sert à appliquer une pression interstitielle u_s à la tête de l'échantillon et à mesurer le volume d'eau sortant de l'échantillon ;
- ④ Cellule triaxiale type Bishop-Wesley ;
- ⑤ Centrale d'acquisition de données.

Figure IV.18 – Cellule triaxiale pilotée par les contrôleurs pression- volume.

3.1.2 Préparations des échantillons

Le mélange TSCopt (80% tuf + 20% sable calcaire) a été préparé selon les conditions de Proctor modifié ($w_{opt} = 10,4$ % et $\gamma_{dmax} = 20$ kN/m³).

Après passage des deux constituants à l'étuve à 105°C pendant 24 heures, une proportion massique de 80% de tuf et 20 % de sable calcaire est mélangée manuellement avant d'ajouter la quantité d'eau de gâchage, représentant 10,4 % de poids sec du mélange. Le malaxage est fait en plusieurs fois par criblage dans un tamis de 4 mm de diamètre dans le but d'avoir un mélange homogène et d'éviter la formation des grumeaux. Le mélange humide est mis dans un sac étanche dans une salle hermétique pendant 24 heures, dans le but d'homogénéiser la teneur en eau du mélange.

Le mélange humide est soumis par la suite à un compactage statique à double piston dans un moule de diamètre 40 mm, avec un élancement de 2. Ce type de

compactage permet d'obtenir des éprouvettes plus homogènes (Romero, 1999 ; Ghembaza et al., 2007 ; Gueddouda et al., 2011). Le compactage est assuré à l'aide d'une presse hydraulique WYKEHAM FARRANCE à une vitesse de 1,14 mm/min. La figure IV.19, présente le mode de préparation des éprouvettes par compactage statique.

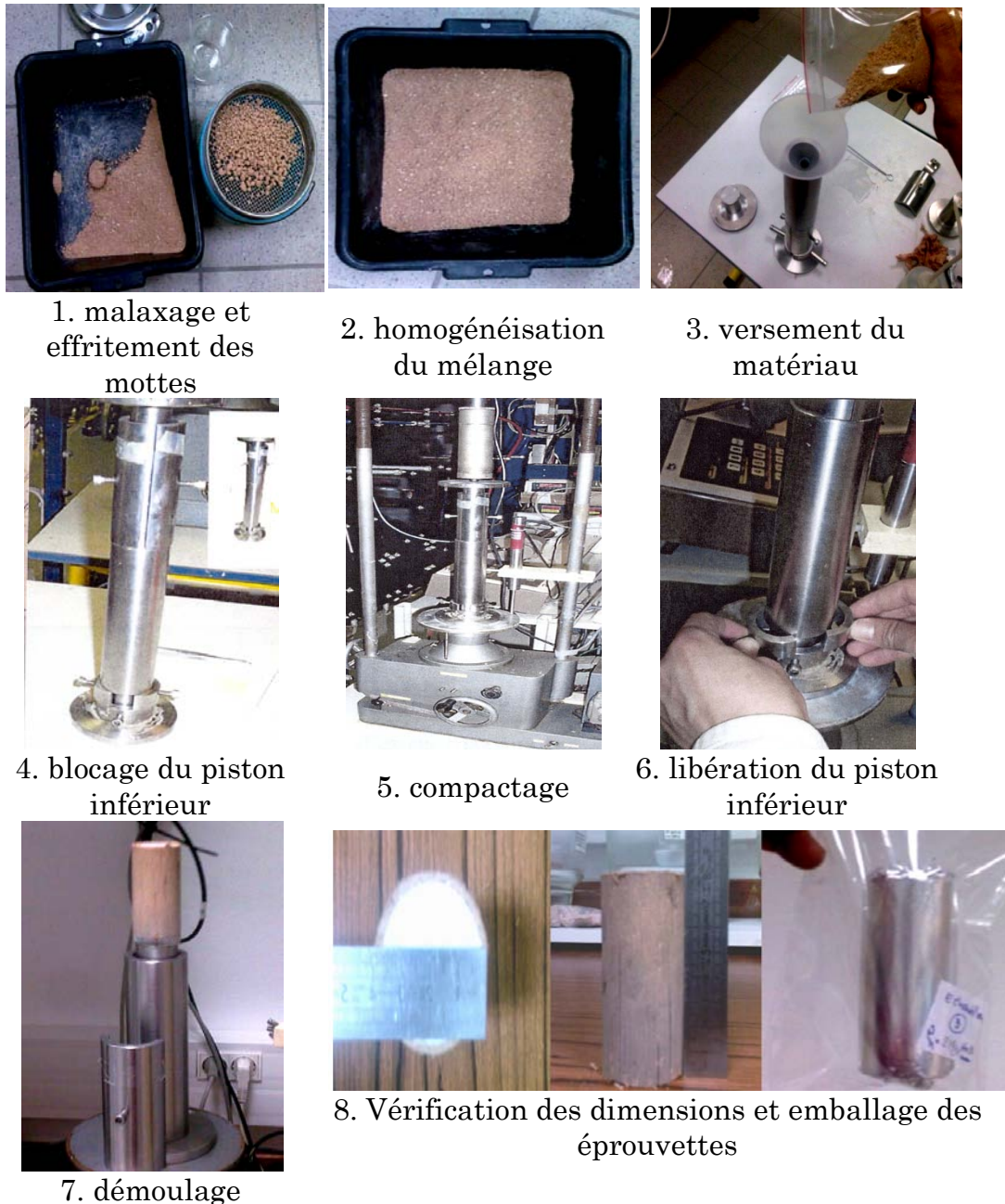


Figure IV.19 – *Mode de préparation des éprouvettes par compactage statique.*

3.1.3 Procédure d'essai

3.1.3.1 Mise en place de l'échantillon

L'échantillon est placé à l'intérieur de la cellule triaxiale selon le schéma de principe ci-dessous (Figure IV.20). Une contrainte de confinement de 50 kPa est appliquée dans un premier temps afin de maintenir l'échantillon en place et pour

plaquer la membrane sur l'échantillon (pas d'espace entre la membrane et l'échantillon).

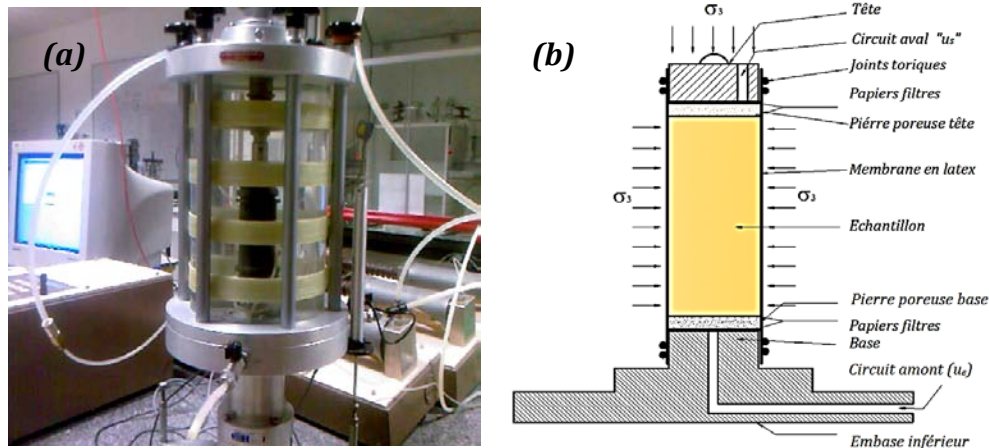


Figure IV. 20 – Perméamètre à paroi flexible. (a) échantillon placé dans la cellule triaxial (b) Schéma de principe du perméamètre à parois flexibles.

3.1.3.2 Phase de saturation

Après la mise en place de l'échantillon, une faible pression est appliquée à la base $u_e = 20$ kPa dont le but d'éliminer les bulles d'air existant entre la membrane et l'échantillon. Puis, une contrainte de confinement totale égale à 100 kPa est appliquée à l'échantillon, et des pressions d'eau de 40 kPa et 0 kPa sont appliquées respectivement à la base et à la tête de l'échantillon. Ceci correspond à un gradient de pression $i = 50$. Il se produit alors un écoulement du bas vers le haut. Une confirmation visuelle étant nécessaire, tout en maintenant le robinet de la sortie ouvert. Lorsque le débit sortant est constant, un régime permanent est instauré au sein de l'échantillon (figure IV.21).

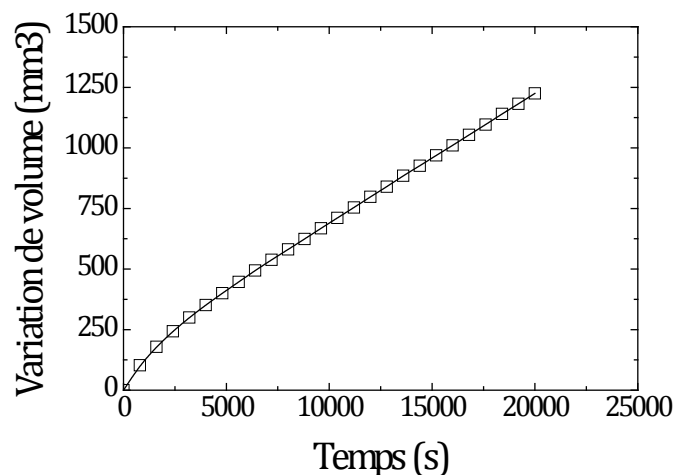


Figure IV.21 – Courbe de variation de volume en fonction du temps de la phase de saturation

3.1.3.3 Consolidation de l'échantillon

Pour la phase de consolidation, le choix des pressions effectives isotropes dépend de l'objectif fixé pour l'essai et du domaine de contraintes envisagé (tableau IV.2.4). La contrainte effective de consolidation s'exprime par :

$$\sigma'_3 = \frac{(\sigma_3 \cdot u_e) + (\sigma_3 \cdot u_s)}{2} \quad (IV.3)$$

Avec : σ'_3 : contrainte effective de consolidation [kPa]
 σ_3 : contrainte totale de consolidation [kPa]
 u_e : Pression de l'eau à la base [kPa]
 u_s : Pression de l'eau à la tête [kPa]

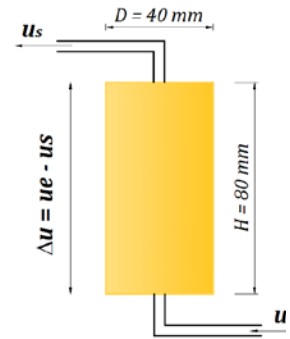
La mesure des variations de volume d'eau échangée permet de suivre tout au long de l'essai les variations de volume de l'échantillon et d'obtenir le volume final des pores.

3.1.3.4 Application du gradient hydraulique

La mise en circulation de l'eau dans l'échantillon de sol s'effectue en appliquant une différence de pression d'eau Δu entre les deux faces de l'échantillon de manière à générer un gradient hydraulique i .

$$i = \frac{\Delta u}{\gamma_w \cdot H} \quad (IV.4)$$

Avec : γ_w : le poids volumique de l'eau [kN/m³]
 Δu : la différence de pression ($u_e - u_s$) [kPa]
 H : la hauteur de l'échantillon [m]



3.1.3.5 Programme expérimental

Le programme expérimental consiste à réaliser deux séries d'essais, la première consiste à voir l'effet du gradient hydraulique ($\sigma'_3 = \text{cte}$) et la deuxième consiste à étudier l'effet de la contrainte de confinement ($i = \text{cte}$).

Le tableau IV.3.1 résume le programme expérimental pour la mesure de la perméabilité en régime permanent.

Au cours de l'essai, on note le temps t , le volume injecté à la base de l'échantillon V_e (volume entrant) et le volume recueilli à la tête de l'échantillon V_s (volume sortant). La mesure est considérée comme correcte si le débit est constant pendant la mesure et lorsque les deux volumes forment des pentes parallèles, c'est-à-dire volume recueilli V_s est égal au volume injecté V_e , dans ce cas-là, on peut dire que le régime est permanent et on peut appliquer la loi de Darcy :

$$k = \frac{q \cdot H \cdot \gamma_w}{A \cdot \Delta u} \quad (IV.5)$$

Avec :
 q : le débit volumique [m³/s] ;
 A : la section de l'échantillon [= 1,257.10⁻³ m²] ;
 γ_w : le poids volumique de l'eau [kN/m³] ;
 Δu : la différence de pression ($u_e - u_s$) [kPa] ;
 k : la perméabilité [m/s] ;
 H : Hauteur de l'échantillon [= 8.10⁻² m].

Tableau IV.4 – Programme expérimental des essais de perméabilité saturée.

	σ_3 (kPa)	u_e (kPa)	u_s (kPa)	Δu (kPa)	i	σ_3' (kPa)
Contrainte effective constante ($\sigma_3' = \text{cte}$)	220	140	100	40	50	100
	240	180	100	80	100	100
	250	200	100	100	125	100
	260	220	100	120	150	100
	275	250	100	150	187,5	100
Gradient hydraulique constant ($i = \text{cte}$)	320	240	100	140	175	150
	420	240	100	140	175	250
	520	240	100	140	175	350
	620	240	100	140	175	450
	820	240	100	140	175	650
	1020	240	100	140	175	850

3.2 Résultats et discussions

3.2.1 Effet du gradient hydraulique (σ_3' constante et i variable)

La figure IV.22 montre l'évolution des volumes d'eau sortant et entrant en fonction du temps pour différentes valeurs du gradient hydraulique ($i = 50$ à $187,5$), et pour une contrainte moyenne effective constante ($\sigma_3' = 100$ kPa).

On note au début de l'injection des pressions à la base et à la tête de l'échantillon des perturbations. Après stabilisation, les deux volumes entrant et sortant convergent vers une même valeur. Les résultats ne seront exploitables que dans la partie où on remarque que les deux volumes forment des pentes parallèles ou confondues.

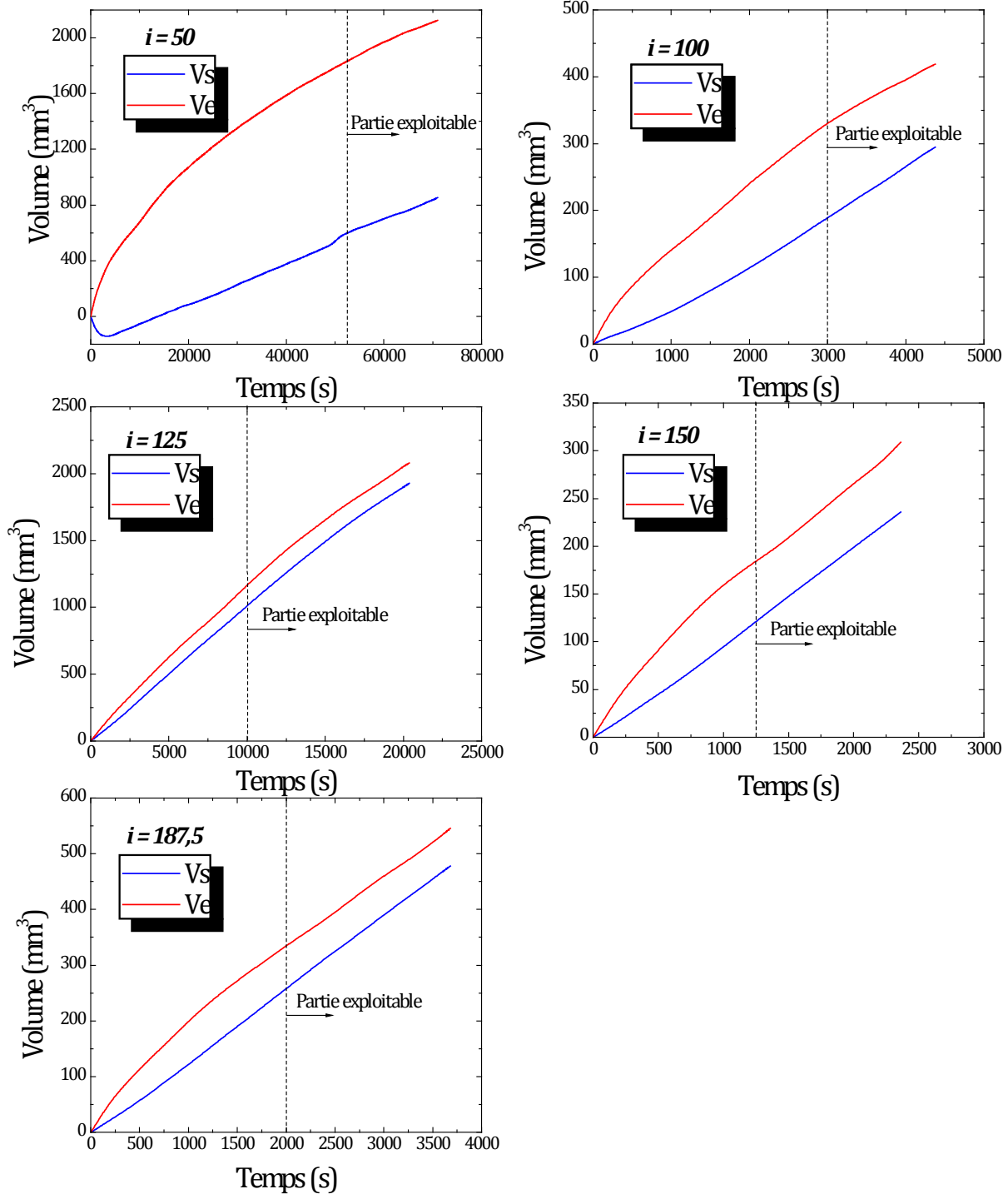


Figure IV.22 – Variation de volume en fonction du temps pour une contrainte effective constante ($\sigma'_3 = 100$)

La figure IV.23 représente l'évolution de la vitesse d'écoulement à travers l'échantillon en fonction du gradient hydraulique. On constate qu'une relation linéaire semble être une bonne approximation des points expérimentaux, et que la droite passe par l'origine des coordonnées. La valeur du coefficient de perméabilité moyen est de l'ordre de 6.10^{-10} m/s.

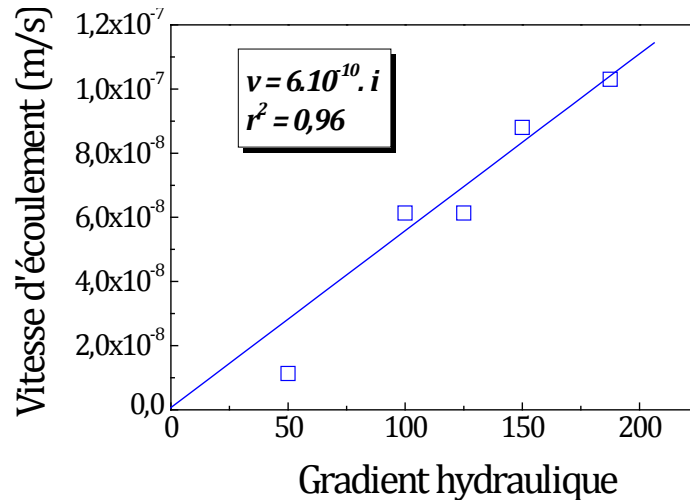


Figure IV.23 – Relation de la vitesse d'écoulement en fonction du gradient hydraulique (validation de la loi de Darcy $v = k.i$).

A titre de comparaison, nous avons calculé la perméabilité pour chaque point expérimental en considérant la sécante issue de l'origine vers ce point (figure IV.24). Nous constatons que le coefficient de perméabilité n'est pas influencé par le gradient hydraulique dans la gamme des gradients hydrauliques testée. Il reste quasiment constant sous forme d'un palier autour d'une valeur moyenne 6.10^{-10} m/s. Cette constatation conforte l'idée de la loi linéaire présentée sur la figure IV.3.6.

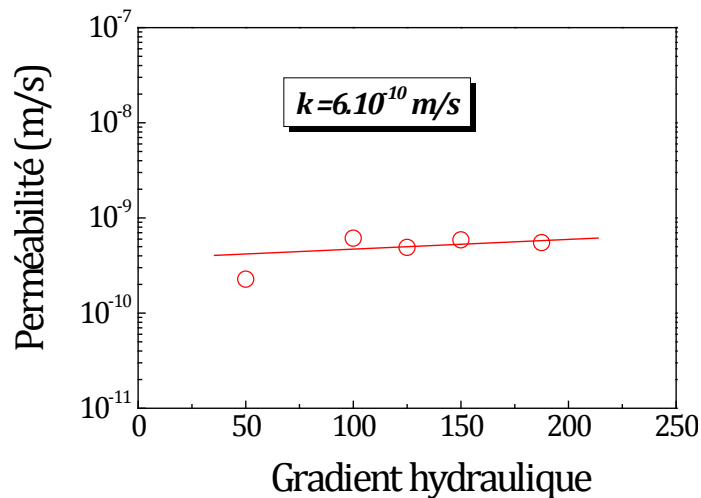


Figure IV.24 – Influence du gradient hydraulique sur la perméabilité.

3.2.2 Effet de la contrainte de confinement (i constant et σ'_3 variable)

Dans la deuxième partie des mesures du coefficient de perméabilité saturé, on maintient la valeur du gradient hydraulique constante $i = 175$, et on fait varier la contrainte effective moyenne. Les valeurs des contraintes effectives appliquées variant de 150 à 850 kPa. La figure IV.25 montre la variation des volumes sortants et entrants en fonction du temps.

Les mêmes remarques sont à signaler, les résultats ne seront exploitables que dans la partie où on remarque que les deux volumes forment des pentes parallèles.

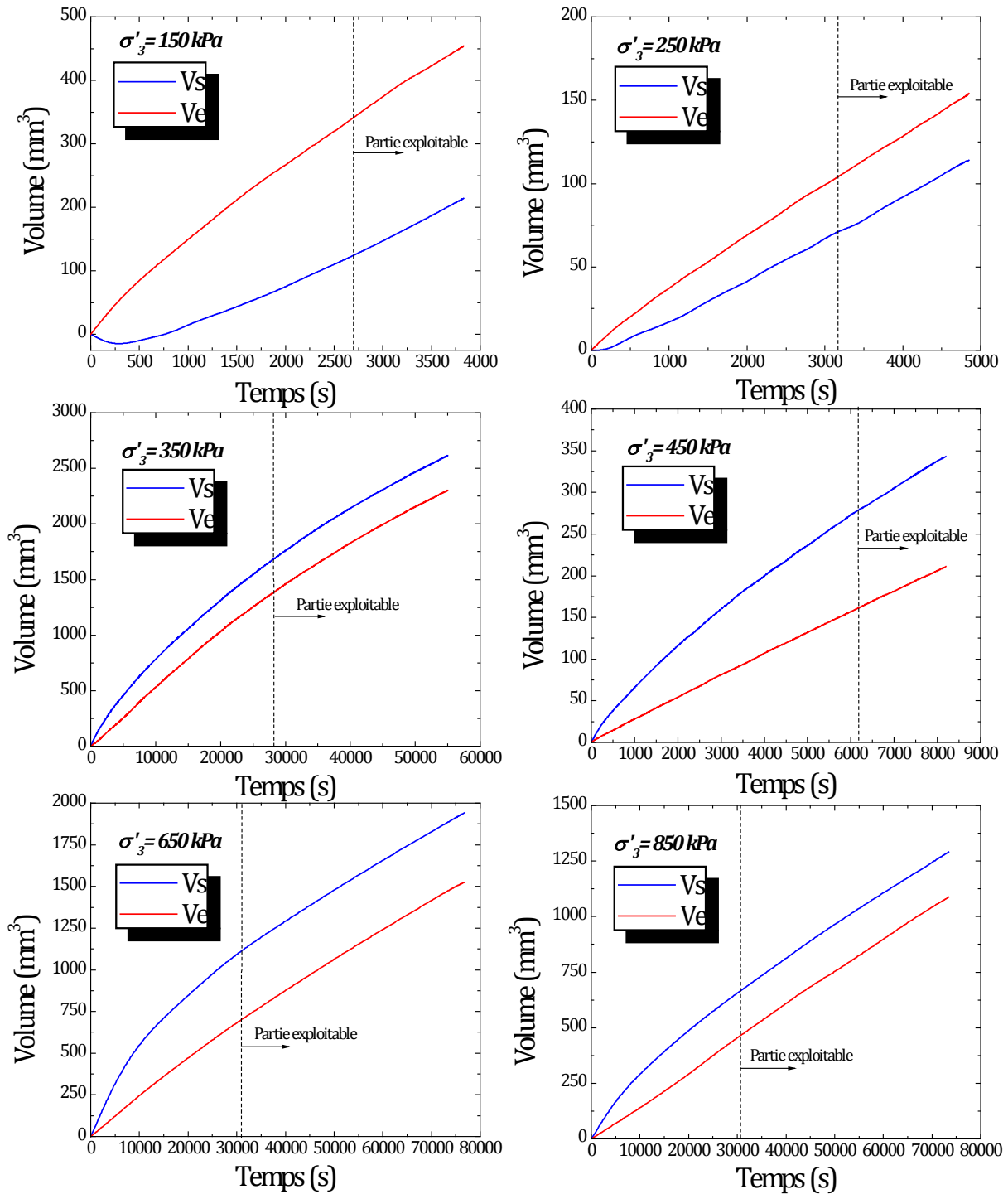


Figure IV.25 – Variation de volume en fonction du temps pour un gradient hydraulique constant ($i=175$).

La figure IV.3.9, représente l'effet de la contrainte effective de confinement sur la perméabilité et l'indice des vides dans les différents plans : $[\log k, \log \sigma'_3]$, $[\log k, e]$ et $[e, \log \sigma'_3]$.

Dans les plans $[\log k, \log \sigma'_3]$ et $[\log k, e]$ (figures IV.26-a et IV.26-b), on constate que l'accroissement de la contrainte de confinement engendre une diminution de la perméabilité. Cette diminution est due à la fermeture de l'espace poreux. On constate également que cette diminution est linéaire dans les plans considérés.

Dans le plan $[e, \log \sigma_3']$ (figure IV.26-c), nous avons représenté la courbe de rechargement pour l'ensemble des paliers de contrainte testés. Nous avons superposé la droite de déchargement de pente C_s déduite de la courbe de compressibilité de pente C_c ($C_s = C_c / 4$) corrélée à la densité relative (Biarez et Hicher 1994). On remarque le caractère fortement surconsolidé de l'échantillon, dû au compactage initial.

Ces résultats sont en accord avec ceux des sols fins cité par différents auteurs (Daoud, 1996 ; Sayad-Gaïdi, 2003 ; Ghembaza, 2004 ; Taïbi et al., 2009 ; Gueddouda, 2011).

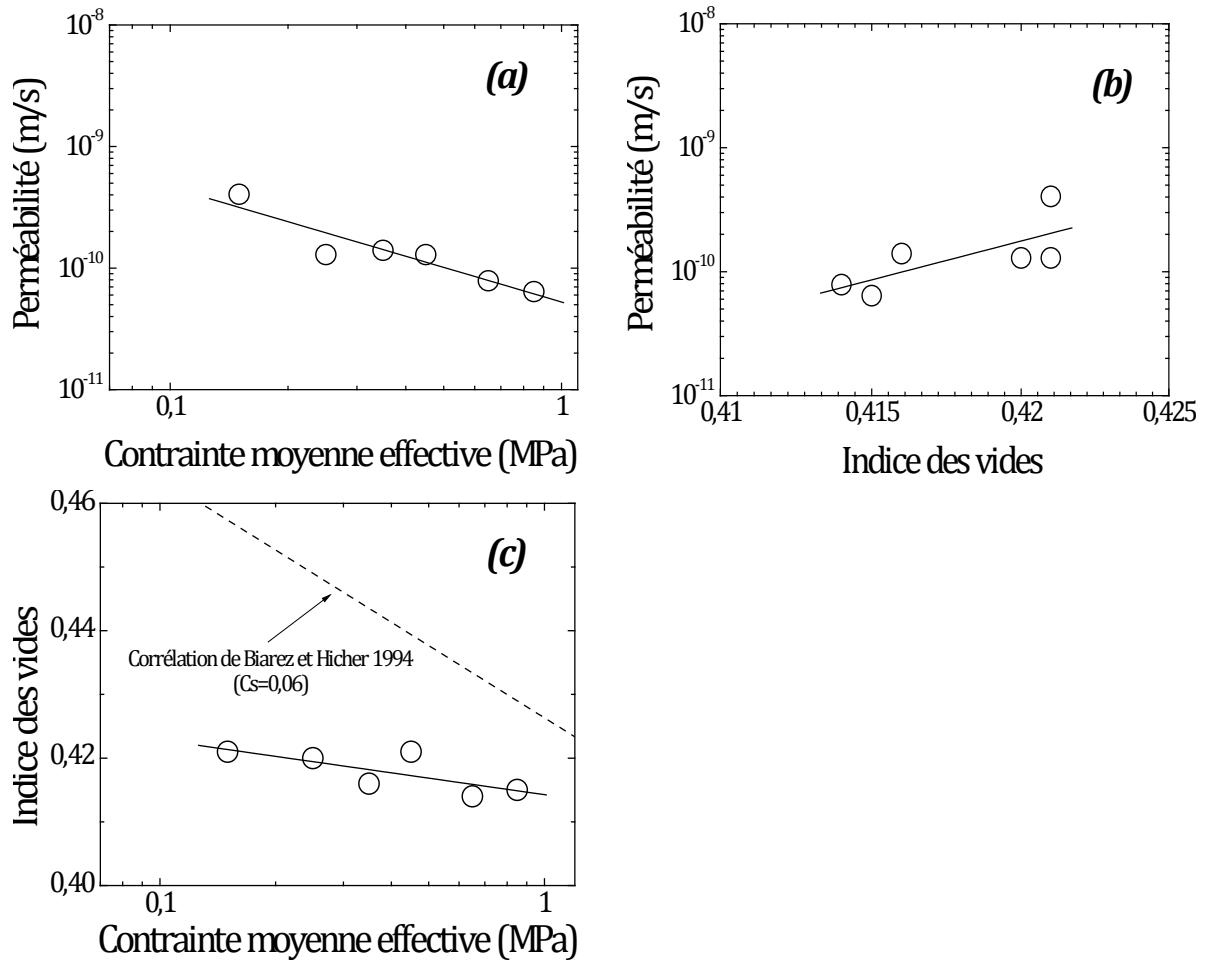


Figure IV.26 – Représentation de l'effet de la contrainte effective de confinement sur la variation de la perméabilité et l'indice des vides.

4 Conclusion

L'utilisation du TSCopt compacté dans les assises de chaussées nécessite la connaissance de son comportement en prenant en compte le caractère partiellement saturé. Le chargement hydrique (séchage –humidification) a une importance particulière sur le comportement de ce type de matériau.

Le chemin de drainage du matériau préparée initialement sous forme de pâte, fait apparaître un domaine quasi saturé ($S_r > 80\%$) pour des succions faibles ($s < s_{OPM}$), où le volume varie de façon quasi linéaire avec le logarithme de la succion.

Dans ce domaine, le chemin de drainage est similaire à un chemin de compressibilité plastique sur le même matériau saturé. Sur le chemin d'humidification, ce domaine quasi saturé semble plus réduit, et similaire à un chemin irréversible et élastique. Dans le cas du matériau initialement compacté à l'OPM, le matériau suit un chemin surconsolidé d'humidification à partir de son état initial, mais n'atteint pas la saturation totale, même pour des valeurs très faibles de la succion. La pente de ce chemin est légèrement plus importante que celle de la pâte séchée initialement. Dans le domaine non saturé, la position du palier de la limite de retrait est plus basse que celle de la pâte, ceci confirme que la limite de retrait n'est pas un paramètre intrinsèque du matériau mais qu'elle dépend de son état initial.

Le compactage à plus de 95 % de l'OPM (cible recherchée habituellement in-situ), confère aux échantillons une succion de l'ordre de 0,65 MPa. On peut admettre que cette dernière représente la frontière entre les chemins d'humidification et de drainage du matériau mis en place in-situ, en cas de changement climatique.

Les essais de perméabilité ont montré que la formulation adoptée permet d'avoir un coefficient de perméabilité de l'ordre 10^{-10} m/s, ce qui rend le matériau quasi étanche en cas d'infiltration ou d'inondation accidentelle.

La conception et le dimensionnement des ouvrages en TSCopt compacté nécessitent l'étude de l'influence de la succion sur les paramètres de résistance et de déformation de ce matériau. Une étude doit être envisagée en perspective dans ce sens.

Cette étude présente un travail original et un grand intérêt scientifique du fait que le comportement hydrique de ce genre matériau (tuf et sable calcaire) est très rare dans la littérature.

La suite du travail, dans le chapitre suivant, consiste à étudier cette formulation vis-à-vis du comportement mécanique sur chemins triaxiaux.

Chapitre 5

Comportement mécanique du TSCopt

1	Introduction	170
2	Essais triaxiaux saturés	170
2.1	Protocole expérimental	170
2.2	Résultats et discussions	174
3	Essais triaxiaux non saturés à teneur en eau constante	182
3.1	Protocole expérimental	182
3.2	Résultats et discussion	185
4	Conclusion	193

1 Introduction

Sur la base des essais « classiques » normalisés utilisés en géotechnique routière, on s'intéresse dans ce chapitre à la caractérisation du comportement mécanique de ce matériau dans ses états saturé et non saturé, sur chemins triaxiaux en vue de définir d'une part, un critère de rupture tenant compte de la saturation notamment, et d'autre part la variation du module de déformation en fonction du confinement et du degré de saturation.

Ce chapitre est structuré comme suit : après une description détaillée des différents essais triaxiaux réalisés pour les deux cas saturé et non saturé, nous présentons d'abord, les résultats des essais triaxiaux saturés drainés (CD) et non drainés avec mesure de la pression interstitielle (CU+u) réalisés sur des échantillons de TSCopt compactés à l'OPM. Par la suite, nous présentons les résultats des essais triaxiaux non saturés à teneur en eau constante (CW) réalisés sur des échantillons de TSCopt compactés à la même densité sèche (γ_{dOPM}) et à différents teneurs en eau.

2 Essais triaxiaux saturés

2.1 Protocole expérimental

Le programme expérimental des essais triaxiaux saturés drainés (CD) et non drainés avec mesure de la pression interstitielle (CU+u), comprend trois étapes : saturation, consolidation et cisaillement.

- *Phase de saturation :*

La saturation des échantillons est réalisée en deux phases. Une première phase, permet le dégagement des bulles d'air existant dans l'échantillon, dans les tubes de connections et entre la membrane et l'échantillon, où une confirmation visuelle de l'échappement des bulles d'air est nécessaire. Cette phase est nécessaire pour instaurer un régime permanent au sein de l'échantillon. Après cela, on passe à la deuxième phase de saturation, qui consiste à appliquer par paliers une contre pression égale à la base et à la tête de l'échantillon. Cette opération permet de confirmer la saturation de l'échantillon par l'estimation de la valeur du coefficient B de Skempton.

- *Phase de consolidation :*

L'étape suivante avant le cisaillement de l'échantillon est la consolidation, la procédure est la suivante :

- maintien les robinets de sortie et d'entrée connectée et ouverts ;
- application de contraintes de confinement supérieures à celles appliquées à la saturation tout en maintenant la pression à la base constante, dans ce cas-là, la contrainte effective moyenne augmente ;
- augmentation de la contrainte de confinement (augmentation de la contrainte effective moyenne) par paliers (de préférence trois paliers ou plus) ;

- arrêt de la consolidation à la contrainte effective moyenne désirée
- *Phase de cisaillement* :

Après la consolidation, on procède au cisaillement des échantillons selon le type d'essai :

- Pour l'essai drainé (CD), l'échantillon est cisailé avec une vitesse de chargement de 0,01 mm /min où tous les robinets sont ouverts ;
- Pour l'essai non drainé (CU), l'échantillon est cisailé avec une vitesse de chargement de 0,1 mm /min où tous les robinets sont fermés ;

2.1.1 Préparation des échantillons

Les essais triaxiaux saturés, dans les deux conditions drainées et non drainées, ont été réalisés sur des échantillons du mélange TSCopt (80%Tuf + 20% sable calcaire) de dimension 40 mm de diamètre et 80 mm de hauteur. Les échantillons, ont été préparés dans les mêmes conditions de l'optimum Proctor modifié ($w_{opt} = 10,4 \%$ et $\gamma_{dmax} = 20 \text{ kN/m}^3$) suivant le protocole décrit dans le paragraphe (§ 2.1.3 chap. 4).

2.1.2 Procédures expérimentales

2.1.2.1 Phase de Saturation

Dans les deux cas d'essai « CU et CD », on procède au même type de saturation.

Après avoir assuré la saturation de tous les tuyaux de connexion ainsi que la base de la cellule avec application d'une pression $u_e = 20 \text{ kPa}$ pour éliminer les bulles d'air existantes, on applique une contrainte de confinement $\sigma_3 = 50 \text{ kPa}$ pour maintenir l'échantillon, puis on passe à la phase de saturation.

La saturation est faite en deux étapes :

- **Étape 1** : on applique une contrainte de confinement totale égale à 100 kPa. On applique une pression à la base de l'échantillon égale à 40 kPa et une pression nulle à la tête de l'échantillon. Ceci permet d'avoir un gradient de pression $i = 50$. On observe un écoulement du bas vers le haut et on enregistre le débit sortant. Lorsque le débit sortant est constant, on estime qu'un régime permanent s'est instauré au sein de l'échantillon. (figure V.1).

- **Étape 2** : Cette étape suit immédiatement l'étape 1 et consiste à appliquer par paliers une contre pression égale à la base et à la tête de l'échantillon, tout en maintenant une contrainte effective constante tout au long de ces paliers égale à 60 kPa. On estime qu'une valeur de contre-pression de 400 kPa est suffisante pour saturer l'échantillon. En effet Taïbi, 1994 et Sayad-Gaïdi, 2003, ont montré expérimentalement sur des matériaux argileux que cette valeur est suffisante pour avoir une valeur de B de Skempton voisine de 1. Dans notre cas, la valeur de B est de 0,96 obtenue avec une contre - pression maximale de 540 kPa.

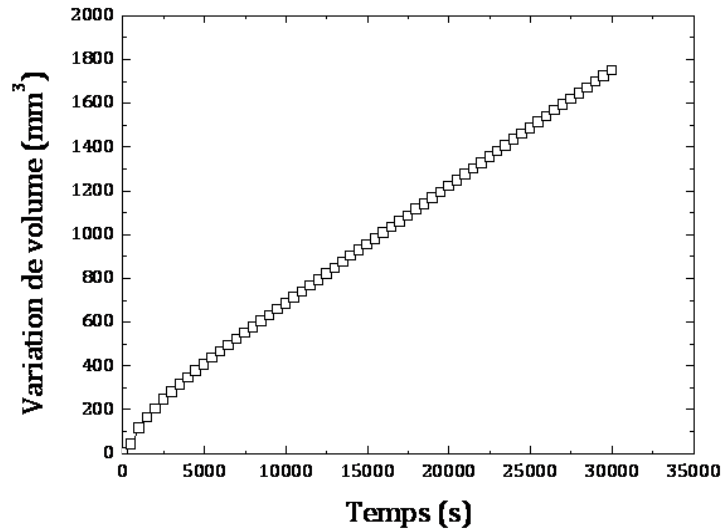


Figure V.1 – Courbe de variation de volume en fonction du temps de la première phase de saturation: écoulement et instauration du régime permanent.

Les valeurs des contraintes totales, effectives et des pressions interstitielles sont résumée dans le tableau V.1.

Tableau V.1 – Valeurs de pressions pour la phase de saturation.

	σ_3 (kPa)	Base de l'échantillon u_e (kPa)	Tête de l'échantillon u_s (kPa)	Gradient hydraulique i	σ'_3 (kPa)
Etape 1: écoulement et instauration du régime permanent	100	40	0	50	-
Etape 2 : application de la contre-pression par paliers	200 300 400 500 600		140 240 340 440 540	0	60

σ_3 : contrainte totale de confinement, σ'_3 : contrainte effective de confinement,
 u_e : Pression de l'eau à la base de l'échantillon, u_s : Pression de l'eau à la tête de l'échantillon

On trace la courbe de variation du volume entrant en fonction du temps, cette courbe nous donne une idée sur la saturation de l'échantillon, et cela se voit à partir du palier (figure V.2).

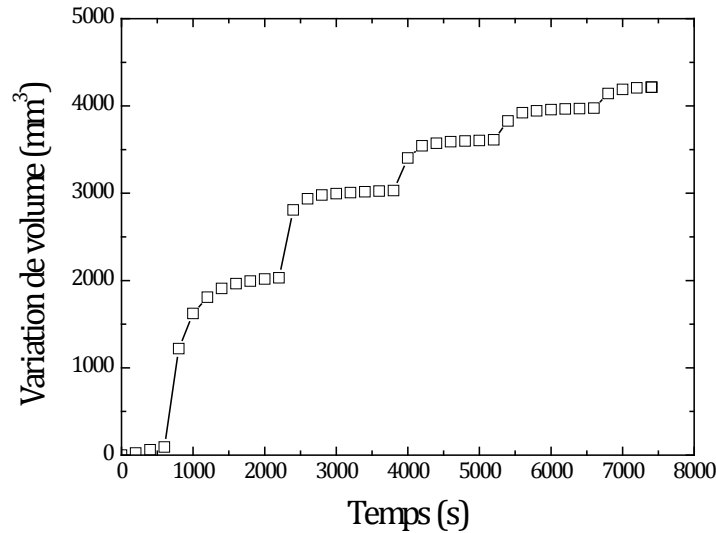


Figure V.2 – Courbe de variation de volume en fonction du temps de la deuxième phase de saturation : application de la contre-pression par paliers.

2.1.2.2 Phase de consolidation

La consolidation des échantillons est la même dans les deux cas d'essai (CD et CU+u). En maintenant $u_e = u_s = 540$ kPa, on augmente progressivement σ_3 . Le tableau V.2 donne les contraintes effectives de consolidation pour chaque échantillon. Les phases de consolidation sont représentées dans la figure V.3

Tableau V.2 – Contrainte moyenne effective appliquée pour la consolidation.

	σ_3 (kPa)	$u_e = u_s$ (kPa)	σ'_3 (kPa)
Echantillon 1	700	540	70
	750	540	100
	800	540	150
Echantillon 2	640	540	100
	740	540	200
	840	540	300
Echantillon 3	790	540	250
	890	540	350
	990	540	450

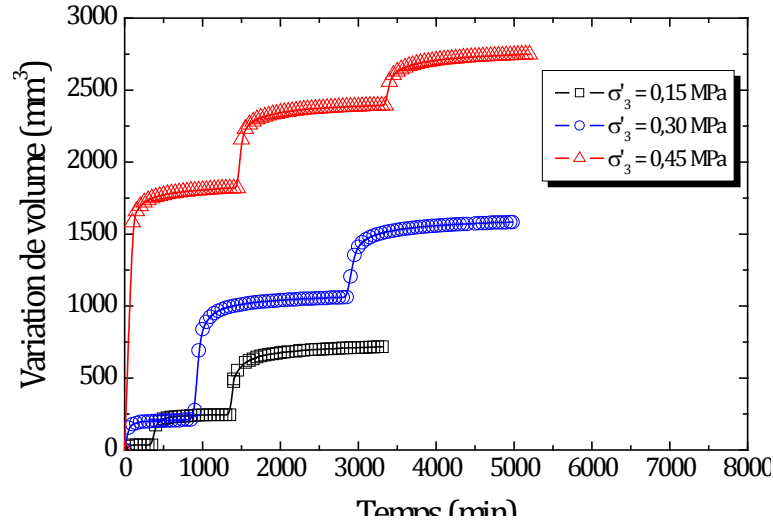


Figure V.3 – Courbes de consolidation des échantillons pour différentes contraintes effectives de confinement.

2.1.2.3 Phase de cisaillement

Après la phase de consolidation, on passe à la phase suivante qui est le cisaillement sous une contrainte effective σ'_3 . Dans cette phase, on distingue les essais drainés des essais non drainés par les incréments de déformation volumique $\Delta\varepsilon_v$ et de pression interstitielle Δu :

- cas des essais non drainés : $\Delta\varepsilon_v = 0$ et $\Delta u \neq 0$
- cas des essais drainés : $\Delta\varepsilon_v \neq 0$ et $\Delta u = 0$:

À la fin de chaque essai, les résultats sont présentés dans les différents plans suivants:

$[q, \varepsilon_1]$; $[q, p']$; $[\Delta u, \varepsilon_1]$ (CU) ; $[e, \varepsilon_1]$ (CD) ; $[e, \log p']$

2.2 Résultats et discussions

Les comportements drainé et non drainé du TSCopt surconsolidé sur chemin triaxial sont représentés dans la figure V.2.4 dans les 4 plans suivantes :

$[\varepsilon_1, q]$; $[p', q]$; $[\varepsilon_1, e/\text{ou } \Delta u]$ et $[\log p', e]$.

2.2.1 Comportement drainé

Dans le plan $[\varepsilon_1, q]$ (figure V.4-a), on remarque une augmentation importante de la contrainte déviatorique pour une très faible valeur de la déformation axiale ($\varepsilon_1 < 0,5\%$). Ceci traduit la rigidité initiale importante de l'état OPM, similaire à un comportement d'un échantillon surconsolidé à une contrainte de l'ordre de 5 MPa (Fleureau et al., 2002; Cuisinier et al., 2003). Les valeurs des pentes (modules) des courbes contrainte-déformation, au voisinage de l'origine augmentent avec la contrainte moyenne effective p'_0 . Cet état est suivi de déformations plastiques qui dans le cas général se poursuivent jusqu'à la rupture sans faire apparaître des plans de glissement (voir photos de la figure V.5). Ce type de comportement est caractéristique des sols fortement surconsolidés (Biarez et Hicher, 1990).

Dans le plan $[\varepsilon_1, e]$ (figure V.4-c), en général, après une légère contractance pour une déformation axiale inférieure à 1 %, ces évolutions atteignent un extremum et leurs tendances s'inversent, autrement dit, on observe une dilatance des échantillons avec une tendance vers des paliers. Ceci est dû au caractère dilatant du matériau compacté qui est fortement surconsolidé ($OCR > 10$).

Dans le plan $[\log p', e]$ (figure V.4-d), les points initiaux des différents échantillons sont situés sur le chemin de déchargement isotrope de pente $C_S = 0,06$. L'évolution de l'indice des vides de chaque essai suit d'abord la courbe de recompression isotrope C_S , dans sa phase de contractance, puis quitte celle-ci pour suivre une phase de dilatance qui l'oriente vers la droite d'état critique de pente 0,15 déduite des corrélations (Biarez et Hicher, 1994). Les points finaux s'alignent sur une droite en dessous de la ligne d'état critique. Ceci est dû à l'absence des plans de glissement (voir photos de figure V.5). Dans le plan $[p', q]$ (figure V.4-b), le déviateur des contraintes augmente de manière linéaire avec la pression moyenne effective p' avec une pente de $1/3$, jusqu'au maximum pour rejoindre la droite enveloppe des résistances maximales caractérisée par une pente $M_{max} = 1,4$ et une ordonnée à l'origine $q_0 = 114$ kPa. Cette droite se situe au-dessus de la droite du critère de plasticité parfaite du même sol normalement consolidé de pente $M_{NC} = 1,14$, déterminée à partir des corrélations (Biarez et Favre, 1975).

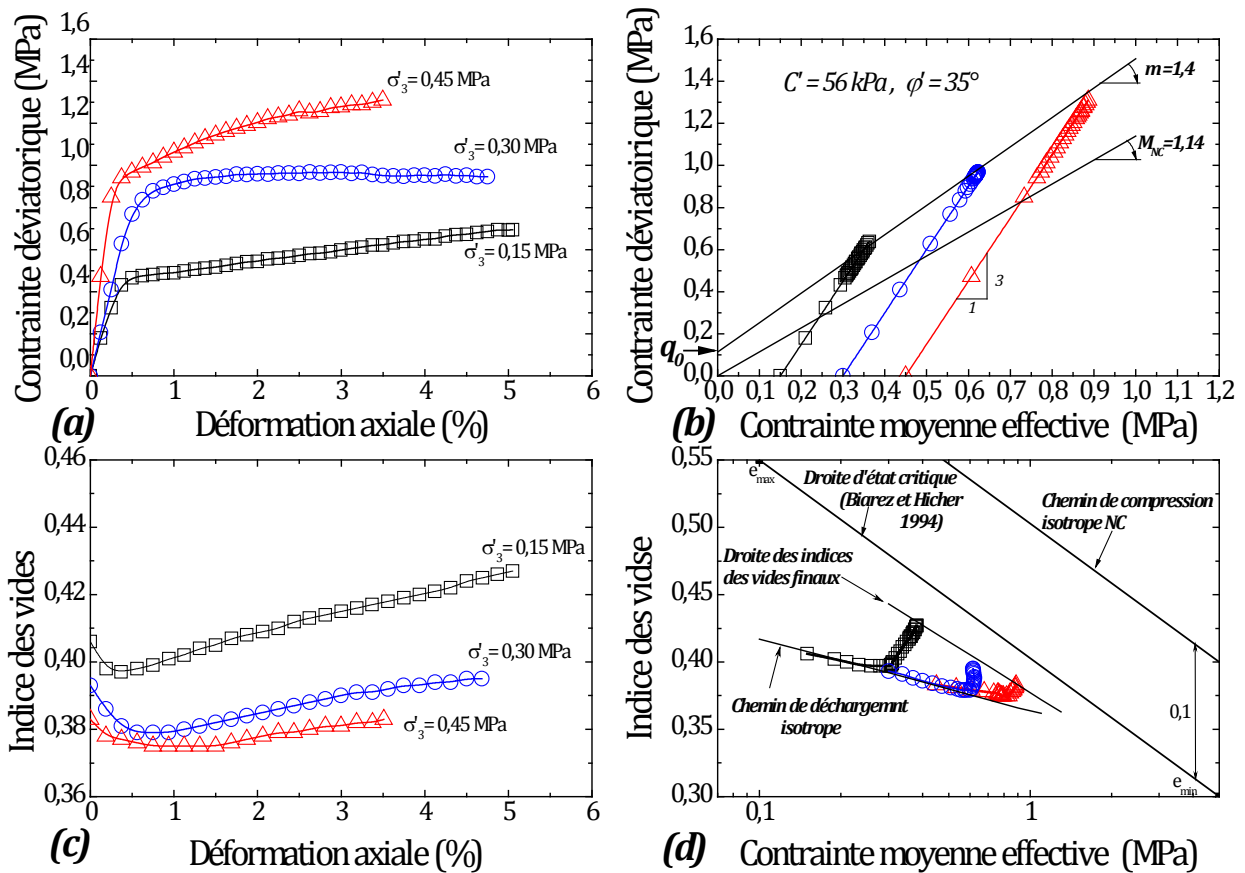


Figure V.4 – Comportement surconsolidé drainé du TSCopt, déviateur et indice des vides (a et c) en fonction de la déformation axiale et (b et d) en fonction de la contrainte moyenne effective.



Figure V. 5 – Photos des échantillons du mélange TSCopt après cisaillement essais CD (échelle $\frac{1}{2}$).

2.2.2 Comportement non-drainé

Dans le plan $[\varepsilon_1, q]$ (figure V.6-a), en général, les déformations plastiques se poursuivent jusqu'à la rupture sans faire apparaître des paliers francs. On constate, comme pour les essais drainés, l'absence de pic de résistance. La rupture des échantillons se poursuivent sans faire apparaître des plans de glissement (voir photos de la figure V.7). Ce type de comportement est caractéristique des sols fortement surconsolidés (Biarez et Hicher, 1994).

Dans le plan $[\log p', e]$ (figure V.6-d), on remarque que les courbes suivent un chemin horizontal où les échantillons voient leurs pressions moyennes augmenter pour tendre vers la ligne d'état critique des essais drainés de pente 0,15.

Dans le plan $[p' - q]$ (figure V.6-b), les chemins suivis par les essais non drainés sont typiques de ce type de matériau. En effet, après une montée quasi verticale, les chemins s'incurvent vers la droite pour rejoindre la droite enveloppe des résistances maximales caractérisée par une pente $M_{\max} = 1,4$ et une ordonnée à l'origine $q_0 = 114$ kPa, et la suivre en suite. Cette droite enveloppe se situe au-dessus du critère de plasticité parfaite du même sol normalement consolidé, déterminé à partir des corrélations (Biarez et Favre, 1975) basées sur la limite de liquidité. La valeur de $M'_{NC} = 1,14$.

La tendance à la dilatance des matériaux fortement surconsolidés se traduit par le développement de pressions interstitielles, dans le plan $[\varepsilon_1, \Delta u]$ (figure V.6-c), qui commencent d'abord par une légère augmentation pour des faibles valeurs de la déformation axiale ($\varepsilon_1 \leq 0,5$ %), suivie par une chute forte et continue. Cette chute de pression interstitielle engendre une augmentation de la contrainte effective moyenne p' qui rigidifie le matériau et augmente par conséquent la résistance maximale qui devient plus importante que la résistance drainée.

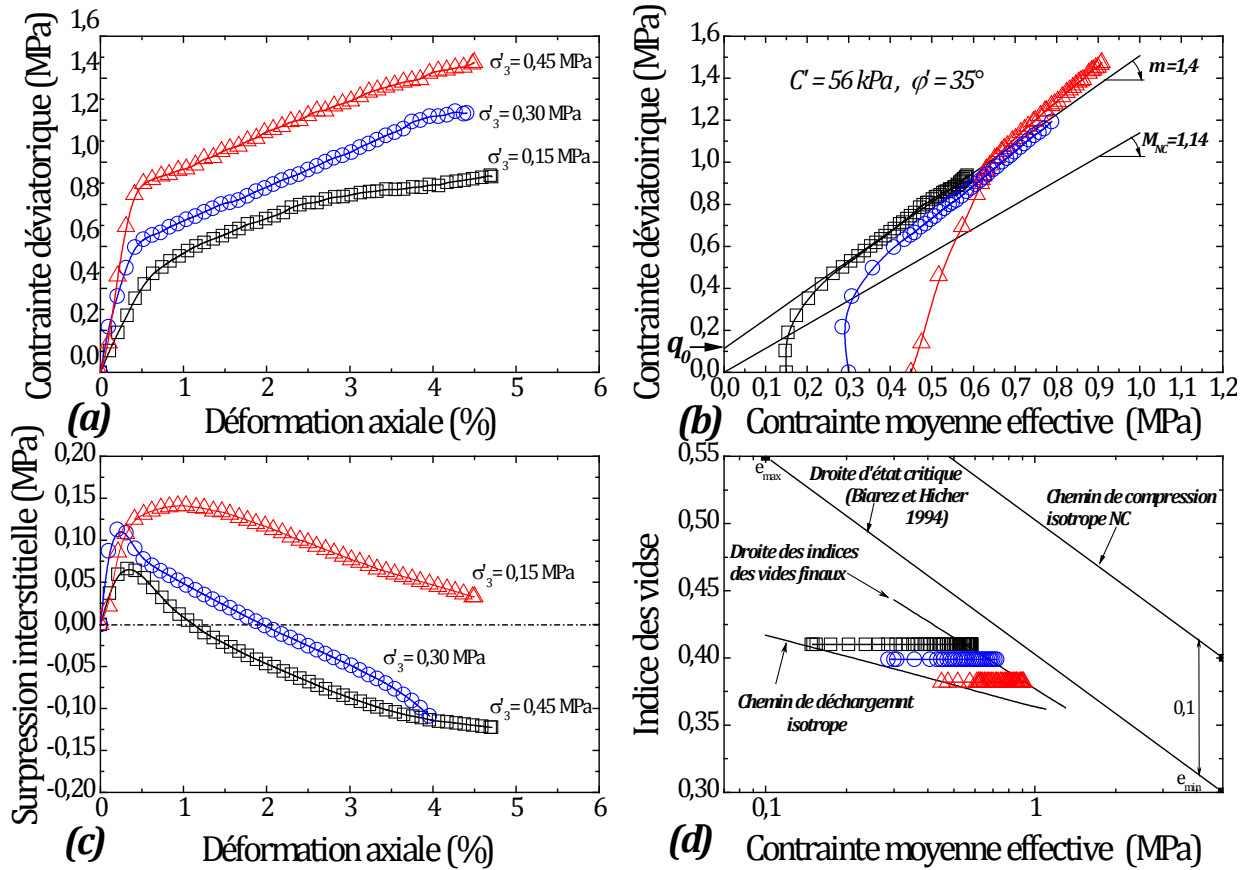


Figure V.6 – Comportement surconsolidé non drainé du TSCopt, déviateur et indice des vides (a et c) en fonction de la déformation axiale et (b et d) en fonction de la contrainte moyenne effective.



Figure V.7 – Photos des échantillons du mélange TSCopt après cisaillement essais CU (échelle $\frac{1}{2}$).

2.2.3 Comparaison des essais triaxiaux saturés CD et CU

Dans les deux cas de cisaillement drainé et non drainé, la rupture pour les trois pressions de confinement a lieu avec une déformation en forme de tonneau (figures V.8). Aucune surface de rupture n'est observée.

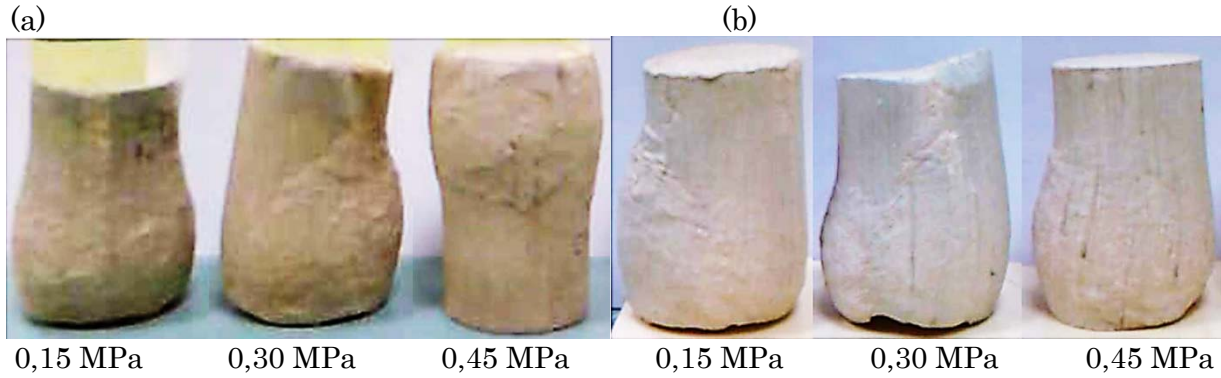


Figure V.8 – Photos des échantillons du mélange TSCopt après cisaillement
(a)essais CD et (b) essais CU (échelle ½).

Dans le plan $[\varepsilon_1, q]$ (figure V.9-a), les courbes déviateur – déformation axiale, dans les deux cas CD et CU, ne montrent pas de pic.

Dans les deux plans $[\varepsilon_1, \Delta u]$ et $[\varepsilon_1, e]$ (figure V.9-c), on note que pour les très faibles valeurs de la déformation axiale ($\varepsilon_1 \leq 0,5\%$) le comportement du sol est contractant car la surpression interstitielle et l'indice des vides, présentent respectivement une légère augmentation et une légère baisse, avant une grande phase de dilatance, traduite par une forte pente pour Δu et une forte rampe pour e , tout au long de la phase de cisaillement jusqu'à la rupture.

Dans le plan $[p' - q]$ (figure V.9-b), les valeurs maximales du déviateur sont bien alignées sur la droite enveloppe dans les deux cas CD et CU.

Dans le plan $[\log p' - e]$ (figure V.9-d), on remarque que dans les deux conditions drainée et non-drainée les points des indices des vides initiaux et finaux s'alignent sur deux droites de pente $C_s = 0,06$ et $C_c = 0,15$ respectivement.

Les résultats des essais triaxiaux CD et CU ont permis de déterminer à partir du plan $[p' - q]$ (figure V.9-b), les valeurs de la cohésion effective C' et de l'angle de frottement interne effectif φ' , en utilisant les relations suivantes :

$$q_0 = \frac{6 \cos \varphi'}{3 - \sin \varphi'} \cdot C' \quad (V.1)$$

$$M = \frac{6 \sin \varphi'}{3 - \sin \varphi'} \quad (V.2)$$

Les modules sécants E_{50} pour une déformation $\varepsilon_{1(50)}$ correspond à 50 % de la résistance maximale sont déduits du plan $[\varepsilon_1, q]$ (figure V.9-a). Le tableau 5 résume les valeurs des différents paramètres déduits des essais drainés et non drainés.

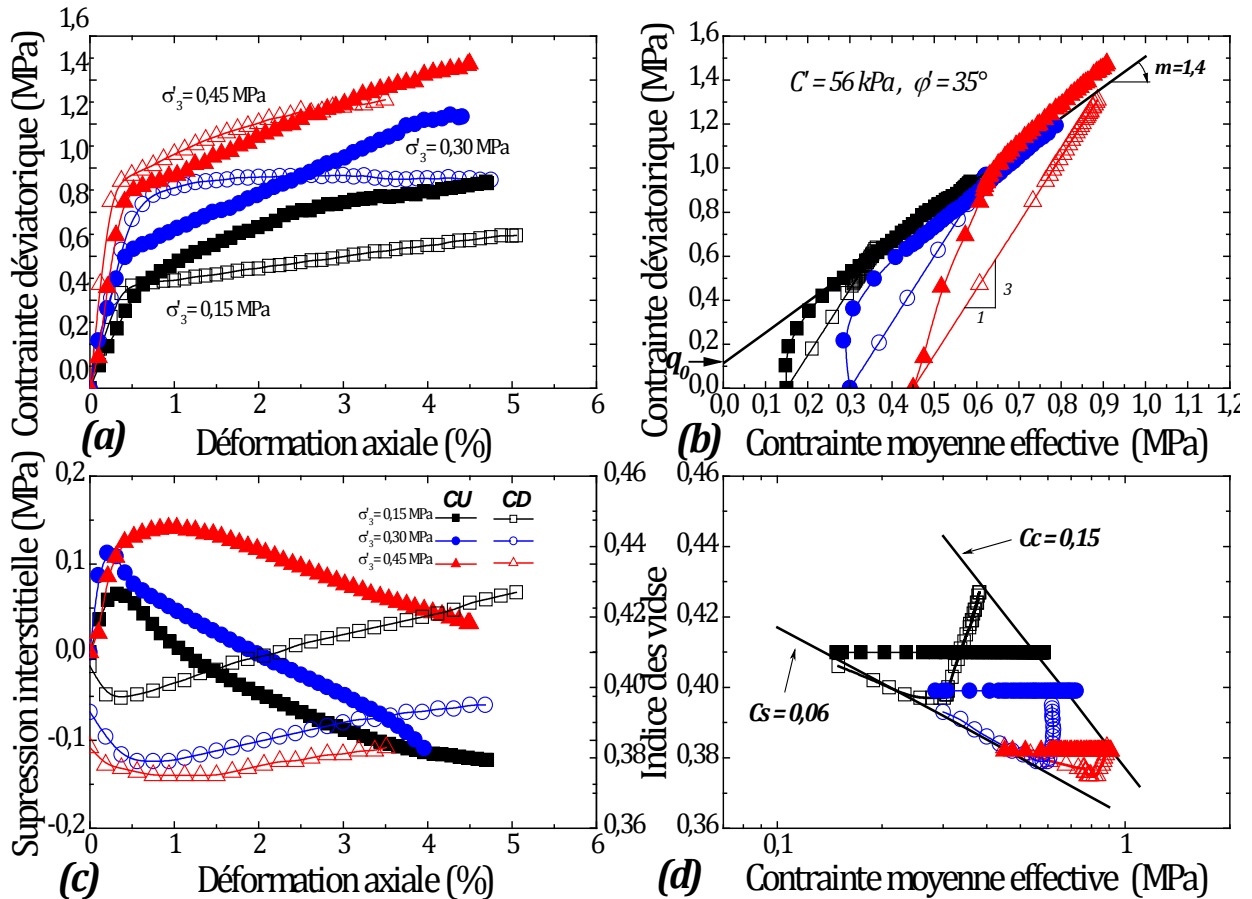


Figure V.9 – Comportement surconsolidé non drainé du TSCopt, déviateur et indice des vides (a et c) en fonction de la déformation axiale et (b et d) en fonction de la contrainte moyenne effective.

Tableau V.3 – Valeurs des différents paramètres déduits des essais triaxiaux drainés et non drainés

Essais	q_0 (MPa)	M	C' (kPa)	ϕ' (°)	C_s (%)	C_c (%)	E_{50} (MPa)		
							$\sigma'_3 = 0,15$ MPa	$\sigma'_3 = 0,30$ MPa	$\sigma'_3 = 0,45$ MPa
CD	0,114	1,4	56	35	0,06	0,15	140	178	377
CU							72	138	224

2.2.4 Modules sécants

Pour des petites déformations ($\epsilon_1 < 10^{-2}$), l'appareil triaxial standard ne satisfait pas l'étude du comportement de ce matériau dans le domaine routier. Par ailleurs à partir des essais triaxiaux CD et CU en moyennes et grandes déformations ($\epsilon_1 \geq 10^{-2}$), nous avons présenté le comportement global de ce sol dans six plans qui se correspondent verticalement et horizontalement pour permettre de suivre les différents paramètres (figures V.10 et V.11). Cette représentation est équivalente à celle utilisée pour les petites déformations (Biarez et Hicher, 1994).

Les graphiques des figures V.10 et V.11 (a, b, c et f) représentent la variation du déviateur, du module sécant, du rapport E_s/E_{\max} et du coefficient n en fonction des déformations axiales. Sur les graphiques (d et e), on représente l'évolution du module sécant en fonction de la contrainte moyenne effective.

Pour faciliter l'interprétation des résultats, les déformations sont fréquemment représentées dans un axe logarithmique. Pour chaque valeur de contrainte de confinement effective σ'_3 les courbes $q : \varepsilon_1$ et $E_s : \varepsilon_1$ sont représentés. Le module sécant ($E_s = q'/\varepsilon_1$), peut être défini à partir de la courbe $q : \varepsilon_1$ de l'essai triaxial avec $\sigma'_3 = \text{cte}$. Dans les plans $[E_s, \log \varepsilon_1]$, les modules sécants croissent en fonction de la contrainte de confinement effective. Ils augmentent quand les déformations axiales ε_1 diminuent, jusqu'à une valeur maximale constante égale E_{\max} pour $\varepsilon_1 < 10^{-3}$. Ces modules tendent à se regrouper après la rupture. En plus, ils augmentent avec la contrainte de confinement effective.

Ce test effectué pour différentes valeurs de σ'_3 et l'indice des vides, montre un modèle très cohérent dans les plans $[E_s, \log \varepsilon_1]$ et $[E_s/E_{\max}, \log \varepsilon_1]$. La représentation dans les plans $[E_s, \log p']$ (figures 10-e/11-e) pour différentes valeurs de déformations axiales ε_1 , met en évidence que le module sécant varie en fonction de la contrainte moyenne effective p' sous forme d'une fonction de puissance n , comme l'indique la loi de Hertz : $(E_s = \alpha p'^n)$. Ce coefficient n croit avec ε_1 de 0,68 jusqu'à une valeur maximale de l'ordre 0,75 puis décroît jusqu'à la valeur 0,65 pour les essais drainés. Par contre, pour les essais non drainés, il décroît avec ε_1 de 0,74 à 0,4.

La figure V.12 présente la superposition des résultats des modules sécants maximums $E_{s\max}$ et les modules E_{50} des essais drainés et non drainés. Les $E_{s\max}$ sont présentés par des lignes continues, tandis que, les E_{50} par des lignes discontinues. Les modules E_{50} prennent presque les mêmes valeurs que les modules maximums E_{\max} , pour une contrainte moyenne effective donnée, exception faite pour $p'_0 = 0,3$ MPa, cas des essais non drainés, où le module $E_{s\max}$ présente des valeurs supérieures à celles du module E_{50} .

En général, les modules augmentent avec la contrainte moyenne effective. En plus, le module sécant varie en fonction de la contrainte moyenne effective p' sous forme d'une fonction de puissance n ($E_s = \alpha p'^n$).

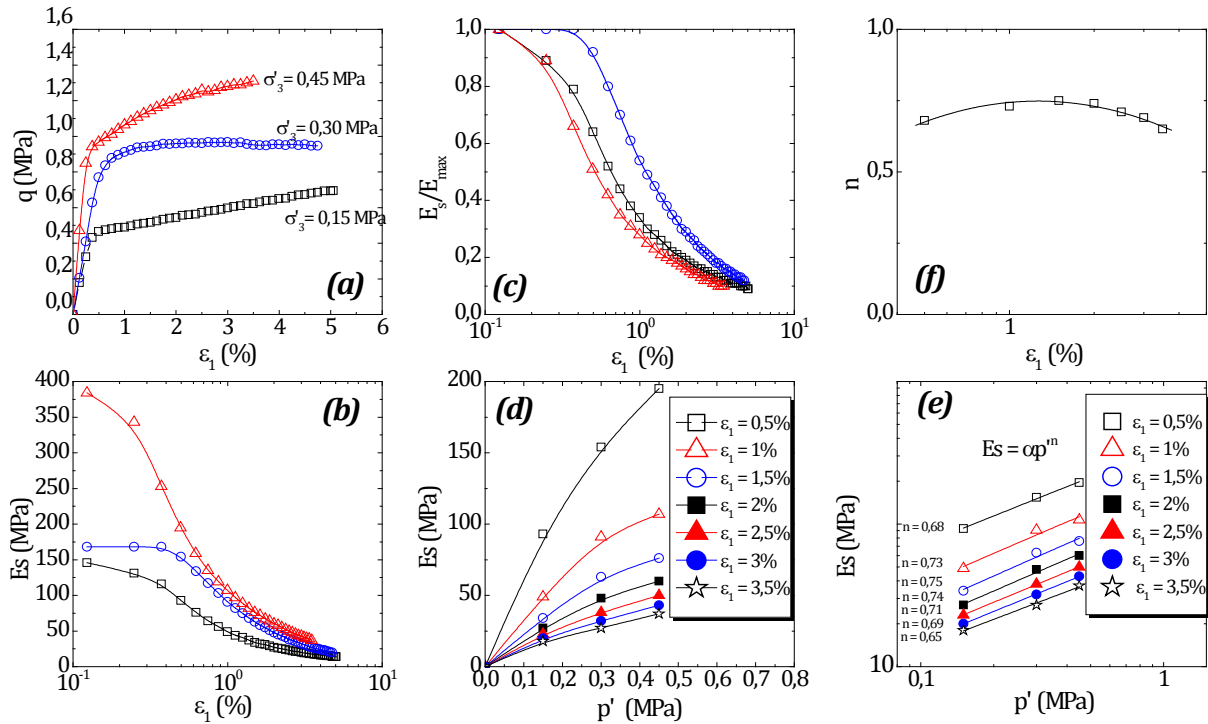


Figure V.10 – Variation (a) du déviateur, (b) du module sécant, (c) du rapport E_s/E_{max} et (f) du coefficient n en fonction de ε_1 , (d) et (e) évolution du module sécant en fonction de p' , cas des essais CD.

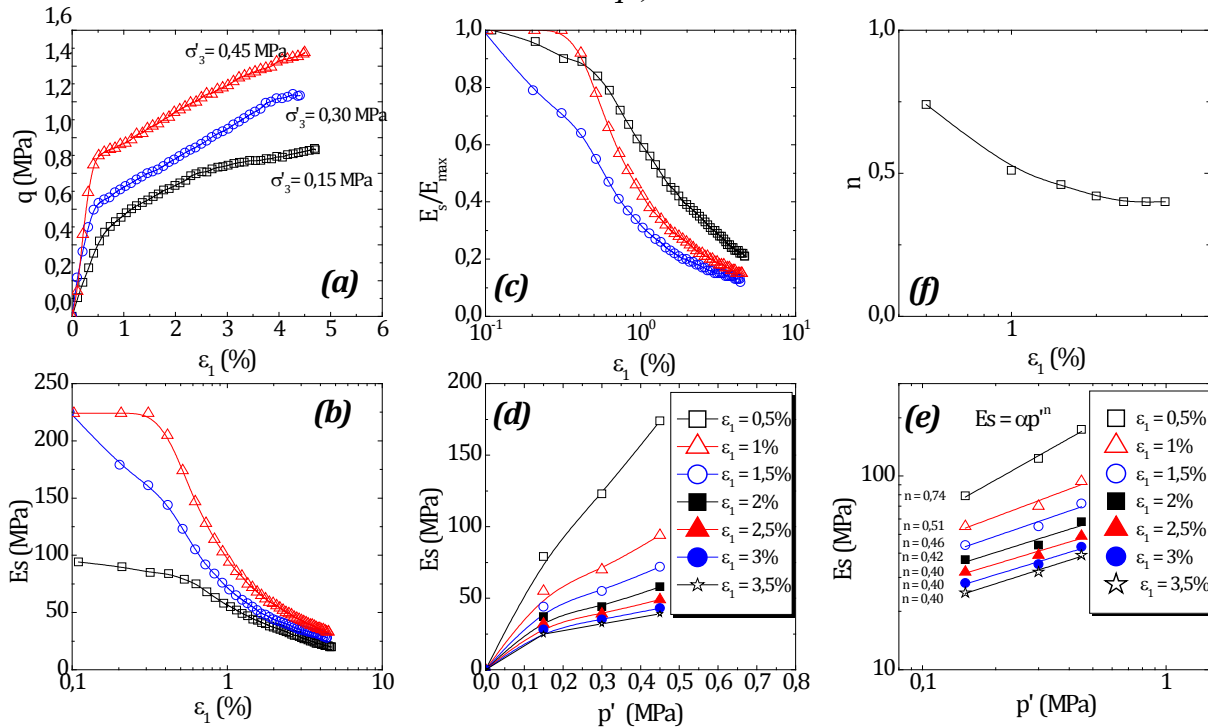


Figure V.11 – Variation (a) du déviateur, (b) du module sécant, (c) du rapport E_s/E_{max} et (f) du coefficient n en fonction de ε_1 , (d) et (e) évolution du module sécant en fonction de p' , cas des essais CU.

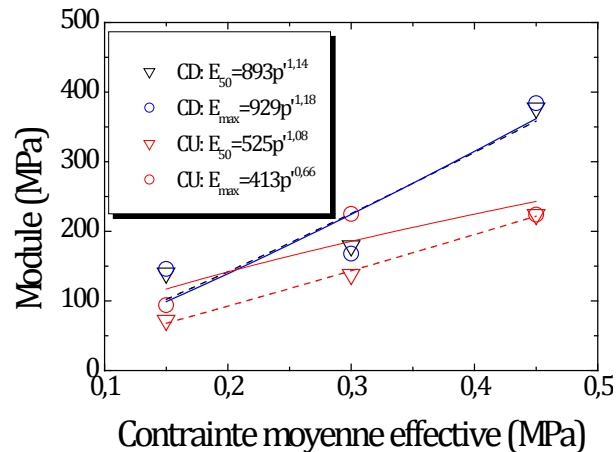


Figure V.12 – Superposition des variations des modules E_{max} et E_{50} des essais triaxiaux saturés en fonction de la contrainte moyenne effective.

3 Essais triaxiaux non saturés à teneur en eau constante

C'est à partir de la cellule triaxiale de Bishop Wesley que nous avons procédé à l'adaptation du contrôle de la teneur en eau. Cette adaptation repose sur la modification de la base de la cellule triaxiale en mettant une membrane de latex avec des joints toriques pour empêcher tout contact de l'eau avec l'échantillon (voir photo figure V.13).

Ces essais consistent à placer un échantillon non saturé dans la cellule triaxiale et à réaliser un essai triaxial à teneur en eau constante (CW) en empêchant le drainage de l'échantillon.

Trois essais sont réalisés à des teneurs en eau différentes avec l'application d'une contrainte de confinement de 100, 150 et 200 kPa.



Figure V.13 – Photo de la base de la cellule Bishop-Wesley après modification.

3.1 Protocole expérimental

3.1.1 Préparation des éprouvettes d'essais

Nous avons mené des essais triaxiaux à teneur en eau constante (CW) pour différents degrés de saturation du côté sec et humide de l'Optimum Proctor Modifié ($w_{OPM} = 10,4\%$). Les éprouvettes ont des dimensions de 40 mm de diamètre et 50 mm de hauteur, préparées à différentes teneurs en eau : 4, 7, 10,4,

13, 16%, et à la même densité sèche de l'optimum Proctor Modifié, selon le protocole suivant :

- Mélanger manuellement dans la proportion massique de 80% de tuf et de 20% de sable calcaire ;
- Ajouter de la quantité d'eau nécessaire pour l'obtention de la teneur en eau désirée. Pour les teneurs en eau du côté humide ($w \geq w_{OPM}$), le malaxage est fait en plusieurs fois par criblage dans un tamis de 4 mm de diamètre dans le but d'avoir un mélange homogène et d'éviter la formation des grumeaux. Le mélange humide est mis dans un sac étanche dans une salle hermétique pendant 24 heures, afin d'homogénéiser la teneur en eau du mélange.
- On verse dans le moule de compactage la quantité de sol correspondant à la hauteur de 50 mm de l'échantillon, puis on pose trois papiers filtres type WN°42 et puis on verse une quantité de sol qui correspond à une hauteur de 10 mm.
- compacter statiquement le mélange dans un moule à double piston de diamètre 40mm (figure V.14). La vitesse de déplacement de la presse est fixée à 1,14mm/s.
- Après compactage et démoulage, les échantillons sont enveloppés par du papier aluminium et mis dans des sacs plastiques étanches dans une salle hermétique pour éviter toute évaporation pendant 48 heures.

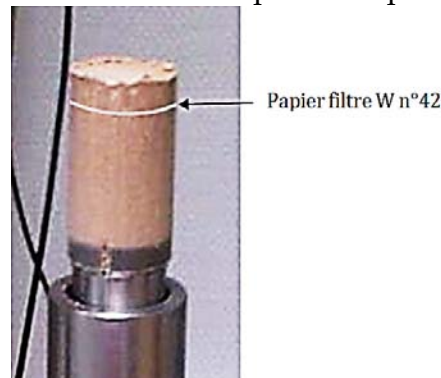


Figure V. 14 – Éprouvette pour essais triaxial à teneur en eau constante.

3.1.2 Procédures expérimentales

Les principales étapes du déroulement de l'essai de cisaillement à teneur en eau constante sont :

Étape 1 : mesure des paramètres d'états initiaux (s_i , w_i , e_i et Sr_i)

- Après 48 heures de conservation, durée estimée pour que l'équilibre entre le papier filtre et l'échantillon soit atteint, on sépare la partie hausse ($h = 10$ mm) avec les papiers filtres, puis on enveloppe l'échantillon d'essai ($H = 50$ mm) pour garder toujours les mêmes paramètres d'état. La teneur en eau du papier-filtre central est déterminée par séchage dans une étuve à 105°C jusqu'à poids constant. La succion matricielle correspondant à cette teneur en eau, évaluée en utilisant la courbe d'étalonnage du papier, est égale à celle du sol.

- La partie correspondant à la hauteur de 10 mm sera divisée en quatre morceaux (volume $\approx 1\text{cm}^3$), et on procède à la mesure des paramètres d'état initiaux (w_i , e_i , Sr_i, \dots) par pesée hydrostatique dans une huile non mouillante.

Etape 2 : Préparation de la cellule et montage de l'échantillon

- Vidange du GDS (volume entrant, base), puis son remplissage avec de l'eau désaérée ;
- saturation de la base de la cellule avec de l'eau désaérée ;
- mettre une membrane à la base avec des joints toriques pour empêcher tout contact de l'eau avec l'échantillon ;
- mettre le papier filtre et la pierre poreuse à la base (pierre poreuse séchée à l'étuve à 105°) ;
- pose de l'échantillon ($H= 50\text{ mm}$) avec la pierre poreuse et le papier filtre à sa tête ;
- pose de la tête (la tête étant fermée par un bouchon pour éviter la dissipation de l'eau par la tête) ;
- remplissage de la cellule ;

Remarque : la saturation de la base de la cellule nous permet de vérifier la moindre variation de la pression à la base de l'échantillon.

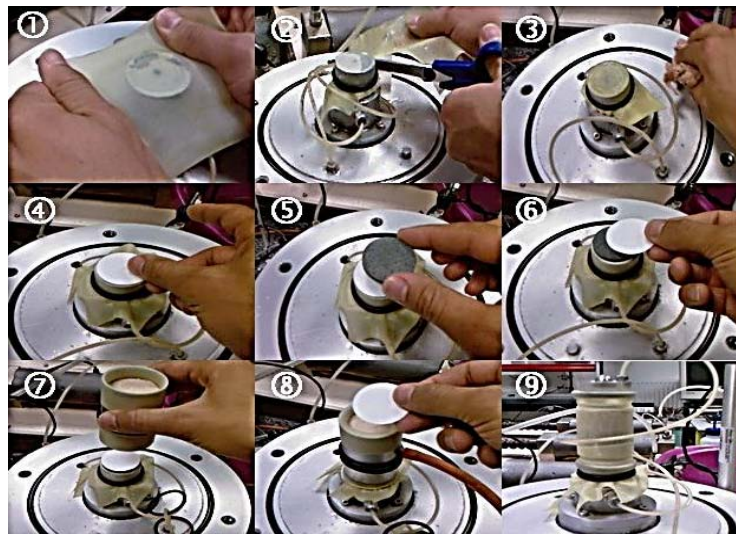


Figure V.15 – *Modification de la base de la cellule Bishop et étapes de montage de l'échantillon.*

Etape 3: Cisaillement de l'échantillon

- On applique une contrainte totale de confinement isotrope σ_3 correspondant à la contrainte de consolidation, et après un laps de temps pour permettre une homogénéisation de la contrainte de confinement, on procède au cisaillement des échantillons à une vitesse de $0,01\text{ mm/min}$. Les contraintes totales de confinement utilisées sont : 100, 150, 200 kPa.
- Après la phase de cisaillement, on récupère l'échantillon, et on prend deux petits morceaux de deux parties (partie inférieure et partie supérieure) et on détermine leurs paramètres d'état finaux selon le même protocole que les paramètres initiaux.

3.2 Résultats et discussion

La photo de la figure V.16, montre l'état des échantillons après cisaillement. On remarque à partir de cette photo que les plans de rupture apparaissent bien pour les différentes contraintes moyennes et pour les différents degrés de saturation ($S_r < 90$).

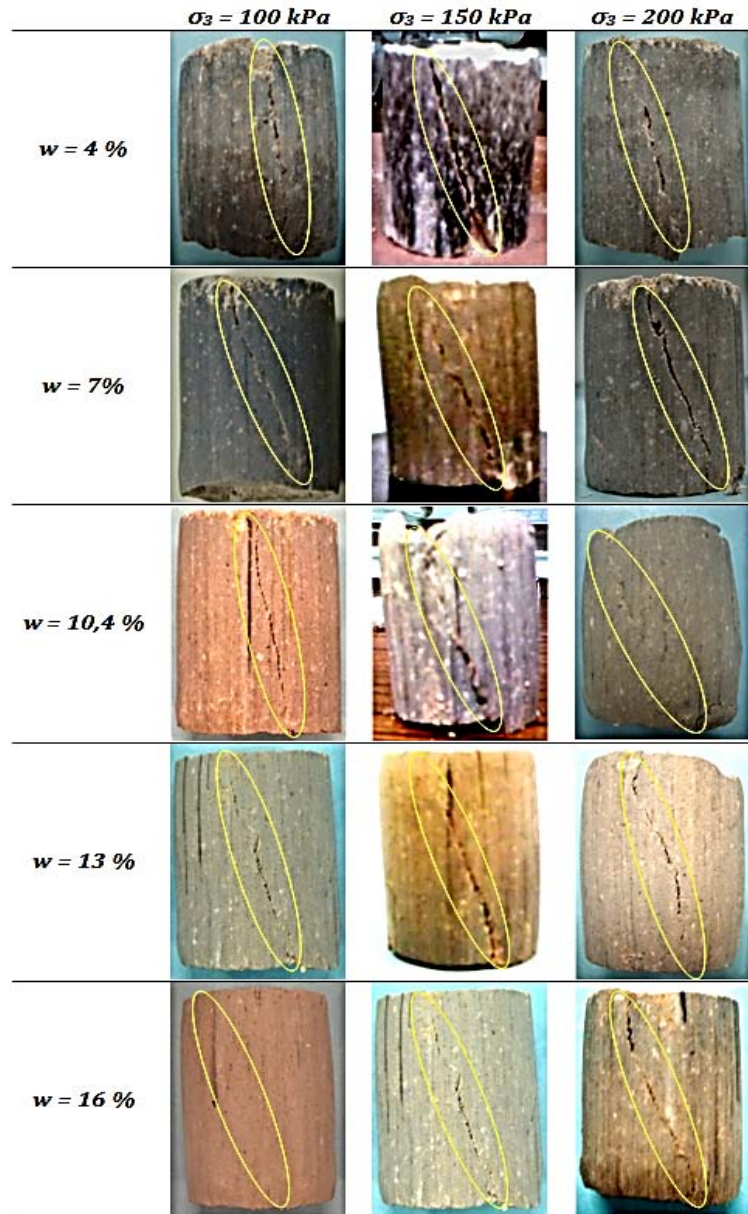


Figure V.16 – États des échantillons après cisaillement à teneur en eau constante.

Dans le but d'exploiter au maximum les résultats de ces essais, on a essayé de suivre la variation de volume de l'échantillon par la détermination de la différence entre le volume d'eau entrant ou sortant de la cellule (mesure par l'extérieur) et le volume de la partie du plateau déplacé. Malheureusement cette idée n'a pas réussi. De ce fait, les résultats de ces essais triaxiaux à teneur en constante, sont présentés en termes de contrainte totale, seulement dans les deux plans $[\varepsilon_1, q]$ et $[p, q]$ (figure V.17).

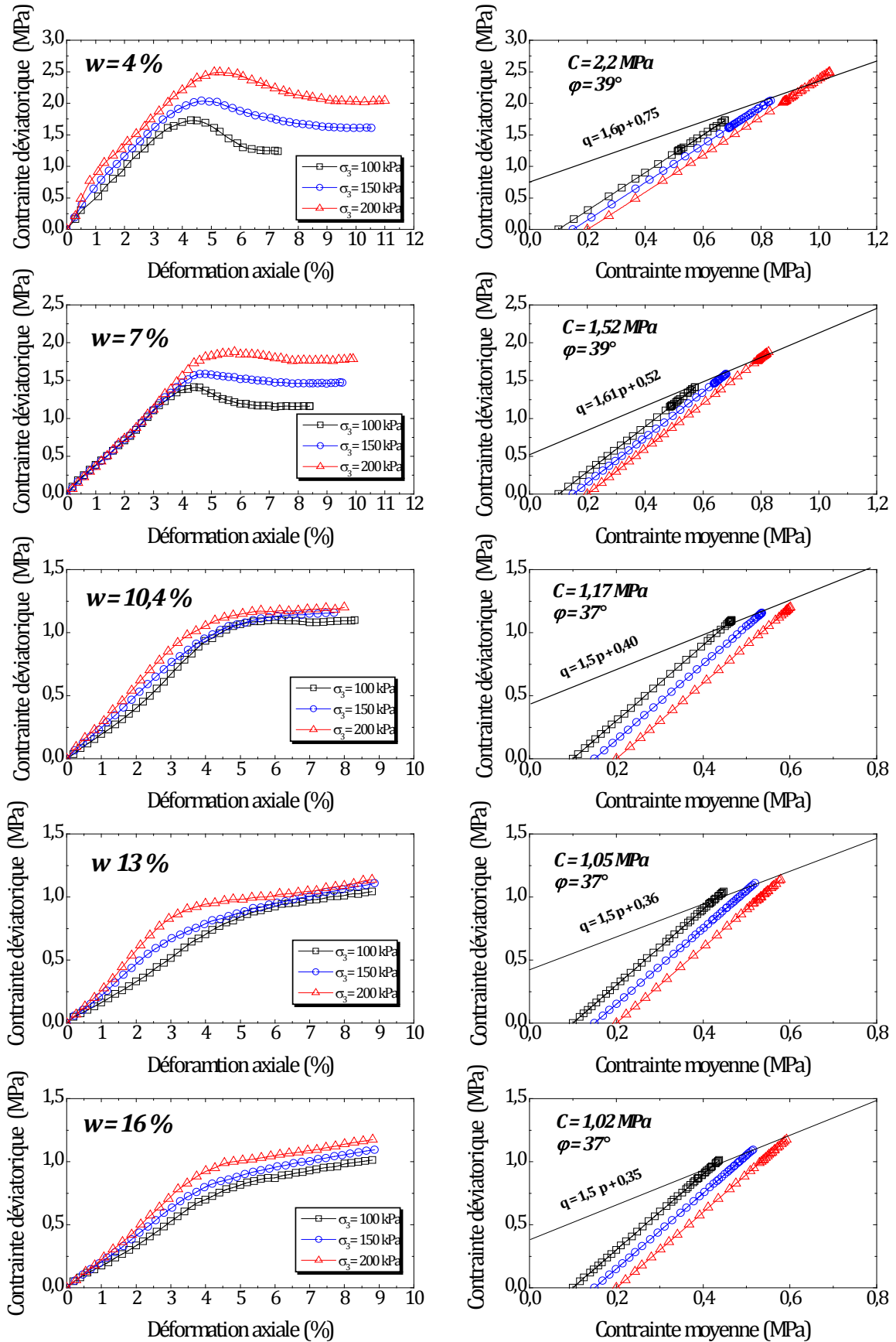


Figure V.17 – Résultats des essais de cisaillement à teneur en eau constante dans les deux plans $[\varepsilon_1, q]$ et $[p, q]$.

Dans les plans $[\varepsilon_1, q]$ (figure V.17), et pour les faibles teneurs en eau du côté sec de l'OPM (4 et 7 %), on observe un pic de résistance qui se produit pour une déformation de l'ordre de 5 %, suivi d'une chute brusque avec une tendance vers un palier résiduel pour les différentes contraintes de confinement. En revanche, Pour les fortes teneurs en eau du côté humide de l'OPM (13 et 16 %), en n'observe pas de palier ou de pic de résistance francs. L'allure des courbes est semblable à celle observée pour le cas des essais saturés. Concernant les éprouvettes préparées à la teneur en eau de l'OPM ($w = 10,4\%$), les courbes présentent des paliers de résistance francs. On peut conclure que le pic de résistance et le palier résiduel disparaissent en augmentant la teneur en eau, et le comportement de ces échantillons non saturés se rapproche à celui des échantillons saturés.

La figure V.18 présente les enveloppes de résistance maximale des essais triaxiaux à teneur en eau constante. On constate que pour les différentes succions initiales, les droites enveloppes de résistance maximale sont parallèles caractérisées par une pente M variant de 1,61 à 1,5 et présentant une translation verticale vers le haut avec différentes ordonnées à l'origine q_0 vari de 0,35 à 0,75, autrement dit, les résistances maximales diminuent quand la teneur en eau augmente.

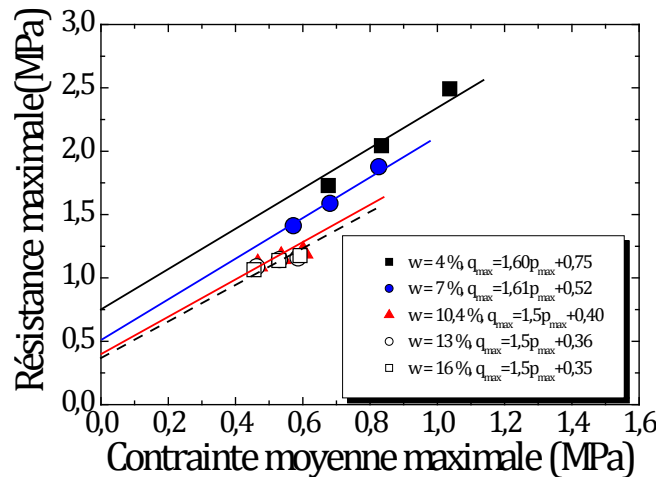


Figure V.18 – Points finaux des essais triaxiaux en fonction de la contrainte moyenne à la rupture pour différentes teneurs en eau.

La figure V.19 représente respectivement les variations de la cohésion apparente C (figures V.19-a et V.19-b) et de l'angle de frottement apparent φ (figures V.19-c et V.19-d) en fonction de la teneur en eau et de la succion initiale. Les valeurs de C et de φ , pour différentes teneurs en eau et succions initiales, sont obtenues respectivement par les relations (V.1 et V.2)

On constate une diminution de ces deux paramètres avec la teneur en eau (figures V.19-a et V.19-c). Cette diminution peut être décrite par une loi linéaire dans le cas de l'angle de frottement apparent et de type décroissance hyperbolique dans le cas de la cohésion apparente. Tandis qu'en fonction de la succion les variations de ces deux paramètres peuvent être décrites à l'aide d'une relation linéaire (figures V.19-b et V.19-d), ce qui correspond à d'autres résultats disponibles (Fredlund et al. 1978 ; Escario et al., 1986 ; Delage et al., 1987).

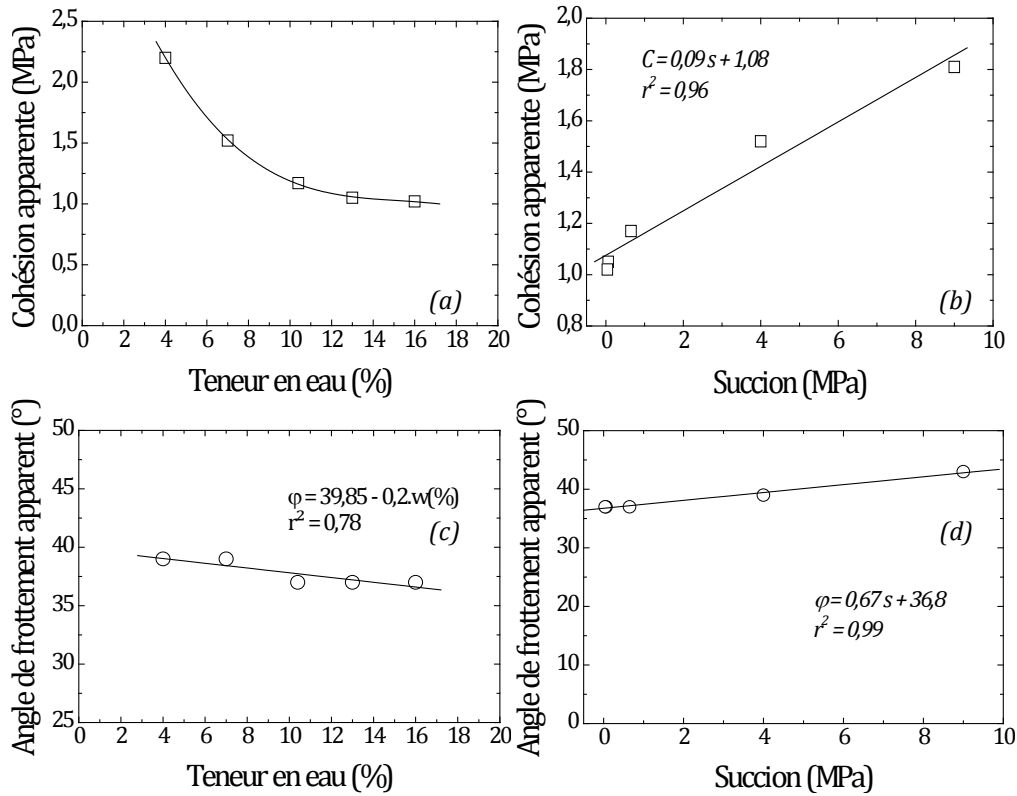


Figure V.19 – Variation de la cohésion apparente et de l'angle de frottement apparent en fonction : (a et c) de la teneur en eau, (b et d) en fonction de la suction.

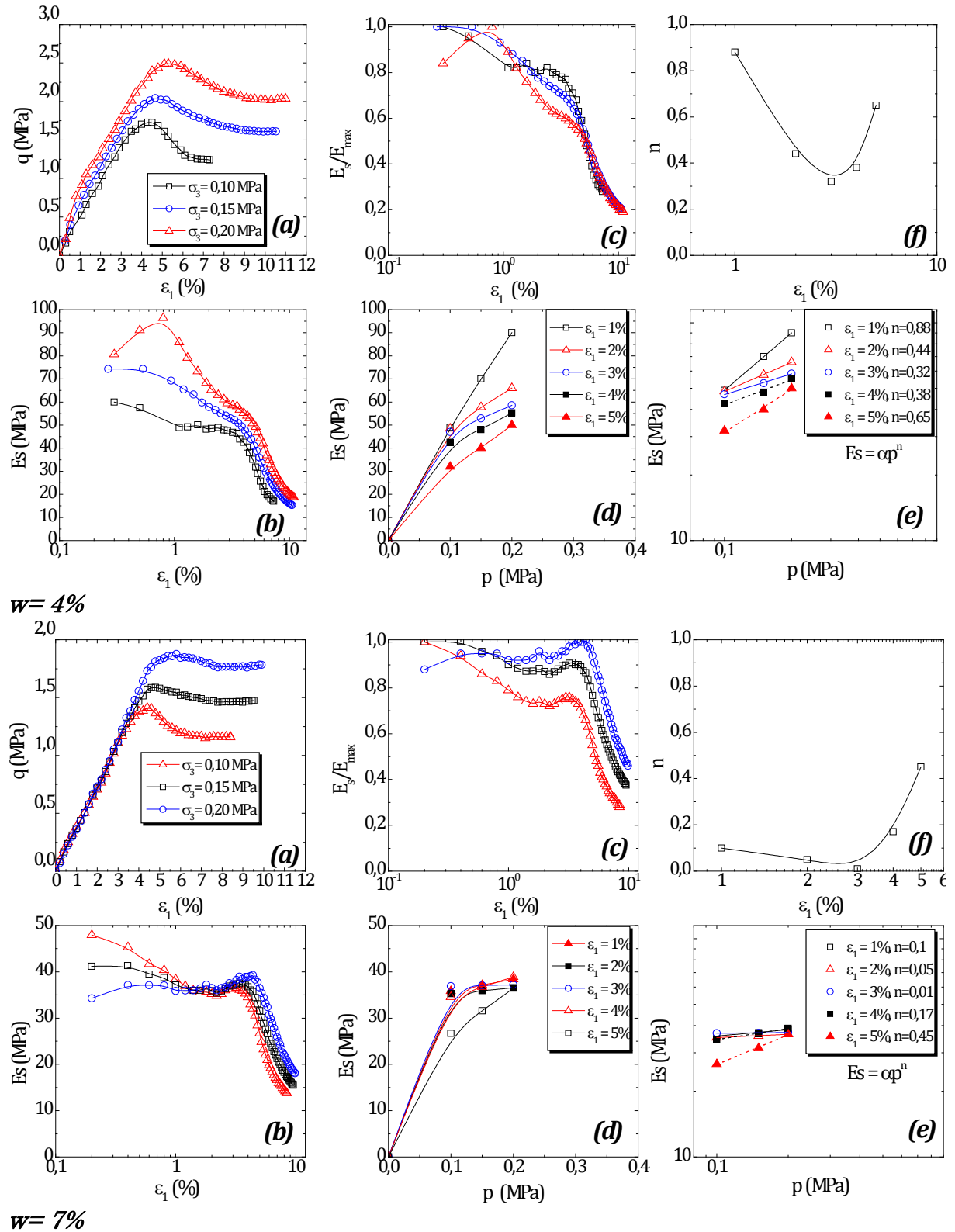
Modules sécants

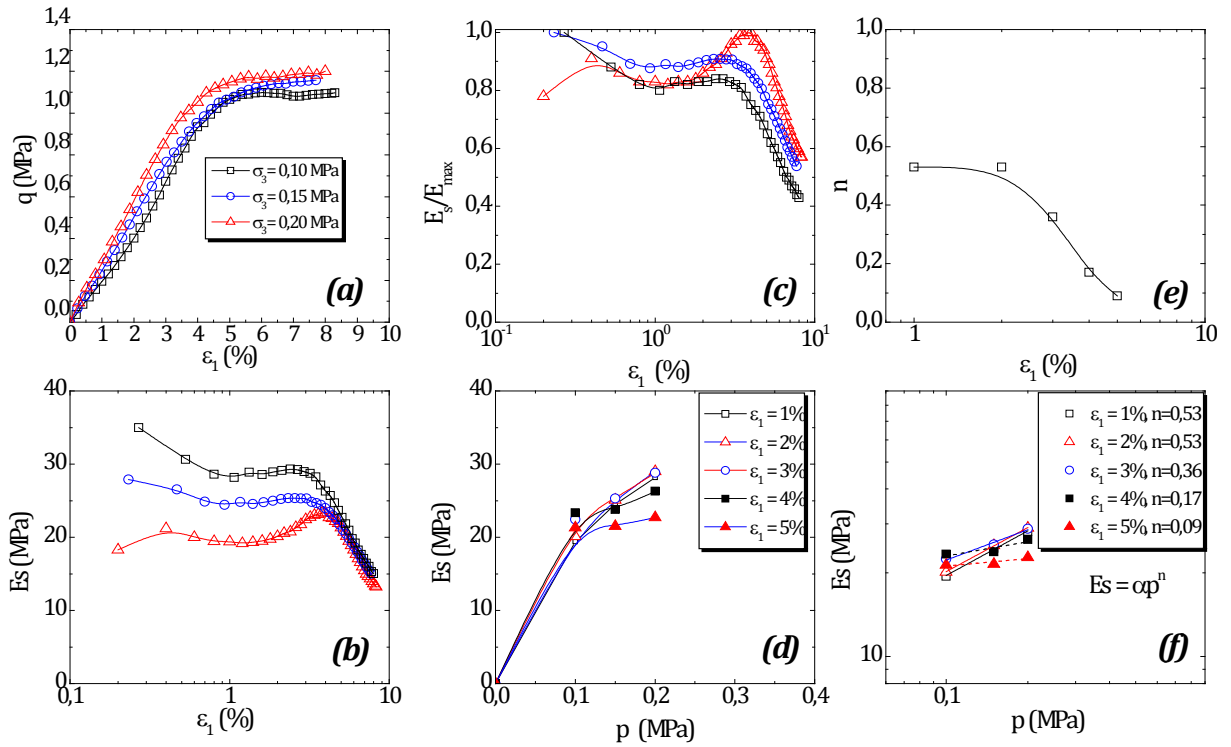
A partir des essais triaxiaux non saturés, et comme pour le cas saturé, nous avons essayé de présenter le comportement global de du TSCopt à l'état non saturé, par une présentation équivalente à celle utilisée pour les petites déformations (Biarez et Hicher, 1994). Dans les six plans, de la figure V.20, on peut suivre les différents paramètres. Les graphiques a, b, c et f, représentent respectivement la variation du déviateur, du module sécant, du rapport E_s/E_{max} et du coefficient n en fonction des déformations axiales. Les graphiques d et e, représentent l'évolution du module sécant en fonction de la contrainte moyenne totale.

Pour faciliter l'interprétation des résultats, les déformations sont fréquemment représentées dans une échelle logarithmique. Pour chaque valeur de contrainte de confinement totale σ_3 les courbes $q : \varepsilon_1$ et $E_s : \varepsilon_1$ sont représentées. Le module sécant ($E_s = q/\varepsilon_1$), est défini à partir de la courbe $q : \varepsilon_1$ avec $\sigma_3 = cte$. Dans le plan $[E_s, \log \varepsilon_1]$, le module sécant croit en fonction de la contrainte de confinement effective. Il croit quant les déformations axiales ε_1 diminuent, jusqu'à atteindre une valeur maximale E_{max} pour $\varepsilon_1 < 10^{-2}$. Ces modules tendent à se regrouper après la rupture. En plus, ils augmentent avec la contrainte de confinement totale.

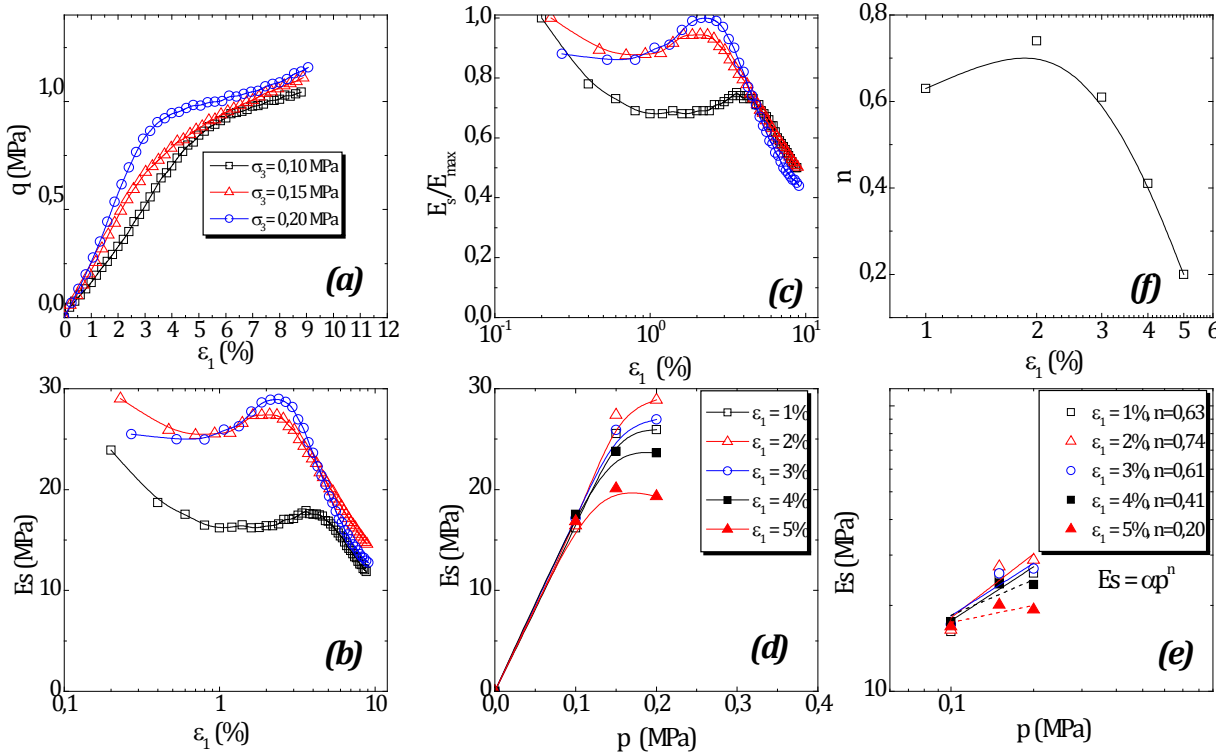
Ce test effectué pour chaque teneur en eau à différentes valeurs de σ_3 et d'indice des vides, montre un modèle très cohérent dans les deux plans $[E_s, \log \varepsilon_1]$ et

$[E_s/E_{\max}, \log \varepsilon_1]$. La représentation dans les plans $[E_s, \log p]$ pour différentes valeurs de déformations axiales ε_1 , mettent en évidence que le module sécant varie en fonction de la contrainte moyenne totale p sous forme d'une fonction de puissance n , comme l'indique la loi de Hertz : $E_s = \alpha p^n$.

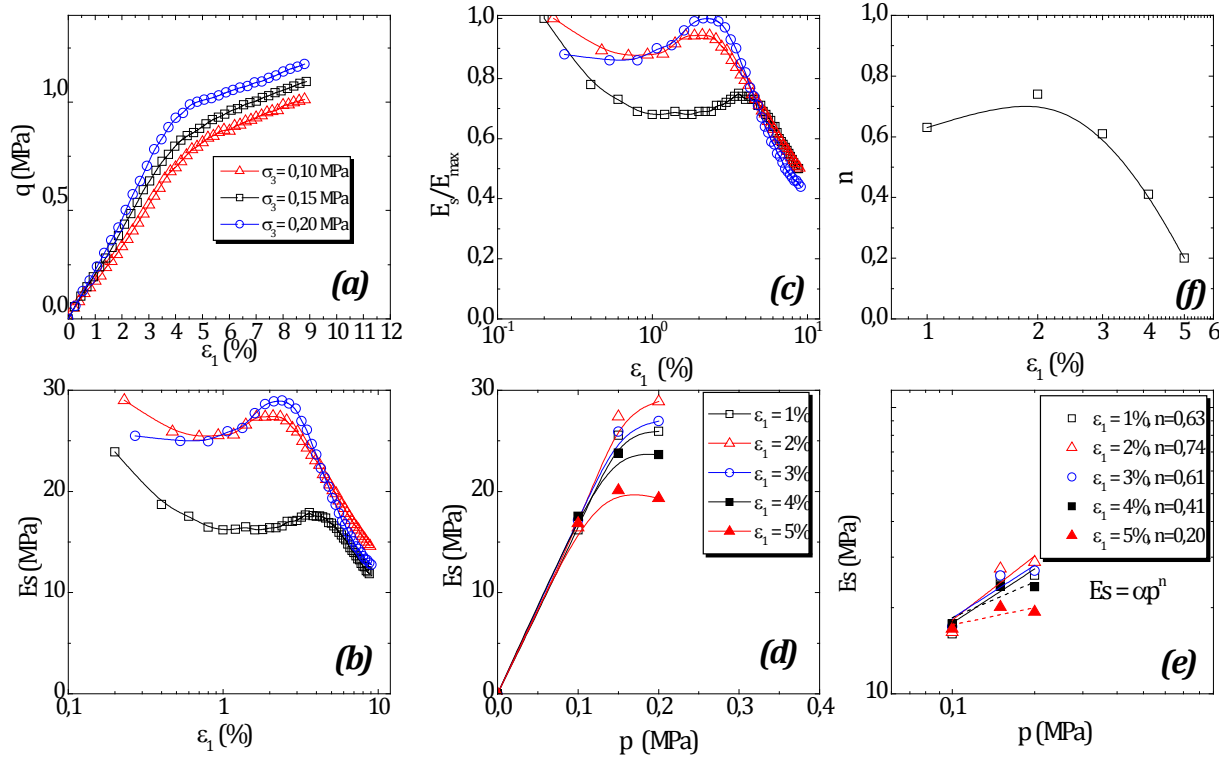




$w = 10,4\%$



$w = 13\%$



$w = 16\%$

Figure V.20 – Représentation globale de la variation (a) du déviateur, (b) du module sécant, (c) du rapport E_s/E_{\max} et (f) du coefficient n en fonction de la déformation axiale. (d) et (e) du module sécant en fonction de la contrainte moyenne totale pour différentes teneur en eau ($w = 4\%, 7\%, 10,4\%, 13\%$ et 16%).

La figure V.21 présente la superposition des résultats des modules sécants E_{\max} et E_{50} en fonction de la contrainte moyenne totale pour chaque teneur en eau. Les modules sécants E_{\max} présentent des valeurs supérieures à celles des modules E_{50} . En général, les modules augmentent avec la contrainte moyenne totale p sous forme d'une fonction de puissance n [$E_s = \alpha p^n$] (loi de Hertz). En plus, pour les teneurs en eau du côté sec de l'OPM (4 et 7 %) les droites des deux modules se divergent en fonction de la contrainte moyenne, tandis que celles des teneurs en eau du côté humide de l'OPM (13 et 16 %) se convergent vers la même valeur. Ces résultats coïncident avec ceux trouvés dans le cas des essais triaxiaux saturés. Concernant la teneur en eau OPM (10,4 %) les deux droites sont parallèles et présentent une translation verticale vers le haut; autrement dit, les modules diminuent quand la teneur en eau augmente.

De ce fait, on peut conclure que dans un état quasiment saturé ($S_r \geq 90\%$) et à des contraintes de confinement élevées le module sécant E_{50} peut remplacer le module maximum.

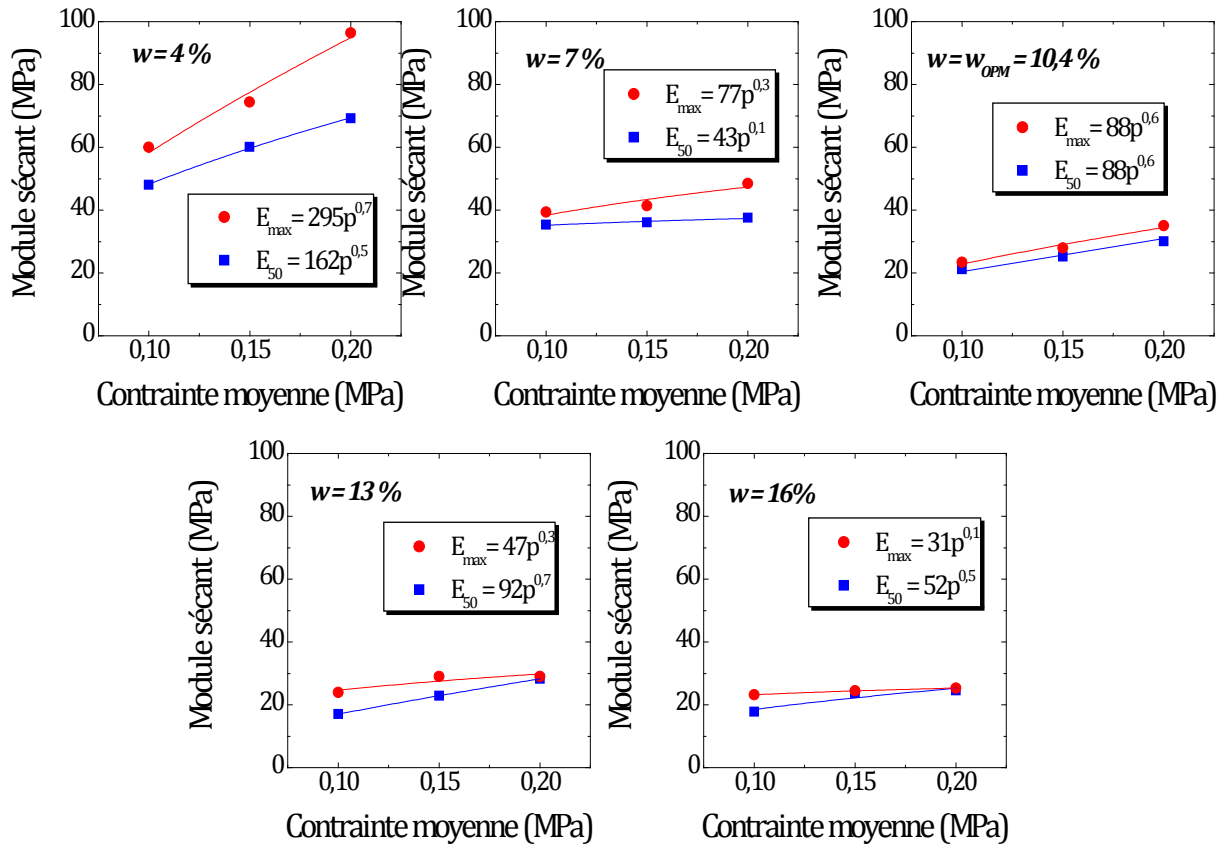


Figure V.21 – Variation du module sécant en fonction de la contrainte moyenne pour différents teneurs en eau.

La figure V.22 présente respectivement les variations de la résistance maximale, du module sécant maximum E_{\max} et du module sécant E_{50} en fonction de la teneur en eau et de la succion initiale.

Sur les graphiques du côté gauche (a, b et c) de la figure V.22, on remarque que q_{\max} , E_{\max} et E_{50} décroissent hyperboliquement en fonction de la teneur en eau avec tendance vers un palier de valeurs minimales au voisinage de la teneur en eau de saturation. En revanche, dans les graphiques du côté droit (d, e et f) on remarque une croissance parabolique de q_{\max} , E_{\max} et E_{50} avec la succion initiale avec tendance vers un palier pour les très fortes succions. Cette croissance est traduite par une translation vers le haut en fonction de la contrainte de confinement. Les valeurs maximales de q_{\max} , E_{\max} et E_{50} sont obtenues pour des teneurs en eau du côté sec de l'OPM ($w = 4\%$), correspondant à une succion initiale de 9 MPa. Tandis que, les valeurs minimales de q_{\max} , E_{\max} et E_{50} sont obtenues pour les faibles succions initiales ($< 0,1$ MPa).

De ces résultats, on constate qu'une petite variation de la teneur en eau provoque une grande variation de la succion initiale. Ceci laisse penser que la succion initiale est le paramètre pertinent pour décrire l'évolution de la résistance et des modules sécants en fonction de l'humidité du matériau.

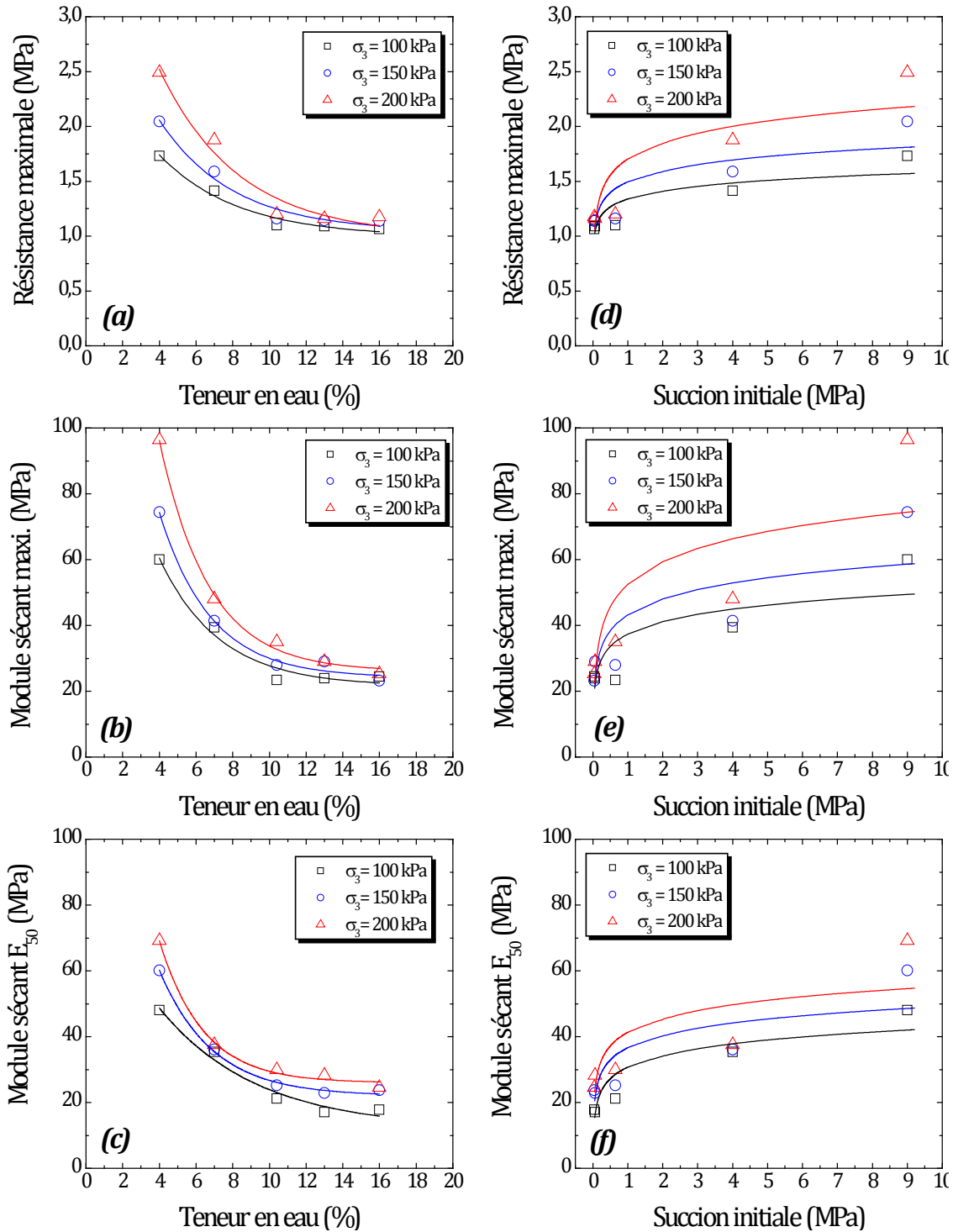


Figure V.22 – Variation de la résistance maximale, du module sécant E_{max} et E_{50} en fonction (a, b et c) de la teneur en eau et (d, e et f) de la succion initiale

4 Conclusion

Des essais triaxiaux dans le domaine saturé et non saturé à teneur en eau constante ont été réalisés sur le mélange TSCopt. Les conclusions suivantes peuvent être tirées:

Dans le cas général des essais triaxiaux saturés CD et CU, on n'observe pas des plans de rupture. Les courbes contraintes – déformations ne présentent pas de pic de résistance, Cet état est suivi de déformations plastiques qui dans le cas général se poursuivent jusqu'à la rupture sans faire apparaître des plans de glissement, ceci est caractéristique d'un mode de rupture par poinçonnement. Ce type de comportement est caractéristique des sols fortement surconsolidés. Par ailleurs, la résistance maximale des essais non drainés est plus importante que la résistance drainée.

Dans le domaine non saturé, des essais triaxiaux à teneur en eau constante ont été réalisés sur des mélanges TSCopt compactés statiquement à différentes teneurs en eau (du côté sec et du côté humide de l'OPM) sous différentes contraintes de confinement. Dans le cas général, on constate des plans de rupture. Ce type de comportement est très différent de celui observé pour les échantillons saturés dans le cas des essais CD et CU.

Les variations des modules $E_{s_{max}}$ et E_{50} dans les deux cas des essais triaxiaux saturés et non saturés à teneur en eau constante ; en fonction de la contrainte totale de confinement peuvent être décrites sous forme d'une fonction de puissance n .

En général, on peut conclure que dans un état quasiment saturé ($S_r \geq 90\%$) et à des contraintes de confinements élevées le module sécant E_{50} peut remplacer le module maximum $E_{s_{max}}$.

De ces résultats, on constate qu'une petite variation de la teneur en eau provoque une grande variation de la succion initiale. Ceci laisse penser que la succion initiale est le paramètre pertinent pour décrire l'évolution de la résistance et des modules sécants en fonction de l'humidité du matériau.

La représentation globale utilisée généralement pour les petites déformations (Biarez et Hicher, 1994), a permis d'exploiter au maximum les résultats des essais triaxiaux à grandes déformations et de donner une indication sur la possibilité d'envisager des lois de comportement en utilisant des appareils standards.

Chapitre 6

Traitement du TSCopt aux liants hydrauliques

1 Introduction	196
2 Avantages De La Technique De Traitement	198
3 Description Des Essais	198
3.1 Stabilité immédiate	199
3.2 Performance mécanique	200
4 Caractéristiques des liants utilisés	202
5 Résultats et discussion	204
5.1 Stabilité immédiate	204
5.2 Résistance mécanique	206
5.3 Etude de l'immersion dans l'eau du mélange TSCopt traité	208
5.4 Étude au diffractomètre	211
5.5 Influence des paramètres de formulation sur les performances mécaniques	212
6 Exécution Des Travaux (Traitement type et mise en œuvre)	214
6.1 Préparation du sol à traiter	214
6.2 Ajustement de l'état hydrique du sol	214
6.3 Épandage du liant	215
6.4 Malaxage	215
6.5 Compactage	215
6.6 Protection de surface	216
7 CONCLUSION	217

1 Introduction

L'évolution actuelle du contexte socio-économique dans le domaine de la réalisation des ouvrages en terre (terrassements) est marquée par la nécessité de réutiliser au maximum les matériaux situés dans l'emprise des projets, même ceux dont les caractéristiques, notamment mécaniques, sont faibles. Les procédés d'amélioration mécanique sont parfois insuffisants pour que les matériaux de chaussées atteignent la portance requise. Il est cependant possible de les améliorer par une technique de traitement aux liants hydrauliques, et permettre ainsi leur réutilisation. Cette technique a été élaborée et développée depuis plus de 30 ans.

Les premiers travaux ont été publiés vers 1960. En France, la technique de la stabilisation des sols par la chaux et/ou le ciment est vulgarisée en 1980 (Vénuat, 1980). Les aspects méthodologiques permettant de définir l'aptitude d'un sol au traitement sont synthétisés dans le GTS (GTS, 2000). En Algérie, cette technique est devenue de plus en plus répandue avec les orientations des différents secteurs du BTP vers la valorisation des matériaux locaux. A titre d'exemple le projet de construction de l'Autoroute EST-OUEST tronçon Oued Fodda - Khemis Miliana a intégré le recours au traitement des sols à la chaux (Mellal et al., 2010)

Actuellement et presque partout dans le monde, la construction routière est orientée vers les sols traités aux liants hydrauliques. Les applications des tufs traités à la chaux et au ciment sont très nombreuses, et sont connues dans un grand nombre de pays.

Dans ce chapitre, et suite aux essais d'immersion présentés au chapitre 3, où la forte augmentation de la teneur en eau a détruit totalement la cohésion due au séchage de ce type de matériau, nous avons essayé d'améliorer les caractéristiques mécaniques par un traitement à la chaux et/ou au ciment. L'objectif est de pallier à ce problème de non stabilité en milieu saturé et d'étendre l'utilisation de ce matériau aux chaussées à moyen et fort trafic.

En se basant sur les travaux de différents chercheurs concernant le traitement du sol à la chaux et au ciment (Dupas et Pecker, 1979; Mitchell, 1981 ; Ben-Dhia, 1983 ; Ben-Dhia et al., 1984 ; Colombier, 1988 ; Boukezzi, 1997 ; Porbaha et al., 1998 ; Hachichi et al., 2001 ; Schnaid et al., 2001; Morsli et al., 2005; Thomé et al., 2005; Consoli et al., 2006, 2007 ; Goual et al., 2005 b, 2008), le mélange optimal TSCopt a été traité avec 4 et 8% de liant tel que le ciment portland, la chaux et association chaux + ciment.

La conduite de l'étude est faite selon l'organigramme suivant :

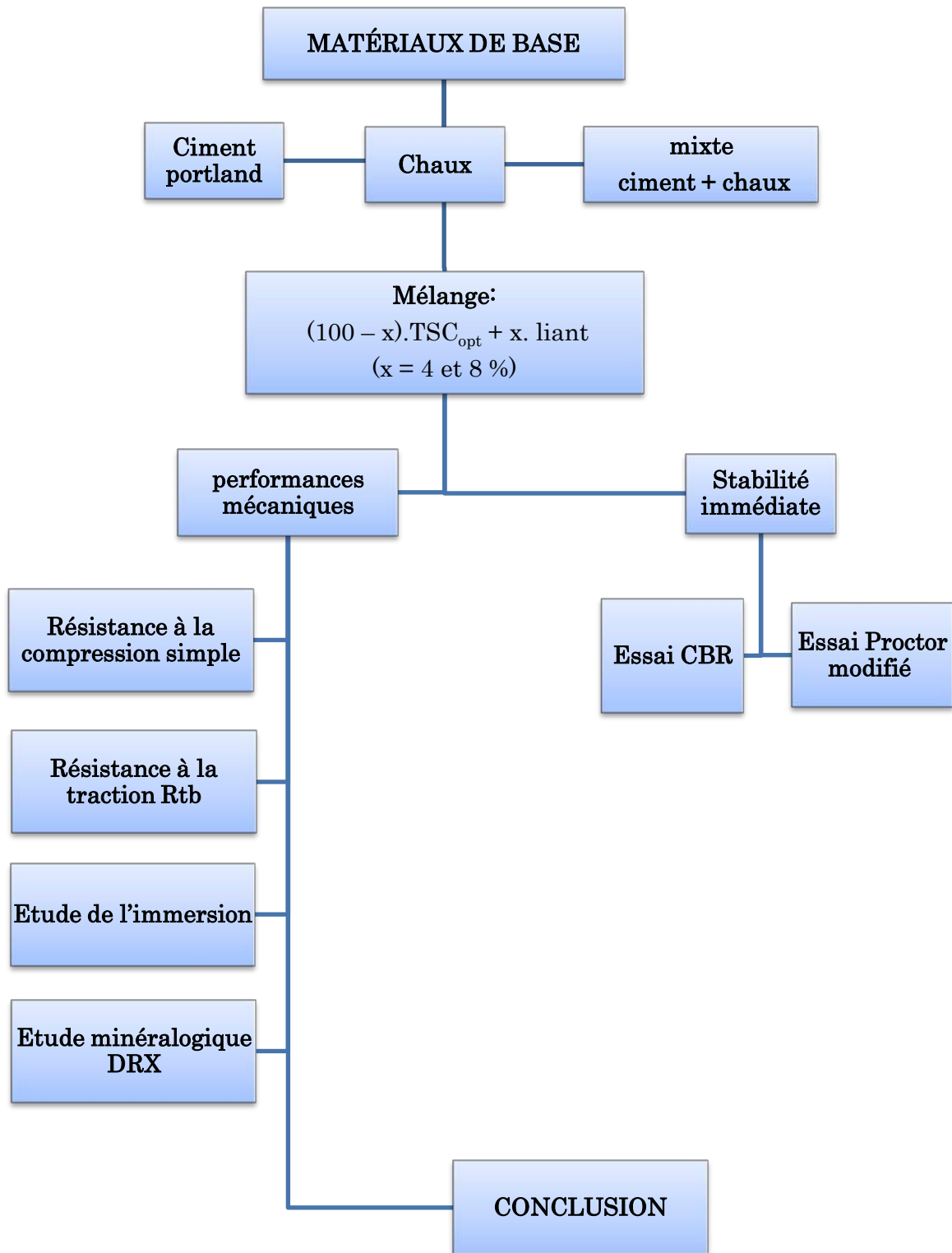


Figure VI.1 – Organigramme de l'étude du traitement.

2 Avantages De La Technique De Traitement

Le traitement des sols en place à la chaux et/ou au ciment est une technique qui offre trois types d'avantages : techniques, économiques, écologiques et environnementaux.

●Avantages techniques

Le traitement des sols en place à la chaux et/ou au ciment permet la réalisation en remblais et en couches de forme, d'une couche traitée homogène, durable et stable, présentant des caractéristiques mécaniques comparables à celles d'une grave-ciment ou grave hydraulique. En outre, cette technique assure une bonne répartition des charges sur le support, grâce à la rigidité de la nouvelle structure. Cette technique assure un bon comportement par temps chaud sans déformation, ni orniérage et un bon comportement vis-à-vis des cycles de gel-dégel, grâce à la rigidité du matériau et à l'effet de dalle induit. Enfin, le traitement des sols en place est une technique possédant une facilité d'adaptation aux contraintes d'exploitation.

●Avantages économiques

Le traitement des sols en place à la chaux et/ou au ciment est une technique de traitement à froid, donc utilisant peu d'énergie. La réutilisation des matériaux en place est un facteur d'économie important puisqu'il réduit au minimum les déblais issus du décaissement, la mise en décharge, l'apport de granulats et le coût de leur transport. L'absence de transport de granulats ou des déblais en décharge contribue à la préservation du réseau routier situé au voisinage du chantier. Enfin, le traitement des sols en place est une technique très économique, notamment du fait de la durée plus courte des travaux par rapport à une solution avec décaissement. Le seul inconvénient de cette technique, se présente dans le *coût des liants*.

●Avantages écologiques et environnementaux

Le travail à froid réduit sensiblement la pollution et le rejet de vapeurs nocives dans l'atmosphère. En outre, cette technique permet une importante économie d'énergie globale, par la réduction des matériaux à transporter, des matériaux à mettre en décharge et donc une diminution des impacts indirects, des gênes à l'usager et aux riverains. La réutilisation des matériaux en place limite l'exploitation des gisements de granulats (carrières, ballastières), ressources naturelles non renouvelables, ce qui contribue à préserver l'environnement.

3 Description Des Essais

Le traitement des sols avec un liant est une technique qui consiste à incorporer, au sein du sol, cet élément d'apport avec éventuellement de l'eau et de les mélanger plus ou moins intimement in situ, jusqu'à l'obtention d'un matériau

homogène pour lui conférer des propriétés nouvelles. Il s'agit d'un traitement qui utilise les affinités chimiques du sol et du liant, par opposition au traitement mécanique, comme le compactage, qui peut se superposer au premier.

L'optique du traitement est différente selon le cas :

- dans le premier cas, on cherche un effet rapide et de niveau suffisant pour rendre la circulation des engins et la mise en œuvre possibles, mais sans chercher à obtenir des performances mécaniques élevées par la suite ;
- dans le second cas, on recherche une résistance mécanique pour la plateforme. Le choix des opérations est alors étudié pour obtenir un matériau relativement noble par rapport au matériau naturel.

L'incorporation des liants dans les sols a un effet rapide sur le comportement rhéologique du matériau traduit par une stabilité immédiate, et un effet à long terme qui aboutit à l'amélioration des caractéristiques mécaniques du matériau traité.

3.1 Stabilité immédiate

Les propriétés rhéologiques des sols sont modifiées dès l'incorporation des liants. Ces modifications du comportement rhéologique des sols entraînent l'amélioration des propriétés de compactage et de portance, définies par une stabilité immédiate.

La stabilité immédiate caractérise l'aptitude du matériau :

- A supporter les opérations de mise en œuvre et à permettre le passage des engins de compactage, c'est la *compactibilité*.
- A ne pas se déformer au jeune âge sous le trafic du chantier ou sous la circulation, c'est la *traficabilité*.

La stabilité immédiate peut être caractérisée par l'indice de portance immédiat. Les aptitudes au compactage des mélanges ($TSC_{opt} + \text{liant}$) ont été déterminées lors des essais Proctor modifié et de la portance immédiate.

3.1.1 Essai de compactage, "Proctor Modifié"

L'essai de compactage "Proctor Modifié" est réalisé selon la norme : NF P 94-093.

Plusieurs échantillons du mélange $(100-x\%)TSC_{opt} + x\%$ liant sont préparés avec des teneurs en eau différentes. Pour chaque valeur de la teneur en eau on détermine la valeur du poids volumique sec γ_d , et on reporte sur un graphique les valeurs de masse volumique en fonction de la teneur en eau trouvées pendant l'essai. A partir de cette relation, on peut déterminer la teneur en eau optimum et la masse volumique sèche maximum de chaque mélange.

3.1.2 Essai de portance (essai CBR)

L'indice CBR est déterminé immédiatement, juste après le compactage, ou après quatre jours d'immersion selon la norme NFP 94-078. L'essai est réalisé à différentes énergies de compactage (12 coups par couche, 25 c/c, 55 c/c).

3.2 Performance mécanique

L'ajout des liants permet une amélioration à plus long terme des sols. L'utilisation d'un traitement à la chaux ou aux liants hydrauliques aboutit à l'amélioration des caractéristiques mécaniques du matériau traité.

Les essais de compression simple et de traction consistent à suivre le phénomène de durcissement dans le temps. Ces essais consistent à soumettre les éprouvettes du mélange TSCopt + liant à des efforts et à mesurer ceux qui produisent la rupture.

3.2.1 Résistance à la compression simple

L'essai de compression simple, comme nous venons de le voir au chapitre 3, est souvent utilisé comme un indice de quantification de l'amélioration des sols due au traitement (Sariosseiri et Muhunthan, 2009 ; da Fonseca et al., 2009).

3.2.2 Résistance à la traction

Concernant l'essai de traction, il ya plusieurs modes de chargement permettant de soumettre une éprouvette à une contrainte de traction (figure VI.2), parmi ces essais nous citons:

- Traction directe (non applicable aux sols) ;
- Traction par flexion (non applicable aux sols) ;
- Traction par fendage (essai brésilien) ou l'essai de compression diamétrale (NF P 98-232-3).

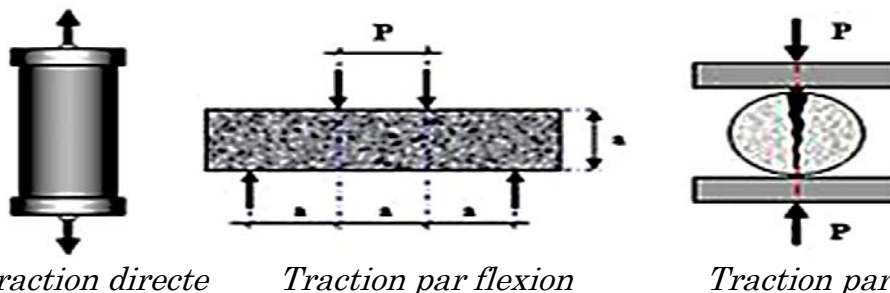


Figure VI.2 – Modes de chargement permettant de soumettre une éprouvette à une contrainte de traction.

Vu que les chaussées sont sollicitées par des efforts de compression conduisant à la traction indirecte, l'essai le plus proche à ce phénomène est l'essai de Traction par fendage (essai brésilien).

3.2.3 Préparation des échantillons

Les essais sont réalisés sur des échantillons confectionnés avec des éléments dont le diamètre est inférieur à 5mm et compactés à la teneur en eau optimale et la densité sèche maximale de l'essai Proctor modifié.

Le mélange TSCopt + liant composé de $(100 - x\%)$ TSCopt et $x\%$ liant a été préparé selon les conditions de l'optimum Proctor modifié (w_{opt} et γ_{dmax}) de chaque mélange.

Après passage des deux constituants du TSCopt à l'étuve à 105°C pendant 24 heures, une proportion massique de 80% de tuf et 20% de sable calcaire est

mélangée manuellement. On ajoute la proportion massique du liant correspondant à $x\%$ ($x = 4\%$ et 8%) de poids sec du TSCopt et on mélange manuellement jusqu'à avoir une couleur homogène. On ajoute une quantité d'eau représentant w_{opt} de poids sec du mélange $(100 - x\%)$ TSCopt + $x\%$ liant. Le malaxage est fait en plusieurs fois par criblage dans un tamis de 5 mm de diamètre dans le but d'avoir un mélange homogène et d'éviter la formation des grumeaux.

Pour le cas du traitement mixte, l'opération comporte un prétraitement à la chaux des matériaux, réalisé avant le traitement au ciment. Elle s'applique à des matériaux argileux, pour lesquels il est nécessaire, en premier lieu, de flocculer la fraction argileuse par l'action de la chaux vive, pour favoriser ensuite la prise avec le ciment. Afin de satisfaire l'aspect économique du procédé du traitement, on a choisi deux formulations dont le rapport de la teneur en ciment à la teneur en chaux (ci/ch) est de 1/3. Les deux formulations sont :

- 1% ciment + 3% chaux = 4% mixte
- 2% ciment + 6% chaux = 8% mixte

Le mélange $(100 - x\%)$ TSCopt + $x\%$ liant humide est soumis par la suite à un compactage statique à double piston, selon la norme NF P 98-230-2, dans un moule de diamètre 50 mm, avec des élancements de 1 et 2 pour les essais de Traction par fendage et de compression simple respectivement (figures VI.3 et VI.4). Le compactage est assuré à l'aide d'une presse hydraulique à une vitesse de 1,14 mm/min.

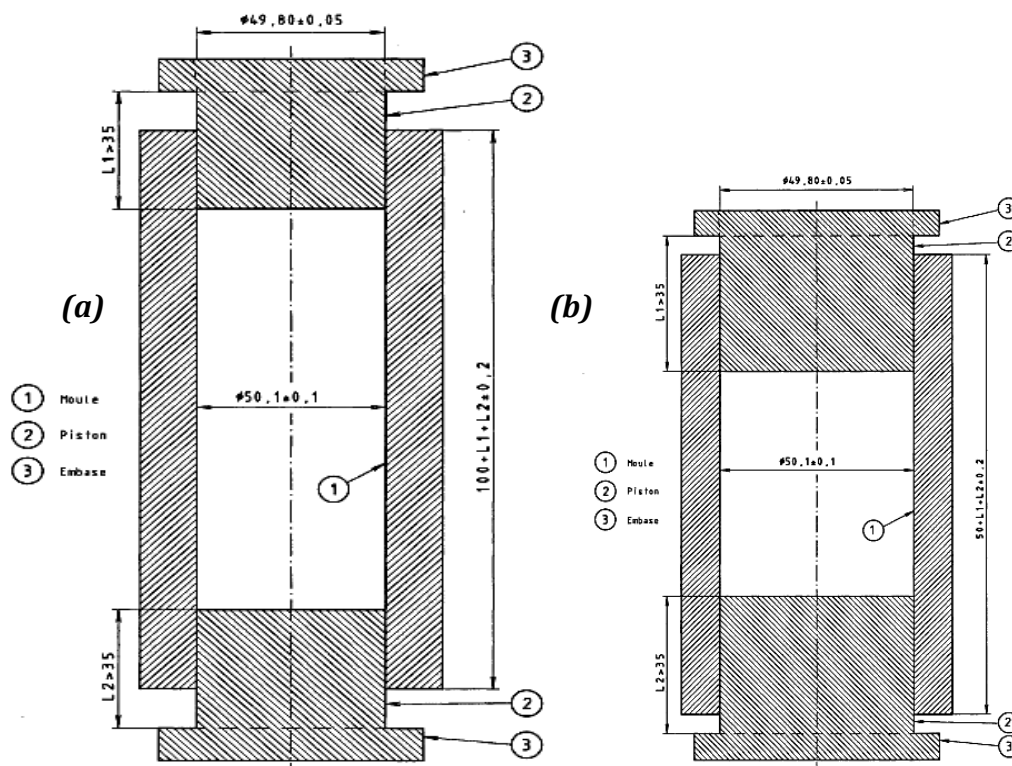


Figure VI.3 – Schéma des moules de compactage utilisés (a) pour éprouvette de 50 mm de diamètre et 100 mm de hauteur et (b) pour éprouvette de 50 mm de diamètre et 50 mm de hauteur.

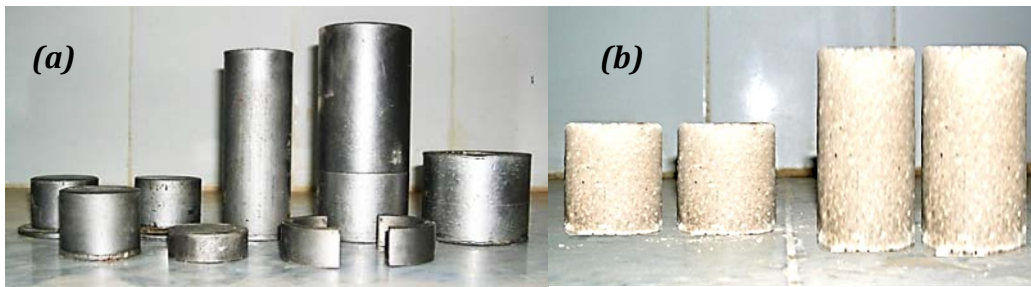


Figure VI.4 – (a) Moule de compactage et (b) aspects des éprouvettes du TSCopt traité après démoulage.

N.B. / Pour chaque traitement au ciment ou mixte, un mélange homogène est assuré, en prenant soin de limiter le temps de mise en place des éprouvettes (malaxage et compactage) à moins de 1 h, ce qui est plus court que le temps de prise initial du ciment utilisé.

3.2.4 Procédure des essais

Pour les deux essais de compression simple et de traction par fendage et pour chaque teneur en liant, deux séries d'éprouvettes ont été préparées dans les mêmes conditions que les éprouvettes non traités. Une série d'éprouvettes a été testée après 0, 1, 3, 7, 14 et 28 jours, et une autre série a été conservée à l'air libre pendant 28 jours puis immergée dans l'eau pendant 1, 3 et 7 jours.

Après chaque durée de conservation, les éprouvettes sont soumises à un effort de compression appliqué par rapport l'axe du cylindre à l'aide d'une presse hydraulique à une vitesse de 1,14 mm/min jusqu'à la rupture. L'effort est appliqué parallèlement à l'axe du cylindre pour les essais de compression simple et perpendiculairement pour les essais de traction par fendage (figure IV.5). La valeur de la résistance maximale représentée, est la lecture moyenne de trois éprouvettes pour chaque temps.

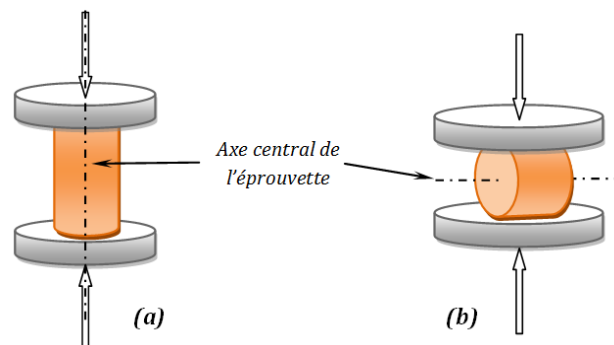


Figure VI.5 – Schéma du mode d'application de l'effort de compression (a) pour l'essai de compression simple, (b) pour essai de compression diamétrale

4 Caractéristiques des liants utilisés

Deux types de liants hydrauliques ont été choisis pour le traitement de notre mélange TSCopt, à savoir la chaux et le ciment. Ce choix est pris de point de vue économique et disponibilité.

La chaux utilisée est la chaux éteinte broyée de l'unité SODEPAC de la wilaya de Saida. Elle est fabriquée à partir d'un calcaire CaCO_3 contenant moins de 5% d'oxyde de Magnésium MgO.

Concernant le ciment, nous avons utilisé un seul type de ciment au cours de cette expérimentation. Il s'agit d'un ciment portland composé CPJ-CEM II /A 42.5 NA 442. Provenant de la cimenterie de Msila (ACC) « Algerian Cement Company ».

Les caractéristiques physiques et chimiques des deux liants sont données dans le tableau VI.1 suivant.

Tableau VI.1 – *La fiche technique des Propriétés physiques et chimiques des deux liants utilisés (Harichéne et al. 2009).*

Caractéristiques de base	Chaux	Ciment
Apparence physique	Poudre blanche sèche	Poudre grise sèche
CaO	> 73,3	61,82 - 62,61
MgO	< 0,5	1,7 - 1,89
Fe_2O_3	< 2	3,4 - 3,59
Al_2O_3	< 1,5	4,44 - 4,61
SiO_2	< 2,5	19,80 - 20,35
SO_3	< 0,5	2,15 - 2,39
Na_2O	0,4 - 0,5	0,03 - 0,38
CO_2	< 5	-
CaCO_3	< 10	0,68 - 1,52
Masse volumique absolue (g/cm^3)	3,3	3
Masse volumique apparente (g/cm^3)	0,87	1,2
Surface spécifique Blaine SSB (cm^2/g)	11053	3800
Plus de 90 μm	< 10	-
Plus de 630 μm	0	-
Matériau insoluble (%)	< 1	0,9 - 1,97
Pert à feu		5 - 6,92

La figure VI.6 présente les Diffractogrammes au RX des deux liants (chaux et ciment).

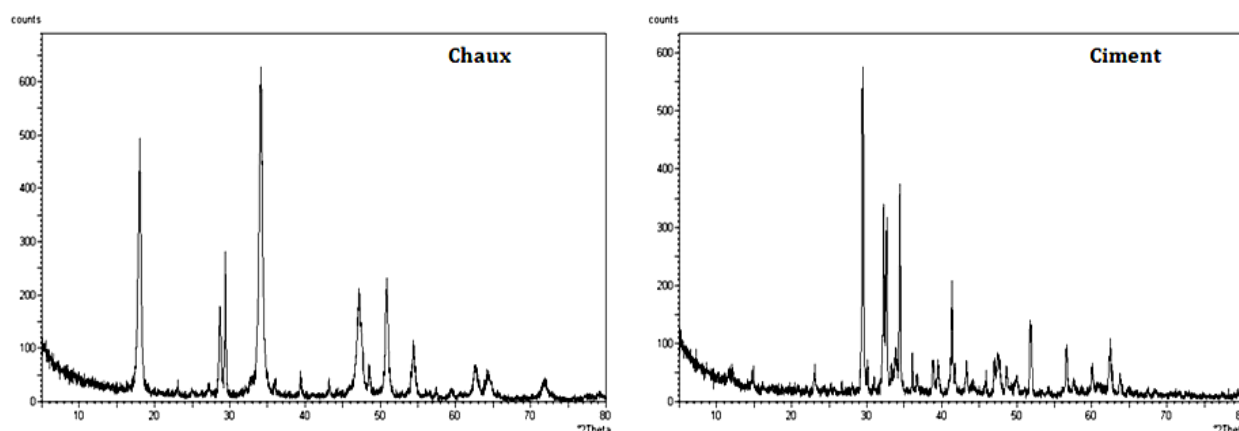


Figure VI.6 – *Diagramme de diffraction aux rayons X de la chaux et du ciment.*

5 Résultats et discussion

5.1 Stabilité immédiate

5.1.1 Compactage, "Proctor Modifié"

L'effet du traitement au liant (chaux, ciment et mixte : chaux + ciment) sur les caractéristiques de compactage à savoir la teneur en eau optimale et la densité sèche maximale est représenté dans la figure VI.7.

Les résultats montrent que l'ajout du liant décale les coordonnées de l'optimum Proctor (teneur en eau optimale w_{OPM} et densité sèche maximale γ_{dOPM}) vers la droite, en augmentant la teneur en eau optimale et en réduisant la densité sèche maximale.

L'allure générale de la courbe est légèrement aplatie par rapport à celle du TSCopt non traité, traduisant une certaine insensibilité à l'eau du matériau traité.

L'augmentation de la teneur en eau optimale est due à l'accroissement de la surface totale des particules des mélanges traités par les grains fins du liant additionné, et la diminution de la densité sèche maximum est due au faible poids volumique du liant.

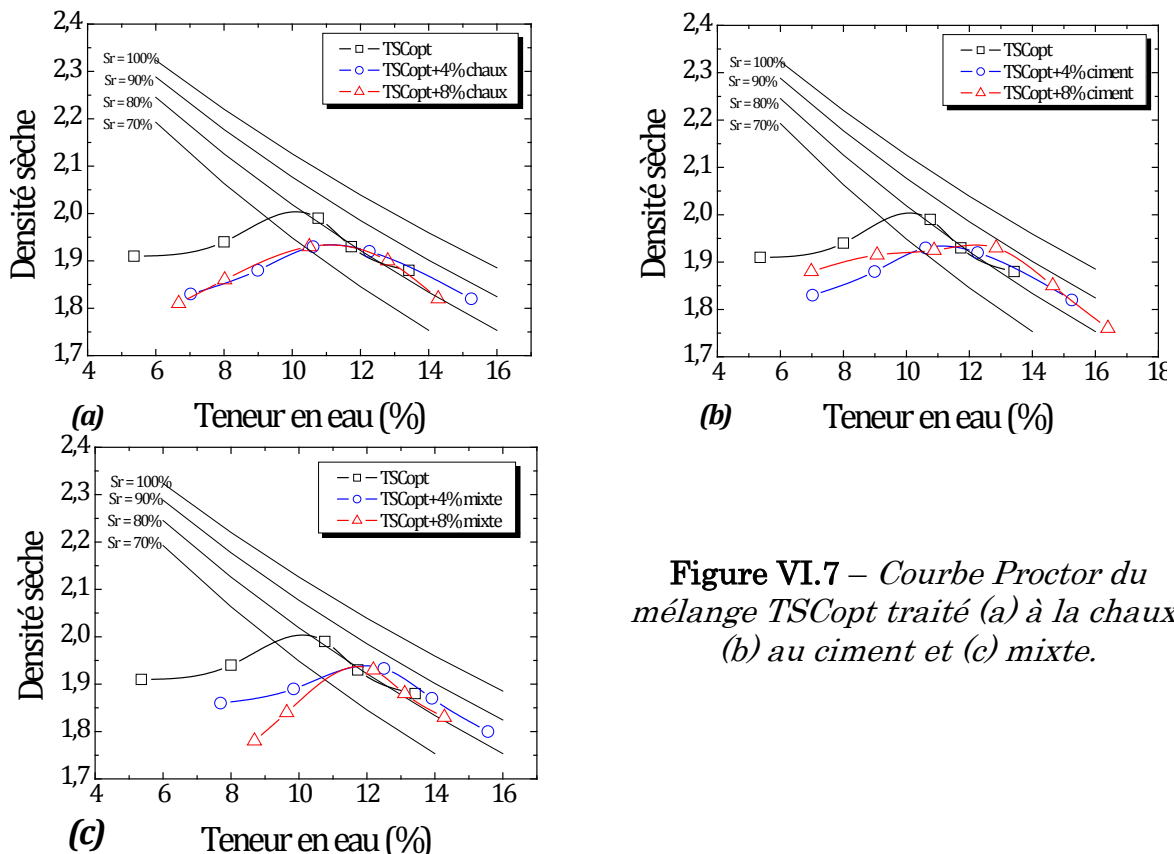


Figure VI.7 – Courbe Proctor du mélange TSCopt traité (a) à la chaux, (b) au ciment et (c) mixte.

La figure VI.8 représente l'influence de la teneur en ciment sur les caractéristiques optimales de compactage. On constate que la teneur en eau optimale augmente en fonction de la teneur en liant, tandis que la densité sèche maximale diminue. Les changements dans les caractéristiques de compactage

sont significatifs pour 4% de liant tandis que pour 8% on remarque une faible variation. Ces changements sont remarqués plus pour les deux traitements en ciment et mixte. Tandis que pour le traitement à la chaux les changements sont faibles plus particulièrement pour la teneur en eau ou cette variation est de l'ordre de 0,5%.

La teneur en eau des mélanges sol-liant se trouve abaissée en raison de :

- L'apport de matériaux secs ;
- La consommation de l'eau nécessaire à l'hydratation de la chaux et/ou à la prise hydraulique du ciment ;
- L'évaporation d'eau suite à la chaleur dégagée par la réaction d'hydratation et par l'aération provoquée par le malaxage.

Le traitement à la chaux est particulièrement indiqué pour les matériaux dont l'état hydrique est situé entre humide "h" et très humide "th" (classification GTR, cf. [C 5 361]).

Dans la pratique, à titre indicatif, en moyenne la diminution de la teneur en eau d'un sol traité est de l'ordre de 1 à 2 % pour 1 % de chaux (CIM béton, 2004)

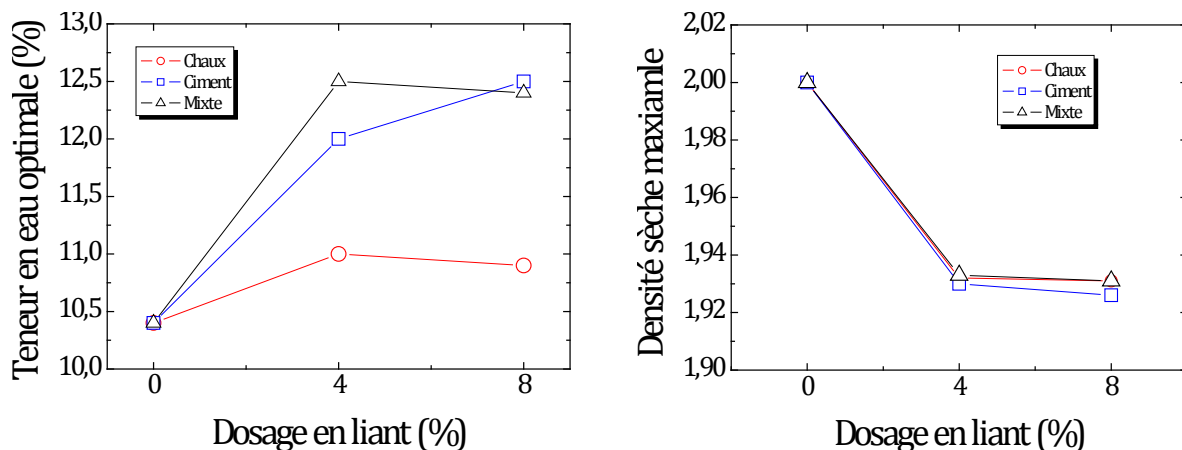


Figure VI.8 – Teneur en eau optimale et densité sèche maximale en fonction du dosage en liant.

5.1.2 Portance (essai CBR)

La figure VI.9 présente l'effet du traitement sur la portance immédiate et après 4 jours d'immersion. On observe que les indices CBR augmentent avec la teneur en liant dans les deux cas, immédiat et imbibé. Pour le traitement à la chaux, la portance immédiate est supérieure à celle imbibée. En revanche, pour les deux traitements au ciment et mixte nous remarquons que les portances après 4 jours d'imbibition sont largement supérieures aux portances immédiates. Ceci peut être expliqué par le fait que l'immersion favorise la réaction d'hydratation du ciment par analogie au béton.

A titre d'exemple, avec 8% de ciment (figure VI.9-b), on observe que les indices CBR immédiat et imbibé augmentent respectivement de plus de 4 fois et de 6 fois par rapport au mélange TSCopt non traité. On constate par ailleurs, que les

indices CBR imbibés à différentes teneurs en ciment présentent des valeurs supérieures à celles des indices CBR immédiat dans un rapport de l'ordre de 2.

L'amélioration de la portance du TSCopt traité est expliquée par la diminution du volume des vides dans le sol qui est due à la bonne distribution des particules du sol avec les particules fines du liant.

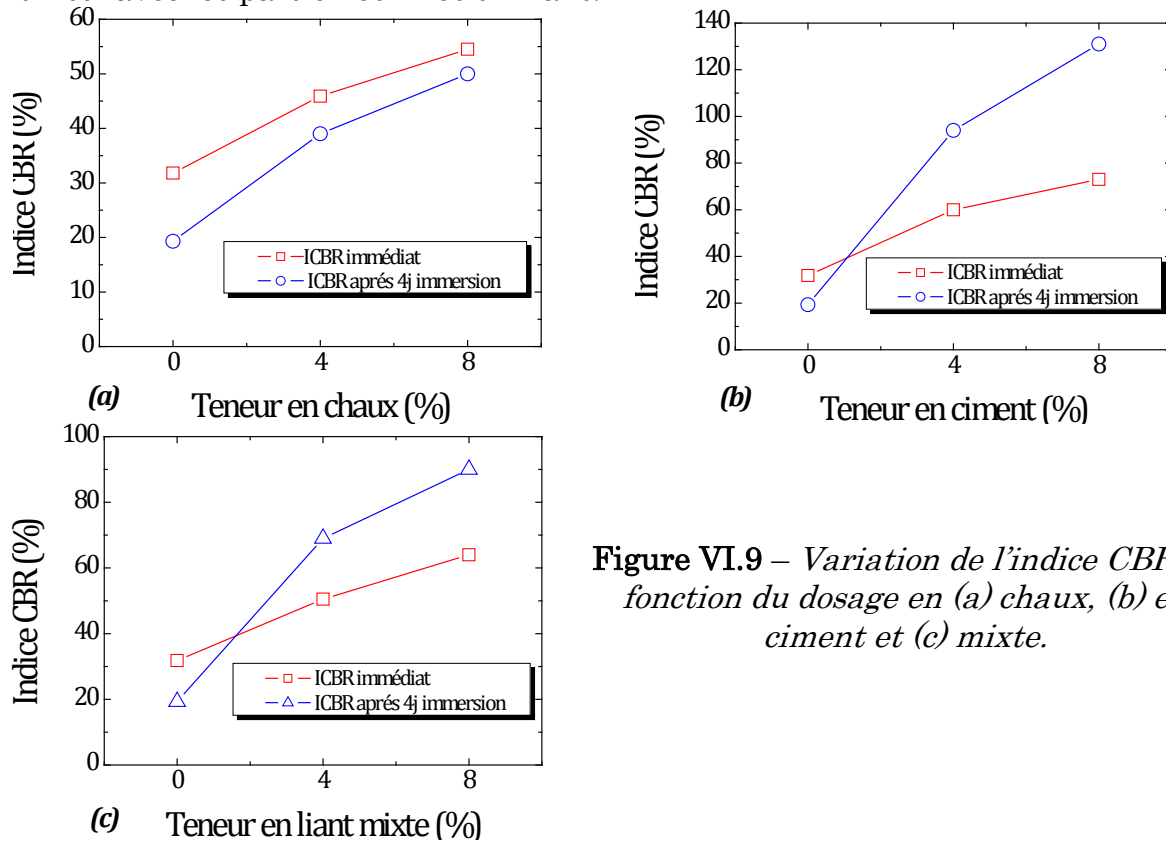


Figure VI.9 – Variation de l'indice CBR en fonction du dosage en (a) chaux, (b) en ciment et (c) mixte.

5.2 Résistance mécanique

5.2.1 Résistance à la compression simple

L'effet de l'ajout du liant sur la résistance à la compression simple du TSCopt, pour différentes durée de conservation, est présenté dans les figures VI.10. On constate que le traitement conduit à une augmentation significative de la résistance à la compression simple. Ces augmentations, sont fonction de la durée de conservation, du type de liant et du pourcentage de liant. Généralement, l'effet du type et du pourcentage de liant débute après le 3^{ème} jour de conservation.

Avec un apport de 4% de ciment (figure VI.11-b), on constate une augmentation significative de la résistance à la compression simple pour atteindre une valeur de l'ordre de 7 MPa après 28 jours de conservation à l'air libre. Cette augmentation est atteinte généralement avec un apport de 8% pour les deux traitements à la chaux et mixte (figure VI.11-a et VI.11-c).

Pour une teneur de 8% de ciment, les éprouvettes conservées à 28 jours présentent une résistance à la compression simple de l'ordre de 10 MPa, soit plus du double de celle du matériau non traité. Avec le même pourcentage de 8%, le traitement mixte du TSCopt a présenté une résistance à la compression simple supérieure à celle due au traitement à la chaux.

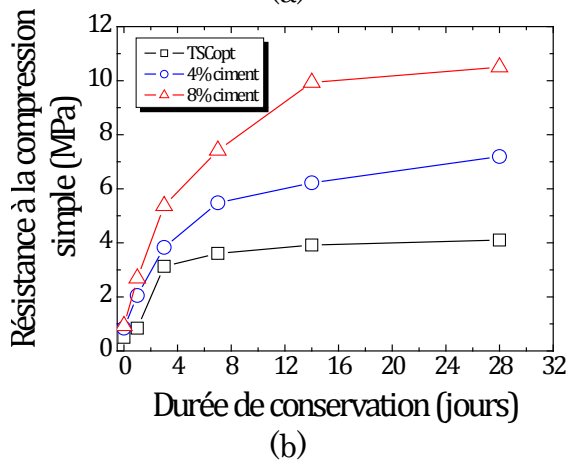
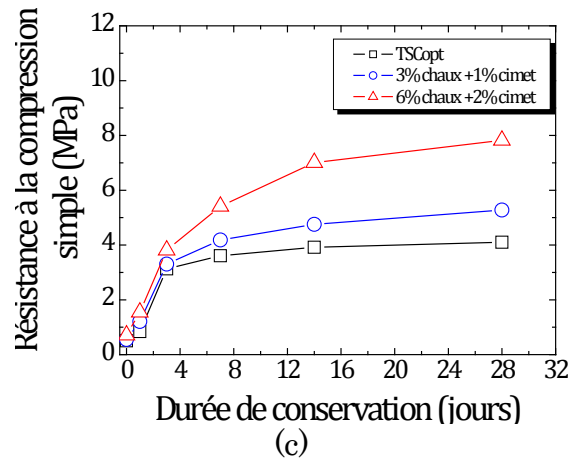
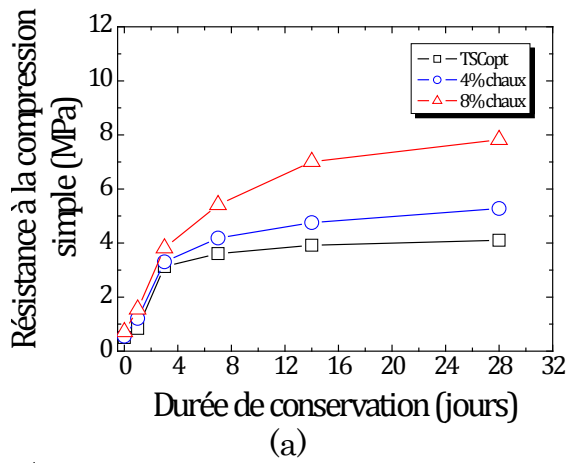


Figure VI.10 – Evolution de la résistance en compression en fonction du temps pour différents traitement (a) à la chaux, (b) en ciment et (c) mixte.

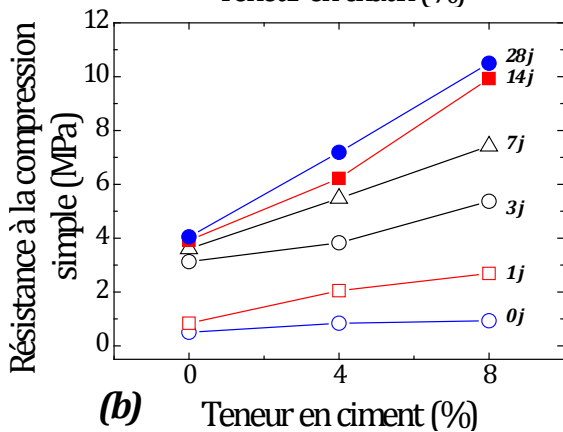
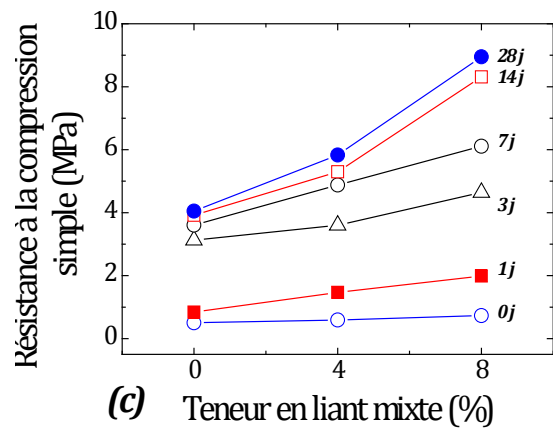
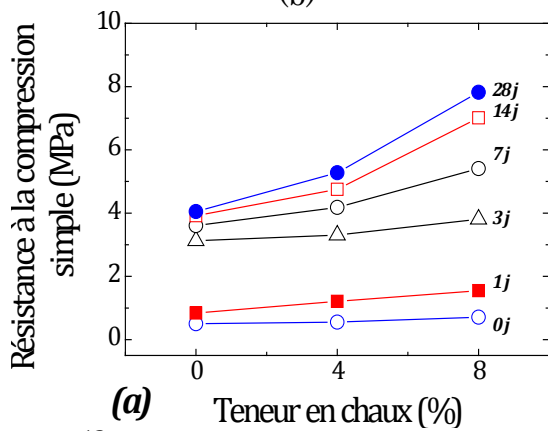


Figure VI.11 – Evolution de la résistance en compression en fonction du dosage en (a) chaux, (b) en ciment et (c) mixte pour différentes durées de conservation.

5.2.2 Résistance à la traction " R_{tb} "

L'effet de l'ajout de ciment sur la résistance à la Traction par fendage R_{tb} du TSCopt est présenté dans les figures VI.12. Les mêmes constatations peuvent être faites, on constate que le traitement conduit à une augmentation significative de la résistance à la traction. Pour une teneur de 8% de ciment, les éprouvettes conservées à 28 jours présentent une résistance à la traction de l'ordre de 2,3 MPa, soit plus de cinq fois celle du matériau non traité.

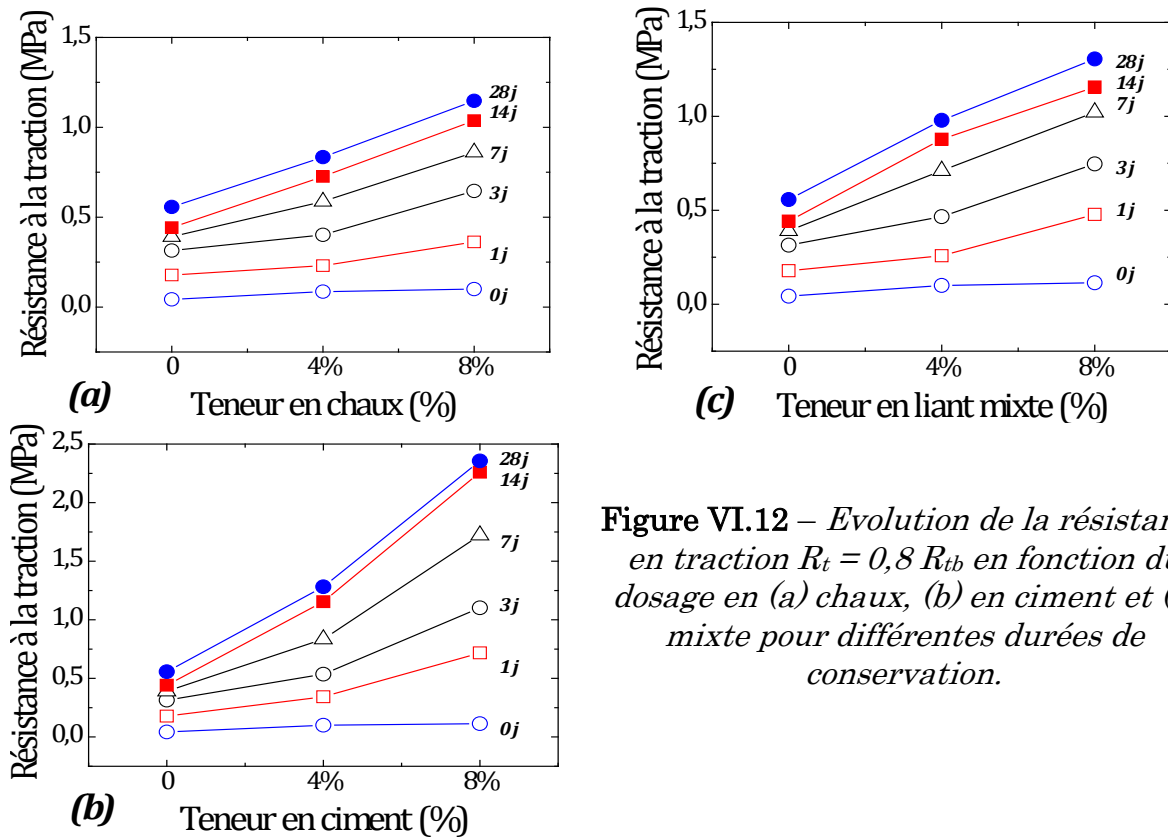


Figure VI.12 – Evolution de la résistance en traction $R_t = 0,8 R_{tb}$ en fonction du dosage en (a) chaux, (b) en ciment et (c) mixte pour différentes durées de conservation.

5.3 Etude de l'immersion dans l'eau du mélange TSCopt traité

Les essais d'immersion présentés au chapitre 3, ont montré qu'une forte augmentation de la teneur en eau détruit totalement la cohésion due au séchage de ce type de matériau. Le deuxième objectif du procédé de traitement, c'est de rendre le mélange TSCopt traité insensible à l'eau. Pour cela une deuxième série d'éprouvettes a été testée après une conservation à l'air libre pendant 28 jours puis immersion dans de l'eau pendant 1, 3 et 7 jours.

Après immersion, les éprouvettes présentent des faces légèrement effritées.

La figure VI.13, présente l'influence de l'immersion sur la résistance à la compression simple et la Traction par fendage du mélange TSCopt traité.

Après immersion, la résistance à la compression après 7 jours d'immersion dans l'eau, atteint une valeur de l'ordre de 4,4 MPa pour un traitement à 8% de ciment. Cette valeur est supérieure à celle obtenue pour le cas non traité et conservé pendant 28 jours à l'air libre. Ces résultats montrent bien la tenue à l'eau des éprouvettes traitées par rapport au cas non traité. Le même constat

peut être fait pour la résistance à la traction par fendage (figure VI.14). Ces résistances évoluent en fonction de la durée d'immersion. Ceci montre l'intérêt du procédé de traitement aux liants hydrauliques dans l'amélioration notable des performances mécaniques du mélange optimisé TSCopt en conditions saturées.

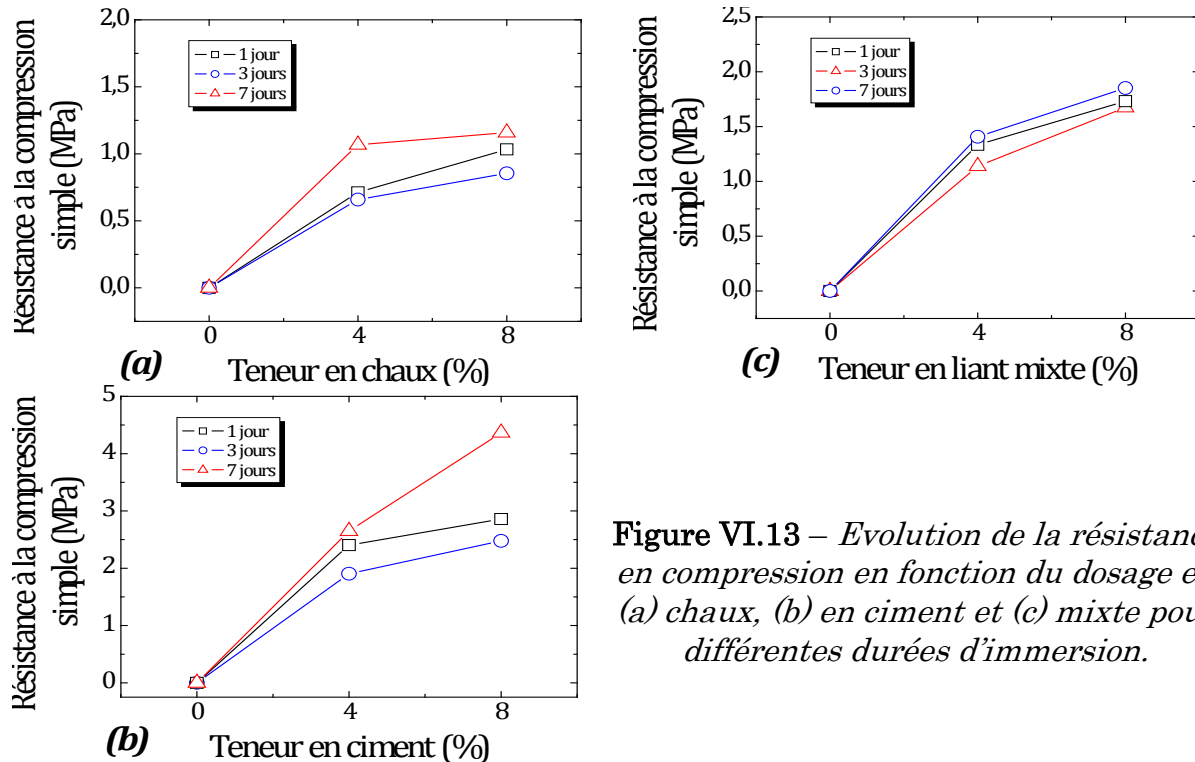


Figure VI.13 – Evolution de la résistance en compression en fonction du dosage en (a) chaux, (b) en ciment et (c) mixte pour différentes durées d'immersion.

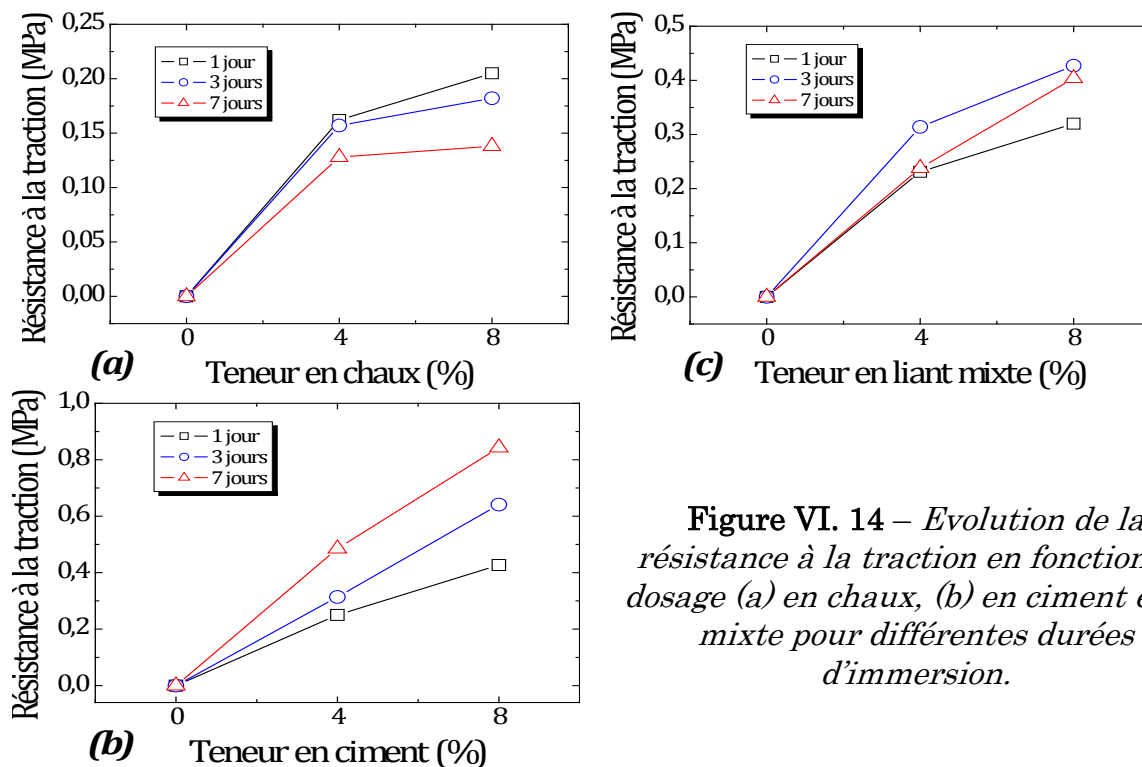


Figure VI. 14 – Evolution de la résistance à la traction en fonction du dosage (a) en chaux, (b) en ciment et (c) mixte pour différentes durées d'immersion.

L'immersion a altéré moyennement les résistances du matériau, le tableau VI.2 montre le rapport de la résistance en compression après immersion à la résistance en compression à 28 jours avant immersion R_{ci}/R_{c28} ; ceci en fonction de la durée d'immersion et du dosage en liants.

Tableau VI.2 – Le rapport R_{ci}/R_{c28} après chaque durée d'immersion.

	Durée d'immersion		
	1jour	3jours	7jours
$TSC_{opt} + 4\% \text{ ciment}$	0,27	0,33	0,37
$TSC_{opt} + 8\% \text{ ciment}$	0,24	0,3	0,41
$TSC_{opt} + 4\% \text{ chaux}$	0,13	0,12	0,2
$TSC_{opt} + 8\% \text{ chaux}$	0,13	0,11	0,15
$TSC_{opt} + 4\% \text{ mixte}$	0,2	0,23	0,24
$TSC_{opt} + 8\% \text{ mixte}$	0,19	0,19	0,21

La figure VI.15 présente la variation des teneurs en eau des mélanges traités en fonction de la durée de conservation à l'air libre, dans les courbes du côté gauche, et en fonction de la durée d'immersion dans les courbes du côté droit.

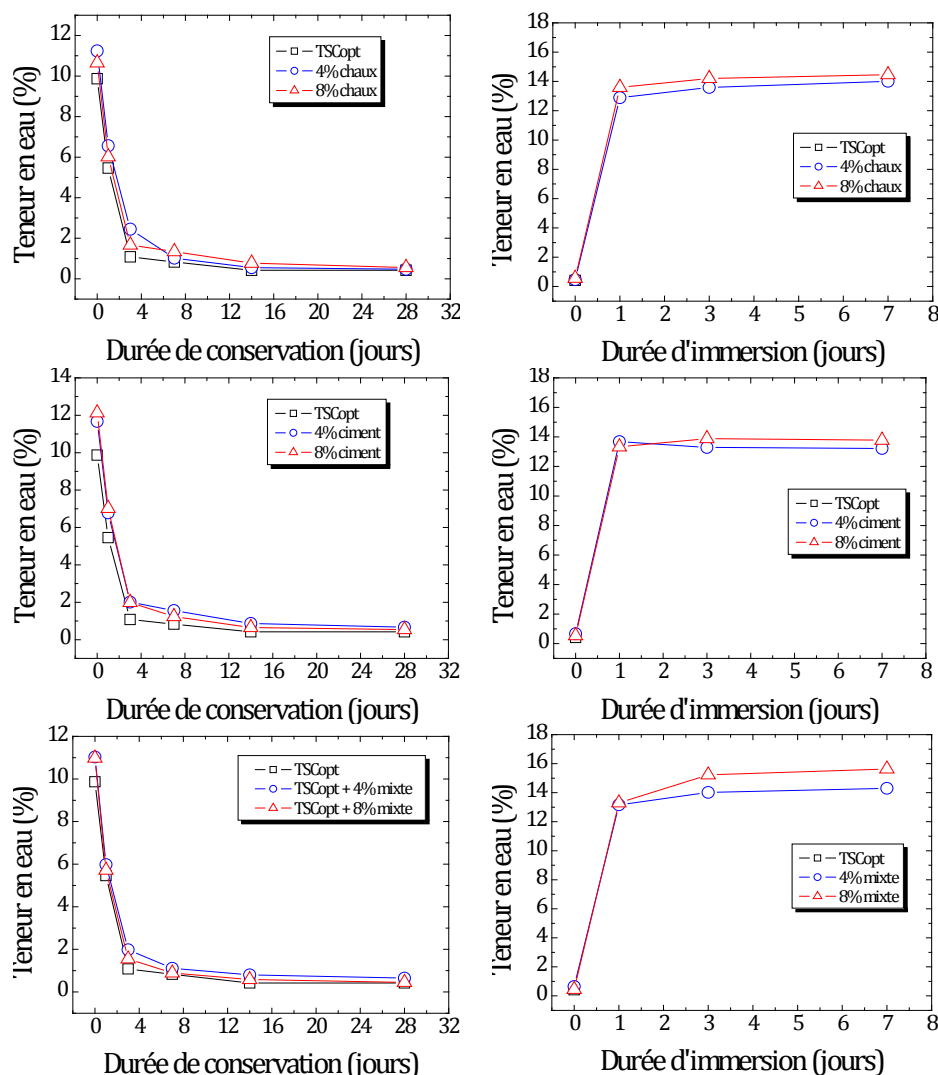


Figure VI.15 – Variation de la teneur en eau en fonction de la durée de conservation à l'air libre (côté gauche) et de la durée d'immersion dans de l'eau (côté droite).

5.4 Étude au diffractomètre

Les figures VI.16 et VI.17 présentent respectivement les résultats d'analyse par diffraction aux rayons X après écrasement immédiat et après 28 jours sur des éprouvettes des mélanges de TSCopt traité. On remarque qu'après 28 jours de murissement la forme minéralogique de nos échantillons n'a subi aucune transformation, ni cristallisation nouvelle, ni disparition d'un composant. Nous remarquons une diminution de l'intensité des pics du composant CaCO_3 pour le traitement à la chaux, et une augmentation de l'intensité des pics du composant SiO_2 pour le traitement au ciment.

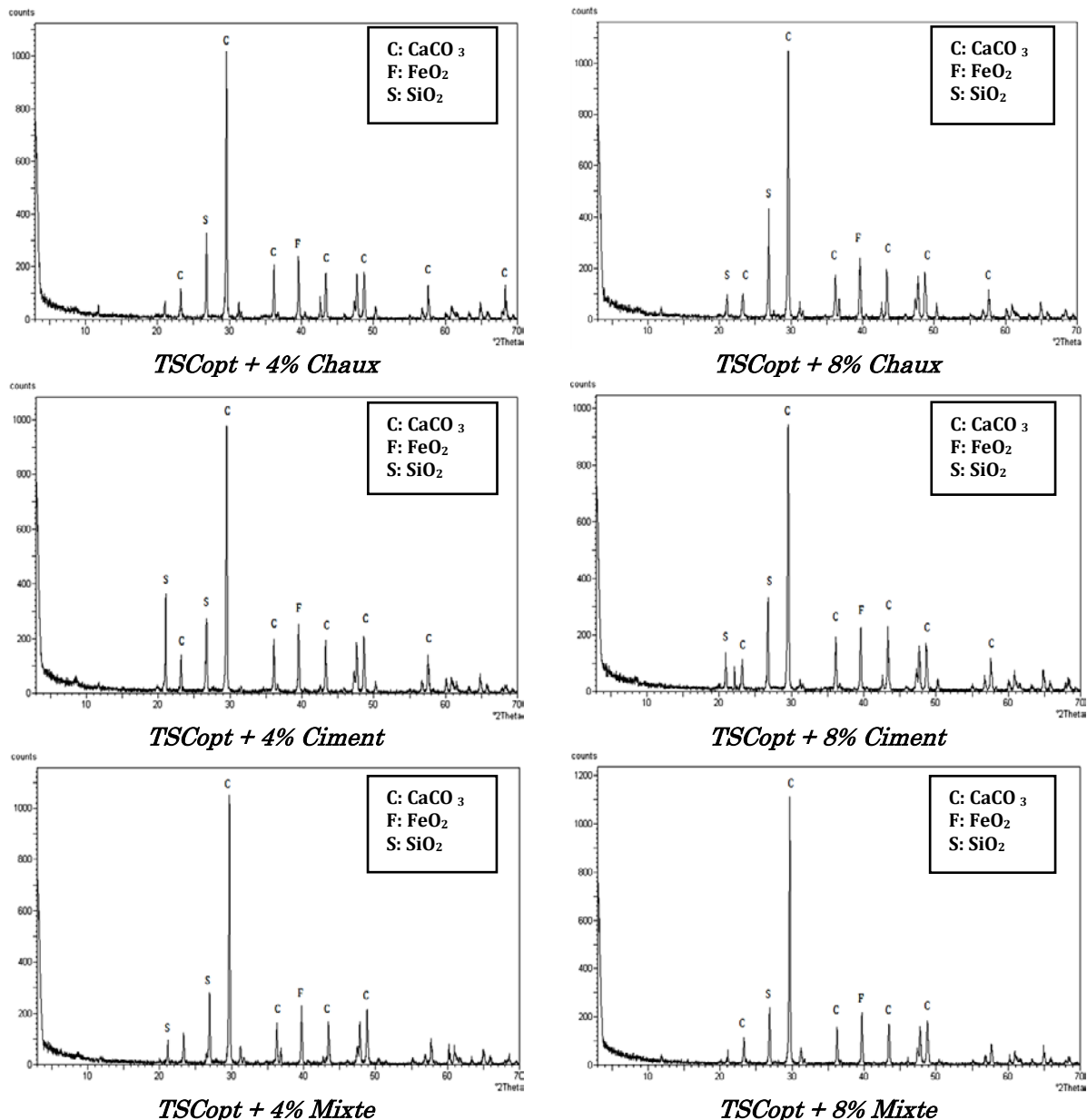


Figure VI.16 – Diagrammes RX immédiatement après compactage du TSCopt traité

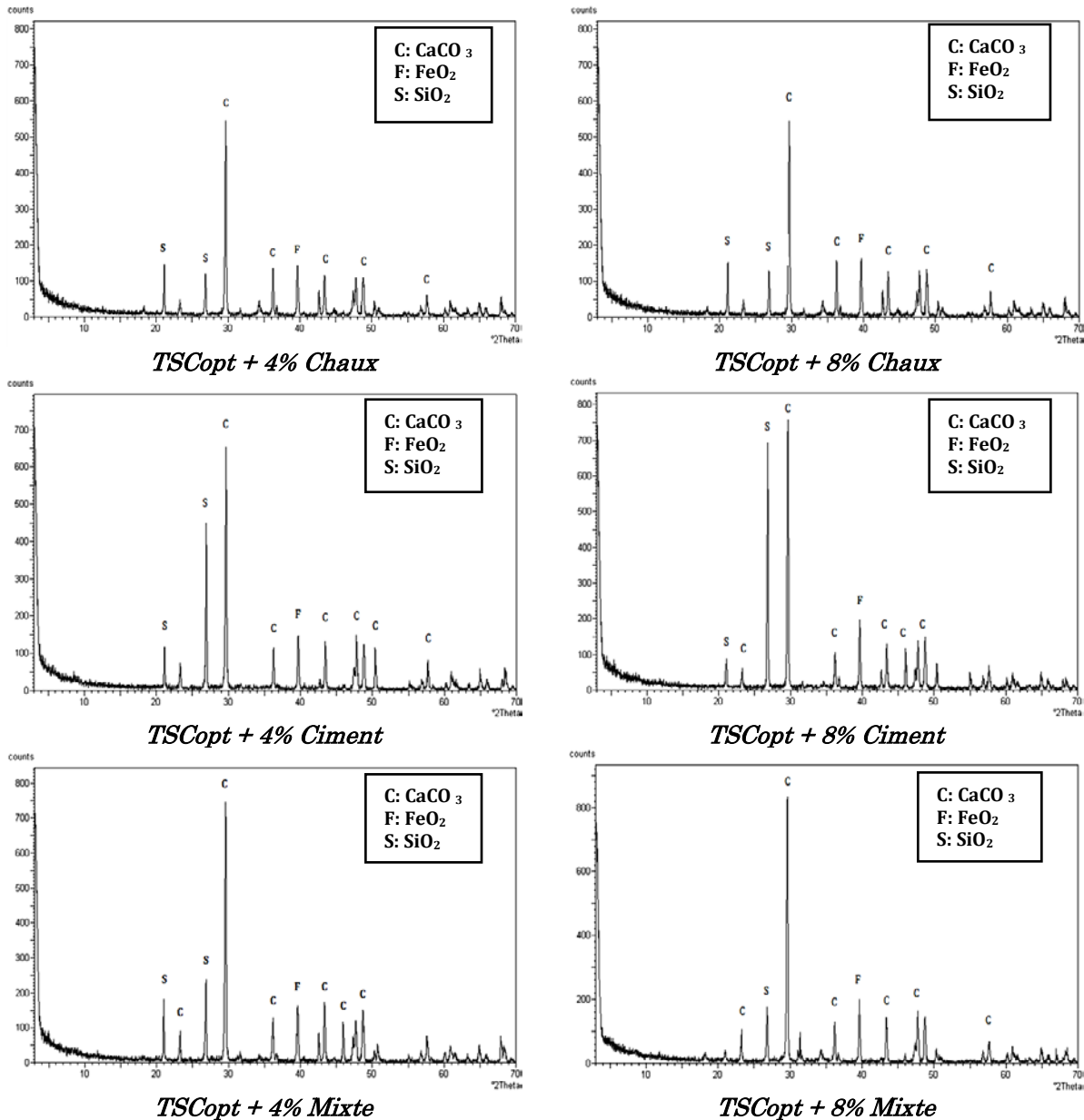


Figure VI.17 – Diagrammes RX du TSCopt traité après 28 jours de conservation à l'air libre

5.5 Influence des paramètres de formulation sur les performances mécaniques

La figure VI.18, présente l'influence des paramètres de formulation sur la résistance à la compression simple à 28 jours de conservation à l'air libre. Nous constatons que le traitement au ciment confère des performances mécaniques supérieures à celles obtenues par le traitement à la chaux et même pour le traitement mixte. Ces performances mécaniques sont proportionnelles au dosage en liant.

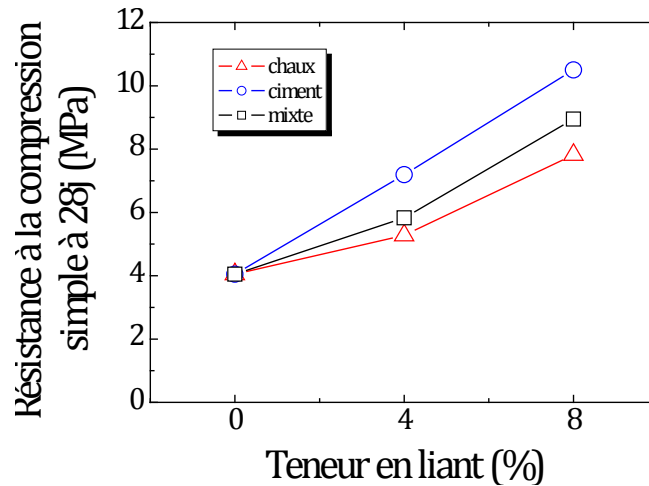


Figure VI.18 – Influence des paramètres de formulation sur la résistance à la compression simple à 28 jours de conservation à l’air libre.

Le tableau VI.3 résume les gains de résistance à la compression simple des mélanges traités après 28 jours de conservation à l’air libre. Nous remarquons qu’un traitement mixte avec 2% ciment plus 6% chaux confère au matériau un gain de résistance proche de celui obtenu avec 8% de ciment et supérieur à celui avec 8% de chaux. Ce type de traitement est plus économique que celui du ciment uniquement.

Cette approche expérimentale montre que le TSCopt-liant a un comportement complexe qui est affecté par de nombreux facteurs, tels que les propriétés physico-chimiques du sol, le dosage et le type de liant, et la teneur en eau au moment du compactage. (Felt 1955; Moore et al. 1970; Clough et al. 1981; Porbaha et al. 2000; Consoli et al. 2000, 2001, 2003, 2006).

Cette étude ne tient pas compte des paramètres liés aux conditions de réalisation, comme l’influence de la teneur en eau et de l’énergie de compactage. Ces paramètres doivent rester dans une fourchette extrêmement serrée pour conduire à des densités suffisantes et pour éviter les déformations permanentes lors de la mise en œuvre.

Tableau VI.3– Gains de résistance à la compression simple du TSCopt traité.

	R_c 28 j (TSCopt traité)
	R_c 28 j (TSCopt non traité)
<i>TSC_{opt} + 4% ciment</i>	1,8
<i>TSC_{opt} + 8% ciment</i>	2,6
<i>TSC_{opt} + 4% chaux</i>	1,3
<i>TSC_{opt} + 8% chaux</i>	1,9
<i>TSC_{opt} + 4% mixte</i>	1,4
<i>TSC_{opt} + 8% mixte</i>	2,2

Le tableau VI.4 donne une estimation de la quantité en poids du liant rapporté au poids sec du TSCopt, pour le traitement d’une épaisseur de couche (fondation et/ou base) de chaussée de 25 à 30 cm.

Tableau VI.4 – Dosage en poids du liant utilisé pour le traitement de couches d'assises de chaussée.

	Dosage en poids du liant (kg/m ²)			
	$e_p = 25 \text{ cm}$		$e_p = 30 \text{ cm}$	
	4%	8%	4%	8%
Ciment	20	40	25	50
Chaux	20	40	25	50
Mixte	5 (ciment)	10 (ciment)	6 (ciment)	12 (ciment)
	+	+	+	+
	15(chaux)	30 (chaux)	19 (chaux)	38 (chaux)

6 Exécution Des Travaux (Traitement type et conditions de mise en œuvre)

Les conditions de mise en œuvre doivent être conformes aux recommandations du Guide Technique "Traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques - Application à la réalisation des remblais et des couches de forme" (Setra / LCPC - 2000) (plus communément nommé GTS). L'exécution type des travaux de traitement des sols suit, en règle générale, le processus suivant :

6.1 Préparation du sol à traiter

Cette opération, visant à faciliter le malaxage ultérieur, consiste à procéder à l'ouverture du sol au scarificateur ou au ripper.



Figure VI.19 – Vue générale d'un chantier de traitement de sol.

6.2 Ajustement de l'état hydrique du sol

Une teneur en eau optimale est indispensable pour obtenir, après compactage du mélange sol-liant, une densité maximale. Ainsi, il est possible soit d'assécher le sol par brassage mécanique, soit de l'humidifier avec une arroseuse avec rampes à eau, gicleurs ou systèmes enfouisseurs.

6.3 Épandage du liant

Pour réduire et maîtriser la dispersion du liant, il est préférable de retenir – dans le cas de chantiers moyens ou importants – un épandeur à dosage pondéral, asservi à la vitesse d'avancement. Le contrôle de la régularité de l'épandage et de la quantité des liants est réalisé par la méthode dite "à la bêche".



Figure VI.20 – *Épandage du liant.*

6.4 Malaxage

Pour assurer une bonne homogénéité du matériau et une profondeur importante du malaxage, il est judicieux de retenir un malaxeur ou un pulvimixer à rotor horizontal. D'autre part, le malaxage foisonnant énormément les matériaux, il faut veiller – lorsqu'on traite par bandes jointives – à mordre suffisamment (20 cm) dans la partie déjà foisonnée, pour ne pas laisser de matériau non malaxé en bordures de bandes.



Malaxage.

Action des liants sur les sols après malaxage

Figure VI.21 – Procédure du malaxage.

6.5 Compactage

La qualité du compactage est, en général, déterminée par un objectif de densification. Le guide technique Séttra / LCPC sur la "Réalisation des remblais et des couches de forme" (GTR) de septembre 1992 donne une détermination

pratique des conditions de compactage, sur la base du paramètre Q/S, “épaisseur unitaire de compactage” (Q étant le volume de sol compacté pendant un temps donné et S la surface balayée par le compacteur pendant le même temps).

L’atelier de compactage, ainsi que le nombre de passes nécessaires, seront définis sur une planche d’essais de compactage, en respectant les épaisseurs de couches à compacter et en appliquant un plan de balayage répartissant l’énergie de compactage sur toute la surface de la couche.

L’opération du compactage comporte trois étapes : compactage partiel, réglage définitif et compactage finale

- **Le compactage partiel**, doit suivre sans tarder la fin du malaxage pour ne pas laisser un matériau foisonné exposé aux intempéries et doit apporter 70 à 80 % de l’énergie exigée pour obtenir la qualité de compactage recherchée suivant la couche considérée.
- **Le réglage**, doit se faire définitif par rabotage sur toute la largeur à régler et en aucun cas par comblement des points bas par les matériaux provenant de l’écrêtage des bosses. Il se fait le plus souvent à la niveleuse. Les matériaux provenant du rabotage doivent être évacués. L’épaisseur à raboter doit être prise en compte au stade du traitement, en prévoyant une surépaisseur suffisante du matériau traité (environ 3 cm).
- **Le compactage final**, Il doit être réalisé immédiatement après le réglage final et, dans tous les cas, avant expiration du “délai de maniabilité” du mélange sol-liant, pour apporter le complément de l’énergie exigée pour obtenir la qualité de compactage recherchée suivant la couche considérée.



Compactage partiel



Compactage final

Figure VI.22 – Procédure de compactage.

6.6 Protection de surface

Cette protection superficielle (en général, un enduit gravillonné à l’émulsion de bitume) est destinée à imperméabiliser et à protéger la couche traitée des intempéries, de l’évaporation de l’eau et du trafic. Elle doit être réalisée dans les plus brefs délais après la fin du compactage final.



Figure VI. 23 – Protection de surface de la couche traitée.

7 CONCLUSION

Dans ce chapitre, on a étudié l'effet du traitement à la chaux et/ou au ciment sur les caractéristiques mécaniques. L'étude a inclus les résultats de l'action du traitement à court terme en étudiant la stabilité immédiate vis-à-vis du compactage et la portance, et à long terme à savoir la résistance mécanique vis-à-vis de la compression simple et la traction par fendage. L'objectif est de pallier à ce problème de non stabilité en milieu saturé (fluctuation de la nappe) et d'étendre l'utilisation de ce matériau aux chaussées à moyen et fort trafic.

Une action immédiate est traduite par une diminution dans la teneur en eau de compactage, une augmentation de la densité sèche et une amélioration significative de la portance que ce soit immédiate ou imbibée. Les indices CBR immédiat et imbibé sont augmentés de plus de 4 fois et de 6 fois respectivement par rapport au mélange TSCopt non traité. L'immersion a un effet bénéfique sur la portance des mélanges traités car elle favorise la réaction d'hydratation du ciment. Un rapport de l'ordre de 2 a été noté entre la portance après 4 jours d'imbibition et immédiat.

Concernant l'action à long terme, les résultats obtenus montrent d'une part que le dosage en liants et le type de liant influe directement et positivement sur les résistances mécaniques du TSCopt. La durée de conservation favorise l'amélioration de ces résistances où on a noté un rapport de l'ordre de 2 entre la résistance à la compression simple à 28 jours du TSCopt traité et non traité. De même l'immersion influe positivement sur les performances mécaniques des mélanges traités. On a constaté que les éprouvettes, traitées avec 8% de ciment, durcies pendant 28 jours à l'air libre puis immergées dans de l'eau pendant 7 jours présentent des résistances à la compression supérieures à celles obtenues pour le cas non traité et conservées pendant 28 jours à l'air libre. Ces résultats montrent bien la tenue à l'eau des éprouvettes traitées par rapport à celles non traitées.

La démarche expérimentale proposée et les résultats obtenus mettent en évidence l'intérêt du procédé de traitement aux liants hydrauliques dans l'amélioration notable des performances mécaniques du mélange optimisé TSCopt.

CONCLUSION GENERALE

Les tufs d'encroûtements calcaires sont des matériaux extraits de formations superficielles qui occupent en Algérie une superficie relativement importante des régions subhumides à arides. Ce sont des matériaux qui constituent une ressource particulièrement intéressante, utilisés avec succès en technique routière.

En effet, les résultats de simulations proches du comportement du matériau en assise de chaussée obtenus à partir des essais triaxiaux cycliques réversibles (TCR) montrent que les performances mécaniques des tufs d'encroûtements sont comparables à celles des graves non traités (GNT). Ces résultats indiquent que ces matériaux, une fois en place, se comportent de façon bien meilleure que le laisseraient supposer leurs caractéristiques géotechniques. La tenue de l'ensemble des chaussées en tufs d'encroûtements calcaires a été satisfaisante à chaque fois que les conditions liées aux critères de choix ont été remplies et que des précautions de mise en œuvre ont été respectées.

Le matériau tuf de la région de Laghouat (Algérie) a servi depuis longtemps comme matériau de base en construction routière. Son utilisation révèle un caractère purement empirique dont les spécifications découlent des principes de la TRS. De ce fait, une étude du comportement mécanique et hydrique du matériau s'avère indispensable en vue d'une utilisation rationnelle.

Cette étude rentre dans un cadre général de valorisation des matériaux locaux de la région de Laghouat dans le domaine de construction. Notre contribution s'est axée sur l'exploitation du tuf et du sable calcaire de la région de Laghouat en vue d'une application en technique routière. Les objectifs visés dans le présent travail se résument dans les points suivants :

- L'étude des possibilités d'amélioration des caractéristiques de ce tuf par l'utilisation d'une technique de stabilisation économique permettant de valoriser à la fois les déchets de carrière (sable calcaire) et le tuf calcaire pulvérulent. La recherche d'une composition optimale tuf-sable calcaire, et vérification de la conformité des propriétés physicomécaniques de la formulation adoptée avec la réglementation en vigueur.
- La détermination des paramètres des lois de comportement nécessaires en vue d'une modélisation hydromécanique non saturée de la chaussée construite sur la base du mélange optimal tenant compte des fluctuations de l'humidité.
- L'étude d'un procédé de traitement aux liants hydrauliques du mélange adopté afin de pallier le problème d'instabilité en milieu saturé (fluctuation de la nappe) et d'étendre l'utilisation de ce matériau pour la construction des chaussées à moyen et fort trafic.

En effet, la caractérisation physico-mécanique, a montré qu'une formulation composée de 80% de tuf et 20% de sable calcaire, présente des caractéristiques de portance et de résistance à la compression simple meilleures. Cette dernière est un indice retenu pour évaluer la cohésion des matériaux compactés, c'est un élément incontournable dans les critères de choix des matériaux en technique routière saharienne. Le mélange (80% tuf + 20% sable calcaire) est retenu comme mélange optimal dénommé TSCopt. Le point faible de la formulation optimale TSCopt réside dans l'effondrement de sa résistance après immersion.

L'emploi du mélange TSCopt compacté dans les assises de chaussées nécessite la connaissance de son comportement en tenant compte de la variation du degré de saturation. Le chargement hydrique (séchage-humidification) a une importance particulière sur le comportement de ce type de matériau. Pour cela, des impositions de succion à différents états hydriques du TSCopt ont été réalisées au moyen de plaques tensiométriques (valeurs comprises entre 0 et 20 kPa), de solutions osmotiques (valeurs comprises entre 50 et 8400 kPa) et de solutions salines saturées (valeurs comprises entre 2 à 300 MPa).

Un compactage à plus de 95 % de l'OPM (valeur recherchée habituellement in-situ), confère aux échantillons une succion s_{OPM} de l'ordre de 0,65 MPa. Cette dernière représente la frontière entre les chemins d'humidification et de drainage du matériau mis en place in-situ en cas de changements climatiques.

Le matériau préparé initialement sous forme de pâte est considéré quasi saturé ($S_r > 80\%$) pour les faibles succions ($s < s_{OPM}$). Dans sa branche de drainage, le matériau suit un comportement similaire à un chemin de compressibilité plastique sur le même matériau saturé, et dans sa branche d'humidification un comportement analogue à un chemin réversible et élastique. Dans cette branche, le domaine quasi saturé semble plus réduit.

Dans le cas du matériau initialement compacté à l'OPM, il suit un chemin surconsolidé d'humidification à partir de son état initial, mais n'atteint pas la saturation totale, même pour des valeurs très faibles de la succion. La pente de ce chemin est légèrement plus importante que celle de la pâte séchée initialement. Dans le domaine non saturé, la position du palier de la limite de retrait est plus basse que celle de la pâte, ceci confirme que la limite de retrait n'est pas un paramètre intrinsèque du matériau mais qu'elle dépend de son état initial.

Dans un état de compacité proche de l'OPM, les couches de chaussée construites à base du TSCopt sont considérées quasiment étanches en cas d'infiltration ou d'inondation accidentelle (coefficient de perméabilité de l'ordre 10^{-10} m/s).

Au sujet du comportement mécanique du mélange TSCopt, des essais triaxiaux dans le domaine saturé et non saturé ont été réalisés. Sur la base de ces essais, on a pu tirer les conclusions suivantes :

- Dans le cas des essais triaxiaux saturés CD et CU, les courbes biunivoques contraintes – déformations ne présentent pas de pic de résistance. Cet état est suivi de déformations plastiques qui dans le cas général se poursuivent jusqu'à la rupture sans faire apparaître des plans de glissement, ceci est caractéristique d'un mode de rupture par poinçonnement. Ce type de comportement est caractéristique des sols fortement surconsolidés. A signaler que la résistance maximale des essais non drainés est plus importante que la résistance maximale drainée.
- Dans le domaine non saturé, les essais ont été effectués à teneur en eau constante sur des mélanges TSCopt compactés statiquement à différentes teneurs en eau (du côté sec et du côté humide de l'OPM) et sous différentes contraintes de confinements. Ces essais ont montré d'une manière générale, la présence des plans de rupture. En effet, la non-saturation crée une colle capillaire qui rigidifie le matériau et augmente sa résistance mécanique, ceci signifie des modules sécants importants et des déformations axiales faibles. Ce type de comportement est totalement différent de celui observé pour les échantillons saturés.
- De plus, les résultats montrent qu'une légère variation de la teneur en eau provoque une variation importante de la succion initiale. Ceci laisse penser que la succion initiale est le paramètre pertinent pour décrire l'évolution de la résistance et du module sécant en fonction de l'humidité du matériau.
- La représentation globale utilisée généralement pour les petites déformations (Biarez et Hicher, 1994), a permis d'exploiter au maximum les résultats des essais triaxiaux à grandes déformations ($>10^{-2}$). Les relations module sécant-contrainte moyenne (en termes de contraintes totales p ou effectives p') sont en concordance avec la loi de Hertz [$E = \alpha \cdot (p \text{ ou } p')^n$]. Cette présentation est un indicateur sur la possibilité d'envisager des lois de comportement en utilisant des appareils standards.
- Les résultats obtenus montrent que pour des conditions de chargement bien définies et un état quasiment saturé ($S_r \geq 90 \%$), le module sécant E_{50} peut remplacer le module maximum $E_{S_{max}}$.

Pour remédier le problème d'instabilité du mélange TSCopt en milieu saturé, on a procédé à une technique de traitement aux liants hydrauliques. Cette technique a permis de distinguer deux actions: une action immédiate et une action à long terme.

L'action immédiate est traduite par une diminution dans la teneur en eau de compactage, une augmentation de la densité sèche et une amélioration significative de la portance. On a enregistré des augmentations de plus de 4 fois de l'indice CBR immédiat et de plus de 6 fois de l'indice CBR imbibé par rapport aux indices du mélange TSCopt non traité. L'immersion a donc un effet bénéfique

sur la portance des mélanges traités car elle favorise la réaction d'hydratation du ciment. Un rapport de l'ordre de 2 a été enregistré entre la portance après 4 jours d'imbibition et immédiate.

Au sujet de l'action à long terme, les résultats obtenus montrent que le dosage et le type du liant influent directement et positivement sur les résistances mécaniques du TSCopt. La durée de conservation favorise également l'amélioration de ces résistances. On a enregistré un rapport de l'ordre de 2 entre la résistance à la compression simple à 28 jours du TSCopt traité et non traité. De plus, l'immersion dans l'eau influe positivement sur les performances mécaniques des mélanges traités. On a constaté que les éprouvettes traitées avec 8% de ciment, et qui ont subi un durcissement pendant 28 jours à l'air libre puis immergés dans de l'eau pendant 7 jours présentent des résistances à la compression supérieures à celles obtenues pour des éprouvettes non traitées et conservées pendant 28 jours à l'air libre. Ces résultats montrent bien la tenue à l'eau des éprouvettes traitées par rapport à celles non traitées. Ces résultats mettent en évidence l'intérêt du procédé de traitement aux liants hydrauliques dans l'amélioration notable des performances mécaniques du mélange TSCopt.

Les démarches expérimentales proposées et les résultats obtenus mettent en évidence la possibilité de valorisation des matériaux locaux à base de tuf et de déchets de carrière (sable calcaire) pour la conception de corps de chaussées dans les zones arides et subarides. La technique de stabilisation par incorporation de sable calcaire ouvre des perspectives qui permettront de valoriser les matériaux locaux dans des régions dépourvues de matériaux classiques.

Afin d'appliquer les résultats du laboratoire sur le terrain, une suite logique à ce travail doit être projetée et qui consiste en la réalisation de sections expérimentales (plateforme réelle) de type « plot d'essais » à partir de modèles de calcul adaptés (ex : Alize III) et avec des procédures de compactage par engins dans le but d'étudier les problèmes posés par l'exécution sur chantier.

L'étude du comportement hydrique et mécanique ont permis de déduire les paramètres rhéologiques indispensables pour une modélisation du comportement de la chaussée sous l'effet de sollicitations hydromécaniques. Toutefois, et dans le but d'arriver à une description réaliste du comportement du matériau en grandes et petites déformations, il serait souhaitable de réaliser des mesures de succion à l'appareil triaxial en grandes déformations ainsi que l'appareil triaxial de précision pour la mesure des modules de déformations.

Enfin, et afin d'explicitier le phénomène d'auto-stabilisation du tuf et du mélange tuf-sable calcaire, une analyse minéralogique par diffractions aux rayons X ainsi qu'une analyse d'image au microscope électronique à balayage demeurent indispensables.

Références Bibliographique

- AFNOR, Association Française de Normalisation, publication, Paris, www.afnor.fr
- Agus, S. S., Leong, E. C. and Schanz, T., 2003. Assessment of statistical models for indirect determination of permeability functions from soil-water characteristic curves. *Géotechnique* 53, No 2, 279-282.
- Aitchison, G. D., 1959. The strength of quasi-saturated and unsaturated soils in relation to the pressure deficiency in the pore water. Proc. 2nd Australian-New Zealand Conf. On Soil Mechanics.
- Aitchison, G. D., 1965. Panelist intervention , Proc. 6th ICSMFE, Montreal, 3: 318-321.
- 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.
- Alloul, B., Traore, A., Dembele, I., 2006. The transaharian in Algeria: A road for developing countries in Africa, *IAEG* paper number 739, the Geological Society of London.
- Alonso E.E., Gens A. & Hight D.W., 1987, Special Problem soils. General Report, Proceedings of the Ninth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin
- Alshihabi, O., 2002. Etude en laboratoire du comportement d'un sol compacte non saturé. Influence des cycles de séchage-humidification. Thèse doctorat Ecole Polytechnique, Université de Lille, 131 p.
- Améraoui, Z., 2002. Les tufs d'encroûtements, utilisation dans la géotechnique routière. Thèse de magistère, Ecole Nationale Polytechnique, Alger.
- Amraoui, N., 1996. Etude des phénomènes d'infiltration dans des sols non saturés. Thèse de Doctorat Institut National Polytechnique de Lorraine. 321 p.
- ANRH, Agence Nationale des Ressources Hydriques, 1993, Carte Pluviométrique de l'Algérie du Nord, à l'échelle 1:500.000 et Notice Explicative, ANRH, Algérie.
- Arquié, G., 1972 – Théorie du compactage : routes et pistes – Eyrolles Editeur, Paris.
- ASTM, D5298-94. *Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper*. ASTM International, West Conshohocken, PA, www.astm.org.
- Aubert, G., 1947. Les sols à croûtes calcaires. C.R. Conf. Méditer. Montpellier-Alger, Publ. Ass. Franc. Et. Sol, Paris, 330-337.
- Aubertin, M., Mbonimpa, M., Bussière, B., et Chapuis, R.P., 2003. A model to predict the water retention curve from basic geotechnical properties. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 40, p. 1104-1122.

- Ayache, N., 1996. Contribution à la création d'une banque de données pédologiques des sols calcaires de l'Algérie du nord. Mem. Ingénieur, I.N.A. El Harrach, 70 p.
- Azzouz, L., Bouchicha, M., Khenfer, M., 1997a. Stabilisation physico-chimique d'un sol sableux –A.J.O.T, International publication, Série A, Vol. 13, N° 1, pp.47-53.
- Azzouz, L., Bouhicha, M., et Belaadi, S., 1997b. Etude de stabilisation physico-chimique d'un sol sableux », séminaire national de GC, 16 et 17 Nov. vol 2.P33-42, M'silla, Algérie.
- Azzouz, L., Bouhicha, M., et Belaadi, S., 1998. Contribution à l'étude de la stabilisation à froid des sols : cas de la région de Laghouat. Première journées de Génie Civil, Laghouat le 26 et 27 mai.
- Badger W. W., Lohnes R. A., 1973, Pore Structure of Friable Loess, HRB Record 429 : 14-25.
- Balay, J., Gomes Correia, A., Jouve, P., Horny, P., et Paute, J., 1998. Etude expérimentale et modélisation du comportement mécanique des graves non traitées et des sols supports de chaussées. Bulletin des L. P. C., 216 (4182), 3-18.
- Ballais, J.L., Vogt, T., 1979. Croûtes calcaires quaternaires du piémont nord des Aures (Algérie). Rech. Géographiques de Strasbourg, n° 2, 23-34
- Barden L., et Sides, G. R., 1970. Engineering Behaviour and Structure of Compacted Clay, ASCE 96, n. SM4, pp. 1171-1200.
- 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.
- Baslimane, B., 1994. Etude en laboratoire du comportement des sables gypseux– IIème séminaire : Les techniques routières sahariennes, Beni Abbès.
- Bear, J., 1969. Dynamics of fluids in porous media. Elsevier, Amsterdam.
- Bear, J., Bachmat, Y., 1991. Introduction to modeling of transport phenomena in porous media. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, The Netherlands.
- Belouam, N., 1976. Caractéristiques macromorphologiques et micromorphologiques de quelques sols à accumulation calcaire du Hodna – Ann. Agr. (INA) vol VI, n° 1.
- Ben Dhia, M.H., 1983a. 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., 1983b. 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, 213, pp. 33-42.
- Ben-Dhia, M., Colombier, G., Paute, J. L., 1984. Tufs et encroûtements calcaires - utilisation routière - Colloque international Routes et Développement, Paris.

- Benmati, A., 1993. Contribution à l'étude de l'altération des roches carbonatées tendres en milieu semi-aride de Souaghi (Béni-Slimane). Relation avec la pédogenèse fersiallitique et la formation des croûtes et encroûtements calcaires. Thèse de magister, I.N.A. El Harrach, 255 p.
- Benslimane, M., Hamimed, A., El Zerey, W., Khaldi, A. et Mederbal, K., 2008. Analyse et suivi du phénomène de la désertification en Algérie du nord, VertigO - la revue électronique en sciences de l'environnement, Volume 8 Numéro 3.
- Biarez J., Hicher P., 1994. Elementary Mechanics of Soil Behaviour -saturated remoulded soils-, A. A. Balkema publishers, Rotterdam, Netherlands.
- Biarez, J., Favre, j.,l., 1975. Parameters filing and statistical analysis of data in soil mechanics. Proc. 2nd Int. Conf. Applic. Stat Prob. soils struct. eng., Aachen, edit. Deutsche Gesellschaft für Erd-und Grundbau e.V., Vol 2, pp 249-264.
- Biarez, J., Fleureau, J.-M., Zerhouni, M.-I., Soepandji, B. S., 1988. Variations de volume des sols argileux lors de cycles de drainage-humidification. Revue Française de Géotechnique 41, p. 63-71.
- Biarez, J., Hicher, P., 1990. Lois de comportement des sols remaniés et des matériaux granulaires. Approche expérimental modélisation mécanique, 3^{ème} édition, École centrale de Paris.
- Bishop, A. W., Wesley, L. D., 1975. A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing. *Geotechnique*, Vol. 25, pp.657-670.
- Blight, G., 1971. Flow of air through soils. *J. Soil Mechanics and Found. Div., ASCE*, 97 (4), 607-624.
- Blight, G.E., 1966. Strength characteristics of desiccated clays, *J. of the Soil Mech. and Found. Div., A.S.C.E.*, 92, S.M.6, pp 19-37.
- Bock, L., 1984. L'intégration chronospatiale des accumulations calcaires. Approche morphopédologique et géochimique dans un paysage semiaride de l'Atlas tellien (Algérie). Thèse doctorat, univ. Gembloux Belgique, 447 p.
- Boukezzi, L. Z., 1997. Etude des tufs calcaires, utilisation en construction routière – Thèse de Magister. Université des Sciences et de la Technologie d'Oran, Algérie. 118p
- Boulaine, J., 1957. Étude des sols des plaines du Cheliff. Université d'Alger. Fac. Sciences. Thèse Doct. 582 p.
- Boulaine, J., 1961. Les facteurs de formation des sols méditerranéens – Sols Africains. Vol.VI.
- Boulaine, J., 1961. Observations sur les carapaces du piémont saharien. *Trav. Inst. Rech. Sahar.*, 20, 79-90.
- Boularek, M., 1989. Mode de construction et contrôle des routes sahariennes– Rencontre Maghrébine sur les techniques routières, Tunis, 20-23 nov.
- Bouvard, D., Stutz, P., 1986. Experimental study of rheological properties of a sand using a special triaxial apparatus. *Geotechnical Testing Journal, GTJODJ*, Vol.9 No.1, pp10-18.

- Bouzzara, M. A., 2006. Utilisation des matériaux locaux en construction routière. Des techniques novatrices et économiques – Inter-Lab, revue trimestrielle, groupe LCTP, N° 19.
- Boyton, S., and Daniel, D.E., 1985. Hydraulic conductivity tests on compacted clay. *Journal of geotechnical engineering*, A.S.C.E., 1985, Vol.111, N°4, pp.465-478.
- Briot, P., 1976. Introduction à l'étude des calcrêtes. Rapport DEA. Pédologie et aménagement des sols. Paris, 25 p.
- Brull, A., 1980. Caractéristiques mécaniques des sols de fondation de chaussées en fonction de leur état d'humidité et de compacité. In Proc. int. conf. on compaction, Vol. 1, p. 19-37. Paris, France.
- Buzzi, O., 2004. Hydromécanique du contact entre Géomatériaux : Expérimentation et Modélisation. Application au stockage de déchets nucléaires. Thèse de Doctorat, Université Joseph-Fourier - Grenoble I.
- Cabane, N., 2004. Sols traités à la chaux et aux liants hydrauliques : Contribution à l'identification et à l'analyse des éléments perturbateurs de la stabilisation. Thèse de Doctorat, Université Jean Monnet et de l'E.N.S.M. de St-Etienne, France, 189 p.
- Caquot, A., et Kerisel, J., 1966. *Traité de Mécanique des sols*, Gauthier-Villard, Paris.
- CEBTP. 1991. Les routes dans les zones tropicales et désertiques. Etudes techniques et construction. Ministère de la coopération et du développement, Paris.
- CFTr - info. 2002. Le traitement des sols », note d'information du comité français pour les techniques routières, N° 06, janvier.
- Charles, G., 1976. Remarques sur la genèse et l'âge des "croûtes" carbonatées de la région méditerranéennes. *Ann. de l'I.N.A. El Harrach*. Vol. VI, n° 1, 159-162.
- Chauvin, J.J., 1987. Les sables – guide pratique d'utilisation routière – Synthèse, ISTEED.
- Chen, F.H., 1988. Foundations on expansive soils. *Developments in Geotechnical Engineering*, Vol 54, Elsevier Publishing Co.Amsterdam,. 464 p.
- Collins K. & MCGOWN A., 1974, The form and function of microfabric features in a variety of natural soils, *Géotechnique* 24, n°2 : 223-254
- Colombier, G., 1988. Tufs et encroûtements calcaires : Utilisations routières. Synthèse, ISTEED.
- Combarieu, O., 2006. L'usage des modules de déformation en géotechnique. *Revue Française de Géotechnique* N° 114.
- Coté, J., Konrad, J.-M., 2003. Assessment of the hydraulic characteristics of unsaturated base-course materials: a practical method for pavement engineers. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 40, p.121-136.
- CTTP, 2001. Catalogue de Dimensionnement des Chaussées neuves. Organisme National de Contrôle Technique des Travaux Publics, Algérie.

- Cui, J., 1993. Etude du comportement d'un limon compacté non saturé et de sa modélisation dans un cadre élasto-plastique. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts & Chaussées, France.
- Cui, Y.J., Yahia-Aissa, M., Delage, P., 2002. A model for the volume change behavior of heavily compacted swelling clays. *Engineering Geology*, vol. 64, pp. 233-250.
- Cuisinier O., Masrouri F., 2003. Comportement hydromécanique d'un sol gonflant compacté sous très fortes succions. Elsevier.C.R. Mécanique, 331, p. 203-210.
- Daoud, F. Z., 1996. Perméabilité des sols fins compactés » – Thèse de doctorat, I.N.P.L, Nancy, 177 p.
- Davalle E.M., 1991, Modèle numérique du comportement d'un sol liquéfiable sous sollicitations dynamiques, Thèse de doctorat, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, EPFL
- Day, S.R., and Daniel, D.E., 1985. Field permeability test for clay liners, Hydraulic barriers in soil and rock, A.I. Johnson, R.K. Frobel, N.J. Cavalli, and C.B. Petterson, Eds., Philadelphia: American Society for Testing and Materials (ASTM STP 874), pp. 276-288.
- De Os 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. 110 p.
- De Os Horta, O. S., 1980. Calcrète, Gypcrete and soil classification in Algeria – *Engineering Geology* 15. 15-52.
- De Os Horta, O.S., 1976. L'utilisation des tufs dans les chaussées – Séminaire Routes, Ecole Nationale de Travaux Publics.
- Delage, P., & Lefebvre, G., 1984. Study of the structure of a sensitive Champlain clay and of its evolution during consolidation. *Revue Canadienne de Géotechnique*, vol. 21, pp. 21-35.
- Delage, P., 1987. Aspects du comportement des sols non-saturés. *Revue Française de Géotechnique*, 40 (1), 33-43.
- Delage, P., Cui Y.J., 2001. L'eau dans les sols non saturés. Extrait de la collection: Techniques de l'Ingénieur, C301.
- 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.
- Delage, P., Howat, M.D., Cui, Y.J., 1998. The relationship between suction and swelling properties in a heavily compacted unsaturated clay. *Engineering Geology* 50 (1-2), 31-48.
- Delage, P., Suraj De Silva, G.P.R., et De Laure, E., 1987. Un nouvel appareil triaxial pour les sols non saturés. *Comptes rendus de la 9ème Conférence Européenne de Mécanique des sols et des Travaux de Fondations*, 1, pp. 26-28, Dublin.

- Djili, K., 1983. Cartographie des sols en milieu steppique calcaire. Thèse de magister, I.N.A. El Harrach, 195 p.
- Djili, K., Daoud Y., et Ayach, N., 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.
- Duchaufour, P., Souchier, B., 1977. *Pédologie 1. Pédogenèse et classification*. Masson Paris.
- Durand, J. H., 1953. Etude géologique, hydrogéologique et pédologique des croûtes en Algérie. *Serv. Etud. Sci. Pédol. S.E.S. Alger*. 209 p
- Durand, J.H., 1956. Les croûtes calcaires d'Afrique du nord étudiées à la lumière de la bio-rhexistasie. *S.E.S. Alger*, 3-19.
- Durand, J.H., 1963. Les croûtes calcaires et gypseuses en Algérie : formation et âge. *Bull. Soc. Géol. France*, 7, 5; 959-968.
- Durant, J. H., 1959. Les sols rouges et les croûtes en Algérie – Publ. Dir. et Equip. Rural Ser. Et. Scient. Etude générales n°7, 188 p.
- Ed Diny, S., Masrouri, F., Tisot, J.-P., 1993. Détermination de la conductivité hydraulique d'un limon non saturé. *Revue Française de Géotechnique*, n°62, p. 67-74.
- Edil, T.B., Sabri, E. M., 1984. Laboratory evaluation of soil suction components. *Geotechnical Testing Journal*. Vol 7, pp.173-181.
- El-Ehwan, M., et Houston, S. L., 1990, Settlement and moisture movement in collapsible soils, *J. Geotech. Eng.*, vol. 116 N°10, pp. 1521-1535.
- Escario, V., et Saez, 1986. The shear strength of partly saturated soils. *Géotechnique* 36 (3), pp. 453-456,.
- 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.
- Ferber, V., 2005. Sensibilité des sols fins compactés à l'humidification - apport d'un modèle de microstructure. Thèse de Doctorat, Ecole Centrale de Nantes, Université de Nantes.
- Fleureau, J.M., and Taïbi, S., 1995. Water-air permeabilities of unsaturated soils. In A.A. Balkema/ Rotterdam/Brookfield, editor, *Unsaturated Soils*, pages Volume 1, p 479–484.
- Fleureau, J.M., Bouabdallah, A., Hou, Y., Kheirbek-Saoud, S., Maouchi, D., et Taïbi, S., 1998. Mechanical behaviour of unsaturated clayey soils under high stresses and high negative pressure. In *Proc. 2nd int. conf. on unsaturated soils (unsat'98)*. Beijing, Chine.

- 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.
- Fleureau, J.-M., Indarto, 1993. Comportement du limon de Jossigny remanié soumis à une pression interstitielle négative. *Revue Française de Géotechnique*, n°62, p. 59-66.
- Fleureau, J.M., Kheirbek-Saoud, S., Soemitro, R., Taibi, S., 1993. Behavior of clayey soils on drying–wetting paths. *Canadian Geotechnical Journal* 30, 287–296.
- Fleureau, J.M., Maouchi, D., Taibi, S., et Kheirbek-Saoud, S., 1999. Description and modelling of the drying-wetting paths of a few natural soils. In Proc. 11nd panam. conf. on soil mech. geotec. eng., iguaçu, brasil (Vol. 1, p. 193-200). *Assosiação de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*.
- Fleureau, J.M., Verbrugge, J.-C., Huergo, P.J., Gomes Correia, A., & Kheirbek-Saoud, S., 2002. Aspects of the behavior of compacted clayey soils on drying and wetting paths. *Canadian Geotechnical Journal*, 39, p.1341-1357.
- Fredlund, D.G., & Rahardjo, H., 1993. *Soil Mechanics for unsaturated soils*. A Wiley-Interscience Publication, John Wiley and Sons, Inc. 517 p.
- Fredlund, D.G., Morgenstern, N.R., Widger, A., 1978. Shear strength of unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal* 15(13), pp. 313-321.
- Frenkel, H., Gerstl, Z., & Renger V. 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.
- Garcia-Bengochea I., & Lovell C. W., 1981, Correlative Measurements of Pore Size Distribution Permeability in Soils, *Permeability and Groundwater Contaminant Transport*. ASTM STP, 746 : 137-150.
- Garcia-Bengochea, I., Lovell, C., & Altschaeffl, A., 1979. Pore Distribution and Permeability of Silty Clays. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 105, No. 7, pp 839-856.
- Gaucher, G., 1948. Sur certains caractères des croûtes calcaires en rapport avec leur origine. *C.R.A Sciences Paris*, 154-156.
- Ghembaza, M.S., Taïbi, S., Fleureau, J.-M., 2007. Effet de la température sur le comportement des sols non saturés sur les chemins de drainage et d'humidification» *Canadian Geotechnical Journal* 44, 1064-1081
- Gidel, G., 2001. Comportement et valorisation des graves non traitées calcaires utilisées pour les assises de chaussées Souples. Thèse de doctorat, Ecole Doctorale, Université Bordeaux I. France, 252p.
- Gomes Correia, A., 1985. Contribution à l'étude mécanique des sols soumis à des chargements cycliques. Thèse de docteur, Université Bordeaux I, France.

- Goual I., Goual M.S., Ferhat A., Hachichi A., & Khelafi H., 2005a. Stabilisation aux liants hydrauliques des tufs de la région de Laghouat : l'influence des conditions de durcissement à l'air libre et à l'eau sur le comportement mécanique, *Colloque Méditerranéen sur les Matériaux*, Oran - Algérie.
- Goual, I., Goual, M.S., Ferhat, A., Lamara, M., Hachichi, A., & Khelafi, H., 2005b. Amélioration du comportement mécanique des assises de chaussées : stabilisation aux liants hydrauliques des tufs de la région de Laghouat. Séminaire international sur le compactage des sols. Tunisie.
- Goual, I., Goual, M.S., Gueddouda, M., K., & Ferhat, A., 2008. Effect of treatment with Lime and Cement to the Mechanical Behavior of Calcareous Tuffs: For use in Pavement Layers in the region of Laghouat – Algeria. International Conference on Construction and Building Technology -A- (10) - pp101-112.
- Goual I., Goual M.S., Abou-Bekr N., & Taïbi S., 2011. Effet de l'ajout des déchets de carrière sur les propriétés physico-mécaniques du tuf de la région de Laghouat – Algérie. *Annales du Bâtiment et des Travaux Publics*. N°2 pp 33 – 40.
- Goual, I., Goual, M.S., Taïbi S., & Abou-Bekr N. 2012. Amélioration des propriétés d'un tuf naturel utilisé en technique routière saharienne par ajout d'un sable calcaire. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, ISBN 978-2-7462-2946-4 (Accepted for publication in Issue of April 2012).
- Griffiths, F. J., & Joshi, R.C., 1989. Change in pore size distribution due to consolidations of clays. *Géotechnique* 39 1, pp. 159–167.
- GTR, 1992. Réalisation des remblais et des couches de forme. Guide technique, LCPC-SETRA, 204 p
- GTS, 2000. Traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques. Application à la réalisation des remblais et des couches de forme. Guide technique LCPC-SETRA, 240p.
- Gueddouda, M. K., 2011. Comportement hydro-mécanique des sols compactés: Application à la conception d'une barrière ouvragée « sable de dune – bentonite. Thèse de doctorat, Université Aboubakr Belkaid, Tlemcen, Algérie, 249 p.
- Gueddouda, M. K; Lamara, M; Abou-bekr, N; Taïbi, S., 2010. Hydraulic behaviour of dune sand–bentonite mixtures under confining stress. *Geomechanics and Engineering*, Vol. 2, No. 3, pp 213-227.
- Gueddouda, M.K., Abou-Bekr, N., Taïbi, S., et Lamara, M., 2011. Comportement hydrique et Mécanique d'un mélange sable de dune-bentonite. *Europ. Jour.Envir.Civil*. VOL 15/1, pp 25-47
- Guettoche, M.S., Guendouz, M., et 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, pp 65-80.
- Hachichi, A., Benaïssa, A., Boukezzi, L.Z., 2001. Etude du traitement aux liants hydrauliques des tufs calcaires de la région d'Oran : en vue de leur

- valorisation routière, Séminaire National de Génie Civil, Université Djillali Liabes Sidi Bel-Abbase.
- Hachichi, A., Boudia, M., Zmali, L., Belhachemi, D., 2000. Etude de l'influence du séchage et de l'immersion sur la résistance à la compression des tufs calcaires de la région d'Oran, Conférence internationale de Géoingeniering Civil, Université de Science et de technologie Houari Boumediène Alger – Algérie.
- Hadjiat, K., 1997. Etat de dégradation des sols en Algérie. Rapport d'expertise, Plan National d'Action Environnementale PNAE, Banque Mondiale, Washington DC, 45 p.
- Haghgou M., 1983. Etude du comportement d'un remblai expérimental sur sols compressibles. Thèse présentée à l'Université Pierre et Marie Curie. Paris VI.
- Halitim, A., 1988. Sols des régions arides d'Algérie. O.P.U. Alger. 384 p.
- Hamrouni, A., 1975. Routes économiques et routes à faible circulation. XV^{ème} Congrès mondial de la route, Mexico.
- Hernandez, J., 1983. Contribution à l'étude des sols supports des chaussées partiellement saturés. Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Rennes, France.
- Hillel, D., 1988. L'eau dans les sols, principes et processus physiques. Louvain-la-Neuve : Academia. 2^{ème} édition, Bruxelles, 288p.
- Hoffemann, C., Alonso, E.E. & Romero, E., 2007. Hydromechanical behavior of bentonite pellet mixtures. *Physics and Chemistry of the Earth*, vol. 32, pp. 832-849.
- Holtz, R., et Kovacs, W., 1996. Introduction à la géotechnique. Edition de l'Ecole Polytechnique de Montréal. Pp 808.
- Hornych, P., Hameury O., et Paute, J.L., 1998. Influence de l'eau sur le comportement mécanique des graves non traitées et sols supports de chaussées. *Simposio International Sobre Drenaje interno de Firmes y Explanadas*, Granada, Espagne, pp. 249-257.
- Houston, S. L., Houston, W. & Wagner, A. M., 1994. Laboratory filter paper suction measurements. *Geotech. testing J.*, vol. 17 N°2, pp. 185-194.
- Inal, A., 1980. Route en milieu désertique. IV^{ème} Conférence routière Africaine, Nairobi.
- Juang, C.H., & Holtz, R.D., 1986. A probabilistic permeability model and the pore size density function. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.* 10, pp. 543–553.
- Kali, F.Z., 1991. Comportement des tufs calcaires dans les assises des chaussées. Thèse de magister, Ecole Nationale Polytechnique, Algérie.
- Kassif, G., Ben Shalom, A., 1971. Experimental relationship between swell pressure and suction *Géotechnique* 21, 245–255.
- Kenney, T. C., Veen, W. A., Sallow, M. A., et Sungaila, M. A., 1992. Hydraulic conductivity of compacted bentonite-sand mixtures. *Canadian Geotechnical Journal*, 29 (3), pp 364-374.

- Khattab, S. A., 2002. Etude multi-échelles d'un sol argileux plastique traité à la chaux. Thèse de doctorat Université d'Orléans ; 224 p
- Kheirbek-Saoud, S. 1994. Comportement mécanique du ballast et de la couche de fondation d'une voie ferrée. Thèse de doctorat, Ecole Centrale Paris, France.
- Klute, A., Heermann, D. F., 1974. Soil Water Profile Development under a Periodic Boundary Conditions. *Soil Science*, Vol. 117, No 5, pp 265-271.
- Krahn, J. & Fredlund, D. G., 1971. On total, matric and osmotic suction, *Soil science*, vol. 114 N°6 , pp. 339-348.
- Krahn, J., Price, V.E., et Morgenstern, N.R., 1971. Slope Stability Computer For Morgenstern-Price Methode of Analysis. User's Manual No. 14, University of Alberta, Edmonton, Alberta.
- Lamara, M., 2008. Etude et Modélisation du Comportement Hydromécanique des Sols non Saturés. Thèse de doctorat, Université Houari Boumediene, Alger.
- Lambe T. W., 1958, The Structure of Compacted Clay, *J. Soil Mech. Found. Div. ASCE*, vol. 84, No. 1655, SM2, pp. 1-35.
- Lambe, T. W., 1958. The Structure of Compacted Clay, *J. Soil Mech. Found. Div. ASCE*, vol. 84, No. 1655, SM2, pp. 1-35.
- Langfelder, L., Chen, C., et Justice, J., 1968. Air permeability of compacted cohesive soils. *J. Soil Mechanics and Found. Div., ASCE*, 94 (4), 981-1001.
- Lapierre, C., Leroueil, S., & Locat, J., 1990. Mercury intrusion and permeability of Louiseville clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 27: 761-773.
- Larabi, 1998. Comportement des assises en matériaux granulaires en zones désertiques. Séminaire International 'La route transaharienne', Tamanrasset, Algérie.
- 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.
- Leclercq, J., et Verbrugge, J., 1985. Propriétés géomécaniques des sols non saturés. In *Compte-rendu coll. int. sur le travail du sol* (p. 1-8). Faculté des Sciences Agronomiques de Gembeoux, Gembloux, Belgique.
- Lloret, M., Villar, M., Sanchez, A., GENS, X., Pintado, E., & Alonso, E.E., 2003. Mechanical behaviour of heavily compacted bentonite under high suction changes. *Géotechnique*, vol.53, no. 1, pp. 27-40.
- Locat, J., Berube, M. A., et Choquette, M., 1990. Laboratory investigations on the lime stabilization of sensitive clays: shear strength development. *Canadian Geotechnical journal* n° 27. pp 294-304.
- Magnan, J.P., 1999. Mécanique des sols et des roches. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Maree, J.H., Freeme, C.R., Van Zyl, N.J.W., et 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.

- Masekanya, J.P., 2008. Stabilité des pentes et saturation partielle : Etude expérimentale et modélisation numérique. Thèse de Docteur en Sciences de l'Ingénieur, Université de Liège - France, P 310
- Mathieu, L., Thorez, J., et Ek, C., 1976. Place et signification des croûtes et encroûtements calcaires dans les profils de sols et dans les paysages d'Afrique du nord-ouest. Ann. De l'I.N.A. El Harrach. Vol. VI, n° 1, 81-138.
- Mc Queen, I.S., Miller, R.F., 1974. Calibration and evaluation of a wide-range gravimetric method for measuring moisture stress. Soil Science, vol.106, no. 3, pp. 225-231.
- Millot, G., Nahon, D., Paquet, H., Ruellan, A., et Tardy, Y., 1977. L'épigénie calcaire des roches silicatées dans les encroûtements carbonatés en pays sub-aride. AntiAtlas, Maroc, Sc. Géol. Bull, Strasbourg, 30, 3, 129-152.
- Mitchell, J.K. (1993). Fundamentals of soil behaviour (second edition). John Wiley & Sons, New York, 437 p.
- Moret, L., 1962. Précis de géologie, 4ème éd., Masson et Cie., Paris. Bibliographie 121
- Morsli, M., 2007. Contribution à la valorisation des tufs d'encroûtement en technique routière saharien, Thèse de doctorat, Ecole Nationale Polytechnique, ENP- Alger - Algérie.
- Morsli, M., Bali, A., 2009. La Pratique du dimensionnement des chaussées sahariennes. Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. pp 805-808.
- Morsli, M., Bali, A., Bensaïbi, M., Gambin, M., 2007. Etude du durcissement d'un tuf gypso-calcaire de Hassi-Messaoud, Algérie. Revue Européenne de Génie Civil, Vol 11/9-10. pp 1219-1240,
- 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., 2001. Particularité de la technique routière Saharienne. III ème Congrès Algérien de la Route, Alger.
- Morsli, M., Bali, A., Fleureau, J. M., 2005a. Comportement du matériau tuf calcaire-sable de dune. Séminaire International sur le Compactage des Sols, Tunisie.
- Morsli, M., Bali, A., Fleureau, J. M., 2005b. La solution par la stabilisation. Le premier congrès Africain de la route : Routes, importance économique et techniques de construction, Alger.
- Motam, E. 1981. Influence of soil suction on the behaviour of unsaturated soils under repetitive loads. Phd. thesis, University of Wisconsin-Madison.
- Moussai, B., 1993. Etude en laboratoire du compactage statique et de la perméabilité des sols fins argileux. Thèse de Doctorat de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 242 p.
- Mualem, Y., 1974. A conceptual model of hysteresis. Water Resources Research 10,514-520.

- Musy, A., et Scotter, M., 1991. Physique de sol. Presses Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, France.
- Neji, J., 2005. Le projet routier. Cours de l'Ecole Nationale d'ingénieurs de Tunis, Tunisie.
- Netterberg, F., 1969. The geology and engineering properties of South African calcretes. Ph.D. Thesis, University of Witwatersrand, Johannesburg.
- Netterberg, F., 1975. Self-stabilization of road bases: fact or fiction? 6th conference of Africa on Soil Mechanics and foundations engineering Durbin.
- Netterberg, F., 1978. Prospecting for calcrete materials in South and Southwest Africa. On sivile ingenieur in Suid- Africo.
- Nowamooz H., 2007, Retrait/Gonflement des sols argileux compactés et naturels. Thèse de doctorat de L'I.N.P. LORRAINE, France, P 223
- O'Neill, M.W., et Poormoayed, 1980. Methodology for foundation on expensive clays. J. Geotech. Eng. Division Am. Soc. Civil Eng., 106: 1345-1367.
- Paute, J.L., Hornych, P., Benaben, J.P., 1994a. 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., Marignier, J., et Vidal, B., 1994b. 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. 1959. Le rôle du laboratoire dans la technique routière saharienne. Revue générale des routes et aérodromes, Numéro spécial Sahara, N°329, pp. 165-168,.
- Picornell, M., et Nazarian, S. (1998). Effects of soil suction on the low-strain shear modulus of soils. In 2nd int. conf. on unsat. soils, unsat'98 (p. 102-107). Beijing.
- Pouget, M., 1980a. Les relations sol-végétation dans les steppes sud-algéroises. Thèse de doctorat d'état, Université d'Aix-Marseille III, 555 p.
- Pouget, M., 1980b. Les sols à croûtes calcaires dans les steppes algériennes : Quelques aspects morphologiques et esquisse d'une évolution actuelle. Cah; ORSTOM Sec. Pedol. 18, 3. 4, 235-236.
- Praparharan, S., Altschaeffl, A.G. & Dempsey, B.J., 1985. Moisture curve of compacted clay: mercury intrusion method. J. Geotech. Engng, ASCE 111 9, pp. 1139-1143.
- Quin, X., Gray, D., et Woods, R. (1991). Resonant column test on partially saturated sands. Geo. Test. J., ASCE, 14 (3), 266-275.
- 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, Réf. 3504, pp. 77-84.

- Rampino, C., Mancuso, C., & Vinale, F., 2000. Experimental behaviour and modelling of an unsaturated compacted soil. *Revue Canadienne de Géotechnique*, vol. 37, pp. 748-763.
- Resendiz, D., 1980. Compaction conditions, state variables and engineering properties of compacted clay. In *Compte-rendu du colloque international sur le compactage*, Presses ENPC, pp 195-202.
- Richards, L.A. 1941. A pressure-membrane extraction apparatus for soil solution. *Soil science*, 51: 377-386.
- Romero, E., & Vaunat, 2000. Retention curves of deformable clays. *Experimental Evidence & Theoretical Approaches in Unsaturated soil*, Tarantino & Mancuso (eds), Balkema, Rotterdam, pp. 91–106.
- Romero, E., 1999. Characterisation and thermo-hydro-mechanical behaviour of unsaturated Boom clay: An experimental study. Thèse de Doctorat, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelone, Espagne. 1999.
- Romero, E., Lloret, A. & Gens, A., 1999. Water permeability, water retention and microstructure of unsaturated Boom clay. *Engineering Geology*, vol. 54, pp. 117-127.
- 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., 1970. Les sols profil calcaire différencié des plaines de basse Moulouya (Maroc), Thèse de doctorat, Université de Strasbourg, France.
- Ruellan, A., 1971. Les sols à profils calcaires différenciés dans les plaines de la basse Moulouya (Maroc Oriental), *Cah. ORTOM n° 54*, 302 p.
- Ruellan, A., 1976. Morphologie et répartition des sols calcaires dans les régions méditerranéennes et désertiques. *Ann. Agr. (INA) vol VI, n° 1*, 11-39.
- Ruellan, A., 1980. L'accumulation du calcaire dans les sols. Cristallisation, déformation, dissolution des carbonates. Université Bordeaux III, 401-411.
- Sabo, A., 1983. Note technique concernant l'emploi des calcaires tendres en Charentes-Maritimes. CETE de Bordeaux, France.
- Sayad-Gaidi, C., 2003. Ecoulement dans les milieux poreux peu perméables saturés et non saturés. Thèse de docteur. Ecole centrale Pris, France.
- Schofield, A., & Wroth, P. 1968. *Critical state soil mechanics*. London: McGraw-Hill.
- Schreiner, H.D., 1987. Swelling of soils compacted dry of the plastic limit. 6th. I.C.E.S. December, New Delhi, India, pp.135-141.
- Schuurman Ir. E., (1966). The compressibility of an air/water mixture and a theoretical relation between the air and water pressures. *Géotechnique*, vol. 16, p. 269-281.
- Sebaa, N., 2006. Les routes non revêtues en Algérie, Rapport de la direction des routes, Ministère des Travaux Publics, Algérie.

- 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.
- Silvestre, P., 1986. Drainage routier - Rôle de l'environnement hydrique – Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n° 145, pp. 69-78.
- Snethen Donald, R., 1980. Characterization of expansive soils using suction data. Proc. of the 4th. I.C.E.S. Denver, pp. 54-75.
- Soulié, F., 2005. Cohésion par capillarité et comportement mécanique de milieux granulaire. Thèse de docteur de l'université de Montpellier II.
- Soulié, F., 2006. Etude microscopique de la cohésion par capillarité dans les milieux granulaires humides. XXIVème Rencontres Universitaires de Génie civil - prix Jeunes chercheurs.
- Sridharan, A., Altschaeffl, A.G. & Diamon, S., 1971. Pore-size distribution studies. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division ASCE 1971; 97:771-787.
- 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. pp 465-469
- Sweere, G.T.H., 1990. Unbound granular bases for roads. Ph.D. Thesis, Delft University of Technology, Netherlands.
- Tagle, E., F., 1976. Nuevos conceptos y materiales en el proyecto y construccion de pavimentos flexible. Anal. Acad. Buenos Aires.
- Taïbi S., 1994. Comportement mécanique et hydraulique des sols soumis à une pression interstitielle négative, étude expérimentale et modélisation, Thèse de Doctorat, Ecole Centrale Paris, France.
- Taïbi, .S, Duperret, .A, Fleureau, J.M., 2009b. The effect of suction on the hydro-mechanical behaviour of chalk rocks. Engineering Geology, pp 40-50.
- Taibi, S, Bicalho, K.V, Sayad-Gaidi, C., et Fleureau, J.M., 2009a. Measurements of unsaturated hydraulic conductivity functions of two fine-grained materials”. Soils and foundations, vol.49, N° 2, 181-191.
- Tessier, D.,1975. Recherches expérimentales sur l'organisation des particules dans les argiles. Thèse d'ingénieur, Conservatoire National des Arts et Métiers, France.
- Tihay, J.P. et Vog,t T., 1979. Observation sur des croûtes calcaires dans le bassin de Bouira (Vallée de l'oued Soummam, Algérie). Rech. Géog. A Strasbourg, n° 2, 35-44.
- Touati Tliba, M.B., 1994. Particularité de dimensionnement des chaussées dans le contexte saharien - Les techniques routières sahariennes, IIème séminaire, Beni Abbès.

- Vénuat, M., 1980. Le traitement des sols à la chaux et au ciment. L'auteur-éditeur ; CERILH. 430 p.
- Verbrugge, J., 1978. Emploi d'une méthode psychrométrique dans les essais triaxiaux sur un limon remanié non saturé. *Can. Geotec. J.*, 15, 501-509.
- Verbrugge, J.-C., Fleureau, J.-M. (2002). Bases expérimentales du comportement des sols non saturés. *Mécanique des sols nonsaturés, sous la direction de O. Coussy et J.M. Fleureau*, Lavoisier, Hermes Science, p. 69-112. Références 394.
- Vieillefon, J., 1979. Contribution à l'amélioration de l'étude des sols gypseux – ORSTOM, sér. pédol, vol XVII, N° 3, 195-223.
- Villar, M.V., 1995. First results of suction controlled oedometer tests in highly expansive montmorillonite. *Proc. 1st Int. Conf. On Unsaturated Soils, Paris*, vol. 1, pp. 207–213.
- Vogt, T., 1979. Microsilicification dans des croûtes calcaires de milieu aride. Quelques remarques. *Rech. Géogr. A Strasbourg*, n° 12, 81-86.
- Vogt, T., 1984. Croûte calcaire : type et genèse. Exemple d'Afrique du nord et de France méditerranéenne. Thèse de doctorat d'état, Université Louis Pasteur, Strasbourg, 228 p.
- Watabe, Y., Tsuchida, T., & Kang, M.S., 2005. Influence of sand fraction on the impermeability of seepage control clayey layer. *2nd International Symposium on Contaminated Sediments. Canada*. pp.163-169.
- Wheeler, S., et Sivakumar, V., 1992. Critical state concepts for unsaturated soils. In *Proc. 7th int. conf. on expansive soils (Vol. 1, p. 167-172)*. Dallas, U.S.A.
- Wheeler, S., et Sivakumar, V., 1992. Critical state concepts for unsaturated soils. In *Proc. 7th int. conf. on expansive soils (Vol. 1, p. 167-172)*. Dallas, U.S.A.
- Wheeler, S., et Sivakumar, V., 2000. Influence of compaction procedure on the mechanical behaviour of an unsaturated compacted clay. Part 1 : wetting and isotropic compression. *Géotechnique*, vol. 50, No. 4, p. 359-368.
- Wheeler, S., et Sivakumar, V., 2000. Influence of compaction procedure on the mechanical behaviour of an unsaturated compacted clay. *Geotechnique*, 50 (4), 359-376.
- Wilbert J., 1962 – Croûtes et encroûtements calcaires au Maroc – Ai Awamia, 3, pp. 175-192
- Williams, J., Shaykewich, C.F., 1969. An evaluation of polyethylene glycol (P.E.G) 6000 and P.E.G. 20000 in the osmotic control of soil water matrix potential. *Canadian J. of Soil Sci.* 49 (3) October.
- Wu, S., Gray, D., et Richart, F. (1985). Capillary effects on shear modulus at high strains. In *Proc. 11th int. conf. on soil mech. and found. eng. (Vol. 2, p. 1091-1094)*. San Francisco, U.S.A.
- Xiang-Ling LI, 1999. Comportement Hydromécanique des Sols Fins : de l'état saturé à l'état non saturé, Thèse de Doctorat Université de Liège - France. P 375

- Yigzaw, Z. G., 2009. Analyse des processus de retrait-gonflement des sols argileux en réponse à des sollicitations hydriques cycliques. Rôle de la microstructure. Thèse de doctorat E.N.S.M. de Paris, p 324.
- Yong, R.N., et Warkentin, B.P., 1975. Soil properties and behaviour. Development in Geotechnical Engineering Series. *Elsevier*, Amsterdam. chap. 4.
- Youness, M.A., 2010. Perméabilité hydraulique et électro-osmotique des roches argileuses. Thèse de docteur université du Havre, France.
- Zerhouni, 1991. Rôle de la pression interstitielle négative dans le comportement des sols –Application aux routes. Thèse de doctorat. Ecole Centrale de Paris. 1991.
- Zerhouni, M.I., Gérard, C., Fleureau, J.M., 1998. Etude du retrait de deux sols argileux naturels. Actes du colloque Magi'50, Vandoeuvre, p. 15-20.

Annexe 1

1 Aperçu sur le réseau routier algérien

Le réseau routier Algérien, comme il est présenté dans la figure A.1.1, a atteint aujourd'hui plus de 112 696 km, dont 75% revêtu, sa valeur économique est estimée à environ 25 milliards de dollars, il reste l'infrastructure de transport prédominante par excellence, puisqu'elle assure près de 90 % (Avec un taux de 30% de poids lourds) du volume des échanges, dont le plus important est enregistré sur le réseau économique de base. Cela reflète la prédominance du mode de transport routier par rapport aux autres modes.

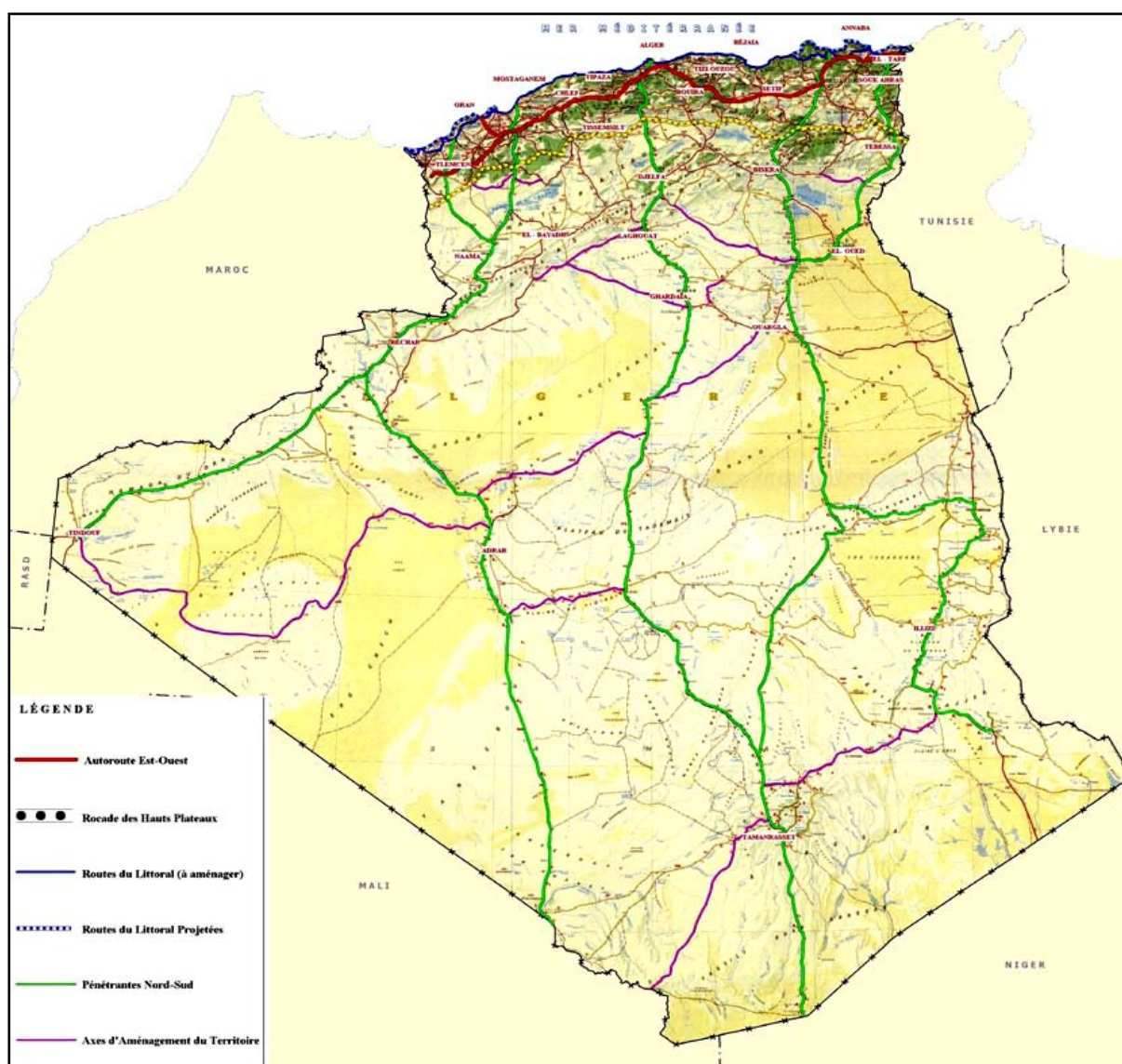


Figure A.1.1 – Carte du réseau routier algérien (Sebaa, 2006)

Ce réseau est dominé par les échanges Est – Ouest, il est constitué d'un réseau principal de 22 000 km et d'un réseau économique de base de 12 000 km. 60% des routes Algériennes ont une largeur supérieure ou égale à 7 m conçues totalement en structure souple.

1.1 Présentation et Répartition du Réseau

Le réseau routier Algérien se présente aujourd'hui comme suit :

Tableau A.1.1 – Présentation du réseau routier algérien (Sebaa, 2006)

Types de routes	revêtu	piste	total	taux
RN	24436	3720	28156	26 %
CW	21439	2367	23806	21,98 %
CC	32008	24332	56340	52,02 %
Total du réseau	77883	30419	108302	/

Notant cependant que 30 419 km sont des routes non revêtues (piste), ce réseau en RN, CW, et CC, représente 28 % de l'ensemble du réseau national.

Ce réseau routier est reparti comme suit :

Tableau A.1.2 – Répartition du réseau routier algérien (Sebaa, 2006)

Types de routes	revêtu	piste
RN	87 %	13 %
CW	90 %	10 %
CC	57 %	43 %

1.2 Etat du Réseau Routier

A fin 2004 l'état du réseau routier revêtu et non revêtu se présente comme suit:

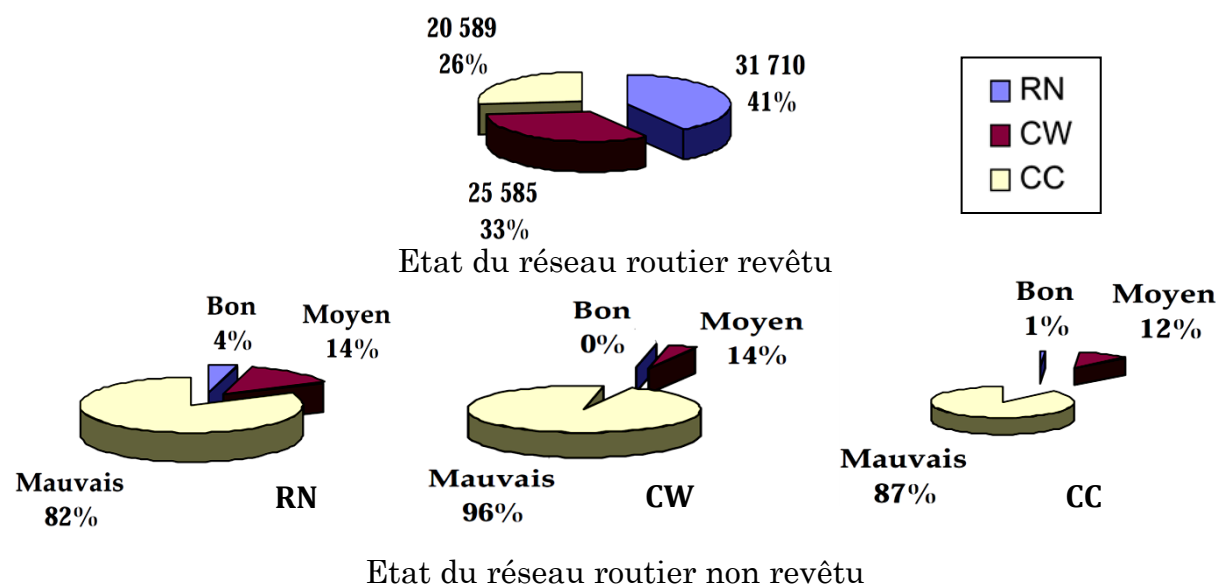


Figure A.1.2 – Etat du réseau routier algérien (Sebaa, 2006)

On constate que les routes revêtues en bon état représentent 41% du réseau (RN, CW et CC) et 33% (RN, CW et CC) en moyen état.

En matière de développement, le secteur des travaux public a poursuivi son effort et a enregistré des résultats très satisfaisants.

Au titre de l'année 2005, le secteur a enregistré : 2299 km de réhabilitation, de renforcement et de modernisation, 612 km de construction en routes nationales et de chemins de wilayas ainsi qu'un linéaire de 350 km de routes (routes neuves ou renforcées) qui ont permis le désenclavement d'environ 600 000 habitants. (Bilan d'activité 2005 développement)

Le secteur des travaux publics a connu ces dernières années un regain de dynamisme, caractérisé par l'intensification du processus de relance après une décennie marquée par une sévère crise économique.

Dans cette optique, les autorités du pays ont mis en place, à la faveur d'une embellie financière sans précédent, un ambitieux programme qui a contribué au développement et au renforcement du réseau routier.

Ce programme a été estimé à plus de 10 milliards de dollars, porte sur la réalisation à l'échéance 2009 des actions suivantes :

1. Réalisation de 927 km d'Autoroute en 2x3 voies et mise sous péage des 1216 km,
2. La réalisation de plus de 5000 km de renforcement, de réhabilitation et de modernisation,
3. Réalisation de près de 130 OA et confortement de 50 OA,
4. Renouvellement de la couche de surface sur 7600 km dans le cadre de l'entretien routier
5. Parachèvement de la route transsaharienne,
6. Réalisation des 2ème, 3ème et 4ème Rocate, totalisant un linéaire d'environ 500 km,
7. Aménagement des routes côtières (RN 24, RN 43 et RN 11),
8. Aménagement de la RN01 en 2x2 voies sur 320 Km (Blida, Médéa, Djelfa, Laghouat)
9. Des études techniques et générales soit 100 études.

Ce dernier est complété par un riche programme de développement et de désenclavement pour les régions des hauts plateaux et du Sud Algérien

1.3 Elaboration du schéma directeur routier et autoroutier 2005 / 2025.

Le schéma Directeur routier et autoroutier (SDRA) 2005/2025 est le cadre ayant déterminé la configuration optimale du réseau routier existant, susceptible de satisfaire convenablement les futures demandes de transport routiers et autoroutiers en vue d'accompagner le développement socio-économique de l'Algérie à l'horizon 2025.

Le SDRA s'articule autour des axes principaux suivants :

- La première période (2005- 2010) a été consacrée à :
 - La sauvegarde des infrastructures routières existantes (Renforcement réhabilitation des routes et confortement des ouvrages d'art).
 - Le développement et l'extension du réseau (Autoroute est/Ouest, rocades, pénétrantes nord/sud, route transsaharienne, désenclavement, routes côtières)

- L'aménagement dans les grands centres urbains par la réalisation d'évitements de grands ouvrages d'arts et de trémies.
 - La modernisation et l'adaptation du réseau existant (en 2x2 voies, 2x3 voies ou 2x4 voies)
- La deuxième période (2010–2025) est la phase de rentabilité économique et de la gestion intelligente des infrastructures routières. Les principales actions seront:
- La continuité de l'extension de capacité du réseau
 - Le renforcement de l'intermodalité
 - La préservation du patrimoine et de l'environnement
 - Le renforcement du maillage de réseau des hauts plateaux.
 - Le développement du maillage du réseau dans le grand sud, développement des liaisons principales et des routes frontalières pour le désenclavement et plus d'ouverture vers l'Afrique.

La dimension du réseau des pistes sahariennes et sa dispersion posent d'énormes problèmes pour le gestionnaire quant à l'organisation de la surveillance du réseau et des interventions.

Le réseau est important et certaines dégradations apparaissent et évoluent rapidement, les ressources dont dispose le gestionnaire pour assurer l'entretien de ce dernier sont limitées.

Lors du Congrès National sur les Routes Sahariennes, tenu à Beni-Abbes, il a été recommandé de recourir à la politique des aménagements progressifs pour le grand Sud Algérien.

2 Différents aspects du contexte saharien

En fonction de la géologie, de la lithologie et de la topographie, l'Algérie se divise en trois grandes zones structurales : le Système Tellien, les Hautes Plaines Steppiques et le Sahara (Figure A.1.3).

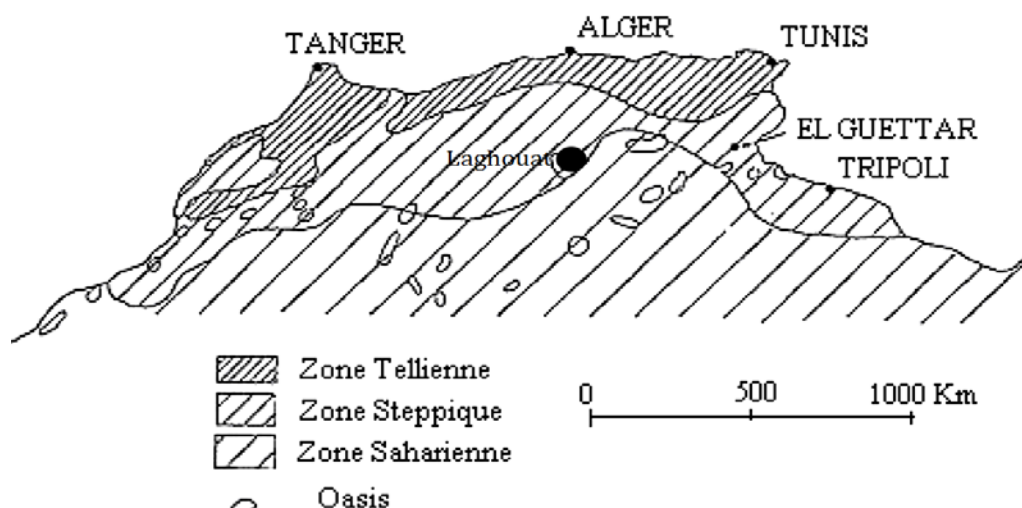


Figure A.1.3 – Topographie du Maghreb (Hadjjat, 1997).

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 1200 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.

Le Sahara : est un immense espace désertique, aride et peu peuplé, il couvre plus de $\frac{3}{4}$ de la superficie du territoire algérien. Il 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).

2.1 Le sol support

La couverture de la zone saharienne est constituée dans sa quasi-totalité de matériaux du Quaternaire. On rencontre essentiellement des roches, des éboulis, des sables, des limons et des argiles (Ben-Dhia, 1998).

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 méthode des abaques CBR, donnerait une structure minimale forfaitaire.

2.2 Le climat

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 (Benslimane et al., 2008). Le tableau A.1.3 donne les moyennes des températures minimales et maximales variant avec la continentalité, publiées par l'Office Nationale de la Météorologie., du mois le plus froid et le plus chaud.

Tableau A.1.3 – Les moyennes minimales et maximales des températures

	<i>Moyen minimal du mois le plus froid</i>	<i>Moyen maximal du mois le plus chaud</i>
régions littorales	0 — 9	28 — 31
régions semi-arides et arides	-2 — 4	33 — 40

La carte pluviométrique de l'Algérie (figure A.1.4) 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 subhumide $350 \leq H < 600$ mm/an

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

Zone IV : Aride ou désertique $H < 100$ mm/an

H : est la hauteur moyenne des précipitations annuelles.

Le milieu aride et semi aride 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.

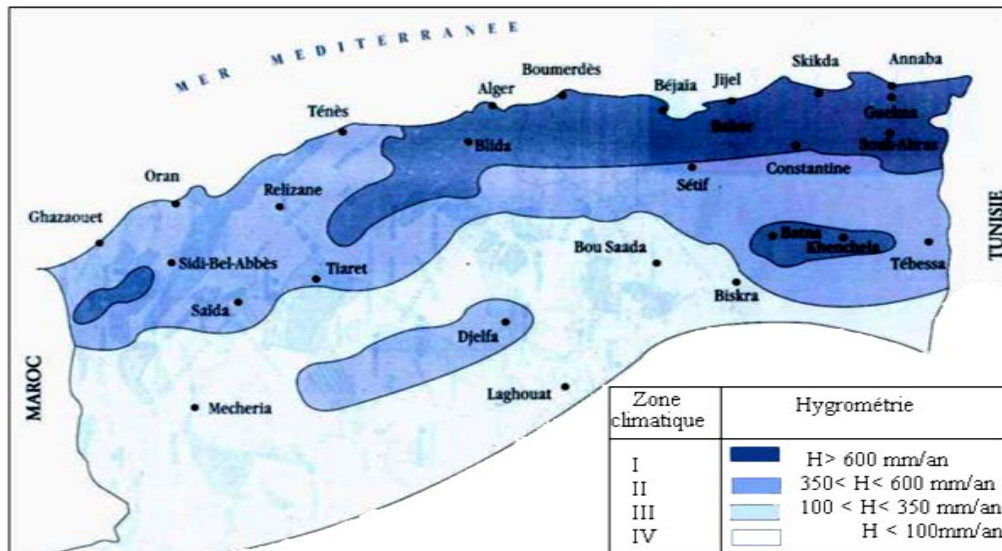


Figure A.1.4 – Cartes pluviométriques pour l'Algérie du Nord (ANRH, 1993)

2.3 Le trafic

En général, le trafic sur les routes du sud est très faible relativement à celui des routes du nord, il est inférieur à 2000 v/j sur les principaux réseaux routiers du Sahara; néanmoins le trafic saharien possède la particularité d'être composé essentiellement de poids lourds en général supérieur à 40%, avec un taux de croissance est de l'ordre de 7% (Touati, 1994). Pour les grands itinéraires, on considère une durée de service comprise entre 15 et 20 ans.

3 Définition de la technique routière saharienne

Après la construction de plusieurs milliers de kilomètres au Sahara, plus de 2500 km de route réalisés entre 1956 (date de découverte des premiers gisements pétroliers) et 1963 (date de la tenue de la première rencontre sur les techniques routières sahariennes), une technique routière propre au Sahara a pris naissance et posséda dès lors, ses normes et sa particularité. C'est en 1965, lors du 1^{er} congrès de la route qui est s'est déroulé à Beni-Abbès, les principes de la technique routière saharienne ont été justifiés et arrêtés (Fenzy, 1966 et 1970). Depuis, cette technique a fait l'objet d'un certain nombre d'articles de synthèse, il y a eu également des études portant sur certains matériaux particuliers.

3.1 Principes de la technique

Les idées de base de cette technique, d'après Fenzy, 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 étant sec et possède un indice CBR 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.

3.2 Domaine d'application

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

Cette technique n'est donc applicable que (Améraoui, 2002):

- Sous un climat très sec (moyenne annuelle des pluies < 100 mm) et dans les conditions telles que les risques d'imbibition des sols sous chaussées soient très réduits;
- Pour un trafic prévisible relativement faible.

Cette technique, a permis d'établir un fuseau discriminant propre à ces matériaux : le fuseau dit « Saharien » ou « fuseau de Beni Abbés » (Figure A.1.5), 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 :

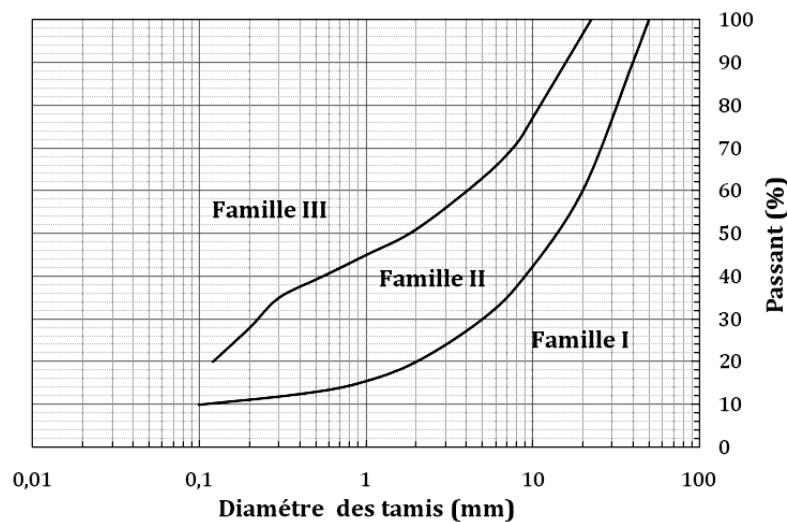


Figure A.1.5 – *Fuseau de spécification de la technique routière saharienne (Fenzy, 1966)*

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 ».

3.3 Critères de choix de matériaux pour couches de base et de fondation

Pour couche de base, on distingue principalement deux types de matériaux :

- D'une part ceux qui doivent leur tenue à l'enclassement des différents éléments les uns dans les autres et à l'angle de frottement important au contact grain-grain;
- D'autre part ceux qui doivent leur tenue à la cohésion relativement élevée apportée par leurs éléments fins (Ben-Dhia, 1983).

3.3.1 Matériaux à angle de frottement élevé

Ils sont appelés également: « *matériaux à ossatures* ». 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.

En zone humide, outre la granularité, ces matériaux doivent remplir toutes les conditions pour obtenir un angle de frottement élevé après compactage, notamment :

- Une résistance suffisante aux chocs et à l'attrition;
- Des éléments de bonne forme : arrêtés vives, faces rugueuses;
- Un pourcentage de fines juste suffisant pour un bon compactage, etc.

Un tel matériau est aussi bon au Sahara; mais lorsqu'il s'agit de tout-venant naturel, qui remplit souvent les conditions de granularité et de résistance au choc, on se trouve presque toujours en présence de matériaux à grains plus ou moins arrondis et lisses.

C'est pour cette raison qu'au Sahara, on exige que les matériaux de ce type aient une certaine « cohésion ». C'est ainsi que par rapport à ceux utilisés dans les zones humides, le pourcentage de fines est plus élevé et la plasticité est plus forte.

En résumé, les conditions demandées aux matériaux à ossature au Sahara, sont les suivantes (Domec, 1980) :

- La courbe granulométrique doit s'inscrire dans le fuseau choisi;
- Le coefficient Los Angeles doit être inférieur à 40 (ou à la rigueur être inférieur à 45) cette valeur du Los Angeles est liée aux conditions climatiques et à la classe du trafic;
- 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 serait souhaitable.

3.3.2 Matériaux à « cohésion » élevée

Ces matériaux peuvent être divisés en deux grands groupes :

- D'une part ceux qui tirent leur cohésion de l'affinité réciproque des éléments pulvérulents de calcaire ou de gypse;
- D'autre part, ceux dont la cohésion est obtenue intégralement par l'agglomération des éléments argileux.

Cette cohésion peut être appréciée en laboratoire par l'essai de compression simple (Fenzy, 1966), effectué sur des éprouvettes compactées à la teneur en eau de l'OPM et séchées à l'étuve jusqu'à une teneur en eau voisine de zéro.

La résistance minimale exigée doit être obtenue pour une compacité de 97 à 98% de l'OPM (compacité demandée généralement sur chantier) en ce qui concerne la couche de base. Cependant, si le matériau est difficile à compacter, on peut se référer à une compacité de 95% de l'OPM. Cette résistance minimale avait d'abord été fixée empiriquement à 15, puis à 20 bars; mais Fenzy recommande une résistance de 25 bars pour plus de sécurité (Fenzy, 1966).

Dans le cas de l'emploi des matériaux à fines argileuses dans le corps de chaussée, certains nombre de précautions doivent être pris, notamment en ce qui concerne la granularité:

Parmi ceux répondant au critère de la résistance à la compression simple, il est recommandé d'utiliser les matériaux graveleux ou grenus, ayant une bonne courbe granulométrique (étalée et concave) (Domec, 1980).

D'autre part, le pourcentage des fines (<0.080 mm) est limité à 30% pour les matériaux fins, afin de faciliter leur humidification (homogénéisation de la teneur en eau de compactage) et compactage.

Résumons les conditions exigées pour l'emploi en couche de base des matériaux cohérents (Domec, 1980):

- Résistance à la compression simple supérieure à *25 bars* (pour une compacité de *97* ou de *98%* de l'OPM);
- Teneur en fines < *30%*;
- Bonne granularité (cette condition à moins d'importance pour les matériaux d'encroûtements).

3.3.3 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. Au niveau de la couche de fondation, la cohésion et la résistance aux chocs ont un peu moins d'importance. Les matériaux recherchés sont peu plastiques et susceptibles de bien se comporter (critères de granularité et pourcentage des fines) (Domec, 1980). Les matériaux utilisés pour la couche de fondation sont :

- Soit les mêmes matériaux choisis en couche de base, lorsque les gisements correspondants sont d'importance suffisante;
- Soit des matériaux qui tout en ne convenant pas à la couche de base, présentent des qualités suffisantes pour la couche de fondation.

3.4 Structure de la chaussée saharienne

Selon la bibliographie consultée (Fenzy, 1970 ; Inal, 1980 ; Boularek, 1989 ; Baslimane, 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 A.1.6.

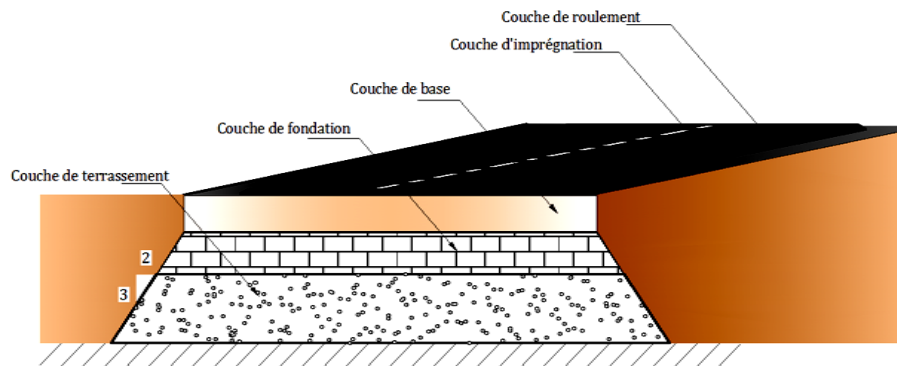


Figure A.1.6 – Coupe transversale type d'une chaussée saharienne.

3.4.1 Couche supérieure des terrassements

Les routes en zones désertiques sont souvent en remblai à faible hauteur, cette disposition facilite le drainage et modifie favorablement la teneur en eau d'équilibre sous chaussée, les déblais sont à éviter car ils favorisent l'ensablement des chaussées (Boularak, 1997).

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-venants 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 répannage des matériaux d'assise de chaussée. Dans le cas du dernier problème, il n'est pas possible de scarifier et de mélanger les matériaux de la couche supérieure sans leur contamination avec le sable. Une couche de forme moins élaborée s'avère nécessaire avant la mise en œuvre de la couche de fondation.

Les couches supérieures des terrassements sont compactées à sec de manière à atteindre des densités de l'ordre de 90% de l'OPM (Améraoui, 2002).

Un choix judicieux des matériaux du remblai permet de réduire le corps de chaussée d'une simple couche de base d'environ 15 cm (Boularak, 1997).

3.4.2 Couche de fondation

Elle est mise en place sur la plate-forme support de la chaussée (terrassements terminés), constituée des matériaux sélectionnés, compactée avec humidification et exécutée sur toute la largeur de la plate-forme.

3.4.3 Couche de base

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 10,50 m suivant les projets, et avec des élargissements sur certaines sections (passages submersibles, remblais de grandes hauteurs, etc.) (Domec, 1980).

3.4.4 Imprégnation

Préalablement à la réalisation d'une couche de roulement les matériaux d'encroûtements notamment, 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 des précipitations.

3.4.5 Revêtement

Actuellement 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. Toutefois, l'enrobé à froid est le plus souvent utilisé.

Annexe 2

Tableau A.1.4 – Propositions de spécifications pour l'Algérie par Struillou et Alloul

				poids	lourd	/jour	
			< 130	130 300	300 600	600 1200	> 1200
Zone II sup- humide H=350 à 600 mm de pluie avec bon drainage exigé	% < 80 µm 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
	LA max. sur > 12,5 mm sec	B	100	55	35		
		F	100	100	100	100	100
	IP max. sur < 0,4 mm	BF	10	10	10	10	10
	CBRe à 4 j d'immersion min	BF	40	70	80	90	100
	% CaCO ₃ min. sur < 1 mm	B	70	70	70		
F		60	60	60	60	60	
% CaSO ₄ max .sur < 1 mm	BF	tr	tr	tr	tr	Tr	
Zone III semi-aride H= 100 à 350 mm de pluie par an sans exigence- de bon drainage	% < 80 µm 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
	LA max. sur > 12,5 mm sec	B	100	100	55	35	
		F	100	100	100	100	35
	IP max. sur < 0,4 mm	BF	13	13	13	13	13
	CBRe à 4 j d'immersion min	BF	40	70	80	90	100
	% CaCO ₃ min. sur < 1 mm	B	70	70	70	70	
F		60	60	60	60	60	
% CaSO ₄ max .sur < 1 mm	BF	05	05	05	05	05	
Zone IV aride H<100 mm de pluie par an sans exigences de bon drainage	Rc (MPa) min. sur < 5 mm ; (γ _d = 0,95. γ _d opm ; 48 h à 55°C)	B	2,5	03	3,5		
		F	1,5	02	2,5	03	3,5
	IP max. sur < 0,4 mm	BF	16	16	16	16	16
	CBRe à 4 j d'immersion min	BF	30	60	70	80	90
	% (CaCO ₃ + CaSO ₄) min Sur < 1 mm	B	70	70	70		
		F	60	60	60	60	60
%NaCL max . sur < 1 mm	BF	03	03	03	03	03	

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

■ Tufs d'encroûtement déconseillés ; B : pour couche de Base ; F : pour couche de fondation ; traces ; Rc (Mpa) ; compression simple sur cylindres (5*10 cm) séchés 48 h à 55°C ; Ip indice de plasticité ; granulométrie sous eau après 48h dans l'eau : compactage CBR à 55 cops/couche à W_{opm} puis 4 jours d'immersion ; la Los Angeles sur granulométrie A.

Tableau A.1.5 – 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.

caractéristiques	Fondation	Base
D _{max}	< 40 mm	< 20 mm
Granulométrie	Voir fuseau 1	Voir fuseau 1
Indice de plasticité Ip	< 10 en zone C	< 10 en zone C
Carbonates (CaCO ₃)	≥ 40	≥ 50
Sulfates (SO ₄ Ca+2H ₂ O)	< 3 en zone c	< 3 en zone c
chlorures	< 1	< 1

Tableau A.1.6 – 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 de CBR après immersion	> 40	> 40
Coefficient Los Angeles	-	< 45

Tableau A.1.7 – Propositions de spécifications de Netterberg – Afrique du Sud

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

Caractéristiques	Nombres de véhicules/jours (moins de 20% PL> 3t)			
	< 500	500 - 1000	1000 - 2000	2000 - 5000
D _{max} (mm)	19 –			
% passant au tamis 0,425 mm	38	38 – 53	38 – 53	38 – 53
	15 -	15 - 55	15 - 55	15 - 55
	55			
Limite de liquidité	< 40	< 35	< 30	< 25
Indice de plasticité	< 15	< 12	< 10	< 8
Retrait linéaire en %	< 6	< 4	< 4	< 3
Indice de groupe Maxi	0,5	0,0	0,0	0,0
Classification ASTM D 3282	A.2.6.	A.2.4.	A.2.4.	A.2.4.
Aggregate crushing value (ACV) à sec	< 40 ?	< 35 ?	< 30 ?	< 30 ?
% maxi absorption eau	-	-	5 ?	5 ?
Aggregate pliers value (APV) à sec	> 50 ?	> 60 ?	> 70 ?	> 70 ?
Indice CBR après immersion	60	80	80	80
Densité minimum %	98	98	98	98

Tableau A.1.9 – Fiches de structure de chaussées neuves en tufs d'encroûtements

Type : MNT

Durée de vie : 15 ans, taux d'accroissement : 4%

Fiche structure TUF2/TUF2, Zone climatique : I

TPLi Pl/j/sens	SI	S3	S2	S1	S0
		25MPa	50MPa	125MPa	200MPa
300 TPL3			ES/EF 20SG 35SG	ES/EF 20SG 10SG	ES/EF 20SG
150. 150 TPL2			ES/EF 20SG 30SG	ES/EF 20SG 10SG	ES/EF 20SG
100 TPL1			ES/EF 20SG 25SG	ES/EF 25SG	ES/EF 20SG
50 TPL0			ES/EF 15SG 25SG	ES/EF 20SG	ES/EF 15SG
0					

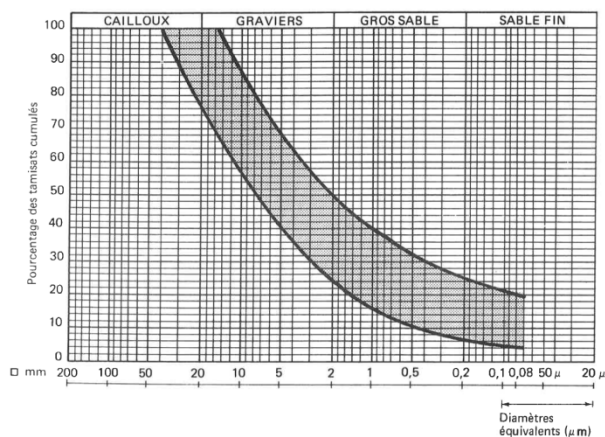
Fiche structure TUF1/TUF1, Zone climatique : II et III

TPLi Pl/j/sens	SI	S3	S2	S1	S0
		25MPa	50MPa	125MPa	200MPa
300 TPL3					
150. 150 TPL2				ES 20TUF 15TUF	ES 25TUF
100 TPL1			ES 20TUF 30TUF	ES 15TUF 15TUF	ES 20TUF
50 TPL0			ES 15TUF 30TUF	ES 25TUF	ES 15TUF
0					

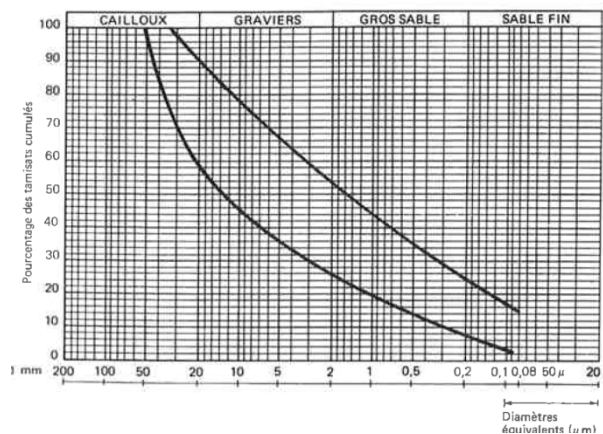
Fiche structure SG1/SG1 Zone climatique : I, II et III

TPLi Pl/j/sens	SI	S3	S2	S1	S0
		25MPa	50MPa	125MPa	200MPa
300 TPL3					
150. 150 TPL2				ES/EF 20SG 15SG	ES/EF 20SG
100 TPL1			ES/EF 20SG 25SG	ES/EF 15SG 15SG	ES/EF 20SG
50 TPL0			ES/EF 15SG 25SG	ES/EF 20SG	ES/EF 15SG
0					

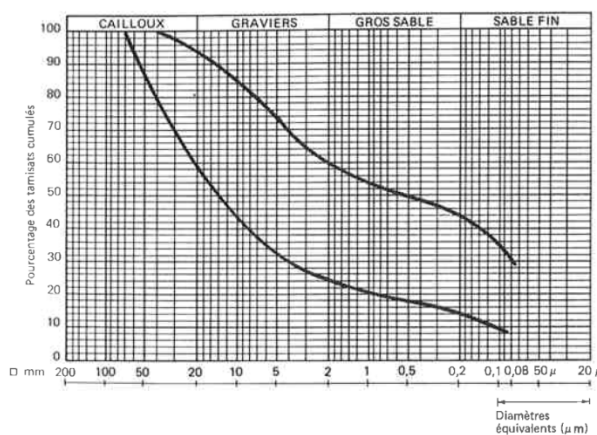
Si: classe de sol support,
 TPLi: classe de trafic pl/j/sens,
 Es: enduit superficiel,
 Es/EF: enduit superficiel ou enrobé à froid,
 SG: sable gypseux classe2 (SG2) Epaisseur de mise en oeuvre : SG (min=10, max =25), TUF : tuf calcaire de classe1 (tuf) Epaisseur de mise en œuvre: tuf (min=15, max=25),
 NB : toutes les épaisseurs sont données en cm



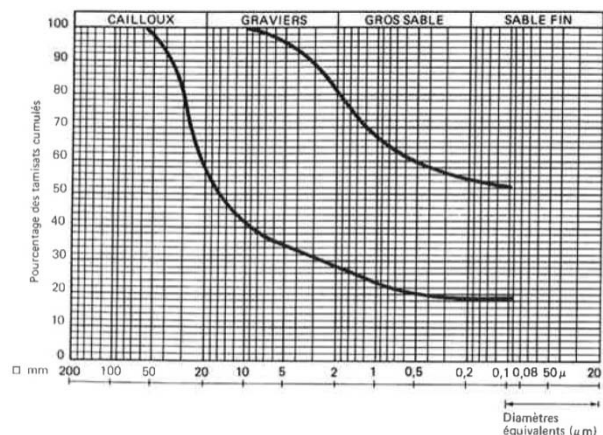
Fuseau de spécification pour les tufs calcaires tunisien.



O/D issus de concassage (dalle + partie supérieure de la côte)



O/D issus d'encrûtement feuilletés (dalles + côte et éléments riches plus friables)



O/D issus de gisement feuilleté (faible croûte ou gisement massif tendre)

Figure A.1.7 – Fuseaux granulométriques de matériaux extraits de différents encrûtements (Colombier, 1998)

Tableau A-1.8 – Résultats de quelques essais de caractérisations effectuées sur les encroûtements calcaires et quelques matériaux routiers.

Essai	Critère ou caractéristique	Seuil de référence	Matériau						commentaires	
			Les lièrthes	Matériaux conforme aux spécifications		Le calcaire de Beauce	Les crails	Les tufs		
				Grave grenue 0/20	Grave concassé					
Granulométrie	Courbe	Fuseau	< 80µm (%)	10 à 15	6	7	Courbe moyenne incluse dans le fuseau	Courbes hors du fuseau	Courbes hors du fuseau	La granulartie des tufs ne satisfait pas aux critères habituels
Los Angeles	L.A. (%)	< 50					24 à 33		70 à 80	Les tufs sont très friables. Leurs valeurs de L.A. et du MDH les situent hors de classes de dureté admises par les spécifications.
Micro-deval humide	MDH	< 50					(DE=2,4 à 4,5)	(DE=10 à 40)	90 à 99	Cet essai est intéressant du fait qu'il rend compte de la limite de friabilité liée à la granulométrie des tufs.
Friabilité des sables *	F.S.	< 40							19 à 23	Les tufs ne sont pas plastiques et une faible variation de la teneur en eau en traîne la modification de leur état.
Limites d'Atterberg *	W_L (%) I_p (%)		20 à 45 6 à 25				27 à 44 8 à 24	18 à 35 5 à 15	15 à 20 5 à 25	Les valeurs du ES des tufs sont élevées bien que ceux-ci ne contiennent pas d'argille. C'est dû à leur grand quantité de fines légères de calcaires et de silice.
Equivalent de sable	E.S. (%)	> 50				55			20 à 60	C'est un essai intéressant pour les tufs car il met en évidence la qualité de leurs fines.
Essai au bleu de Méthylene *	V.B. C_A		0,15 à 3,85 0,70 à 10,13						0,18 à 0,75 1 à 4,5	Les densités sèches maximales des tufs sont relativement faibles mais leur teneur en eau optimale sont assez élevées.
Proctor Modifié **	γ_{max} (k/m ³) W_{opt} (%)		1,6 à 2,3 5,0 à 25	2,14 4,9	2,4 5,5			1,5 à 1,82 28 à 23	1,7 à 2,0 8 à 15	L'indice portant CBR immédiat des tufs est élevé. C'est un élément qui plaide en faveur d'un bon comportement mécanique. L'affaiblissement de la portance dû à l'immersion rend compte de l'influence de l'eau sur les tufs.
Portance **	LCBR Immédiat		40 à 110					15 à 110	50 à 150	
	LCBR après immersion								30 à 100	

Annexe 3

Classification GTR

Une classification de matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières et donne par le GTR (Setra-LCPC, 1992), permet de classer les sols (voir Tableau III.2.4) en fonction d'un certain nombre de paramètres cité supra :

- Classe A - Sols fins
- Classe B - Sols sableux et graveleux avec fines
- Classe C - Sols comportant des fines et des gros éléments
- Classe D - Sols insensibles à l'eau.

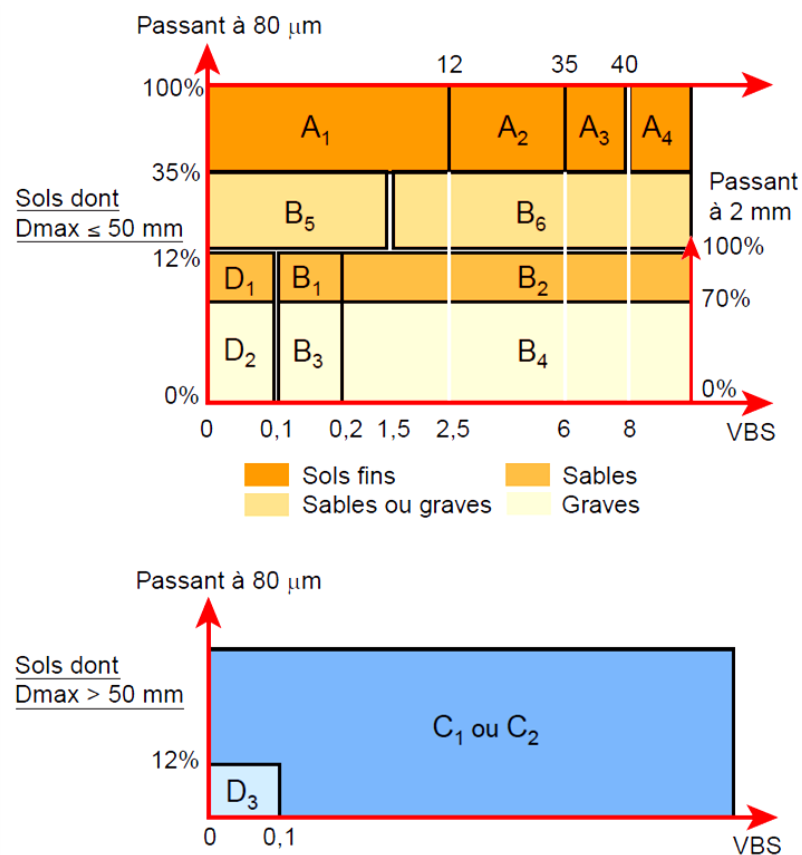


Tableau A.2.1 – *Tableau synoptique de classification des matériaux selon leur nature, suivant la norme NF P 11-300*

Classe de portance

Le tableau A.2.2 et A.2.3 regroupent respectivement les classes de portance des sols par ordre croissant de S4 à S0 et les plages de portance probables des différents sols selon leur classification (CTTP, 2001).

Tableau A.2.2 – Classes de portance des sols S_i (CTTP, 2001)

Indice CBR	Classe de portance
< 5	S4
5 – 10	S3
10 – 25	S2
25 – 40	S1
> 40	S0

Tableau A.2.3 – Plages probables de portance des sols (CTTP, 2001).

Sol	Classification LPC/USCS	Classe de portance
Argiles, Limons	CL, CH, ML, ML-CL	S4 – S2
Sables, Graves	SP-SC, SC, SM, GP-GC, GC, GM	S3 – S0

Plusieurs approches ont été proposées pour déduire une valeur de module, directement utilisable dans un schéma rationnel de dimensionnement de couches d'assises, à partir de la valeur retenue pour le CBR (cité par Neji, 2005). Le tableau A.2.4 indique les valeurs des modules, des différents sols selon leurs classes de portance, estimés à partir de ces différentes approches.

Tableau A.2.4 – Valeurs des modules selon la classe de portance (CTTP, 2001).

Classe de portance	Valeurs des modules E		
	$E= 6,5 CBR^{0,65}$ (Jeuffroy et Bachelez)	$E= 10 CBR$ (Shell)	$E= 5 CBR$ (LCPC)
S4	< 19	< 50	< 25
S3	19 – 29	50 – 100	25 – 50
S2	29 – 53	100 – 250	50 – 125
S1	53 – 71	250 – 400	125 – 200
S0	> 71	> 400	> 200

Annexe 4

Résultats des Essais CBR

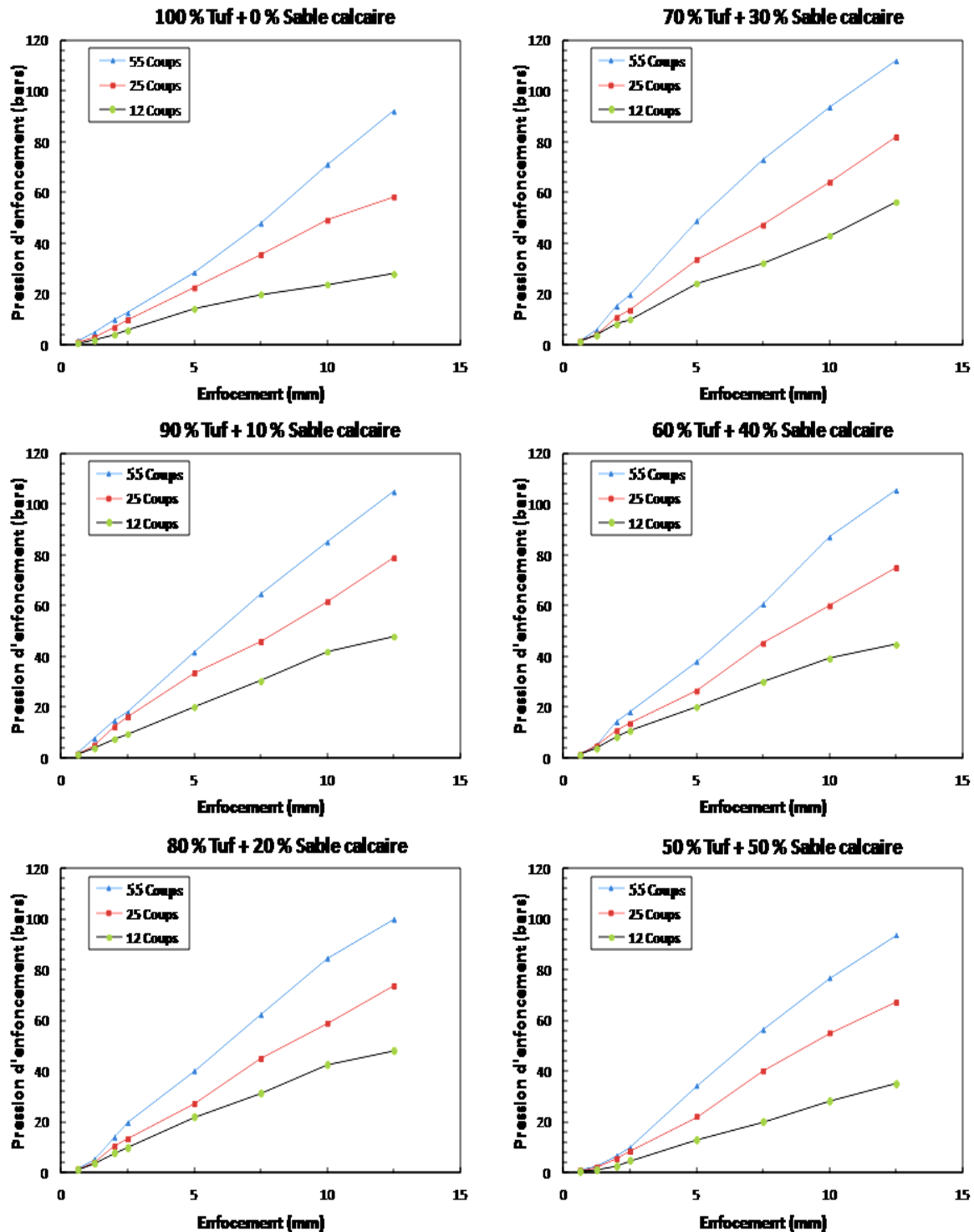


Figure A.3.1 – Variation de la pression du piston en fonction de son enfoncement immédiat pour différents mélanges tuf–sable calcaire.

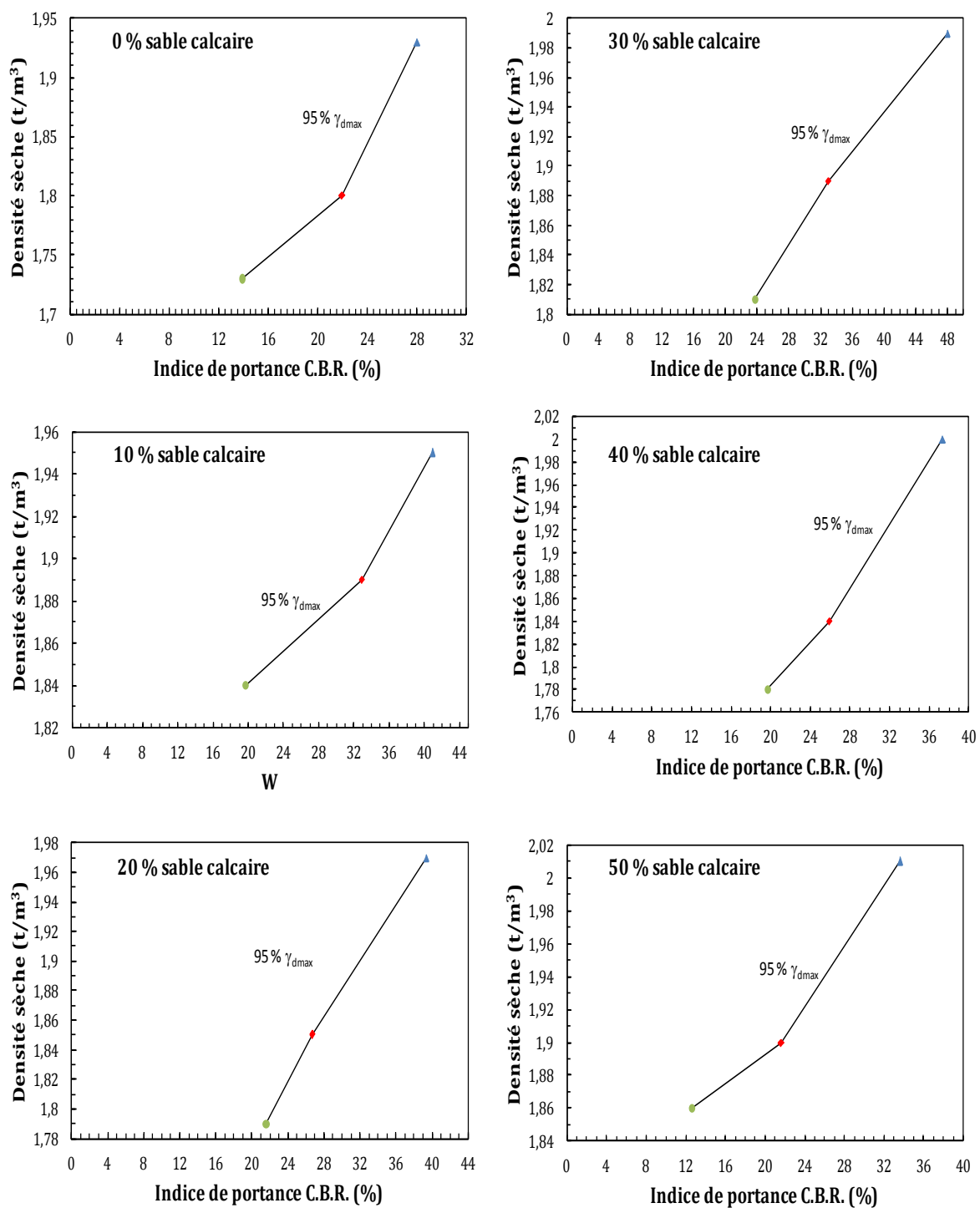


Figure A.3.2 – Variation du poids volumique sec en fonction de l'indice CBR immédiat pour différents mélanges tuf–sable calcaire.

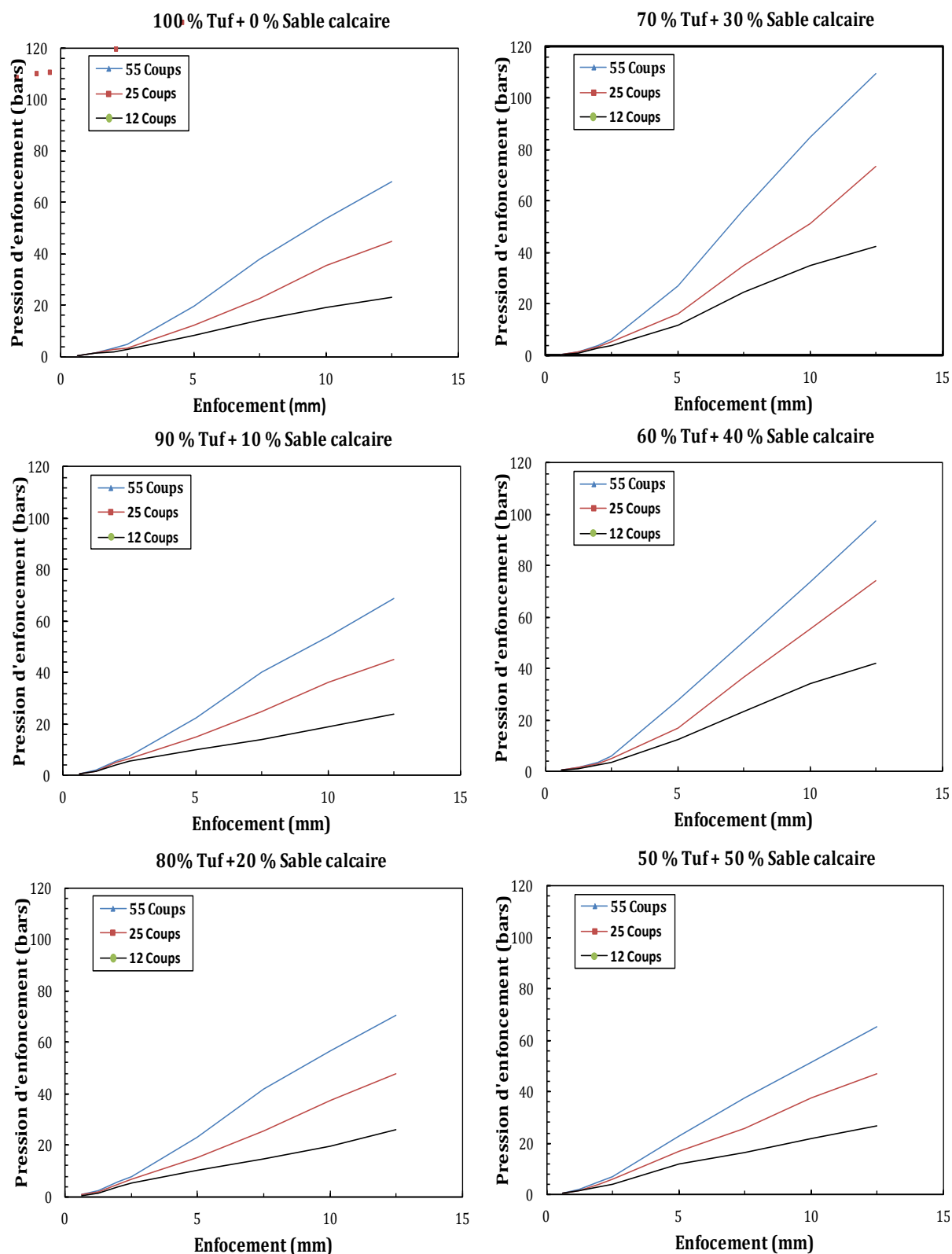


Figure A.3.3 – Variation de la pression du piston en fonction de son enfoncement après immersion de 4 jours pour différents mélanges tuf–sable calcaire.

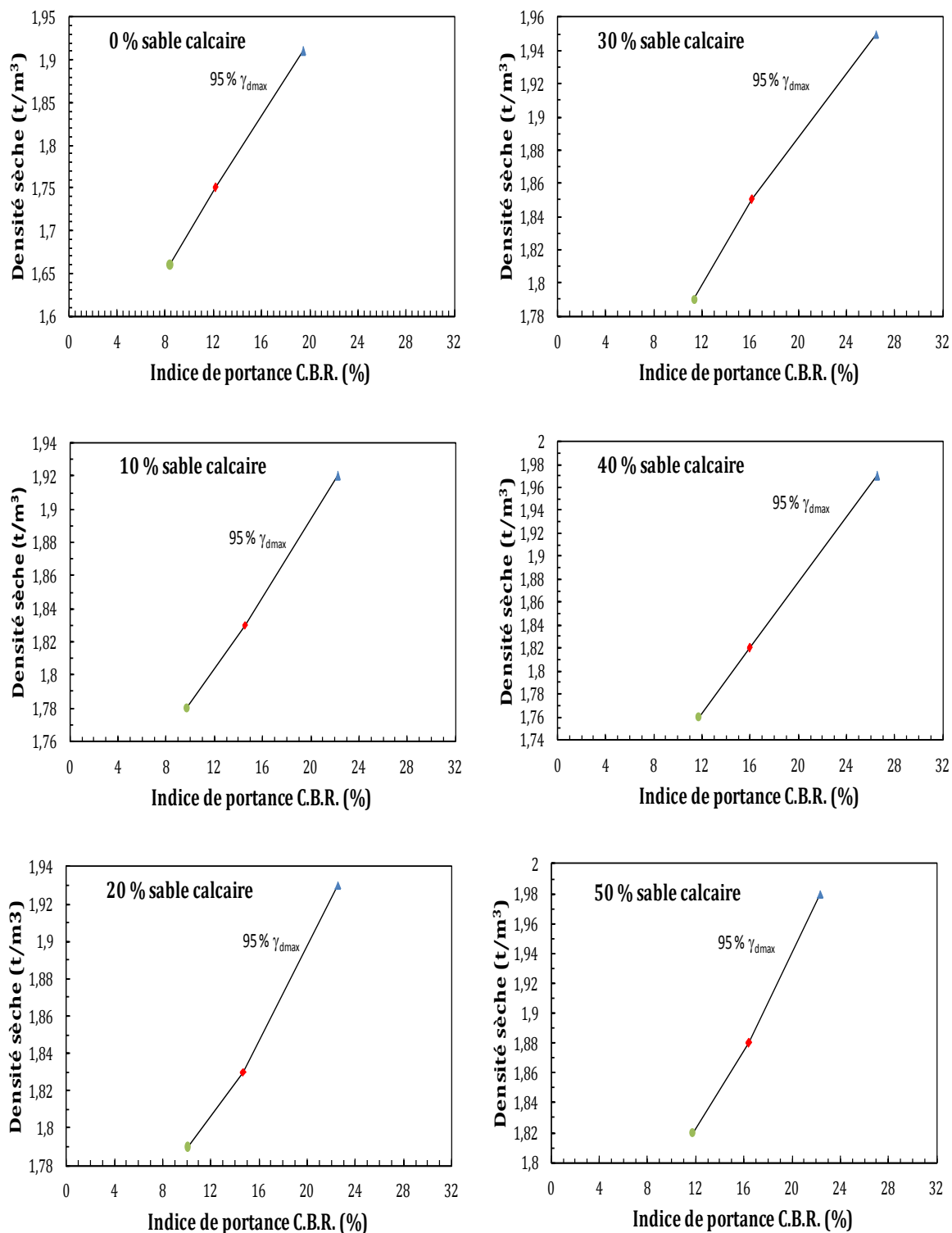


Figure A.3.4 – Variation du poids volumique sec en fonction de l'indice CBR après immersion pour différents mélanges tuf – sable calcaire.

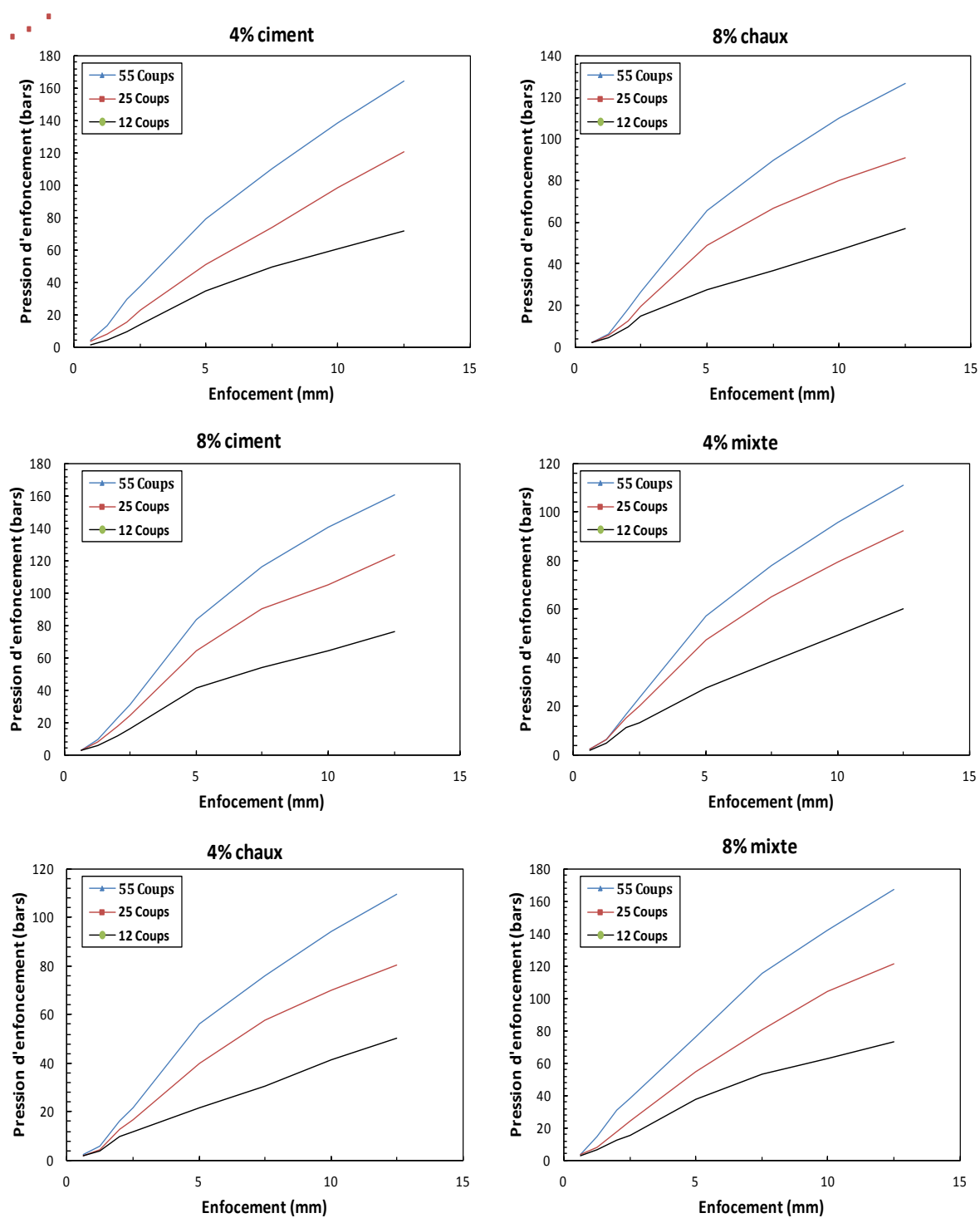


Figure A.3.5 – Variation de la pression du piston en fonction de son enfoncement immédiat pour le TSCopt traité .

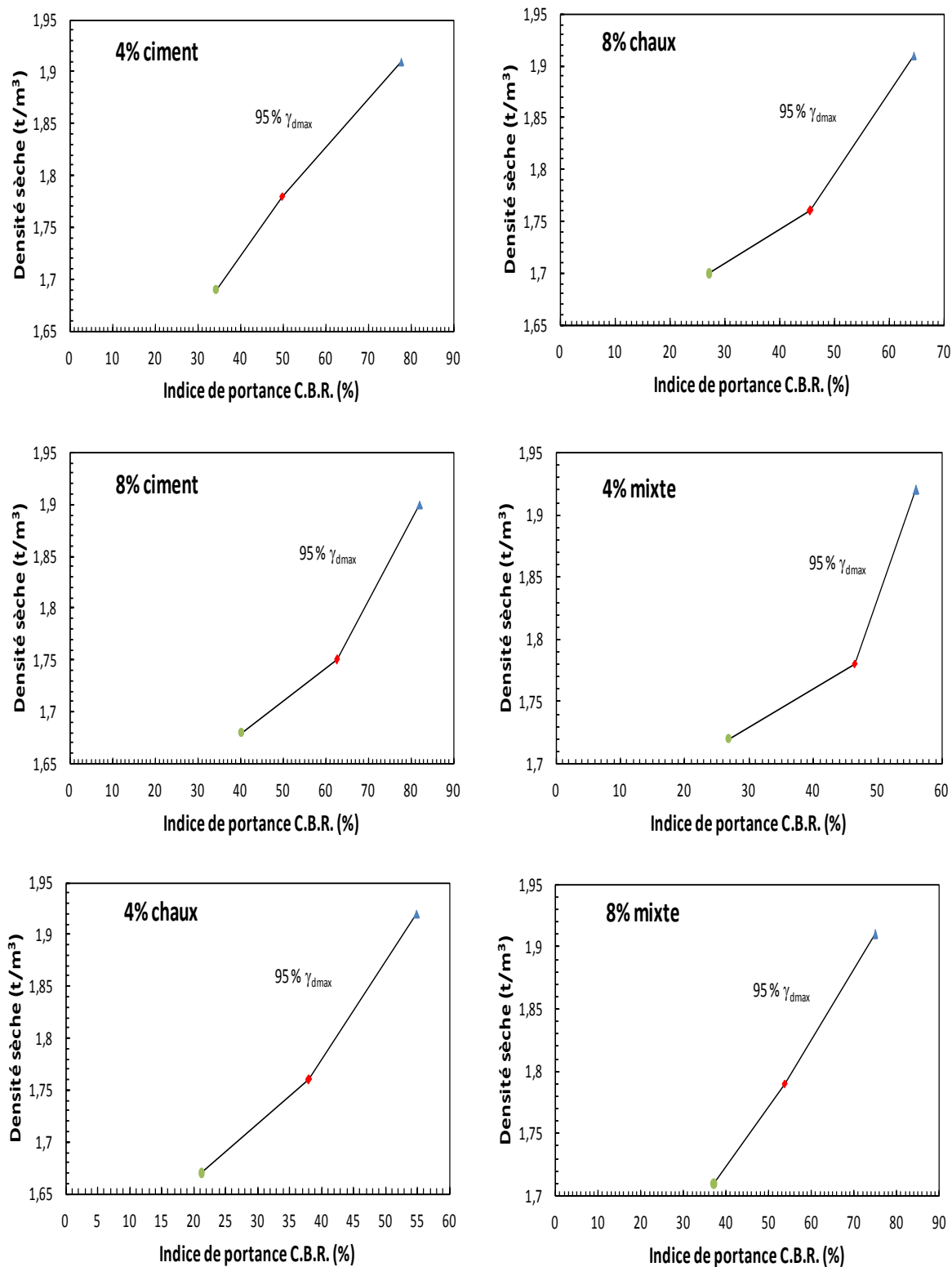


Figure A.3.6 – Variation du poids volumique sec en fonction de l'indice CBR immédiat pour le TSCopt traité.

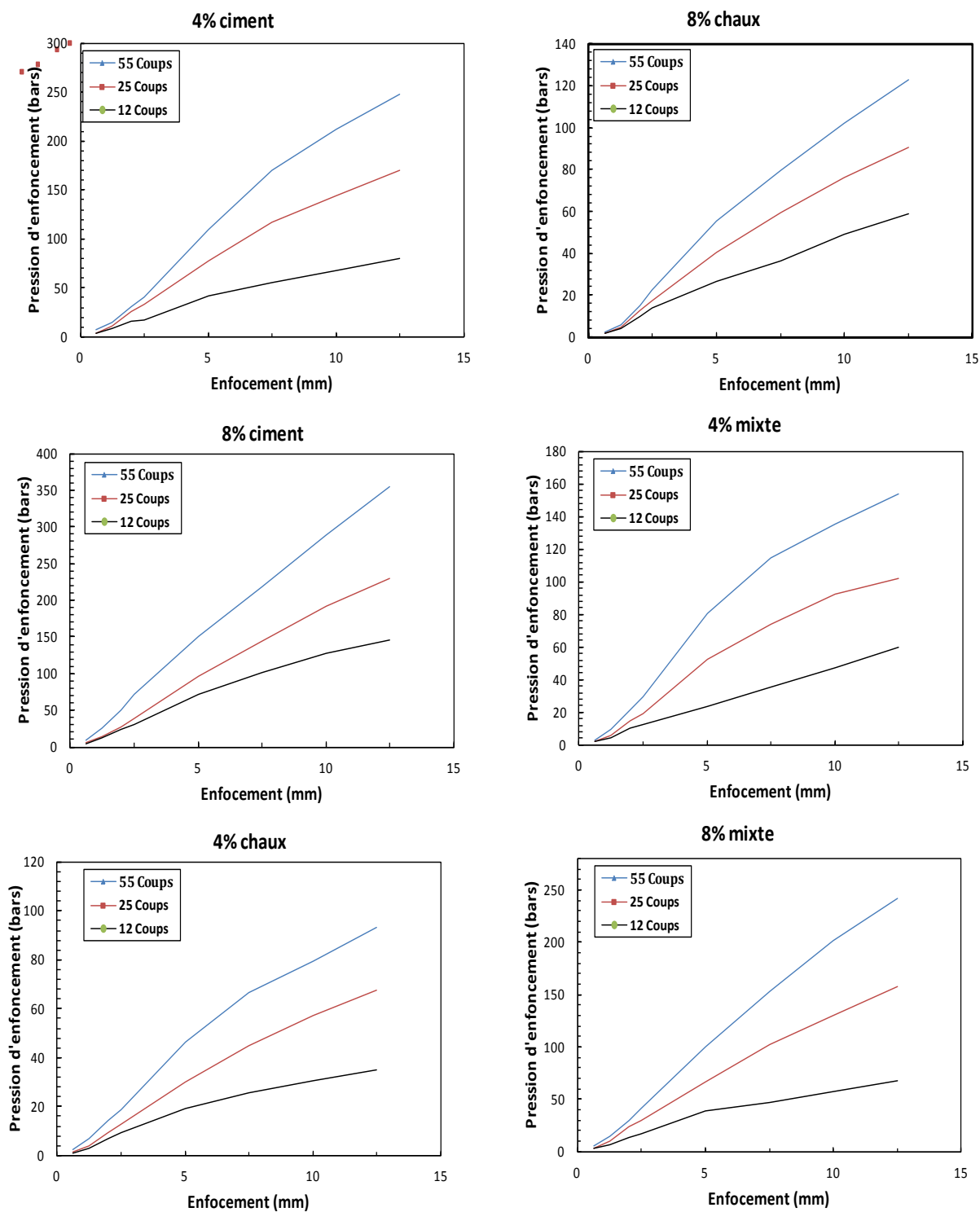


Figure A.3.7 – Variation de la pression du piston en fonction de son enfoncement après immersion de 4 jours pour le TSCopt traité.

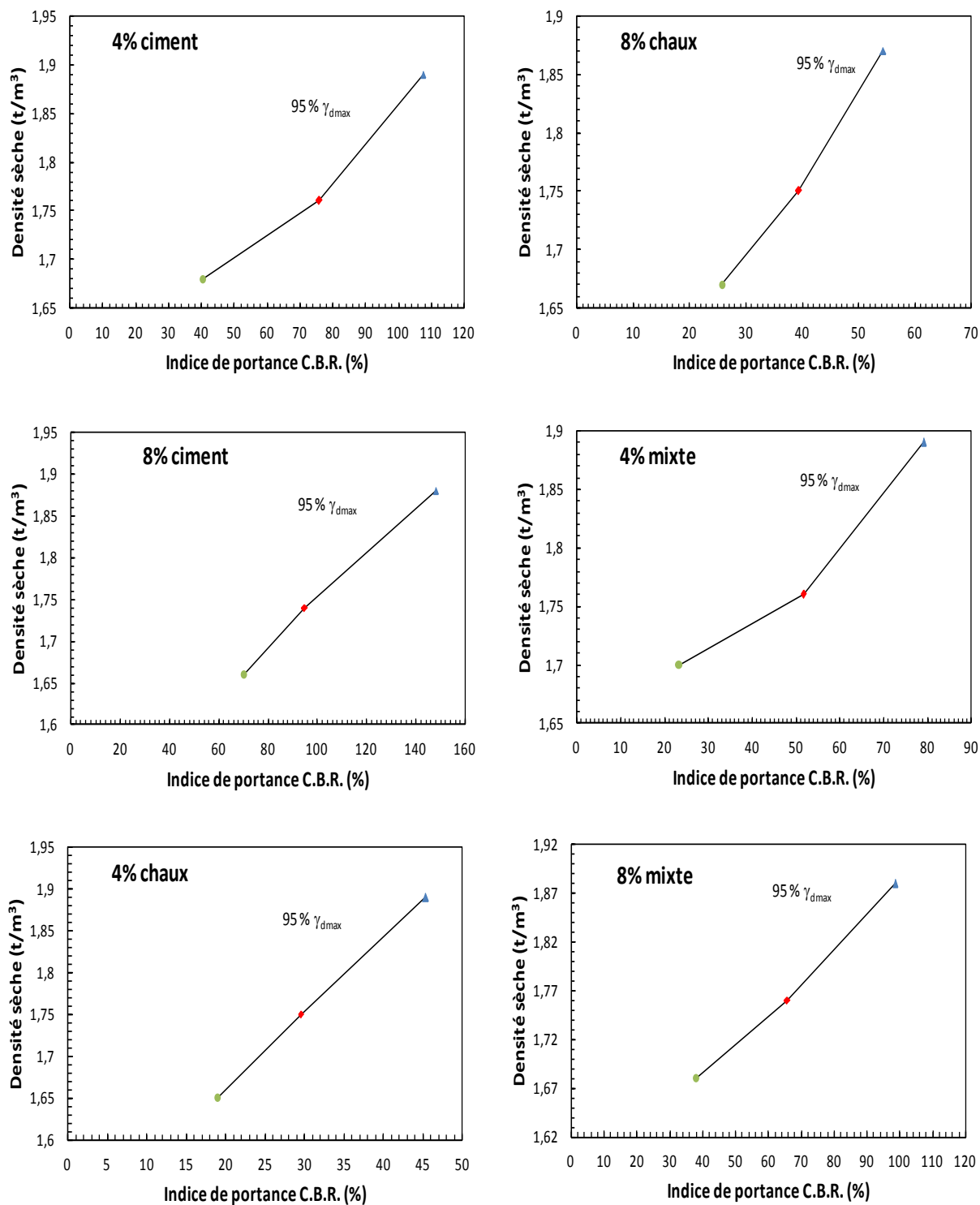


Figure A.3.8 – Variation du poids volumique sec en fonction de l'indice CBR après immersion pour le TSCopt traité.

Résumé de Thèse de doctorat

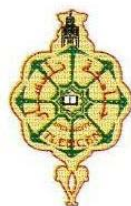
Mr. GOUAL Idriss

Intitulée :

**Comportement mécanique et hydrique d'un mélange
de tuf et de sable calcaire de la région de Laghouat:
Application en construction routière**

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université ABOUBAKR Belkaid – TLEMCEM



Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

Résumé de Thèse de doctorat

Pour l'obtention du Diplôme de Docteur en Génie Civil

Option : Géomatériaux

Intitulée :

**Comportement mécanique et hydrique d'un mélange
de tuf et de sable calcaire de la région de Laghouat:
Application en construction routière**

Présentée par :

GOUAL Idriss

Soutenue le : 02/04/2012 devant le jury composé de :

MEGNOUNIF Abdellatif	Maître de Conférences A, Université de Tlemcen	Président
FLEUREAU Jean-Marie	Professeur, Ecole Centrale Paris	Examineur
HACHICHI Abdelkader	Maître de Conférences A, U. S. T. Oran	Examineur
GOUAL Mohamed Sayah	Professeur, Université de Laghouat	Encadreur
ABOU-BEKR Nabil	Professeur, Université de Tlemcen	Encadreur
TAIBI Saïd	Maître de Conférences HDR, Université du Havre	Encadreur

ملخص

هذا العمل يدخل ضمن الإطار العام لثمين المواد المحلية لمنطقة الأغواط (جنوب الجزائر) من أجل استغلالها في منشآت الطرق. الهدف الرئيسي من هذه الأطروحة هو دراسة إمكانية ثمين الطيف و الرمل الكلسي الناتج عن مخلفات محطات تكسير الحجارة الكلسية لمنطقة الأغواط لاستخدامها في بناء الطرق، خصوصا ذات حركة المرور المتوسطة و القوية. في المرحلة التجريبية الأولية و استنادا إلى الخصائص الميكانيكية، تم تحديد صيغة مثلى مكونة من 80 ٪ من الطيف و 20 ٪ من الرمل الكلسي.

دراسة السلوك الهيدروليكي و الميكانيكي لهذه الصيغة كانت موضوع بحث المرحلة التجريبية الثانية. السلوك الهيدروليكي انعكس في تجارب مسارات التصريف و الترطيب و تجارب قياس النفاذية في الحالة المشبعة، أما السلوك الميكانيكي فقد أنجز عن طريق اختبارات الضغط ثلاثي المحاور على المزيج المثالي مرصوصا، باعتبار الحالتين المشبعة (بتصريف الماء و بدون تصريف الماء) و غير المشبعة بفحوى مائي ثابت. بهدف التخفيف من مشكلة عدم ثبات المزيج في الماء تمت دراسة و مناقشة طريقة المعالجة باستعمال الجير و/أو الإسمنت.

المنهج التجريبي المعتمد سمح لنا باستنباط العوامل الأساسية لنمذجة سلوك الطريق نتيجة الإستراتيجيات الهيدروليكية و الميكانيكية. وأخيرا كشفت لنا هذه الدراسة أن المادة الفقيرة ذات الخصائص غير الملائمة، من خلال مقارنتها مع الأنظمة المعتمدة، يمكن تميمها بتكلفة أقل من خلال إضافة مخلفات المحاجر استجابة لمتطلبات التنمية المستدامة المتمثلة في التكامل بين البعدين الاقتصادي و البيئي.

الكلمات المفتاحية: المواد المحلية، الثمين، الطيف، الرمل الكلسي، تقنيات الطرق، السلوك الهيدروميكانيكي، الامتصاص، المعالجة، الجير، الإسمنت.

RESUME

Ce travail s'inscrit dans le cadre général de la valorisation des matériaux locaux de la région de Laghouat (sud algérien), en vue d'une utilisation en technique routière.

L'objectif principal de la présente thèse est l'étude des potentialités de valorisation de tuf et de sable calcaire issu des résidus des stations de concassage pour une utilisation dans les constructions de chaussées, notamment à moyen et à fort trafic.

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

L'étude du comportement hydrique et mécanique du mélange optimal adopté a fait l'objet de la deuxième phase expérimentale. Le comportement hydrique est traduit par des essais de drainage humidification et de mesure de la perméabilité saturée. L'étude du comportement mécanique a été constituée d'essais triaxiaux saturés (CD et CU) et d'essais triaxiaux non saturés à teneur en eau constante sur le mélange optimal compacté. Afin de pallier au problème de tenue à l'eau du mélange optimal tuf-sable calcaire, une étude de traitement à la chaux et/ou au ciment a été abordée et discutée.

La démarche expérimentale adoptée a permis de déduire les paramètres rhéologiques indispensables pour une modélisation du comportement de la chaussée, à base de tuf et de sable calcaire, sous l'effet de sollicitations hydriques et mécaniques. Enfin, Cette étude a montré qu'un matériau à priori de caractéristiques médiocres vis-à-vis des règlements en vigueur, peut être valorisé à moindres frais par l'addition d'un déchet de

carrière, afin de satisfaire les exigences du développement durable dans l'esprit d'une complémentarité entre la contrainte économique et la dimension environnementale.

MOTS CLES: *Matériaux locaux, valorisation, tuf, sable calcaire, technique routière, comportement hydromécanique, succion, traitement, chaux, ciment.*

ABSTRACT

This work is a part of a general axe focusing on the valorisation of local materials of Laghouat region (south of Algeria), for their uses in technical road.

The main objective of the present thesis is to study the potentialities of the valorisation of the tuff and calcareous sand residue coming from crushing stations for their uses in road pavement constructions, notably for medium to heavy traffic.

A first experimental phase related to mechanical characterisations, has permitted to determine an optimal formulation composed of 80% tuff and 20% calcareous sand.

A second experimental phase has conducted in the objective to study the hydro mechanical behaviour of the optimal mixes. The hydraulic behaviour is revealed by wetting-drying tests and measurement of saturated permeability. The study of the mechanical behaviour was accomplished by triaxial tests on saturated compacted samples under different draining conditions, and unsaturated triaxial tests on samples at constant water content. A study of treatment procedures with lime and / or cement was carried out in order to make-up for the problem of the instability of optimal mixes in saturated conditions.

The experimental approach adopted has permitted to deduce the rheological parameters of the optimal mixes necessary for the modelling of roadway behaviour when it is subjected to hydraulic and mechanical stresses. Finally, this study shows that it is possible, to valorise at a little cost, a material having initially a poor characteristics by the addition of quarry waste, in response to the objectives of sustainable development on the spirit of complementarity between the economic constraints and environmental dimensions.

KEYS WORDS: *local materials, valorisation, tuff, calcareous sand, road engineering, hydro mechanical behaviour, suction, treatment, lime, cement.*

Sommaire

1 INTRODUCTION	4
2 MATERIAUX DE BASE	6
2.1 PROVENANCE	6
2.2 CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES ET MINERALOGIQUES	6
3 ETUDE DE FORMULATION D'UN MELANGE OPTIMAL	8
3.1 ESSAI PROCTOR	8
3.2 ESSAI CBR	10
3.3 ESSAI DE RESISTANCE A LA COMPRESSION SIMPLE	10
3.4 SENSIBILITE A L'EAU	13
4 COMPORTEMENT HYDROMECHANIQUE DU TSCOPT	14
4.1 CHEMINS DRAINAGE - HUMIDIFICATION	14
4.2 MESURE DE LA PERMEABILITE SATUREE EN REGIME PERMANENT	15
4.3 ESSAIS TRIAXIAUX	15
5 TRAITEMENT DU TSCOPT AUX LIANTS HYDRAULIQUES	16
6 RESULTATS ET DISCUSSION	17
6.1 CHEMINS DRAINAGE – HUMIDIFICATION	17
6.2 PERMEABILITE SATUREE	19
6.2.1 EFFET DU GRADIENT HYDRAULIQUE (σ'_3 CONSTANTE ET I VARIABLE)	19
6.2.2 EFFET DE LA CONTRAINTE DE CONFINEMENT (I CONSTANT ET σ'_3 VARIABLE)	20
6.3 ESSAIS TRIAXIAUX	21
6.3.1 ESSAIS TRIAXIAUX SATURES	21
6.3.2 ESSAIS TRIAXIAUX A TENEUR EN EAU CONSTANTES	24
6.4 TRAITEMENT AU LIANT HYDRAULIQUE	27
6.4.1 STABILITE IMMEDIATE	27
6.4.2 RESISTANCE A LA COMPRESSION	28
7 CONCLUSION	29

1 Introduction

Le réseau routier Algérien avait atteint d'après le rapport de la direction des routes du ministère des travaux publics plus de 112696 km (Sebaa, 2006), dont 75% revêtus, sa valeur économique est estimée à environ 25 milliards de dollars. Il reste l'infrastructure de transport prédominante par excellence, puisqu'il assure près de 90 % (Avec un taux de 30% de poids lourds) du volume des échanges, dont le plus important est enregistré sur le réseau économique de base. Cela reflète la prédominance du mode de transport routier par rapport aux autres modes.

Ce réseau est dominé par les échanges Est-Ouest, il est constitué d'un réseau principal de 22000 km et d'un réseau économique de base de 12000 km. 60% des routes Algériennes ont une largeur supérieure ou égale à 7 m, conçues totalement en structure souple. Le secteur des travaux publics a connu ces dernières années un regain de dynamisme, caractérisé par l'intensification du processus de relance de projet de construction et de réhabilitation du réseau routier après une décennie marquée par une sévère crise économique.

Au titre de l'année 2005, le secteur a enregistré : 2299 km de réhabilitation, de renforcement et de modernisation, 612 km de construction en routes nationales et de chemins de wilayas ainsi qu'un linéaire de 350 km de routes (routes neuves ou renforcées) qui ont permis le désenclavement d'environ 600.000 habitants. (Bilan d'activité de développement 2005). En matière de développement, le secteur des travaux publics a poursuivi ses efforts et a enregistré des résultats très satisfaisants. Dans cette optique, les autorités du pays ont mis en place, à la faveur d'une embellie financière sans précédent, un ambitieux programme qui va contribuer au développement et au renforcement du réseau routier. Ce programme a été estimé à plus de 10 milliards de dollars, et porte sur la réalisation à l'échéance 2014 d'un nombre important de routes et autoroutes et ouvrages d'arts annexés, ainsi que la réhabilitation, le renforcement et l'aménagement de milliers de kilomètres de routes anciennes.

Ces actions ont été complétées par un riche programme de développement et de désenclavement pour les régions des hauts plateaux et du Sud Algérien. Ce programme très ambitieux va connaître sans doute un besoin en matériaux de chaussées de plus en plus important qui dépasse ce que peut offrir la nature en graves « nobles ». Ces dernières sont considérées depuis longtemps, comme les seuls matériaux acceptables et qui répondent rigoureusement à certains critères géotechniques (dureté, propreté, granulométrie,...etc.).

Par ailleurs, dans certaines régions, notamment sahariennes, ces matériaux sont rares voir même inexistantes. Ceci a poussé les ingénieurs et les techniciens du domaine routier à recourir vers l'utilisation des matériaux locaux tels que les tufs, les matériaux volcaniques, les sables, les latérites,... etc. En les adaptant aux particularités des zones arides liées aux conditions climatiques, aux matériaux locaux, au faible trafic et à la portance du sol support qui diffère de celle des régions humides.

La valorisation des matériaux locaux en géotechnique routière reste un thème d'actualité ; il s'agit de mieux maîtriser leur comportement et leur mise en œuvre dans diverses situations afin d'arriver à une caractérisation qui facilitera leur classification et leur utilisation par les ingénieurs et les techniciens du domaine routier.

En Algérie, les tufs d'encroûtement calcaires ont servi depuis plus d'un demi-siècle à la construction de milliers de kilomètres de routes économiques et de désenclavement. Ces matériaux couvrent approximativement une superficie de 300.000 km². Ils sont utilisés comme des agrégats de substitution économique extraits de gisements calcaires, gypseux

ou gypso calcaires. Les pionniers de la construction des routes sahariennes, ont codifié les matériaux dont le comportement a été jugé satisfaisant sur chantier, en adoptant la technique mise au point pour la France métropolitaine basée sur les essais d'identification (origine, nature chimique, granulométrie, Los Angeles, propreté...). Après la construction de plus de 2200 km de route en milieu désertique, une Technique Routière Saharienne (TRS) a été mise au point (Fenzy, 1966 ; Fenzy, 1970). Depuis, des travaux ont été menés sur ces matériaux et 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.

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. Les études ont montré que les caractéristiques géotechniques souvent faibles des tufs, notamment leur faible résistance aux chocs et à l'abrasion ainsi que leur sensibilité à l'eau, ne permettent pas d'envisager leur emploi en assises de chaussées à fort trafic (Fumet, 1959 ; Peltier, 1959 ; Alloul, 1981 ; Ben-Dhia, 1983 ; Struillou et Alloul, 1984 ; Ben-Dhia et al., 1984 ; Boukezzi, 1997 ; Colombier, 1988; Hachichi, et al., 2000 ; Améraoui, 2002 ; Goual et al., 2005 ; Morsli et al., 2005 et 2007). La technique française de traitement aux liants hydrauliques des roches calcaires tendres pourrait être une solution pour étendre leur domaine d'utilisation aux chaussées à fort trafic. La stabilisation à l'aide de liants hydrauliques (ciment, chaux, laitier granulé, etc.) a montré jusqu'à présent ses limites. Les résultats obtenus n'ont généralement pas été à la hauteur des attentes (Domec et Alloul, 1980 ; Ben Dhia 1983 ; Ben Dhia et al., 1984 ; Colombier, 1988; CEBTP, 1991; Azzouz, 1997 ; Boukzezi, 1997 ; Chiheb, 2001; Hachichi et al., 2001 ; Goual et al., 2008).

Par ailleurs, et en raison de la forte teneur en fines des tufs d'encroûtement, une autre technique a été élaborée et développée depuis plus de 30 ans. Elle consiste en l'association du tuf avec d'autres matériaux, traités ou non traités, riches en gros éléments, mais dépourvus totalement de fines (graves ou sables) (Hamrouni, 1975 ; Tagle, 1976 ; Colombier, 1988 ; Morsli et al., 2005 et 2007). Cette 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.

Dans l'objectif de valorisation des tufs de la région de Laghouat (Algérie), l'idée de les associer avec les sables calcaires issus des résidus des stations de concassage en vue d'améliorer leurs caractéristiques géotechniques et mécaniques peut s'avérer intéressante, non seulement d'un point de vue économique mais également environnemental. C'est dans cette optique que se sont orientés nos travaux. Il s'agit de l'étude du comportement mécanique et hydrique d'un mélange de tuf et de sable calcaire de la région de Laghouat en vue de son utilisation en techniques routières. L'originalité du présent travail réside premièrement dans le choix du mélange (tuf-Sable calcaire), et secundo dans l'étude de son comportement hydrique et mécanique.

L'étude est subdivisée en deux parties : la première est consacrée à une revue bibliographique et comporte deux chapitres, le premier exposera des généralités sur les tufs (état de l'art et comportement mécanique), le deuxième chapitre est consacré au comportement hydromécanique des sols compactés à différents états de saturation.

La deuxième partie se rapporte à l'étude expérimentale. Le chapitre 3 présente une caractérisation physicomécanique et chimique des matériaux (tuf et sable calcaire) et la recherche d'une composition optimale du mélange tuf-sable calcaire. Le quatrième chapitre est consacré à l'étude du comportement hydrique du mélange optimal. Une étude du comportement mécanique de ce mélange sur chemins triaxiaux saturés et non

saturés est présentée en cinquième chapitre. Le sixième chapitre, est consacré à l'étude de l'effet du traitement aux liants hydrauliques (ciment et/ou chaux) sur les performances mécaniques du mélange optimal adopté. Enfin, Sur la base des résultats obtenus, une conclusion générale et des recommandations ont été proposées.

2 Matériaux de base

2.1 Provenance

Les deux matériaux étudiés appartiennent à la région de Laghouat située à 400km au sud d'Alger. Le premier matériau est le tuf, souvent employé en construction routière. Il est extrait d'une carrière située approximativement à 4km au nord-ouest du centre-ville de Laghouat. Le second matériau est le sable calcaire, issu des résidus de la station de concassage des roches calcaires située au nord de la commune de Laghouat. En effet, dans cette station, la fraction des granulats dont le diamètre est supérieur à 3mm est commercialisée, le reste est rejeté dans la nature.

2.2 Caractéristiques géotechniques et minéralogiques

D'après Fenzy 1966, les matériaux sahariens destinés aux constructions routières sont classés à l'aide de leurs granulométries en trois familles à partir d'un fuseau discriminant, dit « fuseau saharien » ou « fuseau de Béni-Abbès » (Figure 1). Ces trois familles sont définies par Fenzy, 1966 : (i) Famille I : ce sont des matériaux à squelette purement frottant dont la courbe granulométrique se situe au-dessous du fuseau. Ils ont un caractère non évolutif avec un angle de frottement important ($\varphi > 45^\circ$). (ii) Famille II : c'est la classe des matériaux dont la courbe granulométrique s'inscrit entièrement dans le fuseau, à condition qu'ils soient non évolutifs mécaniquement par usure (valeur Los Angeles LA < 35%). Ces matériaux se rapprochent des graves non traitées. (iii) Famille III : comprend les matériaux dont la courbe granulométrique se trouve entièrement ou partiellement au-dessus du fuseau. Ce sont des matériaux fins dont la résistance est obtenue principalement par cohésion.

Les essais d'identification géotechnique, pratiqués dans les laboratoires routiers algériens s'effectuent selon les normes françaises. L'analyse granulométrique s'effectue sur une éprouvette qui aura été mise à détremper dans un bac d'eau pendant 12 à 24 heures. Les particules de tuf présentent un diamètre maximum (Dmax) de 31 mm avec une fraction sableuse (< 2 mm) de l'ordre de 70%. La fraction 0/80 μm est de l'ordre de 32%, ces particules sont des fines non argileuses (IP = 11). C'est un matériau friable (LA = 55%). Concernant le sable calcaire, il comporte un pourcentage de particules fines (< 80 μm) de l'ordre de 15%. La figure 1 montre que les courbes granulométriques des deux matériaux étudiés se situent au-dessus du fuseau de Béni-Abbès. Ils appartiennent donc à la famille des matériaux fins (famille III).

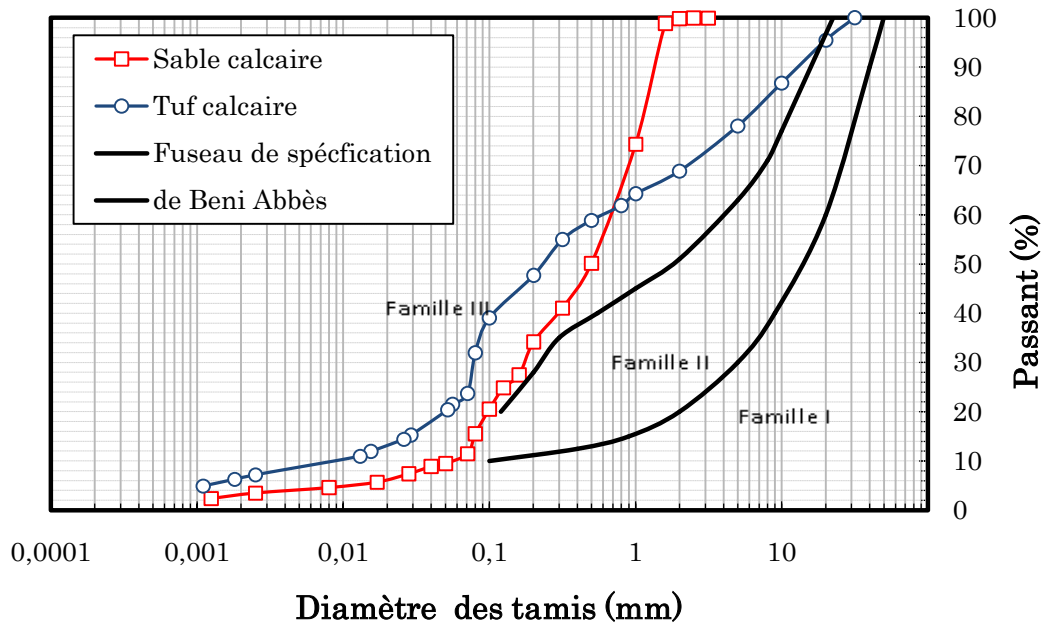


Figure 1. Courbes granulométriques des deux matériaux utilisés par rapport au fuseau de Béni- Abbès (Fenzy, 1966)

Les résultats de l'analyse chimique sommaire donnés par le tableau 1, montrent que les deux matériaux étudiés sont constitués principalement du carbonate de calcium (CaCO_3), 51% pour le tuf et 76% pour le sable calcaire.

Tableau 1. Résultats de l'analyse chimique sommaire

Minéraux	Tuf	Sable calcaire
Insolubles (%)	10,2	10,9
NaOH (%)	4,9	2,4
CaCO_3 (%)	51	76
NaCl (%)	0,1	0,04
SO_3 (%)	1,1	0,6
Autres (%)	32,7	10,06

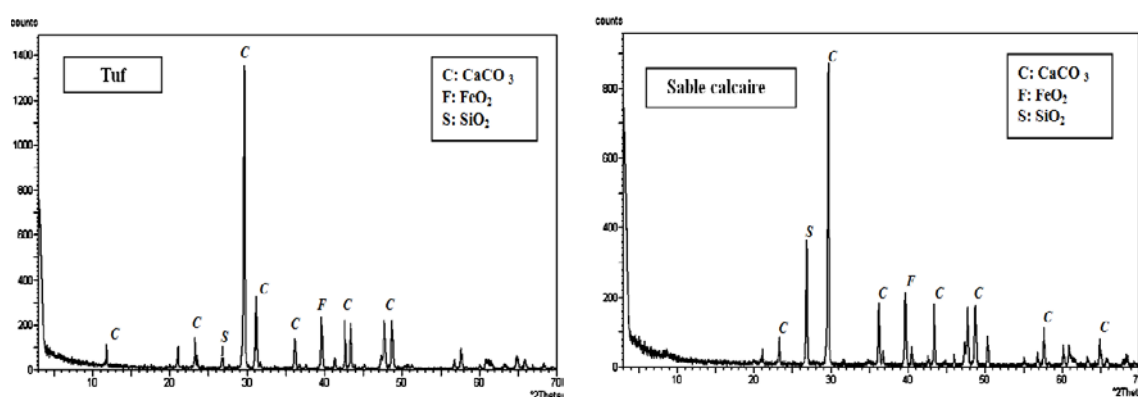
Tableau 2. Récapitulatif des caractéristiques physico-mécaniques

Matériau	Cu (%)	Cz (%)	< 80 μm (%)	W _l (%)	I _p (%)	VB (%)	W _{OPM} (%)	γ_{aOPM} (t/m ³)	ICBR I (%)	I CBR (4j imbibé) (%)	LA (%)
Tuf	67	1,2	32	33	11	0,5	11,4	1,9	24	17	55
Sable calcaire	11	0,8	15	17	-	0,4	8,7	2,1	27	16	--
Normes	NF P 94-056 et 057			NF P 94-051		NF P 94-068	NF P 94-093		NF P 94-078		NF P

Tableau 3. Classification des matériaux de base

	Tuf	Sable calcaire
LCPC/USCS	sable argileux (SA/SC)	sable limoneux (SM/SL)
Guide technique routier - GTR- (GTR, 1992)	B5	B5
Technique Routière Saharienne -TRS- (Fenzy, 1966)	courbe granulométrique au-dessus du fuseau, famille III	courbe granulométrique au-dessus du fuseau, famille III

L'analyse minéralogique par Diffraction au rayon X (figure 2) révèle que les deux matériaux sont principalement composés de calcite (CaCO_3), avec la présence de traces de quartz (SiO_2) et de la ferrite (FeO_2). Cette teneur élevée en CaCO_3 est favorable pour le durcissement et la cimentation de ces matériaux compactés.

**Figure 2.** Analyse minéralogique par Diffraction au rayon X des deux matériaux utilisés

3 Etude de formulation d'un mélange optimal

Malgré ses caractéristiques géotechniques médiocres vis-à-vis des règlements en vigueur le tuf a la propriété particulière de durcir en vieillissant (Struillou, et Alloul, 1984 ; Ben-Dhia et al., 1984 ; Colombier, 1988 ; Améraoui, 2002 ; Goual et al., 2005 a ; Morsli et al., 2007). Afin d'améliorer sa compacité, on a opté pour une correction de sa granulométrie en substituant une fraction de x% de tuf par ajout de sable calcaire avec x variant de 0 (matériau témoin) à 50, avec un pas de 10.

Afin de rechercher la composition optimale du mélange, des essais de compactage et de portance ont été effectués sur les différents mélanges. Des essais de compression simple à différents âges ont été réalisés sur des éprouvettes compactées à l'optimum Proctor modifié (OPM) de chaque mélange.

3.1 Essai Proctor

L'essai Proctor a pour but de déterminer pour un compactage normalisé d'une intensité donnée la teneur en eau optimale et la densité sèche maximale. Cet essai a été effectué selon la norme (NF P 94-093).

Les résultats des essais de compactage et de portance réalisés sur les différentes formulations (figure 3) montrent que l'ajout du sable calcaire décale les coordonnées de l'optimum Proctor (teneur en eau optimale w_{OPM} et densité sèche maximale γ_{dOPM}) vers la

gauche, en augmentant la densité sèche maximale et en réduisant la teneur en eau optimale.

On observe une similitude entre le comportement des mélanges et le comportement d'un matériau compacté à différentes énergies généralement constaté dans la littérature (Holtz et Kovacs, 1996). 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, facilitent le déplacement des particules du matériau de base (tuf) en les orientant de façon à former une structure plus dense.

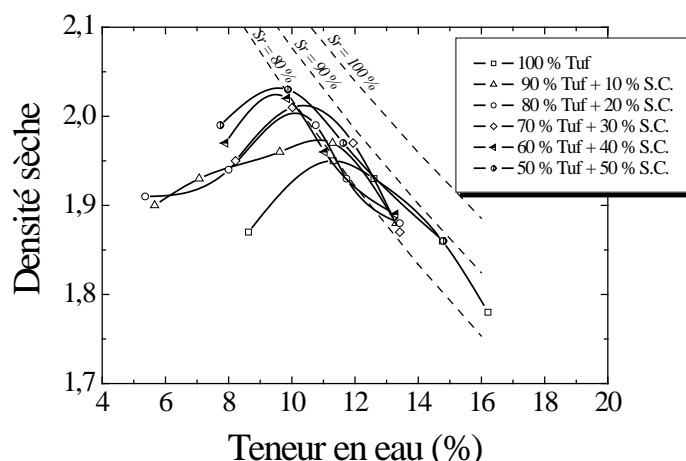


Figure 3. Courbe Proctor modifié des mélanges Tuf - Sable calcaire

La figure 4 représente l'influence de l'ajout du sable calcaire sur les caractéristiques optimales de compactage. L'incorporation du sable calcaire a permis de densifier le matériau en augmentant sa densité de 1,9 à 2,1; de réduire la teneur en eau optimale de 11,4% à 9% et d'améliorer son aptitude au compactage. Les résultats montrent que l'ajout du sable calcaire tend à améliorer les caractéristiques optimales de compactage des mélanges en comparaison à celles du tuf sans ajout. Ces résultats montrent également que dans la gamme de 0 à 50% d'ajout, aucun dosage optimal de sable calcaire pour lequel le poids volumique ne peut plus augmenter n'a pu être remarqué.

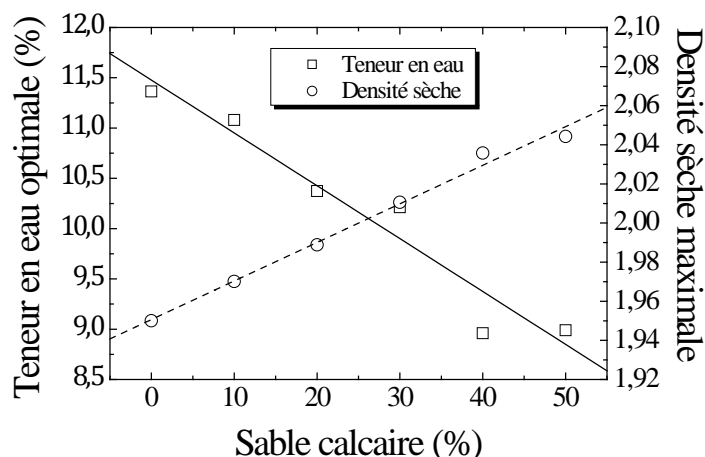


Figure 4. Teneur en eau optimale et densité sèche maximale en fonction du pourcentage de sable calcaire

3.2 Essai CBR

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

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

La figure 5, représente la variation de l'indice CBR immédiat et imbibé en fonction du pourcentage de sable calcaire. On montre que la portance immédiate croît continuellement dans la plage des teneurs en sable calcaire [0 – 30%], se traduisant par une augmentation de l'indice portant immédiat de 50%. Par contre pour le cas imbibé, et pour une teneur en sable inférieure à 20%, les mélanges gardent quasiment le même indice portant immédiat. Au-delà de 20% d'ajout de sable calcaire, l'indice CBR imbibé augmente de 16 % jusqu'à une valeur optimale de l'ordre de 23% au voisinage de 40% de substitution de sable calcaire.

Au-delà des points optimaux, les teneurs en eau diminuent et les densités sèches continuent à s'améliorer, alors que l'indice portant baisse tout en gardant des valeurs supérieures ou égales à celles du tuf sans ajout dans la plage des teneurs en sable calcaire testées.

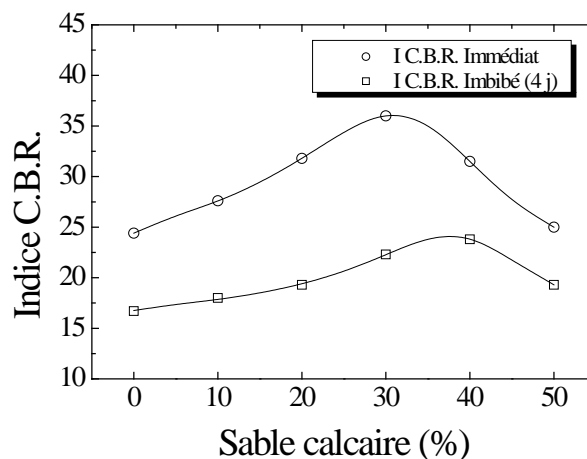


Figure 5. Evolution des indices CBR en fonction du pourcentage de sable calcaire

3.3 Essai de résistance à la compression simple

Cet essai a été adapté aux matériaux sahariens algériens pour leur exploitation en techniques routières par Fenzy, 1966. Il est réalisé sur la fraction < 5mm. L'essai consiste à suivre le phénomène de durcissement, appelé auto-stabilisation (Netterberg, 1975), des éprouvettes des différents mélanges Tuf-Sable calcaire compactés en mesurant l'évolution dans le temps de la résistance à la compression simple, indice retenu permet d'évaluer la cohésion des matériaux compactés (Fumet 1959 ; Peltier 1959 ; Fenzy, 1966 ; Alloul, 1981 ; Ben Dhia, 1983 ; Morsli, 2007).

Des d'éprouvettes cylindriques de dimensions ($\phi = 50 \text{ mm}$, $H=100 \text{ mm}$) ont été préparées à partir de la fraction 0/5mm du mélange tuf/sable calcaire pour tenir compte de l'hypothèse de continuité du matériau, autrement dit, la plus petite dimension de l'éprouvette (dans notre cas le diamètre) doit être supérieure ou égale à 10 fois la plus grande dimension des particules constituant l'éprouvette (Biarez & Hicher 1990). Le mélange est compacté statiquement à l'OPM dans un moule à double piston permettant d'homogénéiser la contrainte sur toute la hauteur de l'éprouvette. Les essais de compression simple ont été réalisés à l'âge 0, 1, 3, 7, 14 et 28 jours. En effet, chaque éprouvette est soumise à un effort de compression appliqué parallèlement à l'axe du cylindre à l'aide d'un piston à une vitesse constante 1,27 mm/min jusqu'à la rupture.

L'évolution de la résistance à la compression simple en fonction de l'âge des différents mélanges est présentée sur la figure 6. Ces résultats montrent que la résistance à la compression croît d'une manière rapide au jeune âge (< 3 jours), ceci s'explique par la diminution rapide de la teneur en eau due au séchage rapide des zones de surface. Après l'âge de trois jours, le départ de l'eau de la masse interne des éprouvettes devient de plus en plus lent, ce qui explique l'évolution lente de la résistance mécanique.

La baisse de la teneur en eau apparente est à l'origine de l'augmentation de la résistance à la compression simple (Figure 7). En effet, la baisse de la teneur en eau provoque une augmentation de la succion dans l'éprouvette qui rigidifie le matériau, d'où une résistance plus importante de l'éprouvette. Ceci est expliqué dans le schéma de la figure 8, où on remarque que la courbe de rétention d'un mélange Tuf-Sable calcaire se trouve au dessus de celle du sable seul dans le plan ($\log s, w$). Par conséquent, pour une même teneur en eau, le sable présente une succion s_2 inférieure à celle du mélange s_1 , d'où une résistance à la compression simple plus faible dans le cas du sable calcaire seul.

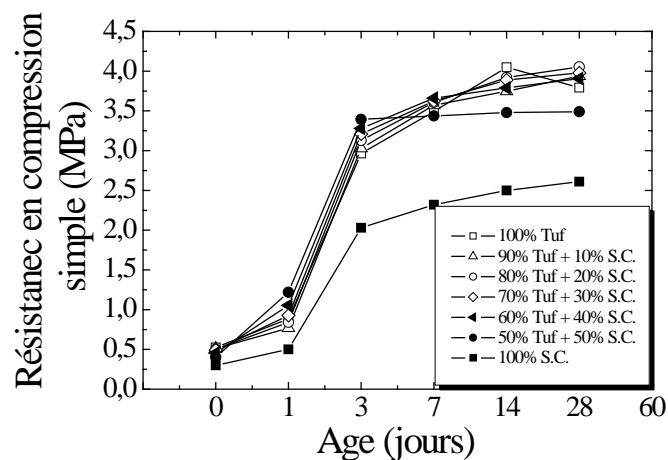


Figure 6. Evolution de la résistance en compression en fonction de la durée de conservation (Goual et al, 2012)

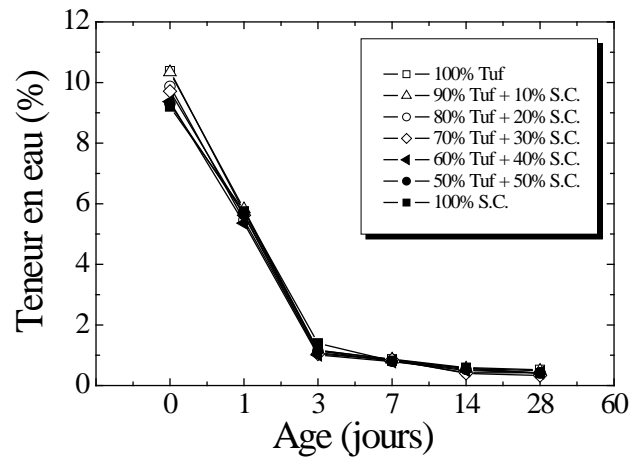


Figure 7. Variation de la teneur en eau en fonction de la durée de conservation (Goual et al, 2012)

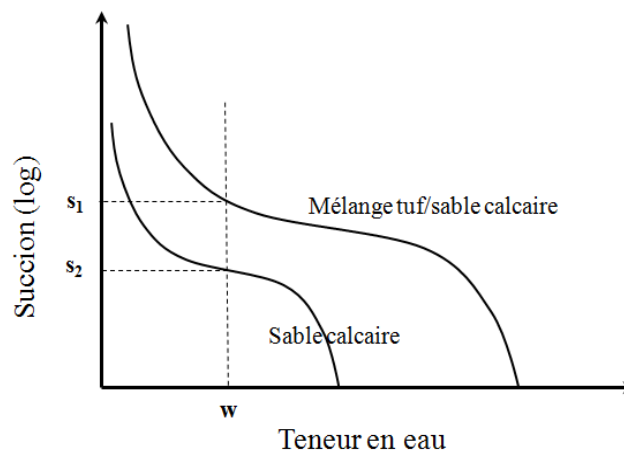


Figure 8. Schéma des courbes de rétention du mélange Tuf-Sable calcaire et du sable calcaire

La figure 9 traduit la variation de la résistance à la compression simple en fonction de la teneur en sable calcaire du 3^{ème} au 28^{ème} jour de conservation. On remarque qu'au troisième jour, âge pour lequel l'évolution de la résistance à la compression simple tend vers un palier (figure 6), la résistance à la compression simple évolue d'une manière linéaire en fonction du % du sable calcaire. Au-delà du septième jour, il apparaît une teneur optimale de sable calcaire pour laquelle la résistance à la compression est maximale. Cette teneur optimale se décale vers les faibles pourcentages de sable calcaire en fonction de l'âge. On remarque que cet optimum se stabilise à 20% de sable calcaire à partir du 14^{ème} jour. Sous réserve de vérification de cette donnée pour d'autres âges au-delà de 28j, on peut raisonnablement penser que le mélange à 20% de sable calcaire peut être adopté en premier lieu comme mélange optimal. A titre indicatif, on remarque à 28 jours que ce mélange acquiert une résistance à la compression simple maximale de l'ordre de 4,1 MPa correspondant à un gain de 8% par rapport au tuf brut (avec 0% de sable calcaire). Désormais, ce mélange 80% tuf + 20% sable calcaire sera dénommé TSCopt.

Les caractéristiques physico-chimiques et mécaniques de TSCopt sont résumées dans le tableau 3.

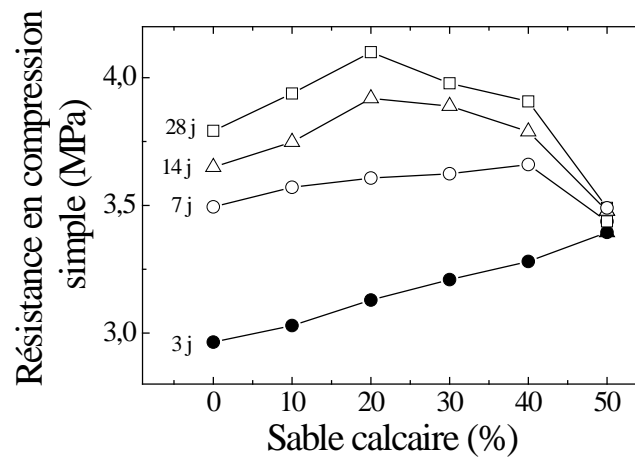


Figure 9. Variation de la résistance à la compression en fonction du pourcentage de sable calcaire pour différents âges (Goual et al, 2012)

Tableau 3. Caractéristiques physico-mécaniques et chimiques du mélange TSC_{opt} (Goual et al, 2012)

	TSC _{opt}	Normes
Coefficient d'uniformité : C_u (%)	30	NF P 94-056 et 057
Coefficient de Hazen (courbure) : C_z (%)	1,9	
Teneur en eau optimale : w_{OPM} (%)	10,4	NF P 94-093
densité sèche maximale : γ_{dOPM} / γ_w	2	
Indice C.B.R. immédiat: ICBR I (%)	32	NF P 94-078
Indice C.B.R. après immersion : ICBR (4j imbibé) (%)	19	
Résistance à la compression simple à 28 jours : R_{c28} (MPa)	4,1	--
Teneur en $CaCO_3$ (%)	57	--

3.4 Sensibilité à l'eau

Afin d'étudier l'effet de la forte augmentation du degré de saturation, une deuxième série d'éprouvettes confectionnées dans les conditions de l'essai de compression simple, ont été plongées dans l'eau après 28 jours de durcissement. La figure 10-a présente les éprouvettes dans l'eau après 1/2 h d'immersion et la figure 10-b, montre ces mêmes éprouvettes mises instantanément hors de l'eau pour apprécier leur état de surface. L'effondrement se poursuit au fur et à mesure de la saturation de l'éprouvette pour atteindre un effondrement total au bout de 2 heures. Ceci confirme le rôle de la succion qui s'annule à la saturation totale de l'éprouvette. Cette analyse est confortée par les résultats de plusieurs chercheurs (Morsli, 2005 ; Boukezzi, 1997 ; Bendhia, 1983, Hachichi et al. 2001) qui ont réalisé des essais d'immersion d'éprouvettes de tuf compacté après 28 jours de conservation. Ils ont observé un effondrement total des éprouvettes au bout de quelques dizaines de minutes. Ceci peut s'expliquer par le fait que la succion initiale des éprouvettes avant immersion crée une cohésion apparente responsable de sa rigidité; Après immersion et donc saturation totale, la succion s'annule, et par conséquent il ya perte de cette cohésion apparente, provoquant l'effondrement du matériau.

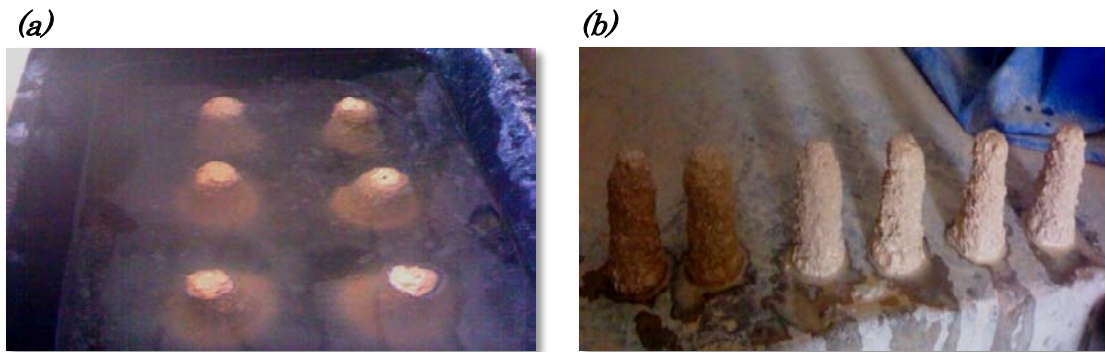


Figure 10. *Sensibilité des éprouvettes de mélanges tuf-sable calcaire à l'eau. (a) éprouvettes dans l'eau après 1/2 h d'immersion. (b) : états des éprouvettes après une demi-heure d'immersion (Goual et al, 2012)*

4 Comportement hydromécanique du TSCopt

Le programme expérimental est réalisé sur des échantillons de TSCopt compactés statiquement à l'OPM à une vitesse de 1.14 mm/min. les essais ont consisté en des chemins de drainage-humidification, des essais de perméabilité saturées et des essais triaxiaux saturés et non saturés.

4.1 Chemins drainage - humidification

Nous désignons par chemins de drainage-humidification des chemins dans lesquels le paramètre essentiel est la succion, en l'absence de contrainte extérieure. Le comportement sur chemin de drainage humidification est déterminé par un certain nombre d'essais (Richards, 1941 ; Gardner, 1956 ; Williams et Shaykewich, 1969 ; Kassif et Ben Shalom, 1971 ; Tessier, 1975 ; Delage, 1987,1998 ; Zerhouni, 1991 ; Fleureau et al., 1993 ; Taïbi, 1994 ; Vilar, 1995 ; Cui et al., 2002 ; Ghembaza et al., 2007). Ces essais consistent à imposer aux échantillons une suite de succions croissantes jusqu'à séchage complet (drainage), puis à le réhumidifier en imposant une suite des succions décroissantes (imbibition). À l'équilibre sous chaque succion, on mesure les caractéristiques d'états des échantillons par des pesées immergées dans une huile non mouillante. Trois méthodes d'imposition de succion ont été utilisées :

(i) méthode des plaques tensiométriques pour des gammes de succion très faible, de 1 à 20 kPa (1, 3, 6, 10 et 20 kPa). Son principe consiste à imposer à une hauteur de colonne d'eau « négative » à la base de l'échantillon à l'image d'un sol en contact avec une nappe phréatique souterraine à quelque mètre de profondeur. L'équilibre intervient au bout d'une semaine (Fleureau et al. 2004) ;

(ii) la méthode osmotique a été mise en œuvre pour des gammes de succion comprise entre 50 et 8400 kPa. Dans cette technique, l'échantillon se trouve au contact d'une solution de macromolécules organiques de polyéthylène glycol PEG, à travers une membrane de dialyse de faible porosité (5nm), le PEG 20000 est utilisé pour la gamme de succion comprise entre 50 et 1500 kPa et le PEG 6000 pour la gamme de succion comprise entre 3100 et 8400 kPa. A l'équilibre, le potentiel d'hydratation du PEG est égal à celui du sol, et l'on peut établir une équivalence entre la concentration de la solution osmotique en PEG et la succion au bout de deux semaines (Ghembaza et al. 2007).

(iii) la technique des solutions salines saturées permet de balayer les gammes de succion les plus élevées (3 MPa à 1000 MPa). Cette méthode repose sur un principe physique : à une concentration en sel, une pression d'air et une température donnée correspondent à une seule pression partielle de vapeur d'eau. Lorsqu'une solution saline saturée est en équilibre thermodynamique avec sa vapeur, l'humidité relative de l'atmosphère environnante reste constante pour une valeur donnée T de la température. L'échantillon est placé dans un dessiccateur hermétiquement fermé et rempli d'une solution saline générant une humidité relative connue. Les transferts hydriques se font ici en phase vapeur et sont donc beaucoup plus lents qu'avec les deux autres méthodes. Cette méthode est plus simple d'emploi et moins dangereuse, mais les échanges par phase vapeur sont plus lents et il faut environ 1 à 3 mois pour atteindre l'équilibre.

Pour la réalisation des essais de drainage-humidification, les échantillons ont été confectionnés dans trois états initiaux (différents degré de saturation) : (i) pâte saturée : l'échantillon est préparé sous forme de pâte à une teneur en eau initiale, proche de la limite de liquidité, égale à 30% ($w_L = 37\%$). (ii) pâte sèche : à l'étuve à 105°C pendant 24 heures. (iii) échantillon compacté à l'Optimum Proctor Modifié (OPM) : le mode opératoire consiste à humidifier la poudre du TSC_{opt} à la teneur en eau correspondant à l'Optimum Proctor Modifié, puis à la conserver dans un sac étanche pendant une journée dans un milieu humide, ensuite cette poudre est compactée statiquement à la densité de Proctor Modifié. Le compactage statique à double piston est effectué à une vitesse de 1,14 mm/min et permet une répartition homogène de la contrainte de compactage (Ghembaza et al., 2007). Pour la mesure des paramètres d'états initiaux, l'échantillon ainsi compacté est découpé en galettes de 1cm de hauteur. Chaque galette est découpée en quatre quart d'environ 1 cm³ chacune.

4.2 Mesure de la perméabilité saturée en régime permanent

La mesure de la perméabilité saturée en régime permanent (à charge constante) est une méthode directe basée sur la loi de Darcy. Elle est effectuée sur des échantillons compactés statiquement à l'OPM.

Les essais ont été réalisés dans un perméamètre à paroi flexible. Le dispositif expérimental est composé d'une cellule triaxiale de révolution de type Bishop- Wesley, pilotée à l'aide de trois contrôleurs de pression- volume (GDS), le premier contrôleur sert à appliquer une contrainte de confinement σ_3 ; le deuxième sert à appliquer une pression interstitielle u_e ou à injecter un volume d'eau connu à la base de l'échantillon; le troisième sert à appliquer une pression interstitielle u_s à la tête de l'échantillon et à mesurer le volume d'eau sortant de l'échantillon. La cellule triaxiale permet d'appliquer une contrainte de confinement isotrope jusqu'à 1700 kPa (Bishop, Wesley 1975). L'écoulement se fait verticalement du bas en haut. Le programme expérimental consiste à réaliser deux séries d'essais afin de voir l'effet de la contrainte effective moyenne ($i = \text{constant}$) et l'effet du gradient hydraulique ($\sigma'_3 = \text{constant}$).

4.3 Essais triaxiaux

Des essais triaxiaux saturés drainés et non drainés avec mesure de la pression interstitielle, et des essais triaxiaux non saturés à teneur en eau constante ont été réalisés sur des éprouvettes compactés à l'OPM. Le dispositif expérimental est composé d'une cellule triaxiale de révolution de type Bishop-Wesley, piloté à l'aide de contrôleurs pression - volume.

4.3.1 Essais triaxiaux saturés

Le programme expérimental réalisé pour chaque essai comprend trois étapes : saturation, consolidation et cisaillement. La saturation des échantillons est faite en deux étapes, en premier lieu application des faibles pressions (60kPa) pour homogénéisation de l'échantillon, puis par application par pallier d'une contre pression jusqu'à une valeur de 540 kPa. En maintenant cette pression constante on augmente progressivement la contrainte de confinement jusqu'à la valeur de la contrainte effective moyenne désirée, puis on procède au cisaillement à une vitesse de 0.01 mm/min pour les essais drainés ou de 0.1 mm/min pour les essais non drainés. Chaque essai est effectué sur trois éprouvettes de 40 mm de diamètre et 80 mm de hauteur.

4.3.2 Essais triaxiaux non saturés

Ces essais consistent à placer un échantillon non saturé dans la cellule triaxiale et à réaliser un essai à teneur en eau constante en empêchant le drainage de l'échantillon.

La mesure des variations de volume est effectuée par l'extérieur, en déterminant la différence entre le volume d'eau entrant ou sortant de la cellule.

Cinq essais triaxiaux, on été effectués sur des éprouvettes de 40 mm de diamètre et 50 mm de hauteur à différents teneurs en eau : 4 ; 7 ; 10.4 ; 13 ; 16% (10.4% = w_{OPM}).

Les paramètres d'états initiaux des éprouvettes ont été déterminés en suivant le protocole suivant : On verse dans le moule de compactage la quantité de sol correspondant à la hauteur de l'échantillon désirée ($H = 50$ mm), puis on pose trois papiers filtres superposés type WN°42 et puis on verse une quantité de sol qui correspond à une hauteur de 10 mm. Le mélange humide est soumis par la suite à un compactage statique à double piston à une densité OPM ($\gamma_{dOPM} = 2$ t/m³) à une vitesse de 1,14mm/s. Après un équilibre 4 à 7 jours, on détermine la teneur en eau du papier filtre du milieu, et on déduit la succion de l'échantillon qui correspond à l'état compacté en se basant sur la méthode du papier filtre (Williams and Shaykewich, 1969; ASTM D5298-94). La partie de l'échantillon d'une hauteur de 10 mm permet de déterminer les paramètres d'états initiaux qui sont l'indice des vides, la teneur en eau et le degré de saturation, à l'aide de pesées immergées dans une huile non mouillant.

On applique une contrainte totale de confinement isotrope σ_3 correspondant à la contrainte de consolidation, et après un laps de temps pour permettre une homogénéisation de la contrainte de confinement, on procède au cisaillement des échantillons à une vitesse de 0,01 mm/min. Les contraintes totales de confinement utilisées sont : 100, 150, 200 kPa.

5 Traitement du TSCopt aux liants hydrauliques

Les essais d'immersion présentés au paragraphe 3.2, ont montré qu'une forte augmentation de la teneur en eau détruit totalement la cohésion due au séchage de ce type de matériau. Pour pallier de ce problème de non stabilité du matériau en milieu saturé un traitement aux liants hydrauliques s'avère nécessaire.

En se basant sur les travaux de différents chercheurs concernant le traitement du sol à l'aide du ciment (Mitchell, 1981 ; Ben Dhia, 1983 ; Colombier, 1988 ; Boukezzi, 1997 ; Schnaid et al., 2001; Hachichi et al., 2001 ; Consoli et al., 2006, 2007), le mélange optimal TSCopt a été traité avec 4 et 8% de ciment Portland.

Après traitement, deux familles d'essais ont été réalisées, la première famille concerne des essais Proctor modifiés et des essais de portance immédiate et après 4 jours

d'imbibition. La seconde famille concerne des essais de résistance à la compression simple réalisés sur des éprouvettes compactées à l'OPM. Pour chaque teneur en ciment, deux séries d'éprouvettes ont été préparées dans les mêmes conditions que les éprouvettes non traitées. Une série d'éprouvettes a été testée après 0, 1, 3, 7, 14 et 28 jours, et une autre série a été conservée à l'air libre pendant 28 jours puis immergée dans l'eau pendant 1, 3 et 7 jours. L'essai de compression simple est souvent utilisé comme un indice de quantification de l'amélioration des sols due au traitement (Sariosseiri et Muhunthan, 2009 ; da Fonseca et al., 2009).

6 Résultats et discussion

6.1 Chemins drainage – humidification

La représentation globale de l'état du sol permet de suivre les différents paramètres (figure 2). Les trois graphiques de droite représentent la variation de l'indice des vides, du degré de saturation et de la teneur en eau en fonction de la pression interstitielle négative. Sur les deux graphiques de la partie gauche, l'indice des vides et le degré de saturation sont tracés en fonction de la teneur en eau.

Dans le plan $[w, e]$, sur le chemin de drainage, les échantillons préparés à partir d'une pâte ($w = 30\%$) quittent rapidement la droite de saturation, d'équation $e = (\gamma_s/\gamma_w)w$. Ensuite, lorsque la teneur en eau décroît, l'indice des vides tend vers une valeur constante. La limite de retrait w_{SL} est de l'ordre de 20% correspondant à e_{SL} de l'ordre de 0,54.

Le plan $[\log(s), e]$ représente la courbe de compressibilité. Le coude de la courbe où débute le palier de retrait permet de déterminer la pression négative de retrait « s_{SL} ». Elle est de l'ordre de 800 kPa. La variation du degré de saturation en fonction de la succion est présentée dans le plan $[\log(s), S_r]$. Sur un chemin de drainage, le sol reste quasi saturé jusqu'à une succion de 38 kPa appelée « succion de désaturation », déterminée à partir du plan $[w, S_r]$ par l'intersection de droite de drainage tracée pour des $S_r < 50\%$ et l'axe horizontal correspond à $S_r = 100\%$. Après la désaturation, le degré de saturation décroît progressivement jusqu'à une valeur de 6 % pour une succion d'environ 160 MPa. La succion de désaturation « $s_{désat}$ », est très faible par rapport la succion de retrait « s_{SL} », elle caractérise le comportement du matériau lorsque l'on part d'un sol saturé sous forme de pâte. La diminution rapide du degré de saturation se traduit par une chute de la teneur en eau (plan $[\log(s), w]$).

Si l'on considère à présent le chemin d'humidification de l'échantillon initialement préparé sous forme de pâte fais séché à une succion de 1000 MPa, dans les 5 graphes de la figure 2, on constate que l'hystérésis du cycle dépend du domaine de succion considéré : Pour $13 < s < 156$ MPa, la teneur en eau et l'indice des vides varient peu, le degré de saturation varie de 10 à environ 20%. L'hystérésis entre le drainage et humidification est négligeable. Dans cet intervalle, on note une réversibilité entre les chemins de drainage et humidification dans les cinq plans. Pour $0.5 < s < 13$ MPa, l'augmentation du degré de saturation et de la teneur en eau est plus importante, tandis que l'indice des vides reste quasiment constant. Dans ce domaine, l'hystérésis entre le chemin de drainage et le chemin d'humidification apparaît dans les deux plans : $[\log(s), w]$ et $[\log(s), S_r]$. Elle résulte essentiellement d'un effet de type «bouteille d'encre» (Mualem, 1974 ; Yong and Warkentin, 1975 ; Fleureau, 1979 ; Zerhouni 1991). Pour $s < 0.5$ MPa, le sol tend à se saturer progressivement pour atteindre des valeurs de $S_r > 80\%$ pour des succions quasiment nulles, sans arriver à la saturation total du matériau.

L'humidification suit dans le plan $[\log(s), e]$ un chemin de pente plus faible que celle de drainage. Ceci s'explique par le fait que le drainage est un chemin de compressibilité plastique, alors que l'humidification est un « déchargement hydrique » et suit un chemin irréversible et élastique.

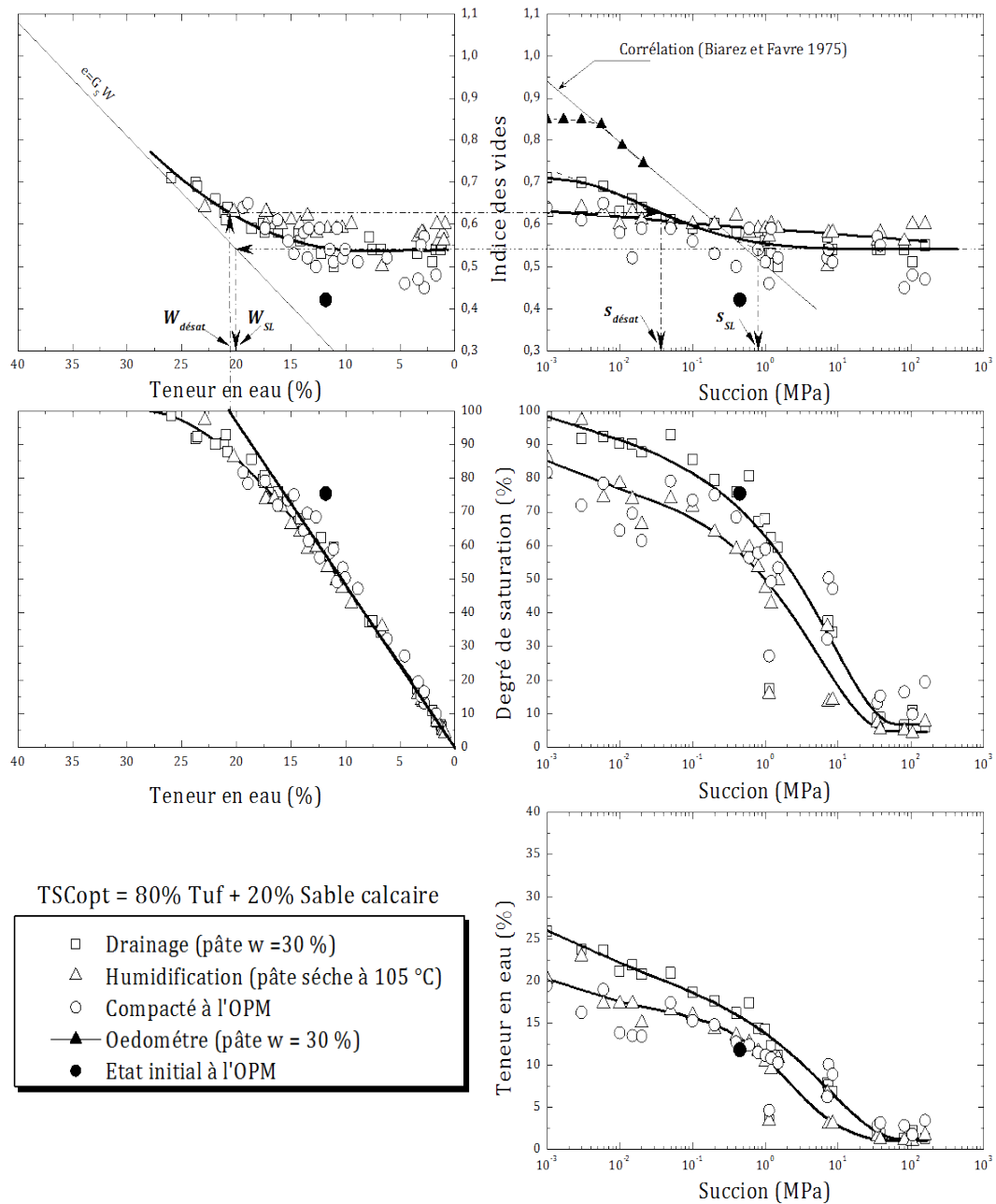


Figure 2. Chemins de drainage – humidification effectués sur le TSCopt (Goual et al, 2011)

Dans le cas des échantillons compactés à l'OPM, la succion initiale déterminée par la méthode du papier filtre (Williams and Shaykewich, 1969; ASTM D5298-94) est de l'ordre de $s_{OPM} = 0,56$ MPa. Les échantillons suivent un chemin de drainage pour des valeurs de succion supérieures à s_{OPM} et un chemin d'humidification pour des succions inférieures à cette valeur. Dans le plan $[\log(s), Sr]$, le degré de saturation chute rapidement à partir de cette pression pour atteindre 10 % pour une valeur de succion d'environ 105 MPa. Cette diminution rapide est également constatée dans le plan $[\log(s), w]$. Dans le plan $[\log(s), e]$, on constate sur le chemin de drainage que l'indice des vides de l'état initial à l'OPM est proche de la limite de retrait des échantillons compactés. La position de cette limite de retrait est plus basse que celle de la pâte. Ceci confirme l'hypothèse que la limite de retrait n'est pas un paramètre intrinsèque du matériau mais qu'elle dépend de l'état initial et de l'indice des vides de ce dernier (Fleureau et al, 1993). Par ailleurs, dans le domaine quasi saturé, on constate que la pente du chemin d'humidification du sol compacté à l'OPM est légèrement plus importante que celle de la pâte séchée initialement. Ce résultat confirme le rôle de la contrainte initiale : plus celle-ci est élevée, plus le gonflement est grand. Cette conclusion doit être nuancée par l'influence de la microstructure du sol qui est très différente dans le cas de la pâte et du sol compacté. La préparation d'un échantillon compacté entraîne en effet l'existence de « mottes » ou d'agrégats, dont les dimensions peuvent être variables et qui modifient sensiblement le comportement du matériau (Fleureau et Kheirbek-Saoud, 1992 ; Taïbi, 1994 ; Sayad-Gaïdi, 2003 ; Ghembaza, 2007).

A titre indicatif, nous avons superposé dans la figure 2 les résultats de l'essai oedométrique saturé réalisé sur le même matériau remanié ainsi que la droite de compressibilité de pente C_c déduite de la corrélation avec la densité relative (e_{max} et e_{min}) (Biarez et Hicher, 1994). On constate que le chemin oedométrique dans sa branche normalement consolidée coïncide raisonnablement avec la droite de corrélation et, d'autre part, converge vers le chemin de drainage du matériau initialement préparé sous pâte. Le tableau 4 résume les différents paramètres déduits des différents plans.

Tableau IV.1—Paramètres déduits de l'essai de chemins de drainage - humidification.

Paramètres	Pâte	Etat compacté à l'OPM
Succion de désaturation : s_d (MPa)	0,038	-
Teneur en eau de désaturation: w_d (%)	22	-
Succion de la limite de retrait: s_{SL} (MPa)	0,8	0,9
Limite de retrait: w_{SL} (%)	20	18
Indice des vides à la limite de retrait: e_{SL}	0,54	0,51
Succion à l'OPM: s_{MPO} (MPa)	-	0,65
Indice des vides à l'OPM: e_{MPO}	-	0,48
Succion Corrélée (Fleureau et al., 2002)(MPa)		0,56

6.2 Perméabilité saturée

Les échantillons compactés à l'OPM ont été saturés dans la cellule triaxiale par l'application d'une contre pression de 200 kPa.

6.2.1 Effet du gradient hydraulique (σ'_3 constante et i variable)

La figure IV.23 représente l'évolution de la vitesse d'écoulement à travers l'échantillon en fonction du gradient hydraulique. On constate qu'une relation linéaire semble être une bonne approximation des points expérimentaux, et que la droite passe par l'origine des coordonnées. La valeur du coefficient de perméabilité moyen est de l'ordre de $6.10 \cdot 10$ m/s.

A titre de comparaison, nous avons calculé la perméabilité pour chaque point expérimental en considérant la sécante issue de l'origine vers ce point (figure IV.24). Nous constatons que le coefficient de perméabilité n'est pas influencé par le gradient hydraulique dans la gamme des gradients hydrauliques testée. Il reste quasiment constant sous forme d'un palier autour d'une valeur moyenne 6.10^{-10} m/s. Cette constatation conforte l'idée de la loi linéaire présentée sur la figure IV.3.6.

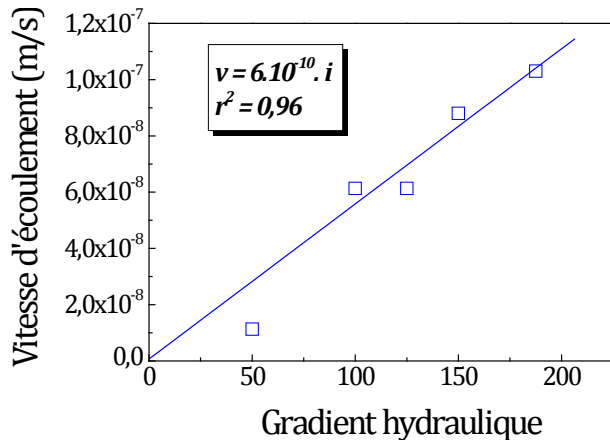


Figure IV.1– Relation de la vitesse d'écoulement en fonction du gradient hydraulique (validation de la loi de Darcy $v = k.i$).

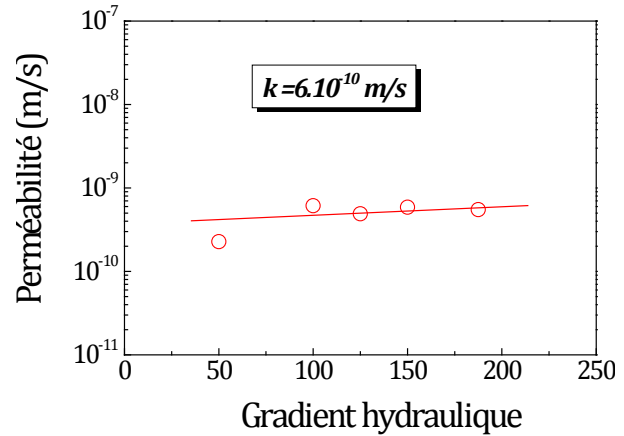


Figure IV.2– Influence du gradient hydraulique sur la perméabilité.

6.2.2 Effet de la contrainte de confinement (i constant et σ_3 variable)

Dans la deuxième partie des mesures du coefficient de perméabilité saturé, on maintient la valeur du gradient hydraulique constante $i = 175$, et on fait varier la contrainte effective moyenne. Les valeurs des contraintes effectives appliquées variant de 150 à 850 kPa.

La figure IV.3.9, représente l'effet de la contrainte effective de confinement sur la perméabilité et l'indice des vides dans les différents plans : $[\log k, \log \sigma_3']$, $[\log k, e]$ et $[e, \log \sigma_3']$.

Dans les plans $[\log k, \log \sigma_3']$ et $[\log k, e]$ (figures IV.26-a et IV.26-b), on constate que l'accroissement de la contrainte de confinement engendre une diminution de la perméabilité. Cette diminution est due à la fermeture de l'espace poreux. On constate également que cette diminution est linéaire dans les plans considérés.

Dans le plan $[e, \log \sigma_3']$ (figure IV.26-c), nous avons représenté la courbe de recharge pour l'ensemble des paliers de contrainte testés. Nous avons superposé la droite de déchargement de pente C_s déduite de la courbe de compressibilité de pente C_c ($C_s = C_c / 4$) corrélée à la densité relative (Biarez et Hicher 1994). On remarque le caractère fortement surconsolidé de l'échantillon, dû au compactage initial.

Ces résultats sont en accord avec ceux des sols fins cités par différents auteurs (Daoud, 1996 ; Sayad-Gaïdi, 2003 ; Ghembaza, 2004 ; Taïbi et al., 2009 ; Gueddouda, 2011).

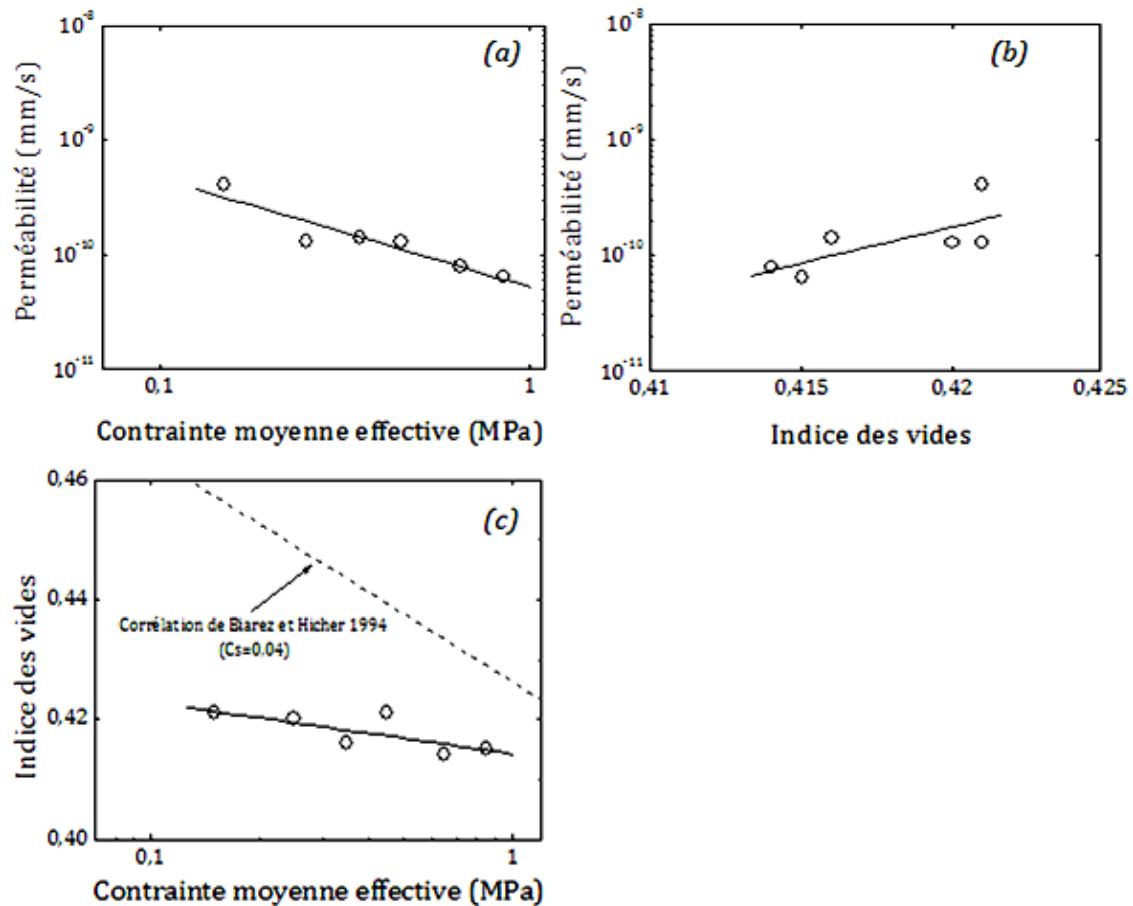


Figure IV.3– Représentation de l'effet de la contrainte effective de confinement sur la variation de la perméabilité et l'indice des vides.

6.3 Essais triaxiaux

6.3.1 Essais triaxiaux saturés

Les comportements drainé et non drainé du TSCopt surconsolidé sur chemin triaxial sont représentés dans la figure 5 dans les 4 plans suivants : $[\varepsilon_1, q]$; $[p', q]$; $[\varepsilon_1, e/\text{ou } u]$ et $[\log p', e]$.

a. Comportement drainé

Dans le plan $[\varepsilon_1, q]$, pour des rapports de surconsolidation OCR supérieurs à 2 et pour une contrainte de confinement appliquée, on constate l'absence de pic de contraintes. Les courbes contrainte-déformation présentent un accroissement de la valeur maximale du déviateur en fonction de la déformation axiale, ce comportement correspond au mode de rupture des éprouvettes par poinçonnement (voir photos, figure 5). Cet accroissement est d'autant plus important que l'OCR élevé et que les contraintes de confinement sont faibles. Parallèlement, dans le plan $[\varepsilon_1, e]$, après une phase de contractance pour une déformation de l'ordre de 1 %, la variation de volume change de sens, et le matériau devient dilaté tout au long du chargement sans faire apparaître de paliers francs. Cette dilatance est plus importante pour les OCR les plus élevés.

Dans le plan $[\log p', e]$, les points initiaux des différents échantillons sont situés sur le chemin de déchargement isotrope de pente $C_s = 0,06$. L'évolution de l'indice des vides de chaque essai suit d'abord la courbe de décompression isotrope C_s , dans sa phase de contractance, puis quitte celle-ci pour suivre une phase de dilatance qui l'oriente vers la

droite d'état critique de pente 0.15 déduite des corrélations (Biarez et Favre, 1975). Les points finaux s'alignent sur une droite, qui est parallèle à la droite d'état critique de pente 0,15. Cette ligne, plus basse que celle de la corrélation, ne peut être retenue comme représentative de l'indice des vides de plasticité parfaite. Vu que les courbes ne présentent pas de paliers dans les plans $[\varepsilon_1, q]$ et $[\varepsilon_1, e]$.

L'enveloppe des résistances maximales dans le plan $[p', q]$ est une droite de pente $M = 1,4$ et d'ordonnée à l'origine $q_0 = 114$ kPa. Cette droite se situe bien au-dessus de la droite de corrélation (Biarez et Favre, 1975) basé sur les limites de liquidités des sols NC.

b. Comportement non-drainé

Dans le plan $[\varepsilon_1, q]$ on constate, comme pour les essais drainés, l'absence de pic de résistance. Dans le plan $[\log p', e]$ les échantillons voient leurs pressions moyennes augmentées pour tendre vers la ligne d'état critique des essais drainés. Dans le plan $[p', q]$, on observe que les courbes montent d'abord verticalement, puis s'incurvent vers la droite pour rejoindre la même enveloppe des résistances maximales des essais drainés, et il la suivent en suite. En effet la tendance à la dilatance des matériaux fortement surconsolidés se traduit par le développement de pressions interstitielles qui commencent d'abord par une légère augmentation, suivie par une chute forte et continue. Cette chute de pression interstitielle engendre une augmentation de la contrainte effective moyenne p' qui rigidifie le matériau et augmente par conséquent la résistance maximale qui devient plus importante que la résistance drainée.

Dans les deux cas de cisaillement drainé et non drainé, la rupture pour les trois pressions de confinement a lieu avec une déformation en forme de tonneau (figures V.8). Aucune surface de rupture n'est observée.

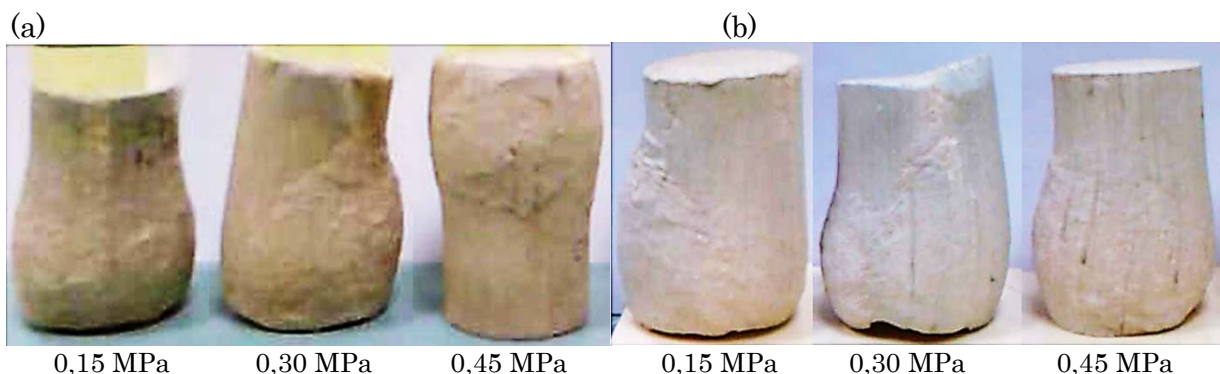


Figure V.1—Photos des échantillons du mélange TSCopt après cisaillement (a) essais CD et (b) essais CU (échelle ½).

Dans le plan $[\varepsilon_1, q]$ (figure V.9-a), les courbes déviateur –déformation axiale, dans les deux cas CD et CU, ne montrent pas de pic.

Dans les deux plans $[\varepsilon_1, \Delta u]$ et $[\varepsilon_1, e]$ (figure V.9-c), on note que pour les très faibles valeurs de la déformation axiale ($\varepsilon_1 \leq 0,5\%$) le comportement du sol est contractant car la surpression interstitielle et l'indice des vides, présentent respectivement une légère augmentation et une légère baisse, avant une grande phase de dilatance, traduite par une forte pente pour Δu et une forte rampe pour e , tout au long de la phase de cisaillement jusqu'à la rupture.

Dans le plan $[p', q]$ (figure V.9-b), les valeurs maximales du déviateur sont bien alignées sur la droite enveloppe dans les deux cas CD et CU.

Dans le plan $[\log p' - e]$ (figure V.9-d), on remarque que dans les deux conditions drainée et non-drainée les points des indices des vides initiaux et finaux s'alignent sur deux droites de pente $C_s = 0,06$ et $C_c 0,15$ respectivement.

Les résultats des essais triaxiaux CD et CU ont permis de déterminer à partir du plan $[p' - q]$ (figure V.9-b), les valeurs de la cohésion effective C' et de l'angle de frottement interne effectif ϕ' , en utilisant les relations suivantes :

$$q_0 = \frac{6 \cos \phi'}{3 - \sin \phi'} \cdot C' \qquad M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'}$$

Les modules sécants E_{50} pour une déformation $\varepsilon_{1(50)}$ correspond à 50 % de la résistance maximale sont déduits du plan $[\varepsilon_1, q]$ (figure V.9-a). Le tableau 5 résume les valeurs des différents paramètres déduits des essais drainés et non drainés.

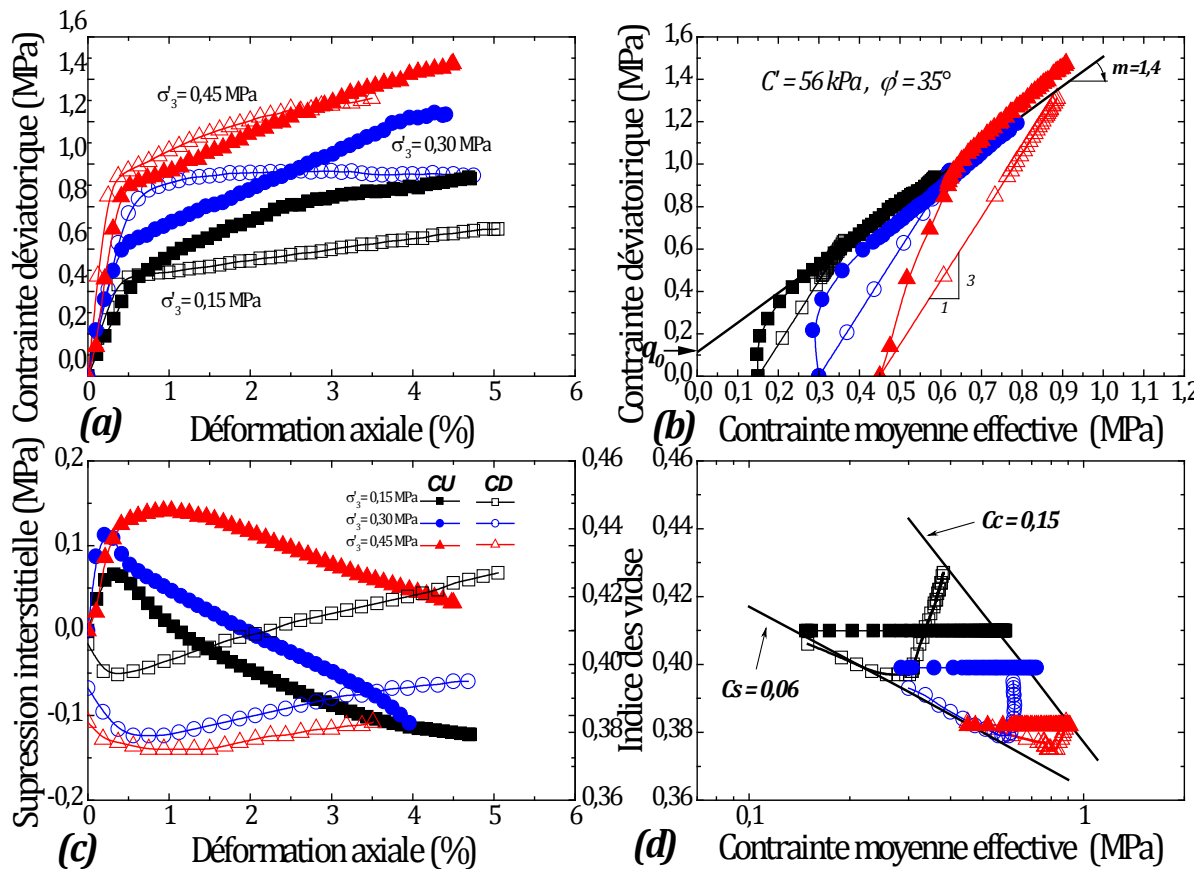


Figure V.2—Comportement surconsolidé non drainé du TSCopt, déviateur et indice des vides (a et c) en fonction de la déformation axiale et (b et d) en fonction de la contrainte moyenne effective.

Tableau V.1—Valeurs des différents paramètres déduits des essais triaxiaux drainés et non drainés

Essais	q_0 (MPa)	M	C' (kPa)	ϕ' (°)	C_s (%)	C_c (%)	E_{50} (MPa)		
							$\sigma'_3 = 0,15$ (MPa)	$\sigma'_3 = 0,30$ (MPa)	$\sigma'_3 = 0,45$ (MPa)
CD	0,114	1,4	56	35	0,06	0,15	140	178	377
CU							72	138	224

6.3.2 Essais triaxiaux à teneur en eau constantes

La photo de la figure V.16, montre l'état des échantillons après cisaillement. On remarque à partir de cette photo que les plans de rupture apparaissent bien pour les différentes contraintes moyennes et pour les différents degrés de saturation ($S_r < 90$).

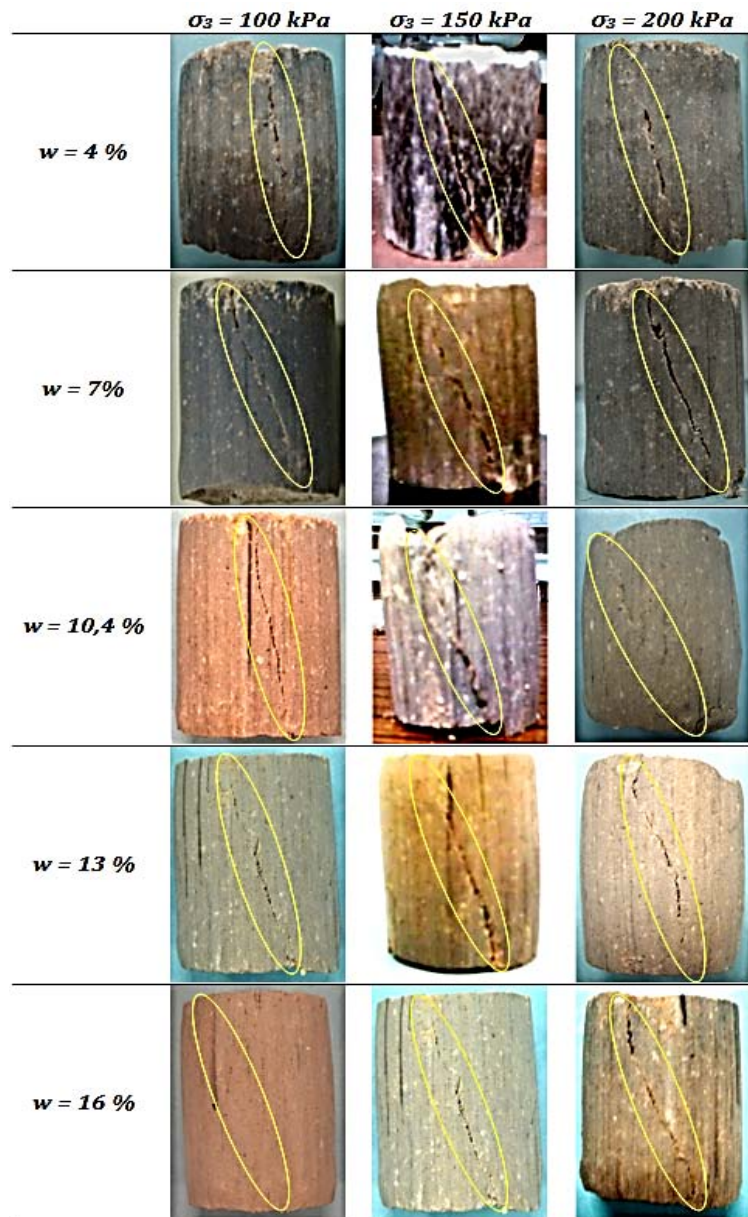


Figure V.3 – États des échantillons après cisaillement à teneur en eau constante.

Dans le but d'exploiter au maximum les résultats de ces essais, on a essayé de suivre la variation de volume de l'échantillon par la détermination de la différence entre le volume d'eau entrant ou sortant de la cellule (mesure par l'extérieur) et le volume de la partie du plateau déplacé. Malheureusement cette idée n'a pas réussi. De ce fait, les résultats de ces essais triaxiaux à teneur en eau constante, sont présentés en termes de contrainte totale, seulement dans les deux plans $[\epsilon_1, q]$ et $[p, q]$ (figure V.17).

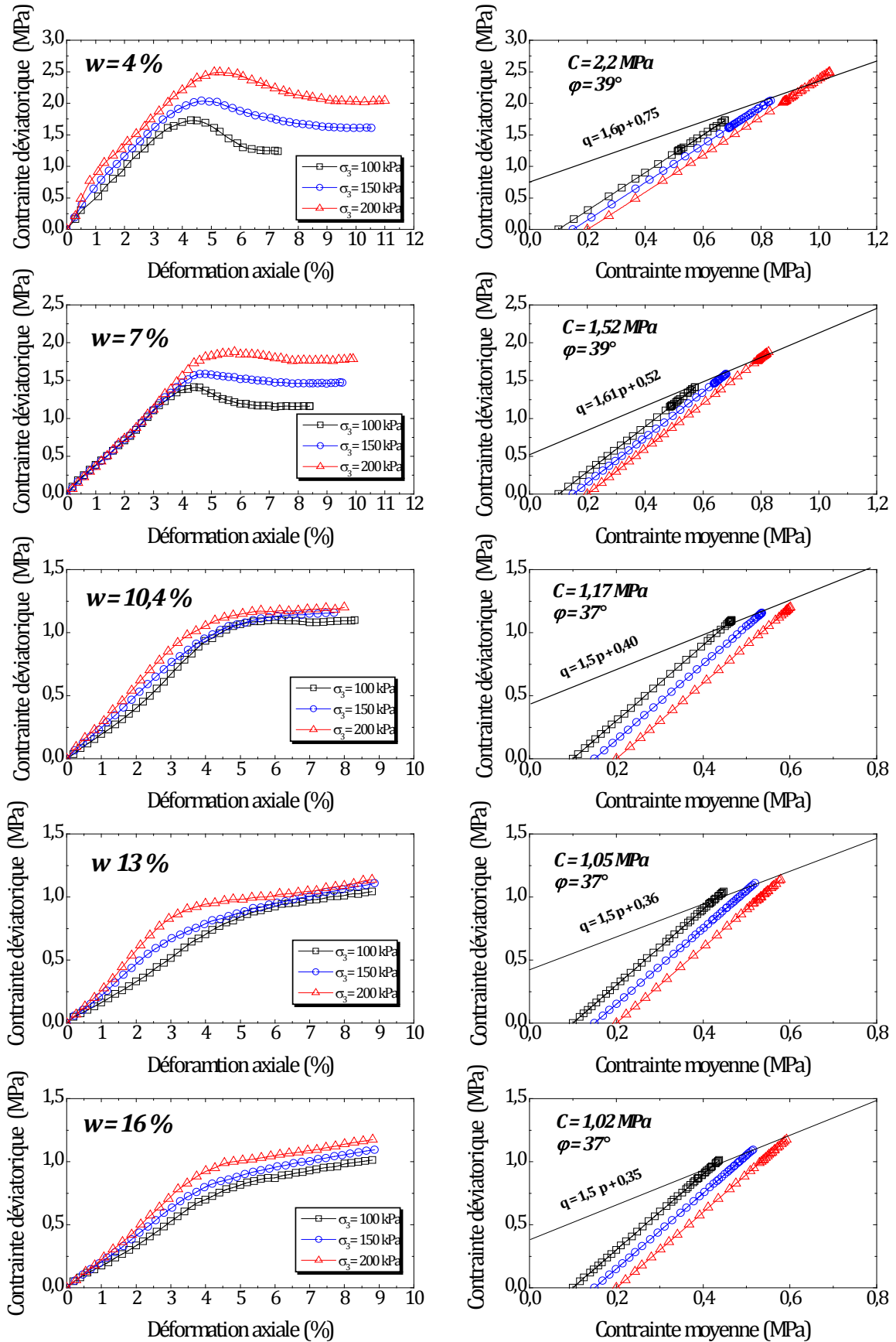


Figure V.4 – Résultats des essais de cisaillement à teneur en eau constante dans les deux plans $[\epsilon_1, q]$ et $[p, q]$.

Dans les plans $[\varepsilon_1, q]$ (figure V.17), et pour les faibles teneurs en eau du côté sec de l'OPM (4 et 7 %), on observe un pic de résistance qui se produit pour une déformation de l'ordre de 5 %, suivi d'une chute brusque avec une tendance vers un palier résiduel pour les différentes contraintes de confinement. En revanche, Pour les fortes teneurs en eau du côté humide de l'OPM (13 et 16 %), en n'observe pas de palier ou de pic de résistance francs. L'allure des courbes est semblable à celle observée pour le cas des essais saturés. Concernant les éprouvettes préparées à la teneur en eau de l'OPM ($w = 10,4\%$), les courbes présentent des paliers de résistance francs. On peut conclure que le pic de résistance et le palier résiduel disparaissent en augmentant la teneur en eau, et le comportement de ces échantillons non saturés se rapproche à celui des échantillons saturés.

La figure V.18 présente les enveloppes de résistance maximale des essais triaxiaux à teneur en eau constante. On constate que pour les différentes succions initiales, les droites enveloppes de résistance maximale sont parallèles caractérisées par une pente M variant de 1,6 à 1,5 et présentant une translation verticale vers le haut avec différentes ordonnées à l'origine q_0 vari de 0,35 à 0,75, autrement dit, les résistances maximales diminuent quand la teneur en eau augmente.

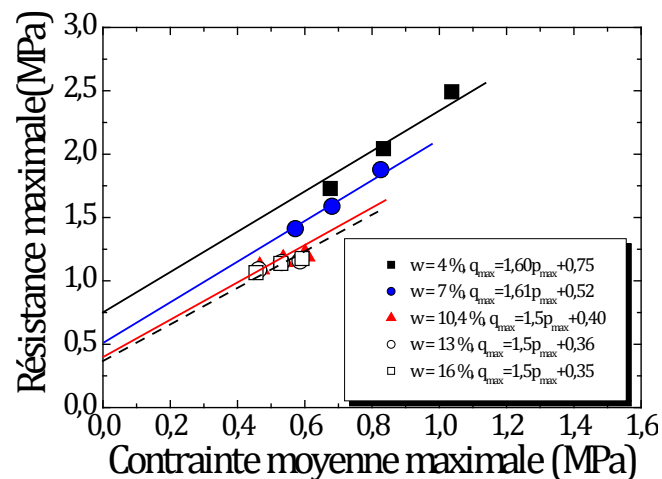


Figure V.5 – Points finaux des essais triaxiaux en fonction de la contrainte moyenne à la rupture pour différentes teneurs en eau.

La figure V.19 représente respectivement les variations de la cohésion apparente C (figures V.19-a et V.19-b) et de l'angle de frottement apparent φ (figures V.19-c et V.19-d) en fonction de la teneur en eau et de la succion initiale. Les valeurs de C et de φ , pour différentes teneurs en eau et succions initiales, sont obtenues respectivement par les relations (V.1 et V.2)

On constate une diminution de ces deux paramètres avec la teneur en eau (figures V.19-a et V.19-c). Cette diminution peut être décrite par une loi linéaire dans le cas de l'angle de frottement apparent et de type décroissance hyperbolique dans le cas de la cohésion apparente. Tandis qu'en fonction de la succion les variations de ces deux paramètres peuvent être décrites à l'aide d'une relation linéaire (figures V.19-b et V.19-d), ce qui correspond à d'autres résultats disponibles (Fredlund et al. 1978 ; Escario et al., 1986 ; Delage et al., 1987).

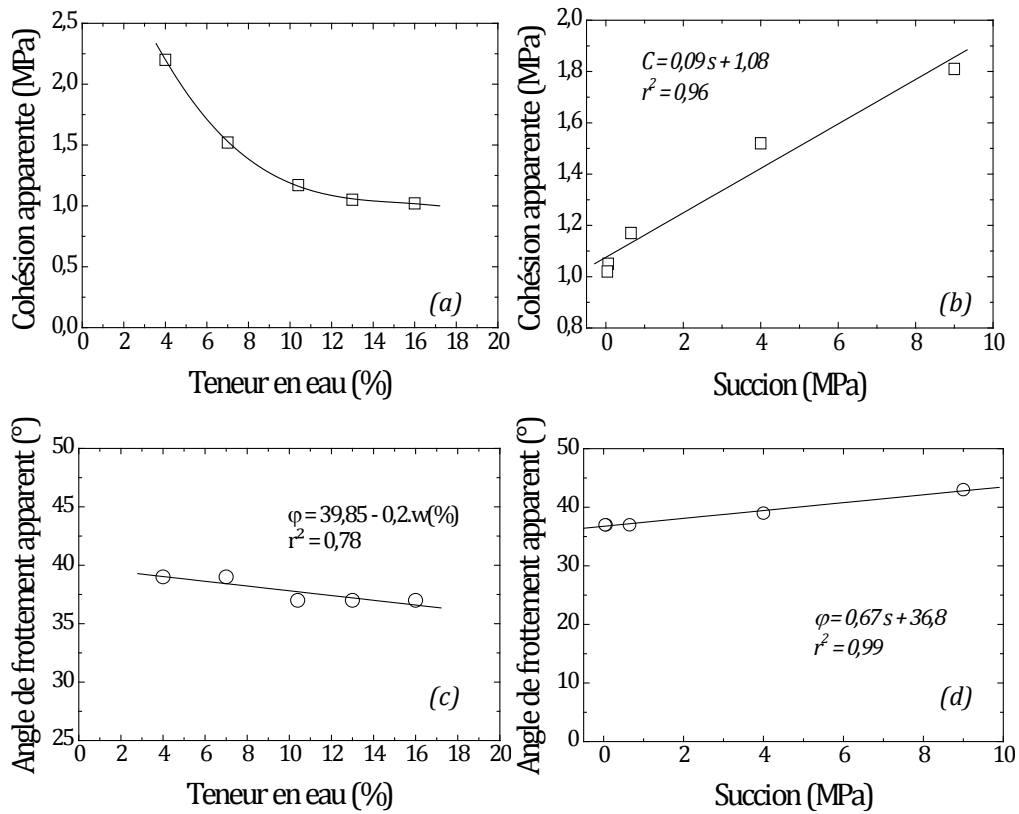


Figure V.6 – Variation de la cohésion apparente et de l'angle de frottement apparent en fonction : (a et c) de la teneur en eau, (b et d) en fonction de la suction.

6.4 Traitement au liant hydraulique

6.4.1 Stabilité immédiate

La figure 16 présente la variation de la teneur en eau et de la densité sèche optimales en fonction de la teneur en ciment. On constate que la teneur en eau optimale augmente en fonction de la teneur en ciment, tandis que la densité sèche maximale diminue de l'ordre de 12%.

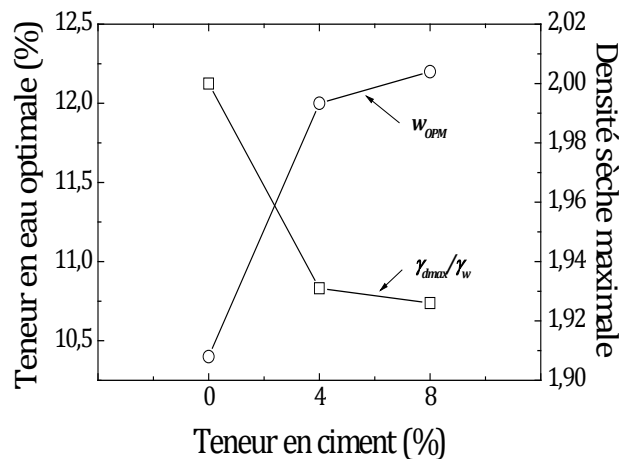


Figure 16. Teneur en eau optimale et densité sèche maximale en fonction de la teneur en ciment

La figure 17 présente l'effet du traitement au ciment sur la portance immédiate et après 4 jours d'immersion. On observe que les indices CBR augmentent avec la teneur en

ciment dans les deux cas, immédiat et imbibé. On constate par ailleurs, que les indices CBR imbibés à différentes teneurs en ciment présentent des valeurs supérieures à celles immédiates de l'ordre de 2. Ceci peut être expliqué par le fait que l'immersion favorise la réaction d'hydratation du ciment par analogie au béton.

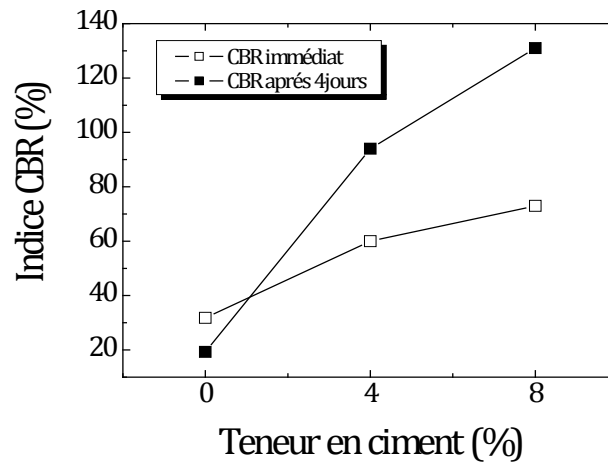


Figure 17. Variation de l'indice CBR en fonction de la teneur en ciment

6.4.2 Résistance à la compression

L'effet de l'ajout de ciment sur la résistance à la compression simple du TSCopt est présenté dans les figures 18 et 19, respectivement pour les éprouvettes conservées à l'air libre et après immersion.

Dans la figure 18, on constate que le traitement conduit à une augmentation significative de la résistance à la compression simple. Pour une teneur de 8 % de ciment, les éprouvettes conservées à 28 jours présentent une résistance à la compression simple de l'ordre de 10 MPa, soit plus du double de celle du matériau non traité.

Après immersion (figure 19), le même constat peut être fait. La résistance à la compression après 7 jours d'immersion dans l'eau, atteint une valeur de l'ordre de 4,4 MPa. Cette valeur est supérieure à celle obtenue pour le cas non traité et conservés pendant 28 jours à l'air libre. Ces résultats montrent bien la tenue à l'eau des éprouvettes traitées par rapport au cas non traitées.

Ceci montre l'intérêt du procédé de traitement au ciment dans l'amélioration notable des performances mécaniques du mélange optimisé TSCopt en conditions saturées.

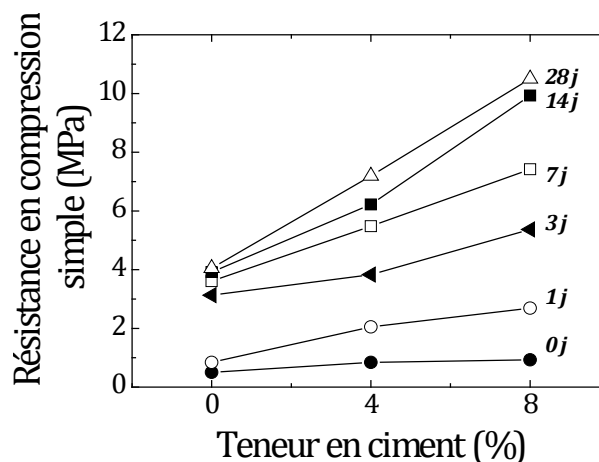


Figure 18. Evolution de la résistance en compression en fonction de la teneur en ciment pour les différentes durées de conservation

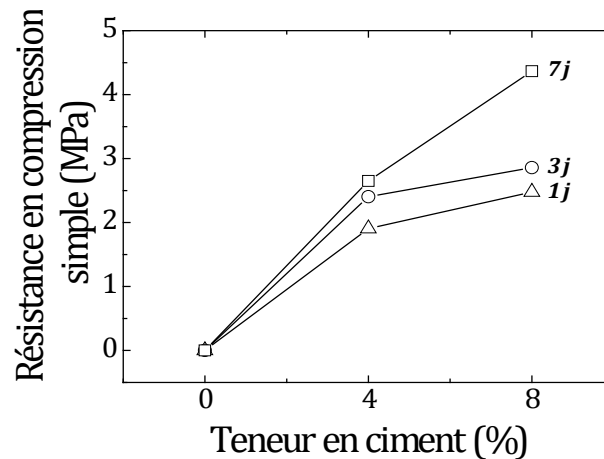


Figure 19. Evolution de la résistance en compression en fonction de la teneur en ciment pour les différentes durées d'immersion

7 Conclusion

Les tufs d'encroûtements calcaires sont des matériaux extraits de formations superficielles qui occupent en Algérie une superficie relativement importante des régions subhumides à arides. Ce sont des matériaux qui constituent une ressource particulièrement intéressante, utilisés avec succès en technique routière.

En effet, les résultats de simulations proches du comportement du matériau en assise de chaussée obtenus à partir des essais triaxiaux cycliques réversibles (TCR) montrent que les performances mécaniques des tufs d'encroûtements sont comparables à celles des graves non traités (GNT). Ces résultats indiquent que ces matériaux, une fois en place, se comportent de façon bien meilleure que le laisseraient supposer leurs caractéristiques géotechniques. La tenue de l'ensemble des chaussées en tufs d'encroûtements calcaires a été satisfaisante à chaque fois que les conditions liées aux critères de choix ont été remplies et que des précautions de mise en œuvre ont été respectées.

Le matériau tuf de la région de Laghouat (Algérie) a servi depuis longtemps comme matériau de base en construction routière. Son utilisation révèle un caractère purement empirique dont les spécifications découlent des principes de la TRS. De ce fait, une étude du comportement mécanique et hydrique du matériau s'avère indispensable en vue d'une utilisation rationnelle.

Cette étude rentre dans un cadre général de valorisation des matériaux locaux de la région de Laghouat dans le domaine de construction. Notre contribution s'est axée sur l'exploitation du tuf et du sable calcaire de la région de Laghouat en vue d'une application en technique routière. Les objectifs visés dans le présent travail se résument dans les points suivants :

- L'étude des possibilités d'amélioration des caractéristiques de ce tuf par l'utilisation d'une technique de stabilisation économique permettant de valoriser à la fois les déchets de carrière (sable calcaire) et le tuf calcaire pulvérulent. La recherche d'une composition optimale tuf-sable calcaire, et vérification de la conformité des propriétés physicomécaniques de la formulation adoptée avec la réglementation en vigueur.
- La détermination des paramètres des lois de comportement nécessaires en vue d'une modélisation hydromécanique non saturée de la chaussée construite sur la base du mélange optimal tenant compte des fluctuations de l'humidité.

- L'étude d'un procédé de traitement aux liants hydrauliques du mélange adopté afin de pallier le problème d'instabilité en milieu saturé (fluctuation de la nappe) et d'étendre l'utilisation de ce matériau pour la construction des chaussées à moyen et fort trafic.

En effet, la caractérisation physico-mécanique, a montré qu'une formulation composée de 80% de tuf et 20% de sable calcaire, présente des caractéristiques de portance et de résistance à la compression simple meilleure. Cette dernière est un indice retenu pour évaluer la cohésion des matériaux compactés, c'est un élément incontournable dans les critères de choix des matériaux en technique routière saharienne. Le mélange (80% tuf + 20% sable calcaire) est retenu comme mélange optimal dénommé TSCopt. Le point faible de la formulation optimale TSCopt réside dans l'effondrement de sa résistance après immersion.

L'emploi du mélange TSCopt compacté dans les assises de chaussées nécessite la connaissance de son comportement en tenant compte de la variation du degré de saturation. Le chargement hydrique (séchage-humidification) a une importance particulière sur le comportement de ce type de matériau. Pour cela, des impositions de succion à différents états hydriques du TSCopt ont été réalisées au moyen de plaques tensiométriques (valeurs comprises entre 0 et 20 kPa), de solutions osmotiques (valeurs comprises entre 50 et 8400 kPa) et de solutions salines saturées (valeurs comprises entre 2 à 300 MPa).

Un compactage à plus de 95 % de l'OPM (valeur recherchée habituellement in-situ), confère aux échantillons une succion s_{OPM} de l'ordre de 0,65 MPa. Cette dernière représente la frontière entre les chemins d'humidification et de drainage du matériau mis en place in-situ en cas de changements climatiques.

Le matériau préparé initialement sous forme de pâte est considéré quasi saturé ($S_r > 80$ %) pour les faibles succions ($s < s_{OPM}$). Dans sa branche de drainage, le matériau suit un comportement similaire à un chemin de compressibilité plastique sur le même matériau saturé, et dans sa branche d'humidification un comportement analogue à un chemin réversible et élastique. Dans cette branche, le domaine quasi saturé semble plus réduit.

Dans le cas du matériau initialement compacté à l'OPM, il suit un chemin surconsolidé d'humidification à partir de son état initial, mais n'atteint pas la saturation totale, même pour des valeurs très faibles de la succion. La pente de ce chemin est légèrement plus importante que celle de la pâte séchée initialement. Dans le domaine non saturé, la position du palier de la limite de retrait est plus basse que celle de la pâte, ceci confirme que la limite de retrait n'est pas un paramètre intrinsèque du matériau mais qu'elle dépend de son état initial.

Dans un état de compacité proche de l'OPM, les couches de chaussée construites à base du TSCopt sont considérées quasiment étanches en cas d'infiltration ou d'inondation accidentelle (coefficient de perméabilité de l'ordre 10^{-10} m/s).

Au sujet du comportement mécanique du mélange TSCopt, des essais triaxiaux dans le domaine saturé et non saturé ont été réalisés. Sur la base de ces essais, on a pu tirer les conclusions suivantes :

- Dans le cas des essais triaxiaux saturés CD et CU, les courbes biunivoques contraintes – déformations ne présentent pas de pic de résistance. Cet état est suivi de déformations plastiques qui dans le cas général se poursuivent jusqu'à la rupture sans faire apparaître des plans de glissement, ceci est caractéristique d'un mode de rupture par poinçonnement. Ce type de comportement est caractéristique des sols fortement surconsolidés. A signaler que la résistance maximale des essais non drainés est plus importante que la résistance maximale drainée.

- Dans le domaine non saturé, les essais ont été effectués à teneur en eau constante sur des mélanges TSCopt compactés statiquement à différents teneurs en eau (du côté sec et du côté humide de l'OPM) et sous différentes contraintes de confinements. Ces essais ont montré d'une manière générale, la présence des plans de rupture. En effet, la non-saturation crée une colle capillaire qui rigidifie le matériau et augmente sa résistance mécanique, ceci signifie des modules sécants importants et des déformations axiales faibles. Ce type de comportement est totalement différent de celui observé pour les échantillons saturés.
- De plus, les résultats montrent qu'une légère variation de la teneur en eau provoque une variation importante de la succion initiale. Ceci laisse penser que la succion initiale est le paramètre pertinent pour décrire l'évolution de la résistance et du module sécant en fonction de l'humidité du matériau.
- La représentation globale utilisée généralement pour les petites déformations (Biarez et Hicher, 1994), a permis d'exploiter au maximum les résultats des essais triaxiaux à grandes déformations ($>10^{-2}$). Les relations module sécant-contrainte moyenne (en termes de contraintes totales p ou effectives p') sont en concordance avec la loi de Hertz [$E = \alpha.(p \text{ ou } p')^n$]. Cette présentation est un indicateur sur la possibilité d'envisager des lois de comportement en utilisant des appareils standards.
- Les résultats obtenus montrent que pour des conditions de chargement bien définies et un état quasiment saturé ($S_r \approx 90\%$), le module sécant E_{50} peut remplacer le module maximum $E_{S_{max}}$ lors du dimensionnement des chaussées. Ce dernier correspond en général au module relatif à la limite élastique.

Pour remédier le problème d'instabilité du mélange TSCopt en milieu saturé, on a procédé à une technique de traitement aux liants hydrauliques. Cette technique a permis de distinguer deux actions: une action immédiate et une action à long terme.

L'action immédiate est traduite par une diminution dans la teneur en eau de compactage, une augmentation de la densité sèche et une amélioration significative de la portance. On a enregistré des augmentations de plus de 4 fois de l'indice CBR immédiat et de plus de 6 fois de l'indice CBR imbibé par rapport aux indices du mélange TSCopt non traité. L'immersion a donc un effet bénéfique sur la portance des mélanges traités car elle favorise la réaction d'hydratation du ciment. Un rapport de l'ordre de 2 a été enregistré entre la portance après 4 jours d'imbibition et immédiate.

Au sujet de l'action à long terme, les résultats obtenus montrent que le dosage et le type du liant influent directement et positivement sur les résistances mécaniques du TSCopt. La durée de conservation favorise également l'amélioration de ces résistances. On a enregistré un rapport de l'ordre de 2 entre la résistance à la compression simple à 28 jours du TSCopt traité et non traité. De plus, l'immersion dans l'eau influe positivement sur les performances mécaniques des mélanges traités. On a constaté que les éprouvettes traitées avec 8% de ciment, et qui ont subi un durcissement pendant 28 jours à l'air libre puis immergés dans de l'eau pendant 7 jours présentent des résistances à la compression supérieures à celles obtenues pour des éprouvettes non traitées et conservées pendant 28 jours à l'air libre. Ces résultats montrent bien la tenue à l'eau des éprouvettes traitées par rapport à celles non traitées. Ces résultats mettent en évidence l'intérêt du procédé de traitement aux liants hydrauliques dans l'amélioration notable des performances mécaniques du mélange TSCopt.

Les démarches expérimentales proposées et les résultats obtenus mettent en évidence la possibilité de valorisation des matériaux locaux à base de tuf et de déchets de carrière (sable calcaire) pour la conception de corps de chaussées dans les zones arides et

subarides. La technique de stabilisation par incorporation de sable calcaire ouvre des perspectives qui permettront de valoriser les matériaux locaux dans des régions dépourvues de matériaux classiques.

Afin d'appliquer les résultats du laboratoire sur le terrain, une suite logique à ce travail doit être projetée et qui consiste en la réalisation de sections expérimentales (plateforme réelle) de type « plot d'essais » à partir de modèles de calcul adaptés (ex : Alize III) et avec des procédures de compactage par engins dans le but d'étudier les problèmes posés par l'exécution sur chantier.

L'étude du comportement hydrique et mécanique ont permis de déduire les paramètres rhéologiques indispensables pour une modélisation du comportement de la chaussée sous l'effet de sollicitations hydromécaniques. Toutefois, et dans le but d'arriver à une description réaliste du comportement du matériau en grandes et petites déformations, il serait souhaitable de réaliser des mesures de succion à l'appareil triaxial en grandes déformations ainsi que l'appareil triaxial de précision pour la mesure des modules de déformations.

Enfin, et afin d'explicitier le phénomène d'auto-stabilisation du tuf et du mélange tuf-sable calcaire, une analyse minéralogique par diffractions aux rayons X ainsi qu'une analyse d'image au microscope électronique à balayage demeurent indispensables.

Publications internationales

Behaviour of unsaturated tuff- calcareous sand mixture on drying-wetting and triaxial paths

Idriss Goual*¹, Mohamed Sayeh Goual¹, Saïd Taïbi² and Nabil Abou-Bekr³

¹Laboratoire de recherche de Génie Civil Université Amar Teledji. BP.37 G Laghouat, Algeria

²Laboratoire Ondes et Milieux Complexes, FRE CNRS 1302, Université du Havre, 53 rue de Prony, 76600 Le Havre, France

³Laboratoire Eau et Ouvrages dans Leur Environnement, Université A. Belkaid, BP 230 - 13000 Tlemcen, Algeria

(Received November 5, 2010, Revised September 29, 2011, Accepted October 13, 2011)

Abstract. The aim of the paper is to study the hydro-mechanical behaviour of a tuff and calcareous sand mixture. A first experimental phase was carried out in order to find the optimal mixture. This showed that the material composed of 80% tuff and 20% calcareous sand provides the maximum mechanical strength. The second experimental phase concerns the study of the drying- wetting behaviour of the optimal mixture. Triaxial shear tests in saturated and unsaturated states at constant water content were carried out on samples initially compacted at the MPO. Experimental results let to deduce the parameters necessary for the prediction of the hydro-mechanical behaviour of pavement formulated from tuff and calcareous sand mixtures, related to moisture. This optimal mixture satisfies the regulation rules and hence constitutes a good local eco-material, abundantly available, for the conception of pavements.

Keywords: tuff; sandy calcareous; road engineering; hydro mechanical behaviour; suction.

1. Introduction

Roads are an important part of the infrastructure in the society and the cost for their construction and maintenance is significant. Hence, understanding, prediction and improvement of their performance are vital to utilize the resources in the best possible manner.

In some desert regions, classic materials (“good quality” aggregates) are scarce or even inexistent. The necessity to build roads with optimized cost has prompted engineers and technical experts to adapt local materials. Lot of these materials proved to be very interesting in road design, as tuff, volcanic materials, sands, lateritic, etc.

The valorisation of local materials for road engineering is topical; the aim is to better harness their behaviour under different climatic situations, their implementation, and to achieve a characterization that would enhance easy their classification and their use by road engineers and experts.

In Algeria, the tuffs approximately cover an area of about 300,000 km². Their use in road construction is considerably developed. They are usually used in the construction of road pavements

*Corresponding author, Assistant Professor, E-mail: goualid@yahoo.fr

(base and foundation layers) for low or average traffic (Fenzy 1966).

After wet compacting and desiccation, tuff acquires cohesion that long lasts. This cohesion disappears almost completely after complete saturation (Struillou and Alloul 1984, Morsli *et al.* 2007).

This fall of resistance is characteristic of the non-cohesive granular materials, which owe their cohesion to the presence of the capillary forces during compaction. These forces disappear starting from a certain threshold, the presence of water becoming harmful for cohesion (Soulié 2008).

The mechanical behaviour of these materials under monotonous and cyclic loadings is well-studied by different authors (Ben-Dhia 1983, Morsli *et al.* 2007, Morsli and Bali 2009).

Different techniques have been developed for more than 30 years, based on the association of the tuff and other materials (unbound granular materials or sand), or on the treatment with hydraulic binders. They can constitute solutions for the expansion of their field of use to pavements with high road traffic (Ben Dhia 1983, Goual *et al.* 2008).

This paper presents the valorisation of local materials, namely the tuff of Laghouat region (south of Algeria), by addition of wastes of crushing stations (calcareous sand), for the purpose of their use in road engineering. The physicomaterial characterisation of the constitutive materials of the mixture made it possible to work out an optimal formulation, on which a large number of hydro-mechanical tests were carried out. The aim is dual: (i) to verify that the optimal formulation conforms to the regulation rules, (ii) to determine the parameters of the constitutive laws, necessary for modeling the unsaturated behaviour of road pavements taking into account the moisture fluctuations.

2. Materials and methods

2.1 Materials

The materials used in this study come from the Laghouat region, located 400 km South of Algiers, in Algeria. The first material is the tuff a material available within the Laghouat region. It is used often in road construction of low traffic. The second material is the calcareous sand, which is a residue of the crushing stations of calcareous rocks located in the north of Laghouat city.

Tuff particles present a maximum diameter (D_{max}) of 30 mm with sand fraction (< 2 mm) of about 70%, and more than 32% of particles have a diameter smaller than $0/80 \mu m$. Its plasticity parameters ($LL = 33\%$, $PI = 11\%$) indicate that the tuff is slightly clayey, which is also confirmed by its blue value ($VB = 0.5$). This is a crumbly material ($LA = 55\%$). Concerning the calcareous sand, this one presents a fine particle content ($< 80 \mu m$) of about 15%. The grading curves of both materials (Fig. 1) are located outside the Beni-Abbes spindle or Saharan spindle, and can be classified like fine materials (family III) (Fenzy 1966).

The geotechnical characteristics of these two materials, summarised in Table 1, lead to the classification of Table 2 by different standards.

A mineralogical study by XRD (Fig. 2) and chemical analysis (Table 3) showed that both materials are principally made of calcium carbonate ($CaCO_3$) (51% for the tuff and 76% for calcareous sand), with the presence of quartz (SiO_2) and ferrite (FeO_2).

According to the criteria recommended by the Technical Saharan Road TSR (Table 4), the tuff did not satisfy the two following conditions: a relatively high percentage of fines ($> 30\%$) and a low

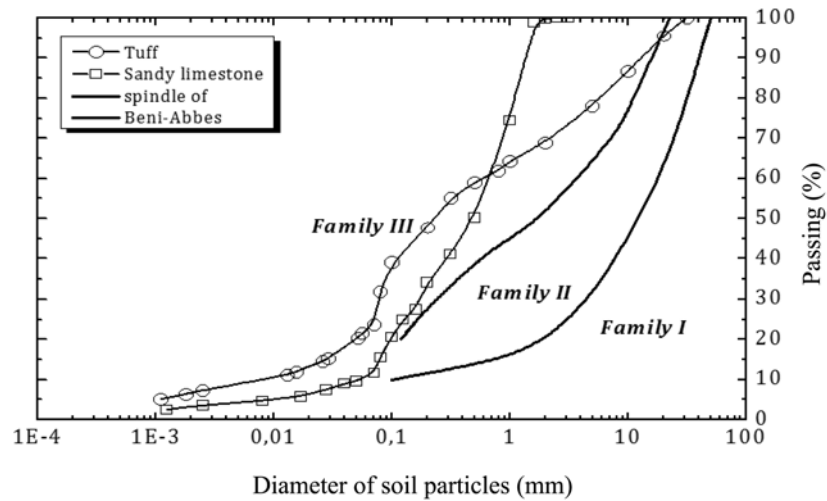


Fig. 1 Grading curves of the two used materials in relation to Saharan spindle (Fenzy 1966).

Family I: they are materials at skeleton purely frictional, lying below the spindle, not evolutionary and a very high friction angle ($> 45^\circ$).

Family II: includes materials whose grading curve is completely in the spindle, provided they are not evolutionary (restriction on the Los Angeles value LA). These materials are close to the untreated UGM (unbound granular materials).

Family III: includes materials whose grading curve is completely or partially above the spindle. For these materials, the resistance is achieved mainly by cohesion.

Table 1 Physico-mechanical characteristics of constitutive materials

	Tuff	Calcareous sand
Grading analysis: ASTM D 422		
0 / D	0 / 30	0 / 3
< 2 mm (%)	70	99
< 80 μ m (%)	32	15
Uniformity Coefficient: C_u (%)	67	12
Hazen Coefficient (curvature): C_z (%)	1.2	0.8
Atterberg Limits: ASTM D4318		
Liquidity Limit: LL (%)	33	17
Plasticity Limit: PL (%)	22	Not measurable
Plasticity Index: PI (%)	11	Not measurable
Blue value test VB : NF P 94-068		
Blue value: VB (0/D)	0.5	0.13
Compacting and Bearing: ASTM D698		
Optimal water content: w_{MPO} (%) Maximum	11.4	8.7
dry density: γ_{dMPO} / γ_w	1.9	2.1
Un-soaked C.B.R. index: I CBR I (%)	24	27
Soaked C.B.R. index: ICBR (4 days) (%)	17	16
Los Angeles test : NF P 18-573		
Los Angeles Coefficient: LA (%)	55	–

CBR immediate index (< 40).

Despite this, the tuff has a particular property, which is the hardening by aging (Struillou and

Table 2 Classification of constitutive materials

	Tuff	Calcareous sand
LPC/USCS	Clay sand (SA/SC)	Silt sand (SM/SL)
Technical road Guide -GTR- NF P 11-300 (GTR 1992)	B5	B5
Technical Saharan road -TSR- (Fenzy 1966)	Grading curves above the spindle, family III	Grading curves above the spindle, family III

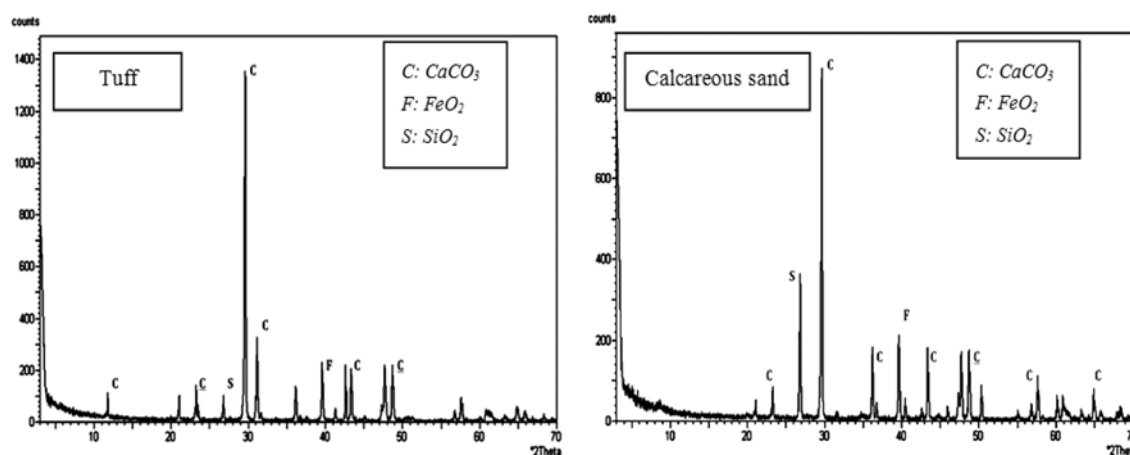


Fig. 2 Mineralogical analysis by XRD of constitutive materials

Table 3 Chemical analysis results

Minerals	Tuff	Calcareous sand
Insoluble (%)	10.2	10.9
NaOH (%)	4.9	2.4
CaCO ₃ (%)	51	76
NaCl (%)	0.1	0.04
SO ₃ (%)	1.1	0.6
Others (%)	32.7	10.06

Alloul 1984, Morsli *et al.* 2007). In order to best benefit from this natural material, one can correct the grading by eliminating one given fraction and adding a corrective material to improve the compactness, the mechanical behaviour being strongly related to the latter. For this reason, a study of the effect of calcareous sand addition on the mechanical properties (CBR tests and Unconfined confined strength) is necessary. Different formulations have been established in this way with calcareous sand content varying from 10 to 50% (Goual *et al.* 2012).

The compaction and CBR tests, achieved according to the ASTM standards, on the different formulations showed that the addition of calcareous sand created a decrease in water content (11.4% to 9%) and an increase in dry density at the Modified Proctor Optimum (MPO) (1.9 to 2.1). Concerning CBR, tests were performed on samples prepared to the maximum density and optimum

Table 4 Physico-mechanical and chemical properties of the TSCopt

	TSCopt	TSR*	Standards
% < 80 μm	26	< 30	NF P 94-056 et
LL (%)	34	/	
PI (%)	Not measurable	< 13	NF P 94-051
I CBR I (%)	32	> 40	
ICBR (4j imbibition) (%)	19	/	NF P 94-078
R_{C28} (MPa)	4.2	> 2	–
CaCO_3 (%)	57	/	–
	Measured	Correlations (Fleureau <i>et al.</i> 2002)	
w_{MPO} (%)	10.4	14	/
$\gamma_{\text{dMPO}} / \gamma_w$	2	1.8	> 1.70
s_{MPO} (MPa)	0.65	0.56	ASTMD 5298-94

*Thresholds imposed by the Technical Saharan Road (TSR).

water content of MPO. Tests were carried out on both as-compacted and immersed specimens. The results highlighted an optimal content in calcareous sand between 30 and 40%.

The most common test to characterise hardening consists in measuring the variation of unconfined compressive strength (UCS), with respect to time for compacted tuff - calcareous sand specimens. This test is empirical, and has been introduced for the first time in 1957 by Fenzy (Morsli *et al.* 2007). It is carried out for all the Saharan materials on the fraction < 5 mm. The UCS is an index to evaluate the cohesion of compacted materials (Fenzy 1966, Ben Dhia 1983, Morsli *et al.* 2007, Morsli and Bali 2009).

In this way, the study of the variation of the UCS at 0, 1, 3, 7, 14 and 28 days on a set of cylindrical specimens ($\varphi = 50$ mm, $H = 100$ mm) has been achieved. Samples are prepared by static compaction with double piston at MPO. These tests showed that the addition of 20% of calcareous sand allows a gain of UCS at 28 days equal to 7% compared to the tuff alone. The results have permitted to select the formulation 80% tuff + 20% calcareous sand, which present the best mechanical strength (Goual *et al.* 2012). This mixture will be from now on called TSCopt.

The physico-mechanical and chemical properties of the mixture corresponding to the selected formulation TSCopt will be compared with the thresholds recommended by the regulation (TSR) for a road use in arid regions and indicated in Table 4.

As comparaisn, Fleureau *et al.* (2002), proposed relations between optimum water content, maximum unit weight and suction at MPO and the liquid limit of material

$$w_{\text{MPO}} = 4.55 + 0.32 \text{ LL} - 0.0013(\text{LL})^2 \quad (1)$$

$$s_{\text{MPO}} = 1.72 (\text{LL})^{1.64} \quad (2)$$

$$\gamma_{\text{dMPO}} = 20.56 - 0.086 \text{ LL} + 0.00037(\text{LL})^2 \quad (3)$$

Table 4 shows a good agreement between measured and predicted parameters, in particular for density and suction. A difference of about 30% is observed in water content.

2.2 Experimental methods

The experimental work includes drying-wetting tests and triaxial tests, saturated and unsaturated, with constant water carried out on TSCopt samples. Triaxial tests were performed on specimens of 40 mm in diameter and 80 mm in height.

The preparation of the test specimens was carried out in three steps as follows:

(i) In the first step, natural soils were air-dried, the tuff was passed through a 4 mm sieve to eliminate the biggest particles. We take a mass proportion of 80% tuff and 20% calcareous sand, then both the aggregates are mixed up before adding water.

(ii) In the second step, the required quantity of water was added to the TSCopt and both were carefully mixed by hand. The mixing is done by sieving several times in order to avoid the formation of clumps and to have a homogeneous mixture. The TSCopt-water mixture was kept in a sealed plastic bag for at least 24 h to achieve uniform moisture conditions.

(iii) In the third step, the materials were statically compacted to the corresponding dry density of MPO in mould with double piston at a rate of 1.14 mm/min. This compaction method leads to a homogeneous repartition of the compaction stress (Romero 1999, Ghembaza *et al.* 2007, Gueddouda *et al.* 2010).

2.2.1 Drying-wetting paths

On drying-wetting paths, in the absence of external stress, the only varying parameter is suction. Drying-wetting cycle is obtained by controlling matric suction in the TSCopt sample. These tests consist in imposing to the samples a series of increasing suctions up to total drying, then rewet them by imposing successive decreasing suctions (wetting). Three methods were used to control the matric suction (Kassif and Ben Shalom 1971, Villar 1995, Delage *et al.* 1998, Saiyouri *et al.* 2000, Graham *et al.* 2001, Romero *et al.* 2001, Cuisinier and Masrouri 2001, Cui *et al.* 2002, Leong and Rahardjo 2002, Ghembaza *et al.* 2007, Taïbi *et al.* 2009). Tensiometric plates were used to achieve low suction values, between 0.001 to 0.02 MPa; the specimens were placed on sintered glass filters, and a negative pressure was applied to the water, the air pressure being atmospheric. Osmosis was used to achieve intermediate soil suctions, between 0.05 and 8 MPa. In the osmotic technique, dialysis membranes with very small pores (5 nm) are placed between the TSCopt sample and a solution of polyethylene glycol (PEG 20000 and PEG 6000 are used for suctions ranging respectively between 0.05 to 1.5 MPa and 3 to 8 MPa) to prevent the passage of macromolecules. As the macromolecules tend to hydrate and attract water from the soil, the specimen was subjected to suction, which depended on the PEG concentration in the solution. To achieve high suctions, between 3 and 1000 MPa, the transfer of water occurs in vapour phase. Several salt solutions were used to control the relative humidity of the atmosphere in the desiccators containing the samples, and hence the matric suction in the samples.

Once the capillary equilibrium was reached (generally after one or two weeks for suctions lower than 1.5 MPa and two months for larger values of suction (Fleureau *et al.* 2002) the final properties of the specimens were measured. The specimens were weighed, then immersed in a non-wetting oil of known density; their external volume was derived from the difference between the initial weight in air and the apparent weight when immersed in oil. Finally, their dry weight was measured after the evaporation of both water and oil in an oven at 105°C for 24 h and used to calculate the water content, void ratio, and degree of saturation.

In order to achieve the drying-wetting tests, three initial moisture conditions were imposed: (i)

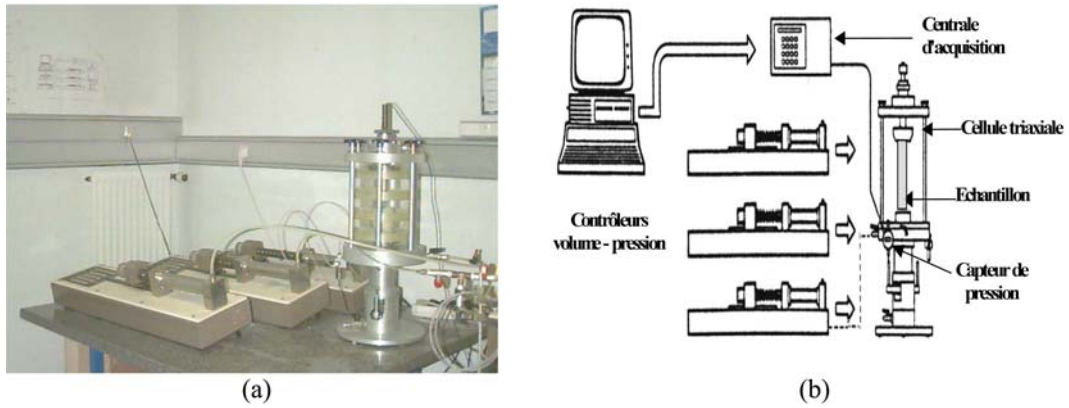


Fig. 3 Triaxial cell of type Bishop-Wesley revolutioncontrolled with three pressure-volume controllers: (a) experimental device and (b) diagram of test bench

saturated slurry: the samples are prepared with initial water content equal to 30%. (ii) Dry pastes: the samples are dried at 105°C during 24 hours in an oven. (iii) Compacted sample according to the MPO.

The initial parameters (e , w , $Sr,..$) of samples are measured immediately before tests. The compacted specimen was cut into smaller specimens (2-3 cm³).

2.2.2 Triaxial tests

Saturated drained (CD) and undrained (CU+u) triaxial tests, and unsaturated triaxial tests with constant water content (CW) were carried out on MPO compacted samples. The experimental device consists of a Bishop-Wesley triaxial cell equipped with three pressure- volume controllers (Fig. 3).

2.2.2.1 Saturated triaxial tests

Consolidated drained (CD) and consolidated undrained tests with pore water pressure

Table 5 Pressure values for the consolidation phase in CD and CU tests

Samples	σ_3 (MPa)	$u_e = u_s$ (MPa)	σ'_3 (MPa)
1	700	540	70
	750	540	100
	800	540	150
2	640	540	100
	740	540	200
	840	540	300
3	790	540	250
	890	540	350
	990	540	450

measurement (CU+u) were performed on initially compacted TSCopt specimens. Each test is performed on three specimens of 40 mm in diameter and 80 mm in height. The preparation process follows the method described before (§2.2).

Samples are tested on triaxial paths following three stages: saturation, consolidation and shear. Table 5 summarises values of confining stresses before shearing.

2.2.2.2 Unsaturated triaxial tests

These tests consist in placing an unsaturated sample in the triaxial cell and carrying out a test with constant water content.

Triaxial tests have been achieved on test samples statically compacted to different water contents: 4, 7, 10.4, 13, and 16% ($w_{MPO} = 10.4\%$). The preparation process follows the method described before (§2.2)

The initial parameters and initial suction of the samples were determined as follows: in the compacting mould the amount of soil corresponding to the desired sample height ($H = 80$ mm) is poured, then three superposed filter papers type Whatmann n°42 are placed in the specimen, afterward an amount of soil that corresponds to the height of 10 mm is poured. The wet mixture undergoes then a double piston static compacting to MPO density ($\gamma_{dMPO} = 20$ kN/m³) at a rate of 1.14 mm/s. The compacted samples were enveloped, and then stored in watertight plastic bags. After equilibrium, we determine the water content by means of the filter paper, and we deduce the initial suction of the samples, which corresponds to the compacted state according to the filter paper method (ASTM D 5298-94). The other parameters (S_r , e , w) are determined from the sample part that has the height of 10 mm, following the method presented in paragraph (§2.2.1).

The samples are sheared at a rate of 0.01 mm/min under a total confining stress of 0.15 MPa. At the end of the shear, the final parameters of samples are determined in the same way as the initial parameters.

3. Results and discussion

3.1 Drying-wetting paths

Fig. 4 presents the drying path followed by the saturated slurry and the wetting path followed by the dry slurry. The three right-hand side curves present the void ratio (Fig. 4(b)), the saturation degree (Fig. 4(d)) and the water content (Fig. 4(f)) versus suction. On the two left-hand side curves, the void ratio (Fig. 4(a)) and the saturation degree (Fig. 4(c)) are plotted versus water content.

In the $[w, e]$ plane (Fig. 4(a)), on the drying path, the samples prepared from a slurry leave rapidly the saturation line defined by $e = w.G_s$. After that, when the water content decreases, the void ratio tends towards a constant value. The shrinkage limit w_{SL} is about 20% corresponding to a void ratio e_{SL} equal to 0.54.

The $[\log(s), e]$ plane (Fig. 4(b)), represents the compressibility behaviour of the soil under the effect of suction. The elbow of the curve where the plateau of shrinkage starts permits to determine the shrinkage limit suction « s_{SL} » which is about 0.8 MPa. This pressure plays an important part in modeling the behaviour of the soil as it corresponds to a drastic change in its properties (Modaressi *et al.* 1996, Kohgo 2002, Fleureau *et al.* 2002).

The $[\log(s), S_r]$ plane (Fig. 4(d)), represents the change in degree of saturation versus suction. The

soil remains quasi saturated on a drying path up to a suction of 0.02 MPa, called suction of desaturation s_d or otherwise termed the air entry value, determined from the $[w, S_r]$ plane (Fig. 4(c)) by the intersect of the drying line plotted for $S_r < 50\%$ with the horizontal axis corresponding to $S_r = 100\%$. After desaturation, the degree of saturation decreases progressively down to 6%, corresponding to suction of about 160 MPa. The suction of desaturation s_d is small compared to the

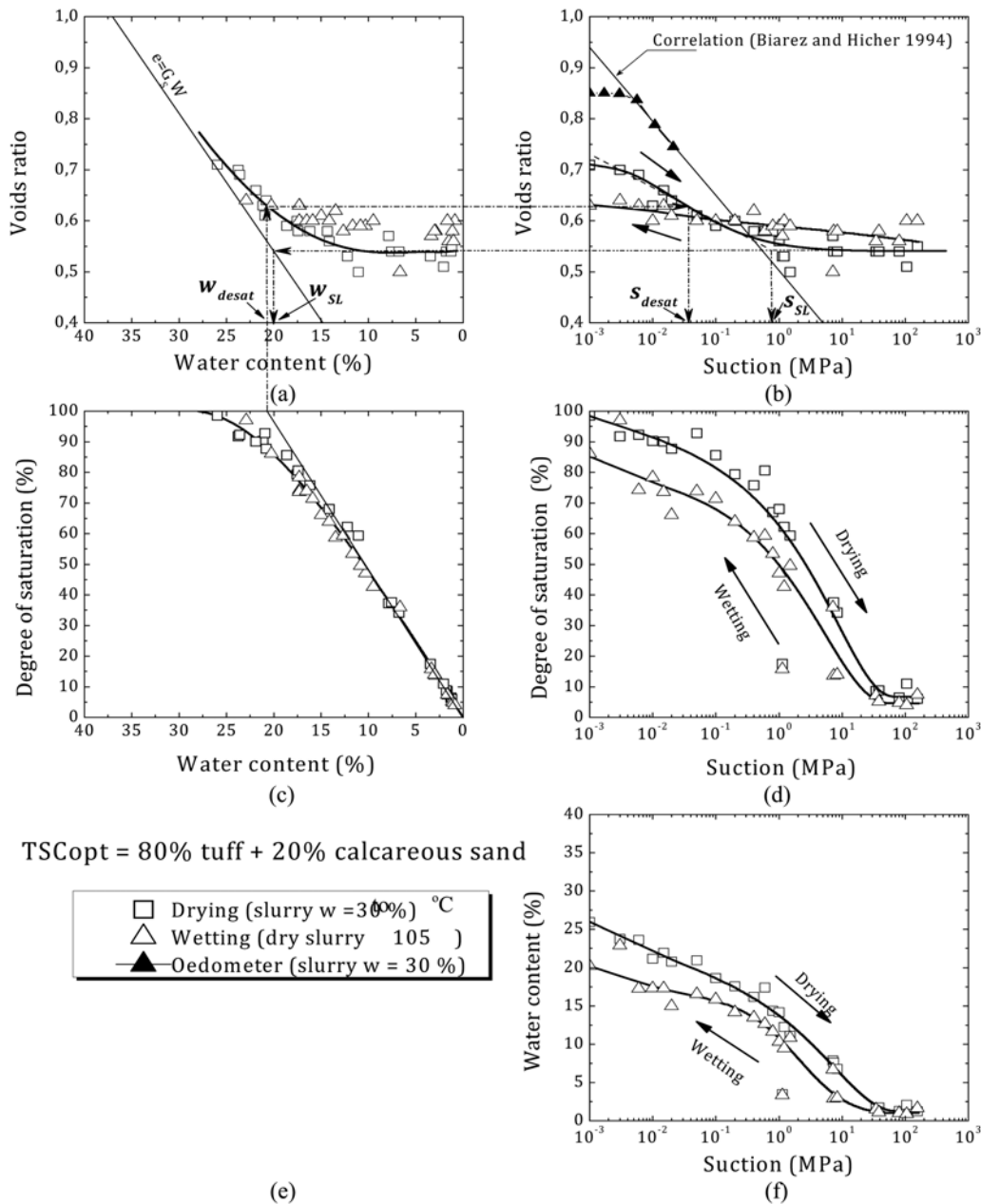


Fig. 4 Drying-wetting paths of the TSCopt (slurry at $w = 30\%$ and dry slurry)

suction of shrinkage limit s_{SL} . This is a characteristic of clay slurries on drying paths (Fleureau *et al.* 1993). This decrease in the degree of saturation is described by a decrease in water content in the last plane $[\log(s), w]$ (Fig. 4(e)).

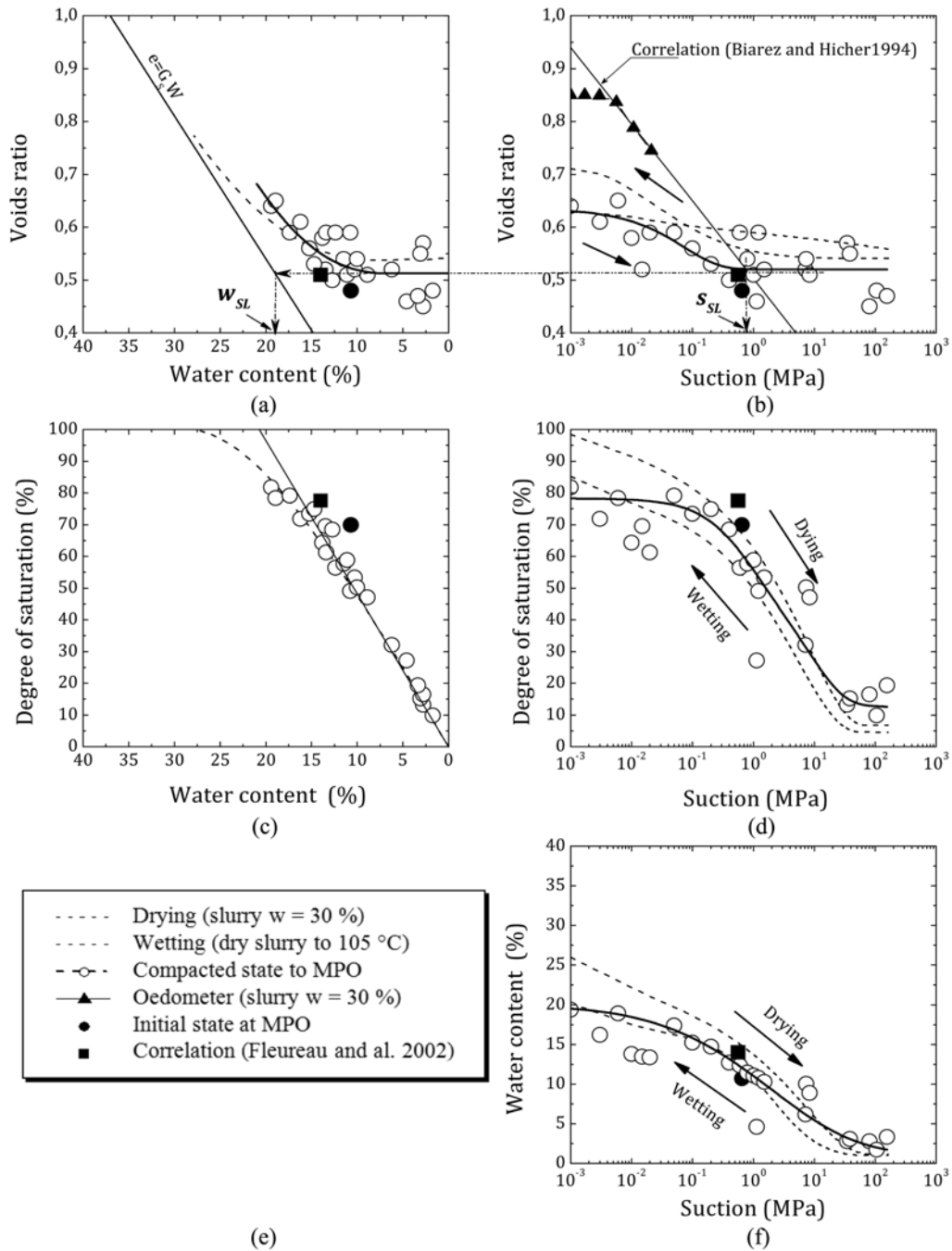


Fig. 5 Drying-wetting paths of compacted TSCopt

If we consider the wetting path of the sample initially dried in the oven corresponding to a conventional suction of 1000 MPa, we note that the hysteresis of the drying-wetting cycle depends on the suction range: for $13 \text{ MPa} < s < 160 \text{ MPa}$, the water content and the void ratio vary slightly, the degree of saturation varies from 10 to 20%. The hysteresis between the drying and the wetting is negligible, and we note reversibility between the drying and the wetting paths.

For $0.5 \text{ MPa} < s < 13 \text{ MPa}$, the increase in the degree of saturation and the water content is more important, while the void ratio remains quasi-constant. In this range, the hysteresis appears between the drying and wetting paths in the $[\log(s), Sr]$ plan (Fig. 4(d)) and $[\log(s), w]$ plan (Fig. 4(e)). This could correspond to an intermediate phase of saturation where largest pores of the TSCopt are first saturated. The behaviour of the largest pores is governed by the effect of menisci, and is mainly due to the “ink bottle effect” (Mualem 1974, Yong and Warkentin 1975, Fleureau *et al.* 2002). For $s < 0.5 \text{ MPa}$, the soil tends to be progressively saturated to reach values of $Sr > 80\%$ for suctions near 0, without reaching the total saturation of the material. In the $[\log(s), e]$ plane (Fig. 4(b)), the wetting path follows a straight line with a smaller slope compared to that of the drying path. This can be explained by the fact that the drying path is a plastic compressibility behaviour, whereas the wetting path is a « hydric unloading » and follows an elastic path.

As comparison, a saturated oedometric test carried out on the same slurry is plotted in Fig. 3(b). Moreover, a normally consolidated (NC) line deduced from the correlation with the relative density (e_{\max} and e_{\min}) (Biarez and Hicher 1994) is added. It is noted, that the NC oedometric path coincides with the correlation line. However, this correlation does not describe well the drying path of the slurry, contrary to the case of clays where the correlation is formulated according to the liquid limit (Fleureau *et al.* 1993).

Concerning samples compacted at MPO, corresponding to a suction s_{MPO} of approximately 0.65 MPa determined by the filter paper method (ASTM D 5298-94), Fig. 4 shows the drying-wetting paths. The points corresponding to larger values of s_{MPO} belong to the drying path and those corresponding to smaller values of s_{MPO} belong to the wetting path. The drying-wetting cycle of the slurry specimens has also been reported in this figure, and is represented as a dashed line.

In the $[\log(s), Sr]$ plane (Fig. 5(d)), the degree of saturation decreases rapidly from 80% (corresponding to Sr_{MPO}) to reach 10% for a suction value of about 105 MPa. This decrease is also noted in the $[\log(s), w]$ plane (Fig. 5(e)).

Fig. 5(b) shows that the void ratio at MPO e_{MPO} is close to the void ratio of shrinkage limit e_{SL} of compacted samples. The location of this shrinkage limit is lower than that of the slurry. This

Table 6 Different parameters derived from the different planes for the drying-wetting tests

Parameters	Slurry samples	Compacted samples at MPO
Suction of desaturation: s_d (MPa)	0.02	–
Desaturation water content: w_d (%)	22	–
Suction of shrinkage limit: s_{SL} (MPa)	0.8	0.9
Shrinkage limit: w_{SL} (%)	20	18
Void ratio at the shrinkage limit: e_{SL}	0.54	0.51
Suction at the modified Proctor optimum: s_{MPO} (MPa)	–	0.65
Void ratio at the modified Proctor optimum: e_{MPO}	–	0.48

confirms the assumption that the shrinkage limit is not an intrinsic parameter of the material, but that it depends on the initial state (Fleureau *et al.* 1993). However, in the quasi-saturated domain ($S_r > 80\%$), the slope of the wetting path of the compacted samples at MPO is slightly more important than that of the slurry. Indeed, the wetting path is a hydric unloading, which causes large strains (swelling) in the case of the compacted soils, due to a microstructure tighter than that of the slurry (Ghembaza *et al.* 2007).

Table 6 summarises the different parameters derived from the different planes.

3.2 Triaxial tests

3.2.1 Saturated triaxial tests

Fig. 6 presents the results of the (CD) and (CU+u) triaxial tests carried out on compacted TSCopt samples.

3.2.1.1 Consolidated drained behaviour (CD)

The $[\varepsilon_1, q]$ plane (Fig. 6(a)), shows the deviatoric stress versus the axial strain. It is observed that

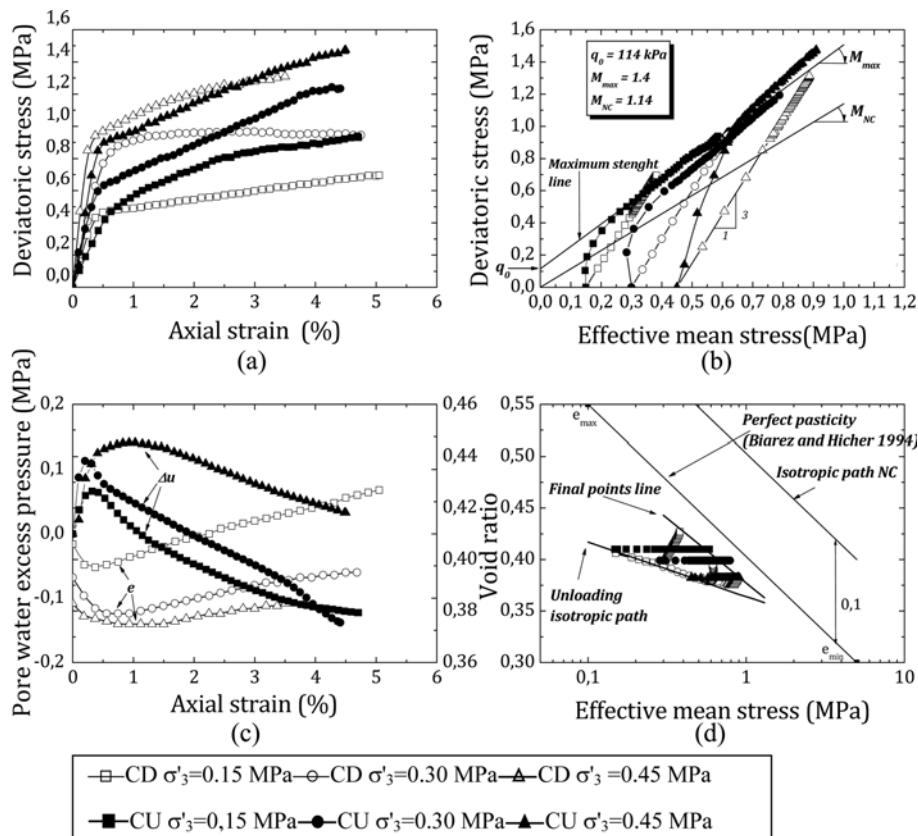


Fig. 6 Comparison of the drained and undrained behaviours of over consolidate TSCopt. Deviator stress versus: (a) axial strain and (b) effective mean stress. Void ratio or excess pore water pressure versus (c) axial strain and (d) effective mean stress

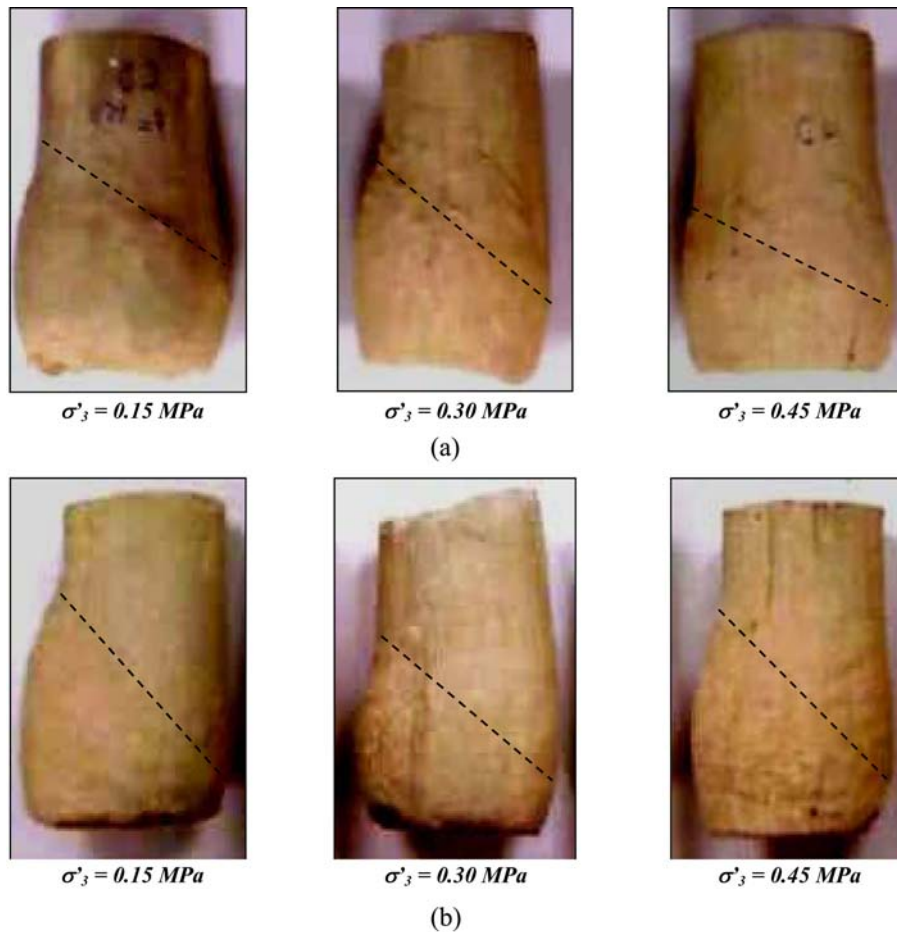


Fig. 7 TSCopt saturated samples after shear: (a) drained tests and (b) undrained tests

the deviator stress increases with the confining pressure. There is a significant increase in deviatoric stress for a very low value of axial strain ($\varepsilon_1 < 0.5\%$), due to the stiffness of the samples at MPO initial state. The strain-stress slopes (stiffness) near the origin increase with the mean effective confining stress p'_0 . We note the absence of stresses peaks and plateaus. Broadly, the deviatoric stress increases continuously with the axial strain except for the test with $\sigma'_3 = 0.3$ MPa. This increase is all the more important than the confining stress is small. Failure by punching with the absence of clear shear planes could explain this absence of plateau (Fig. 7). This type of behaviour is characteristic of highly overconsolidated soils similar to a sample behaviour consolidated to a stress of about 5 MPa (Fleureau *et al.* 2002). In parallel, in the $[\varepsilon_1, e]$ plane (Fig. 6(c)), after a slight contractancy phase, for a deformation of about 1%, the void ratio increases with axial strain. This dilatancy is more important for higher over consolidation ratios ($OCR = p'_{ic}/p'_i$), corresponding to smaller confining stresses.

In the $[\log p', e]$ plane (Fig. 6(d)), the initial state of the different samples are located on the unloading isotropic path with the slope $C_S = 0.06$. The evolution of the void ratio of each test follows first the unloading isotropic path C_S in its contractancy phase, and then moves in its phase

Table 7 Critical state parameters of the saturated triaxial tests

$q_0^{(*)}$ (MPa)	M_{\max}	[p' - q] plane		[$\log p'$ - e] plan	
		φ' (°)	C' (MPa)	C_c (CSL)	C_s
		$\sin \varphi' = \frac{3M_{\max}}{6 + M_{\max}}$	$C' = \frac{q_0(3 - \sin \varphi')}{6 \cos \varphi'}$		
0.114	1.4	35	0.056	0.15	0.06

(*) q_0 : deviatoric stress for $p' = 0$ of the straight-line envelope of maximum strength in [p' , q] plane.

of dilatancy towards the critical state line with the slope $C_c = 0.15$ deduced from the correlations (Biarez and Hicher 1994). The final points are located below the critical state line. This is due to absence of the plateaus in the [ε_1 , q] and [ε_1 , e] planes (Figs. 6(a) and 6(c)).

In the [p' , q] plane (Fig. 6(b)), the envelope of maximum strength is located on a straight line with slope $M_{\max} = 1.4$. This line is above the NC line with slope $M = 1.14$ deduced from the correlations (Biarez et Hicher 1994).

3.2.1.2 Consolidated undrained behaviour (CU)

In the [ε_1 , q] plane (Fig. 6(a)), the deviatoric stress increases continuously with the axial strain, initially strongly for the small strains and then, with a smaller slope for $\varepsilon_1 > 0.5\%$.

This behaviour is related to the decrease of the pore water pressure in the [Δu , ε_1] plane (Fig. 6(c)), due to the tendency to the prevented dilatancy of the material, from where an increase in the mean effective stress which increases the stiffness of the material, and causes a continuous increase in its strength.

In the [p' , q] plane (Fig. 6(b)), the maximal strength points are located on the line defined by the drained tests. The same behaviour is observed in the [$\log p'$, e] plane (Fig. 6(d)).

Table 7 summarizes the failure parameters derived from Figs. 6(b) and 6(d). The TSCopt presents a cohesion C' of about 0.056 MPa and a friction angle φ' of 35°.

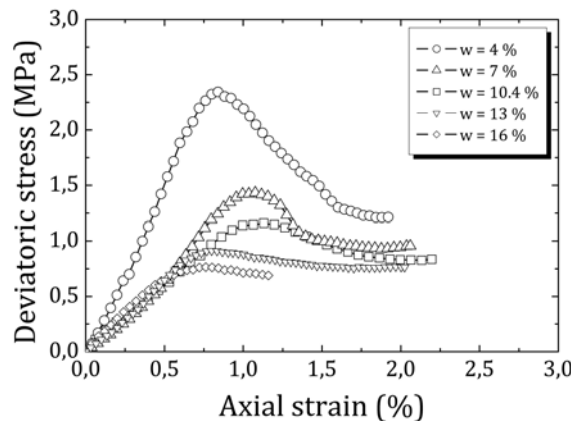


Fig. 8 Stress-strain curves of the TSCopt at different water contents (Confining stress $\sigma_3 = 0.15$ MPa)

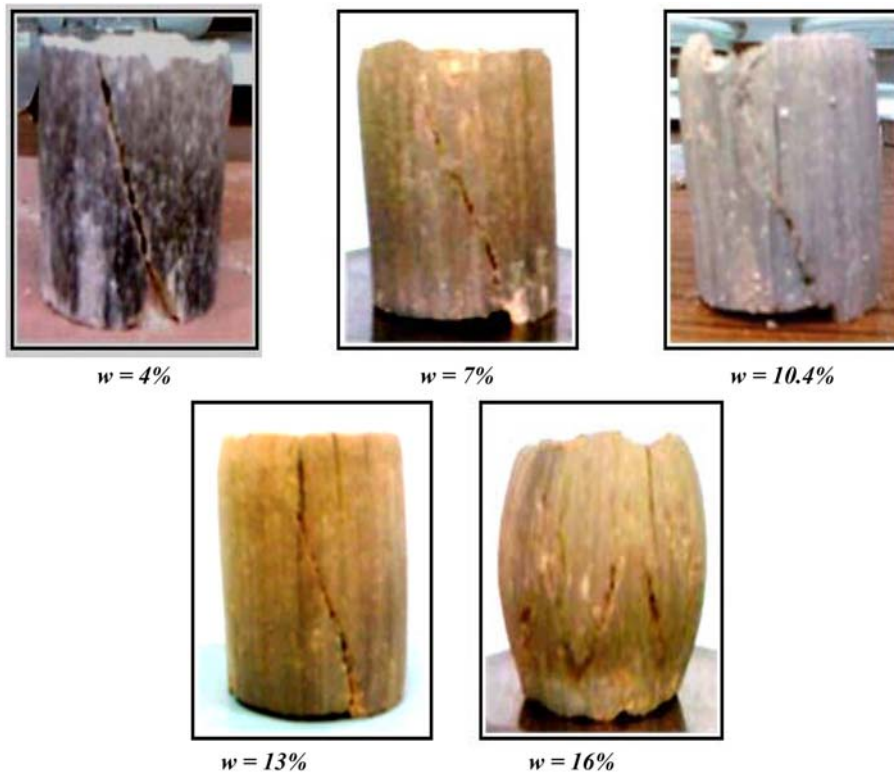


Fig. 9 Failure modes of TSCopt samples at different water contents

3.2.2 Unsaturated triaxial tests with constant water content

In the $[\varepsilon_1, q]$ plane (Fig. 8), there is no peak of strength for high water content ($w = 16\%$). On the other hand, for smaller water contents ($w < 16\%$) peaks of strength at very low strains ($\varepsilon_1 = 1\%$), are observed followed by strength decreases towards residual plateaus ($\varepsilon_1 = 1.5\%$) corresponding to a deviatoric stress about 1 MPa. This behaviour completely differs from the one observed for saturated samples, and corresponds to a different failure mode. Indeed, Fig. 9 shows that the failure mode of samples with low water contents presents slips surfaces, which characterise the residual strength characterised by the post-peak plateau.

It appears that compaction at low water content (dry side of MPO) leads to higher peak strength and causes a brittle failure in specimens.

Fig. 10 presents respectively the variations of the maximum strength and the secant modulus versus water content and initial suction.

On Fig. 10(a), a hyperbolic decrease of strength versus water content is observed, with a tendency towards a minimal strength plateau corresponding to the water content of saturation w_{sat} . This results in a linear increase of strength versus initial suction with a slope of about 0.2. The same observations can be made concerning the variation of the secant modulus. The secant modulus E_{50} is defined as the secant modulus for a deformation $\varepsilon_{1(50)}$ that correspond to 50% of the maximal strength. One notes in Fig. 10(c) a decrease of E_{50} tending towards a plateau with an approximate value of 100 MPa at saturation, whereas, this modulus increases linearly versus suction with a slope of about 18 (Fig. 10(d)). In addition, the maximum strength is multiplied approximately by four

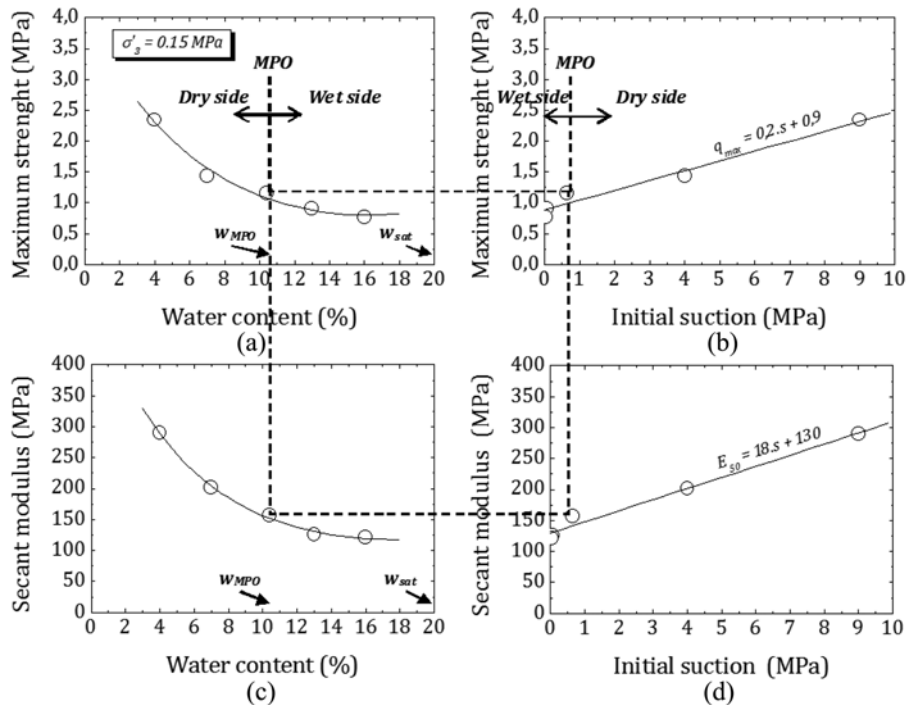


Fig. 10 Maximal deviatoric stress (a), (b) and Secant modulus (c), (d) versus respectively water content and initial suction for confining stress $\sigma_3 = 0.15$ MPa

when the water content varies from the MPO to quasi-dry state. In the same way, the secant modulus increases by the same factor for the same variation of the water content. This lets to assume that the initial suction is the relevant parameter for the description of the evolution of the strength and the secant modulus with the wetting of the material.

4. Conclusions

The paper highlights the possibility of the valorisation of local and economic tuff material with addition of quarry waste, as the calcareous sand, for the design of pavements in the arid regions, which do not possess high quality materials.

The preliminary tests made it possible to select the optimised mixture with addition of 20% of calcareous sand. This mixture presents better long-term characteristics with an increase of CBR index of about 30% compared to natural tuff.

The drying-wetting paths carried out on this mixture compacted to MPO whose initial suction is about 0.65 MPa, show that on wetting path, this material follows an over consolidated wetting path starting from its initial state, but does not reach total saturation, even for very low values of suction. In addition, on drying path the shrinkage limit plateau is lower than that of the same material prepared initially as slurry. This confirms that the shrinkage limit is not an intrinsic parameter but depends on the initial state.

The triaxial tests showed that stress-strain path of the saturated compacted samples do not present

a peak of strength. This is characteristic of a failure mode by punching. In addition, the maximum strength of the undrained tests increases continuously, due to the decrease of the pore water pressure that result in an increase in the mean effective stress.

Contrary to the saturated tests, the failures of the unsaturated triaxial tests with constant water content reveal slide planes which characterise the residual strength described by the post-peak plateaus. The interpretation of these tests in terms of suction makes it possible to describe, in a relevant manner, the variation of strength and modulus versus moisture. The deduced relations will be used to define the unsaturated constitutive law parameters using a generalised effective stress concept for road pavements design.

This study shows that it is possible, at little cost, to valorise a rough and abundant material by the addition of quarry waste, in the spirit of complementarity between the economic constraints and environmental dimension.

References

- AFNOR, Association Française de Normalisation, publication, Paris, www.afnor.fr
- ASTM Standard D 5298-94, Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper, ASTM International, West Conshohocken, PA, www.astm.org.
- Ben-Dhia, M. (1983), "Les tufs et encroûtements calcaires en Tunisie et dans le monde", *Bulletin de liaison Laboratoire des Ponts et Chaussées*, N° 126, 5-14.
- Biarez, J. and Hicher, P. (1994), *Elementary mechanics of soil behaviour-saturated remoulded soils*, A.A. Balkema publishers, Rotterdam, Netherlands.
- Cui, Y.J., Yahia-Aissa, M. and Delage, P. (2002), "A model for the volume change behaviour of heavily compacted swelling clays", *Eng. Geology*, **64**, 233-250.
- Cuisinier, O. and Masrouri, F. (2001), "Study of the hydromechanical behaviour of a swelling soil from low to very high suctions", *6th Int. Workshop on Key Issues in Waste Isolation Research*, Paris.
- Delage, P., Howat, M.D. and Cui, Y.J. (1998), "The relationship between suction and swelling properties in a heavily compacted unsaturated clay", *Eng. Geology*, **50**(1-2), 31-48.
- Fenzy, E. (1966), "Particularité de la Technique Routière au Sahara", *Revue générale des routes et aérodromes*, **411**, 57-71.
- Fleureau, J.M., Kheirbek-Saoud, S., Soemitro, R. and Taibi, S. (1993), "Behaviour of clayey soils on drying-wetting paths", *Can. Geotech. J.*, **30**, 287-296.
- Fleureau, J.M., Verbrugge, J.C., Huergo, P.J., Gomes Correia, A. and Kheirbek-Saoud, S. (2002), "Description and modeling of the drying and wetting paths of compacted soils", *Can. Geotech. J.*, **39**, 1341-1357.
- Ghembaza, M.S., Taibi, S. and Fleureau, J.M. (2007), "Influence of temperature on drying-wetting paths on remoulded sandy clay and on natural argillite", *Can. Geotech. J.*, **44**, 1064-1081.
- Goual, I., Goual, M.S., Gueddouda, M.K. and Ferhat, A. (2008), "Effect of treatment with lime and cement to the mechanical behaviour of calcareous tuffs: for use in pavement layers in the region of laghouat-algeria", *International Conference on Construction and Building Technology -A- (10)*, Malaysia.
- Goual, I., Goual, M.S., Taibi, S. and Abou-Bekr, N. (2012), "Amélioration des propriétés d'un tuf naturel utilisé en technique routière saharienne par ajout d'un sable calcaire", *Eur. J. Environ. Civil Eng.*, ISBN 978-2-7462-2946-4 (accepted for publication in Issue of April 2012).
- Graham, J., Blatz, J.A., Alfaro, M.C. and Sivakumar, V. (2001), "Behavioural influence of specimen preparation methods for unsaturated plastic compacted clays", *Proceedings of the 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Istanbul.
- Gueddouda, M.K., Lamara, M., Abou-bekr, N. and Taibi, S. (2010), "Hydraulic behaviour of dune sand-bentonite mixtures under confining stress", *Geomech. Eng.*, **2**(3), 213-227.
- Kassif, G. and Ben Shalom, A. (1971), "Experimental relationship between swell pressure and suction", *Géotechnique*, **21**, 245-255.

- Kohgo, Y. (2002), "Elastoplastic models for unsaturated soils with two suction effects and unsaturated soil behaviour", *Proceeding of the 3rd International Conference on Unsaturated Soils/UNSAT*, Brazil, March.
- Leong, E.C. and Rahardjo, H. (2002), "Soil-water characteristic curves of compacted residual soils", *Proceeding of the 3rd International Conference on Unsaturated Soils/UNSAT*, Brazil, March.
- Modaressi, A., Abou-bekr, N. and Fry, J.J. (1996), "Unified approach to model partially saturated and saturated soils", *Proceedings of the 1st International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT'95*, Paris.
- Morsli, M. and Bali, A. (2009), "The practice of Saharan roads design", *Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Egypt.
- Morsli, M., Bali, A., Bensaïbi, M. and Gambin, M. (2007), "Study of the hardening of an encrusting tuff of Hassi-Messaoud (Algeria)", *Eur. J. Environ. Civil Eng.*, **11**(9-10), 1219-1240.
- Mualem, Y. (1974), "A conceptual model of hysteresis", *Water Resour. Res.*, **10**, 514-520.
- Romero, E. (1999), *Characterization and thermo-hydro-mechanical behaviour of unsaturated boom clay: an experimental study*, Ph.D. thesis, Polytechnic University of Catalonia, Barcelona, Spain.
- Romero, E., Gens, A. and Lloret, A. (2001), "Temperature effects on the hydraulic behaviour of an unsaturated clay", *Geotech. Geol. Eng.*, **19**(3-4), 311-332.
- Saiyouri, N., Hicher, P.Y. and Tessier, D. (2000), "Microstructural approach and transfer water modeling in highly compacted unsaturated swelling clays", *Mech. Cohesive Frict. Mater.*, **5**, 41-60.
- Soulié, F. (2008), "Microscopic study of cohesion by capillarity in the wet granular mediums", *Eur. J. Environ. Civil Eng.*, **12**(3), 279-290.
- Struillou, R. and Alloul, B. (1984), "Road upgrading of encrusting tufa in algeria", *Bull. Eng. Geol. Environ.*, 465-469.
- Taïbi, S., Duperret, A., Fleureau, J.M. (2009), "The effect of suction on the hydro-mechanical behaviour of chalk rocks", *Eng. Geol.*, **106**, 40-50.
- Villar, M.V. (1995), "First results of suction controlled oedometer tests in highly expansive montmorillonite", *Proc. 1st Int. Conf. On Unsaturated Soils*, Vol. 1, Paris.
- Yong, R.N. and Warkentin, B.P. (1975), *Soil properties and behaviour*, Development in Geotechnical Engineering Series, Elsevier, Amsterdam, Chap. 4.

ANNALES

DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

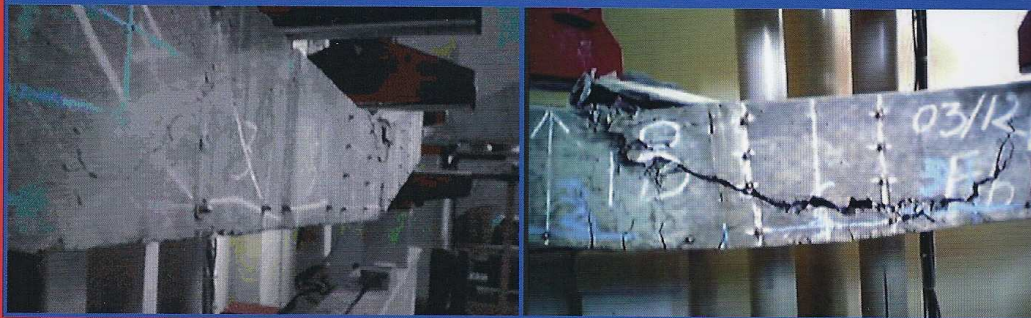
AVRIL 2011 – N° 2

PRIX : 27,44 €

RATIONALIZATION OF THE USE OF LATERITIC SOILS IN LOW COST DURABLE PAVEMENT BASE



ÉTUDE DES POUTRES EN BÉTONS DE FIBRES MÉTALLIQUES À BASE DE MATÉRIEAUX LOCAUX



COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES PLAQUES EN BÉTON DE SABLE RENFORCÉ DE FIBRES MÉTALLIQUES

EFFET DE L'AJOUT DES DÉCHETS DE CARRIÈRE
SUR LES PROPRIÉTÉS PHYSICO-MÉCANIQUES DU TUF
DE LA RÉGION DE LAGHOUAT – ALGÉRIE



GRUPE MAGHRÉBIN SCIENCE ET TECHNOLOGIE
POUR LE DÉVELOPPEMENT AU MAGHREB
GM.STDM
PREMIÈRE CONFÉRENCE ANNUELLE
GÉOTECHNIQUE, MAÎTRISE DE L'ÉNERGIE,
NORMALISATION
TUNIS, 9-11 DÉCEMBRE 2010

ISSN : 1270-9840
CPPAP : 1002177866

ISBN 978-2-7472-1826-9



Editions
ESKA

RÉDACTION

Rédacteur en chef

François BUYLE-BODIN,
université de Lille

Représentant

**l'Association Française
de Génie Civil AFGC**

Jean-Marc TANIS (EGIS),
président du CA

Bruno GODART (LCPC), président du Comité
des Affaires Générales

Patrick GUIRAUD (Cimbéton),

vice-président du CAG

Thierry KRETZ (SETRA),

Président du Comité Scientifique et Technique

Représentant l'Association

**Universitaire de Génie
Civil AUGC**

Denys BREYSSE

(université de Bordeaux),

président du CA

Christophe PETIT, comité d'organisation
des rencontres de la Bourboule

Fabrice GATUINGT (ENS Cachan),

membre du CA, chargé de prix jeunes

chercheurs René Houpert

Ahmed LOUKILI,

membre du conseil scientifique

Représentant le LCPC

Jean-Luc CLÉMENT, direction scientifique

Représentant la SMA-BTP et le GIS MRGenCi

(maîtrise des risques en génie civil)

Vincent MELACCA

Représentant l'Union des Ingénieurs et Scientifiques Francophones UISF

Élie ABSI, président

Gilbert GIACOMONI (École des Mines de Paris),
responsable des publications

ABONNEMENT :

Editions ESKA

<http://www.eska.fr>

12, rue du Quatre-Septembre - 75002 PARIS

Tél. : 01 42 86 55 65 - Fax : 01 42 60 45 35

FABRICATION : AGPA EDITIONS

4, rue Camélinat - 42000 Saint-Etienne

Tél. : 04 77 43 26 70 - Fax : 04 77 41 85 04

E-mail : agpaedit@wanadoo.fr

PUBLICITÉ - À la rédaction

IMPRESSION

Dupli-Print à Domont (95)

Dépôt légal : JUIN 2011

sommaire

éditorial

Matériaux

Étude des poutres en bétons de fibres métalliques à base de matériaux locaux.....	7
<i>Ali ELLOUZE, Mongi BEN OUEZDOU, Mohamed Ali KARRAY, Aouicha BEDDEY</i>	
Comportement mécanique des plaques en béton de sable renforcé de fibres métalliques.....	17
<i>Saloua MELAIS, Djamel ACHOURA, Raoul JAUBERTHIE</i>	

Géotechnique, travaux routiers

Rationalization of the Use of Lateritic Soils in Low Cost Durable Pavement Base.....	26
<i>Massamba NDIAYE, Philippe REIFFSTECK, John Kennedy G. RODRIGUES, Jean-Claude AURIOL</i>	
Effet de l'ajout des déchets de carrière sur les propriétés physico-mécaniques du tuf de la région de Laghouat – Algérie.....	33
<i>Idriss GOUAL, Mohamed Sayah GOUAL, Nabil ABOU-BEKR, Saïd TAIBI</i>	
Groupe maghrébin science et technologie pour le développement au Maghreb GM.STDM.....	41
Première conférence annuelle Géotechnique, Maîtrise de l'énergie, Normalisation Tunis, 9-11 décembre 2010, rapport de synthèse	

abstracts — résumés	5
annonces de colloques	62
recommandations aux auteurs.....	68
bulletin d'abonnement	2

EFFET DE L'AJOUT DES DÉCHETS DE CARRIÈRE SUR LES PROPRIÉTÉS PHYSICO-MÉCANIQUES DU TUF DE LA RÉGION DE LAGHOUAT - ALGÉRIE

Idriss GOUAL*, **Mohamed Sayah GOUAL***, **Nabil ABOU-BEKR****, **Saïd TAIBI*****

* Laboratoire de recherche de Génie Civil Université Amar Teledji. BP.37 G Laghouat. Algérie.
goualid@yahoo.fr, ms.goual@yahoo.fr

** Laboratoire Eau et Ouvrages dans Leur Environnement, Université A. Belkaid, BP 230 - 13000 Tlemcen, Algérie.
aboubekrnabil@yahoo.fr

*** Laboratoire Ondes et Milieux Complexes, FRE CNRS 1302, Université du Havre, 53 rue de Prony,
76600 Le Havre, France. taibis@univ-lehavre.fr

1. INTRODUCTION

La construction des routes au Sahara présente des particularités liées, aux conditions climatiques, aux matériaux locaux, à la faiblesse du trafic et à la portance du sol support qui la diffèrent de celle des régions humides. Les pre-

mières routes sahariennes ont commencé vers 1955 avec la découverte des premiers gisements de pétrole en 1955-1956. Il s'agit notamment de Laghouat – Ghardaïa, Ghardaïa – El Golée et Ghardaïa – Ouargla, plus de 2200 km ont été construit au moins de dix ans. Ces routes ont été étudiées en adoptant les bases de la technique mise au

point pour la France métropolitaine à l'époque. 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, 1970). Cette technique possède donc ses propres normes et expériences.

La valorisation des matériaux locaux dans la géotechnique routière reste d'actualité ; il s'agit de mieux maîtriser leur comportement dans diverses situations de leur mise en œuvre et d'arriver à une caractérisation qui permettra leur classification et justifiera leur utilisation d'une manière rationnelle en technique routière.

En Algérie, les tufs couvrent approximativement une superficie de 300.000 km² (Duran, 1959). Leur utilisation en construction routière, notamment en assise de chaussée (couche de base et couche de fondation) à moyen et faible trafic s'est beaucoup développée (Fumet, 1959; Fenzy, 1966 ; Inal, 1980 ; Boularek, 1989). En effet, plusieurs travaux ont montré que les tufs acquièrent après un compactage humide et dessiccation, une cohésion qui se prolonge dans le temps. Ceci a été bien confirmé en étudiant leur comportement mécanique sous chargement statique ainsi que dynamique (Alloul, 1981 ; Ben-Dhia, 1983 ; Ben-Dhia *et al.*, 1984 ; Boukezzi, 1997 ; Gidel, 2001 ; C'TTP, 2001 ; Morsli *et al.*, 2007 ; Morsli et Bali, 2009). Cette cohésion disparaît quasi totalement après saturation totale en affectant le comportement mécanique des tufs (Alloul, 1981 ; Ben-Dhia, 1983 ; Ben-Dhia *et al.*, 1984 ; Struillou et Alloul, 1984 ; Colombier, 1988 ; Hachichi *et al.*, 2000 ; Améraoui, 2002 ; Goual *et al.*, 2005 b ; Morsli *et al.*, 2007). Plusieurs techniques ont été élaborées et développées depuis plus de 30 ans dans l'objectif de remédier à ces problèmes et d'étendre l'utilisation de ces matériaux aux chaussées à fort trafic, il s'agit de les associer à d'autres matériaux (ex : graves ou sables) ou de les traiter aux liants hydrauliques (ciment, chaux). (Hamrouni, 1975 ; Tagle, 1976 ; Ben Dhia, 1983 ; Ben-Dhia *et al.*, 1984 ; Colombier, 1988 ; Boukezzi, 1997 ; Hachichi *et al.*, 2001 ; Morsli *et al.*, 2005 ; Goual *et al.*, 2005 a, 2008). En effet, les stations de concassage des roches calcaires génèrent dans certaines régions des quantités importantes de résidus actuellement peu exploitées et qui constituent à la fois une gêne environnementale et une perte de matière première. L'idée de les exploiter en technique routière afin d'améliorer les performances mécaniques des couches d'assises s'avère intéressante non seulement d'un point de vue économique mais également environnemental. C'est dans cette optique que se sont orientés nos travaux, il s'agit d'étudier le comportement physicomécanique et géotechnique d'un mélange de tuf et de sable calcaire issus de la région de Laghouat (400 km au sud d'Alger). L'étude consiste en la recherche d'une composition optimale du mélange tuf/sable calcaire sur la base de compactage, de portance et de la résistance à la compression à 28 jours. Cette dernière, est un indice retenue pour évaluer la cohésion des matériaux sahariens compactés (Fumet 1959 ; Peltier 1959 ; Fenzy, 1966 ; Alloul, 1981 ; Ben Dhia, 1983 ; Colombier G., 1988 ; Morsli, 2007).

2. MATÉRIAUX DE BASE

2.1. Provenance

Les deux matériaux étudiés appartiennent à la région de Laghouat située à 400km au sud d'Alger. Le premier matériau est le tuf, souvent employé en construction routière. Il est extrait d'une carrière située approximativement à 4 km au nord ouest du centre ville de Laghouat, à côté de la RN1. Le second matériau le sable calcaire, issu des résidus de la station de concassage des roches calcaires dite Station d'Ouezzane située au nord de la commune de Laghouat près du pont d'Oued M'zi. En effet, dans cette station, la fraction des granulats dont le diamètre est supérieur à 3 mm est commercialisée, le reste est rejeté dans la nature.

2.2. Caractéristiques géotechniques et minéralogiques

D'après Fenzy 1966, 1970, les matériaux sahariens destinés aux constructions routières sont classés à l'aide de leurs granulométries en trois familles à partir d'un fuseau discriminant, dit « fuseau saharien » ou « fuseau de Beni-Abbès » (Figure 1). Ce fuseau se compose de trois familles :

- (i) *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.
- (ii) *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.
- (iii) *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 ».

Les essais d'identification géotechnique, pratiqués dans les laboratoires routiers algériens s'effectuent selon les normes françaises. L'analyse granulométrique s'effectue sur un échantillon qui aura été mis à détremper dans un bac d'eau pendant 12 à 24 heures. Les particules de tuf présentent un diamètre maximum (D_{max}) de 31 mm avec une fraction sableuse (< 2 mm) de l'ordre de 70%. La fraction 0/80 m est de l'ordre de 32 %, ces particules sont des fines non argileuses (I_p = 11). C'est un matériau friable (LA = 55%). Concernant le sable calcaire, il comporte un pourcentage de particules fines (< 80µm) de l'ordre de 15 %. La figure 1 montre que les courbes granulométriques des deux matériaux étudiés se situent au-dessus du fuseau de Beni-Abbès. Ils appartiennent donc à la famille des matériaux fins (famille III).

Les résultats des analyses chimiques, donnés par le tableau 1, montrent que les deux matériaux étudiés sont constitués principalement du carbonate de calcium (CaCO_3), 51% pour le tuf et 76% pour le sable calcaire.

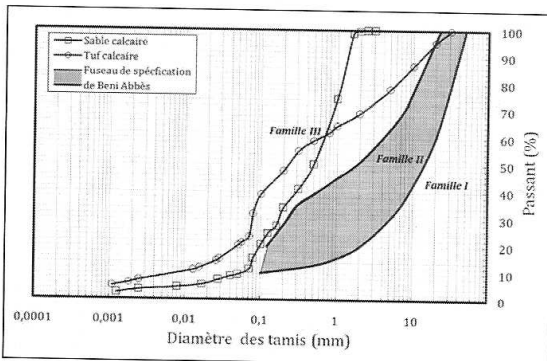


Figure 1. Courbes granulométriques des deux matériaux utilisés par rapport au fuseau de Beni-Abbès (Fenzy, 1966)

Minéraux	Tuf	Sable calcaire
Insolubles (%)	10,2	10,9
NaOH (%)	4,9	2,4
CaCO ₃ (%)	51	76
NaCl (%)	0,1	0,04
SO ₃ (%)	1,1	0,6
Autres (%)	32,7	10,06

Tableau 1. Résultats de l'analyse chimique

Le tableau 2 récapitule les caractéristiques géotechniques des deux matériaux étudiés. La classification des deux matériaux selon les différentes techniques et guides est résumée dans le tableau 3.

3. MODES OPÉRATOIRES ET RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

Malgré certaines caractéristiques géotechniques médiocres, le tuf a une propriété particulière qui est celle de durcir en vieillissant (Struillou et Alloul, 1984 ; Ben-Dhia et al., 1984 ; Colombier, 1988 ; Améraoui, 2002 ; Goual et al., 2005 a ; Morsli et al., 2007). Pour profiter au mieux de ce matériau naturel, on corrige sa granulométrie en supprimant une fraction et en lui ajoutant un matériau correcteur afin d'améliorer sa compacité ; le comportement mécanique étant étroitement lié à cette dernière. Pour cela, une étude de l'effet de l'addition de sable calcaire sur les performances mécaniques (CBR et résistance à la compression simple) est nécessaire. Différentes formulations ont été élaborées dans ce sens avec des pourcentages de sable calcaire variant de 10 à 50 %.

Afin de rechercher la composition optimale du mélange, des essais de compactage et de portance ont été effectués sur les différents mélanges. Des essais de compression simple à différents âges ont été réalisés sur des éprouvettes compactées à l'optimum Proctor modifié (OPM) de chaque mélange.

	Tuf	Sable calcaire
Analyse granulométrique : NF P 94-056 ET 057		
0 / D	0 / 31	0 / 3
< 2 mm (%)	70	99
< 80 µm (%)	32	15
Coefficient d'uniformité : Cu (%)	67	12
Coefficient de Hazen (courbure) : Cz (%)	1,2	0,8
Limites d'Atterberg : NF P 94-051		
Limite de liquidité : w _L (%)	33	17
Limite de plasticité : w _p (%)	22	-
Indice de plasticité : I _p (%)	11	-
Valeur du bleu, VB : NF P 94-068		
Valeur du bleu : V _B (0/D)	0,5	0,13
Equivalent de sable : NFP 18-598		
Equivalent de sable : ES(%)	5,82	36,07
Compactage et portance : NF P 94-093 et 078		
Teneur en eau optimale : W _{OPM} (%)	11,4	8,7
densité sèche maximale : γ _{dOPM} / γ _w	1,9	2,1
Indice C.B.R. immédiat : I CBR I (%)	24	27
Indice C.B.R. après immersion : I CBR (A _i imbibé) (%)	17	16
Essai Los Angeles : NF P 18-573		
Coefficient de Los Angeles : LA (%)	55	-

Tableau 2. Récapitulatif des caractéristiques physico-mécaniques

	Tuf	Sable calcaire
LCPC/USCS (Holtz et Kovacs, 1996)	sable argileux (SA/SC)	sable limoneux (SM/SL)
Guide technique routier -GTR- (GTR, 1992)	B5	B5
Technique Routière Saharienne -TRS- (Fenzy, 1966)	courbe granulométrique au-dessus du fuseau, famille III	courbe granulométrique au-dessus du fuseau, famille III

Tableau 3. Classification des matériaux de base

3.1. Essai de compactage

Le compactage est l'ensemble des opérations mécaniques qui ont pour but d'augmenter la densité en place d'un sol, de diminuer son taux de déformation et d'améliorer sa capacité portante. Différentes formulations ont été élaborées dans ce sens par combinaison de tuf avec des pourcentages de sable calcaire variant de 10 à 50 %. Par la suite, des échantillons de chaque mélange tuf/sable calcaire sont compactés à différentes teneur en eau afin d'estimer la teneur en eau optimale et la densité sèche maximale (essai Proctor modifié). Cet essai a été effectué selon la norme (NF P 94-093). Les résultats obtenus sont représentés dans la figure 2.

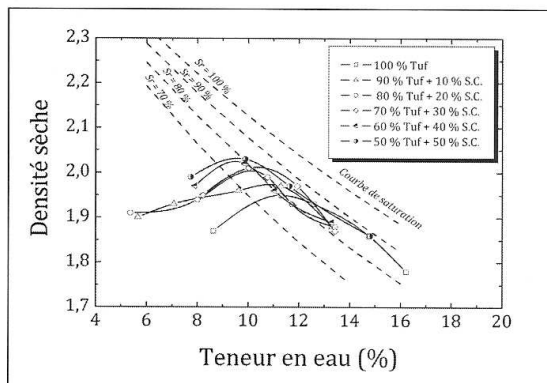


Figure 2. Courbe Proctor modifié des mélanges tuf - sable calcaire

Les résultats montrent que l'ajout de sable calcaire décale les coordonnées de l'optimum Proctor (teneur en eau optimale w_{OPM} et densité sèche maximale γ_{dOPM}) vers la gauche, en augmentant la densité sèche maximale et réduisant la teneur en eau optimale.

On observe une similitude entre le comportement des mélanges et le comportement d'un matériau compacté à différentes énergies généralement constaté dans la littérature (Holtz et Kovacs, 1996). 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, facilitent le déplacement des particules du matériau de base (tuf) en les orientant de façon à former une structure plus dense.

La figure 3, présente l'influence de l'ajout du sable calcaire sur les caractéristiques optimales de compactage. On remarque une linéarité de forme croissante entre la densité sèche maximale et le pourcentage du sable calcaire. L'incorporation du sable calcaire a permis de densifier le matériau en augmentant sa densité de 1,9 à 2,1 de réduire la teneur en eau optimale de 11,4% à 9 % et d'améliorer son aptitude au compactage. Les résultats montrent que l'ajout de sable calcaire tend à améliorer les caractéristiques optimales de compactage des mélanges en comparaison à celles du tuf sans ajout.

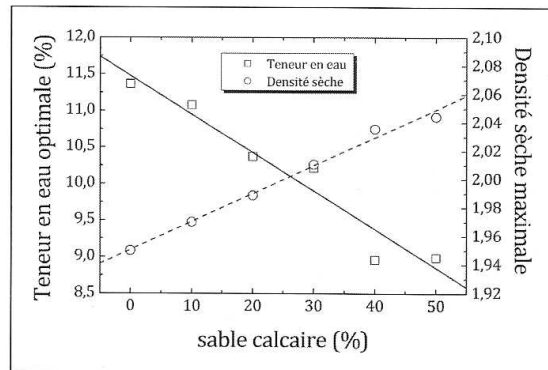


Figure 3. Teneur en eau optimale et densité sèche maximale en fonction du pourcentage de sable calcaire.

Ces résultats montrent également qu'aucun dosage optimal de sable calcaire pour lequel le poids volumique ne peut plus augmenter n'a pu être remarqué.

3.2. L'essai CBR

Le but de l'essai CBR est précisément d'apprécier l'aptitude d'un sol à supporter la charge de circulation et par voie de conséquence permet d'estimer l'épaisseur à donner pour un corps de chaussée. On le détermine immédiatement, juste après le compactage, ou après quatre jours d'immersion selon la norme NFP 94-078.

L'essai consiste à poinçonner dans le moule CBR des éprouvettes confectionnées à différentes énergies de compactage (12 coups par couche, 25 c/c, 55 c/c), et à des teneurs en eau correspondant à l'optimum de l'essai Proctor modifié. D'après les courbes qui représentent la pression du piston en fonction de son enfoncement (Figure 4), on détermine l'indice CBR pour chaque énergie

de compactage. Ceci permet de représenter la variation de la densité sèche en fonction de l'indice CBR ($\gamma_d = f(\text{CBR})$). L'indice CBR final, déterminé graphiquement selon la méthode pratiquée au laboratoire des travaux publics régionaux de l'Ouest Algérien, est celui qui correspond à 95% de la densité sèche maximale de l'essai Proctor modifié (figure 5).

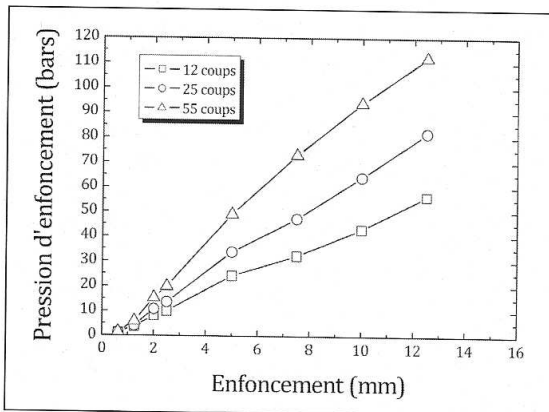


Figure 4. Variation de la pression du piston en fonction de son enfoncement pour différentes énergies de compactage (ex : ICBRI mélange : 70%tuf + 30% sable calcaire).

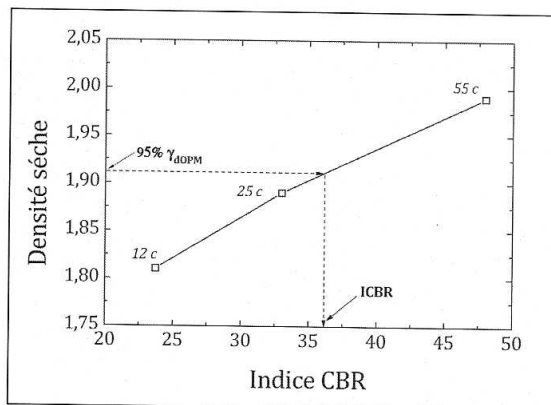


Figure 5. Variation de la densité sèche en fonction l'indice CBR (ex : ICBRI mélange : 70%tuf + 30% sable calcaire).

La figure 6, présente la variation de l'indice CBR immédiat et imbibé en fonction du pourcentage de sable calcaire. On montre que la portance immédiate présente une forte pente dans la plage des teneurs en sable calcaire [0 - 30%], l'indice portant immédiat fait un saut de 50%. Par contre pour le cas imbibé, et pour une teneur en sable inférieure à 20%, les mélanges gardent quasiment le même indice portant immédiat. Au-delà de 20% d'ajout de sable calcaire, l'ICBR imbibé augmente de 16% jusqu'à une valeur optimale de l'ordre de 23% au voisinage de 40% de substitution de sable calcaire. Au-delà des points optimaux, les teneurs en eau diminuent et les densités sèches continuent à s'améliorer, alors que l'indice portant baisse tout en gardant des valeurs supérieures ou égales à celles du tuf sans ajout dans la plage des teneurs en sable calcaire testées.

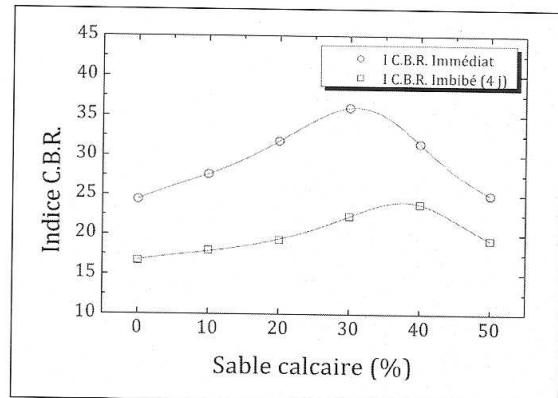


Figure 6. Evolution des indices CBR en fonction du pourcentage de sable calcaire

3.3. Essai de résistance à la compression simple

Cet essai est introduit pour la première fois en 1957 par Fenzy, il est réalisé sur tous les matériaux sahariens sur la fraction < 5mm (Morsli et al., 2005). L'essai consiste à suivre le phénomène de durcissement, appelé autostabilisation (Netterberg, 1975), des échantillons des différents mélanges tuf/sable calcaire compactés en mesurant l'évolution dans le temps de la résistance à la compression simple. Indice retenu pour évaluer la cohésion des matériaux (Fumet 1959 ; Peltier 1959 ; Fenzy, 1966 ; Alloul, 1981 ; Ben Dhia, 1983 ; Morsli, 2007).

Une série d'éprouvettes cylindriques de dimensions ($\phi=50\text{mm}$, $H=100\text{mm}$) a été préparée à partir de la fraction 0/5mm du mélange tuf/sable calcaire. Le mélange est mis en une seule couche dans un moule en double piston puis compacté statiquement, à la densité sèche et la teneur en eau du Proctor modifié selon la norme NF P 98-230-2. Ce type de compactage permet d'obtenir des éprouvettes plus homogènes (Romero, 1999). Après confection, les éprouvettes ont été conservées à l'air libre jusqu'à l'âge de l'essai. Les essais de compression simple ont été réalisés à l'âge 0, 1, 3, 7, 14 et 28 jours. Chaque éprouvette est soumise à un effort de compression appliqué parallèlement à l'axe du cylindre à l'aide d'une presse CBR à une vitesse constante 1,27 mm/min jusqu'à la rupture.

L'évolution de la résistance à la compression en fonction de l'âge des différents mélanges est présentée par la figure 7. Ces résultats montrent que la résistance à la compression croît d'une manière rapide au jeune âge (< 3 jours), ceci s'explique d'après la figure 8 par la diminution rapide de la teneur en eau due au séchage accéléré des zones de surface. Après l'âge de trois jours le départ de l'eau de la masse interne des éprouvettes devient de plus en plus lent.

L'état des éprouvettes après écrasement, montre que les zones de surface sont plus dures qu'à l'intérieur, ce qui explique les résistances élevées et le durcissement plus important de la partie supérieure des couches de chaussées à base de tuf calcaire (Domec, 1980 ; Colombier, 1988). Ces résistances, sont influencées par le taux de calcaire du

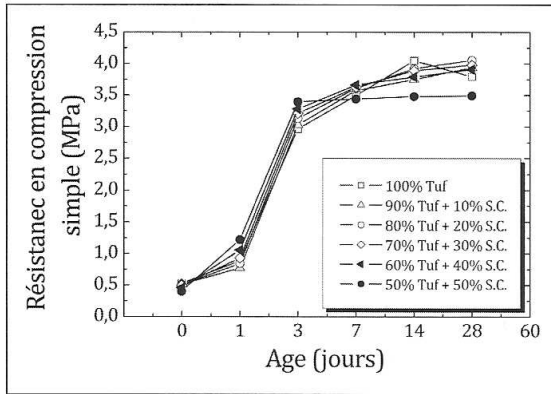


Figure 7. Evolution de la résistance en compression en fonction de la durée de conservation.

matériau (Alloul, 1981 ; Ben Dhia, 1983 ; Boukezzi, 1997 ; Ameraoui, 2002). Ce taux de CaCO_3 , explique le dépôt et la recristallisation du calcaire, il est fonction de l'évaporation de la quantité d'eau qui a servi au compactage (Peltier, 1959 ; Ben Dhia, 1983). Des travaux, on conclut que le durcissement est dû à l'arrangement des grains au compactage et séchage (Fumet, 1959 ; Alloul, 1981 ; Ameraoui, 2002). Donc on peut dire que les résistances à la compression simple sont fonction de la quantité d'eau qui a servi au compactage.

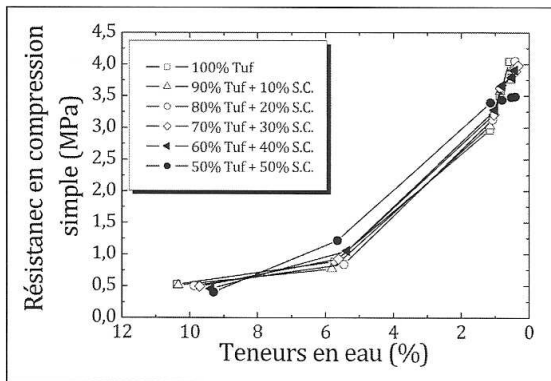


Figure 8. Variation de la résistance en compression en fonction de la teneur en eau des échantillons pour chaque durée de conservation

La figure 9 traduit la variation de la résistance à la compression en fonction de la teneur en sable calcaire. Ces résultats montrent qu'au jeune âge (quelque heure après compactage désigné par 0 jour) l'ajout du sable calcaire a un effet négatif. La courbe présente une très légère pente où la résistance à la compression simple diminue de 0,52 à 0,4 MPa dans la plage des teneurs en sable calcaire [0 - 50%]. Du premier au troisième jour de mûrissement, âge pour lequel la vitesse de durcissement se ralentit, la résistance à la compression simple évolue d'une manière linéaire en fonction de la substitution du sable calcaire.

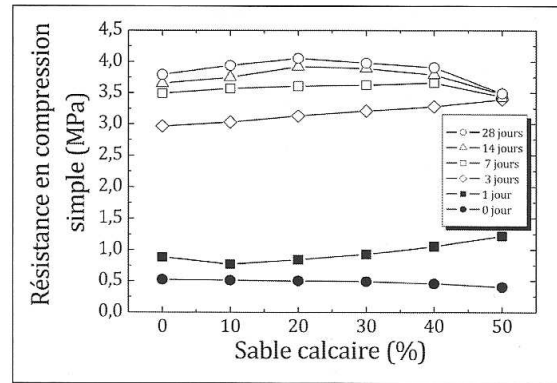


Figure 9. Variation de la résistance à la compression en fonction du pourcentage de sable calcaire pour différents âges.

On remarque également l'existence d'une teneur optimale de sable calcaire, au-delà du septième jour, pour laquelle la résistance à la compression est maximale. A 28 jours par exemple, le mélange constitué de 80% tuf et 20% de sable calcaire acquiert une résistance à la compression simple maximale de l'ordre de 4,2 MPa traduite par un gain de 7%.

Comparés aux seuils exigés par la TRS (tableau 4), le mélange 80% tuf + 20% sable calcaire présente des caractéristiques acceptables pour une utilisation en couche de base à condition de réaliser un bon compactage. De ce faite, le mélange 80% tuf + 20% sable calcaire est retenu comme mélange optimal.

	80% tuf + 20% sable calcaire	TRS*
Teneur en eau optimale : W_{OPM} (%)	10,4	/
densité sèche maximale : γ_{dOPM} / γ_w	2	> 1,70
Indice C.B.R. immédiat : $I_{CBR I}$ (%)	32	> 40
Indice C.B.R. après immersion : $I_{CBR (4j\ imbibé)}$ (%)	19	/
Résistance à la compression simple à 28 jours : R_{c28} (MPa)	4,2	> 2
Teneur en CaCO_3 (%)	57	/

* Seuils imposés par la Technique Routière Saharienne (TRS).

Tableau 4. Caractéristiques physico-mécaniques et chimiques du mélange 80% tuf + 20% sable calcaire.

4. CONCLUSION

L'étude a porté sur l'effet de l'incorporation d'un déchet de carrière comme le sable calcaire sur les caractéristiques géotechniques et mécaniques d'un tuf calcaire de la région de Laghouat. 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 les déchets de carrière (sable de calcaire) et le tuf calcaire pulvérulent.

La démarche expérimentale adoptée et les résultats obtenus mettent en évidence la possibilité de la valorisation des matériaux locaux à base de tuf et de déchets de carrière comme le sable calcaire pour la conception de corps de chaussées dans les zones arides.

Le comportement des mélanges tuf/sable calcaire au compactage se passe comme si on compactait le tuf sans ajout à des énergies de plus en plus élevées. Dans la plage des teneurs en sable calcaire [0 - 30%], l'indice portant immédiat fait un saut de 24% à 36%. Par contre pour le cas imbibé augmente de 16% jusqu'à une valeur optimale de l'ordre de 23% au voisinage de 40% de substitution de sable calcaire. Les pourcentages de sable calcaire de 30% et 40%, présentent respectivement des pourcentages optimaux pour la portance immédiat et après 4 jours d'imbibition. Au-delà de ces pourcentages, les indices de portances baissent tout en gardant des valeurs supérieures ou égales celles du tuf sans ajout dans la plage des teneurs en sable calcaire testées. Alors que les teneurs en eau diminuent et les densités sèches continuent à s'améliorer.

Les différents mélanges tuf/sable calcaire représentent des résistances aux compressions simples meilleures par rapport au tuf brut. Le durcissement est achevé au troisième jour de murissement, la substitution du sable calcaire permet d'améliorer sensiblement la résistance à la compression simple du mélange tuf/sable calcaire. On remarque également l'existence d'une teneur optimale de sable calcaire, au-delà du septième jour, pour laquelle la résistance à la compression est maximale. L'ajout de 20% de sable calcaire au tuf brut confère un maximum de résistance à la compression à 28 jours de l'ordre de 4,2 MPa traduit par un gain de 7%.

La formulation 80% tuf + 20% sable calcaire, présente des caractéristiques meilleures vis-à-vis de la résistance à la compression simple, indice retenu pour évaluer la cohésion. C'est un élément incontournable dans les critères de choix des matériaux en technique routière saharienne. Le mélange 80% tuf + 20% sable calcaire est retenu comme mélange optimal pour la prochaine étude qui sera consacrée à l'étude de comportement hydromécanique sur chemins drainage – humidification et chemins triaxiaux, ainsi que la mesure de la perméabilité saturée. Cette étude a montré qu'un matériau a priori de caractéristiques médiocres vis-à-vis des règlements en vigueur, peut être valorisé à moindres frais par l'addition d'un déchet de carrière.

5. BIBLIOGRAPHIE

AFNOR., *Sols : Reconnaissances et essais – Analyse granulométrique – Méthode par tamisage à sec après*

lavage. NFP 94-056. Association Française de Normalisation, publications, Paris. 1992.

AFNOR., *Sols : Analyse granulométrique des sols – Méthode par sédimentation. NFP 94 – 057.* Association Française de Normalisation, publications, Paris. 1992.

AFNOR., *Sols : Reconnaissances et essais – Détermination des limites d'Atterberg – Limite de liquidité à la coupelle – Limite de plasticité au rouleau. NFP 94-051.* Association Française de Normalisation, publications, Paris. 1992.

AFNOR., *Sols : Reconnaissances et essais – Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux par l'essai à la tâche. NF P 94-068.* Association Française de Normalisation, publications, Paris, 1992.

AFNOR., *Sols : Reconnaissances et essais - Détermination des références de compactage d'un matériau essai Proctor normal – Essai Proctor modifié. NF P 94-093.* Association Française de Normalisation, publications, Paris. 1992.

AFNOR., *Sols : Reconnaissances et essais – Indice CBR après immersion-Indice CBR immédiat – indice portant immédiat mesuré sur échantillon compacté dans le moule CBR. NFP 94-078.* Association Française de Normalisation, publications, Paris. 1992.

AFNOR., *Granulats – Essai Los Angeles. NF P 18-573.* Association Française de Normalisation, publications, Paris. 1992.

AFNOR., *Essais relatifs aux chaussées – préparation des matériaux traités aux liants hydrauliques ou non traités – fabrication des éprouvettes de sables ou de sols fins par compression statique. NF P 98 – 230-2.* Association Française de Normalisation, publications, Paris. 1992.

Alloul B., *Étude géologique et géotechnique des tufs calcaires et gypseux d'Algérie en vue de leur valorisation routière, Thèse de docteur 3^e cycle de l'Université de Paris VI, 1981, 149 p.*

Améraoui Z., *Les tufs d'encroûtements, utilisation dans la géotechnique routière. Thèse de magistère, Ecole Nationale Polytechnique, Alger, 2002.*

Ben-Dhia M., *Les tufs et encroûtements calcaires en Tunisie et dans le monde, Bulletin de liaison L.P.C. N° 126, Paris, 1983, pp.5-14*

Ben-Dhia M., Colombier G., Paute J.L., *Tufts et encroûtements calcaires, utilisation routière, Colloque international Routes et Développement, Paris, 1984.*

Boukezzi L.Z., *Étude des tufs calcaires : utilisation en construction routière. Thèse de Magister, Université de Science et de Technologie Oran – Algérie, 1997. 136p*

Boularek M., *Mode de construction et contrôle des routes sahariennes. Rencontre Maghrébine sur les techniques routières, Tunis, 1989.*

Colombier G., *Tufts et encroûtements calcaires : Utilisations routières. Synthèse, ISTED, 1988.*

CTTP, *Catalogue de Dimensionnement des Chaussées neuves.* Organisme National de Contrôle Technique des Travaux Publics, Algérie, 2001.

- Durant J.H., Les sols rouges et les croûtes en Algérie – Publ. Dir. et Equip. Rural Ser. Et. Scient. Etude générales n° 7, 1959, 188p.
- Fenzy E., Particularité de la Technique Routière au Sahara, *Revue générale des routes et aérodromes*, N° 411, 1966, p.57-71.
- Fenzy E., L'état actuel de la Technique Routière au Sahara. Rapport technique, direction de l'infrastructure de l'Organisme Saharien, Ministère des travaux publics, Algérie, 1970.
- Fumet P., Chaussées en sables gypseux et en sables stabilisés chimiquement, *Revue générale des routes et aérodromes*, numéro spécial Sahara, N° 329, 1959, p. 169-178.
- Goual I., Goual M.S., Ferhat A., Lamara M., Hachichi A., Khelafi H., Amélioration du comportement mécanique des assises de chaussées : stabilisation aux liants hydrauliques des tufs de la région de Laghouat, *Séminaire international sur le compactage des sols*. Tunisie, 2005 a, pp 16-25.
- Goual I., Goual M.S., Ferhat A., Hachichi A., Khelafi H., Stabilisation aux liants hydrauliques des tufs de la région de Laghouat : l'influence des conditions de durcissement à l'air libre et à l'eau sur le comportement mécanique, *Colloque Méditerranéen sur les Matériaux*, Oran – Algérie, 2005 b, N° 23
- Goual I., Goual M.S., Gueddouda M.K., Ferhat A., Effect of treatment with Lime and Cement to the Mechanical Behavior of Calcareous Tufts: For use in Pavement Layers in the region of Laghouat – Algeria, *International Conference on Construction and Building Technology -A-* (10) – 2008, pp101-112
- GIDEL G., Comportement et valorisation des graves non traitées calcaires utilisées pour les assises de chaussées Souples. Thèse de doctorat, Université Bordeaux I. France, 2001, 252p.
- GTR, Guide technique Réalisation des remblais et des couches de forme LCPC-SETRA (Paris-Bagneux) ; sept 1992. PP 204
- Hachichi A., Benaïssa A., Boukezzi L.Z., Étude du traitement aux liants hydrauliques des tufs calcaires de la région d'Oran : en vue de leur valorisation routière, *Séminaire National de Génie Civil*, Université Djillali Liabes Sidi Bel-Abbase, 2001.
- Hachichi A., Boudia M., Zmali L., Belhachemi D., Étude de l'influence du séchage et de l'immersion sur la résistance à la compression des tufs calcaires de la région d'Oran, *Conférence internationale de Géotechnique Civil*, Université de Science et de technologie Houari Boumedien Alger – Algérie, 2000.
- Hamrouni A., Routes économiques - routes à faible circulation, *XV^e Congrès mondiale de la route AIPCR, Mexico*, 1975, Pages
- Holtz R. et Kovacs W., *Introduction à la géotechnique*. Edition de l'Ecole Polytechnique de Montréal, 1996, PP 808.
- Inal A., Route en milieu désertique, *IV^{ème} Conférence routière Africaine*, Nairobi, 1980.
- Morsli M., Contribution à la valorisation des tufs d'encroûtement en technique routière saharien ; thèse de doctorat, Ecole Nationale Polytechnique, ENP – Alger – Algérie, 2007,148p
- Morsli M., Charrak M., Bali A., Fleureau J.M., Comportement du matériau "tuf calcaire - sable de dune", *Séminaire international sur le compactage des sols*. Tunisie, 2005, pp 158-171
- Morsli M., Bali A., Bensaïbi M., Gambin M., Étude du durcissement d'un tuf gypso-calcaire de Hassi-Messaoud, Algérie. *Revue Européenne de Génie Civil*, Vol 11/9-10, 2007, pp 1219-1240,
- Morsli M., Bali A., La Pratique du dimensionnement des chaussées sahariennes. *Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 2009, pp 805-808.
- Netterberg F., Self-stabilization of road bases: fact or fiction?, *6th conference for Africa on Soil Mechanics and Foundations engineering*, Durban 1975.
- Romero E., Characterization and thermo-hydro-mechanical behaviour of unsaturated Boom clay: an experimental study. PhD. Thèse, Université Polytechnique de Catalunya, Barcelona – Spain, 1999.
- SETRA-LCPC, Réalisation des remblais et de couches de formes. Guide technique, Fascicule I, 1992.
- Struillou R., et Alloul B., Valorisation routière des tufs d'encroûtements en Algérie. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 1984, p. 465-469.
- Tagle E.F., New concepts and materials in the project and construction of flexible pavements. Anal. Acad. Buenos Aires, 1976.
- Peltier R., Le rôle du laboratoire dans la technique routière saharienne. *Revue générale des routes et aérodromes*, Numéro spécial Sahara, N°329, 1959, pp. 165-168.

GLOBAL JOURNAL OF RESEARCHES IN ENGINEERING

DISCOVERING THOUGHTS AND INVENTING FUTURE

Revolutions
in engineering
World

July
2011

Pinnacles

Static VAR Compensator

Zanthoxylum Armatum Stem

Improved Chan-Ho Model

Multijunction Solar Cells

Volume 11

issue 5
version 1.0



GLOBAL JOURNAL OF RESEARCH IN ENGINEERING: J
GENERAL ENGINEERING



GLOBAL JOURNAL OF RESEARCH IN ENGINEERING: J
GENERAL ENGINEERING

VOLUME 11 ISSUE 5 (VER. 1.0)

GLOBAL ASSOCIATION OF RESEARCH

© Global Journal of
Researches in Engineering.
2011.

All rights reserved.

This is a special issue published in version 1.0
of "Global Journal of Researches in
Engineering." By Global Journals Inc.

All articles are open access articles distributed
under "Global Journal of Researches in
Engineering"

Reading License, which permits restricted use.
Entire contents are copyright by of "Global
Journal of Researches in Engineering" unless
otherwise noted on specific articles.

No part of this publication may be reproduced
or transmitted in any form or by any means,
electronic or mechanical, including
photocopy, recording, or any information
storage and retrieval system, without written
permission.

The opinions and statements made in this
book are those of the authors concerned.
Ultrapublishing has not verified and neither
confirms nor denies any of the foregoing and
no warranty or fitness is implied.

Engage with the contents herein at your own
risk.

The use of this journal, and the terms and
conditions for our providing information, is
governed by our Disclaimer, Terms and
Conditions and Privacy Policy given on our
website <http://www.globaljournals.org/global-journals-research-portal/guideline/terms-and-conditions/menu-id-260/>

By referring / using / reading / any type of
association / referencing this journal, this
signifies and you acknowledge that you have
read them and that you accept and will be
bound by the terms thereof.

All information, journals, this journal,
activities undertaken, materials, services and
our website, terms and conditions, privacy
policy, and this journal is subject to change
anytime without any prior notice.

Incorporation No.: 0423089
License No.: 42125/022010/1186
Registration No.: 430374
Import-Export Code: 1109007027
Employer Identification Number (EIN):
USA Tax ID: 98-0673427

Global Journals Inc.

(A Delaware USA Incorporation with "Good Standing"; Reg. Number: 0423089)

Sponsors: *Global Association of Research
Open Scientific Standards*

Publisher's Headquarters office

Global Journals Inc., Headquarters Corporate Office,
Cambridge Office Center, II Canal Park, Floor No.
5th, **Cambridge (Massachusetts)**, Pin: MA 02141
United States

USA Toll Free: +001-888-839-7392

USA Toll Free Fax: +001-888-839-7392

Offset Typesetting

Global Association of Research, Marsh Road,
Rainham, Essex, London RM13 8EU
United Kingdom.

Packaging & Continental Dispatching

Global Journals, India

Find a correspondence nodal officer near you

To find nodal officer of your country, please
email us at local@globaljournals.org

eContacts

Press Inquiries: press@globaljournals.org

Investor Inquiries: investors@globaljournals.org

Technical Support: technology@globaljournals.org

Media & Releases: media@globaljournals.org

Pricing (Including by Air Parcel Charges):

For Authors:

22 USD (B/W) & 50 USD (Color)

Yearly Subscription (Personal & Institutional):

200 USD (B/W) & 250 USD (Color)

EDITORIAL BOARD MEMBERS (HON.)

John A. Hamilton, "Drew" Jr.,
Ph.D., Professor, Management
Computer Science and Software
Engineering
Director, Information Assurance
Laboratory
Auburn University

Dr. Henry Hexmoor
IEEE senior member since 2004
Ph.D. Computer Science, University at
Buffalo
Department of Computer Science
Southern Illinois University at Carbondale

Dr. Osman Balci, Professor
Department of Computer Science
Virginia Tech, Virginia University
Ph.D. and M.S. Syracuse University,
Syracuse, New York
M.S. and B.S. Bogazici University,
Istanbul, Turkey

Yogita Bajpai
M.Sc. (Computer Science), FICCT
U.S.A. Email:
yogita@computerresearch.org

Dr. T. David A. Forbes
Associate Professor and Range
Nutritionist
Ph.D. Edinburgh University - Animal
Nutrition
M.S. Aberdeen University - Animal
Nutrition
B.A. University of Dublin- Zoology

Dr. Wenying Feng
Professor, Department of Computing &
Information Systems
Department of Mathematics
Trent University, Peterborough,
ON Canada K9J 7B8

Dr. Thomas Wischgoll
Computer Science and Engineering,
Wright State University, Dayton, Ohio
B.S., M.S., Ph.D.
(University of Kaiserslautern)

Dr. Abdurrahman Arslanyilmaz
Computer Science & Information Systems
Department
Youngstown State University
Ph.D., Texas A&M University
University of Missouri, Columbia
Gazi University, Turkey

Dr. Xiaohong He
Professor of International Business
University of Quinnipiac
BS, Jilin Institute of Technology; MA, MS,
PhD., (University of Texas-Dallas)

Burcin Becerik-Gerber
University of Southern California
Ph.D. in Civil Engineering
DDes from Harvard University
M.S. from University of California, Berkeley
& Istanbul University

Dr. Bart Lambrecht

Director of Research in Accounting and Finance
Professor of Finance
Lancaster University Management School
BA (Antwerp); MPhil, MA, PhD
(Cambridge)

Dr. Carlos García Pont

Associate Professor of Marketing
IESE Business School, University of Navarra
Doctor of Philosophy (Management),
Massachusetts Institute of Technology (MIT)
Master in Business Administration, IESE,
University of Navarra
Degree in Industrial Engineering,
Universitat Politècnica de Catalunya

Dr. Fotini Labropulu

Mathematics - Luther College
University of Regina
Ph.D., M.Sc. in Mathematics
B.A. (Honors) in Mathematics
University of Windsor

Dr. Lynn Lim

Reader in Business and Marketing
Roehampton University, London
BCom, PGDip, MBA (Distinction), PhD,
FHEA

Dr. Mihaly Mezei

ASSOCIATE PROFESSOR
Department of Structural and Chemical
Biology, Mount Sinai School of Medical
Center
Ph.D., Etsv Lornd University
Postdoctoral Training,
New York University

Dr. Söhnke M. Bartram

Department of Accounting and Finance
Lancaster University Management School
Ph.D. (WHU Koblenz)
MBA/BBA (University of Saarbrücken)

Dr. Miguel Angel Ariño

Professor of Decision Sciences
IESE Business School
Barcelona, Spain (Universidad de Navarra)
CEIBS (China Europe International Business School).
Beijing, Shanghai and Shenzhen
Ph.D. in Mathematics
University of Barcelona
BA in Mathematics (Licenciatura)
University of Barcelona

Philip G. Moscoso

Technology and Operations Management
IESE Business School, University of Navarra
Ph.D in Industrial Engineering and Management, ETH Zurich
M.Sc. in Chemical Engineering, ETH Zurich

Dr. Sanjay Dixit, M.D.

Director, EP Laboratories, Philadelphia VA
Medical Center
Cardiovascular Medicine - Cardiac
Arrhythmia
Univ of Penn School of Medicine

Dr. Han-Xiang Deng

MD., Ph.D
Associate Professor and Research
Department Division of Neuromuscular
Medicine
Davee Department of Neurology and Clinical
Neuroscience
Northwestern University
Feinberg School of Medicine

Dr. Pina C. Sanelli

Associate Professor of Public Health
Weill Cornell Medical College
Associate Attending Radiologist
NewYork-Presbyterian Hospital
MRI, MRA, CT, and CTA
Neuroradiology and Diagnostic
Radiology
M.D., State University of New York at
Buffalo, School of Medicine and
Biomedical Sciences

Dr. Roberto Sanchez

Associate Professor
Department of Structural and Chemical
Biology
Mount Sinai School of Medicine
Ph.D., The Rockefeller University

Dr. Wen-Yih Sun

Professor of Earth and Atmospheric
SciencesPurdue University Director
National Center for Typhoon and
Flooding Research, Taiwan
University Chair Professor
Department of Atmospheric Sciences,
National Central University, Chung-Li,
TaiwanUniversity Chair Professor
Institute of Environmental Engineering,
National Chiao Tung University, Hsin-
chu, Taiwan.Ph.D., MS The University of
Chicago, Geophysical Sciences
BS National Taiwan University,
Atmospheric Sciences
Associate Professor of Radiology

Dr. Michael R. Rudnick

M.D., FACP
Associate Professor of Medicine
Chief, Renal Electrolyte and
Hypertension Division (PMC)
Penn Medicine, University of
Pennsylvania
Presbyterian Medical Center,
Philadelphia
Nephrology and Internal Medicine
Certified by the American Board of
Internal Medicine

Dr. Bassey Benjamin Esu

B.Sc. Marketing; MBA Marketing; Ph.D
Marketing
Lecturer, Department of Marketing,
University of Calabar
Tourism Consultant, Cross River State
Tourism Development Department
Co-ordinator , Sustainable Tourism
Initiative, Calabar, Nigeria

Dr. Aziz M. Barbar, Ph.D.

IEEE Senior Member
Chairperson, Department of Computer
Science
AUST - American University of Science &
Technology
Alfred Naccash Avenue – Ashrafieh

PRESIDENT EDITOR (HON.)

Dr. George Perry, (Neuroscientist)

Dean and Professor, College of Sciences

Denham Harman Research Award (American Aging Association)

ISI Highly Cited Researcher, Iberoamerican Molecular Biology Organization

AAAS Fellow, Correspondent Member of Spanish Royal Academy of Sciences

University of Texas at San Antonio

Postdoctoral Fellow (Department of Cell Biology)

Baylor College of Medicine

Houston, Texas, United States

CHIEF AUTHOR (HON.)

Dr. R.K. Dixit

M.Sc., Ph.D., FICCT

Chief Author, India

Email: authorind@computerresearch.org

DEAN & EDITOR-IN-CHIEF (HON.)

Vivek Dubey(HON.)

MS (Industrial Engineering),

MS (Mechanical Engineering)

University of Wisconsin, FICCT

Editor-in-Chief, USA

editorusa@computerresearch.org

Sangita Dixit

M.Sc., FICCT

Dean & Chancellor (Asia Pacific)

deanind@computerresearch.org

Luis Galárraga

J!Research Project Leader

Saarbrücken, Germany

Er. Suyog Dixit

(M. Tech), BE (HONS. in CSE), FICCT

SAP Certified Consultant

CEO at IOSRD, GAOR & OSS

Technical Dean, Global Journals Inc. (US)

Website: www.suyogdixit.com

Email: suyog@suyogdixit.com

Pritesh Rajvaidya

(MS) Computer Science Department

California State University

BE (Computer Science), FICCT

Technical Dean, USA

Email: pritesh@computerresearch.org

CONTENTS OF THE VOLUME

- i. Copyright Notice
- ii. Editorial Board Members
- iii. Chief Author and Dean
- iv. Table of Contents
- v. From the Chief Editor's Desk
- vi. Research and Review Papers
 1. Chemical Stabilization of Expansive Clays from Algeria. *1-8*
 2. Analysis of A Dual Band Micro strip Antenna. *9-11*
 3. Voltage Level Improving by Using Static VAR Compensator (SVC). *13-18*
 4. Anti-Inflammatory and Antioxidant Activities of Zanthoxylum Armatum Stem Bark. *19-21*
 5. Prospects of Renewable Energy and Energy Storage Systems in Bangladesh and Developing Economics. *23-31*
 6. Effective Power System Stabilization Using Non-Dominated Ranked Genetic Algorithm. *33-40*
 7. Detection of Mechanical Deformation in Old Aged Power Transformer Using Cross Correlation Co-Efficient Analysis Method. *41-47*
 8. Improved Chan-Ho Model For Indoor Mobile User Location Estimation Using TDOA Information. *49-54*
 9. High Efficiency AlAs/GaAs/Ge Lattice Matched Multijunction Solar Cells. *55-58*
- vii. Auxiliary Memberships
- viii. Process of Submission of Research Paper
- ix. Preferred Author Guidelines
- x. Index



GLOBAL JOURNAL OF RESEARCHES IN ENGINEERING: J
GENERAL ENGINEERING
Volume 11 Issue 5 Version 1.0 July 2011
Type: Double Blind Peer Reviewed International Research Journal
Publisher: Global Journals Inc. (USA)
Online ISSN: 0975-5861

Chemical Stabilization of Expansive Clays from Algeria

By M.K. Gueddouda, I. Goual, M. Lamara, A. Smaida, B. Mekarta

Civil Université Amar Teledji, Laghouat, Algérie

Abstracts -The occurrence of expansive clays causes serious stability problems in regions with arid climate. In these areas, the clay is so dry that a supply of a tiny quantity of water may release a fantastic energy capable of producing important damage in structure. This paper presents the chemical stabilization of three soils. In the first part, the potential swelling is estimated using indirect methods based on the geotechnical characteristics, thereafter, direct measurement of swelling parameters (magnitude and pressure of swelling) is carried out. The second part, deals with the study of the treatment of clays using several methods of stabilization (addition of NaCl salt, lime, cement, and association lime+ cement, and association lime + salt). The obtained results are very encouraging and show that for certain combinations the reduction rate in swelling potential is very important (about 90%).

Keywords : arid region, expansive clay, swelling potential, stabilization, Algeria.

GJRE-J Classification : FOR Code: 640106



Strictly as per the compliance and regulations of:



Chemical Stabilization of Expansive Clays from Algeria

M.K. Gueddouda^α, I. Goualid^Ω, M. Lamara^β, A. Smaida^ψ, B. Mekarta^{*}

Abstract - The occurrence of expansive clays causes serious stability problems in regions with arid climate. In these areas, the clay is so dry that a supply of a tiny quantity of water may release a fantastic energy capable of producing important damage in structure. This paper presents the chemical stabilization of three soils. In the first part, the potential swelling is estimated using indirect methods based on the geotechnical characteristics, thereafter, direct measurement of swelling parameters (magnitude and pressure of swelling) is carried out. The second part, deals with the study of the treatment of clays using several methods of stabilization (addition of NaCl salt, lime, cement, and association lime+cement, and association lime + salt). The obtained results are very encouraging and show that for certain combinations the reduction rate in swelling potential is very important (about 90%).

Keyword : arid region, expansive clay, swelling potential, stabilization, Algeria

I. INTRODUCTION

Expansive soils are those which show volumetric changes in response to changes in their moisture content. Such soils swell when the moisture content is increased and shrink when the moisture content is decreased. Consequently, expansive soils cause distress and damage to structures founded on them. Algeria has witnessed tremendous development in its infrastructure over the last three decades. The problems of expansive soils seem to be overlooked during the design and construction of some of the projects especially in arid and semi-arid region (Lamara *et al.* 2005). As a result, some of these structures in Algeria were subjected to distress and damage and in worst cases some houses and roads were demolished.

The problems associated with expansive soils in Algeria are predominantly related to the presence of smectite clay minerals in tertiary rocks and quaternary soils. Expansive materials that exhibit swelling problems include bentonite mudstones, marls and silty mudstones, argillaceous limestones and altered conglomerates. The climate in Algeria is arid, with high evaporation rates, so that there is always a moisture deficiency in soils and rocks. Supply of water from

any source is liable to cause ground heave in any soils or rocks possessing swelling potential. Damage caused by swelling soils for buildings and structures are considerable light (Tas 1992, Derriche et Kebaili 1998, Hachichi et Fleureau 1999, Djedid *et al.* 2002, Lamara *et al.* 2006).

However, in order to limit the disturbances in buildings, various solutions based on stabilization techniques have been developed with more or less satisfactory results. Stabilized soil is change some of these properties to improve its technical performance. Recently, Extensive studies have been carried out on the stabilization of expansive soils using various additives such different types of sand (quarry sand, dune sand and beach sand) and the dune sand combination + salt (NaCl) appeared to give encouraging results (lamara *et al.* 2006, Gueddouda *et al.* 2006-2007). These solutions have been developed to minimize the pressures on soil saturation.

The work presented in this paper is a contribution to the application of chemical stabilization techniques, by adding salt (NaCl) for different concentrations lime, cement, association lime + cement, and association of lime and salt for Three different clays, two clays belonging to different arid regions of southern Algeria and a very expansive clay known as Bentonite Maghnia (in the region of Tlemcen), where several cases were reported disorders characterized by cracks in the superstructure and the foundation level.

Initially, the chemical, physical and geotechnical properties of the untreated soils were determined. These tests were complemented by direct measurements of the swelling parameters (free swell and swell pressure). Secondly, the study examined the effects of different types of stabilization on the physical properties and the swelling parameters.

II. MATERIALS USED FOR STUDY

a) Localization of the soils

The first soil is extracted from an area located 20 km northwest of the city of Laghouat (Basis of Life, Pumping Station No. 5); this region is considered semi-arid to arid, located 400 km south of the capital Algiers (Fig. 1). From the geological point of view, this zone presents several layers of which the first is covered with a vegetable layer a thickness of approximately 30 cm

Author^{αΩβ} : Laboratoire de Recherche de Génie Civil Université Amar Teledji, Laghouat – Algérie E-mails : gueddouda_mk@yahoo.fr, goualid@yahoo.fr, Lrm3a_Md@Yahoo.Fr
Tel : +213-778-02-31-68, Fax: +213-90-29-92-00-67

Author^{ψ*} : Laboratoire de Recherche Matériaux (LABMAT) en Génie Civil, Ecole Normale Supérieure d'Enseignement Technologique, Oran – Algérie E-mails : Smaidaali@yahoo.fr , mekertab@yahoo.fr

followed by a layer of silt and sandy-gritty, finally a layer of greenish and reddish marls with presence of gypsum crystals at a depth of over 1m. Our sample is extracted at a depth of 3.5 m (3rd layer). This soil is named ELG.

The second soil extracted from the In-Aménas region, this region is considered arid to very arid region located 1600 km south of the capital Algiers (Fig.1). Several studies have been conducted on this soil. The synthesis of these studies shows that the clays in this region occur along a stratigraphic fairly regular succession according to different layers. A sandy cover of about ten centimetres, an upper layer consists of silty clay material reddish color and a thickness of 1.5 m, a compact clay layer of darker color than the upper layer, and finally a layer greenish are relatively thin soil (Tas 1992, Kaoua and Derriche 1994, Derriche and Kebaili, 1998). The soil studied was extracted in the third layer. This soil will be named (EAM).

The term 'Bentonite' is now well established, and used to describe a clay material whose major mineralogical components belong to Smectite groups. As a result, bentonite is a very expansive soil. The most important bentonite mines in Algeria are situated in the western regions (Fig. 1). The bentonite used in this study is extracted from Maghnia mine (Hammam

Boughrara, 600 km west of the capital Algiers).

b) Characterization of the soils

The physical characteristics of the untreated soil are shown in Table 1. All geotechnical tests were performed in accordance with British Standard 1377. Based on Casagrande plasticity chart, this soil ELG and EAM was classified as of high plasticity clay. These soils showed a high plasticity index 35% and 40% respectively and an activity of 1 and 0.75 respectively. The bentonite of Maghnia it is very fine clay; more than 60% of particles have a diameter less than 2 μm. The value of the liquidity limit and Plasticity Index LL= 141%, PI = 93% respectively; indicate that the bentonite of Maghnia is highly plastic clay, this is also confirmed by a large specific surface (S_s = 462 m²/g). According to the Skempton classification (Skempton 1953), based on the activity (Eq. (1)), the bentonite of Maghnia presents a high percentage of calcite Montmorillonite (Ca⁺²).

Generally, the higher the plasticity index and activity of a soil, the higher the swelling potential. According to the Van der Merwe (1975) classification system, the soil was classified as having high swelling potential.

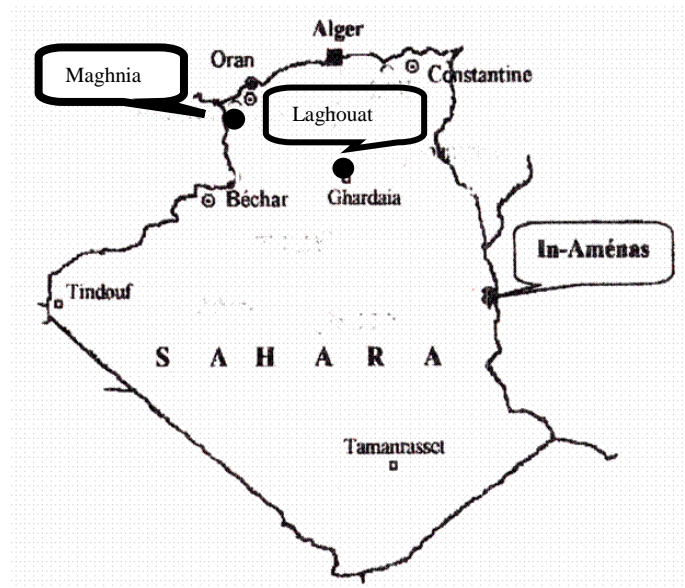


Figure 1: Localization of the soils

Table 1 : Physical characteristic of the soils

	%<2μ	LL (%)	PI (%)	LS (%)	A	γ _d (kN/m ³)	w _{opt} %	Sst (m ² /g)
ELG	36	69	35	12	1	17.8	15	189
EAM	55	62	40	13	0.7	18	13	437
B	60	141	93	9	1.55	12	34	462

$$\text{Activity : } A = \frac{PI}{\%<2,um} \quad (1)$$

The mineralogical and chemical of the untreated soil are shown in Table 2. From chemical analysis, the main mineralogical constituents of the three soils are silica and alumina. For soil ELG, the presence of high percentage of calcium carbonate (CaO) indicates to us that this ground belongs to the group of clays limestones. The potassium K₂O content in soil EAM confirms the presence of Illite. Moreover, we note that the three soils present percentages in SiO₂

lower than 80%, boundary value between the swelling soil and not swelling soil (Hachichi and Fleureau 1999) which predicts that these soils have a natural tendency to swell. X-ray diffraction is one of the most widely used methods for clay minerals identification and studying their crystal structure within the soils. Diffraction test carried out on bentonite, showed that the predominant clay minerals are smectic types; beside it reveals also the presence of Illite, quartz, and traces of kaolinite.

Table 2 : Chemical analysis of soil

%	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Na ₂ O	CaO	K ₂ O	MgO	Fe ₂ O ₃	M.O
ELG	58.94	10.03	0.35	17.70	2.01	0.7	1.02	9.56
EAM	56.3	15.12	2.36	2.56	2.4	1.43	7.0	12.83
Bentonite	65.2	17.25	3	5	1.7	3.1	2.1	2.65

III. STUDY OF SWELLING CLAYS

a) Estimation of swelling potential

A considerable number of empirical approaches proposed by different authors are used to evaluate the swelling potential. These approaches are based on physical characteristics of soil (LL, PL, PI, C₂); Skempton 1953, Seed *et al.* 1962, Ranganathan and Satyanaryana 1965, Vijayverjya and Ghazzaly 1973, Williams and Donaldson 1980, Mouroux *et al.* 1988, Holtz and Gibbs 1996. However, models for predicting swelling are rude. Direct measurements of swelling parameters are needed to confirmed and quantify the swelling of clay. Generally, all classifications show that soils ELG and EAM tended a high rate of swelling, while for Bentonite; it has a very high rate of swelling, which in agreement with the mineral montmorillonite is predominant.

b) Direct Measurement of swelling parameters

Many researchers have used the term swelling potential. However, a clear definition of the term has not been established. Generally, swelling potential has been used to describe the ability of a soil to swell, in terms of volume change or the pressure required to prevent swelling. Therefore, it has two components: the swell percent which is defined as the percentage increase in height in relation to the original height, and the swell pressure which is designated as the pressure required to prevent swelling.

i. Measurement of swelling potential

Swelling tests are carried out using a standard one-dimensional oedometer. Dimensions of samples are 50 mm in diameter and 20 mm in height. The test is realized according to the free swelling method (Serratrice and Soyez 1996)). The soils samples are prepared by a static compaction (velocity of 1 mm/min) for water contents and dry densities corresponding to the Optimum Proctor Conditions. The sample is placed in a cylindrical cell between two porous stones. Then, by imbibition, it is authorized to swell vertically under the pressure of the piston during several days until

stabilization. The total free swelling (G %) is computed using the following relationship (Eq. 2) :

$$G (\%) = \frac{(H_f - H_0)}{H_0} \times 100 \quad (2)$$

$$\Delta H = H_f - H_0$$

H₀: initial height (before swelling)

H_f: final height (after swelling)

ii. Measurement of swell pressure

Two methods to measure the swelling pressure to the oedometer were used:

- Method of free swelling: After the free phase of swelling under weak load (weight of the piston), the quasi saturated sample follows a way of loading until its volume returns to its initial value. The corresponding constraint is the swelling pressure (Chen 1988).

- Method of constant volume: this method is carried out according to standard ASTM D 4546-90 (American Society for Testing and Materials). It consists in neutralizing the swelling of the sample by the application of an increasing load as soon as the displacement of the comparator reaches 1/100 mm. The addition of loads was continued until deformation ceased. At this stage, the value of the load when the sample is stabilized represents the swelling pressure (Chen 1988, Serratrice and Soyez 1996).

c) Results

Figure 2 shows the evolution of free swelling (G %) according to time for the three soils. It is noted that during the imbibition, the swelling soil in a similar way. The evolution of free swelling presents two phases: primary swelling where the evolution is fast and a secondary swelling where the evolution is less slow. In general, after 7 days, the swell percent are of 20% for the soil of Laghouat (ELG) and from approximately 30% for the soil of In Amenas (EAM). The bentonite present a very important swell percent, it about 70% (Gueddouda *et al.* 2010). The obtained results show the swell character of the soils and confirm the observations obtained using the indirect methods.

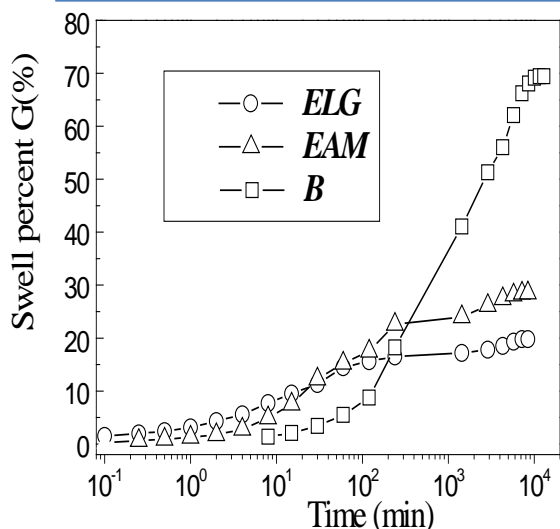


Figure 2 : Swelling evolutions of soils versus time

The results of swell pressures summarized in Table 3. It is noted that the three soils develop very significant swell pressures. The bentonite of Maghnia swell pressure develops a very important; it is of the order of 900 kPa. For soils ELG and EAM, the swell pressures are about 400 and 480 kPa respectively.

Moreover, we note that the swelling pressure determined by the method of free swelling is higher than that obtained by the method of constant volume. This is consistent with the results given by Sridharan *et al.* 1986, Philipponnat and Huber 1997. This difference is attributed to the friction that develops during the recompression phase of the sample after free swelling.

Table 3 : Results of swelling parameters

	G%	Ps ₁ (kPa)	Ps ₂ (kPa)	Ps (kPa)
ELG	19.8	412.5	400	406
EAM	28.5	585	370	477
B	70	960	840	900

G% : free swell

Ps₁ : swell pressure (method of free swelling)

Ps₂ : swell pressure (method of constant volume)

Ps : Medium swell pressure

IV. CHEMICAL STABILIZATION OF SOILS

The products used for the stabilization of the three soils are: salt, Lime and cement. The salt used is NaCl. Salt solutions (distilled water + NaCl) with the following concentrations: 0.1 M, 0.5 M and 1.5 M (M is the molality of the salt solution (M = mol / liter)). The lime used is that of the region of Saida and is a hydrated lime presenting a low concentration of elements such as silicates oxides SiO₂ (< 2%), Al₂O₃ and aluminates (< 1%) and a high concentration of basic elements as a free lime CaO (< 70%). The concentrations used are: 2%, 4% and 6%. The cement used is Portland cement composed (CPJ-CEM II / A) 42.5. The cement is fabricated of M'sila and available on the market. The

concentrations used are: 2%, 4% and 6%. The preparation is made by cementing a substitution capacity of water by the percentages of lime or cement. For lime + water, the curing period is 24 hours, by cons for cement + water is immediate. The samples were prepared by static compaction at the OPN. The swelling potential is determined by the same methods used for soil untreated with imbibition saline and hydraulic binders.

a) Stabilization of clays by salts, lime and cement

The liquid limit and plasticity index of the untreated and treated samples are shown in Table 4. Hydraulic binders (cement or lime) conduct to lower liquid limits and plasticity index. Reductions in plasticity indices are important and can reach 60% for soils EAM and ELG for a percentage of 6% lime. The effects of hydraulic binders on bentonite are lower compared with soils ELG and EAM. The limits of liquidity reach a reduction of about 25% for a percentage of 6% lime. Generally, the effects of lime and cement are similar. This behavior is attributed to the cations exchange process between the cations of the soil and those of the stabilizers. The effect of salt (NaCl) leads to greater reductions in the limits of consistencies that hydraulic binder. The reductions reach about 75% for a concentration of 1.5 M.

Swell percent and swell pressure tests were carried out on untreated samples to measure these two parameters in order to examine the effect of the various additives on the reduction of the swelling potential of the soil Figure 3 shows the evolution of free swelling (G%) versus time for three soils with different types of stabilization. The swelling pressures of untreated and treated soils are summarized in Table 4. The swelling pressure shown is the medium of the swelling pressures obtained by two methods.

- Action of salt (NaCl) : Examination of the curves of evolution of free swelling as a function of time indicates that the reduction rate of free swelling by saline is proportional to the concentration of salt. For soils ELG and EAM and a low concentration of salt (0.1 M), reducing the swelling rate is only 20% and 18% for the swelling pressure. For a high concentration (1.5 M), reducing the swelling rate is around 60% and 80% for the swelling pressure. Moreover, we note that for a low concentration of 0.1 M, the reduction of swelling bentonite is about 40% and about 70% to swelling pressure, while for concentration of 1.5 M, reductions in swelling parameters are more important, it attains a reduction of more than 90% for the swelling pressure. It can be concluded that salt (NaCl) is more effective in reducing the swelling pressure as the rate of swell. These results are in good agreement with results obtained by Nalbantoglu 2001, Abu Baker *et al.* 2004, Bekkouche *et al.* 2007.

- Action of lime and cement : Increased percentage

of lime and cement can reduce the swelling rate. For 6% lime, reducing the swelling rate can reach 70%. Similarly for cement or reduction is greater than 60%. The effect of lime appears to be important that the effect of cement. The same findings are obtained for the swelling pressure or the reduction exceeds 80%. For the same percentage of 6% lime, the swelling pressure of bentonite from 900 kPa to 135 kPa. For the EAM ground, it decreases from 477 kPa to 81 kPa for soil ELG; it goes from 406 kPa to 40 kPa. In general, the actions, of lime and cement have similar effects on soil ELG and EAM, but the action of lime seems more important than that of cement to reduce the swelling pressure of bentonite. Lime affects the electric charges located around the clay particles and modifies the electric fields between the particles. When lime is added to clay soils in the presence of water, a number of reactions occur leading to the improvement of soil properties. These reactions include cations exchange, flocculation, carbonation and

pozzolanic reaction. The cations exchange takes place between the cations associated with the surfaces of the clay particles and calcium cations of the lime. The effect of cations exchange and attraction causes clay particles to become close to each other, forming flock; this process is called flocculation. Flocculation is primarily responsible for the modification of the engineering properties of clay soils when treated with lime (Bell 1996, Al-Rawas 2002, Djedid *et al.* 2005). Cement stabilization is similar to that of lime and produces similar results. Cement stabilization develops from the cementations links between the calcium silicate and aluminate hydration products and the soil particles. When adding cement, cement powder moistened her in contact with moist soil and form a paste that coats the lumps. Cement is a cementing agent, it binds the particles together causing the stiffening of the soil and therefore it leads to reduced swelling parameters (Sherwood 1995, Nalbantoglu *et al.* 2001).

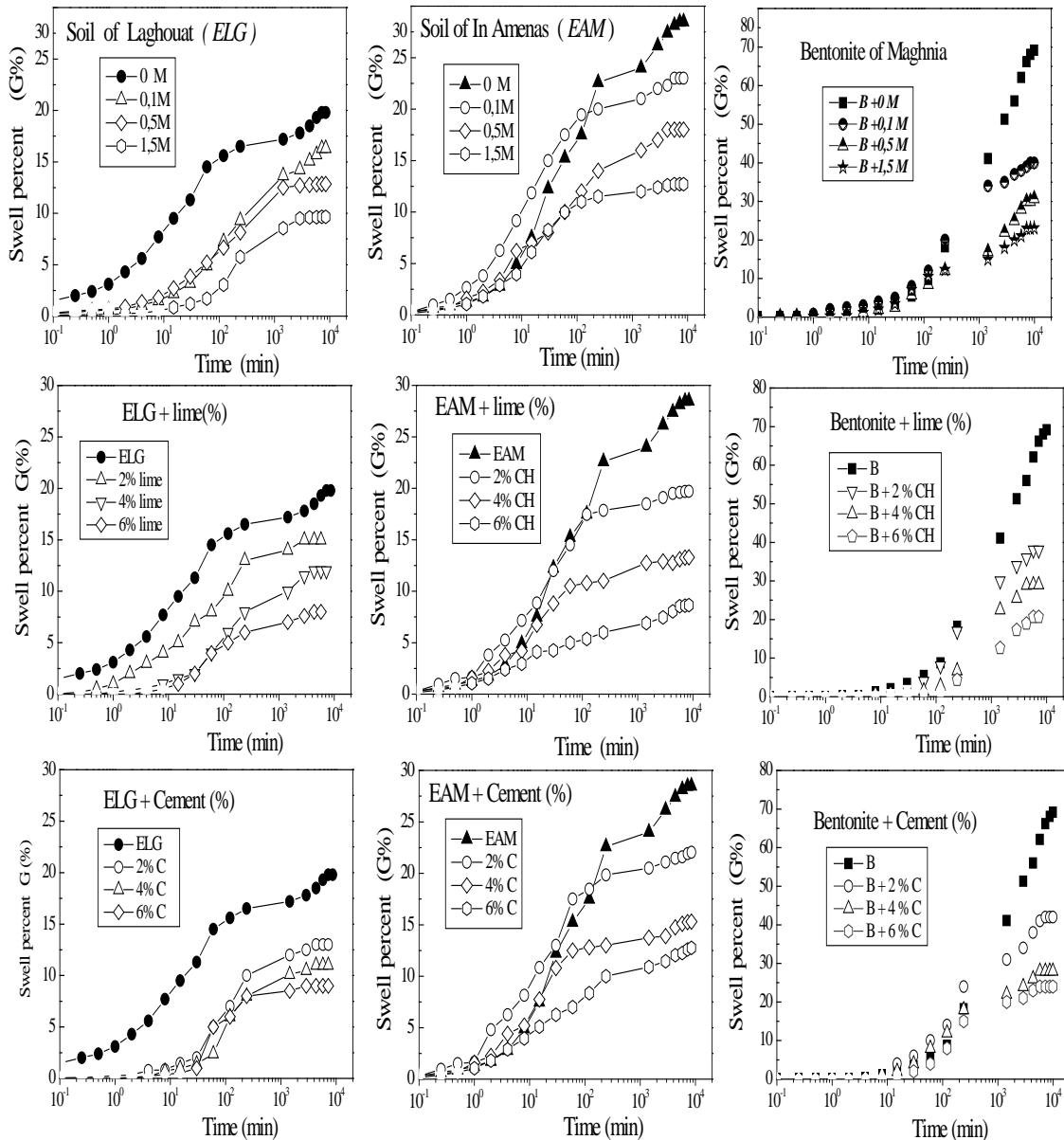


Figure 3 : Evolution of free swelling (G %) versus time for three soils with different types of stabilization

Table 4 : Geotechnical results of the treated samples

		LL	PI	G (%)	$\Delta G / G$ (%)	Ps (kPa)	$\Delta Ps / Ps$ (%)
	B	141	93	70	---	900	---
	EAM	62	40	29	----	477	---
	ELG	69	35	20	---	406	---
Salt (NaCl)	B + 0.1 M	70	38	40	42	260	70
	B + 0.5 M	65	34	30	57	180	80
	B + 1.5 M	50	25	23	67	80	91
	EAM + 0.1 M	58	34	23	20	390	18
	EAM + 0.5 M	41	21	18	38	228	52
	EAM + 1.5 M	20	15	13	56	120	75
	ELG + 0.1 M	55	32	16	20	335	17
	ELG + 0.5 M	38	20	12	40	170	58
	ELG + 1.5 M	22	11	8	60	88	80
Lime	B + 2 %	134	88	38	45	700	21
	B + 4 %	108	59	29	58	485	65
	B + 6 %	103	53	21	70	135	85
	EAM + 2 %	53	35	20	31	286	40
	EAM + 4 %	37	22	13	56	133	72
	EAM + 6 %	24	12	9	70	81	83
	ELG + 2 %	63	23	15	25	250	37
	ELG + 4 %	32	8	12	40	80	81
	ELG + 6 %	20	6	8	60	40	90
Cement	B + 2 %	124	82	42	40	800	11
	B + 4 %	115	73	28	60	504	44
	B + 6 %	110	59	24	66	324	64
	EAM + 2 %	50	32	22	25	340	28
	EAM + 4 %	39	24	15	48	130	72
	EAM + 6 %	31	14	13	56	85	82
	ELG + 2 %	45	25	13	35	280	31
	ELG + 4 %	32	19	11	45	77	81
	ELG + 6 %	29	10	9	55	57	86

b) Combination Stabilization

The Combination soil stabilization used is the combination of lime and cement for different percentage (2% Lime + 2% Cement; 2% Lime + 6% Cement; 6% Lime + 2% Cement; 6% Lime + 6% Cement). Figure 4 shows the evolution of free swelling (G %) versus time for three soils for different types of stabilization

combined. The effect of combining lime + cement on the swelling ratio is shown in Fig. 5. Reducing the rate of swelling is around 70% for a combination of 6% lime and 6% cement. In general, the action of the combination of lime and cement conduit to effects similar to those of one lime or cement alone. This result is in good agreed with those found by Al-Rawas *et al.* 2005.

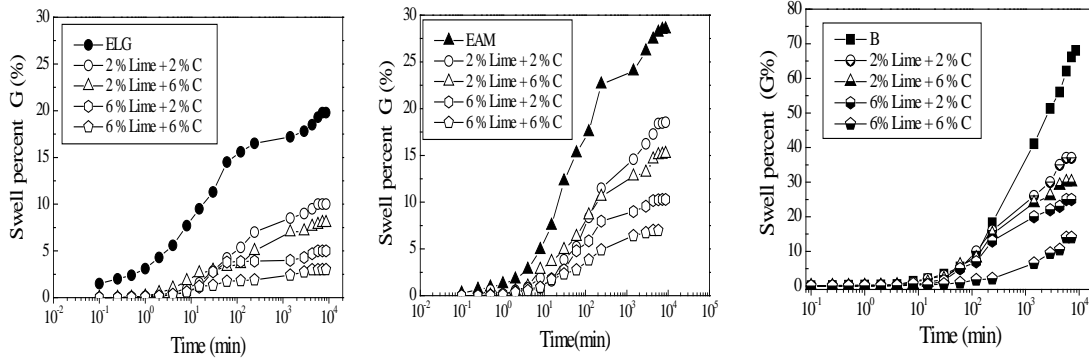


Figure 4 : Evolution of free swelling (G %) versus time for three soils with different types of stabilization Combination

A second type of Combination stabilization has been used for bentonite. It is the combination of lime and salt NaCl. The different combinations are used: 2 % Lime + 0.1 M ; 2 % Lime + 1.5 M ; 6 % Lime + 0.1 M ; 6 % Lime + 1.5 M. Figure 5 shows the evolution of free swelling (G%) versus time. For a combination of 2% + 0.1 M CH, reducing the swelling rate is around 50%. For a combination of 6% Lime + 1.5 M, the reduction is about 80%. Figure 6 shows the evolution of swelling pressure versus time by the method of constant volume. For a combination of 6% Lime + 1.5 M, swelling pressure passes for 900 kPa to 50 kPa, a reduction is more than 95%. This stabilization method seems more effective in reducing the swelling pressure as the free swell.

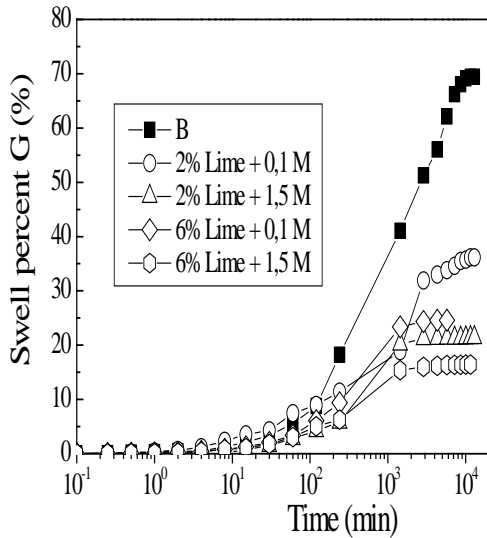


Figure 5 : Evolution of free swelling (G %) versus time for three soils with different types of stabilization Combination (lime + salt)

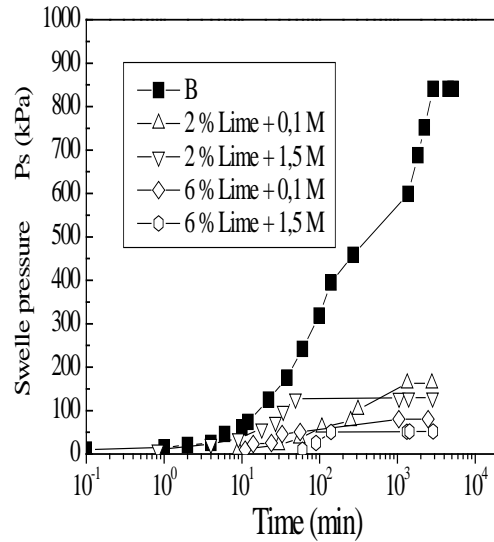


Figure 6 : Evolution of swelling pressure (Ps) versus time for three soils with different types of stabilization Combination (lime + salt)

V. CONCLUSIONS

This paper evaluated the effect of salt, lime, cement, combinations of lime and cement, and combinations of lime and salt on the swelling potential of Algeria expansive soil. Addition of lime to clay soil reduces the liquid limit, plasticity index and swelling potential. Cement stabilization is similar to that of lime and produces similar results. Chemical stabilization by saline containing NaCl seems less effective. For a 1.5 M concentration, reducing the swelling potential is less than 70%. The salts are more effective in reducing the swelling pressure as the magnitude of swelling Stabilization combined lime + cement gives satisfying results when the reduction of swelling parameters can attain 70%. The action of the combination of lime and cement conduit to effects similar to those of alone lime or cement alone. Stabilization combined lime + salt, the results is better than the combined lime + cement stabilization. For a combination of 6% lime + 1.5 M, reduction of swelling parameters is of the order of 80 for the free swell and more than 95% for the swelling pressure.

Generally, all stabilizers caused a reduction in both swell pressure and swell percent. Finally, the abundance of the two materials (lime and salt) at reasonable prices in the region. We can advance of the technique of combined stabilization (lime + salt) an alternative economical and effective for the treatment of swelling clays.

REFERENCES REFERENCES REFERENCIAS

1. Aboubeker N & Sidi Mohamed A.M (2004) , "Stabilization of swelling soils using salts". *Conférence internationale de géotechnique*, Beyrouth, pp.1-6
2. Al-Rawas A.A, A.W.hago., Hilal Al-Sarmi. (2005), "Effect of lime, cement and Sarooj(artificial pozzolan) on the swelling potential of an expansive soil from Oman". *Elsevier.Building and Environment*, N°40, pp.681-687.
3. Al-Rawas AA, Taha R, Nelson JD, Beit Al-Shab T, Al-Siyabi H. (2002),"A comparative evaluation of various additives used in the stabilization of expansive soils", *Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, ASTM*, 25(2):199-209.
4. Bekkouche A, Azzouz F.Z, Aissa Mimoune S.M, (2007), « Salt Stabilization of expansive clays from Tlemcen région, Algeria », *Col. Int .sols et matériaux à problèmes*. Tunisie .9-11/02/2007, pp19-26.
5. Bell FG, (1996), "Lime stabilization of clay minerals and soils". *Engineering Geology 1996*, 42:223-37.
6. Bental, (2002), « Projet de développement des gisements d'argile bentonitique du district de Hammam Boughrara, Maghnia, (Tlemcen), Algérie.
7. British Standard 1377, (1990)," Methods of test for soils for civil engineering purposes". *London: British Standard Institution*.
8. Chen. F.H. (1988),"Foundations on expansive soil", *Developments in Geotechnical Engineering, Vol 54*. Elsevier Publishing Co. Amsterdam, 464 pages.
9. Gueddouda M.K, Lamara M, Aboubekr N, Goual I, (2007), "Characterization and stabilization of expansifs soils, effect dune sand and salt association for swelling potential ». *Col. Int .sols et matériaux à problèmes*. Tunisie .9-11/02/2007. pp27-34.
10. Gueddouda M.K, Lamara M, Hachichi A, Goual I, (2006), " effect dune sand for swelling potential of clays swelling" *revue technologique et scientifique .COST. N°4*, pp .15-22
11. Gueddouda M. K; Lamara M; Abou-bekr. N; Taibi. S, (2010), « Hydraulic behaviour of dune sand – bentonite mixtures under confining stress". *Geomechanics and Engineering*, Vol. 2, N°. 3, 213-227.
12. Hachichi A & Fleureau J.M. (1999), «Characterization and stabilization for swelling soils from Algeria». *Revue Française de Géotechnique*, N° 86, pp 37-51.
13. Holtz W.G., & Gibbs H.J. (1956), « Engineering properties of expansive soils». *Trans of ASCE*, Vol. 121,1956, pp . 641-679.
14. Lamara M, Gueddouda M.K, Goual I. (2005), « expansive soil stabilisation by addition dune sand région of Laghouat ». *2^{ème} Journées d'études sur les sols gonflants. Tlemcen*. Algérie 13-14 /11/2005. pp.129-139.
15. Lamara M, Gueddouda M.K, Benabed.B. « Physical and chemical *stabilisation of expansive soil* », *Revue Française de Géotechnique*, N° 115, 2006, pp 25-35.
16. Nalbantoglu Z, Gucbilmez E.(2001), « Improvement of calcareous expansive soils in semi-arid environments ». *Journal of Arid Environments* ,47(4):453-63.
17. Ranganatham B.V & Satyanarayana B. (1965),"A rational method of preding swelling potential for compacted expansive clays". *Proc of the 6th I.C.S.M.F.E*. Montreal.1965.
18. Sherwood PT.(1995)," Soil stabilization with cement and lime: state-ofthe- art review". *Transport Research Laboratory, London: Her Majesty's Stationery Office*; 1995. 153 p.
19. Seed H.B., Woodward R.J., Lundgren R. (1962), « Prediction of swelling potential for compacted clays ». *Journal of the soil Mechanics and foundations division. ASCE*, vol 88, N° SM4, pp.107-131.
20. Serratrice J.F and B.Soyez, (1996), « test swelling ». *laboratory of ponts et chaussées.204.Juillet – Août 1996-réf .4082*, pp 65-85.
21. Skempton A.W. (1953), « The collaidal activity of clays ». *Proceedings of the Third International Conférence on Soil Mechanics and Foundations Engineering*,vol.1,pp 57-61.
22. Sridaharan A, Rao A.S, & Sivapullaiah P.V. (1986), « Swelling pressure of clays ». *Geotech.test, J.G.T.J.D.J*, Vol 9 N° 1, pp. 24-33.
23. Van der Merwe DH. (1975), "Contribution to specialty session B, current theory and practice for building on expansive clays". *Proceedings of the sixth regional conference for Africa on soil mechanics and foundation engineering*, Durban, vol. 2, p. 166-7.
24. Vijayvargiya V.N., Ghazzaly D.I,(1973)," Prediction of swelling potential for natural clays", *Proc. of the 3rd, I.C.E.S.*, Haifa, pp. 227-236.
25. Williams A.B., Donaldson G.W. (1980), « Developements related to building on expansive soils in South Africa : 1973-1980 ». *Proc. 4th Int. Conf. On Expansive Soils*, Denver, vol. 2, 1980, pp. 834-844.



GLOBAL JOURNAL OF RESEARCHES IN ENGINEERING: J
GENERAL ENGINEERING
Volume 11 Issue 5 Version 1.0 July 2011
Type: Double Blind Peer Reviewed International Research Journal
Publisher: Global Journals Inc. (USA)
Online ISSN: 0975-5861

Analysis of A Dual Band Micro strip Antenna

By S B Kumar

Bharati Vidyapeeth's College of Engineering, Paschim Vihar, New Delhi

Abstracts - In modern wireless communication systems and increasing other wireless applications, wider bandwidth, multiband and low profile antennas are in great demand for both commercial and military applications. Since the microstrip antenna has its various advantages like low profile, small size, inexpensive cost and ability to be integrated with VLSI design. The current paper proposes a simple, methodical approach to design a microstrip antenna. Where the antenna behaviors are investigated. Simulation result of this antenna shows a dual band with little wider band width. From the return loss plot, it is concluded that a single antenna has two resonance frequencies, which are at 5.2Ghz and 7.69Ghz. Operating frequency of proposed antenna is 5.2 Ghz. Traditionally, each antenna operates at a single or multi frequency bands, where different antenna is needed for different applications. In addition to the theoretical design procedure, numerical simulation was performed using Methods of Moments and IE3D software.

Index Terms : *Microstrip antenna, VSWR, Return loss, Radiation pattern.*

GJRE-J Classification : *FOR Code: 100501*



Strictly as per the compliance and regulations of:



Analysis of A Dual Band Micro strip Antenna

S B Kumar

Abstract - In modern wireless communication systems and increasing other wireless applications, wider bandwidth, multiband and low profile antennas are in great demand for both commercial and military applications. Since the microstrip antenna has its various advantages like low profile, small size, inexpensive cost and ability to be integrated with VLSI design. The current paper proposes a simple, methodical approach to design a microstrip antenna. Where the antenna behaviors are investigated. Simulation result of this antenna shows a dual band with little wider band width. From the return loss plot, it is concluded that a single antenna has two resonance frequencies, which are at 5.2GHz and 7.69GHz. Operating frequency of proposed antenna is 5.2 GHz. Traditionally, each antenna operates at a single or multi frequency bands, where different antenna is needed for different applications. In addition to the theoretical design procedure, numerical simulation was performed using Methods of Moments and IE3D software.

Index Terms : Microstrip antenna, VSWR, Return loss, Radiation pattern.

I. INTRODUCTION

The first idea to use micro strip antenna begin since beginning of 1950's and design concept introduced by Deschamps. Several years later, Gutton and Baissinot have patent the basic micro strip antenna. It was first published in 1952 by Grieg and Englemann. Figure 1.1 show the basic structure of micro strip antenna which consists of radiating patch, dielectric substrates and ground plane. Bottom layer of dielectric substrate is fully covered by conductors that act as a ground plane[1]. The thickness of substrates layer can increase the bandwidth and efficiency, but unfortunately it will generate surface wave with low propagation that cause lost of power. There are several approaches to analyze micro strip antenna. Among the favorite are transmission line, cavity model, and full-wave analysis. Transmission line model are the simplest way of analysis and the most precisely method for analysis is full-wave model, but it need to go through difficult process.

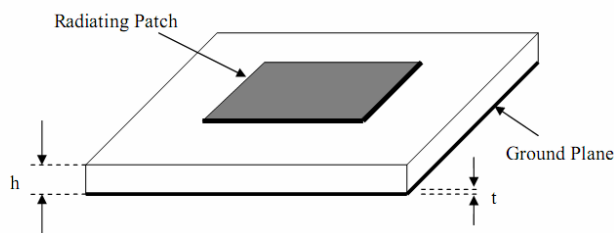


Figure 1.1 : Basic structure of micro strip antenna.

Author : Department of Electronics and Communication Engg. Bharati Vidyapeeth's College of Engineering A-4 Paschim Vihar, New Delhi-110063 M: 09911374343
E-mails : shashi_ece2002@yahoo.com , sbkumar2010@gmail.com

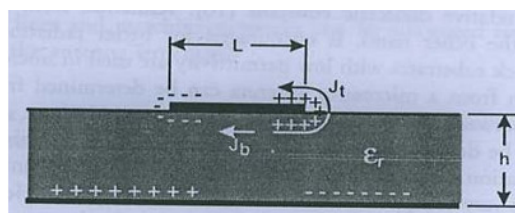


Figure 1.2 : Charge distribution and current density on a micro strip antenna

When a micro strip antenna is connected to a microwave source, it is energized. The charge distribution will establish on the upper and lower surfaces of the patch, as well as on the surface on the ground plane[2]. The positive and negative charge distribution then arises. Micro strip antennas have got high intention because of their good characteristics like :
Light
Cheap

Easily to integrate with other circuit Can be used widely in many applications both in commercial or military. Not needed complicated part.

However there are several weaknesses or disadvantages of using micro strip antennas :
Narrow bandwidth
Low gain
Surface wave excitation
Low efficiency
Low power handling capacity

a) Antenna Properties

The performance of the antenna is determined by several factors that also called antenna properties as follows.

i. Input Impedance

Generally, input impedance is important to determine maximum power transfer between transmission line and the antenna. This transfer only happen when input impedance of antenna and characteristic impedance of the transmission line are matched. Otherwise reflected wave will be generated at the antenna terminal and travel back towards the energy source, reducing system efficiency. The input impedance is given by

$$Z_{in} = Z_0 \left(\frac{1 + S_{11}}{1 - S_{11}} \right)$$

ii. VSWR

Voltage Standing Wave Ratio (VSWR) is the ratio between the maximum voltage and the minimum

voltage along transmission line. The VSWR, which can derive from the level of reflected and incident waves, is also an indication of how closely or efficiently an antenna's terminal input impedance is matched to the characteristic impedance of the transmission line. Increasing in VSWR indicates an increase in the mismatch between the antenna and the transmission line. A decrease VSWR means good matching with minimum VSWR is one. The VSWR is given by:

$$VSWR = \frac{1 + S_{11}}{1 - S_{11}}$$

iii. *Bandwidth, BW*

The term bandwidth simply defines the frequency range over which an antenna meets a certain set of specification performance criteria. The important issue to consider regarding bandwidth is the performance tradeoffs between all of the performance properties described above. There are two methods for computing an antenna Bandwidth. An antenna is considered broadband if $f_H/f_L > 2$. Narrowband by %

$$BW_p = \frac{f_H - f_L}{f_o} \times 100 \%$$

Broadband by ratio

$$BW_b = \frac{f_H}{f_L}$$

Where f_o = operating frequency
 f_H = higher cut - off frequency
 f_L = lower cut - off frequency

iv. *Polarization*

The polarization of an antenna describes the orientation and sense of the radiated wave's electric field vector i.e behavior of electromagnetic wave. There are three types of basic polarization:
 linear polarization
 elliptical polarization
 circular polarization

Generally most antennas radiated with linear or circular polarization. Antennas with linear polarization radiated at the same plane with the direction of the wave propagate. For circular polarization, the antenna must radiate in circular form.

v. *Radiation Pattern*

The radiation patterns of an antenna provide the information that describes how the antenna directs the energy it radiates. All antennas, if are 100% efficient, will radiate the same total energy for equal input power regardless of pattern shape. Radiation patterns are generally presented on a relative power dB scale. It can

be shown on 360 degree polar plot. Example of radiation pattern is shown in Figure 2.2.1. In many cases, the convention of an E-plane and H-plane pattern is used in the presentation of antenna pattern data. The E-plane is the plane that contains the antenna's radiated electric field potential while the H-plane is the plane that contains the antenna's radiated magnetic field potential. These planes are always orthogonal.

II. ANTENNA DESIGN

In this paper, a microstrip transmission line feeding patch antenna design is presented .This antenna has basic parameters Dielectric Constant, $E_{pr} = 3.2$, operating frequency $f_o = 5.2$ GHz, thickness of substrate $h = 1.57$ mm and loss tangent equal to 0.001. Simulation for the basic patch with transmission line feeding resulted in antenna size of length 15.04mm and width 20.85 mm. Proposed antenna was design using ie3d software.

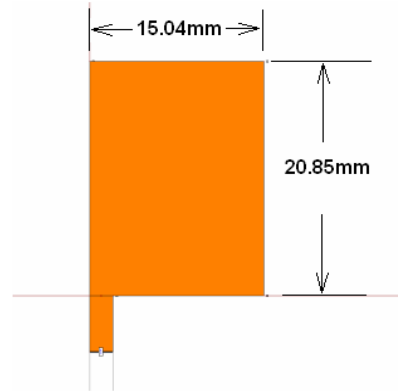


Figure 2 : Microstrip transmission line feed patch antenna.

Figure 2 shows simple patch antenna of transmission line feeding which has resonance $f_o = 5.2$ GHz.

a) *Simulation Results*

i. *Return loss Result*

When the basic patch the dimensions as mentioned in Figure2.when the Sierpinski Carpet Antenna is simulated. The simulation results with a feed of 2mm width by 5mm length are as shown by the Figure 2.2.1,

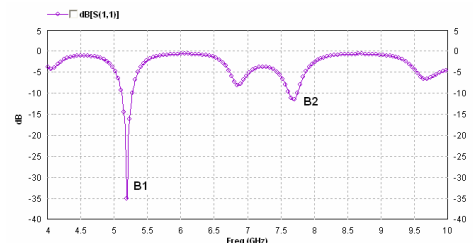


Figure 2.1.1 : Return loss of the patch

Band	f (GHz)	S_{11} (dB)	BW(MHz)	Antenna Efficiency (%)
B1	5.20	- 35.2	173.44	78.41
B2	- 7.69	11.69	146.09	56.36

Table 2.1.1 : Return loss of the patch

There exist two possible frequency bands for operation that have return loss less than 10dB; one centered at 5.2GHz and another at 7.7GHz. The band B2 does not have good return loss but has a quite wide bandwidth below -10dB or VSWR less than 2.

b) Radiation Patterns

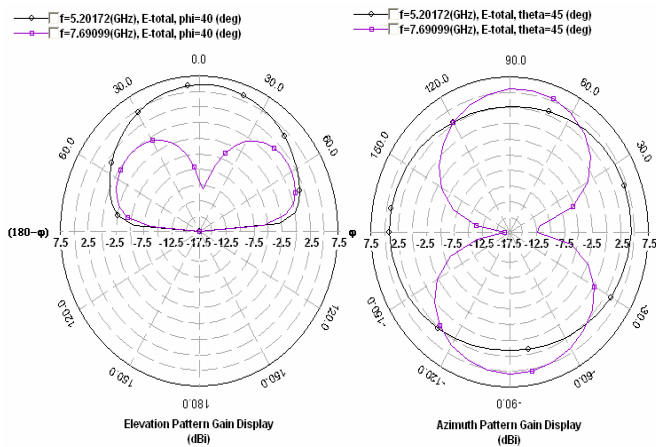


Figure 2.3.1 : Radiation pattern for dual band microstrip antenna at B1 & B2.

III. CONCLUSION

From results and discussions, it can be concluded that: We can define the microstrip antenna with transmission line feed. A single antenna works on two bands as shown in the simulated result. With this property, simulated antenna is called dual band antenna. This work can be extended to the multi-band behavior of the antenna using fractal shape.

REFERENCES REFERENCES REFERENCIAS

1. Waterhouse, R. B., Targonski, S. D., and Kokotoff, D. M., 1998, "Design and Performance of small Printed Antennas," *IEEE Trans. Antennas and Propagation*, vol. 46, pp. 1629-1633.
2. S.D.Targonski, R.B Waterhouse, D M Pozer, "Design a wide band aperture stacked microstrip patch antenna", *IEEE Trans on A&P* ,Vol- 46, No- 19 ,PP- 1245-1250, SEP 1998.
3. Kumar, G. and Ray, K. P. 2003, *Broadband Microstrip Antennas*, Artech House, Inc.
4. Pozar and Schaubert 1992, "Microstrip Antennas," *Proceedings of the IEEE*, vol. 80.
5. C. A. Balanis 1997, *Antenna Theory : Analysis & Design*, John Wiley & Sons, Inc.

This page is intentionally left blank



GLOBAL JOURNAL OF RESEARCHES IN ENGINEERING: J
GENERAL ENGINEERING
Volume 11 Issue 5 Version 1.0 July 2011
Type: Double Blind Peer Reviewed International Research Journal
Publisher: Global Journals Inc. (USA)
Online ISSN: 0975-5861

Voltage Level Improving by Using Static VAR Compensator (SVC)

By Md M. Biswas, Kamol K. Das

Bangladesh University of Engineering and Technology (BUET), Bangladesh

Abstracts - This paper presents the potential applications of flexible AC transmission system (FACTS) controllers, such as the static VAR compensator (SVC), using the latest technology of power electronic switching devices in the fields of electric power transmission systems with controlling the voltage and power flow, and improving the voltage regulation. Again, the static VAR compensators are being increasingly applied in electric transmission systems economically to improve the post-disturbance recovery voltages that can lead to system instability. A SVC performs such system improvements and benefits by controlling shunt reactive power sources, both capacitive and inductive, with high-tech power electronic switching devices. This work is presented to solve the problems of poor dynamic performance and voltage regulation in an 115KV and 230KV transmission system using SVC.

Keywords : Static VAR compensator (SVC), thyristor controlled reactor (TCR), automatic voltage regulator (AVR), voltage regulation, Simulink.

GJRE-J Classification : FOR Code: 090699



Strictly as per the compliance and regulations of:



Voltage Level Improving by Using Static VAR Compensator (SVC)

Md M. Biswas^α, Kamol K. Das^Ω

Abstract - This paper presents the potential applications of flexible AC transmission system (FACTS) controllers, such as the static VAR compensator (SVC), using the latest technology of power electronic switching devices in the fields of electric power transmission systems with controlling the voltage and power flow, and improving the voltage regulation. Again, the static VAR compensators are being increasingly applied in electric transmission systems economically to improve the post-disturbance recovery voltages that can lead to system instability. A SVC performs such system improvements and benefits by controlling shunt reactive power sources, both capacitive and inductive, with high-tech power electronic switching devices. This work is presented to solve the problems of poor dynamic performance and voltage regulation in an 115KV and 230KV transmission system using SVC.

Keywords : *Static VAR compensator (SVC), thyristor controlled reactor (TCR), automatic voltage regulator (AVR), voltage regulation, Simulink.*

I. INTRODUCTION

Day by day, demands on the transmission network are increasing because of the increasing number of non utility generators and heightened competition among utilities themselves. Increased demand on transmission system, absence of long term planning and the necessity to provide open access to power generating companies and customers; all together have created tendencies toward a reduction of security and decreased quality of supply.

The AC power transmission system has diverse limits, classified as static limits and dynamic limits [1]-[3]. These inherent limits restrict the power transaction, which lead to the under utilization of the existing transmission resources. Traditionally, fixed or mechanically switched shunt and series capacitors, reactors and synchronous generators were being used to solve much of these problems. However, there are some restrictions as to the use of these conventional devices. Desired performance was being unable to achieve effectively. Wear and tear in the mechanical components and slow response were the major problems. As a result, it was needed for the alternative technology made of solid state electronic devices with

fast response characteristics. The requirement was further fuelled by worldwide restructuring of electric utilities, increasing environmental and efficiency regulations and difficulty in getting permit and right of way for the construction of overhead power transmission lines [4]. This, together with the invention of semiconductor thyristor switch, opened the door for the development of FACTS controllers.

The path from historical thyristor based FACTS controllers to modern technologically advanced voltage source converters based FACTS controllers, was made possible due to rapid progress in high power semiconductors switching devices [1]-[3]. A static VAR compensator (SVC) is an electrical device for providing fast-acting reactive power compensation on high voltage transmission networks and it can contribute to improve the voltages profile in the transient state and therefore, in improving the quality performances of the electric services. A SVC is one of FACTS controllers, which can control one or more variables in a power system [5]. The dynamic nature of the SVC lies in the use of thyristor devices (e.g. GTO, IGCT) [4]. The thyristor, usually located indoors in a "valve house", can switch capacitors or inductors in and out of the circuit on a per-cycle basis, allowing for very rapid superior control of system voltage.

The compensator studied in the present work is made up of a fixed reactance connected in series to a thyristor controlled reactor (TRC) based on bi-directional valves- and a fixed bank of capacitors in parallel with the combination reactance-TRC. The thyristors are turned on by a suitable control that regulates the magnitude of the current.

II. STATIC VAR COMPENSATOR

a) Configuration of SVC

SVC provides an excellent source of rapidly controllable reactive shunt compensation for dynamic voltage control through its utilization of high-speed thyristor switching/controlled devices [6]. A SVC is typically made up of coupling transformer, thyristor valves, reactors, capacitance (often tuned for harmonic filtering).

b) Advantages of SVC

The main advantage of SVCs over simple mechanically switched compensation schemes is their near-instantaneous response to change in the system

Author ^α : Department of Electrical and Electronic Engineering, Bangladesh University of Engineering and Technology (BUET), Dhaka-1200, Bangladesh. E-mail : multan_eee@stamforduniversity.edu.bd.

Author ^Ω : Department of Electrical and Electronic Engineering, Stamford University of Bangladesh, Dhaka-1217, Bangladesh. E-mail : kamol_d@yahoo.com.

voltage. For this reason they are often operated at close to their zero-point in order to maximize the reactive power correction [7]-[10]. They are in general cheaper, higher-capacity, faster, and more reliable than dynamic compensation schemes such as synchronous compensators (condensers). In a word:

- 1) Improved system steady-state stability.
- 2) Improved system transient stability.
- 3) Better load division on parallel circuits.
- 4) Reduced voltage drops in load areas during severe disturbances.
- 5) Reduced transmission losses.
- 6) Better adjustment of line loadings.

c) Control Concept of SVC

An SVC is a controlled shunt susceptance (B) as defined by control settings that injects reactive power (Q) into the system based on the square of its terminal voltage. Fig. 1 illustrates a TCR SVC, including the operational concept. The control objective of the SVC is to maintain a desired voltage at the high-voltage bus. In the steady-state, the SVC will provide some steady-state control of the voltage to maintain it the high-voltage bus at a pre-defined level.

If the high-voltage bus begins to fall below its set point range, the SVC will inject reactive power (Q_{net}) into thereby increasing the bus voltage back to its net

desired voltage level. If bus voltage increases, the SVC will inject less (or TCR will absorb more) reactive power, and the result will be to achieve the desired bus voltage. From Fig. 1, $+Q_{cap}$ is a fixed capacitance value, therefore the magnitude of reactive power injected into the system, Q_{net} , is controlled by the magnitude of $-Q_{ind}$ reactive power absorbed by the TCR. The fundamental operation of the thyristor valve that controls the TCR is described here. The thyristor is self commutates at every current zero, therefore the current through the reactor is achieved by gating or firing the thyristor at a desired conduction or firing angle with respect to the voltage waveform [11].

III. THE THYRISTOR CONTROLLED REACTOR

The basis of the thyristor-controlled reactor (TCR) is shown in Fig. 2. The controlling element is the thyristor controller, shown here as two oppositely poled thyristors which conduct on alternate half-cycles of the supply frequency. If the thyristors are gated into conduction precisely at the peaks of the supply voltage, full conduction results in the reactor, and the current is the same as though the thyristor controller were short-circuited.

a) Principle of Operation

The current is essentially reactive, lagging the voltage by nearly 90° . It contains a small in-phase component due to the power losses in the reactor, which may be of the order of 0.5-2% of the reactive power. Full conduction is shown by the current waveform in Fig. 3(a). If the gating is delayed by equal amounts on both thyristors, a series of current waveforms is obtained, such as those in Fig. 3(a) through 3(d). Each of these corresponds to a particular value of the gating angle α , which is measured from a zero-crossing of the voltage. Full conduction is obtained with a gating angle of 90° . Partial conduction is obtained with gating angles between 90° and 180° . The effect of increasing the gating angle is to reduce the fundamental harmonic component of the current. This is equivalent to an increase in the inductance of the reactor, reducing its reactive power as well as its current. So far as the fundamental component of current

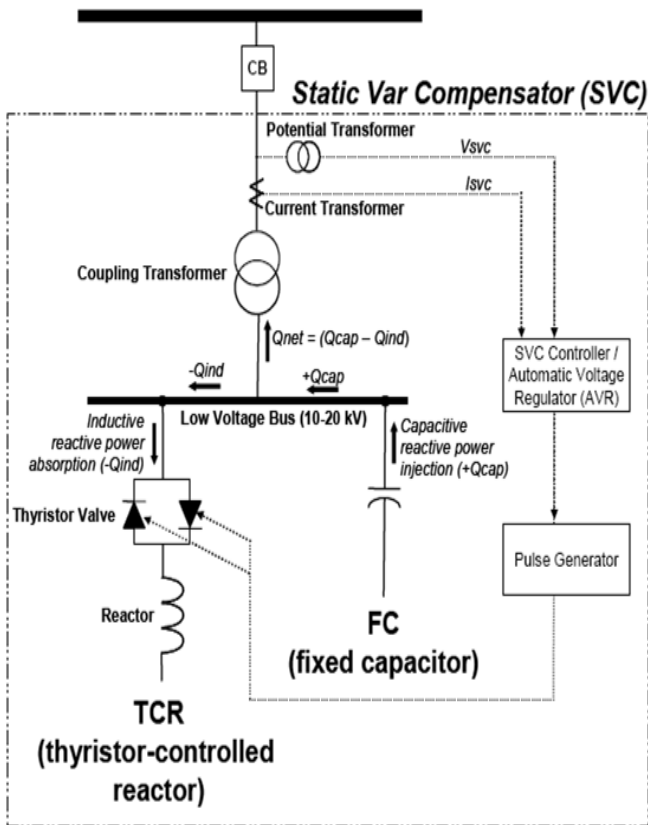


Fig. 1 : SVC with control concept.

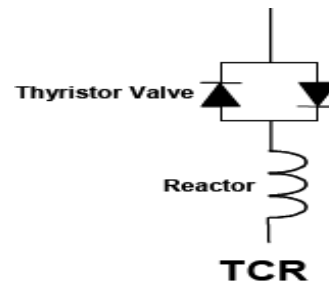


Fig. 2 : Elementary thyristor-controlled reactor (TCR).

is concerned, the thyristor-controlled reactor is a controllable susceptance, and can therefore be applied as a static compensator.

The instantaneous current i is given by,

$$i = \frac{\sqrt{2} V}{X_L} (\cos\alpha - \cos\omega t) \quad \alpha \cdot \omega t = \alpha + \sigma$$

$$= 0 \quad \alpha + \sigma < \omega t < \alpha + \pi \quad (1)$$

Where V is the rms voltage, $X_L = \omega L$ is the fundamental-frequency reactance of the reactor (in ohms), $\omega = 2\pi f$, and α is the gating delay angle. The time origin is chosen to coincide with a positive-going zero-crossing of the voltage. The fundamental component is found by Fourier analysis and is given by,

$$I_1 = \frac{\sigma - \sin\sigma}{\pi X_L} V \quad (2)$$

Where, σ is the conduction angle, and $\alpha + \sigma/2 = \pi$. We can write (2) as,

$$I_1 = B_L(\sigma) V \quad (3)$$

Where $B_L(\sigma)$ represents an adjustable fundamental-frequency susceptance, which is controlled by the conduction angle according to the law,

$$B_L(\sigma) = \frac{\sigma - \sin\sigma}{\pi X_L} \quad (4)$$

This control law is shown in Fig. 4. For the full conduction in the thyristor controller that is with $\sigma = \pi$ or 180° , the maximum value of B_L is obtained as $1/X_L$. The

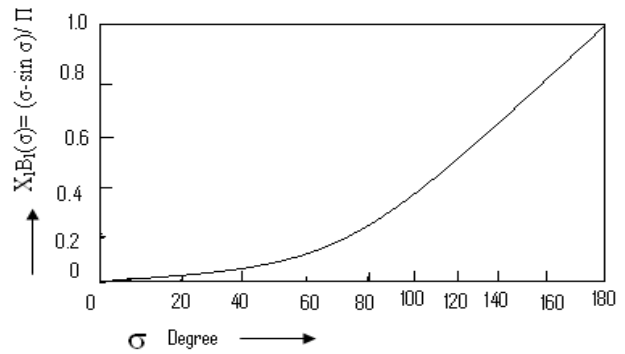


Fig. 4 : Control law of elementary TCR.

minimum value is obtained with $\sigma = 0$ ($\alpha = 180^\circ$) as zero. This control principle is called phase control.

IV. PERFORMANCE ANALYSIS OF SVC CONTROLLER

a) Modeling for Dynamic Performance Analysis with SVC Applications

When studying system dynamic performance and voltage control, system modeling is an important aspect especially in and around the specific area of study. It is typical for many electric utilities to share large system models made up of thousands of buses representing the interconnected system. Details on modeling "system" elements such as transformers, generators, transmission lines, and shunt reactive devices (i.e. capacitors, reactors), etc., for short-term stability analysis are discussed. A significant and continually debated modeling aspect is the "load" model. For short-term stability analysis, loads are modeled with both static (e.g. real power, reactive power) and dynamic characteristics [12]. The automatic voltage regulator (AVR) control block is an important part of SVC models that operates on a voltage error signal. The generic AVR control block is defined by the transfer function as shown in Fig. 5.

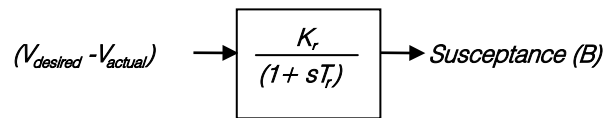


Fig. 5 : Transfer function of AVR control block.

Where K_r and T_r denotes the gain and time constant, respectively. The slope setting, maximum and minimum susceptance limits, thyristor firing transport lag, voltage measurement lag, etc are the additional commonly used control block functions of SVC dynamic models.

b) Controller Design Analysis

The SVC is operated as a shunt device to provide capacitance for voltage support or inductance to reduce the bus voltage. The fixed capacitors are

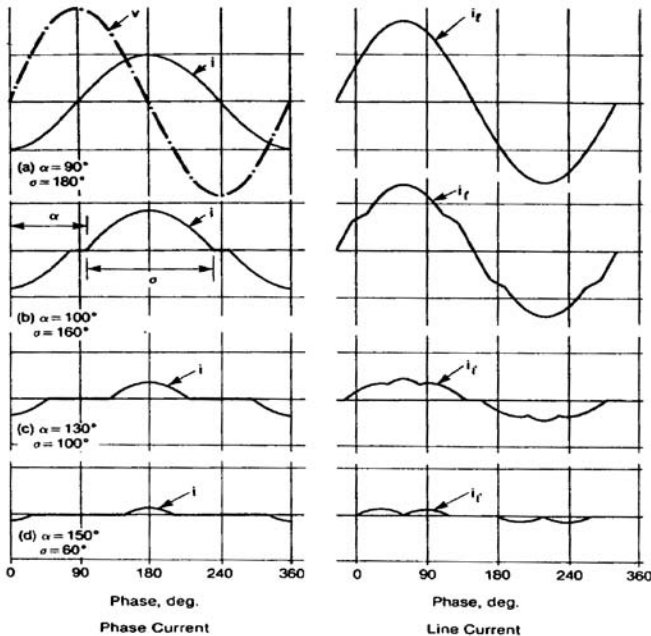


Fig.3 : Phase and line current waveforms in delta-connected TCR.

tuned to absorb the harmonics which are generated by the TCR operation. Although the SVC is capable of providing support for short-term stability and power oscillation damping, its major function is to provide voltage support and dynamic reactive power. A SVC in principal is a controlled shunt susceptance (+/-B) as defined by the SVC control settings that injects reactive power (+Q) or removes reactive power (-Q) based on the square of its terminal voltage. The block diagram is shown in Fig. 6.

In this application $Q=B \times V^2$, and L and C are components which are sized such that $Q \geq 0$ is the only operating range. The AVR in the form of proportional and integral control, operates on a voltage error signal

$$V_{error} = V_{ref} - V - (I_{svc} X_{sl}) \tag{5}$$

There are also measurement lags (T_d) and thyristor firing transport lag (T_f). The output B of this control block diagram feeds into the pulse generator controller that generates the required thyristor firing signal for the light-triggered TCR.

c) Performance Criteria of SVC Operation

The control objective is to maintain the system voltage at 115 kV bus at 1.01 p.u. voltage. If the bus begins to fall below 1.01 p.u., the SVC will inject reactive power (Q) into the system (within its controlled limits), thereby increasing the bus voltage back to its desired 1.01 p.u. voltage according to its slope setting, X_{sl} . On the contrary, if bus voltage increases, the SVC will inject less (or TCR will absorb more) reactive power (within its controlled limits), and the result will be the desired bus voltage at bus [9]-[10]. The Simulink block diagram of SVC controller is given in Fig. 7.

The SVCs steady-state response will follow the voltage-current (V-I) characteristic curve shown in Fig. 8. The VI characteristic is used to illustrate the SVC rating and steady-state performance with the typical steady-state operating region being based primarily on the V_{ref} , X_{sl} setting, and the impedance of the system.

d) Typical Parameters of SVC

Table 1: Typical parameters for SVC model

Parameter	Definition	Typical value
T_d	Time constant	.001-.005
T_f	Firing delay	.003-.006
X_{sl}	Slope reactance	.01-.05 pu

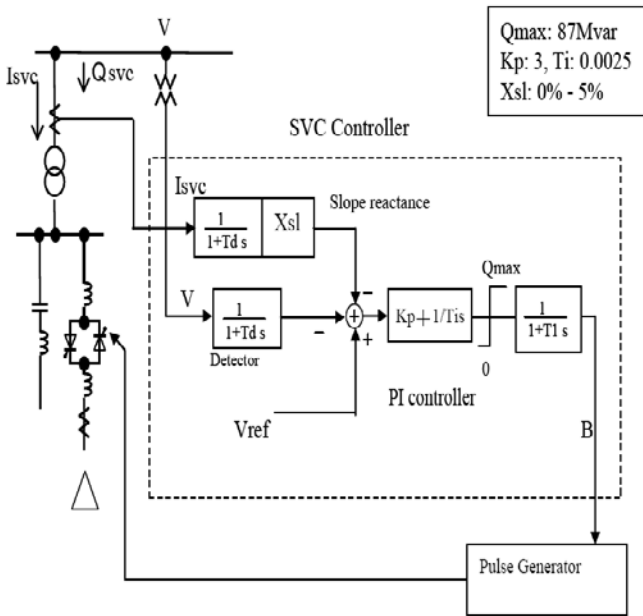


Fig. 6 : Detailed SVC block diagram.

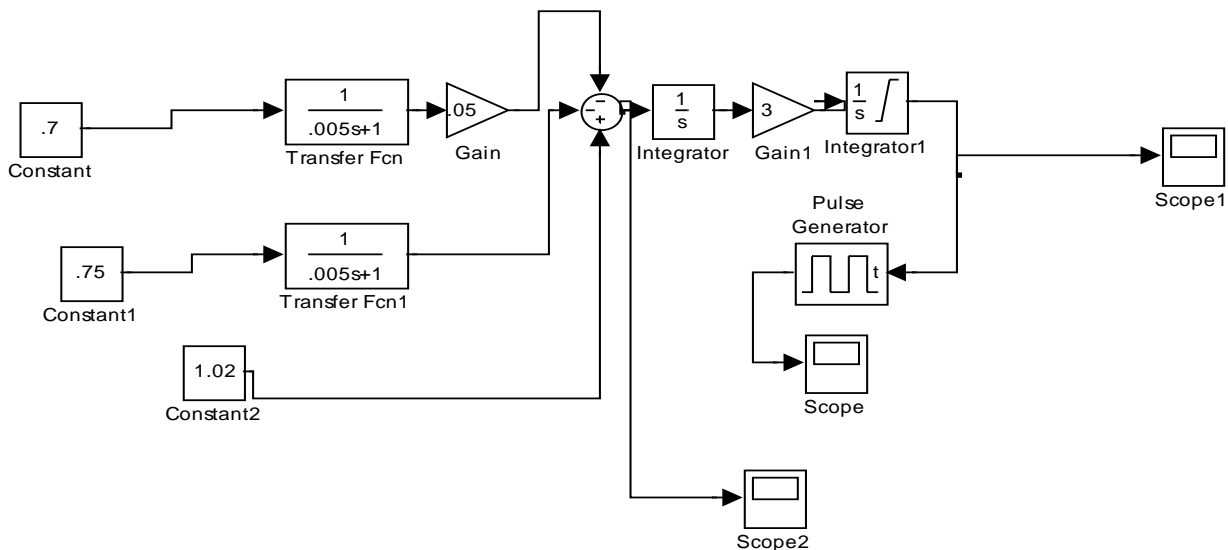


Fig. 7 : Simulink block diagram of SVC controller.

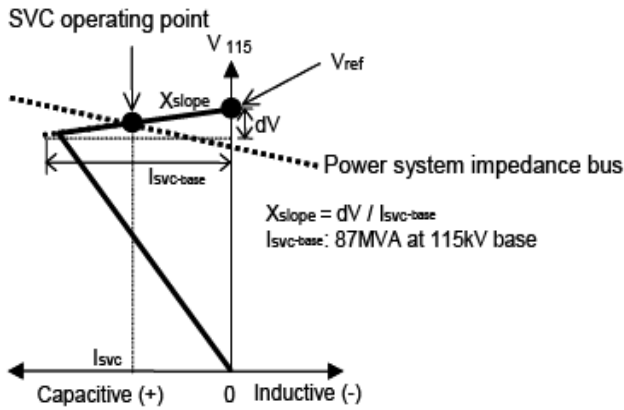
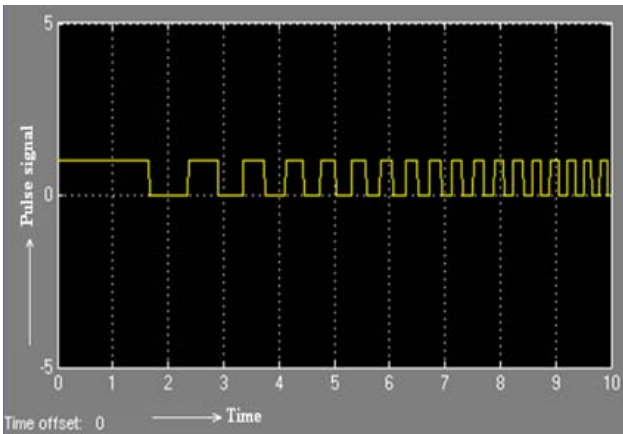
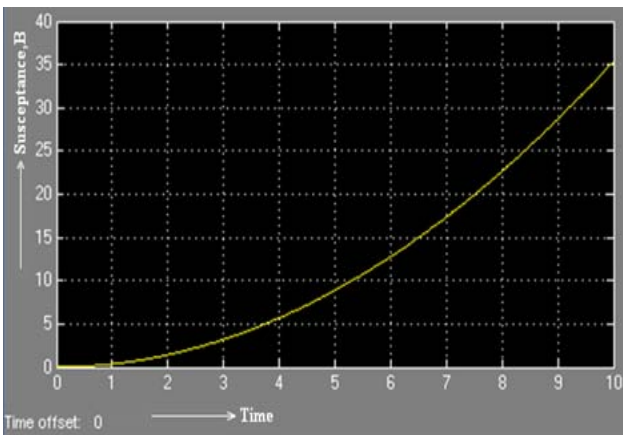


Fig. 8 : Steady state volt-current (V-I) characteristic of a SVC.

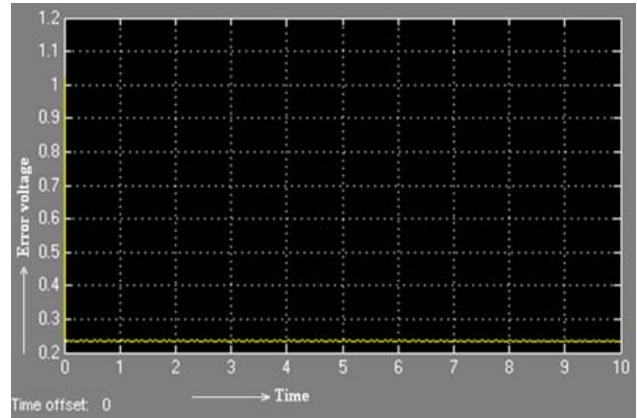
Scope : The required pulse.



Scope 1 : The susceptance which is increased due to drop of the bus voltage.



Scope 2 : The voltage error signal.



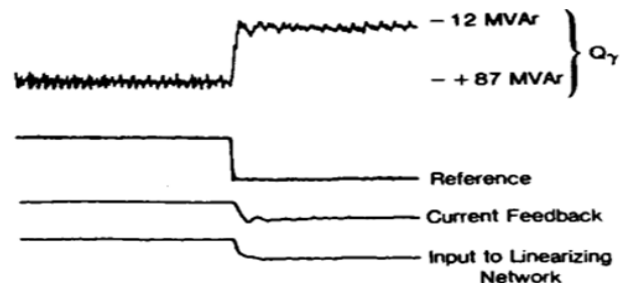
V. MODERN STATIC VAR COMPENSATOR

In modern thyristor-controlled static compensator, the Rimouski compensator is installed on the transmission network of Hydro Quebec at 230 KV [6]-[7]. The compensator is typical of many such installations on high voltage transmission systems, but many of its design features are reproduced in load compensators also, particularly in supplies to electric arc furnaces. The Hydro Quebec system has many long distance, high voltage transmission lines. Prior to 1978 synchronous condensers were installed to provide reactive compensation. Planning studies, which considered various alternative forms of compensation, led to the decision to install two static compensators for performance evaluation, at locations not on the Baie James system [13]. One of these was installed near Rimouski, Quebec, on the 230-KV system of the Gaspé region. It was commissioned in 1978 and serves as a representative example of a transmission system compensator.

a) Performance Testing

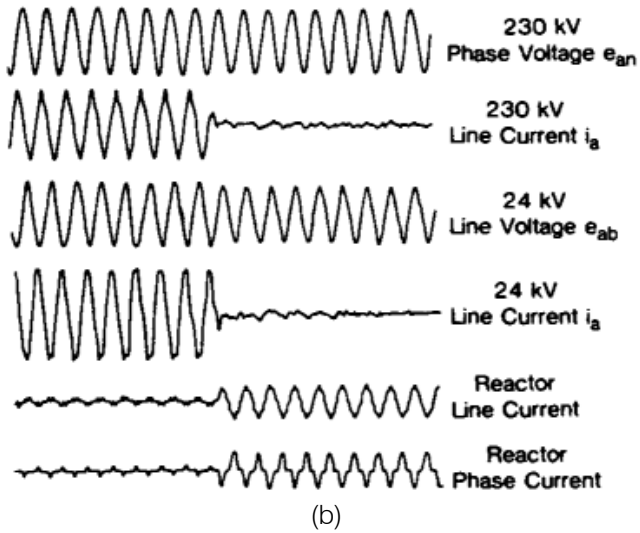
An extensive series of tests was made during and after commissioning to check the performance of the compensator. These tests included measurements of regular transfer function. The performance results are given below:

Case-1: Sudden change of - 99MVAR in response to a step change in reference signal as shown in Fig 9(a).



(a)

Case-2: Voltage and current waveforms as shown in Fig. 9(b).



Case-3: Energizing the capacitor bank producing a sudden change of MVAR as shown in Fig. 9(c).

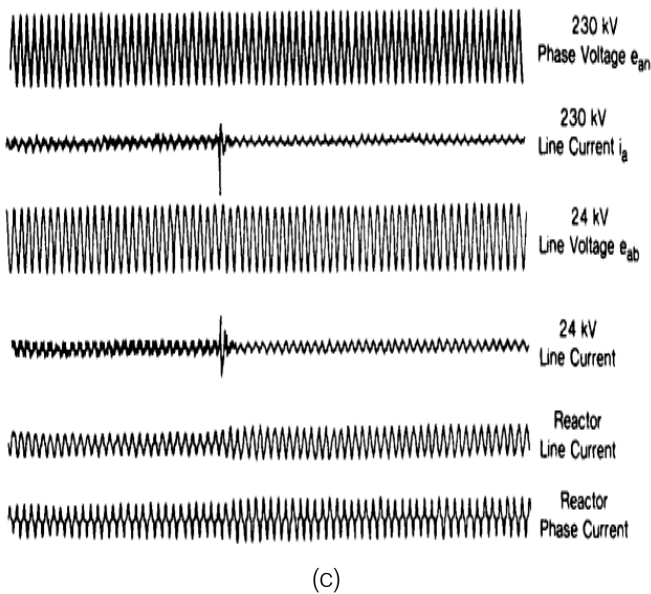


Fig. 9: Compensator performances for different cases.

VI. CONCLUSION

This research demonstrated that modern transmission static VAR compensator can be effectively applied in power transmission systems to solve the problems of poor dynamic performance and voltage regulation in a 115 KV and 230 KV transmission systems. Transmission SVCs and other FACTS controller will continue to be applied with more frequency as their benefits make the network "flexible" and directed towards an "open access" structure. Since SVC is a proven FACTS controller, it is likely that utilities

will continue to use the SVC's ability to resolve voltage regulation and voltage stability problems. In some cases, transmission SVCs also provides an environmentally-friendly alternative to the installation of costly and often unpopular new transmission lines. Dynamic performance and voltage control analysis will continue to be a very important process to identify system problems and demonstrate the effectiveness of possible solutions. Therefore, continual improvements of system modeling and device modeling will further ensure that proposed solutions are received by upper management with firm confidence.

REFERENCES RÉFÉRENCES REFERENCIAS

1. N.G. Hingorani, and L. Gyugyi, "Understanding FACTS: concepts and technology of flexible ac transmission systems," *IEEE Press*, NY, 1999.
2. Y. H. Song, and A. T. Johns, "Flexible AC transmission system (FACTS)," *IEE Power and Energy Series 30*, London, U.K., 1999.
3. "FACTS application," FACTS application task force, *IEEE Power Engineering Society*, 1998.
4. J. J. Paserba, "How FACTS controllers benefit AC transmission systems," *IEEE Power Engineering Society General Meeting*, Denver, Colorado, 6-10 June 2004.
5. T.J.E. Miller, *Reactive Power Control in Electric Systems*. Wiley & Sons, New York, (1982).
6. P. Lips, "Semiconductor power devices for use in HVDC and FACTS controllers," *CIGRE Technical Brochure 112*, Paris, France, April 1997.
7. A.E. Hammad, "Comparing the voltage control capabilities of present and future VAR compensating techniques in transmission systems," *IEEE Trans. Power Delivery*, vol.11, no.1, pp. 475-484, Jan. 1996.
8. J. Verseille, Convenor, CIGRE task force 39.02, "Voltage and reactive control," *Electra No.173*, pp. 115-143, Aug. 1997.
9. C. Taylor, *Power System Voltage Stability*. Textbook ISBN 0-07-113708-4, McGraw Hill, 1994.
10. P. Kundur, *Power System Stability and Control*. Textbook ISBN 0-07-0359580-X, McGraw Hill, 1994.
11. R.J. Koessler, "Dynamic simulation of SVC in distribution systems," *IEEE Trans. Power System*, vol.7, no.3, pp. 1285-1291, Aug. 1992.
12. D. J. Sullivan, J.J. Paserba, G.F. Reed, T. Croasdaile, R. Pape, R., D.J. Shoup, et. Al., "Design and application of a static VAR compensator for voltage support in the Dublin, Georgia Area," *FACTS Panel Session, IEEE PES T&D Conference and Exposition*, Texas, May 2006.
13. T. Petersson, "Analysis and optimization of SVC use in transmission system," *CIGRE Technology Brochure 77*, Paris, France, April, 1993.



GLOBAL JOURNAL OF RESEARCHES IN ENGINEERING: J
GENERAL ENGINEERING
Volume 11 Issue 5 Version 1.0 July 2011
Type: Double Blind Peer Reviewed International Research Journal
Publisher: Global Journals Inc. (USA)
Online ISSN: 0975-5861

Anti-Inflammatory and Antioxidant Activities of Zanthoxylum Armatum Stem Bark

By S. C. Sati, M. D. Sati, Rakesh Raturi, P.Badoni, Harpreet Singh

HNB Garhwal Central University Srinagar Garhwal, UK

Abstracts - The present study is an endeavour to evaluate anti inflammatory and antioxidant activities of ehtanolic extract of steam bark of Zanthoxylum armatum. In vivo anti inflammatory activity was evaluated in wistar species of rats by using carrageenin induced paw edema, where as in vitro antioxidant activity was performed by DPPH free radical method. The plant extract exhibited significant anti-inflammatory and antioxidant activities.

Keywords : *Zantoxylum armatum, anti inflammatory, antioxidant, DPPH*

GJRE-J Classification : *FOR Code: 090499*



Strictly as per the compliance and regulations of:



Anti-Inflammatory and Antioxidant Activities of Zanthoxylum Armatum Stem Bark

S. C. Sati^α, M. D. Sati^Ω, Rakesh Raturi^β, P. Badoni^ψ, Harpreet Singh^κ

Abstract - The present study is an endeavour to evaluate anti inflammatory and antioxidant activities of ethanolic extract of stem bark of Zanthoxylum armatum. In vivo anti inflammatory activity was evaluated in wistar species of rats by using carrageenin induced paw edema, where as in vitro antioxidant activity was performed by DPPH free radical method. The plant extract exhibited significant anti-inflammatory and antioxidant activities.

Keywords : Zanthoxylum armatum, anti inflammatory, antioxidant, DPPH

I. INTRODUCTION

Inflammation is considered as a primary physiologic defense mechanism that helps body to protect itself against infection, burn, toxic chemicals, allergens or other noxious stimuli, an uncontrolled and persistent inflammation may act as an etiologic factor for many of these chronic illnesses (Kumar et al., 2004). Although it is a defense mechanism, the complex events and mediators involved in the inflammatory reaction can easily be induced (Sosa et al., 2002). The side effects of the currently available anti-inflammatory drugs pose a major problem during their clinical uses (Mattison et al., 1998). Therefore, the development of newer and more potent anti-inflammatory drugs with lesser side effects is necessary. Reactive oxygen species (ROS) are responsible for variety of pathological conditions (Aruoma, 1998). Innate defense system of human body may not be sufficient for curing the damage caused by continued oxidative stress. Thus there is need to supply the antioxidants exogenously to balance their level in the human body. Many synthetic antioxidants, such as butylated hydroxyl toluene (BHT), butylated hydroxyanisole (BHA) antioxidants (Yesilyurt et al., 2008). Therefore recently there has been an upsurge of interest in natural products as antioxidants, as they can inhibit the free radical reaction and protect the human body from various diseases.

Zanthoxylum armatum DC [syn. Z. alatum Roxb.] (Rutaceae) is extensively used in the Indian system of medicines as a carminative, stomachic, and anthelmintic. The bark is pungent, and sticks prepared from it are used for preventing toothache. The fruits and

seeds are employed as an aromatic tonic in fever, dyspepsia, and expelling roundworms (Wealth of India, 1976). Phytochemical examinations of Z. armatum have afforded volatile oil consisting mainly linalool (Ramidi, 1998). Mono terpenetriol-3, 7-dimethyl 1-octane 3,6,7-triol, trans cinnemic acid, nevoidensin umbelliferone, β -sitosterol and its glucoside (Talapatra, et al., 1989), 3,5, dihydroxy-7,8,4-trimethoxyflavone (tamblin) and tumbulatin (Nair et al., 1982), 3-methoxy-11-hydroxy-6,8-dimethylcarboxylate biphenyl, 3,5,6,7-tetrahydroxy-3',4'-dimethoxyflavone-5- β -D-xylopyranoside (Akhtar et al., 2009), aramatamide, lignans, asarinin and fragesin, α and β -amyrins lupeol, and β -sitosterol β -Dglycoside (Kalia, et al., 1999) have been reported from the plant previously. Antihelmentic (Mehata et al., 1981), antiproliferative (Kumar et al., 1999), antifungal (Dikshit et al., 1984) and anti-insecticidal activities (Tiwary et al., 2007) have also been studied with different plant parts.

II. MATERIALS AND METHODS

a) Chemicals

Butylated hydroxyl toluene (BHT), 2, 2 diphenyl-1-picrylhydrazyl and carrageenin were purchased from HiMedia Lab. Pvt. Ltd. Mumbai, India. All other chemicals and reagents used were of analytical grade.

b) Animals

Male wistar rats (130-160g) kept in the animal house of the IIM Jammu. The animals were housed under standard environmental conditions. All experiments were carried out after getting the approval from the committee for the purpose of control and supervision of experimental animals (CPCSEA) having the registration number is 67/CPCSEA/99.

c) Effect of Z. armatum extract on carrageenin induced rat paw edema:

Screening for anti-inflammatory activity of Z. armatum extract was done with a carrageenin induced paw edema model (Winter et al., 1962). Administration of carrageenin in the sub-plantar region of rat's hind paw leads to the formation of edema in situ due to localized inflammation. About half an hour prior to the administration of carrageenin solution, experimental animals received test materials and standard anti-inflammatory drug at appropriate doses. The volume of rat paw was measured each hour up to four hours by means of mercury displacement method in traveling

Author ^{α Ω} : Department of Chemistry, HNB Garhwal Central University Srinagar Garhwal, UK, India.

Author ^{β ψ} : Department of Chemistry, HNB Garhwal Central University Campus Pauri Garhwal, UK, India.

Correspondence Author E-Mail : sati_2009@rediffmail.com

microscope assembly (Roy et al., 1980). The average percent increase in paw volume with time was calculated and compared against the control group. Percent inhibition was calculated using the formula

$$\% \text{ inhibition} = \frac{V_c - V_t}{V_c} \times 100$$

Where V_c and V_t represent average paw volume of control and treated animals respectively.

Nine experimental animals were randomly selected and divided into three groups denoted as Group I, Group II and Group III, consisting of 3 rats in each group. Each group received a particular treatment i.e. control, standard drug and the dose of the extract. Prior to any treatment, each rat was weighed properly and the doses of the test samples and control materials were adjusted accordingly. Group I received the crude extract orally at the doses of 250 mg/kg of body weight respectively. Group II received intraperitoneal administration of ibuprofen as standard anti-inflammatory drug at a dose of 10mg/kg body weight while Group I was kept as control giving 1% tween 80 in normal saline water. After one hour of drug administration, 0.1 ml of 1% (w/v) carrageenin solution in sterile saline solution was injected through 26-gauge needle into the sub-planter surface of the right hind paw of each rat of every group. Paw volumes were measured up to a fixed mark by mercury displacement as viewed by traveling microscope at 1, 2, 3 and 4 hours after the administration of the standard drug and test extracts.

III. DPPH FREE RADICAL METHOD

In order to measure antioxidant activity DPPH free radical scavenging assay was used. This assay measures the free radical scavenging capacity of the extract under investigation.

DPPH is a molecule containing a stable free radical. In the presence of an antioxidant, which can donate an electron to DPPH, the purple color which is typical for free radical decays and the absorbance was measured at 517nm using a double beam UV-VIS spectrophotometer (Brand et al., 1995). The extract was dissolved in ethanol and various concentrations (10, 20, 50 and 100 $\mu\text{g/ml}$) of extract were used. The assay mixture contained in total volume of 1 ml, 500 μl of extract, 125 μl prepared DPPH and 375 μl solvent (ethanol). After 30 min of incubation at 250C, the decrease in absorbance was measured. The radical scavenging activity (RSA) was calculated as a percentage of DPPH using a discoloration using then equation

$$\% \text{ RSA} = [(A_0 - A_s) / A_0] \times 100$$

Where A_0 and A_s are the absorbance of control and test sample respectively

IV. PLANT MATERIAL AND EXTRACT

Stem bark of *Zanthoxylum armatum* were collected from, Singoli Tehri Garhwal Uttarakhand, India and identified from the Plant Identification Laboratory, Department of Botany, H.N.B. Garhwal University Srinagar. A voucher specimen (GUH 3802) was deposited in the Department for future records. The bark was dried under shade and make to powder.

The 2 kg dried powdered bark of plant was exhaustively extracted with ethanol for 72 hour. The solvent were evaporated under reduced pressure in a rotary vacuum evaporator and dried in vacuum. The dried extract obtained was used directly for the assessments of anti inflammatory and antioxidant activities.

V. RESULTS AND DISCUSSION

The anti-inflammatory activity of extract *Z. armatum* was evaluated by carrageenininduced paw edema method in wistar specie of rats. The plant extract at dose 250mg/kg caused inhibition of paw edema by 19.12%, 4 hours after carageenin administration hour (Table I).The 1st, 2nd and 3rd hours results were not significant so we take only 4th hour reading. The carrageenin-induced paw edema in rats is believed to be biphasic (Vinegar et al., 1969). The first phase is due to the release of histamine or serotonin, and the second phase is caused by the release of bradykinin, protease, prostaglandin, and lysosome (Crunkhorn and Meacock, 1971). Therefore, it can be assumed that the inhibitory effect of the extract of plant on carrageenan-induced inflammation could be due to the inhibition of the enzyme cyclooxygenase, leading to the inhibition of prostaglandin synthesis (Biswa Nath Das et al., 2009).

Table 1: Anti-inflammatory activity of *Zanthoxylum armatum* stems bark

Treatment	Edema volume (ml)* 4 th hour	% inhibition
Control	1.26 \pm 0.120	
ZA (250/kg)	1.02 \pm 0.120	19.02
Ibuprofen (5mg/kg)	0.76 \pm 0.066	39.68
* value are mean \pm SE, n=3, P>0.01, ZA-Z.armatum		

The ethanolic extract of plant showed an effective free radical scavenging in DPPH (2, 2 diphenyl-1-picryl hydrazyl) assay (Table-2). The extract of the plant exhibit a remarkable antioxidant effect at low concentration. When the extract of the plant was tested for DPPH radical scavenging activity, it was found that 50 $\mu\text{g/ml}$ and 100 $\mu\text{g/ml}$ of the extract lowered the DPPH radical levels above 57% and 94% respectively. Inhibition of DPPH radicals 50% considered as significant antioxidant properties of any compound (Sanchez-Moreno et al., 1998).

Table 2 : Antioxidant activity of *Zanthoxylum armatum* stem bark

Concentration (g/ml)	DPPH Free radical Scavenging
50	7.06
100	14.22
200	27.33
500	64.58

REFERENCES REFERENCES REFERENCIAS

1. *Dikshit and A. Husain, 1984 Fitoterapia 55: 171.*
2. G. R. Nair, G.A. Nair and C. P. Joshua. 1982 *Phytochemistry* 21:483.
3. Anonymous, the wealth of India, A Dictionary of Indian Raw Materials and Industrial Products (CSIR/PID, New Delhi, 2003), Vol. XXI, pp. 17-21.
4. Aruoma O I. 1998 *J. Oil Chem. Soc.* 75: 199-212.
5. Biswa Nath Das, Achinto Saha and Muniruddin Ahmed, 2009 *Bangladesh J. Pharmacol.* 4:76-78.
6. Brand W. W., Cuvelier H. E. and Berset C. 1995 *Food Sci. Technol.*, 82: 25-30.
7. Crunkhorn P, Meacock SC. 1971. Mediators of the inflammation induced in the rat paw by carrageenin. *Br J Pharmacol.*, 42: 392-402.
8. Gaur, R.D. *Flora of Garhwal North West Himalaya.* Trans Media: Srinagar Garhwal, India, 1999; pp. 382.
9. Kinsella J. E., Frankel E., German B. and Kanner J. 1993 *Food Tech.* 47: 85-89.
10. Kumar V, Abbas AK, Fausto N (eds.) In: Robbins and Cotran pathologic basis of disease. 7th ed. Philadelphia, Elsevier Saunders, 2004, pp 47-86.
11. M. B. Mehata, M.D. Kharya, R. Srivastava and K. C. Verma. 1981. *Indian Perf.*, 25:19.
12. M. Tiwary, S.N. Naik, D. K. Tiwari, P. K. Mittal and S. Yadav, *J. Vect. Borne Dis.* 2007, 44, 198.
13. Mattison N, Trimple AG, Lasagna I. New drug development in the United States, 1963 through 1984. *Clin Pharmacol Ther.* 1998; 43: 290-301
14. Narendra K. Kalia, Bikram Singh and Ram P. Sood, 1999. *J. Nat. Prod.*, 62 : 311-312.
15. Nidha Akhtar, Mohammad Ali and Mohammad Sarwar Alam. 2009. *J. of Asian Natural Products Research*, 11:91-95.
16. R. Ramidi and M. Ali, 1998. *J. Essent. Oil Res.*, 3: 467.
17. Ronaldo AR, Mariana LV, Sara MT, Adriana BPP, Steve P, Ferreira SH, Fernando QC. Involvement of resident macrophages and mast cells in the writhing nociceptive response induced by zymosan and acetic acid in mice. *Eur J Pharmacol.* 2000; 387: 111-18.
18. Roy A, Roy SM, Gupta JK, Lahiri SC. A simple device for rapid measurement of rat paws edema for evaluation of anti-inflammatory activity. *Indian J Physiol Pharmacol.* 1980; 24: 269-72.
19. S. Kumar and K. Miller, *Phytother. Res.* 1999, 13, 214.
20. S.K. Talapatra, C. D. Sambhu and B. Talapatra, *Indian J. Chem.* 1989, 28B, 356.
21. Sanchez-Moreno C., Larrauri J.A. and Saura-Calixto F. (1998). Bishen Singh Mahendra Pal Singh Publication, New Delhi pp. 123-129.
22. Sosa S, Balicet MJ, Arvigo R, Esposito RG, Pizza C, Altinier GA. Screening of the topical anti-inflammatory activity of some Central American plants. *J Ethanopharmacol.* 2002; 8: 211-15.
23. The Wealth of India: Raw Materials; PID, Council of Scientific and Industrial Research (CSIR): New Delhi, 1976; Vol. II, pp 18–19.
24. Vinegar R, Schreiber W, Hugo R. Biphasic development of carrageenan edema in rats. *J Pharmacol Exp Ther.* 1969; 166: 96-103.
25. Winter CA, Risley EA, Nuss GW. Carrageenin-induced edema in hind paws of the rat as an assay for anti-inflammatory drugs. *Proc Soc Exp Biol Med.* 1962; 111: 544-47.
26. Yesilyurt V, Halfon B, Ozturk M and Topcu G. 1993 *Food Chem.* 108: 31-39.



This page is intentionally left blank



GLOBAL JOURNAL OF RESEARCHES IN ENGINEERING: J
GENERAL ENGINEERING
Volume 11 Issue 5 Version 1.0 July 2011
Type: Double Blind Peer Reviewed International Research Journal
Publisher: Global Journals Inc. (USA)
Online ISSN: 0975-5861

Prospects of Renewable Energy and Energy Storage Systems in Bangladesh and Developing Economics

By Md M. Biswas, Kamol K. Das, Ifat A. Baqee, Mohammad A. H. Sadi,
Hossain M. S. Farhad

Bangladesh University of Engineering and Technology (BUET), Dhaka, Bangladesh

Abstracts - Bangladesh is facing daunting energy challenges that are merely likely to deteriorate over the next few years. Further, over fifty percent of Bangladesh's inhabitants live without electricity, and the grid expansion rate to connect rural areas is threatened by the looming capacity shortage. By acknowledging the potential of renewable energy technologies (RETs) and associated energy storage, Bangladesh could possibly meet its unprecedented energy demand, thus increasing electricity accessibility for all and as well as financial growth. This paper represents a baseline overview of prospects of renewable energy recourses, and a survey on energy storage systems related to RETs, and estimates the potential for commercial applications of these resources now and in the future All the latest information regarding renewable energy and associated energy storage systems have been collected from different government and private sectors including NGOs which are working with solar home systems (SHSs), wind power generation, biomass and biogas energy, hydro energy and battery as energy storage. The paper concludes that the RETs create income-generating activities for village people while reducing environmental problems, like deforestation and indoor air pollution from cooking with poor quality fuels.

Keywords : *Bangladesh, power generation, renewable energy, solar home systems (SHSs), energy storage system, economic development.*

GJRE-J Classification : *FOR Code: 091499*



Strictly as per the compliance and regulations of:



© 2011 Md M. Biswas, Kamol K. Das, Ifat A. Baqee, Mohammad A. H. Sadi, Hossain M. S. Farhad. This is a research/review paper, distributed under the terms of the Creative Commons Attribution-Noncommercial 3.0 Unported License (<http://creativecommons.org/licenses/by-nc/3.0/>), permitting all non commercial use, distribution, and reproduction in any medium, provided the original work is properly cited.

Prospects of Renewable Energy and Energy Storage Systems in Bangladesh and Developing Economics

Md M. Biswas^α, Kamol K. Das^Ω, Ifat A. Baqee^β, Mohammad A. H. Sadi^ψ, Hossain M. S. Farhad^κ

Abstract - Bangladesh is facing daunting energy challenges that are merely likely to deteriorate over the next few years. Further, over fifty percent of Bangladesh's inhabitants live without electricity, and the grid expansion rate to connect rural areas is threatened by the looming capacity shortage. By acknowledging the potential of renewable energy technologies (RETs) and associated energy storage, Bangladesh could possibly meet its unprecedented energy demand, thus increasing electricity accessibility for all and as well as financial growth. This paper represents a baseline overview of prospects of renewable energy recourses, and a survey on energy storage systems related to RETs, and estimates the potential for commercial applications of these resources now and in the future. All the latest information regarding renewable energy and associated energy storage systems have been collected from different government and private sectors including NGOs which are working with solar home systems (SHSs), wind power generation, biomass and biogas energy, hydro energy and battery as energy storage. The paper concludes that the RETs create income-generating activities for village people while reducing environmental problems, like deforestation and indoor air pollution from cooking with poor quality fuels.

Keywords : Bangladesh, power generation, renewable energy, solar home systems (SHSs), energy storage system, economic development.

I. INTRODUCTION

Bangladesh is situated in north-eastern part of south Asia and shares its longest border (4000 km) with neighbouring country India. Myanmar is the extreme southeast neighbour of Bangladesh and the Bay of Bengal is the southern boundary of it. With a land area of 147,570 km² and population of 162.20 million in 2011, Bangladesh is among the world's most densely populated nations (1099 people/km² in 2010) [1]. Bangladesh is one of the least urbanized nations with 72% people living in rural areas. Again, it is one of the poorest nations in the whole world with gross domestic

Product (GDP) per capita of US \$1,700 in 2010 and average annual growth of GDP is to be 6% [2].

Energy, and more explicitly electricity, is a pre-requisite for the technological development, higher economic growth and poverty reduction of a nation. The future economic development of Bangladesh is likely to result in a rapid growth in the demand for energy with accompanying shortages and problems. The country has been facing a severe power crisis for about a decade [3]. Known reserves (e.g., natural gas and coal) of commercial primary energy sources in Bangladesh are limited in comparison to the development requirements of the nation.

By acknowledging the potential of renewable energy resources, Bangladesh could possibly meet its unprecedented energy demand, thus enhancing electricity accessibility to all and increasing energy security through their progression. The country has modest hydrocarbon resources and rich renewable energy sources particularly in the form of traditional energy resources [1]. Appropriate integration of renewable energy technologies (RETs) in the power sector through national energy planning would be, therefore, the right direction, not only for sustainable development of the country but also as the responsibility of Bangladesh toward the global common task of environmental protection from pollution [3]. RETs have become multi-billion dollar industry from the realm of laboratories in recent years. At present, most of the large international oil companies have started serious business with renewable energies [4].

Renewable energy technologies (RETs) offer developing countries like Bangladesh some prospect of self-reliant energy supplies at national and domestic levels, with potential economic, social, ecological, and security benefits. Some RET models have already been implemented in rural areas in Bangladesh. However, these models do not specifically allow the poorest peasant control over RETs and the income generated by them. The major sources of renewable energy in Bangladesh include solar, wind energy, biomass and biogas, and hydro [5]. Other minor renewable energy sources are bio-fuels, gasohol, geothermal, river current, wave and tidal energy. Potentialities of these minor sources are yet to be explored.

Author ^{α κ}: Department of Electrical and Electronic Engineering, Bangladesh University of Engineering and Technology (BUET), Dhaka-1200, Bangladesh. E-mails : multan_eee@stamforduniversity.edu.bd, hmsfarhad@gmail.com.

Author ^{Ω β ψ}: Department of Electrical and Electronic Engineering, Stamford University of Bangladesh, Dhaka-1217, Bangladesh. E-mails : kamol_d@yahoo.com, ifat_eee@stamforduniversity.edu.bd, ashraf.sadi@gmail.com.

The existing circumstances in the electricity market in Bangladesh may offer unique opportunities for energy storage technologies, predominantly in combination with renewable energy generation, in which a few seconds to a few hours of electricity can be stored for use at a later time [6]. These systems can be positioned near the generator, transmission line, distribution substation, or the consumer's premise, depending on the application they are addressing. Storage can play a flexible, multi-function role in the electricity supply system to manage resources efficiently. Electric energy storage promises other benefits unrelated to renewable energy, such as superior grid reliability and stability, deferral of new generation and transmission investments, and other grid benefits [7]. In combination with renewable energy resources, energy storage systems (ESS) can increase the value of photovoltaic (PV) and wind generated electricity, by making supply coincident with periods of peak consumer demand [8].

This paper is organized as follows: First, a brief overview of current power situation in Bangladesh is presented in Section II to initiate the required impression throughout this paper. This is followed by a review of leading renewable energy resources available in Bangladesh in Section III, which have already found potential applications in different sectors. Section IV covers a brief surveillance on upcoming renewable energy based power generation projects. Energy storage system contributing renewable energy sectors such as battery is reviewed in Section V. Finally, in Section VI, possible economic developments using the RETs for rural people are discussed elaborately, which is followed by concluding remarks in Section VII.

II. PRESENT POWER SCENARIO IN BANGLADESH

Bangladesh is experiencing intimidating energy challenges: Security concerns over growing fuel imports, limited domestic energy resources for power generation. At present the power demand in Bangladesh is about 6000MW, whereas the generation ranges only 4000-4600 MW. The generation capacity is 5936MW [9]. As a result of power shortage causes excessive load shading throughout the whole year. Bangladesh relies greatly on fossil fuels for its energy, but the present reserve would be depleted by the year of 2015 [10]. Here, coal is still the major fuel for power generation. Bangladesh has adequate high quality coal resources. But the coal mining has not been started effectively. Exploration and development of natural gas resource has almost reduced to zero. Also the exploration of coal continues to remain uncertain. Consequently, the shortage of power can be met by renewable energy resources which are abundant in nature.

Table I : Present Power Scenario in Bangladesh

Sl. No.	Items	Status (2011) [9]
1	Electricity Growth	10 % in FY-2010 (Av. 7 % since 1990)
2	Total Consumer	12 Million
3	Transmission Line	8,500 km
4	Distribution Line	2,70,000
5	Distribution Loss	13.1%
6	Per Capita Generation	236 kWh (incl. Captive)
7	Access to Electricity	48.5 %
8	Present Generation Capacity	5936MW
9	Present Demand	6000MW
10	Present Available Generation	4000 – 4600 MW
11	Recent Maximum Generation s	4699 MW (20 August 2010)
12	Maximum Load Shedding in FY-10	1500 MW (during hot summer days)

III. LEADING RENEWABLE ENERGY RESOURCES IN BANGLADESH

Renewables are an almost unlimited source of energy if one considers the energy necessary by mankind, compared with the huge amount of energy we receive from the sun. Gradually renewable energy and its different energy conversion technologies have become economically viable, capable of competing with fossil-fuelled technologies in the energy market. The size and economic potential of the renewable energy resources (e.g., solar energy, wind power, biomass and biogas etc.) in Bangladesh are yet to be determined and the capacity of renewable energy development is presently low. Although investment costs of renewables are generally higher compared to fossil fuel alternatives, this option becomes economically viable when all externalities (e.g. environmental cost, health hazards etc.) and lower operating cost are taken into consideration [11].

a) Solar Energy

The energy from sunlight reaching the earth is a huge potential that can be exploited and used for generating electricity. Among a number of available technologies, solar photovoltaic (PV) is the most promising. PV technology converts sunlight into direct current (DC) electricity. When light falls on the active surface of the solar cell, electrons become energized and a potential difference is established, which drives a current through an external load. The central issue for the PV technology is cost. The unit cost of PV has sunk in several orders of magnitude while the efficiency is continuously being improved. Solar PV is becoming more and more popular due to high modularity, no

requirement for additional resource (e.g., water and fuel), no moving parts, and low maintenance needed. Over the last two decades, the cost of manufacturing and installing solar PV system has decreased by about 20 % for every doubling of installed capacity [12]. In the

whole world solar power generating capacity grew by 70 % in 2008 and 47% in 2009, but still fast enough to leave global solar capacity at the end of 2009 more than twice as high as it was at the end of 2007. The solar industry has grown at a rate of 35 % per year over the last ten years [13].



Fig. 1: Installing a solar PV system in a rural area.

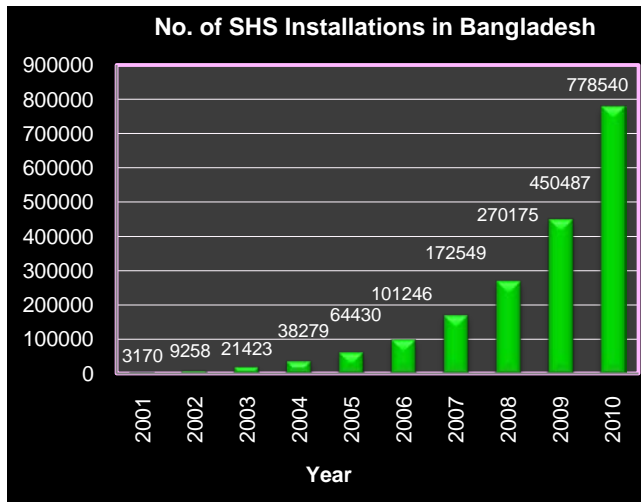
Bangladesh is located between 20.30 - 26.38 degrees north latitude and 88.04 - 92.44 degrees east which is an ideal location for solar energy utilization. Here, the daily average solar radiation varies between 4 to 6.5 kWh per square meter [4]. Maximum amount of radiation is available on the month of March-April and minimum on December-January.

Infrastructure development company limited (IDCOL) has supported NGOs in installation of solar home systems (SHSs) and a total of 801,358 SHSs having capacity of about 36.5 MW have been installed upto January 2011 [14]. Fig. 1 shows the installation of a solar PV system on the roof of a village house in Bangladesh. The number of SHS installed in Bangladesh is shown in Fig. 2 (a) and the equivalent power in Fig. 2 (b). It demonstrates that the rate of SHS installation is increasing significantly per year.

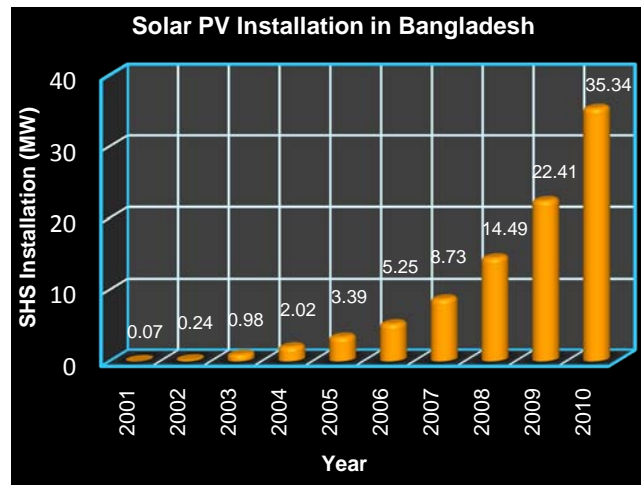
Bangladesh power development board (BPDB) has implemented an excellent Solar PV electrification project in the Chittagong hill tracts region. The Solar PV electrification has emerged as the most appropriate technological option for the electrification of these areas [15]. A 10 kW central AC solar PV system has been installed in one selected market in each of the three Rangamati district's sub-districts (Fig. 3). With these systems, the shops of that market have been electrified with normal AC electricity.

b) Wind Energy

The energy from continuously blowing wind can be captured using wind turbines that convert kinetic energy from wind into mechanical energy and then into electrical energy. Electricity generated by wind turbines can feed to the central grid or be locally consumed using small stand-alone wind turbines. Gradually



(a)



(b)

Fig. 2: SHS Installation in Bangladesh [16]: (a) number and (b) equivalent power.



Fig. 3: Solar Arrays of 10 kW centralized AC market electrification systems at Barkal, Rangamati.



Fig. 4 : Wind turbines of 1000 kW capacity WBHPP at Kutubdia Island, Cox's Bazar district (Bay of Bengal).

Generation of electricity from wind energy becomes very much promising where speed and wind power density is sufficiently high [3]. Wind power generating capacity growth accelerated to 31% in 2009 through the whole world, with capacity increasing by a record 38 GW to reach 160 GW by the end of 2009. This was the sixth consecutive year of accelerating growth, a remarkable achievement in a year of global economic recession. Wind turbines for grid-connected systems are the most highly demanded on the market and the rate of capacity growth is 28% per year between 1999 and 2009 [17].

In Bangladesh, especially at coastal areas there are some islands and inlands where wind energy can play a very important role to progress the economy of the country. BPDB installed a 160 feet tower at the Muhuri Dam site in the Feni district in May 2003. Two high resolution anemometers were installed on this tower, one anemometer at 80 feet and the other at 160 feet height. One wind vane has been installed at 80 feet height. The average wind speed, till to date, at the Muhuri Dam areas is found to be as 6.50 m/s and the wind power density varies from 100 to 250 Watt/m² in the coastal regions of Bangladesh [18]. For the financial viability of the grid connected wind turbines, the required annual average wind speed is 6 m/s. So, the wind speeds are encouraging for the grid connected wind energy projects in the areas of the Muhuri Dam, Feni [19]. This site is large enough for the larger wind energy projects.

BPDB implemented a 1000 kW capacity wind battery hybrid power project (WBHPP) at the Kutubdia Island (Bay of Bengal) in the Cox's Bazar district (Fig. 4). Under this project, total 50 nos. of 20kW capacity stand alone type wind turbines are being installed. The total capacity of all the wind turbines is 1 MW. The wind turbines producing electricity is being stored in battery bank. WBHPP was officially started on March 30, 2008. In another project, BPDB has implemented a 0.90 MW capacity of the grid connected wind energy (GCWE) at the Muhuri Dam areas in the Feni district in 2004. The installation, commissioning and erection works of 4 units

of the 225 kW GCWE turbines at this site had been completed in 2004. This is the first ever GCWE project in Bangladesh. Thus generating electricity from wind in the coastal areas can be transmitted to other regions of the country through the high voltage transmission lines [19]. Very little operation and maintenance will be required during the whole life time of wind turbines and no fuel will be required for generating electricity from wind.

c) Biomass and Biogas

Biomass is the fourth largest source of energy worldwide and provides basic energy requirements for cooking and heating of rural households in developing countries. Biomass covers all kinds of organic matter from fuel wood to marine vegetation. Energy generation using biomass offers a promising solution to environmental problems by reducing the emission of common greenhouse gases. There have several technologies for conversion of biomass into energy such as heat energy and electrical energy. Two widespread technologies are direct combustion and gasification. Direct combustion involves the oxidation of biomass with excess air, producing hot flue gases which in turn produce steam, which is used to generate electricity [20]. Gasification involves conversion of biomass to produce a medium or low calorific gas. The gained gas is then used as fuel in combined cycle power generation plants. Being produced in combined cycle power plants, electricity from this technology has higher efficiency and is more competitive than that from a steam turbine. Electrical conversion efficiencies up to 40% are possible on a scale of about 30 MW on the short term [21]. Anaerobic digestion of biomass has been demonstrated and applied commercially for a variety of feedstock, such as organic domestic waste, organic industrial waste, manure, sludge, etc.

Biogas is a mixture of CH₄ (40 – 70 %), CO₂ (30 – 60 %) and other gases (1 – 5 %) produced from animal dung, poultry droppings, and other biomass wastes in specialized bio-digesters. This gas is combustible and can be used to generate electricity [22]. Biogas can be applied for cooking and power generation. Biogas mainly from animal and municipal wastes may be one of the promising renewable energy resources of Bangladesh. It is a potential source to harness basic biogas technology for cooking and rural and peri-urban electrification to provide electricity during periods of power shortfalls.

Biomass is the most significant energy source in Bangladesh which accounts for 70% of the total final energy consumption [4]. This technology can be disseminated on a larger scale for electricity generation. IDCOL financed a 250 kW Biomass based power plant at Kapasia, Gazipur. The plant uses locally available agricultural residues i.e. rice husk as fuel for power generation. Being located in an unelectrified area, the plant is expected to supply environment friendly grid



Fig. 5 : Construction of a biogas plant in a rural area of Bangladesh.

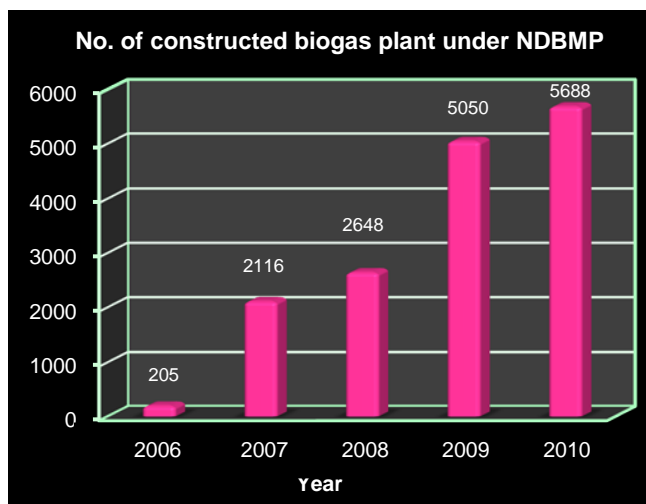


Fig. 6 : Biogas plants construction in Bangladesh under NDBMP [25]-[26].

quality power to 300 households and commercial entities of that area [23].

There are three million potential household with adequate cattle or poultry. In Bangladesh biogas is being used mainly for cooking purpose. From 1971 to October 2009 About 41000 biogas plants has been constructed by different NGOs, under national domestic biogas and manure programme (NDBMP) of IDCOL, sustainable energy for development (SED) program of German technical cooperation (GTZ), and other government organizations e.g. local government engineering department (LGED), Bangladesh council of scientific and industrial research (BCSIR) [24]. Under NDBMP of IDCOL, 5688 biogas plants have been constructed in Bangladesh in the year of 2010 (Fig. 6).

d) *Hydro Energy*

Kinetic energy from flowing or falling water is exploited in hydropower plants to generate electricity. Hydropower plants are classified into two categories: 1) Large hydropower plants (>10 MW), usually with reservoirs, that cannot only produce electrical energy

Continuously, but also are able to adjust their output according to electricity demand and 2) small hydropower plants (<10 MW) that are less flexible with respect to load or demand fluctuation due to their dependence on the water resource [3]. Hydropower technologies are mature and widely available.

In Bangladesh about 1.4 trillion cubic meters (m³) of water flows through the country in an average water year. Major rivers of the country have a high rate of water flow of about 5 to 6 months during monsoon season, which is substantially reduced in winter season. More than 90% of Bangladesh's rivers originate outside the country, due to which proper planning of water resource is difficult without neighboring countries cooperation. Downstream water sharing with India is a highly contentious issue for Bangladesh. The annual average rainfall is about 2,300 mm, which varies from 1,200 mm in the north-west to 5,800 mm in the north-east. Most of the rainfall (about 80%) occurs during the months of May/June to September/October [4]. At present only 230 MW of hydro power is utilized in Karnaphuli, Rangamati hydro station, which the only hydro-electric power plant operated by BPDB [27]. Microhydro and minihydro have limited potential in Bangladesh, with the exception of Chittagong and the Chittagong hill tracts. Hydropower assessments have identified some possible sites from 10 kW to 5 MW but no appreciable capacity has yet been installed [5].

IV. RENEWABLE ENERGY BASED POWER PANTS: FUTURE PLAN

Development of renewable energy in Bangladesh is insufficient. Besides the conventional energy, in order to promote the renewable energy the activities of sustainable energy development authority (SEDA) have been accelerated in Bangladesh. As per approved renewable energy policy 5% of the total generation (450 MW) would be added by 2015 and 10% of the total generation (1600 MW) would be added by 2020 from renewable sources [28].

With an average annual direct normal irradiance (DNI) of 2,000kWh/m², the area required to generate 100MW of electricity is about 2km². Bangladesh receives an average annual DNI of nearly 1,900kWh/m² which is adequate to operate a concentrating solar power (CSP) plant [29]. On March 14, 2011, Bangladesh has set a target to produce 500 MW of electricity installing solar home systems to reduce greenhouse emissions and ensure sustainable development in energy sector [30]. It also plans to install solar irrigation system to cut diesel cost.

BPDB established a wind resource assessment station (WRAS) at the Moghnama Ghat, Cox's Bazar. The installation, commissioning, erection, testing etc. works of this WRAS have been completed in December 2003. So far wind resource data of this site have been

gathered and these data shows the clear viability of grid connected wind energy at this site [19]. Another WRAS installation at Kuakhata, Patuakhali is under process to measure the wind potential at that location.

In Bangladesh, about 8-9 million metric tons of rice husk is produced annually. So, theoretically there is a potentiality to generate 400 MW biomass gasification based electricity. Again, there are three millions of potential households with adequate cattle or poultry and it reveals the potentiality of 800MW biogas based electricity plant [24]. BPDB is considering extension of Karnaphuli hydro station to add an additional 100 MW electricity, which will be effective to operate it as a peaking power plant [4]. The additional energy will be generated during the rainy season when most of the year water is spilled.

V. ENERGY STORAGE IN RENEWABLE ENERGY SECTORS

Energy storage improves the efficiency and reliability of the electric supply system by reducing the requirements for spinning reserves to meet peak power demands, making better use of efficient base load generation, and allowing greater use of intermittent renewable energy technologies. Energy storage can help to increase energy security, reduce the environmental impact of electricity generation, transmission and use, and broaden the diversification opportunities for utilities by adding more generation options to their portfolios [21]. Energy storage

Table II : Renewable Energy Projects [9], [23], [31]

SI No.	Location of the Project	Capacity (MW)	Type of Project
1	Parki Beach, Chittagong	100-200	Wind Power
2	Moghnamogha, Cox's Bazar	10	Wind Power
3	Hatia, Sandwip, and Monpura Islands	4	Wind Power
4	Bazitpur, Kishoreganj	18	Grid Connected Solar PV
5	Kaptai, Rangamati	5	Grid Connected Solar PV
6	Sarishabari, Jamalpur	2-4	Grid Connected Solar PV
7	RTC, Rajshahi	1	Grid Connected Solar PV
8	Rajabarihat, Rajshahi	2-4	Grid Connected Solar PV
9	St. Martin Island	1.5	Wind and Solar Hybrid
10	Chilarong, Thakurgaon	0.4	Biomass

technologies include batteries, flywheels, ultracapacitors and superconducting magnetic energy storage (SMES) for short term storage and pumped hydropower, compressed air energy storage for long term storage [32].

Lead-acid batteries are mainly used as energy storage systems in the renewable energy sectors in Bangladesh. Here, two types of industrial batteries are produced: tubular plate batteries, and flat type batteries. Because of the higher durability, consumption of tubular plate battery is higher than the flat type. Most of the tubular plate battery is now locally manufactured with a total capacity of 201,000 per year [16]. Major manufacturers include Rahimafrooz, Rimso, Hamko, Navana, Pannaand, and few others (Fig. 7). In terms of cost, 70% of the raw materials are imported and the major raw materials include lead, separators, casing etc.

Rahimafrooz batteries limited (RBL) is the largest lead-acid battery manufacturer in Bangladesh and offers an extensive range of automotive and specialised industrial battery. The company manufactures over 300 different types of automotive and industrial batteries. It has technical collaboration

Battery Manufacturing Industry in Bangladesh

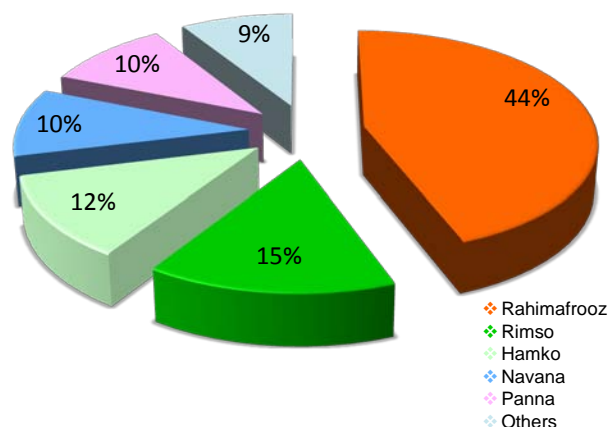


Fig. 7: Tubular battery manufacturers in Bangladesh[16].



Fig. 8: Battery bank of 1000 kW capacity WBHPP at Kutubdia Island, Cox's Bazar.

Agreements with UK-based Lucas Battery Company, technical support group, Hawker batteries, Invensys and Hawker batteries, Eltek of Norway, and AEES of France, to ensure the quality of the battery [33].

The wind turbines using at Kutubdia Island, Cox's Bazar produce electricity and charges the batteries at battery banks as shown in Fig. 8, which consisting of 1000 numbers of 200AH with capacity of 12VDC [34]. The stored electrical power from the battery banks is converted to AC by using inverters and distributed to the consumers through overhead power cable.

VI. ECONOMIC DEVELOPMENT THROUGH RENEWABLE ENERGY

Access to energy has become essential to the functioning of modern economics. To alleviate poverty in the face of resource limitations and high population density, Bangladesh requires an economic growth rate of more than 7%. In order to achieve this growth rate electricity growth need to be achieved by 10%. Commercial energy in Bangladesh is dominated by natural gas, particularly in power generation. This is supplemented by imported liquid fuel; indigenous coal is yet to make any significant impact in the energy scenario. While sustained energy supply is a prerequisite for economic development, current information indicates that the existing gas reserves will be able to meet the gas demand (at 7% per annum) up to 2016 though with the present production capacity it cannot meet the existing demand [28].

In Bangladesh the natural trend towards teledensity is growing. Moreover, the government is trying to implement a digital superhighway facility for the nation. Consequently, the need for communication equipment is of the first priority. It is therefore essential for the telecommunication operators to ensure a continuous power supply economically at the time of crisis. Solar energy can be the most suitable solution for alternate more reliable sources of energy. This will improve the the coastal region wind solar hybrid system

Can ensure service of the telecom companies, and also allow them to cover off grid areas and thus contributing the rural inhabitants' financial development. Renewable energy technologies (RETs) could be selectively applied to various rural applications, potentially generating income, improving health and educational quality, and increasing labour productivity. However, such potential benefits arising from RETs may be realized only through a process that appropriately harnesses the social and financial context of village life. There are practical implementations of RETs in other rural situations that have succeeded in catalysing endogenous development, including job creation. Fig. 9 represents a model for addressing benefits of sustainable development of the rural poor using RETs.

VII. CONCLUSION

The summery demonstrates that there is considerable opportunity for Bangladesh to meet its future power demand and thus economic growing through renewable energy. Bangladesh already has experienced with sustainable energy projects and certain renewable energy project approaches. Though these initiatives are at initial stage of development and implementation, the potential of these initiatives is high. There are many possible ways in which these goals can be carried out in Bangladesh; through combinations of different renewables technologies, grid based generation and micro-renewables, and energy efficiency. In Bangladesh, diffusion of renewable energy technologies has gained momentum in recent years via evolution of relevant policies, institutional facilitation and learning-by-doing experience. Renewable energy policy has been adopted by the government of Bangladesh on December 18, 2008. Sustainable energy development agency (SEDA) will coordinate activities related to the development of renewable energy technologies and financing mechanisms in the country.

Bangladesh has got ample solar insolation throughout the country. Daily average solar radiation varies from 4 to 6.5 kWh/m². There is intense prospect of

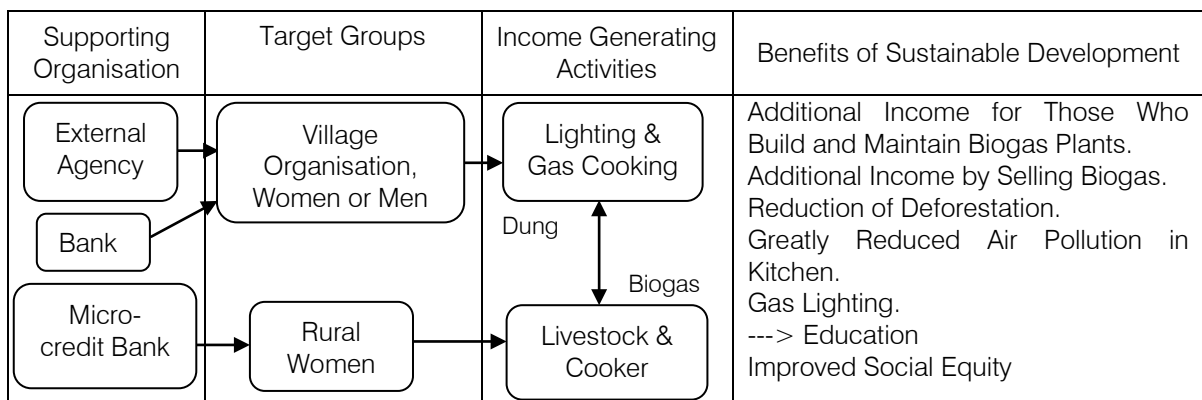


Fig. 9 : Simplified system using biogas.

Solar photovoltaic and solar thermal systems in the rural as well as urban areas of the country. BPDB's established WRAS is expected to provide more valuable information regarding wind energy potential for larger projects in Bangladesh. Bangladesh consists of diverse potentials of biomass and biogas energy. Many waste-to-energy projects have proven budding applications of biomass and biogas which will not only provide electricity, but also reduce the unpleasant waste disposal problems of metropolitan cities of the country. There is limited potential of small hydro power plants in country. BPDB and Bangladesh water development board (BWDB) are presently working together to implement a pilot project at any of the prospective regulating structures of Tista Canal system.

Among the different energy storage technologies only batteries have found potential application in renewable energy sectors in Bangladesh and it shows a bright prospect in storage of electricity generated by renewables. This survey has been accomplished by the information available at the present time and more detailed statistics on energy use in Bangladesh. Finally a model has been developed in which it is shown that RETs, using appropriately, may improve the quality of life of rural people and provide income-generating opportunities with redressing social inequities and environmental impacts in Bangladesh.

REFERENCES RÉFÉRENCES REFERENCIAS

1. Country report Bangladesh, Rabobank Economic Research Department, Jan. 2011.
2. CIA - The World Factbook: Bangladesh, (2011, March). URL : <https://www.cia.gov/library/publications/the-world-factbook/geos/bg.html>
3. M. A. H. Mondal, "Implications of renewable energy technologies in the Bangladesh power sector: Long-term planning strategies," Ph.D. dissertation, Dept. of Ecology and Natural Resources Management, ZEF, University of Bonn, Germany, Jul. 2010.
4. A. K. Azad (2011), "A Review on Renewable Power Sources: Prospects of Bangladesh and Scotland," EBook, St. Andrew's University, Scotland, UK. Available: <http://pdfmio.com/download/renewable-power>
5. Renewable Energy Policy of Bangladesh, Power Division, Ministry of Power, Energy and Mineral Resources, Bangladesh, Nov. 2008.
6. W. V. Hassenzahl, "Energy Storage in a Restructured Electric Utility Industry," Report on EPRI Think Tanks I and II, Report EPRI TR-108894, Sep. 1997.
7. Pew Center's report on Electric Energy Storage, May 2009.
8. H.W. Zaininger, and P.R. Barnes, "Applying Wind Turbines and Battery Storage to Defer Orcas Power and Light Company Distribution Circuit Upgrades," Oak Ridge National Laboratories, Oak Ridge, TN, Report ORNL-Sub/96-SV115/1, Mar. 1997.
9. M. E. Haq, "Bangladesh's Power Sector: Investment Opportunities," Ministry of Power, Energy & Mineral Resources, Bangladesh, Presented in London, Mar. 2011.
10. "Bangladesh Energy Crisis: Soul Searching," Energy Bangladesh, (2011, March). URL: <http://www.energybangla.com/index.php?mod=article&cat=SomethingtoSay&article=2051>
11. M. J. Khan, M. T. Iqbal, and S. Mahboob, "A wind map of Bangladesh," Renewable Energy, vol. 29, no. 5, pp. 643-660, Apr. 2004.
12. J. Brown and C. Hendry, "Public demonstration projects and field trials: Accelerating commercialisation of sustainable technology in solar photovoltaics," Energy Policy, vol. 37, no. 7, pp. 2560-2573, Jul. 2009.
13. British Petroleum official website under renewable energy, solar energy, (2011, March). URL: <http://www.bp.com/sectiongenericarticle.do?categoryId=9023789&contentId=7044135>
14. Renewable energy projects, IDCOL solar energy program, (2011, March). URL: <http://www.idcol.org/prjshsm2004.php>
15. Renewable energy information network, Solar interventions in Bangladesh (2011, March). URL: <http://www.lged-rein.org/bpdb.php>
16. S. Islam, IDCOL, "An off grid lighting solution in Bangladesh," International Renewable Energy Conference, Delhi, Oct. 2010.
17. British Petroleum official website under renewable energy, wind energy, (2011, March). URL: <http://www.bp.com/sectiongenericarticle.do?categoryId=9023790&contentId=7044134>
18. M. S. Kaiser, M. A. Rahman, M. M. Rahman, and S. A. Sharna, "Wind energy assessment for the coastal part of Bangladesh," Journal of Engineering and Applied Sciences, vol. 1, no. 2, pp. 87-92, 2006.
19. Renewable energy information network, Wind energy programme in Bangladesh (2011, March). URL: <http://www.lged-rein.org/database.php?pageid=67>
20. Renewable energy technology characterizations, TR-109496, Topical Report, U.S. Department of Energy, and Electric Power Research Institute (EPRI), Dec. 1997.
21. Renewable Energy Projects Handbook, World Energy Council, Apr. 2004.
22. U. Rehling, Small biogas plants. Sustainable energy systems and management (SESAM), University of Flensburg, Germany, 2001.
23. IDCOL Renewable Energy Projects, Bangladesh, (2011, March). URL: <http://www.idcol.org/energyProject.php>
24. S. Islam, IDCOL, Renewable Energy Development in

- Bangladesh, presented at Madrid, Spain, Oct. 2009.
25. SNV Domestic biogas newsletter, issue 2, Jan. 2010.
 26. SNV Domestic biogas newsletter, issue 4, Jan. 2011.
 27. S. Moury, and R Ahshan, "A feasibility study of an on-grid solar home system in Bangladesh," Proc. of the IEEE ICDRET, Dhaka, Dec. 2009.
 28. Energy and Power, Bangladesh Development Forum 2010, Ministry of Power, Energy and Mineral Resources, Dhaka, Bangladesh, Feb. 2010.
 29. N. Noor, and S. Muneer, "Concentrating Solar Power (CSP) and its prospect in Bangladesh," Proc. of the IEEE ICDRET, Dhaka, Dec. 2009.
 30. Energy Bangla, Green Page (2011, March). URL: <http://www.energybangla.com/index.php?mod=article&cat=GreenPage&article=6481>
 31. Energy Bangla, Green Page (2011, March). URL: <http://www.energybangla.com/index.php?mod=article&cat=GreenPage&article=4912>
 32. P. F. Ribeiro, B. K. Johnson, M. L. Crow, A. Arsoy, and Y. Liu, "Energy Storage Systems for Advanced Power Applications," Proc. of the IEEE, vol. 89, no. 12, pp. 1744-1756, Dec. 2001.
 33. The Daily Star, Newspaper, Bangladesh. (2010, Jan. 8). Available: <http://www.thedailystar.net/newDesign/news-details.php?nid=120956>
 34. Reed Consulting (BD) Ltd., Case Study, Rahimafrooz Batteries limited, (2011, March) URL: http://reedconsultingbd.com/index.php?option=com_content&view=article&id=140:case-study-on-rahimafrooz-batteries-limited&catid=50:case-study&Itemid=201



This page is intentionally left blank



GLOBAL JOURNAL OF RESEARCHES IN ENGINEERING: J
GENERAL ENGINEERING
Volume 11 Issue 5 Version 1.0 July 2011
Type: Double Blind Peer Reviewed International Research Journal
Publisher: Global Journals Inc. (USA)
Online ISSN: 0975-5861

Effective Power System Stabilization Using Non-Dominated Ranked Genetic Algorithm

By V.Ravi, Dr. K.Duraiswamy

KSR College of Engineering, Tiruchengode, India

Abstracts - Power system stabilizers (PSS) should be accomplished with suitable stabilization signals over a wide range of operating environment and disturbances. With the enormous electric power need and requirement to function the power system in a faster and highly flexible way in the deregulated competitive situation, modern power systems can achieve stressed conditions very easily than the old systems. These make unbalanced or badly damped oscillations that have been seen more frequently in power systems across the world. In modern days, stabilizing control techniques for the multi-machine power system with the help of intelligent methods have been developed. The basis for the reduction of stability analysis is because of the complexity of the power systems. In addition, industry will be unwilling to acknowledge controller design if stability is not be assured. To deal with those problems, intelligent techniques are used. The optimal sequential design for multi-machine power systems is very essential. As a result, serious consideration is now being given on the concern of power system stabilization control. In recent times, the utilization of optimization techniques becomes possible to deal with control signals in power system. Most widely used optimization technique is Genetic Algorithm (GA). However, GA takes more time in optimization and lack in accuracy. To overcome those difficulties, this paper uses Non-Dominated Ranked Genetic Algorithm (NRGA) for optimization. Simulation results suggest that the proposed technique is better for power system stabilization when compared to the conventional techniques.

Keywords : Power System Stabilization, Genetic Algorithm, Non-Dominated Ranked Genetic Algorithm.

GJRE-J Classification : FOR Code: 090607



Strictly as per the compliance and regulations of:



© 2011 V.Ravi, Dr. K.Duraiswamy. This is a research/review paper, distributed under the terms of the Creative Commons Attribution-Noncommercial 3.0 Unported License (<http://creativecommons.org/licenses/by-nc/3.0/>), permitting all non commercial use, distribution, and reproduction in any medium, provided the original work is properly cited.

Effective Power System Stabilization Using Non-Dominated Ranked Genetic Algorithm

V.Ravi^α, Dr. K.Duraiswamy^Ω

Abstract - Power system stabilizers (PSS) should be accomplished with suitable stabilization signals over a wide range of operating environment and disturbances. With the enormous electric power need and requirement to function the power system in a faster and highly flexible way in the deregulated competitive situation, modern power systems can achieve stressed conditions very easily than the old systems. These make unbalanced or badly damped oscillations that have been seen more frequently in power systems across the world. In modern days, stabilizing control techniques for the multi-machine power system with the help of intelligent methods have been developed. The basis for the reduction of stability analysis is because of the complexity of the power systems. In addition, industry will be unwilling to acknowledge controller design if stability is not be assured. To deal with those problems, intelligent techniques are used. The optimal sequential design for multi-machine power systems is very essential. As a result, serious consideration is now being given on the concern of power system stabilization control. In recent times, the utilization of optimization techniques becomes possible to deal with control signals in power system. Most widely used optimization technique is Genetic Algorithm (GA). However, GA takes more time in optimization and lack in accuracy. To overcome those difficulties, this paper uses Non-Dominated Ranked Genetic Algorithm (NRGA) for optimization. Simulation results suggest that the proposed technique is better for power system stabilization when compared to the conventional techniques.

Keywords : Power System Stabilization, Genetic Algorithm, Non-Dominated Ranked Genetic Algorithm.

I. INTRODUCTION

Highly complicated power systems have been constructed to deal with the increasing demand. The development in electric power production is focused on the interconnected network of transmission lines linking generators and loads into huge integrated systems which helps in better supply of power. This huge venture of providing electrical energy suffers various engineering difficulties that afford the engineer with a range of challenges. The systems that are developed according to this are highly complicated in its planning, construction, and operation. The stabilization of the power systems is the foremost issue that should be taken into account.

Author^α : Associate Professor, Department of EEE, KSR College of Engineering, Tiruchengode, India.

Author^Ω : Dean, Department of CSE, K.S.R College of Technology, Tiruchengode, India.

The field of power system dynamic stability has become a wide area of research due to large scale interconnection of the power system. This research area involving the power system stability has been gaining more and more importance since 1920 because of the problems occurring due to the instability in the power systems. Moreover, requirement for consumption of energy has been amplified extensively because of the industrial revolution. The stability issue in a power system is considered as one of the most important and essential concepts of power systems quality.

Dynamic stability is a phenomenon that deal with the approach the system adapts with a novel state following a disturbance [4]. These disturbances are mainly caused due to switching-off a load or a change in the mechanical input to the system. These variations cause oscillations in the system which could ultimately become larger and makes the synchronous generators to go out of step and lose synchronism. The application of fast static excitation system, while offering a gain in stability limits, can lead to poor system damping under certain loading conditions [5].

Power system stabilizers (PSS) [17-19] have been used for a long time to enhance the power system damping. Traditionally, lead-lag structures have been used as power system stabilizers. Much has been published on the ways to tune the parameters of the lead lag controller. These controllers have previously been tuned for both single and multiple operating points of the power system [5]. The methods used for tuning range from pole placement, to the more recent one using the heuristic optimization algorithms like the genetic algorithms [5] and particle swarm optimization [2].

The highly complex, dynamic behavior and nonlinearity of power systems, together with their almost continuously time varying nature, have posed a great challenge to power system control engineers for decades. A crucial issue encountered at the generating plant level is to maintain stability or synchronism of synchronous generators when subjected to severe disturbances at various operating conditions. An effective and economical means to enhance the power system stabilization is a major concern in the present scenario. Generally, the dynamic interaction effects among various modes of the machines are found to

have significant influence on the stabilizer to one machine at a time may not finally lead to an overall optimal choice of PSS parameters. Moreover, the stabilizers designed to damp one mode can create adverse effects in other modes. The optimal sequential design for multi-machine power systems available in the literature suffer from several drawbacks. This section provides better technique for stabilizing the power system. Genetic Algorithm techniques have been used to enhance the stabilization of the power systems [15, 16].

Genetic Algorithms (GAs) are global optimization techniques that utilize concurrent search from multiple-points rather than from a single-point. GA is independent of the problem complexity. The main necessity of the GA is to specify the objective function and to place finite bounds on the parameters. GA is widely used for robust Power System Stabilization [5-9]. Various approaches like self-adaptive GA operators [10-12] and parallel GAs [13-14] are present in the literature to enhance the GA performance in searching for the global optimum. Significant performance can be obtained by these techniques. But, if the searched global optimum is being existed outside the proposed search space of the problem, these techniques cannot allow Genetic Algorithm to find this optimum.

Generally, the application of GA in large scale and complex projects needs high computational effort to estimate individuals and this makes it difficult to maintain large populations. Various approaches have been proposed to calculate fitness of individuals instead of evaluating them directly [7]. It can be assumed that individuals are somehow genetically related with each other. In such case, large population size can be handled by clustering the population into groups of similar individuals [5].

Optimization using GA techniques [23] are widely applied in many real world problems such as image processing, pattern recognition, classifiers, machine learning. There are various forms of GA for different purposes. This proposed approach uses Non-Dominated Ranked Genetic Algorithm for the stabilization of power systems.

II. LITERATURE SURVEY

Several researches have been done in the field of power system to provide stability. Various techniques are proposed by several researchers which have its advantages and disadvantages. Some of the techniques are discussed below.

Shahab *et al.*, [1] proposed power system stabilization using adaptive neural network-based dynamic surface control. The power system with an excitation controller is denoted as a class of large-scale, uncertain, interconnected nonlinear continuous-time system in strict-feedback form. Consequently, Dynamic Surface Control (DSC)-based adaptive Neural Network

(NN) controller is intended to solve the repeated differentiation of the control input that is observed in the traditional back-stepping technique. The approximation of the unknown subsystem and the interconnection dynamics is used by the neural networks. With the help of the new online NN weight update laws with quadratic error terms, the closed-loop signals are found to be locally asymptotically stable via Lyapunov stability analysis, even in the presence of neural network approximation errors. This is in contrast with other neural network approaches where a bounded stability is normally assured. The performance efficiency of the proposed approach in damping oscillations that occur after disturbances is obtained by the simulation results on the IEEE 14-bus power system with generator excitation control. The result is a nonlinear decentralized adaptive state-feedback excitation controller for damping power systems oscillations in the presence of uncertain interconnection terms.

A robust decentralized controller based on optimal sequential design is proposed by Yoshitaka *et al.*, [2]. The inter-area oscillation mode on design phase can be directly considered by the proposed controller. Moreover, the sequential process is applied to design for robust controllers. The best design sequence of the controller is determined by using the condition number. The performance of the proposed controller is illustrated by comparing it with traditional controllers. Damping of many oscillations for a multi-machine power system is illustrated via simulations, which regard as a three line-to-ground fault for power system disturbance [20,21].

Dynamic stability problems are usually overcome through the application of Power System Stabilizers. Vournas *et al.*, [3] proposed presented an alternative technique for power system stabilization [25] based upon the tuning of the existing generator controllers, both governors and A.V.R.'s. The sensitivities of the eigenvalues to the controller parameters are estimated and an optimization approach is designed to maximize the dynamic stability. A significant approach to stabilize a number of unstable oscillatory modes by relatively small parameter variations is by the application of the parameter optimization technique on a realistic model of the Hellenic Interconnected System. The results are tested with a nonlinear simulation program and the stabilization obtained as given by the rotor angle swings is very efficient.

The acceptance of fuzzy logic within the power industry has seen very a few successes because of the requirement for prior information about an extremely complex system. Soon *et al.*, [4] proposed a Fuzzy Logic Controller (FLC) for decentralized stabilization of multi-machine power systems. The authors presented a unique, largely analytical technique for design of robust Multi-Input-Single-Output (MISO) FLC for enhancing damping and stability of an electrical power system without affecting the voltage regulation. The proposed

decentralized FLC uses a systematic analytical approach based on a performance index in order to bypass the need for prior knowledge about the system. The proposed FLC tracks speed deviations to zero in order to stabilize the power output of the generator, while, at the same time, it controls and stabilizes the terminal voltage of the generator. FLC successfully stabilizes both voltage and power oscillations following small and large disturbances in a power system. A multi-machine power system, which includes a four-machine and a ten-machine (New England) system is used for the simulation of the FLC technique. The simulation results clearly showed the effectiveness of designed FLCs in stabilizing the system. The result of the FLC technique is compared with the classical Power System Stabilizers (PSSs) [22, 24] tuned by a conventional linear sequential tuning method (LSM) and optimization-based method.

Yagami *et al.*, [5] provides a power system stability improvement technique with the help of grouping of fault current limiter and thyristor controlled braking resistor. The fault current limiter functions for restriction of fault currents, improvement of the power system stability and containment of turbine shaft torsional oscillations. Next, the thyristor controlled braking resistor functions with the intention of quick managing of generator disturbances. The success of both devices has been illustrated with the help of 3LG (three-lines-to-ground) fault in a two-machine infinite bus system. Simulation results represent a better power system stability improvement and also the damping turbine shaft torsional oscillations with permitted level of temperature rise.

III. METHODOLOGY

The power system dynamic stability characteristic acts as a forever growing field of research because of the large scale interconnection of the power system. This field has been recognized as a significant problem for secure system operation from the 1920's [27]. There were various most important collapses resulted by the instability of a power system that indicates the significance of this trend [26]. The stability maintenance in a power system is considered as one of the highly important and necessary factor of power systems quality.

a) Power System Modeling

The model of multi-machine power system considered for this proposed approach is shown in figure 1. The multi-machine consists of 3 machine nine bus system. G_1 , G_2 and G_3 are machine present in the multi-machine taken into consideration.

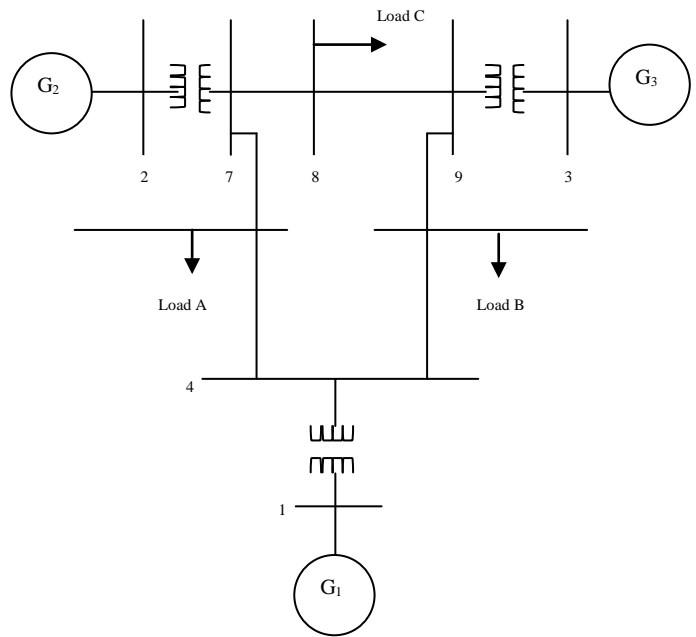


Figure 1 : Single-line diagram of three-machine nine-bus system

b) System Model and PSS Structure

A power system can be modeled by a set of nonlinear differential equation as:

$$\dot{X} = f(X, U)$$

Where X is the vector of the state variables and U is the vector of input variables. In this study, $X = [\delta, \omega, E'_q, E'_{fd}]^T$ and U is the PSS output signals.

In the design of PSSs, the linearized incremental models around an equilibrium point are usually employed [28, 29]. Hence, the state equation of a power system with n machines and n_{PSS} stabilizers can be written as:

$$\Delta \dot{X} = A \Delta X + B U$$

Where A is a $4n \times 4n$ matrix equals $\partial f / \partial X$, while B is $4n \times n_{PSS}$ matrix and equals $\partial f / \partial U$. Both A and B are evaluated at the equilibrium point. ΔX is a $4n \times 1$ state vector while U is $n_{PSS} \times 1$ input vector.

A widely used conventional lead-lag PSS is considered in this study. It can be described as [29, 30].

$$U_i = K_i \frac{sT_w}{1 + sT_w} \frac{(1 + sT_{1i})}{(1 + sT_2)} \frac{(1 + sT_{3i})}{(1 + sT_4)} \Delta \omega_i$$

Where T_w the washout time is constant, U_i is the PSS output signal at the i th machine, and $\Delta \omega_i$ is the speed deviation of this machine. The time constant T_w , T_2 and T_4 are usually prespecified [30]. The stabilizer gain K_i and time constants T_{1i}

And T_{3i} still need to be optimized.

c) Objective function and PSS tuning

To increase the system damping to electromechanical modes, an objective function J defined below is considered.

$$J = \max\{\text{Re}(\lambda_i), i \in \text{set of electromechanical modes}\}$$

Where $\text{Re}(\lambda_i)$ is the real part of the i th eigen value associated with electromechanical modes. This objective function is proposed to shift these eigenvalues to the left of s -plane in order to improve the system damping factor and setting time and insure some degree of relative stability.

The problem constraints are the optimized parameter bounds. Therefore, the design problem can be formulated as the following optimization problem.

$$\begin{aligned} & \text{Minimize } J \\ & \text{Subject to} \\ & K_i^{\min} \leq K_i \leq K_i^{\max} \\ & T_{1i}^{\min} \leq T_{1i} \leq T_{1i}^{\max} \\ & T_{3i}^{\min} \leq T_{3i} \leq T_{3i}^{\max} \end{aligned}$$

Typical ranges of these parameters are [0.01-50] for K_i and [0.01-1.0] for T_{1i} [1]. The time constants T_w , T_2 and T_4 are set as 5, 0.05 and 0.05 s respectively [31].

The proposed approach employs NPGA algorithm to solve this optimization problem and search for optimal set of PSS parameters, $\{K_i, T_{1i}, T_{3i}, i = 1, 2, \dots, n_{PSS}\}$.

Genetic Algorithm

The genetic algorithm (GA) is an optimization and stochastic global search technique based on the principles of genetics and natural selection. A GA allows a population composed of many individuals to evolve under specified selection rules to a state that maximizes the "fitness" (i.e., minimizes the cost function). The method was developed by John Holland (1975) over the course of the 1960s and 1970s and finally popularized by one of his student, David Goldberg (1989) [7-8]. Generally in GA, there are three basic operations like reproduction, crossover and mutation.

a) Reproduction

It is a process in which a new generation of population is formed by selecting the fittest individuals in the current population. This is the survival of the fittest mechanism. Strings selected for reproduction are copied and entered to the mating pool.

b) Crossover

Mating is the creation of one or more offspring from the parents selected in the pairing process. The current members of the population limit the genetic makeup of the population. The most common form of mating involves two parents that produce two offspring. The new offspring may replace the weaker individuals in the population. With the cross over operation, GA is able to acquire more information with the generated individuals and the search space is thus extended and more complete.

c) Mutation

Random mutations alter a certain percentage of the bits in the list of chromosomes. Mutation is the second way a GA explore a cost surface. It can introduce traits not in the original population and keeps the GA from converging too fast before sampling the entire cost surface.

Recent research has identified some drawbacks in GA performance [32]. Limitations of genetic Algorithm in power system stabilization

- Slow convergence
- It lacks rank based fitness function

So the proposed approach uses the non dominated ranked genetic algorithm for the optimization purpose. The main advantages of using non dominated ranked genetic algorithm are that it converges very significantly than GA. Moreover, it provides rank based fitness function and it is quicker than GA.

Non-Dominated Ranked Genetic Algorithm

At first, a random parent population P is formed. The sorting of the population is in accordance with the non-domination. Every solution is allocated a fitness (or rank) equivalent to its non-domination level. Non-domination level of 1 represents the best level, 2 represents the next-best level, etc.

Therefore, minimization of fitness is implicit. Initially, the normal Ranked accorded Roulette wheel choosing, recombination, and mutation operators are applied to generate an offspring population Q of size N . As elitism is initiated by contrasting present population with earlier obtained best nondominated results, the process is varied after the starting generation. Initially the i th generation of the presented algorithm as shown in below is explained.

The algorithm represents that Non-Dominated Ranked Genetic is simple and straightforward. Initially, a combined population PUQ is created. The mixed population is of size $2N$ then obtained; the mixed population is sorted based on the non-domination. As every previous and present population members are incorporated in the mixed population elitism is guaranteed. This process will choose N solutions out of $2N$.

The new population of size N is utilized for choosing. Next, two tiers ranked dependent roulette wheel selection is used, one tier to choose the front and the other to choose solution from the front, here the results obtained for the finest nondominated set $F1$ have the higher probabilities to be chosen. Therefore, results from the set $F2$ are selected with small probability than results from the set $F1$ and so on. After that crossover and mutation are used to generate a new population P of size N . The diversity between non-dominated results is established by the second tier of ranked dependent roulette wheel selection that ranks the results according to their crowding distance. The results with lesser

crowding distance will have the higher probabilities.

As solutions contend with their crowding distance, no extra niching attribute is needed. Even though the crowding distance is computed in the objective function space, it can also be obtained in the parameter space, if required. The objective function space niching is utilized in this proposed approach. The NRGGA algorithm is shown in figure 2.

```

Algorithm NRGGA
1 : Initialize Population P
2 : { Generate random population – size N
3 : Evaluate Objective Values
4 : Assign Rank (level) Based on Pareto dominance Sort
5 : }
6 : { Ranked based Roulette Wheel Selection
7 : Recombination and Mutation }
8 : for i=1 to g do
9 : for
(PuQ) do
10 : Assign Rank (level) based on Pareto-sort
11 : Generate sets of non-dominated fronts
12 : Calculate the crowding distance between members of each front
13 : end for
14 : (elitist) Select the members of the combined population based on least dominated N solution ti make the population of the next generation. Ties are resolved by taking the less crowding distance
15 : Create next generation
16 : { Ranked based Roulette Wheel Selection
17 : Recombination Mutation}
18 : end for
    
```

Figure 2 : Non-Dominated Ranked Genetic Algorithm

This proposed NRGGA provides significant convergence and stabilization for the multi-machine power system.

IV. EXPERIMENTAL RESULTS

The evaluation for the power system stabilization is presented in this section. The power system stabilization using proposed optimization technique is evaluated by comparing with the power system stabilization using Genetic Algorithm. The controller parameters such as lower bound and upper bound are altered to 0 and 60 respectively.

Table 1 shows the loading of the generators G1, G2 and G3 in the proposed multi-machine power system.

Table 1 : Generator loading in pu

Gen	Case 1		Case 2		Case 3	
	P	Q	P	Q	P	Q
G ₁	0.71	0.25	2.19	1.06	0.34	1.10
G ₂	1.62	0.07	1.92	0.55	2.00	0.56
G ₃	0.84	-0.10	1.28	0.36	1.51	0.38

Table 2 shows the loads used in A, B and C for the proposed multimachine power system stabilization approach.

Table 2 : Generator loading in pu

Load	Case 1		Case 2		Case 3	
	P	Q	P	Q	P	Q
A	1.24	0.51	2.01	0.80	1.50	0.91
B	0.90	0.30	1.81	0.61	1.21	0.81
C	1.00	0.34	1.51	0.60	1.00	0.52

Table 3 : Electromechanical Mode Eigen Values

	Case 1			Case 2			Case 3		
	Without PSS	GA	NRGA	Without PSS	GA	NRGA	Without PSS	GA	NRGA
	- 0.011 ±j9.068	- 0.023± j8.921	- 0.045 ±j7.745	-0.021± j8.907	- 0.034 ±j8.441	- 0.064 ±j8.042	0.377 ±j8.865	0.287 ±j7.925	0.201 ±j7.120
	- 0.778 ±j13.86	-0.845± j13.45	-0.845 ±j13.16	-0.519± j13.83	-0.651 ±j13.01	-0.651 ±j12.17	-0.336 ±j13.69	-0.636 ±j12.02	0.699 ±j11.22

Table 3 shows the electromechanical mode eigen values. The table shows the comparison of the eigen values without PSS, GA and proposed NRGGA multimachine power system stabilization approach. It is observed from the table that the proposed NRGGA approach has very less electromechanical mode eigen values in all the three cases when compared with the GA approach. Thus the proposed NRGGA approach provides significant performance.

Figure 3 shows the comparison of the objective function of the GA and the proposed NRGGA approach. It is observed from the figure that the convergence of the NRGGA is better than GA. Thus the proposed NRGGA is very significant when compared with the traditional GA approach.

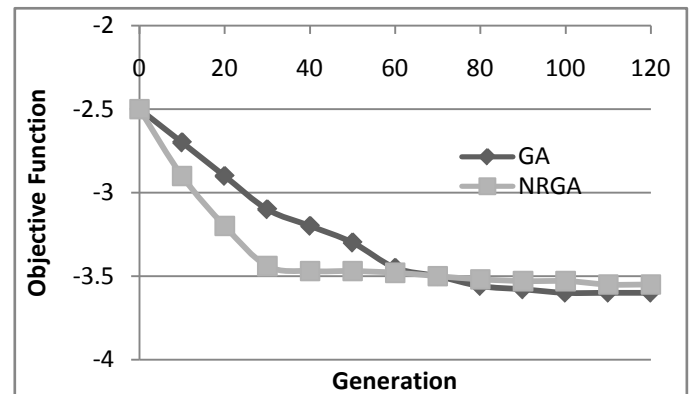


Figure 3 : Comparison of Objective Function

For evaluation, the load disturbance of 5 % is induced in the considered power system at time 1 second. Then the load disturbance induced power system undergoes stabilize using power system stabilization technique using GA and the proposed NREGA power system stabilization technique. The controller parameters are adjusted in order to stabilize the system.

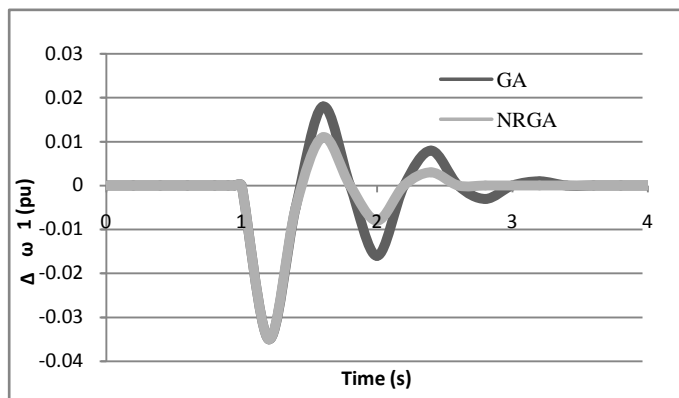


Figure 4 : System Response under fault disturbance for $\Delta\omega_1$

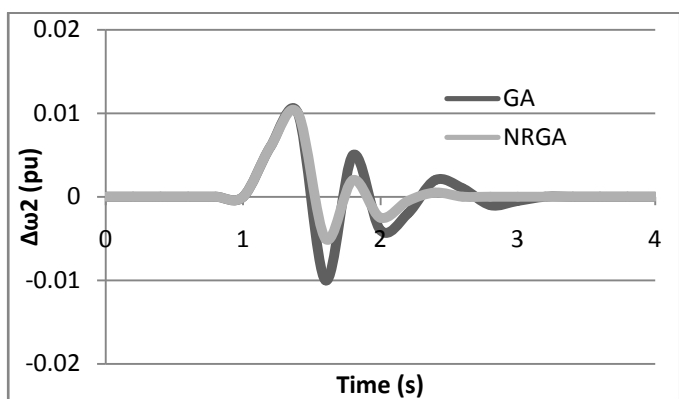


Figure 5 : System Response under fault disturbance for $\Delta\omega_2$

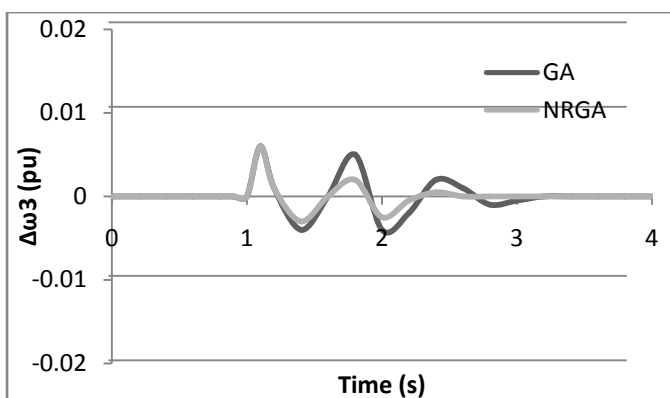


Figure 6 : System Response under fault disturbance for $\Delta\omega_3$

$\Delta\omega_1$, $\Delta\omega_2$ and $\Delta\omega_3$ deviations that occur in power system because of the introduction of 5 % load disturbance are provided in figure 4, 5 and 6 respectively. The figure depicts the stabilization behavior for using GA and NREGA for optimizing stability

parameters. From the figure, it can be observed that initially the system is stable until 1 second, after that the system becomes unstable because of load disturbances. The usage of GA for stabilizing takes around 4 seconds for making the system stable, whereas, only around 3 second is required for the proposed technique to stabilize the system.

V. CONCLUSION

For several years Stabilization of the multi-machine power systems has been one of the most essential problems in the research area. All the existing techniques for the multi-machine power system stabilization have own advantages and disadvantages as well. The mostly used technique for stabilization is Genetic Algorithm. But, GA lacks accuracy and takes more time for convergence. To overcome those issues, this paper focuses on the use Non-Dominated Ranked Genetic Algorithm for solving power system stabilization control issues. NREGA has better convergence than the GA technique. The simulation results indicate that the proposed technique results in better stabilization than the existing techniques. The objective functions for the multi-machine power system taken into consideration shows better convergence with proposed NREGA approach. The future scope of this approach would be to use better optimization techniques which can provide a better performance.

REFERENCES REFERENCES REFERENCIAS

1. Shahab Mehraeen, Sarangapani Jagannathan and Mariasa L. Crow, "Power System Stabilization Using Adaptive Neural Network-Based Dynamic Surface Control", IEEE Transactions on Power Systems, 2010.
2. Yoshitaka Miyazato, Tomonobu Senjyu, Ryo Kuninaka, Naomitsu Urasaki, Toshihisa Funabashi and Hideomi Sekine, "Multi-Machine Power System Stabilization Control by Robust Decentralized Controller Based on Optimal Sequential Design", PSCE, 2006.
3. Vournas C. D. Papadias B. C., "Power System Stabilization via Parameter Optimization - Application to the Hellenic Interconnected System", IEEE Transactions on Power Systems, Vol. 2, No. 3, 2007.
4. Soon Kiat Yee; Milanovic, J.V., "Fuzzy Logic Controller for Decentralized Stabilization of Multimachine Power Systems", IEEE Transactions on Fuzzy Systems, Vol. 16, No.4, Pp. 971-981, 2008.
5. Yagami, M.; Tamura, J.; "Power System Stabilization by Fault Current Limiter and Thyristor Controlled Braking Resistor", IEEE Energy Conversion Congress and Exposition (ECCE), Vol. 1, Pp. 335 – 338, 2009.

6. Li Zhengguo; Yang Guanghong; Wen Changyun; Xie Wenxiang, "Stabilization of Power Systems by Switched Controllers", Chinese Control Conference (CCC), Pp. 756-760, 2007.
7. Folly, K.A.; Magidimisa, M., "Power Systems Stabilization Considering System Uncertainties", IEEE Power Engineering Society Inaugural Conference and Exposition in Africa, Pp. 249 – 255, 2005.
8. Li Xiaohua; Wu Wenbo, "Research on Robust Decentralized Connective Stabilization Control for Power Systems Expanded Capacity on Line", 2010 8th World Congress on Intelligent Control and Automation (WCICA), Pp. 3404 – 3409, 2010.
9. Hiyama, T.; Kawakita, M.; Ono, H., "Multi-Agent Based Wide Area Stabilization Stability Evaluation Agent Control of Power Systems Using Power System Stabilizer", International Conference on Power System Technology, Vol.2, Pp. 1239 – 1244, 2004.
10. Qing Hui; Wei Qiao;, "Stabilization of Multimachine Power Systems Via Hybrid Control", American Control Conference (ACC '09), Pp. 2110 – 2115, 2009.
11. Ngamroo, I.; Supriyadi, A.N.C.; Dechanupaprittha, S.; Mitani, Y.; "Stabilization of Tie-Line Power Oscillations by Robust SMES in Interconnected Power System with Large Wind Farms", Transmission & Distribution Conference & Exposition: Asia and Pacific, Pp. 1 – 4, 2009.
12. Hiyama, T.; Hara, Y.; "Multi-agent based Stabilization Control of Power System on Energy Capacitor System", Proceedings of 2004 International Conference on Machine Learning and Cybernetics, Vol. 1, Pp. 188 – 193, 2004.
13. Li Wu; Zhixin Wang; "A Basic Study of Fuzzy-Logic-Based Power System Stabilization with Doubly-Fed Asynchronous Machine", CES/IEEE 5th International Power Electronics and Motion Control Conference (IPEMC), Vol. 3, Pp. 1-5, 2006.
14. Takagi, M.; Yamaji, K.; Yamamoto, H.; "Power System Stabilization by Charging Power Management of Plug-in Hybrid Electric Vehicles with LFC Signal", IEEE Vehicle Power and Propulsion Conference (VPPC '09), Pp. 822 – 826, 2009.
15. Zhijian Hu; Milanovic, J.V. "The Effectiveness of WAM Based Adaptive Supervisory Controller for Global Stabilization of Power Systems", 2007 IEEE Lausanne Power Tech, Pp. 1652 – 1659, 2007.
16. Haruni, A.M.O.; Gargoom, A.; Haque, M.E.; Negnevitsky, M.; "Voltage and Frequency Stabilisation of Wind-Diesel Hybrid Remote Area Power Systems", Power Engineering Conference (AUPEC), Pp. 1 – 6, 2009.
17. Senjyu, T.; Kuninaka, R.; Urasaki, N.; Fujita, H.; Funabashi, T.; "Power System Stabilization based on Robust Centralized and Decentralized Controllers", The 7th International Power Engineering Conference, (IPEC), Vol. 2, Pp. 905 – 910, 2005.
18. Sansawatt, T.; Ngamroo, I.; "Sliding Mode Control Design of TCSC for Robust Power System Stabilization Using Dynamic Compensation Observer Technique", Proceedings of the 41st International Universities Power Engineering Conference (UPEC '06), Vol. 2, Pp. 447 – 451, 2006.
19. Hassan, L.H.; Moghavvemi, M.; Mohamed, H.A.F.; "Power System Stabilization based on Artificial Intelligent Techniques; A review", International Conference for Technical Postgraduates (TECHPOS), Pp. 1 – 6, 2009.
20. N. S. D. Arrifano; V. A. Oliveira; R. A. Ramos; N. G. Bretas; R. V. Oliveira; "Fuzzy Stabilization of Power Systems in a Co-Generation Scheme Subject to Random Abrupt Variations of Operating Conditions", IEEE Transactions on Control Systems Technology, Vol. 15 , No. 2, Pp. 384 – 393, 2007.
21. Senjyu, T.; Hayashi, D.; Omine, E.; Yona, A.; Funabashi, T.; Sekine, H.; "Stabilization Control for Remote Power System by Using H_∞ Decentralized Controllers", IEEE Power Engineering Society General Meeting, Pp. 1 – 8, 2007.
22. H. M. Soliman, A.L. Elshafei, A.A. Shaltout and M. F. Morsi, "Robust Power System Stabilizer", IEE Proc. Electr. Power Appl., Vol. 147, No. 5, 2000.
23. Y.L. Abdel-Magid, M. Bettayeb, M.M. Dawoud, "Simultaneous Stabilization of Power Systems using Genetic Algorithms" in IEE Proceedings Generation Transmission Distribution, Vol. 144, No. 1, Pp. 39-44, 1977.
24. Alcalde, V.H.C., Fernandes, A.A., Soares, L.R., "Electrical Power Systems Stabilization through Series Compensation by using Variable Structure Control", International Workshop on Variable Structure Systems, VSS'06, Pp. 98 104, 2006.
25. M. H. Khammash, V Vittal and C.D. Pawloski, "Analysis of Control Performance for Stability Robustness of Power Systems", IEEE Trans. on Power Systems, Vol. 9, No. 4, 1994.
26. C. Bayliss, B. Hardy, Transmission and Distribution Electrical Engineering, 3rd edition, Newnes, Pp. 28, 2007.
27. M. Soliman, E. H. E. Bayoumi, M. F. Hassan, "PSO - Based Power System Stabilizer for Minimal Overshoot and Control Constraints", Journal of Electrical Engineering, Vol. 59, No. 3, Pp. 153-159, 2008.
28. Sauer PW, Pai MA. Power system dynamics and stability. Englewood Cliffs, NJ: Prentice Hall, 1988.
29. deMello FP, Concordia C. Concepts of synchronous machine stability as affected by excitation control, IEEE Trans PAS, Vol 88, pp.316-329, 1969.

30. Lim CM, Elangovan S. Design of stabilizers in multimachine power system, IEEE Proc 1985, Vol 132, No. 3, pp 543-551.
31. Abel-Magid YL, Abido MA, Ai-Baiyat S, Mantawy AH. Simultaneous stabilization of multimachine power systems via genetic algorithms. IEEE Trans PERS 1999, vol 14, no 4, pp 1428-1439.
32. Fogel DB, Evolutionary computation toward a new philosophy of machine intelligence, New York, IEEE Press, 1995.





GLOBAL JOURNAL OF RESEARCHES IN ENGINEERING: J
GENERAL ENGINEERING
Volume 11 Issue 5 Version 1.0 July 2011
Type: Double Blind Peer Reviewed International Research Journal
Publisher: Global Journals Inc. (USA)
Online ISSN: 0975-5861

Detection of Mechanical Deformation in Old Aged Power Transformer Using Cross Correlation Co-Efficient Analysis Method

By Asif Islam, Aminul Hoque

Bangladesh University of Engineering & Technology, Dhaka, Bangladesh

Abstracts - Detection of minor faults in power transformer active part is essential because minor faults may develop and lead to major faults and finally irretrievable damages occur. Sweep Frequency Response Analysis (SFRA) is an effective low-voltage, off-line diagnostic tool used for finding out any possible winding displacement or mechanical deterioration inside the Transformer, due to large electromechanical forces occurring from the fault currents or due to Transformer transportation and relocation. In this method, the frequency response of a transformer is taken both at manufacturing industry and concern site. Then both the response is compared to predict the fault taken place in active part. But in old aged transformers, the primary reference response is unavailable. So Cross Correlation Co-Efficient (CCF) measurement technique can be a vital process for fault detection in these transformers. In this paper, theoretical background of SFRA technique has been elaborated and through several case studies, the effectiveness of CCF parameter for fault detection has been represented.

Keywords : Sweep Frequency Response Analysis, Mechanical Displacements, Radial Deformation, Axial Deformation, Core Damage, Cross Correlation Co-efficient, Power Transformer.

GJRE-J Classification : FOR Code: 090607



Strictly as per the compliance and regulations of:



Detection of Mechanical Deformation in Old Aged Power Transformer Using Cross Correlation Co-Efficient Analysis Method

Asif Islam^α, Aminul Hoque^Ω

Abstract - Detection of minor faults in power transformer active part is essential because minor faults may develop and lead to major faults and finally irretrievable damages occur. Sweep Frequency Response Analysis (SFRA) is an effective low-voltage, off-line diagnostic tool used for finding out any possible winding displacement or mechanical deterioration inside the Transformer, due to large electromechanical forces occurring from the fault currents or due to Transformer transportation and relocation. In this method, the frequency response of a transformer is taken both at manufacturing industry and concern site. Then both the response is compared to predict the fault taken place in active part. But in old aged transformers, the primary reference response is unavailable. So Cross Correlation Co-Efficient (CCF) measurement technique can be a vital process for fault detection in these transformers. In this paper, theoretical background of SFRA technique has been elaborated and through several case studies, the effectiveness of CCF parameter for fault detection has been represented.

Keywords : Sweep Frequency Response Analysis, Mechanical Displacements, Radial Deformation, Axial Deformation, Core Damage, Cross Correlation Co-efficient, Power Transformer

I. INTRODUCTION

Nowadays, reliability is an inevitable part of power system studies and operation, due to significant increase in the number of industrial electrical consumers. Power transformer is one of the major and critical elements in power system [1] in the area of reliability issue, since their outage may result in costly and time - consuming repair and replacement. Power transformers are specified to withstand the mechanical forces arising from both shipping and subsequent in-service events, such as faults and lightning. Once a transformer is damaged either heavily or slightly, the ability to withstand further incidents or short circuit test [2] becomes reduced. There is clearly a need to effectively identify such damage. A visual inspection is

Author ^α : Energypac Engineering Ltd. 10 Dilkusha C/A, Dhaka, Bangladesh. E-mail : asif038@gmail.com
Tel : +880-2-9137316; Fax: +880-6-82251798

Author ^Ω : Department of Electrical & Electronic Engineering Bangladesh University of Engineering & Technology, Dhaka, Bangladesh. E-mail : aminulhoque@eee.buet.ac.bd
Tel : +880-2- 9674344; Fax: +880-2-8613046

costly and does not always produce the desired results or conclusion [3]-[5]. During a field inspection, the oil has to be drained and confined space entry rules apply. Often, a complete tear down is required to identify the problem. An alternative method is to implement field-diagnostic techniques that are capable of detecting damage such as Frequency Response Analysis (FRA) [6]-[10].

There are basically two techniques used for FRA measurements on power transformers; Low Voltage Impulse (LVI) based FRA and Sweep Frequency Response Analysis (SFRA) [11]. The two techniques are also termed FRA-I (impulse method) and FRA-S (swept-frequency method) [12]. The common strategy for both methods [13] is that the transformer impedance is measured at several different frequencies. The impedance will vary from one frequency to another due to the internal constitution of the transformer.

II. SFRA THEORY

When a transformer is subjected to FRA testing, the leads are configured in such a manner that four terminals are used. These four terminals can be divided into two unique pairs [14], one pair for the input and the other pair for the output. These terminals can be modeled in a two-terminal pair or a two-port network configuration. Figure 1 illustrates a two-port network where z_{11} , z_{22} , z_{12} and z_{21} are the open-circuit impedance parameters.

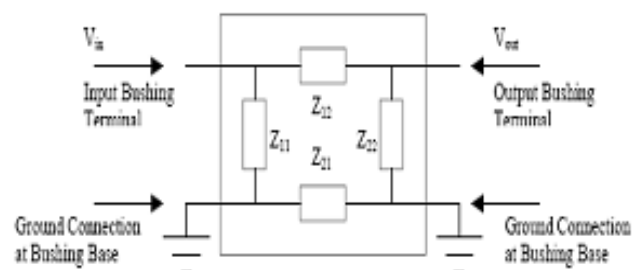


Figure 1 : Two port network

The transfer function of this network [15] is represented in the frequency domain and is denoted by the Fourier variable $H(j\omega)$, where $(j\omega)$ denotes the presence of a frequency dependent function and $\omega = 2\pi f$. The Fourier relationship for the input/output transfer function is given by Equation 1

$$H(j\omega) = \frac{V_{output}(j\omega)}{V_{input}(j\omega)} \quad (1)$$

When a transfer function is reduced to its simplest form, it generates a ratio of two polynomials. The main characteristics, such as half-power and resonance of a transfer function occur at the roots of the polynomials. The roots of the numerator are referred to as "zeros" and the roots of the denominator are "poles" [16]. Zeros produce an increase in gain while poles cause attenuation.

The goal of FRA is to measure the impedance model of the test specimen. When the transfer function $H(j\omega)$ is measured, it does not isolate the true specimen impedance $Z(j\omega)$. The true specimen impedance $Z(j\omega)$ is

the RLC network which is positioned between the instrument leads and it does not include any impedance supplied by the test instrument. Figure 2 illustrates the RLC circuit with shunt resistor.

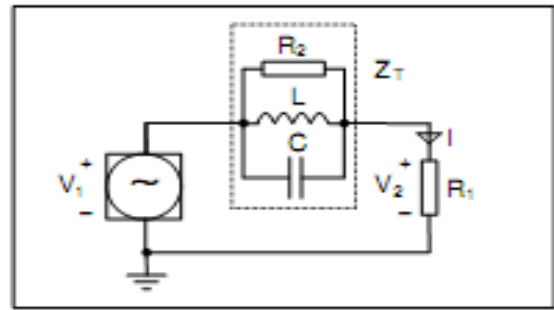


Figure 2: RLC circuit and shunt resistor

From the figure, Voltage division formula gives

$$V_2(j\omega) = V_1(j\omega) \cdot \frac{R_1}{R_1 + \frac{1}{\frac{1}{R_2} + \frac{1}{j\omega L} + j\omega C}}$$

The transfer function is :

$$H(j\omega) = \frac{V_2(j\omega)}{V_1(j\omega)} = \frac{R_1}{R_1 + \frac{1}{\frac{1}{R_2} + \frac{1}{j\omega L} + j\omega C}} = \frac{R_1 \left(\frac{1}{R_2} + \frac{1}{j\omega L} + j\omega C \right)}{R_1 \left(\frac{1}{R_2} + \frac{1}{j\omega L} + j\omega C \right) + 1} \cdot \frac{j\omega L}{j\omega L}$$

$$= \frac{R_1 \left(j\omega \frac{L}{R_2} + 1 - \omega^2 LC \right)}{R_1 \left(j\omega \frac{L}{R_2} + 1 - \omega^2 LC \right) + j\omega L}$$

If R_2 would be removed from the circuit then the term $j\omega \frac{L}{R_2}$ disappears from the expressions above. It is

now easy to see where the resonant frequency must occur : $1 - \omega_r^2 LC = 0 \Rightarrow \omega_r = \frac{1}{\sqrt{LC}}$

At resonant frequency the transfer function is

$$H(j\omega_r) = \frac{R_1 \left(j \frac{L}{R_2 \sqrt{LC}} + 1 - 1 \right)}{R_1 \left(j \frac{L}{R_2 \sqrt{LC}} + 1 - 1 \right) + j \frac{L}{\sqrt{LC}}} = \frac{\frac{R_1}{R_2}}{\frac{R_1}{R_2} + 1} = \frac{R_1}{R_1 + R_2}$$

What is really measured over the shunt resistor R_1 is the current I . So, the transfer function describes the admittance : $Y = \frac{I}{V_1}$. The impedance is thus : $Z = \frac{V_1}{I}$

The impedance at resonance (including the shunt resistor) is $Z(\omega_r) = \frac{R_1 + R_2}{R_1}$

The preferred method of engineers is to use the Bode Diagram. The Bode Diagram plots the magnitude and phase as follows:

$$A(\text{dB}) = 20 \log_{10} (H(j\omega))$$

$$A(\Theta) = \tan^{-1} (H(j\omega))$$

The Bode Diagram [17] takes advantage of the asymptotic symmetry by using a logarithmic scale for frequency. It is more advantageous to plot $H(s)$ logarithmically over large frequency spans. The logarithmic plot helps to maintain consistent resolution. Plots ranging from 10 Hz to 10 MHz can be displayed as a single plot if they are formatted logarithmically. Fig. 3 shows a typical response for a high voltage star connected winding. The frequency range of interest is between 20 Hz and 2 MHz.

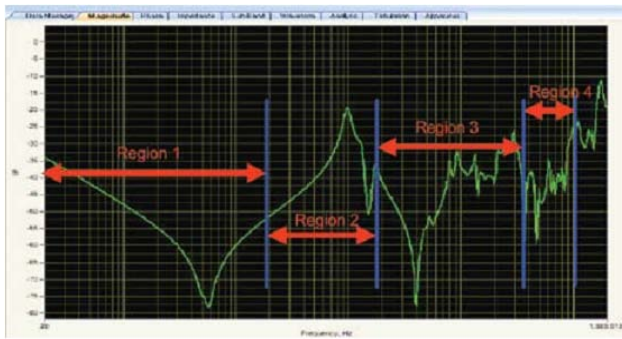


Figure 3 : Frequency Analysis Bands

Experience has shown that different sub-bands are dominated [18] by different internal components of the transformer and are subsequently more sensitive to different types of failures, as summarized in Table 1. Measurements above 2 MHz tend to be dominated by variations in grounding practices for test leads.

Region	Frequency Sub-Band	Component	Failure Sensitivity
1.	< 2 kHz	Main core bulk and winding inductance	Core deformation, open circuits, shorted turns and residual magnetism
2.	2 kHz to 20 kHz	Bulk component and shunt impedances	Bulk winding movement between windings and clamping structure
3.	20 kHz to 400 kHz	Main windings	Deformation within the main or top windings
4.	400 kHz to 1 MHz	Main windings, top windings and internal leads	Movement of the main & top winding, ground impedance variations

Table 1 : Frequency sub-band sensitivity

III. MEASUREMENT PROCEDURE

The FRAX "Generator" (Gen.) generates a sinusoidal voltage at a selected frequency and measures the input voltages, amplitude and phase, on two input channels "Reference" (Ref.) and "Measure" (Meas.). The instrument stores "Amplitude" and "Phase" data for both "Reference" channel and "Measure" channel as well as the ratio "Measure" divided by "Reference". The values can be plotted and exported as Magnitude, Phase, Impedance, Impedance-Phase, Admittance and more. The "Custom models" function makes it possible to calculate almost any parameter based on the measured/stored data. FRAX uses the sine correlation technique [19]. This means that the input voltages are multiplied by a sine and a cosine, and then averaged over an integer multiple of the interval of time. The sine, cosine and the voltage applied have exactly the same frequency. The sine correlation technique is well known and is suitable for Sweep Frequency Response Analysis (SFRA) measurements. Since the signals on the two input channels are treated the same way, the phase resolution between these two channels is very high. The rejection of DC offset and harmonics - referred to as the applied voltage - are in theory infinite. By increasing the integration cycles, the rejection gradually improves.

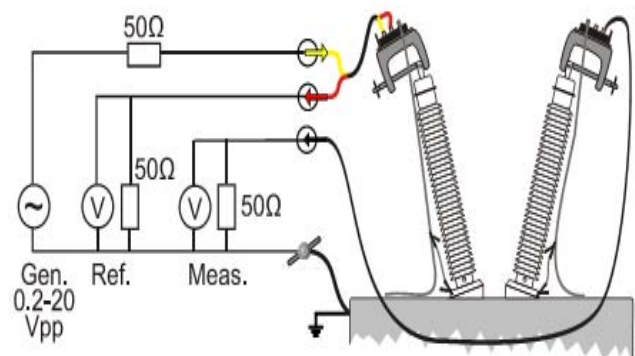


Figure 4 : SFRA Terminal Connection

The IF Bandwidth is commonly used as a parameter defining the bandwidth around the applied signal analyzed. An IF bandwidth of 10% of the active frequency is equivalent to 12 cycles of integration. When considering SFRA measurements, winding measurements realistically consist of three categories. The winding categories are high-voltage, low-voltage, inter winding.

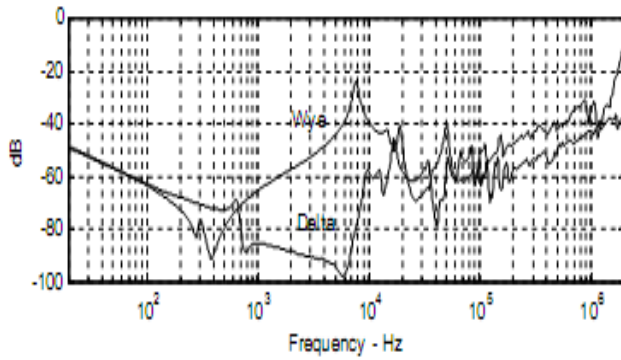


Figure 5 : HV winding response

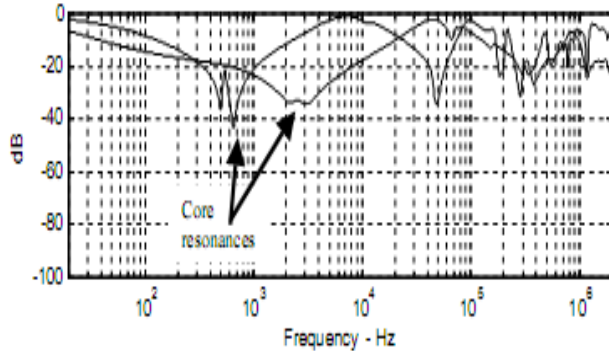


Figure 6 : LV winding response

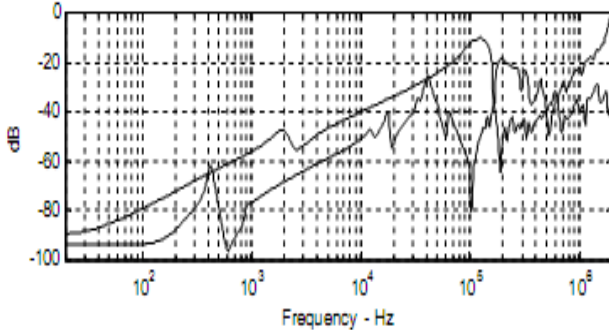


Figure 7 : Inter winding response

Figure 8 presents a high-voltage winding trace, a low-voltage winding trace and an inter-winding trace together from a common test specimen. This illustrates their general relationship.

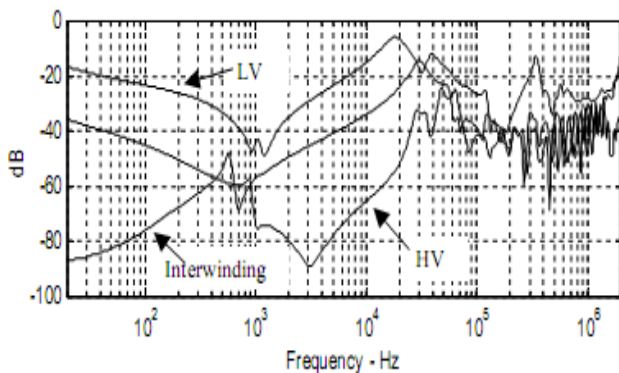


Figure 8 : Complete response

IV. RESPONSE ANALYSIS

For the analysis of a measured response, the response is compared with one of the following:

- An earlier result [20] for the same phase tested with the same tap changer position.
- If no earlier result is available then another phase [18] of the same transformer, tested at the same occasion.
- The same phase, same tap changer position but on a unit believed to be of the same design group and made at the same factory

It is found that Cross Correlation [20] coefficient (CCF) is the most reliable statistical indicator to extract information from comparison method. The CCF is defined as:

$$CCF = \frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})(Y_i - \bar{Y})}{\sqrt{\sum (X_i - \bar{X})^2 * \sum (Y_i - \bar{Y})^2}}$$

Where X_i and Y_i are the two series (or trace in the case of SFRA) being compared at each individual frequency 'i' and \bar{X} and \bar{Y} are the means.

Equation 1 assumes two real series. In the case of signal processing the math becomes a little more involved, but the end results is still a coefficient between 1 and -1. In SFRA analysis negative CCF are not common but they do occur on occasion. Regardless, negative correlation coefficients are not considered acceptable when trying to look for deviations between traces.

Decision	CCF
Good match	0.95 – 1.0
Close match	0.90 – 0.94
Poor match	≤0.89
No or very poor match	≤0.0

Table 2 : Outcome of CCFs value

Normalizing the results to the individual power spectrums is what allows this resulting waveform to be expressed in a simple single coefficient. Table 2 helps provide a rough estimate of what the CCF means in simple language.

Case	Capacity MVA	HT Voltage kV	LT Voltage kV	Year of manufacture
1	41.67	132	33	1998
2	14	33	11.6	1991

Table 3 : Case study of Fault condition

a) 41.67 MVA, 132/33 kV, 3 ϕ Power Transformer at 132 kV Substation

The results here are from a three phase 25/41.67 MVA, 132/33 kV (vector group Dyn-1) power transformer manufactured by EMCO Transformers Ltd. (Maharashtra, India) at 1998 for Bangladesh Power Development Board (BPDB) 132 kV sub-station. The transformer had tripped out of service on protection. No reference factory results were available for this unit. The phase-to-phase HV results didn't show typical variations from standard HV delta winding response. An overall look at the LV winding has showed several shifts between 200 kHz and 2 MHz. This is shown in figure 9 where it is clear that H3-H0 has consistently shifted at higher frequencies with respect to H2-H0 and H1-H0.

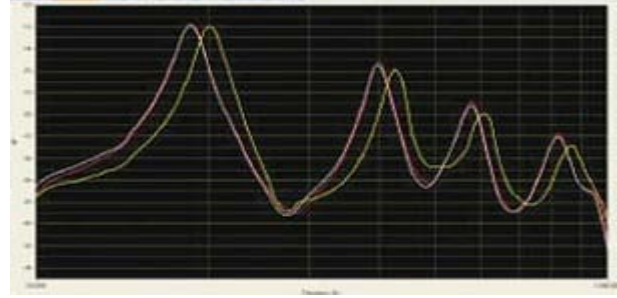


Figure 9 : Close zoom of LV winding response (100 kHz-1 MHz)

This is an indication of axial winding movement at X3 (Blue/C phase) phase. From CCF analysis method results (Table-4), this prediction can be more confirmed.

Frequency Sub-band	CCF results		
	X1-X0, X2-X0	X2-X0, X3-X0	X3-X0, X1-X0
0 – 2 kHz	0.9981	0.9925	0.9954
2 kHz – 20 kHz	0.9943	0.9868	0.9736
20 kHz – 400 kHz	0.9853	0.7263	0.7681
400 kHz – 1 MHz	0.9892	0.9475	0.9424

Table 4 : Test result of LV winding keeping HV open

From the table, it is clearly visible that CCF values of phase A and phase B fulfill "Good Match" criteria in all 4 frequency sub-band regions. CCF values of phase C both with phase A or phase B meet up either "Good Match" or "Close Match" criteria in all bands except region 3. At region 3, both CCF values of phase C (0.7263 and 0.7681) drops down vigorously at "Poor Match" level.



Figure 10 : Damaged LV (phase-C) coil

Removing the transformer top cover, the active part was brought out and after a through physical inspection, the prediction became true with damage of LV (phase C) coil.

b) 14 MVA, 33/11.6 kV, 3 ϕ Power Transformer at 33 kV Substation

The subjected transformer was running at Dhaka Power Distribution Company (DPDC). It is a 10/14 MVA, 33/11.6 kV (vector group - YNd11) power

transformer manufactured by Brush Transformers Ltd. (Loughborough, England) at 1991. Due to its age of 20 years, frequency response of this transformer was taken to predict its aging effect. At first, test was carried on HV side keeping LV side open followed by LV side shorted. Corresponding Bode Plot response has been shown in figure 11 and 12.

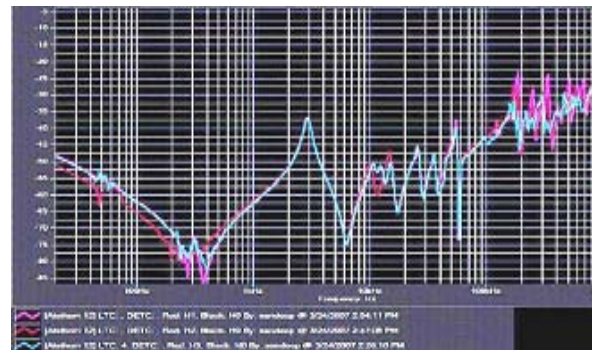


Figure 11 : HV winding response (LV open)



Figure 12 : HV winding response (LV short)



Frequency Sub-band	CCF results		
	X1-X0, X2-X0	X2-X0, X3-X0	X3-X0, X1-X0
0 – 2 kHz	0.7981	0.7825	0.9914
2 kHz – 20 kHz	0.9743	0.9841	0.9736
20 kHz – 400 kHz	0.9523	0.9267	0.9081
400 kHz – 1 MHz	0.8394	0.8975	0.8427

Table 5 : CCF of HV winding keeping LV open

Frequency Sub-band	CCF results		
	X1-X0, X2-X0	X2-X0, X3-X0	X3-X0, X1-X0
0 – 2 kHz	0.9981	0.9925	0.9954
2 kHz – 20 kHz	0.9743	0.9861	0.9786
20 kHz – 400 kHz	0.9354	0.9283	0.9217
400 kHz – 1 MHz	0.8113	0.8671	0.8039

Table 6 : CCF of HV winding keeping LV open

From the CCF result (Table-5), it is easily viewable that the matching is very poor at low frequency region (0-2 kHz). This may be due to core deformation as a result of axial stress because the transformer is running for a long time (20 years). Again, poor matching at higher region (400 kHz-1 MHz) indicates main coil deformation either by radial stress or by axial stress. This deformation is more severe for A phase (Red phase).

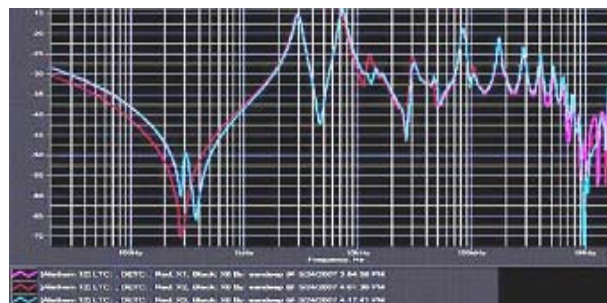


Figure 13 : LV winding response (HV open)

Frequency Sub-band	CCF results		
	X1-X0, X2-X0	X2-X0, X3-X0	X3-X0, X1-X0
0 – 2 kHz	0.8381	0.8325	0.9907
2 kHz – 20 kHz	0.9943	0.9921	0.9936
20 kHz – 400 kHz	0.9825	0.9867	0.9781
400 kHz – 1 MHz	0.8493	0.9275	0.8027

Table 7 : CCF of LV winding keeping HV open

From LV winding response (Figure 13) and corresponding CCF calculation (Table 7), the previous assumption becomes stronger. Poor matching at low frequency region (0-2 kHz) and high frequency region (400 kHz-1 MHz) again spans the prediction of core damage and main winding movement firmly. After replacing the transformer from the system, it was dissected and both the prediction became true.

VI. CONCLUSION

Sweep frequency response analysis method has been applied to a number of three phase and single phase power transformers of different vector groups. This method is also applicable for mechanical deformation and damage diagnosis in distribution

transformers. The parameter Cross Correlation Coefficient (CCF) is found to vary significantly and consistently with mechanical displacements taken place in transformers. So it can be considered as the most effective indicator to predict the internal physical condition of the active part of a transformer.

ACKNOWLEDGEMENT

The authors would like to acknowledge the contributions made by Mr. Rashiduzzaman Bulbul, Assistant Engineer (Testing, Transformer), Energypac Engineering Ltd. for his logistic and data support. They are also grateful to Energypac Engineering Ltd. for frequent high voltage instruments using facility.

REFERENCES REFERENCES REFERENCIAS

1. T. McGrail, "Transformer Frequency Response Analysis: An Introduction", Feature Article NETA WORLD, Spring 2005
2. M. Darveniza, D. J.T. Hill, T.T.Le and T.K.Saha, "Investigations into Effective Methods for Assessing the Condition of Insulation in Aged Power transformers", IEEE Trans. Power delivery, Vol 13, pp.1214-1223, 1998.
3. Kuechler, F. Huellmandel, K. Boehm, C. Neumann, N. Koch, K. Loppach, C. Krause and J.-J. Alff, "Condition Assessment of Aged Transformer Bushing Insulations", Paper A2-104, CIGRE, Paris, France, pp. 1-10. 2006.
4. M. de Nigris et. al., "Application of Modern Techniques for the Condition Assessment of Power Transformers", Cigré Session 2004, Paper No.A2-207.
5. Brian Richardson, "Diagnostics and Condition Monitoring of Power Transformers" IEE, ABB Power Transformer Research and Development Ltd, 1997.
6. S. Ryder, "Diagnosing Transformer faults using frequency response analysis: Results from fault simulations". IEEE/PES Summer Meeting, Chicago, 2002, pp.399-404.
7. S. M Islam, "Detection of Shorted Turns and Winding Movements in Large Power Transformers Using Frequency Response Analysis", IEEE Power Society, Winter Meeting, Singapore, 2000, vol.3, pp.2233-2238.
8. J. A. Lapworth and T J Noonan, "Mechanical condition assessment of power transformers using frequency response analysis" Proceedings of the 1995 International client conference, Boston, MA, USA.
9. Larry Coffeen, Jeffrey Britton and Johannes Rickmann, "A New Technique to Detect Winding Displacements in Power Transformers Using Frequency Response Analysis", IEEE PowerTech Conference, June 23-26, Bologna, Italy, 2003.
10. Luwendran Moodley, Brian de Klerk "Sweep Frequency Response Analysis as A Diagnostic tool to Detect Transformer Mechanical Integrity", eThekwini Electricity pp.1-9, 1978
11. S. Tenbohlen, S. A. Ryder, "Making Frequency Response Analysis Measurements: A Comparison of the Swept Frequency and Low Voltage Impulse Methods", XIIIth International Symposium on High Voltage Engineering, Netherlands 2003, Smit (ed), © 2003 Millpress, Rotterdam, ISBN 90-77017-79-8.
12. M. Wang, A. J. Vandermaar, K. D. Srivastava, "Transformer Winding Movement Monitoring in Service—Key Factors Affecting FRA Measurements", IEEE Electrical Insulation Magazine, Vol. 20, No. 5, pp 5-12, 2004.
13. S. Tenbohlen and S. A. Ryder "Making Frequency Response Analysis Measurements, a Comparison of the Swept Frequency and LV Impulse Methods". 13th International Symposium on HV Engineering, Netherlands, 2003.
14. J. Bak-Jensen, B. Bak-Jensen, and S. D. Mikkelsen, "Detection of Faults and Aging Phenomena in Transformers by Transfer Functions", IEEE Transactions on Power Delivery, vol.10, no.1, January 1999.
15. Jin Zhijian, Li Jingtao, Zhu Zishu, "Diagnosis of Transformer Winding Deformation on the Basis of Artificial Neural Network", Proceedings of The 6th International Conference on Properties and Applications of Dielectric Materials The 21-26,2000, Xi'an Jiaotong University, Xi'an, China.
16. Saha, T. K., Prasad, A., Yao, Z. T., "Voltage Response Measurements for the Diagnosis of Insulation Condition in Power Transformer", International Symposium on High Voltage Engineering, Bangalore, India, August 19-25, 2001, Paper 6-8.
17. Dorf, R.C. and Bishop, R.H. (2005). "Modern Control Systems" 10th ed. Dorling Kindersley, New Delhi, 869p.
18. N.D. Cogger, R.V.Webb, "Frequency Response Analysis", Solartron Analytical, Technical Report 10, 1997.
19. Saha, T.K., Purkait, P., "An Attempt to Correlate Time & Frequency Domain Polarisation Measurements for the Insulation Diagnosis of Power Transformer" , Proceedings of the IEEE Power Engineering Society General Meeting, Denver, Colorado, USA , June 6-10 2004.
20. S. Ryder, "Methods for comparing frequency response analysis measurements". IEEE, Int. Symp. Electrical Insulation, Boston, 2002, pp.187-190.





This page is intentionally left blank



GLOBAL JOURNAL OF RESEARCHES IN ENGINEERING: J
GENERAL ENGINEERING
Volume 11 Issue 5 Version 1.0 July 2011
Type: Double Blind Peer Reviewed International Research Journal
Publisher: Global Journals Inc. (USA)
Online ISSN: 0975-5861

Improved Chan-Ho Model For Indoor Mobile User Location Estimation Using TDOA Information

By B R Jadhavar, T R Sontakke

Siddhant College of Engineering Pune, India

Abstracts - The indoor location detection technology based on TDOA is one of the key technologies in 3G telecommunication for researchers. In this work, TDOA positioning method based on modified Chan-Ho algorithm for mobile network is proposed. The performance of Chan-Ho method is totally dependent on distance between base station and mobile station. Here mathematical model of TDOA is established for closed environment of having size 750m x 750m. This method makes use of TDOA to minimize the error in positioning of mobile station. The proposed method uses extra term to estimate accurate distance as compared with original Chan-Ho method. Our simulation results shows that the error is less and has advantage over other methods.

Keywords : Time difference of arrival (TDOA) , Chan-Ho, user location, Hyperbolic, Mobile station, Home base station.

GJRE-J Classification : FOR Code: 100504, 100501



Strictly as per the compliance and regulations of:



Improved Chan-Ho Model For Indoor Mobile User Location Estimation Using TDOA Information

B R Jadhavar^α, T R Sontakke^Ω

Abstract - The indoor location detection technology based on TDOA is one of the key technologies in 3G telecommunication for researchers. In this work, TDOA positioning method based on modified Chan-Ho algorithm for mobile network is proposed. The performance of Chan-Ho method is totally dependent on distance between base station and mobile station. Here mathematical model of TDOA is established for closed environment of having size 750m x 750m. This method makes use of TDOA to minimize the error in positioning of mobile station. The proposed method uses extra term to estimate accurate distance as compared with original Chan-Ho method. Our simulation results shows that the error is less and has advantage over other methods.

Keywords : Time difference of arrival (TDOA) , Chan-Ho, user location, Hyperbolic, Mobile station , Home base station.

I. INTRODUCTION

The positioning systems that are used to track and determine the users location in 3G telecommunication systems have gained increasing interest. In indoor location systems global positioning system (GPS) is not efficient due to obstruction and shielding of satellite signals. In indoor environment, there are many positioning systems based on different technologies such as received signal strength, ultrasound and Infrared, video surveillance. The basic characteristics of signals are utilized such as received signal strength (RSS), angle of arrival (AOA) estimation, time of arrival (TOA) estimation and time difference of arrival (TDOA). In the past, time delay estimation has been proposed and implemented by Knapp and Carter (1976) and Aarabi (2001) [10].

Different techniques have been proposed with different complexity and restrictions. Carter's focused on beam forming [1], requires a search over a set of possible target locations. Hahn's method [2] assumes distant source. Abel and Smith [3] provide an explicit solution that can achieve the Cramer -Rao Lower Bound (CRLB) in the small error region. The situation is more

complex when sensors are distributed arbitrarily. Here emitter position is determined from the intersections of a set of hyperbolic curves defined by TDOA estimates. Solution is not easy as the equation are non linear. Fang [4] gave an exact solution when number of TDOA measurements are equal to number of unknowns. This solution cannot make use of extra measurements, available when there are extra sensors, to improve position accuracy. The more general situation with extra measurements was considered in [5, 6, 8, 9]. The divide and conquer (DAC) method [7] by Abel can achieve optimum performance, but it requires sufficiently large information. To obtain a precise position estimate at reasonable noise levels, the Taylor-series method is commonly employed. It is an iterative method. It starts with an initial guess and improves the estimate at each step by determining the local linear least-squares (LS) method. Selection of such a starting point is not simple in practice. Moreover, convergence of the iterative process is not assured. It is also computationally intensive as LS computation is required in each iteration.

The AOA requires antenna arrays at each node which increases the complexity of the existing system, and performs worse in multipath environment. In this case accurate estimation of TOA from received communication signals are required. Indoor multipath interference is the main factor that limits deploying indoor positioning systems, the multipath is sever and complex which leads to inaccurate estimate of the TOA using conventional techniques.

TOA (Time of Arrival) method is to calculate a position using a measured value of an arrival time of electric wave and TDOA method uses an arrival time lag of electric waves that are sent from different base stations (BSs). Among these, TOA and TDOA are widely used methods in positioning system.

TDOA estimates the difference in arrival times of the signals between synchronized reference nodes. In TDOA absolute time of transmission is not important but only synchronization of nodes is necessary. Each range determines a hyperbola. For this technique at least three nodes are required for positioning in two dimension plane. The intersection points of three hyperbolas give the position of moving object. Chan-Ho algorithm [12]

Author ^α : Department of Electronics & Telecommunication Siddhant College of Engineering Pune : 412109, India.

E-mail : brjadhavar@yahoo.co.in

Author ^Ω : Department of Electronics & Telecommunication Siddhant College of Engineering Pune : 412109, India.

E-mail : trsontakke@gmail.com

is effective technique in locating object based on intersections of hyperbolic curves defined by the time differences of arrival of signal received at number of sensors is proposed. This can achieve high accuracy however it cannot work efficiently if the measurement has large NLOS errors.

Both TOA and TDOA are technologies in radio location systems based on cellular networks. TOA is implemented by calculating the time of signal arrival from mobile station and base transceiver station directly. However TDOA calculates the time difference of signal arrival between two base stations. The cross-correlation of the two versions of the signal at pairs of base stations is done and the peak of the cross-correlation output gives the time difference for the signal arrival at those two base stations. This method offers many advantages over other competing techniques. Since, all the processing takes place at the infrastructure level, no modifications are needed in the existing handsets. In this work we present modified location method based on Chan-Ho algorithm to solve hyperbolic equations which results in reduced positioning error.

This paper is organized as follows. In section two, mathematical model for hyperbolic TDOA equations is explained. in section three proposed improved Chan-Ho model is described. In section four simulation method and conclusion in section five is given.

II. MATHEMATICAL MODEL FOR HYPERBOLIC TDOA EQUATIONS

This is general model for two dimensional location position estimation of source having M base stations. Referring all TDOAs to the first base station (BS), which is assumed to be base station controlling the call and first to receive transmitted signal. Assuming real coordinates of source be (x, y) and that of i^{th} base station to be (X_i, Y_i) . Therefore the distance between source and BS $_i$ is

$$R_i = \sqrt{(X_i - x)^2 + (Y_i - y)^2} \tag{1}$$

$$= \sqrt{X_i^2 + Y_i^2 - 2X_i x - 2Y_i y + x^2 + y^2}$$

The difference between base stations with respect to the base station where the signal arrives first is

$$R_{i,1} = cd_{i,1} = R_i - R_1 \tag{2}$$

$$= \sqrt{(X_i - x)^2 + (Y_i - y)^2} - \sqrt{(X_1 - x)^2 + (Y_1 - y)^2} \tag{3}$$

Where c is speed of propagation of signal, $R_{i,1}$ is range difference between first base station and i^{th} base station, R_1 is the distance between first base station and source and $d_{i,1}$ is the estimated TDOA between first base station and i^{th} base station. This

defines the set of nonlinear hyperbolic equations whose solution gives 2-D co-ordinates of the source. The solution of nonlinear equations is difficult hence these equation must be linearized [14]. Nonlinear equations can be transformed into another set of equations. Rearranging (3) into

$$R_i^2 = (R_{i,1} + R_1)^2 \tag{4}$$

Equation (1) can be rewritten as

$$R_{i,1}^2 + 2R_{i,1}R_1 + R_1^2 = K_i^2 - 2X_i x - 2Y_i y + x^2 + y^2 \tag{5}$$

$$\text{Where, } K_i^2 = X_i^2 + Y_i^2$$

At $i = 1$, subtracting (1) from (5), results in

$$R_{i,1}^2 + 2R_{i,1}R_1 + R_1^2 = X_i^2 + Y_i^2 - 2X_{i,1}x - 2Y_{i,1}y + x^2 + y^2 \tag{6}$$

$$\text{Where, } X_{i,1} = X_i - X_1 \text{ and } Y_{i,1} = Y_i - Y_1$$

The set of equations (6) are nonlinear with source location (x, y) and range of first receiver to source R_1 is unknowns and can be easily handled.

These are nonlinear equations whose solution gives (x, y) . These equations are difficult to solve. Linearizing (2) by Taylor series method of expansion and solving them iteratively is one way. With the set of TDOA estimates $d_{i,1}$, the method starts with initial position guess (x_0, y_0) and compute position deviation [8] [9].

In next iteration, x_0, y_0 are then set to $x_0 + \Delta x$ and $y_0 + \Delta y$. The whole procedure is repeated until Δx and Δy are sufficiently small. This method has difficulty of requiring close enough starting and large computations. Again convergence is not guaranteed. An alternative method [5] [6] is to first transform equation (2) into another set of equations.

Taylor series method linearizes set of equations in (3), this method begins with initial guess and improves estimates at each iteration by determining linear least-square solution. However, it requires good initial guess and requires large computations. Fang's method [4] provides exact solution to equation (6) and his solution does not make use of redundant measurements made at additional receivers to improve position accuracy. This method has ambiguity due to inherent squaring operations.

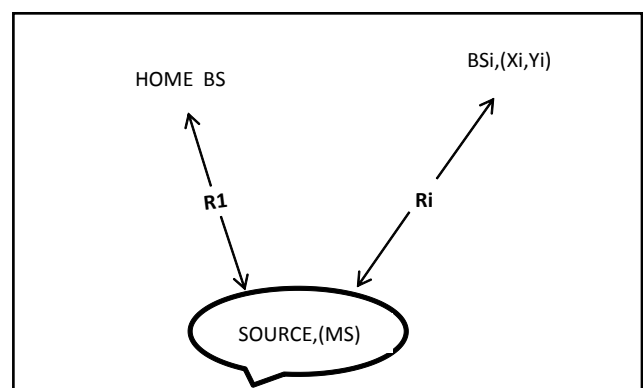


Figure 1

III. THE IMPROVED CHAN-HO MODEL

Chan-Ho [12] gives non-iterative solution to hyperbolic position estimation problem which give optimum performance for arbitrarily placed sensors.

It gives solution in closed form. Furthermore, it provides explicit solution form that is not available in Taylor series method. This was developed for three sensors which gives two TDOA's.

From equation (1) for $i = 1$, gives

$$R_1^2 = X_1^2 + Y_1^2 - 2X_1x - 2Y_1y + x^2 + y^2 \tag{7}$$

Now combining (7) and (5), we get

$$R_{i,1}^2 2R_{i,1}R_1 = K_i^2 - K_1^2 - 2(X_i - X_1)x - 2(Y_i - Y_1)y \tag{8}$$

And finally we get

$$R_{i,1}^2 2R_{i,1}R_1 = K_i^2 - K_1^2 - 2X_{i,1}x - 2Y_{i,1}y \tag{9}$$

In Chan's algorithm for $M=3$. Then equation (9) becomes

$$-2X_{2,1}x - 2Y_{2,1}y = 2R_{2,1}R_1 + R_{2,1}^2 - K_2^2 - K_1^2 \tag{10}$$

$$-2X_{3,1}x - 2Y_{3,1}y = 2R_{3,1}R_1 + R_{3,1}^2 - K_3^2 - K_1^2 \tag{11}$$

and (10) and (11)

can be represented in the form of the following matrices:

$$-2 \begin{bmatrix} X_{2,1} & Y_{2,1} \\ X_{3,1} & Y_{3,1} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x \\ y \end{bmatrix} = 2 \begin{bmatrix} R_{2,1} \\ R_{3,1} \end{bmatrix} R_1 + \begin{bmatrix} R_{2,1}^2 & K_2^2 & K_1^2 \\ R_{3,1}^2 & K_3^2 & K_1^2 \end{bmatrix} \tag{12}$$

Or

$$\begin{bmatrix} x \\ y \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} X_{2,1} & Y_{2,1} \\ X_{3,1} & Y_{3,1} \end{bmatrix}^{-1} \times \left\{ \begin{bmatrix} R_{2,1} \\ R_{3,1} \end{bmatrix} R_1 + \frac{1}{2} \begin{bmatrix} R_{2,1}^2 & K_2^2 & K_1^2 \\ R_{3,1}^2 & K_3^2 & K_1^2 \end{bmatrix} \right\} \tag{13}$$

Here (x, y) represents location of source R_1 is obtained from (7), and we get $R_{2,1}, R_{3,1}$ from (9), assuming that :

$$\begin{aligned} K_1^2 &= X_1^2 + Y_1^2 \\ K_2^2 &= X_2^2 + Y_2^2 \\ K_3^2 &= X_3^2 + Y_3^2 \end{aligned} \tag{14}$$

After getting first set of prediction of x, y it can be recalculated for better improvement. Generally this requires 2 to 5 cycles. From equation (13) it can be noted that values of x, y are dependent on R_1 , which is distance between source and BS1 and the process is iterative. To improve accuracy of location of original Chan-Ho method, we adapt new term which improves accuracy. This new value uses different values resolved from two base stations to estimate right distance.

This new term specifies error on vertical and horizontal to the distance obtained.

$$\frac{(x_i - x_{o_i})}{R_i} ; \quad \text{for the x-axis ratio, and}$$

$$\frac{(y_i - y_{o_i})}{R_i} ; \quad \text{for the y-axis ratio.}$$

Where (x_{o_i}, y_{o_i}) is obtained coordinates of source by each BS, (x_i, y_i) coordinates of i^{th} BS. From this we get two ratios,

$$Z = \begin{bmatrix} \frac{(x_i - x_{o_1})}{R_1} & \frac{(x_2 - x_{o_2})}{R_2} \\ \frac{(y_1 - y_{o_1})}{R_1} & \frac{(y_2 - y_{o_2})}{R_2} \end{bmatrix} \tag{15}$$

To create a symmetrical matrix, we will multiply the matrix by its transpose. Then we will obtain the eigenvalues, by calculating the trace; which leads to the nearest accurate solution. The final value obtained will be corrected by taking the square root of the arithmetic mean of the trace, as following:

$$\Omega = \sqrt{\frac{\text{tr}(Z \cdot Z)}{2}} \tag{16}$$

This yields new calculation system as given below.

$$\begin{bmatrix} x \\ y \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} X_{2,1} & Y_{2,1} \\ X_{3,1} & Y_{3,1} \end{bmatrix}^{-1} \times \left\{ \begin{bmatrix} R_{2,1} \\ R_{3,1} \end{bmatrix} \Omega + \frac{1}{2} \begin{bmatrix} R_{2,1}^2 & K_2^2 & K_1^2 \\ R_{3,1}^2 & K_3^2 & K_1^2 \end{bmatrix} \right\} \tag{17}$$

With this method it is possible to reduce error in position.

IV. SIMULATION AND ANALYSIS

This simulation utilizes timing information from source to base stations only in reverse link. The simulation set up is as shown in fig. 2, having coordinates of three base stations (0, 0), (750, 433), (750, -433). The source is assumed at (100, 100). Each base station has its own radio coverage. BS1 is home base station.

Simulation setup co-ordinates					
x1	y1	x2	y2	x3	y3
0	0	750	433	750	433

Table 1

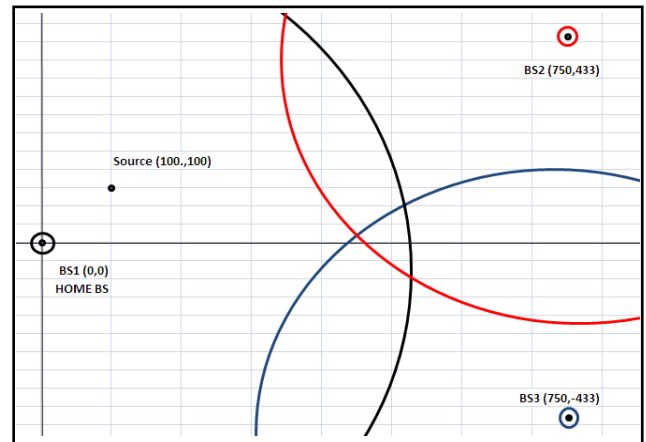


Figure 2

TDOA position location system can be implemented in two different ways. Either by subtracting the time of arrival at two BTSs, which requires the implementation of the absolute TOA mechanism or by cross-correlating the received signals from the two BTSs. Here we use cross-correlation method is used. Let $s(t)$ be the signal generated by source.

$s(t) = u(t)e^{j\omega t}$ [13] The received signal at BS from ith path is

$$s_i = r_i u(t - \tau_i) e^{j[(\omega_0 + \omega_{1i} + \omega_{2i})(t - \tau_i) + \phi_i]} \quad (18)$$

Where $\omega_0 = RF \text{ carrie}$, $r_i =$ Rayleigh-distributed random variable, $\phi_i =$ uniformly distributed random phase, $\tau_i =$ time delay on ith path and $\omega_{1i} =$ Doppler shift of transmitting mobile unit on ith path, $\omega_{2i} =$ Doppler shift of BS which is stationary here.

The signals generated by at two base stations can be modeled as [11]

$$s_1(t) = s\left\{\frac{t+D_1}{b_2}\right\} \text{ and } s_2(t) = s\left\{\frac{t+D_2}{b_2}\right\}, \text{ here } D_1 \text{ and } D_2$$

Corresponds to propagation time from source to two base stations and b_1, b_2 are time scales resulting from relative motion between source and receiver. The signals at two receivers will be $x_1(t) = s(t) + \alpha(t)$ and $x_2(t) = s\left\{\frac{t+D}{a}\right\} + \psi(t)$, where $\alpha(t)$ and $\psi(t)$, are additive white Gaussian noise with zero mean. Above equations takes in to account the relative velocity between source and receiver. If $\tau = \Delta t_2 - \Delta t_1$, then TDOA can be calculated from the maximum value of cross-correlation

$$R_{x_1 x_2}(\tau) = \int_{-\infty}^{+\infty} x_1(\tau) x_2(t - \tau) dt \quad (19)$$

Test point	Ts	0.5	
X	100	Num	10
Y	100	vx,vy	10
Num	x_predict	y_predict	Error
1	110.5532	96.4175	10.2224
2	112.75	90.067	20.1218
3	112.1963	118.3225	4.3474
4	112.655	128.2435	11.041
5	132.895	107.2847	19.3949
6	72.1096	178.2374	75.3534
7	78.974	182.8584	73.684
8	140.7444	139.0545	1.2034
9	136.6439	154.5825	12.7141
10	145.9833	154.826	6.2789
Mean Square Error			24.9043
Normalised MSE			0.036

Table 2

In original Chan-H0 method the term R_1 is used and that was obtained from BS1 and modified term Ω is obtained from BS1 and BS2. Results obtained from our simulation method are much better than Chan-Ho

method.

All estimated points are in the range of home base station located at (0,0). We calculated MSE which indicates higher performance. The source position was assumed to (100,100). Values of V_x and V_y are changed from 5 to 15. And we obtain x, y predicted values and error is found. This indicates that MSE is less for smaller values of V_x and V_y . These are indicated in tables 2 to 5.

The simulation is done in MATLAB. We get results as shown in fig. 3, fig. 4 and fig. 5. Finally cumulative probability distribution function (CDF) of absolute position error between original position and obtained values can be calculated by

$$\Delta d = \sqrt{(x - x_0)^2 + (y - y_0)^2} \quad (20)$$

Test point	Ts	0.9	
X	100	Num	10
Y	100	vx,vy	5
Num	x_predict	y_predict	Error
1	112.1236	104.7796	5.2506
2	91.3624	143.3303	36.7585
3	134.2383	115.5469	13.5486
4	25.3137	231.6768	146.3062
5	147.528	141.6894	4.1654
6	151.4806	157.0849	3.9829
7	121.5537	203.5833	58.0069
8	170.7211	173.6032	2.0508
9	182.9053	178.5213	3.1264
10	201.1724	172.8173	20.4956
Mean Square Error			32.049
Normalised MSE			0.0704

Table 3

Test point	Ts	0.6	
X	100	Num	10
Y	100	vx,vy	15
Num	x_predict	y_predict	Error
1	108.2665	94.9721	9.6012
2	79.8407	130.1446	35.5987
3	75.0657	138.977	45.2786
4	85.3848	136.9084	36.4527
5	39.0348	169.6687	93.5916
6	94.5704	140.7746	32.6746
7	59.391	169.8236	78.6092
8	131.6413	105.875	19.6699
9	127.3928	126.5056	0.6314
10	132.7981	126.3026	4.6368
Mean Square Error			38.5715
Normalised MSE			0.0794

Table 4

Test point		Ts	0.1
X	100	Num	10
Y	100	vx,vy	15
Num	x_predict	y_predict	Error
1	101.4991	101.5011	0.0014
2	107.5732	96.3458	8.0742
3	43.9985	149.4084	75.3472
4	105.7579	85.5612	20.4403
5	94.7848	120.6955	18.3248
6	69.0601	142.9913	52.4462
7	82.4949	136.3488	38.1109
8	92.7415	131.0388	27.0807
9	112.6631	114.5245	1.3229
10	90.782	138.2347	33.5614
Mean Square Error		30.5232	
Normalised MSE		0.0543	

Table 5

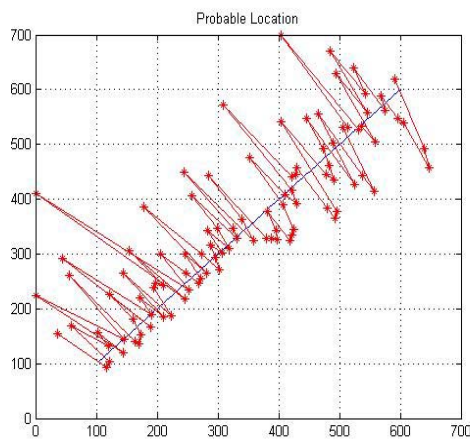


Figure 3

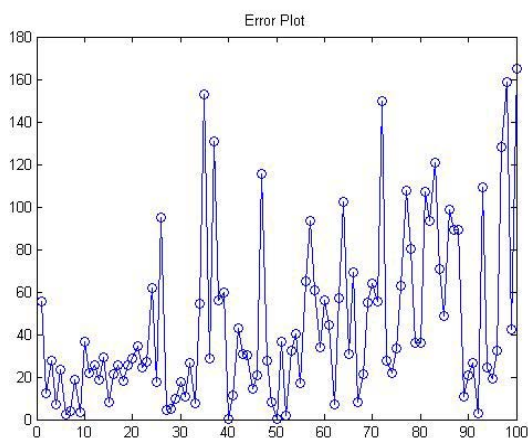


Figure 4

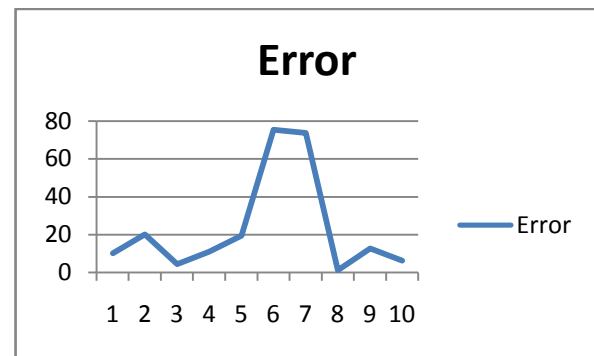


Figure 5

V. CONCLUSION

From the above table we conclude that Chan's TDOA algorithm improves the computation of mobile user locator. We perform various experiment with setting up fix mobile user location i.e. $x=100, y=100$ in the area of 750×750 plane, with two base stations at BS1 & BS2. The distance between mobile user and BS1, BS2 is calculated. We predict the probable movement of mobile user and calculate the error for each sample location and estimates its error occurred for same mobile user.

From above experiments we found that this is best set up to achieve less error in the distance calculation. We predicted V_x, V_y to be 10 and $T_s=0.5$. With these parameters we found that MSE is less i.e. 24.9043.

So, finally this experiments for Chan-Ho algorithm for mobile user location is less time consuming & estimates accurately its location.

REFERENCES REFERENCES REFERENCIAS

1. P. Bahl and V. Padmanabhan " RADAR: An in-built R. F. based user location and tracking system" IEEE INFOCOM: The conf. in Comp. Commn. Pp. 775-784, 2000.
2. W. R. Hahn, "Optimum signal processing for passive sonar range and bearing estimation" Journal Acoustic. Soc. Am, vol. 58. Pp. 201-207 July, 1975.
3. J. S. Abel and J. O. Smith, "Source range and depth estimation from multipath range difference measurements" *IEEE Transactions Acoustic speech signal processing* , vol. 37, pp. 1157-1165, Aug. 1989.
4. B. T. Fang, "A simpal solutions for hyperbolic and related position fixes" IEEE Trans. Aerosp. Electron. Syst, vol. 26, pp. 748-753, Sept. 1990.
5. B. Friedlander, "A passive locatio algorithm and its accuracy analysis" IEEE J. Ocean. Engg, vol. OE-12, pp. 234-245, Jan. 1987.
6. J. S. Abel and J. O. Smith, "The spherical interpolation method for closed form passive source

localization using range difference measurements” in proc. ICASSP-87, pp. 471-474.

7. J. S. Abel, “A divide and conquer approach to least-square estimation” IEEE Trans. Aerosp. Electron. Syst., vol. 26, pp. 423-427 Mar. 1990.
8. W. H. Foy, “ Position–location solutions by Taylor-series estimation” IEEE Rrans.Aerosp. Syst. Vol. 26, pp. 423-427, Mar. 1990.
9. D. J. Torrieri, “Statical theory of passive location systems” IEEE Trans. Aerosp. Electron. Syst. Vol. AES-20, pp. 183-198, Mar.1984.
10. C. H. Knapp and G. C. Carter, “The generalized correlation method for estimation of time delay” IEEE Trans. Acoust, Speech. Speech signal processing, vol. ASSP-24,pp. 320-327, Apr. 1976.
11. Y. T. Chan and K. C. Ho, “Joint Time-Scale and TDOA estimation analysis and fst approximation” IEEE Trans. On Signal Processing, vol. 53,No. 8, pp. 2625-2634, 2005.
12. Y.T. Chan and K.C. Ho, “A simple and efficient estimator for hyperbolic location” *signal processing IEEE Transactions on* , vol. 42, no. 8 pp. 1905-1915, 1994.
13. W.C. Lee, Mobile cellular telecommunications: Analog and Digital Systems, 2nd edition McGraw-Hill Professional, Feb, 1995.
14. W. H. Foy, “ Position location solution by Taylor series estimation” IEEE Trans. Aerosp. And electron. Syst. Vol. AES- 12, No. 2, pp- 187-194, Mar. 1976





GLOBAL JOURNAL OF RESEARCHES IN ENGINEERING: J
GENERAL ENGINEERING
Volume 11 Issue 5 Version 1.0 July 2011
Type: Double Blind Peer Reviewed International Research Journal
Publisher: Global Journals Inc. (USA)
Online ISSN: 0975-5861

High Efficiency AlAs/GaAs/Ge Lattice Matched Multijunction Solar Cells

By Md. Jahirul Islam, Md. Habibullah, Sk. Hasan Hafizul Haque, Md. Mottaleb Hossain, Md. Rejvi Kaysir

Khulna University of Engineering & Technology (KUET) Khulna, Bangladesh

Abstracts - This paper reports on the theoretical design and performance analysis of the AlAs/GaAs/Ge based triple junction solar cells. The efficiency of the lattice matched solar cells has been evaluated considering the effect of reflection coefficient. The efficiency is also compared with the lattice mismatched triple junction solar cells. The current matching is done by varying the thickness. The effect of depletion width has been taken into account in order for accuracy. However, no significant change has been observed between the results without and with considering the depletion width. The efficiency of the proposed solar cells has been found to be ~ 43.5%. The effect of reflection coefficient has also been considered. The efficiency is found to be 23% to 37% considering reflection loss. This simulated model shows that the proposed model can improve the efficiency with increasing the number of junctions.

Keywords : Solar cells, Multifunction, AlAs/GaAs/Ge, Lattice matched, Minority carrier lifetime, Depletion width.

GJRE-J Classification : FOR Code:090605



Strictly as per the compliance and regulations of:



© 2011 Md. Jahirul Islam, Md. Habibullah, Sk. Hasan Hafizul Haque, Md. Mottaleb Hossain, Md. Rejvi Kaysir. This is a research/review paper, distributed under the terms of the Creative Commons Attribution-Noncommercial 3.0 Unported License (<http://creativecommons.org/licenses/by-nc/3.0/>), permitting all non commercial use, distribution, and reproduction in any medium, provided the original work is properly cited.

High Efficiency AlAs/GaAs/Ge Lattice Matched Multijunction Solar Cells

Md. Jahirul Islam^α, Md. Habibullah^Ω, Sk. Hasan Hafizul Haque^β, Md. Mottaleb Hossain^ψ, Md. Rejvi Kaysir[¥]

Abstract - This paper reports on the theoretical design and performance analysis of the AlAs/GaAs/Ge based triple junction solar cells. The efficiency of the lattice matched solar cells has been evaluated considering the effect of reflection coefficient. The efficiency is also compared with the lattice mismatched triple junction solar cells. The current matching is done by varying the thickness. The effect of depletion width has been taken into account in order for accuracy. However, no significant change has been observed between the results without and with considering the depletion width. The efficiency of the proposed solar cells has been found to be ~ 43.5%. The effect of reflection coefficient has also been considered. The efficiency is found to be 23% to 37% considering reflection loss. This simulated model shows that the proposed model can improve the efficiency with increasing the number of junctions.

Keywords : Solar cells, Multifunction, AlAs/GaAs/Ge, Lattice matched, Minority carrier lifetime, Depletion width.

I. INTRODUCTION

The photovoltaic solar cell is becoming widespread and very important as a clean and gentle energy source for the earth [1]. However, the efficiency of conventional and commercially available solar cells is still very low. To be competitive with the conventional energy source the efficiency of photovoltaic cell must be improved. Researchers are looking for the highly efficient photovoltaic cells from the beginning of this decade. Attempts have been made to fabricate photovoltaic cells with materials other than silicon and with no lattice mismatch. At the same time modifications in design are being carried out to reduce the reflected component of solar energy due to lattice mismatch.

Limitations of efficient use of broad solar spectrum of one junction solar cell have led to carry out much more theoretical and experimental works on the multijunction (MJ) solar cells. MJ solar cells are being widely investigated by the researchers to increase the efficiency.

It has been shown that the theoretical Efficiency of the MJ solar cells increases as it incorporates more

and more junctions [2]. However, practically there is a very little range of material that could be used to make these cells. A major challenge in achieving widespread use of solar cells lies in the identification of suitable materials with appropriate lattice and band gap matching. Besides lattice and band gap mismatches, recombination before drift, and reflection at top surface contact obstruction associated with MJ solar cells restricted the achievement of higher efficiency [3]. Due to lattice mismatch, generated carrier will be recombined in the defect of the lattice. After considering the effect of lattice mismatch the efficiency of the proposed solar cell has been found approximately 43.5% and the approach targeting 50% efficiency is proceeding using the invert lattice mismatch quantum well solar cells [4]. In this paper, the effect of antireflection on MJ solar efficiency is also studied.

II. DEVICE STRUCTURE

Improved efficiency is the most important factor in designing the MJ solar cells. Currently used MJ solar cells are based on two or three layers of different material which are usually III-V semiconductors [5]. But lattice constants of different junctions are not same. The efficiency decreases due to the lattice mismatch. The AlAs/GaAs/Ge based solar cells have been proposed for higher efficiency.

For designing this solar cell, the materials are used in buffer layer and tunnel junction having nearly the same lattice constant and this helps to improve the efficiency [6]. These layers act as antireflection coating which reduces the reflection of incident light. The schematic illustration of the proposed AlAs/GaAs/Ge MJ solar cells is shown in Fig. 1. The sub cells are arranged from bottom to top with lower to higher the band gap. Tunnel junctions are placed between the layers of a MJ to avoid the formation of junction as well as potential barrier between the layers. However dislocations at the interference of the GaAs and Ge are limiting the cell efficiency. This propagation often causes Shockly-Read-Hall recombination in the active cell regions.

To reduce the number of dislocations and cease their propagation through the upper layers of the junction cell, step graded buffer layers of InGaAs are used. Thus the constant remains the same due to small composition of In.

Author^{αΩβ¥}: Department of Electrical & Electronic Engineering, Khulna University of Engineering & Technology (KUET), Khulna-9203, Bangladesh.

E-mail: jahirul_kuet@yahoo.com, habibullah@mail.kuet.ac.bd, idip98@yahoo.com, rejvikaysir@yahoo.com

Author^ψ: Department of Electrical & Electronic Engineering, Stamford University Bangladesh, Dhaka-1217, Bangladesh.

E-mail: mottaleb77@ieee.org

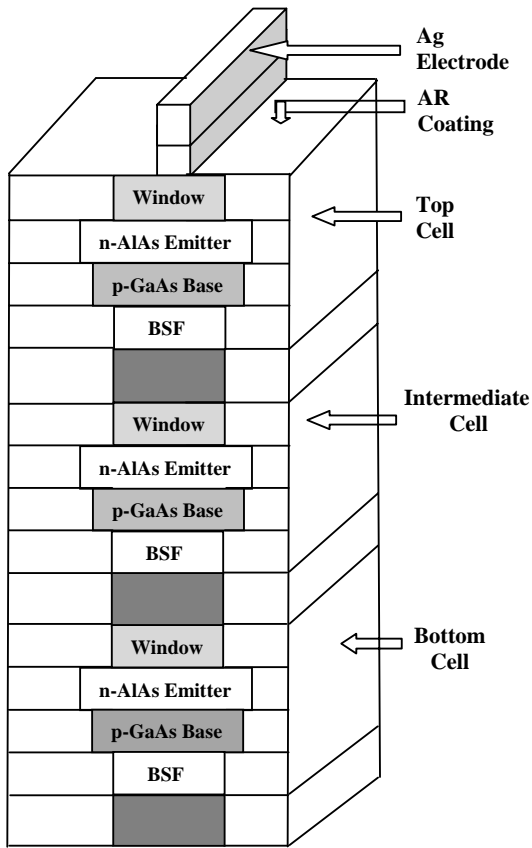


Fig. 1: Schematic illustration of the proposed lattice matched solar cells.

III. PERFORMANCE ANALYSIS

The performance of solar cells depends on the choice of material used, the direction of light energy incident into the p-n junction, the number of junctions between the cells, the matching of the lattice of the used compound alloys, and carrier concentration. The amount of light energy absorbed by the p-n junction of solar cell is one of the important issues in performance evaluation. The less the reflection of incident light, the more efficient the solar cell is. The values of different parameters for the materials of Ge, GaAs, and AlAs which are used in the theoretical design and performance evaluation of the lattice matched multifunction solar cells are shown in Table I.

Fig. 2 shows the graphical representation of reflectance or reflection coefficient and efficiency of lattice matched AlAs/GaAs/Ge-based MJ solar cells. Efficiency of the solar cells decreases with the increasing percentage of reflectance.

The current densities for electrons and holes are expressed as [7],



Fig. 2: Efficiency variation of solar cell with respect to reflection coefficient.

$$J_n = q\mu_n n_p \xi + qD_n \frac{dn_p}{dx'} \quad (1)$$

and

$$J_p = q\mu_p p_n \xi - qD_p \frac{dp_n}{dx'} \quad (2)$$

where q is the electron charge, μ_n and μ_p are the mobility of electrons and holes respectively, p is the electron concentration in p region, p_n is hole concentration in n region, ξ is electric field, and $D_{n,p}$ is the minority carrier diffusion coefficients in n and p regions respectively.

In the case of an n on p junction with an n -type emitter and p -type base the expression for p on the top side of the junction is given by

$$D_p \frac{d^2 p_n}{dx'^2} + \alpha F(1-R)e^{-\alpha x'} - \frac{p_n - p_{n0}}{\tau_p} = 0 \quad (3)$$

where F is the number of incident photon per cm^2 per second per unit band width, α is the absorption coefficient, R is the number of reflected photon from surface, p_{n0} is the equilibrium minority carrier density in the dark, and τ_p is the minority carrier lifetime.

The Open circuit voltage is expressed as [8],

$$V_{oc} = \frac{kT}{q} \ln\left(\frac{J_{sc}}{J_0} + 1\right) \quad (4)$$

and

$$J_0 = qn_i^2 \left(\frac{D_{nj}}{L_{nj} N_A} + \frac{D_{pj}}{L_{pj} N_D} \right), j = 1, 2, 3, \dots, n \quad (5)$$

where J_{sc} is the short circuit current density, J_0 dark saturation current density, n_i be the intrinsic carrier concentration, N_A and N_D are the acceptor and

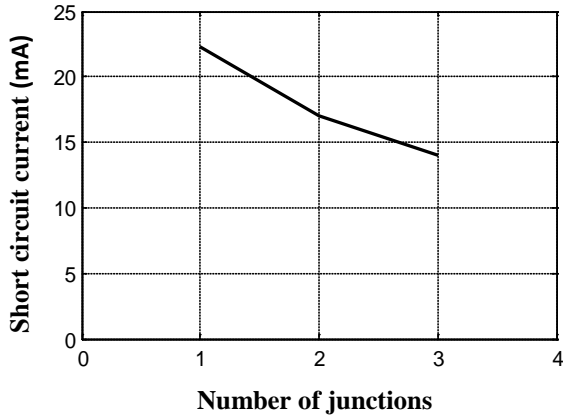


Fig. 3 : Variation of shot circuit current with number of junctions.

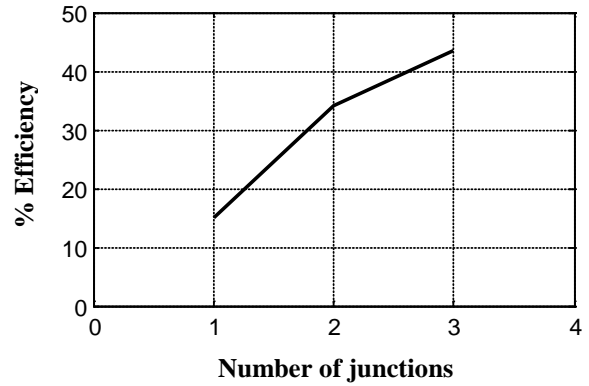


Fig. 5 : Efficiency variation of solar cell with respect to number of Junction.

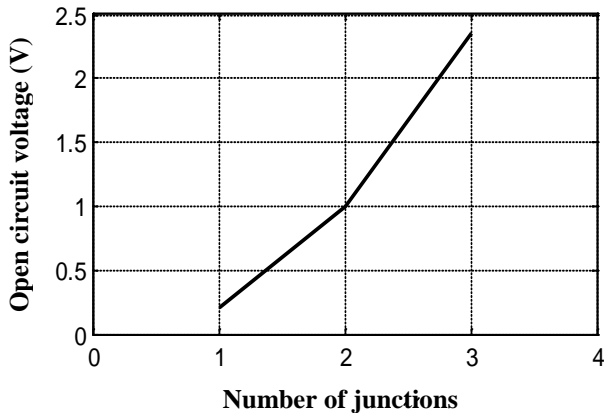


Fig. 4 : Variation of open circuit voltage with number of junctions.

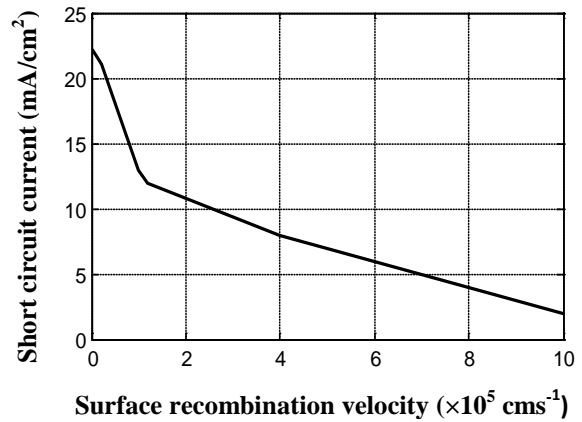


Fig.6. Effect of surface recombination velocity on short circuit current

Donor impurities respectively, and $L_{n,p}$ is minority carrier diffusion length in p and n regions respectively.

Short circuit current decreases as the number of junction increases. Simulation result shows that with the increase of number of junctions from single to triple short circuit current decreases about 35%. The result is shown in Fig. 3.

Fig. 4 shows the variation of open circuit voltage with the number of junctions. Open circuit voltage increases with increasing the number of junctions. For choosing of a new junction material, care has been taken about lattice constant so that lattice mismatch does not create in designing of MJ solar cells.

As the number of junctions i.e. the number of cells increases, short circuit current decreases and open circuit voltage increases which consequently causes the increase of solar cell efficiency. Fig. 5 shows the variation of efficiency with the number of junctions. Simulation result shows that efficiency increases about 30% as the junction number increases from single to triple.

The influence of surface recombination velocity on the short circuit current is shown in Fig. 6. Higher the recombination velocity, lower the short circuit current. Lattice matched solar cells reduce short circuit current (Fig. 3) which in turn increase the efficiency of the solar cells.

The comparison between lattice matched and mismatched triple junction solar cells considering the values of open circuit voltage, short circuit current, and efficiency is shown in Table II.

Table I: The Simulation Results of Lattice Matched MJ Solar Cells

Parameters	Ge	GaAs	AlAs
N_A (cm ⁻³)	10^{16}	10^{16}	10^{16}
N_D (cm ⁻³)	10^{18}	10^{18}	10^{18}
n_i (cm ⁻³)	2.33×10^{13}	1.84×10^6	8.5×10^{17}
N_c (cm ⁻³)	1.04×10^{19}	6.0×10^{18}	1.2×10^{19}
N_v (cm ⁻³)	4.45×10^{19}	7.72×10^{18}	4.62×10^{19}
J_o (A)	7.2×10^{-3}	1.1×10	8.9×10^{-5}
V_{oc} (V)	0.20	0.7928	1.33
V_T (V)	2.3228		

Table II: Comparison Table Between Lattice Matched and Mismatched Triple Junction Solar Cells

Parameters	Lattice matched (AlAs/GaAs/Ge)	Lattice mismatched (AlAs/GaAs/Ge)
Open circuit voltage, V_{oc} (V)	2.3228	2.683
Short circuit current J_{sc} (mA/cm ²)	22	15.94
Efficiency (η)	43.5%	37.73%

IV. CONCLUSIONS

The theoretical design of the lattice matched AlAs/GaAs/Ge-based multi junction solar cells has been proposed and performances have been evaluated. The performances are evaluated by developing a simulation model which optimizes the design of the lattice matched AlAs/GaAs/Ge MJ solar cells for high efficiency. The efficiency of the proposed device structure has been obtained to be $\sim 43.5\%$. The lattice mismatch is made to about nil. This increases surface recombination velocity and decreases short circuit current. The currents of each junction are made equal by adjusting the thickness of the emitter. Some major challenges including tunnel junction, buffer layer, and anti reflection coating in designing the effective MJ solar cells have been overcome. All these results show that the proposed AlAs/GaAs/Ge based multijunction solar cells are promising candidates to achieve high efficiency.

REFERENCES REFERENCES REFERENCIAS

1. K. Nishioka, T. Hatayama, Y. Uraoka, T. Fuyuki, R. Hagihara, and M. Watanabe, "Field-test analysis of PV system output characteristics focusing on module temperature," *Solar Energy Materials & Solar Cells* 75 (2003), PP. 665–671.
2. C. H. Henry, "Limiting Efficiencies of ideal single and multiple energy gap *terrestrial* solar cells," *J. Appl. Phys.*, vol. 51 (8), pp. 4494-4499, 1990.
3. S. O. Kasap, *Principles of Electronic Materials and Devices*, Third Edition, ISBN: 13 9780073104645 McGraw-Hill, 2006.
4. T. Takamoto, "Status of Multijunction Solar Cells and Future Development," in *CS MANTECH Conference*, Tampa, Florida, USA, May 18th-21st, 2009.
5. M. Yamaguchi, "Free electron concentration and mobility of InN and In_{0.68}Ga_{0.32}N as a function of displacement damage dose measured by the Hall Effect," *Solar Energy Materials & Solar Cells* 75, pp. 261-269, 2003.
6. J. F. Geisz, J.M. Olson, D.J. Friedman, K.M. Jones, R.C. Reedy, and M.J. Romero, "Lattice-Matched GaNPAs-on-Silicon Tandem Solar Cells," in *31st IEEE Photovoltaics Specialists Conference and Exhibition, Lake Buena Vista, FL*, 2005.
7. S. M. Sze, *Physics of Semiconductor Devices*. New York: John Wiley & Sons, 1981.
8. T. Yoshida, S. Fujikake, H. Shimabukuro, Y. Ichikawa, and H. Sakai, "Open-circuit voltage of p-i-n a-Si based solar cells," in *Proceedings of the IEEE 2th Photovoltaic Specialists Conference (PVSC)*, vol. 1, pp. 335-339, Las Vegas, NV, USA, 1988.

GLOBAL JOURNALS INC. (US) GUIDELINES HANDBOOK 2011

WWW.GLOBALJOURNALS.ORG

FELLOWS

FELLOW OF INTERNATIONAL CONGRESS OF ENGINEER (FICE)

- 'FICE' title will be awarded to the person/institution after approval of Editor-in-Chief and Editorial Board. The title 'FICE' can be added to name in the following manner
e.g. **Dr. Andrew Knoll, Ph.D., FICE**
Er. Pettar Jhone, M.E., FICE
- FICE can submit two papers every year for publication without any charges. The paper will be sent to two peer reviewers. The paper will be published after the acceptance of peer reviewers and Editorial Board.
- **Free unlimited Web-space** will be allotted to 'FICE' along with subDomain to contribute and partake in our activities.
- A **professional email address** will be allotted free with unlimited email space.
- FICE will be authorized to receive e-Journals -GJRE for the Lifetime.
- FICE will be exempted from the registration fees of Seminar/Symposium/Conference/Workshop conducted internationally of GJRE (FREE of Charge).
- FICE will be Honorable Guest of any gathering held.

ASSOCIATE OF INTERNATIONAL CONGRESS OF ENGINEER (AICE)

- AICE title will be awarded to the person/institution after approval of Editor-in-Chief and Editorial Board. The title 'AICE' can be added to name in the following manner:
eg. **Dr. Thomas Herry, Ph.D., AICE**
- AICE can submit one paper every year for publication without any charges. The paper will be sent to two peer reviewers. The paper will be published after the acceptance of peer reviewers and Editorial Board.
- Free 2GB Web-space will be allotted to 'FICE' along with subDomain to contribute and participate in our activities.
- A professional email address will be allotted with free 1GB email space.
- AICE will be authorized to receive e-Journal GJRE for lifetime.



AUXILIARY MEMBERSHIPS

ANNUAL MEMBER

- Annual Member will be authorized to receive e-Journal GJRE for one year (subscription for one year).
- The member will be allotted free 1 GB Web-space along with subDomain to contribute and participate in our activities.
- A professional email address will be allotted free 500 MB email space.

PAPER PUBLICATION

- The members can publish paper once. The paper will be sent to two-peer reviewer. The paper will be published after the acceptance of peer reviewers and Editorial Board.



PROCESS OF SUBMISSION OF RESEARCH PAPER

The Area or field of specialization may or may not be of any category as mentioned in 'Scope of Journal' menu of the GlobalJournals.org website. There are 37 Research Journal categorized with Six parental Journals GJCST, GJMR, GJRE, GJMBR, GJSFR, GJHSS. For Authors should prefer the mentioned categories. There are three widely used systems UDC, DDC and LCC. The details are available as 'Knowledge Abstract' at Home page. The major advantage of this coding is that, the research work will be exposed to and shared with all over the world as we are being abstracted and indexed worldwide.

The paper should be in proper format. The format can be downloaded from first page of 'Author Guideline' Menu. The Author is expected to follow the general rules as mentioned in this menu. The paper should be written in MS-Word Format (*.DOC,*.DOCX).

The Author can submit the paper either online or offline. The authors should prefer online submission.Online Submission: There are three ways to submit your paper:

(A) (I) First, register yourself using top right corner of Home page then Login. If you are already registered, then login using your username and password.

(II) Choose corresponding Journal.

(III) Click 'Submit Manuscript'. Fill required information and Upload the paper.

(B) If you are using Internet Explorer, then Direct Submission through Homepage is also available.

(C) If these two are not convenient, and then email the paper directly to dean@globaljournals.org.

Offline Submission: Author can send the typed form of paper by Post. However, online submission should be preferred.

PREFERRED AUTHOR GUIDELINES

MANUSCRIPT STYLE INSTRUCTION (Must be strictly followed)

Page Size: 8.27" X 11"

- Left Margin: 0.65
- Right Margin: 0.65
- Top Margin: 0.75
- Bottom Margin: 0.75
- Font type of all text should be Swis 721 Lt BT.
- Paper Title should be of Font Size 24 with one Column section.
- Author Name in Font Size of 11 with one column as of Title.
- Abstract Font size of 9 Bold, "Abstract" word in Italic Bold.
- Main Text: Font size 10 with justified two columns section
- Two Column with Equal Column with of 3.38 and Gaping of .2
- First Character must be three lines Drop capped.
- Paragraph before Spacing of 1 pt and After of 0 pt.
- Line Spacing of 1 pt
- Large Images must be in One Column
- Numbering of First Main Headings (Heading 1) must be in Roman Letters, Capital Letter, and Font Size of 10.
- Numbering of Second Main Headings (Heading 2) must be in Alphabets, Italic, and Font Size of 10.

You can use your own standard format also.

Author Guidelines:

1. General,
2. Ethical Guidelines,
3. Submission of Manuscripts,
4. Manuscript's Category,
5. Structure and Format of Manuscript,
6. After Acceptance.

1. GENERAL

Before submitting your research paper, one is advised to go through the details as mentioned in following heads. It will be beneficial, while peer reviewer justify your paper for publication.

Scope

The Global Journals Inc. (US) welcome the submission of original paper, review paper, survey article relevant to the all the streams of Philosophy and knowledge. The Global Journals Inc. (US) is parental platform for Global Journal of Computer Science and Technology, Researches in Engineering, Medical Research, Science Frontier Research, Human Social Science, Management, and Business organization. The choice of specific field can be done otherwise as following in Abstracting and Indexing Page on this Website. As the all Global



Journals Inc. (US) are being abstracted and indexed (in process) by most of the reputed organizations. Topics of only narrow interest will not be accepted unless they have wider potential or consequences.

2. ETHICAL GUIDELINES

Authors should follow the ethical guidelines as mentioned below for publication of research paper and research activities.

Papers are accepted on strict understanding that the material in whole or in part has not been, nor is being, considered for publication elsewhere. If the paper once accepted by Global Journals Inc. (US) and Editorial Board, will become the copyright of the Global Journals Inc. (US).

Authorship: The authors and coauthors should have active contribution to conception design, analysis and interpretation of findings. They should critically review the contents and drafting of the paper. All should approve the final version of the paper before submission

The Global Journals Inc. (US) follows the definition of authorship set up by the Global Academy of Research and Development. According to the Global Academy of R&D authorship, criteria must be based on:

- 1) Substantial contributions to conception and acquisition of data, analysis and interpretation of the findings.
- 2) Drafting the paper and revising it critically regarding important academic content.
- 3) Final approval of the version of the paper to be published.

All authors should have been credited according to their appropriate contribution in research activity and preparing paper. Contributors who do not match the criteria as authors may be mentioned under Acknowledgement.

Acknowledgements: Contributors to the research other than authors credited should be mentioned under acknowledgement. The specifications of the source of funding for the research if appropriate can be included. Suppliers of resources may be mentioned along with address.

Appeal of Decision: The Editorial Board's decision on publication of the paper is final and cannot be appealed elsewhere.

Permissions: It is the author's responsibility to have prior permission if all or parts of earlier published illustrations are used in this paper.

Please mention proper reference and appropriate acknowledgements wherever expected.

If all or parts of previously published illustrations are used, permission must be taken from the copyright holder concerned. It is the author's responsibility to take these in writing.

Approval for reproduction/modification of any information (including figures and tables) published elsewhere must be obtained by the authors/copyright holders before submission of the manuscript. Contributors (Authors) are responsible for any copyright fee involved.

3. SUBMISSION OF MANUSCRIPTS

Manuscripts should be uploaded via this online submission page. The online submission is most efficient method for submission of papers, as it enables rapid distribution of manuscripts and consequently speeds up the review procedure. It also enables authors to know the status of their own manuscripts by emailing us. Complete instructions for submitting a paper is available below.

Manuscript submission is a systematic procedure and little preparation is required beyond having all parts of your manuscript in a given format and a computer with an Internet connection and a Web browser. Full help and instructions are provided on-screen. As an author, you will be prompted for login and manuscript details as Field of Paper and then to upload your manuscript file(s) according to the instructions.



To avoid postal delays, all transaction is preferred by e-mail. A finished manuscript submission is confirmed by e-mail immediately and your paper enters the editorial process with no postal delays. When a conclusion is made about the publication of your paper by our Editorial Board, revisions can be submitted online with the same procedure, with an occasion to view and respond to all comments.

Complete support for both authors and co-author is provided.

4. MANUSCRIPT'S CATEGORY

Based on potential and nature, the manuscript can be categorized under the following heads:

Original research paper: Such papers are reports of high-level significant original research work.

Review papers: These are concise, significant but helpful and decisive topics for young researchers.

Research articles: These are handled with small investigation and applications

Research letters: The letters are small and concise comments on previously published matters.

5. STRUCTURE AND FORMAT OF MANUSCRIPT

The recommended size of original research paper is less than seven thousand words, review papers fewer than seven thousands words also. Preparation of research paper or how to write research paper, are major hurdle, while writing manuscript. The research articles and research letters should be fewer than three thousand words, the structure original research paper; sometime review paper should be as follows:

Papers: These are reports of significant research (typically less than 7000 words equivalent, including tables, figures, references), and comprise:

- (a) Title should be relevant and commensurate with the theme of the paper.
- (b) A brief Summary, "Abstract" (less than 150 words) containing the major results and conclusions.
- (c) Up to ten keywords, that precisely identifies the paper's subject, purpose, and focus.
- (d) An Introduction, giving necessary background excluding subheadings; objectives must be clearly declared.
- (e) Resources and techniques with sufficient complete experimental details (wherever possible by reference) to permit repetition; sources of information must be given and numerical methods must be specified by reference, unless non-standard.
- (f) Results should be presented concisely, by well-designed tables and/or figures; the same data may not be used in both; suitable statistical data should be given. All data must be obtained with attention to numerical detail in the planning stage. As reproduced design has been recognized to be important to experiments for a considerable time, the Editor has decided that any paper that appears not to have adequate numerical treatments of the data will be returned un-refereed;
- (g) Discussion should cover the implications and consequences, not just recapitulating the results; conclusions should be summarizing.
- (h) Brief Acknowledgements.
- (i) References in the proper form.

Authors should very cautiously consider the preparation of papers to ensure that they communicate efficiently. Papers are much more likely to be accepted, if they are cautiously designed and laid out, contain few or no errors, are summarizing, and be conventional to the approach and instructions. They will in addition, be published with much less delays than those that require much technical and editorial correction.



The Editorial Board reserves the right to make literary corrections and to make suggestions to improve brevity.

It is vital, that authors take care in submitting a manuscript that is written in simple language and adheres to published guidelines.

Format

Language: The language of publication is UK English. Authors, for whom English is a second language, must have their manuscript efficiently edited by an English-speaking person before submission to make sure that, the English is of high excellence. It is preferable, that manuscripts should be professionally edited.

Standard Usage, Abbreviations, and Units: Spelling and hyphenation should be conventional to The Concise Oxford English Dictionary. Statistics and measurements should at all times be given in figures, e.g. 16 min, except for when the number begins a sentence. When the number does not refer to a unit of measurement it should be spelt in full unless, it is 160 or greater.

Abbreviations supposed to be used carefully. The abbreviated name or expression is supposed to be cited in full at first usage, followed by the conventional abbreviation in parentheses.

Metric SI units are supposed to generally be used excluding where they conflict with current practice or are confusing. For illustration, 1.4 l rather than $1.4 \times 10^{-3} \text{ m}^3$, or 4 mm somewhat than $4 \times 10^{-3} \text{ m}$. Chemical formula and solutions must identify the form used, e.g. anhydrous or hydrated, and the concentration must be in clearly defined units. Common species names should be followed by underlines at the first mention. For following use the generic name should be constricted to a single letter, if it is clear.

Structure

All manuscripts submitted to Global Journals Inc. (US), ought to include:

Title: The title page must carry an instructive title that reflects the content, a running title (less than 45 characters together with spaces), names of the authors and co-authors, and the place(s) wherever the work was carried out. The full postal address in addition with the e-mail address of related author must be given. Up to eleven keywords or very brief phrases have to be given to help data retrieval, mining and indexing.

Abstract, used in Original Papers and Reviews:

Optimizing Abstract for Search Engines

Many researchers searching for information online will use search engines such as Google, Yahoo or similar. By optimizing your paper for search engines, you will amplify the chance of someone finding it. This in turn will make it more likely to be viewed and/or cited in a further work. Global Journals Inc. (US) have compiled these guidelines to facilitate you to maximize the web-friendliness of the most public part of your paper.

Key Words

A major linchpin in research work for the writing research paper is the keyword search, which one will employ to find both library and Internet resources.

One must be persistent and creative in using keywords. An effective keyword search requires a strategy and planning a list of possible keywords and phrases to try.

Search engines for most searches, use Boolean searching, which is somewhat different from Internet searches. The Boolean search uses "operators," words (and, or, not, and near) that enable you to expand or narrow your affords. Tips for research paper while preparing research paper are very helpful guideline of research paper.

Choice of key words is first tool of tips to write research paper. Research paper writing is an art. A few tips for deciding as strategically as possible about keyword search:



- One should start brainstorming lists of possible keywords before even begin searching. Think about the most important concepts related to research work. Ask, "What words would a source have to include to be truly valuable in research paper?" Then consider synonyms for the important words.
- It may take the discovery of only one relevant paper to let steer in the right keyword direction because in most databases, the keywords under which a research paper is abstracted are listed with the paper.
- One should avoid outdated words.

Keywords are the key that opens a door to research work sources. Keyword searching is an art in which researcher's skills are bound to improve with experience and time.

Numerical Methods: Numerical methods used should be clear and, where appropriate, supported by references.

Acknowledgements: Please make these as concise as possible.

References

References follow the Harvard scheme of referencing. References in the text should cite the authors' names followed by the time of their publication, unless there are three or more authors when simply the first author's name is quoted followed by et al. unpublished work has to only be cited where necessary, and only in the text. Copies of references in press in other journals have to be supplied with submitted typescripts. It is necessary that all citations and references be carefully checked before submission, as mistakes or omissions will cause delays.

References to information on the World Wide Web can be given, but only if the information is available without charge to readers on an official site. Wikipedia and Similar websites are not allowed where anyone can change the information. Authors will be asked to make available electronic copies of the cited information for inclusion on the Global Journals Inc. (US) homepage at the judgment of the Editorial Board.

The Editorial Board and Global Journals Inc. (US) recommend that, citation of online-published papers and other material should be done via a DOI (digital object identifier). If an author cites anything, which does not have a DOI, they run the risk of the cited material not being noticeable.

The Editorial Board and Global Journals Inc. (US) recommend the use of a tool such as Reference Manager for reference management and formatting.

Tables, Figures and Figure Legends

Tables: Tables should be few in number, cautiously designed, uncrowned, and include only essential data. Each must have an Arabic number, e.g. Table 4, a self-explanatory caption and be on a separate sheet. Vertical lines should not be used.

Figures: Figures are supposed to be submitted as separate files. Always take in a citation in the text for each figure using Arabic numbers, e.g. Fig. 4. Artwork must be submitted online in electronic form by e-mailing them.

Preparation of Electronic Figures for Publication

Even though low quality images are sufficient for review purposes, print publication requires high quality images to prevent the final product being blurred or fuzzy. Submit (or e-mail) EPS (line art) or TIFF (halftone/photographs) files only. MS PowerPoint and Word Graphics are unsuitable for printed pictures. Do not use pixel-oriented software. Scans (TIFF only) should have a resolution of at least 350 dpi (halftone) or 700 to 1100 dpi (line drawings) in relation to the imitation size. Please give the data for figures in black and white or submit a Color Work Agreement Form. EPS files must be saved with fonts embedded (and with a TIFF preview, if possible).

For scanned images, the scanning resolution (at final image size) ought to be as follows to ensure good reproduction: line art: >650 dpi; halftones (including gel photographs) : >350 dpi; figures containing both halftone and line images: >650 dpi.



Color Charges: It is the rule of the Global Journals Inc. (US) for authors to pay the full cost for the reproduction of their color artwork. Hence, please note that, if there is color artwork in your manuscript when it is accepted for publication, we would require you to complete and return a color work agreement form before your paper can be published.

Figure Legends: Self-explanatory legends of all figures should be incorporated separately under the heading 'Legends to Figures'. In the full-text online edition of the journal, figure legends may possibly be truncated in abbreviated links to the full screen version. Therefore, the first 100 characters of any legend should notify the reader, about the key aspects of the figure.

6. AFTER ACCEPTANCE

Upon approval of a paper for publication, the manuscript will be forwarded to the dean, who is responsible for the publication of the Global Journals Inc. (US).

6.1 Proof Corrections

The corresponding author will receive an e-mail alert containing a link to a website or will be attached. A working e-mail address must therefore be provided for the related author.

Acrobat Reader will be required in order to read this file. This software can be downloaded

(Free of charge) from the following website:

www.adobe.com/products/acrobat/readstep2.html. This will facilitate the file to be opened, read on screen, and printed out in order for any corrections to be added. Further instructions will be sent with the proof.

Proofs must be returned to the dean at dean@globaljournals.org within three days of receipt.

As changes to proofs are costly, we inquire that you only correct typesetting errors. All illustrations are retained by the publisher. Please note that the authors are responsible for all statements made in their work, including changes made by the copy editor.

6.2 Early View of Global Journals Inc. (US) (Publication Prior to Print)

The Global Journals Inc. (US) are enclosed by our publishing's Early View service. Early View articles are complete full-text articles sent in advance of their publication. Early View articles are absolute and final. They have been completely reviewed, revised and edited for publication, and the authors' final corrections have been incorporated. Because they are in final form, no changes can be made after sending them. The nature of Early View articles means that they do not yet have volume, issue or page numbers, so Early View articles cannot be cited in the conventional way.

6.3 Author Services

Online production tracking is available for your article through Author Services. Author Services enables authors to track their article - once it has been accepted - through the production process to publication online and in print. Authors can check the status of their articles online and choose to receive automated e-mails at key stages of production. The authors will receive an e-mail with a unique link that enables them to register and have their article automatically added to the system. Please ensure that a complete e-mail address is provided when submitting the manuscript.

6.4 Author Material Archive Policy

Please note that if not specifically requested, publisher will dispose off hardcopy & electronic information submitted, after the two months of publication. If you require the return of any information submitted, please inform the Editorial Board or dean as soon as possible.

6.5 Offprint and Extra Copies

A PDF offprint of the online-published article will be provided free of charge to the related author, and may be distributed according to the Publisher's terms and conditions. Additional paper offprint may be ordered by emailing us at: editor@globaljournals.org.



the search? Will I be able to find all information in this field area? If the answer of these types of questions will be "Yes" then you can choose that topic. In most of the cases, you may have to conduct the surveys and have to visit several places because this field is related to Computer Science and Information Technology. Also, you may have to do a lot of work to find all rise and falls regarding the various data of that subject. Sometimes, detailed information plays a vital role, instead of short information.

2. Evaluators are human: First thing to remember that evaluators are also human being. They are not only meant for rejecting a paper. They are here to evaluate your paper. So, present your Best.

3. Think Like Evaluators: If you are in a confusion or getting demotivated that your paper will be accepted by evaluators or not, then think and try to evaluate your paper like an Evaluator. Try to understand that what an evaluator wants in your research paper and automatically you will have your answer.

4. Make blueprints of paper: The outline is the plan or framework that will help you to arrange your thoughts. It will make your paper logical. But remember that all points of your outline must be related to the topic you have chosen.

5. Ask your Guides: If you are having any difficulty in your research, then do not hesitate to share your difficulty to your guide (if you have any). They will surely help you out and resolve your doubts. If you can't clarify what exactly you require for your work then ask the supervisor to help you with the alternative. He might also provide you the list of essential readings.

6. Use of computer is recommended: As you are doing research in the field of Computer Science, then this point is quite obvious.

7. Use right software: Always use good quality software packages. If you are not capable to judge good software then you can lose quality of your paper unknowingly. There are various software programs available to help you, which you can get through Internet.

8. Use the Internet for help: An excellent start for your paper can be by using the Google. It is an excellent search engine, where you can have your doubts resolved. You may also read some answers for the frequent question how to write my research paper or find model research paper. From the internet library you can download books. If you have all required books make important reading selecting and analyzing the specified information. Then put together research paper sketch out.

9. Use and get big pictures: Always use encyclopedias, Wikipedia to get pictures so that you can go into the depth.

10. Bookmarks are useful: When you read any book or magazine, you generally use bookmarks, right! It is a good habit, which helps to not to lose your continuity. You should always use bookmarks while searching on Internet also, which will make your search easier.

11. Revise what you wrote: When you write anything, always read it, summarize it and then finalize it.

12. Make all efforts: Make all efforts to mention what you are going to write in your paper. That means always have a good start. Try to mention everything in introduction, that what is the need of a particular research paper. Polish your work by good skill of writing and always give an evaluator, what he wants.

13. Have backups: When you are going to do any important thing like making research paper, you should always have backup copies of it either in your computer or in paper. This will help you to not to lose any of your important.

14. Produce good diagrams of your own: Always try to include good charts or diagrams in your paper to improve quality. Using several and unnecessary diagrams will degrade the quality of your paper by creating "hotchpotch." So always, try to make and include those diagrams, which are made by your own to improve readability and understandability of your paper.

15. Use of direct quotes: When you do research relevant to literature, history or current affairs then use of quotes become essential but if study is relevant to science then use of quotes is not preferable.



16. Use proper verb tense: Use proper verb tenses in your paper. Use past tense, to present those events that happened. Use present tense to indicate events that are going on. Use future tense to indicate future happening events. Use of improper and wrong tenses will confuse the evaluator. Avoid the sentences that are incomplete.

17. Never use online paper: If you are getting any paper on Internet, then never use it as your research paper because it might be possible that evaluator has already seen it or maybe it is outdated version.

18. Pick a good study spot: To do your research studies always try to pick a spot, which is quiet. Every spot is not for studies. Spot that suits you choose it and proceed further.

19. Know what you know: Always try to know, what you know by making objectives. Else, you will be confused and cannot achieve your target.

20. Use good quality grammar: Always use a good quality grammar and use words that will throw positive impact on evaluator. Use of good quality grammar does not mean to use tough words, that for each word the evaluator has to go through dictionary. Do not start sentence with a conjunction. Do not fragment sentences. Eliminate one-word sentences. Ignore passive voice. Do not ever use a big word when a diminutive one would suffice. Verbs have to be in agreement with their subjects. Prepositions are not expressions to finish sentences with. It is incorrect to ever divide an infinitive. Avoid clichés like the disease. Also, always shun irritating alliteration. Use language that is simple and straight forward. put together a neat summary.

21. Arrangement of information: Each section of the main body should start with an opening sentence and there should be a changeover at the end of the section. Give only valid and powerful arguments to your topic. You may also maintain your arguments with records.

22. Never start in last minute: Always start at right time and give enough time to research work. Leaving everything to the last minute will degrade your paper and spoil your work.

23. Multitasking in research is not good: Doing several things at the same time proves bad habit in case of research activity. Research is an area, where everything has a particular time slot. Divide your research work in parts and do particular part in particular time slot.

24. Never copy others' work: Never copy others' work and give it your name because if evaluator has seen it anywhere you will be in trouble.

25. Take proper rest and food: No matter how many hours you spend for your research activity, if you are not taking care of your health then all your efforts will be in vain. For a quality research, study is must, and this can be done by taking proper rest and food.

26. Go for seminars: Attend seminars if the topic is relevant to your research area. Utilize all your resources.

27. Refresh your mind after intervals: Try to give rest to your mind by listening to soft music or by sleeping in intervals. This will also improve your memory.

28. Make colleagues: Always try to make colleagues. No matter how sharper or intelligent you are, if you make colleagues you can have several ideas, which will be helpful for your research.

29. Think technically: Always think technically. If anything happens, then search its reasons, its benefits, and demerits.

30. Think and then print: When you will go to print your paper, notice that tables are not be split, headings are not detached from their descriptions, and page sequence is maintained.

31. Adding unnecessary information: Do not add unnecessary information, like, I have used MS Excel to draw graph. Do not add irrelevant and inappropriate material. These all will create superfluous. Foreign terminology and phrases are not apropos. One should NEVER take a broad view. Analogy in script is like feathers on a snake. Not at all use a large word when a very small one would be



sufficient. Use words properly, regardless of how others use them. Remove quotations. Puns are for kids, not grunt readers. Amplification is a billion times of inferior quality than sarcasm.

32. Never oversimplify everything: To add material in your research paper, never go for oversimplification. This will definitely irritate the evaluator. Be more or less specific. Also too, by no means, ever use rhythmic redundancies. Contractions aren't essential and shouldn't be there used. Comparisons are as terrible as clichés. Give up ampersands and abbreviations, and so on. Remove commas, that are, not necessary. Parenthetical words however should be together with this in commas. Understatement is all the time the complete best way to put onward earth-shaking thoughts. Give a detailed literary review.

33. Report concluded results: Use concluded results. From raw data, filter the results and then conclude your studies based on measurements and observations taken. Significant figures and appropriate number of decimal places should be used. Parenthetical remarks are prohibitive. Proofread carefully at final stage. In the end give outline to your arguments. Spot out perspectives of further study of this subject. Justify your conclusion by at the bottom of them with sufficient justifications and examples.

34. After conclusion: Once you have concluded your research, the next most important step is to present your findings. Presentation is extremely important as it is the definite medium through which your research is going to be in print to the rest of the crowd. Care should be taken to categorize your thoughts well and present them in a logical and neat manner. A good quality research paper format is essential because it serves to highlight your research paper and bring to light all necessary aspects in your research.

INFORMAL GUIDELINES OF RESEARCH PAPER WRITING

Key points to remember:

- Submit all work in its final form.
- Write your paper in the form, which is presented in the guidelines using the template.
- Please note the criterion for grading the final paper by peer-reviewers.

Final Points:

A purpose of organizing a research paper is to let people to interpret your effort selectively. The journal requires the following sections, submitted in the order listed, each section to start on a new page.

The introduction will be compiled from reference matter and will reflect the design processes or outline of basis that direct you to make study. As you will carry out the process of study, the method and process section will be constructed as like that. The result segment will show related statistics in nearly sequential order and will direct the reviewers next to the similar intellectual paths throughout the data that you took to carry out your study. The discussion section will provide understanding of the data and projections as to the implication of the results. The use of good quality references all through the paper will give the effort trustworthiness by representing an alertness of prior workings.

Writing a research paper is not an easy job no matter how trouble-free the actual research or concept. Practice, excellent preparation, and controlled record keeping are the only means to make straightforward the progression.

General style:

Specific editorial column necessities for compliance of a manuscript will always take over from directions in these general guidelines.

To make a paper clear

- Adhere to recommended page limits

Mistakes to evade

- Insertion a title at the foot of a page with the subsequent text on the next page



- Separating a table/chart or figure - impound each figure/table to a single page
- Submitting a manuscript with pages out of sequence

In every sections of your document

- Use standard writing style including articles ("a", "the," etc.)
- Keep on paying attention on the research topic of the paper
- Use paragraphs to split each significant point (excluding for the abstract)
- Align the primary line of each section
- Present your points in sound order
- Use present tense to report well accepted
- Use past tense to describe specific results
- Shun familiar wording, don't address the reviewer directly, and don't use slang, slang language, or superlatives
- Shun use of extra pictures - include only those figures essential to presenting results

Title Page:

Choose a revealing title. It should be short. It should not have non-standard acronyms or abbreviations. It should not exceed two printed lines. It should include the name(s) and address (es) of all authors.

Abstract:

The summary should be two hundred words or less. It should briefly and clearly explain the key findings reported in the manuscript-- must have precise statistics. It should not have abnormal acronyms or abbreviations. It should be logical in itself. Shun citing references at this point.

An abstract is a brief distinct paragraph summary of finished work or work in development. In a minute or less a reviewer can be taught the foundation behind the study, common approach to the problem, relevant results, and significant conclusions or new questions.

Write your summary when your paper is completed because how can you write the summary of anything which is not yet written? Wealth of terminology is very essential in abstract. Yet, use comprehensive sentences and do not let go readability for brevity. You can maintain it succinct by phrasing sentences so that they provide more than lone rationale. The author can at this moment go straight to



shortening the outcome. Sum up the study, with the subsequent elements in any summary. Try to maintain the initial two items to no more than one ruling each.

- Reason of the study - theory, overall issue, purpose
- Fundamental goal
- To the point depiction of the research
- Consequences, including definite statistics - if the consequences are quantitative in nature, account quantitative data; results of any numerical analysis should be reported
- Significant conclusions or questions that track from the research(es)

Approach:

- Single section, and succinct
- As a outline of job done, it is always written in past tense
- A conceptual should situate on its own, and not submit to any other part of the paper such as a form or table
- Center on shortening results - bound background information to a verdict or two, if completely necessary
- What you account in an conceptual must be regular with what you reported in the manuscript
- Exact spelling, clearness of sentences and phrases, and appropriate reporting of quantities (proper units, important statistics) are just as significant in an abstract as they are anywhere else

Introduction:

The **Introduction** should "introduce" the manuscript. The reviewer should be presented with sufficient background information to be capable to comprehend and calculate the purpose of your study without having to submit to other works. The basis for the study should be offered. Give most important references but shun difficult to make a comprehensive appraisal of the topic. In the introduction, describe the problem visibly. If the problem is not acknowledged in a logical, reasonable way, the reviewer will have no attention in your result. Speak in common terms about techniques used to explain the problem, if needed, but do not present any particulars about the protocols here. Following approach can create a valuable beginning:

- Explain the value (significance) of the study
- Shield the model - why did you employ this particular system or method? What is its compensation? You strength remark on its appropriateness from a abstract point of vision as well as point out sensible reasons for using it.
- Present a justification. Status your particular theory (es) or aim(s), and describe the logic that led you to choose them.
- Very for a short time explain the tentative propose and how it skilled the declared objectives.

Approach:

- Use past tense except for when referring to recognized facts. After all, the manuscript will be submitted after the entire job is done.
- Sort out your thoughts; manufacture one key point with every section. If you make the four points listed above, you will need a least of four paragraphs.
- Present surroundings information only as desirable in order hold up a situation. The reviewer does not desire to read the whole thing you know about a topic.
- Shape the theory/purpose specifically - do not take a broad view.
- As always, give awareness to spelling, simplicity and correctness of sentences and phrases.

Procedures (Methods and Materials):

This part is supposed to be the easiest to carve if you have good skills. A sound written Procedures segment allows a capable scientist to replacement your results. Present precise information about your supplies. The suppliers and clarity of reagents can be helpful bits of information. Present methods in sequential order but linked methodologies can be grouped as a segment. Be concise when relating the protocols. Attempt for the least amount of information that would permit another capable scientist to spare your outcome but be cautious that vital information is integrated. The use of subheadings is suggested and ought to be synchronized with the results section. When a technique is used that has been well described in another object, mention the specific item describing a way but draw the basic



principle while stating the situation. The purpose is to text all particular resources and broad procedures, so that another person may use some or all of the methods in one more study or referee the scientific value of your work. It is not to be a step by step report of the whole thing you did, nor is a methods section a set of orders.

Materials:

- Explain materials individually only if the study is so complex that it saves liberty this way.
- Embrace particular materials, and any tools or provisions that are not frequently found in laboratories.
- Do not take in frequently found.
- If use of a definite type of tools.
- Materials may be reported in a part section or else they may be recognized along with your measures.

Methods:

- Report the method (not particulars of each process that engaged the same methodology)
- Describe the method entirely
- To be succinct, present methods under headings dedicated to specific dealings or groups of measures
- Simplify - details how procedures were completed not how they were exclusively performed on a particular day.
- If well known procedures were used, account the procedure by name, possibly with reference, and that's all.

Approach:

- It is embarrassed or not possible to use vigorous voice when documenting methods with no using first person, which would focus the reviewer's interest on the researcher rather than the job. As a result when script up the methods most authors use third person passive voice.
- Use standard style in this and in every other part of the paper - avoid familiar lists, and use full sentences.

What to keep away from

- Resources and methods are not a set of information.
- Skip all descriptive information and surroundings - save it for the argument.
- Leave out information that is immaterial to a third party.

Results:

The principle of a results segment is to present and demonstrate your conclusion. Create this part a entirely objective details of the outcome, and save all understanding for the discussion.

The page length of this segment is set by the sum and types of data to be reported. Carry on to be to the point, by means of statistics and tables, if suitable, to present consequences most efficiently. You must obviously differentiate material that would usually be incorporated in a study editorial from any unprocessed data or additional appendix matter that would not be available. In fact, such matter should not be submitted at all except requested by the instructor.

Content

- Sum up your conclusion in text and demonstrate them, if suitable, with figures and tables.
- In manuscript, explain each of your consequences, point the reader to remarks that are most appropriate.
- Present a background, such as by describing the question that was addressed by creation an exacting study.
- Explain results of control experiments and comprise remarks that are not accessible in a prescribed figure or table, if appropriate.
- Examine your data, then prepare the analyzed (transformed) data in the form of a figure (graph), table, or in manuscript form.

What to stay away from

- Do not discuss or infer your outcome, report surroundings information, or try to explain anything.
- Not at all, take in raw data or intermediate calculations in a research manuscript.



- Do not present the similar data more than once.
- Manuscript should complement any figures or tables, not duplicate the identical information.
- Never confuse figures with tables - there is a difference.

Approach

- As forever, use past tense when you submit to your results, and put the whole thing in a reasonable order.
- Put figures and tables, appropriately numbered, in order at the end of the report
- If you desire, you may place your figures and tables properly within the text of your results part.

Figures and tables

- If you put figures and tables at the end of the details, make certain that they are visibly distinguished from any attach appendix materials, such as raw facts
- Despite of position, each figure must be numbered one after the other and complete with subtitle
- In spite of position, each table must be titled, numbered one after the other and complete with heading
- All figure and table must be adequately complete that it could situate on its own, divide from text

Discussion:

The Discussion is expected the trickiest segment to write and describe. A lot of papers submitted for journal are discarded based on problems with the Discussion. There is no head of state for how long a argument should be. Position your understanding of the outcome visibly to lead the reviewer through your conclusions, and then finish the paper with a summing up of the implication of the study. The purpose here is to offer an understanding of your results and hold up for all of your conclusions, using facts from your research and generally accepted information, if suitable. The implication of result should be visibly described. Infer your data in the conversation in suitable depth. This means that when you clarify an observable fact you must explain mechanisms that may account for the observation. If your results vary from your prospect, make clear why that may have happened. If your results agree, then explain the theory that the proof supported. It is never suitable to just state that the data approved with prospect, and let it drop at that.

- Make a decision if each premise is supported, discarded, or if you cannot make a conclusion with assurance. Do not just dismiss a study or part of a study as "uncertain."
- Research papers are not acknowledged if the work is imperfect. Draw what conclusions you can based upon the results that you have, and take care of the study as a finished work
- You may propose future guidelines, such as how the experiment might be personalized to accomplish a new idea.
- Give details all of your remarks as much as possible, focus on mechanisms.
- Make a decision if the tentative design sufficiently addressed the theory, and whether or not it was correctly restricted.
- Try to present substitute explanations if sensible alternatives be present.
- One research will not counter an overall question, so maintain the large picture in mind, where do you go next? The best studies unlock new avenues of study. What questions remain?
- Recommendations for detailed papers will offer supplementary suggestions.

Approach:

- When you refer to information, differentiate data generated by your own studies from available information
- Submit to work done by specific persons (including you) in past tense.
- Submit to generally acknowledged facts and main beliefs in present tense.

ADMINISTRATION RULES LISTED BEFORE SUBMITTING YOUR RESEARCH PAPER TO GLOBAL JOURNALS INC. (US)

Please carefully note down following rules and regulation before submitting your Research Paper to Global Journals Inc. (US):

Segment Draft and Final Research Paper: You have to strictly follow the template of research paper. If it is not done your paper may get rejected.



- The **major constraint** is that you must independently make all content, tables, graphs, and facts that are offered in the paper. You must write each part of the paper wholly on your own. The Peer-reviewers need to identify your own perceptives of the concepts in your own terms. NEVER extract straight from any foundation, and never rephrase someone else's analysis.
- Do not give permission to anyone else to "PROOFREAD" your manuscript.
- **Methods to avoid Plagiarism is applied by us on every paper, if found guilty, you will be blacklisted by all of our collaborated research groups, your institution will be informed for this and strict legal actions will be taken immediately.)**
- To guard yourself and others from possible illegal use please do not permit anyone right to use to your paper and files.



CRITERION FOR GRADING A RESEARCH PAPER (COMPILATION)
BY GLOBAL JOURNALS INC. (US)

Please note that following table is only a Grading of "Paper Compilation" and not on "Performed/Stated Research" whose grading solely depends on Individual Assigned Peer Reviewer and Editorial Board Member. These can be available only on request and after decision of Paper. This report will be the property of Global Journals Inc. (US).

Topics	Grades		
	A-B	C-D	E-F
<i>Abstract</i>	Clear and concise with appropriate content, Correct format. 200 words or below	Unclear summary and no specific data, Incorrect form Above 200 words	No specific data with ambiguous information Above 250 words
<i>Introduction</i>	Containing all background details with clear goal and appropriate details, flow specification, no grammar and spelling mistake, well organized sentence and paragraph, reference cited	Unclear and confusing data, appropriate format, grammar and spelling errors with unorganized matter	Out of place depth and content, hazy format
<i>Methods and Procedures</i>	Clear and to the point with well arranged paragraph, precision and accuracy of facts and figures, well organized subheads	Difficult to comprehend with embarrassed text, too much explanation but completed	Incorrect and unorganized structure with hazy meaning
<i>Result</i>	Well organized, Clear and specific, Correct units with precision, correct data, well structuring of paragraph, no grammar and spelling mistake	Complete and embarrassed text, difficult to comprehend	Irregular format with wrong facts and figures
<i>Discussion</i>	Well organized, meaningful specification, sound conclusion, logical and concise explanation, highly structured paragraph reference cited	Wordy, unclear conclusion, spurious	Conclusion is not cited, unorganized, difficult to comprehend
<i>References</i>	Complete and correct format, well organized	Beside the point, Incomplete	Wrong format and structuring

INDEX

A

absorbance · 22
accelerated · 27, 29
acceptance · 35
accessibility · 24
accomplished · 31, 34
Administration · 21
Admittance · 44
Algeria · 1, 2, 9
algorithm · 37, 38, 50, 51, 52, 55
Algorithm · 34, 35, 37, 38, 40
aluminate · 5
ambiguity · 52
Analysis · 11, 13, 16, 17, 20, 41, 42, 44, 48, 49
analytical · 21, 36
anemometers · 27
antenna, · 11
Antioxidant · 21, 23
antireflection · 56, 57
appreciable · 29
arithmetic · 52
Armatum · 21
assessments · 22, 29
assumption · 48
asymptotic · 44
automotive · 30

C

calcite · 2
capacitance · 14, 15, 17
carminative · 21
carrageenin · 21, 22, 23
catalysing · 30
cementations · 5
Characterization · 2, 9
characterizations · 32
Co-Efficient · 42
collaboration · 30
colloidal · 9
combination · 1, 8, 9, 14, 25
combinations · 1, 8, 31
combustible · 28
Commercial · 30
commercialisation · 32
communication · 11, 30, 50

comparator · 4
comparison · 24, 39, 45, 59
compensator · 14, 16, 19, 20
Compensator · 14, 19
competition · 14
competitive · 28, 34, 56
complex · 21, 34, 35, 50
complicated · 11, 34
computations · 51
concentration · 4, 5, 9, 22, 57, 58, 59
Conférence · 9
Configuration · 14
confirmed · 2, 3, 46
consideration · 25, 34, 36, 40
conventional · 14, 29, 34, 36, 50, 56
convergence · 37, 38, 39, 40, 50, 51
Correlation · 42, 45, 48
Crossover · 37
cumulative · 53

D

Decentralized · 40, 41
deformation · 4, 44, 46, 47, 48
Deformation · 42, 44, 49
demolished · 1
demonstrate · 20, 46
deregulated · 34
Detection · 42, 48, 49
deteriorate · 24
Developements · 10
development · 1, 14, 21, 23, 24, 25, 26, 28, 29, 30, 31, 34
diagnostic · 42
Diagnostics · 48
dimensional · 3, 51
dimensions · 13
displacement · 4, 22, 42, 59
Displacements · 42, 49
domestic · 24, 25, 28
Dominated · 34, 35, 37, 38, 40
durability · 29
Dynamic · 16, 20, 34, 35, 40, 41

E

economic · 24, 25, 27, 30, 31

economically · 14, 25, 30
Economics · 24
effectiveness · 20, 36, 42
Efficiencies · 59
electrification · 26, 27, 28
electromechanical · 37, 39, 42
Electromechanical · 39
environmental · 14, 24, 25, 27, 29, 31
equilibrium · 36, 58
essentially · 15
estimation · 50, 51, 52, 55
Estimation · 3, 50
ethanolic · 22
excitation · 11, 34, 35, 41
exhaustively · 22
exhibited · 21
exogenously · 21
expansive · 1, 2, 9, 10
experimental · 21, 22, 56
Exploration · 25
Exposition · 20

F

Fitoterapia · 23
frequencies · 11, 42, 46

G

Genetic · 34, 35, 37, 38, 40, 41
geotechnical · 1, 2
guaranteed · 38, 51

H

harmonic · 14, 16
harmonics · 17, 44
histamine · 22
hydration · 5
hydraulic · 5
Hydropower · 28, 29
hyperbolic · 50, 51, 52, 55
Hyperbolic · 50

I

ibuprofen · 22
impedance · 11, 12, 18, 42, 43, 44
Inflammatory · 21
infrastructure · 1, 51
insolation · 31
inspection · 42, 47

instability · 14, 34, 36
installation · 20, 26, 27, 29
instantaneous · 15, 16
Insulation · 48, 49
interventions · 32
intraperitoneal · 22
investments · 25
irrigation · 29

L

latitude · 26
Localization · 1, 2
logarithmic · 44
logarithmically · 44

M

magnitude · 1, 9, 14, 15, 26, 44
maintenance · 26, 27, 36
Mechanical · 42, 48, 49
mechanically · 14, 15
mechanism · 21, 37, 53
methodical · 11
microscope · 22
microstrip · 11, 12, 13
Microstrip · 11, 12, 13
mineralogical · 2, 3
minimization · 37
modifications · 51, 56
multifunction · 57
Multijunction · 56, 59
Mutation · 37

O

obstruction · 50, 56
occurrence · 1
oedometer · 4
operating · 12, 17, 18, 25, 34
operation · 13, 15, 17, 27, 34, 36, 37, 42
optimization · 20, 34, 35, 36, 37, 38, 40
Optimum · 3, 55
oscillations · 34, 35, 36

P

Performance · 13, 16, 17, 19, 41, 56
photovoltaic · 25, 31, 56
Phytochemistry · 23
plasticity · 2, 5, 9
polarization · 12

polynomials · 43
popularized · 37
potassium · 3
potential, · 1
potentiality · 29
probabilities · 38
propagation · 11, 51, 53, 57
Prospects · 24, 31
protection · 24, 46

Q

quantify · 3

R

Radiation · 11, 12, 13
RADICAL · 22
realistically · 45
recombination · 37, 56, 57, 58, 59
reflectance · 57
reliability · 25, 29, 42
Renewable · 24, 29, 30, 31, 32
Reproduction · 37

S

scavenging · 22
SCENARIO · 25
scientifique · 9
Screening · 21, 23
Semiconductor · 20, 59
sequential · 34, 35, 36
significant · 4, 16, 21, 22, 23, 28, 30, 35, 36, 38, 39, 42, 56
simulation · 11, 13, 20, 35, 36, 40, 50, 51, 52, 53, 59
Simulation · 11, 12, 13, 34, 36, 58, 59
specifically · 24

specification · 12
stabilization · 1, 3, 4, 5, 7, 8, 9, 34, 35, 37, 38, 39, 40, 41
Stabilization · 1, 5, 8, 9, 34, 35, 40, 41
stiffening · 5
stratigraphic · 2
subsequently · 44
substitution · 4
supplemented · 30
surveillance · 25, 50
susceptance · 15, 16, 17, 18
sustainable · 24, 28, 29, 30, 31, 32
swelling · 1, 2, 3, 4, 5, 7, 8, 9, 10
synchronized · 50
synchronous · 14, 15, 19, 34

T

technological · 24, 26
technologies · 24, 25, 27, 28, 29, 30, 31, 50, 51
theoretical · 11, 42, 56, 57, 59
theoretically · 29
thyristor · 14, 15, 16, 17, 19, 36
transmission · 11, 12, 13, 14, 15, 16, 19, 20, 25, 27, 29, 34, 50
Transmission · 11, 20, 25, 41
transmitted · 27, 51
transreceiver · 51

U

ultracapacitors · 29
utilization · 14, 26, 34

V

Vinegar · 22, 23
Voltage · 12, 14, 19, 20, 41, 42, 43, 46, 49



save our planet



Global Journal of Researches in Engineering

Visit us on the Web at www.GlobalJournals.org | www.EngineeringResearch.org
or email us at helpdesk@globaljournals.org



ISSN 9755861

© 2011 by Global Journals