

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Ecole Nationale Polytechnique



Département de Génie Civil

Laboratoire de Matériaux de Génie Civil et Environnement

Thèse de doctorat en science

Comportement d'un mélange Tuf-Sable de dune sous sollicitations monotones et cycliques

Elhadj Guesmia DAHEUR

Sous la direction de M. Idriss GOUAL Professeur

Et Mme. Ratiba MITICHE- KETTAB Professeur

Présentée et soutenue publiquement le (03/07/2019)

Composition du Jury :

Président	M . Abderrahim BALI,	Professeur	ENP Alger
Directeurs de thèse	M . GOUAL Idriss,	Professeur	U. de Laghouat
	Mme . Ratiba MITICHE- KETTAB,	Professeur	ENP Alger
Examineurs	M . Smain BELKACEMI,	Professeur	ENP Alger
	M . Amar NECHNECHE,	Professeur	ENP Alger
	M . Mohamed Kamel GUEDDOUDA,	Professeur	U. de Laghouat
	M . Rabah CHAID,	Professeur	U. de Boumerdès

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Ecole Nationale Polytechnique



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

LABORATOIRE MATERIAUX DE GENIE CIVIL
ET ENVIRONNEMENT



Département de Génie Civil

Laboratoire de Matériaux de Génie Civil et Environnement

Thèse de doctorat en science

Comportement d'un mélange Tuf-Sable de dune sous sollicitations monotones et cycliques

Elhadj Guesmia DAHEUR

Sous la direction de M. Idriss GOUAL Professeur

Et Mme. Ratiba MITICHE- KETTAB Professeur

Présentée et soutenue publiquement le (03/07/2019)

Composition du Jury :

Président	M . Abderrahim BALI,	Professeur	ENP Alger
Directeurs de thèse	M . GOUAL Idriss,	Professeur	U. de Laghouat
	Mme . Ratiba MITICHE- KETTAB,	Professeur	ENP Alger
Examineurs	M . Smain BELKACEMI,	Professeur	ENP Alger
	M . Amar NECHNECHE,	Professeur	ENP Alger
	M . Mohamed Kamel GUEDDOUDA,	Professeur	U. de Laghouat
	M . Rabah CHAID,	Professeur	U. de Boumerdès

ملخص:

يدخل هذا العمل في إطار ترمين المواد المحلية واستغلالها في منشآت الطرق، من أجل تلبية احتياجات المناطق الصحراوية التي لا تتوفر على المواد النبيلة. الهدف الرئيسي من هذه الأطروحة هو دراسة إمكانية ترمين الطف ورمال الكثبان لمنطقة ورقلة من أجل استخدامها في بناء الطرق. في المرحلة التجريبية الأولى، التي تهتم بدراسة الآثار المترتبة على إضافة رمل الكثبان على الخصائص الفيزيائية والميكانيكية للطف، تم انتقاء صيغة مثلى مكونة من 65% من الطف و 35% من رمل والتي تعطي أفضل الخصائص الجيوتقنية والميكانيكية. المرحلة الثانية من الدراسة التجريبية خصصت لدراسة سلوك الصيغة المثلى تحت التأثيرات الهيدروليكية والتأثيرات الميكانيكية. دراسة السلوك تحت التأثيرات الهيدروليكية تم من خلال تجارب التصريف والترطيب. أما السلوك الميكانيكي، فقد انجز عن طريق اختبارات الضغط ثلاثية المحاور في مجال التشوهات الصغيرة وبحمولات دورية للمزيج بمحتو مائي ثابت.

النتائج التي تم الحصول عليها تثبت إمكانية ترمين المواد المحلية مكونة من الطف ورمال الكثبان لتطوير مواد الطرق الصحراوية ذات الكفاءة الميكانيكية الاقتصادية التي تلبى متطلبات سياسة التنمية المستدامة.

الكلمات المفتاحية: الطف، رمل الكثبان، جيوتقنية الطرق، اختبار ثلاثي المحاور، التشوهات الصغيرة، مسار الترطيب والصرف.

Abstract:

The present work focuses on the valorization of tuff and dune sand from the Ouargla region in Sahara road design. The concept is to associate tuff and dune sand, at different percentages ranging between 0 and 100%. This association aims at improving the geotechnical and mechanical characteristics of the two materials. The first experimental part concerns the optimization study, which allowed selecting an optimal formulation based on 65% tuff and 35% dune sand. The objective of the second experimental phase is to assess the hydro mechanical behaviour of the optimal mixture. The hydraulic behaviour is revealed by wetting-drying tests. The mechanical behaviour is characterised, in particular for triaxial tests in small strains, under cyclic loadings, with constant water content on the compacted optimal mixture. The results obtained highlight the possibility of valorizing the local materials based on tuff and dune sand to construct Saharan roads materials mechanically efficient, economic and meeting the requirements of the sustainable development policy.

Key words: tuff, dune sand, local materials, geotechnical road, triaxial test, small strain, drying-wetting.

Résumé :

Le présent travail entre dans le cadre de la valorisation des matériaux locaux pour une utilisation en technique routière. L'objectif principal de cette thèse est l'étude des potentialités de valorisation de tuf et de sable de dune de la région d'Ouargla pour une utilisation dans la construction des chaussées sahariennes. Une première phase expérimentale consacrée à l'étude de l'effet de l'ajout de sable de dune sur les propriétés physiques et mécaniques du tuf, ce qui a permis de choisir le mélange composé de 65% de tuf et 35% de sable de dune comme mélange optimal qui confère les meilleures propriétés géotechniques et mécaniques. La deuxième phase expérimentale consiste à étudier le comportement du mélange optimal sous sollicitations hydriques et sollicitations mécaniques. Pour les sollicitations hydriques on a réalisé des essais de drainage-humidification sur le mélange optimal à différents états initiaux. Concernant les sollicitations mécaniques, le programme expérimental comporte des essais triaxiaux cycliques en petites déformations, à teneur en eau constante. Cette démarche expérimentale a permis de déduire les paramètres rhéologiques indispensables pour une modélisation du comportement de la chaussée, à base de tuf et de sable de dune, sous l'effet de sollicitations hydriques et mécaniques. Enfin, Les résultats obtenus mettent en évidence la possibilité de valorisation des matériaux locaux à base de tuf et de sable de dune pour la mise au point d'un matériau routier saharien mécaniquement performant, économique et répondant aux exigences de la politique du développement durable.

Mots clés : tuf, sable de dune, géotechnique routière, essais triaxiaux, petite déformation, chemin drainage-humidification.

Dédicaces

Je dédie cette thèse de Doctorat à :

- ✚ Mes chers parents pour leurs sacrifices ;
- ✚ Ma femme pour sa passion et sa patience ;
- ✚ Ma fille : Ichrak ;
- ✚ Mes sœurs et frère ;
- ✚ Tous mes proches et amis fidèles ;
- ✚ Tous ceux qui m'ont soutenu de près ou de loin.

Que ces chères personnes trouvent dans ce travail le fruit de leurs efforts et leurs sacrifices.

Remerciements

Ce travail de recherche n'aurait pas été possible sans le soutien et la participation de plusieurs personnes auxquelles je souhaite également exprimer toute ma gratitude.

Je remercie Mr. **BALI Abderrahim**, Professeur au département de Génie civil de l'école nationale polytechnique de m'avoir fait l'honneur de présider mon jury de thèse.

Je remercie Mr. **GOUAL Idriss**, Professeur au département de Génie civil de la faculté de technologie de l'université de Laghouat, pour avoir assuré la direction et le suivi de cette thèse. Sa disponibilité ainsi que l'attention qu'il a porté à ce travail ont été un atout précieux dans l'avancement de cette étude. Qu'il trouve ici l'expression de ma sincère gratitude.

J'adresse tout particulièrement mes vifs remerciements à Mme. **MITICHE- KETTAB Ratiba**, Professeur au département de Génie civil de l'école nationale polytechnique, qui a co-encadré mon travail, son expérience et ses aides scientifiques, ses conseils, ses encouragements m'ont été essentiels.

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements aux examinateurs, Mr. **BELKACEMI Smain**, Professeur à l'école nationale polytechnique, Mr. **NECHNECHE Amar** Professeur à USTHB, Mr. **GUEDDOUDA Mohamed Kamel**, Professeur à l'université de Laghouat, Mr. **CHAID Rabah**, Professeur à l'université de Boumerdès, qui m'ont fait l'honneur d'être examinateurs de ce travail.

J'adresse également de sincères remerciements à Mr. **TAIBI Said**, professeur à l'université du Havre pour toute la confiance qu'il a placée en moi en acceptant de diriger mes stages ; pour sa disponibilité, ses grandes qualités pédagogiques, ainsi que pour sa rigueur scientifique, qu'il a su me communiquer pour mener au mieux ce travail de recherche. J'ai apprécié ses critiques constructives, ainsi que son enthousiasme, qui ont sans cesse renouvelé mon ardeur au travail.

Je remercie également toute l'équipe de laboratoire LTPS avec qui j'ai réalisé une partie de cette thèse, en particulier l'ensemble des techniciens du laboratoire, Mr. **AMIEUR Nacer**, directeur technique de Laboratoire et Mr. **BOUABDELLI Tayeb**, directeur de Laboratoire, pour leur accueil, leur soutien et leur aide.

Je remercie enfin tous les membres de ma famille qui m'ont toujours soutenu en toutes circonstances, et tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour l'élaboration de cette thèse.

TABLE DES MATIERES

Liste des tableaux	
Liste des figures	
Liste des symboles	
INTRODUCTION GENERALE	16
Premier volet : Partie bibliographique	
Chapitre I : Généralités	
1 INTRODUCTION	19
2 LES TUF D'ENCROUTEMENT	19
2.1 Définition	19
2.1.1 Les encroûtements calcaires	19
2.1.2 Les encroûtements gypseux	19
2.1.3 Les encroûtements mixtes	20
2.2 Caractéristiques géotechniques des tufs d'encroûtement	20
3 LES SABLES DE DUNES	22
3.1 Définition	22
3.2 Formation et localisation des sables de dune	22
3.3 Caractéristique des sables de dunes	23
3.3.1 Granulométrie	23
3.3.2 Formes des grains	24
3.3.3 Propreté	24
3.3.4 Caractéristiques physiques	24
3.3.5 Composition chimique et minéralogique	25
4 DIFFERENTS ASPECTS DU CONTEXTE SAHARIEN	26
4.1 Contexte climatique	27
4.2 Le sol support	27
4.3 Le trafic	27
5 SYNTHÈSE DE QUELQUES SPECIFICATIONS POUR L'UTILISATION DES TUF D'ENCROUTEMENT	27
5.1 La technique routière saharienne (TRS)	30
5.1.1 Principes de la technique routière Saharienne	30
5.1.2 Domaine d'application	31
5.1.3 Critères de choix de matériaux pour couches de base et de fondation	31
5.1.3.1 Matériaux à angle de frottement élevé	32
5.1.3.2 Matériaux à « cohésion » élevée	32
5.1.3.3 Matériaux intermédiaires	33
5.1.4 Mode de construction des routes au Sahara	33
5.1.4.1 Terrassements	34
5.1.4.2 Couche de fondation	34
5.1.4.3 Couche de base	34
5.1.4.4 Couche de roulement	34
6 LES TUF ET LES SABLES DE DUNES EN TECHNIQUE ROUTIERES SAHARIENNE	35
6.1 Utilisation des tufs d'encroûtement le domaine routier	35
6.1.1 Comportement des chaussées en tufs d'encroûtement	35
6.1.2 Précautions lors de la mise en œuvre	36
6.2 Utilisation des tufs traités aux liants le domaine routier	36
6.3 Tuf et d'autre granulat	37

6.4 Utilisation du sable de dunes dans le domaine routier	38
6.5 Les tuf-sable-bitume	38
6.6 Utilisation du mélange Tuf - Sable de dune dans les corps des chaussées	39
7 CONCLUSION	41

Chapitre II : Comportement mécanique et hydrique des sols

1 INTRODUCTION	42
2 COMPORTEMENT SOUS SOLLICITATIONS HYDRIQUE	42
2.1 Succion dans les sols partiellement saturés	43
2.1.1 Définition de la succion	43
2.1.2 Techniques de mesure de la succion	43
2.1.2.1 Le papier filtre	43
2.1.2.2 Les tensiomètres	44
2.1.2.3 Mesure psychométrique	44
2.1.3 Technique de contrôle de la succion	44
2.1.3.1 Les plaques tensiométriques	44
2.1.3.2 Translation d'axes (surpression d'air)	44
2.1.3.3 La méthode osmotique	45
2.1.3.4 La méthode des solutions salines saturées	46
2.2 Caractérisation du comportement des sols sur chemin de drainage-humidification (la courbe de rétention)	46
3 COMPORTEMENT SOUS SOLLICITATIONS MECANIQUE	49
3.1 Comportement sous sollicitations monotone en grande déformations	50
3.2.1 Essai de compression simple	50
3.2.2 Comportement sous chargement triaxial monotone	51
3.2.2.1 L'essai triaxial consolidé drainé (CD)	53
3.2 Comportement sous sollicitations cyclique en petites déformations	55
3.2.1 Méthodes quasi-statique	55
3.2.1.1 LDT	55
3.2.2 Méthodes dynamiques	57
4 CONCLUSION	60

Deuxième volet : Partie expérimentale

Chapitre III : Caractérisation des matériaux étudiés

1 INTRODUCTION	61
2 PRESENTATION ET LOCALISATION DES MATERIAUX	61
2.1 Présentation de la Wilaya d'Ouargla	62
2.1.1 Climatologie d'Ouargla	62
2.1.1.1 Température	62
2.1.1.2 L'humidité	62
2.1.1.3 Les vents	62
2.1.1.4 Pluviométrie	62
2.1.1.5 Evaporation	63
2.1.1.6 Insolation	63
2.1.2 Etat du Réseau Routier de la Wilaya d'Ouargla	63
3 CARACTERISATION DES MATERIAUX UTILISES	64
3.1 Analyse granulométrique	64
3.1.1 Analyse granulométrique par tamisage	64
3.1.2 Analyse granulométrique par sédimentométrie	64
3.2 Qualité des fines	66
3.2.1 Les limites d'Atterberg	66

3.2.2 Essai d'équivalent de sable	68
3.2.3 Essai au bleu de méthylène	68
3.3 Essai Los Angeles	70
3.4 Essai de compactage et de portance	70
3.4.1 Essai Proctor Modifié	70
3.4.2 Essai CBR	71
3.5 Essai de compression simple	72
3.5.1 Préparation des échantillons	73
3.5.2 Procédure d'essai	75
3.5.3 Evolution de la résistance en compression simple en fonction de l'âge	75
3.5.4 Evolution de la résistance en compression simple en fonction de la compacité	75
3.6 Analyse minéralogique	76
4 RECAPITULATIF DES ESSAIS D'IDENTIFICATION	77
5 CONCLUSION	78

Chapitre IV : Etude d'optimisation

1 INTRODUCTION	79
2 INFLUENCE DE L'AJOUT DE SABLE DE DUNE SUR LES CARACTERISTIQUES IMMEDIATES	79
2.1 Analyse granulométrique	79
2.2 Limites d'Atterberg	80
2.3 Les caractéristiques de compactage et de portance	81
2.3.1 Compactage	81
2.3.2 La portance	82
2.4 Récapitulation des caractéristiques géotechniques des mélanges T-SD	84
3 COMPORTEMENT DES MELANGES T-SD SOUS SOLlicitATIONS MONOTONES EN GRANDES DEFORMATIONS	84
3.2 Préparation des échantillons	84
3.3 Résistance à la compression	84
3.4 Essai triaxial Consolidé Drainé (CD)	87
3.4.1 Dispositif expérimentale	87
3.4.2 Procédures expérimentales	87
3.4.2.1 Saturation des échantillons	88
3.4.2.2 Phase de consolidation	90
3.4.2.3 Phase de cisaillement	91
3.4.3 Présentation des résultats et interprétations	91
3.4.3.1 Dans le plan $[\varepsilon_1, q]$	92
3.4.3.2 Dans le plan $[\varepsilon_1, \varepsilon_v]$	93
3.4.3.3 Dans le plan $[\log(p'), e]$	95
3.4.3.4 Dans le plan $[p', q]$	98
3.4.3.5 Modules sécants	100
3.4.4 Loi de comportement mécanique	101
3.4.5 Récapitulatif des caractéristiques mécaniques des mélanges T-SD	104
3.4.6 Comparaison avec d'autres matériaux	105
4 CONCLUSION	105

Chapitre V : Comportement hydrique du mélange optimal

1 INTRODUCTION	107
2 PREPARATION DES ECHANTILLONS ET TECHNIQUES UTILISEES	107
2.1 Préparation des échantillons	107
2.1.1 La pâte saturée et sèche	108
2.1.2 Echantillon compacté	108

2.2 Techniques utilisées	108
2.2.1 Solutions osmotiques	109
2.2.1.1 Etapes de l'essai	111
2.2.2 Dessiccateurs à solutions salines saturées	111
2.2.2.1 Etapes de l'essai	113
2.2.3 Papier filtre	114
2.2.4 Détermination des Paramètres d'états après la fin de l'essai	115
3 RESULTATS ET DISCUSSIONS	117
3.1 Chemin de drainage - humidification de la pâte	118
3.2 Chemin de drainage - humidification des échantillons compactés	120
4 CONCLUSION	122
<hr/>	
<i>Chapitre VI : Comportement sous sollicitations cycliques en petites déformations du mélange optimal</i>	
<hr/>	
1 INTRODUCTION	123
2 LE DISPOSITIF EXPERIMENTAL	123
2.1 Jauges de déformations	123
2.2 Pont de Wheatstone	123
2.3 Appareil Pundit	125
3 PROCEDURE D'ESSAI	126
4 PRESENTATION DES RESULTATS ET INTERPRETATIONS	129
4.1 Dans le plan [ϵ_1 , q]	129
4.2 Evolution du module élastique	133
4.2.1 Evolution du module élastique en fonction de la déformation axiale	134
4.2.2 Evolution du module élastique en fonction de la contrainte de confinement	135
4.2.3 Evolution du module élastique en fonction de la teneur en eau	139
4.3 Evolution de la résistance maximale	140
4.3.1 Dans le plan [p ; q]	140
5 CONCLUSION	144
CONCLUSION GENERALE	145
Références bibliographique	148
Annexes1 Quelques spécifications	155
Zones pluviométriques d'Algérie	159
Principe de fonctionnement des instruments utilisés dans le chapitre VI	160
<hr/>	

LISTE DES TABLEAUX

<i>N^o</i>	<i>Titre</i>	<i>Page</i>
Tableau I-1	<i>Les différents types d'encroûtements selon la nature chimique (Ben Dhia, 1983).</i>	19
Tableau I-2	<i>Récapitulatif des caractéristiques géotechniques des tufs.</i>	21
Tableau I-3	<i>Récapitulatif des caractéristiques géotechniques et mécaniques des tufs d'encroûtements (Morsli, 2007).</i>	22
Tableau I-4	<i>Caractéristiques physiques des différents sables (Benna, et al.2004).</i>	25
Tableau I-5	<i>Analyse chimique des sables (Benna, et al. 2004).</i>	25
Tableau I-6	<i>Analyse minéralogique des sables (Benna, et al. 2004).</i>	26
Tableau I-7	<i>Comparatif de quelques spécifications pour l'utilisation des tufs calcaires.</i>	29
Tableau II-1	<i>Les étapes de la méthode de plaque tensiométrique.</i>	45
Tableau III-1	<i>Quelques valeurs des éléments climatologiques (SMO 2018).</i>	63
Tableau III-2	<i>Etat du Réseau Routier Wilaya d'Ouargla (DTPO 2018).</i>	64
Tableau III-3	<i>Résultats récapitulatif de l'analyse granulométrique.</i>	66
Tableau III-4	<i>Valeur de limites d'Atterberg</i>	67
Tableau III-5	<i>Classification des sols en fonction de l'indice de plasticité (SETRA-LCPC 1992).</i>	67
Tableau III-6	<i>Valeurs de l'équivalent de sable ES.</i>	68
Tableau III-7	<i>Valeur au bleu de méthylène VB.</i>	68
Tableau III-8	<i>Classification des sols selon la valeur de VB (Colombier, 1988).</i>	69
Tableau III-9	<i>Qualités des fines des matériaux étudiés.</i>	69
Tableau III-10	<i>Classification USCS des sols grenus (plus de 50 % d'éléments > 0,08 mm).</i>	69
Tableau III-11	<i>Valeurs des coefficients de Los Angeles.</i>	70
Tableau III-12	<i>Caractéristiques optimales de Proctor modifié.</i>	71
Tableau III-13	<i>Caractéristiques de compactage pour quelques matériaux routiers (Gandil, 1988).</i>	71
Tableau III-14	<i>Valeurs des indices CBR.</i>	72
Tableau III-15	<i>Résultats de l'analyse chimique sommaire.</i>	76
Tableau III-16	<i>Caractéristiques géotechniques et mécaniques du tuf et de sable de dune de N'goussa.</i>	77
Tableau IV-1	<i>Degré de compactibilité et de traficabilité.</i>	83
Tableau IV-2	<i>Caractéristiques géotechniques des différents mélanges T-SD.</i>	85
Tableau IV-3	<i>Valeurs de pressions pour la phase de saturation.</i>	90
Tableau IV-4	<i>Contrainte moyenne effective appliquée pour la consolidation.</i>	90
Tableau IV-5	<i>Valeurs des pentes C_s et C_c.</i>	98
Tableau IV-6	<i>Paramètres des chemins de contrainte des essais triaxiaux.</i>	100
Tableau IV-7	<i>Caractéristiques mécaniques des différents mélanges T-SD</i>	104
Tableau IV-8	<i>Récapitulatif des valeurs des constantes de notre échantillon et d'autres matériaux.</i>	105
Tableau V-1	<i>Les étapes de préparation de la pâte humide et la pâte sèche.</i>	108
Tableau V-2	<i>Les étapes de préparation des échantillons compactés.</i>	109
Tableau V-3	<i>Les différentes concentrations du PEG utilisées.</i>	111
Tableau V-4	<i>Les étapes de la technique des solutions osmotiques.</i>	112
Tableau V-5	<i>Les différentes solutions salines utilisées et leurs caractéristiques.</i>	113
Tableau V-6	<i>Les étapes de la technique des solutions salines saturées.</i>	113

Tableau V-7	<i>Étapes de pesées hydrostatiques dans le Kerdane.</i>	116
Tableau VI-1	<i>Les étapes de collage des jauges sur l'éprouvette.</i>	127
Tableau VI-2	<i>Principales étapes de préparation d'un échantillon pour l'essai en petites déformations.</i>	128

LISTE DES FIGURES

N^o	Titre	Page
Figure I-1	Répartition des sables de dune dans le monde (Pye, 2009 cité par Boulkhiout, 2015).	23
Figure I-2	Courbes granulométriques de deux sables de dunes (Tafraoui, 2009 cité par Boulkhiout, 2015).	24
Figure I-3	Vue générale (à grande échelle, MEB.) du sable de dune (Gueddouda, 2010).	24
Figure I-4	Topographie du Maghreb (Hadjiat, 1997 cité par Goual, 2012).	26
Figure I-5	Fuseau de spécification de la technique routière saharienne (Fenzy, 1966).	31
Figure I-6	Coupe transversale type d'une chaussée saharienne (Morsli, 2007).	33
Figure I-7	Evolution des caractéristiques des mélanges en fonction du taux d'incorporation de sable a) Evolution de l'équivalent de sable b) Evolution de la valeur au bleu ; c) Evolution de l'indice de plasticité ; d) Evolution du pourcentage des fines (Morsli, et al. 2005).	40
Figure I-8	Influence du taux d'incorporation de sable sur l'indice portant ICBR (Morsli, et al. 2005).	40
Figure I-9	Influence du taux d'incorporation de sable de dune sur la résistance en compression simple du mélange (Morsli, et al. 2005).	41
Figure II-1	Fissuration longitudinale dans une chaussée, attribuée aux effets des cycles d'humidification séchage dans le talus (Ferber et al. 2009 cité par Goual, 2012).	42
Figure II-2	Schématisation d'un Tensiomètre.	44
Figure II-3	Contrôle de la succion par translation d'axe, selon la cellule de Richard.	45
Figure II-4	Courbe de rétention de l'argile blanche (Fleureau et al. 1993).	47
Figure II-5	Mécanismes invoqués pour l'hystérésis des courbes de rétention d'eau.	47
Figure II-6	Schéma de principe de la différence entre angle de drainage et angle de mouillage (Delage et Cui 2001).	48
Figure II-7	Variation de la résistance en compression simple en fonction de la température de séchage (Tuf d'Ain Oussera pendant 5 jours) (Alloul, 1981).	50
Figure II-8	Evolution de la résistance en compression simple en fonction de la durée de conservation (Tuf d'Ain Oussera séchage conservé à 105 °C) (Alloul, 1981).	50
Figure II-9	Evolution de la résistance en compression en fonction de la durée de conservation (Daheur, et al. 2015b).	51
Figure II-10	Variation de la teneur en eau en fonction de la durée de conservation (Daheur, et al. 2015b).	51
Figure II-11	Schématisation de l'essai triaxial.	52
Figure II-12	Conditions des contraintes dans l'essai CD.	53
Figure II-13	Courbes typiques de l'essai CD.	54
Figure II-14	Courbes de l'essai triaxial : déviateur et indice des vides en fonction de la déformation axiale (a et c) et (b et d) en fonction de la contrainte moyenne effective (Goual et al 2012).	54
Figure II-15	Jauge de déformation.	56
Figure II-16	Comparaison des réponses des deux capteurs lors de chargement en	57

	<i>petites déformations pour deux contraintes de confinement (Hibouche et al. 2013).</i>	
Figure II-17	<i>Variation du module élastique en fonction de la déformation axiale et comparaison avec les mesures déduites des vitesses des ondes sonores, dans le cas d'une contrainte de confinement nulle (Hibouche et al. 2013).</i>	57
Figure II-18	<i>Schéma de la cellule de l'appareil triaxial à chargement répétée (Paute et al., 1994 cités par Gidel, 2001).</i>	58
Figure II-19	<i>Type de sollicitation triaxiale reproduite au TCR (Paute et al. 1994).</i>	59
Figure II-20	<i>Variation du module de Young en fonction de la contrainte moyenne (Ben- Dhia et al, 1984).</i>	59
Figure II-21	<i>Courbes d'iso déformations permanentes pour 10^5 chargements (Ben- Dhia et al, 1984).</i>	60
Figure III-1	<i>Localisation des matériaux utilisés.</i>	61
Figure III-2	<i>Courbes granulométriques de tuf et de sable de dune par rapport : (a) fuseau saharien (Fenzy, 1966), (b) fuseau de tuf 1 (0/40) et (c) fuseau de tuf 2 (0/20) (CTTP, 2001).</i>	65
Figure III-3	<i>Localisation de tuf sur le diagramme de Casagrande.</i>	67
Figure III-4	<i>Courbes Proctor modifié de tuf et de sable de dune.</i>	71
Figure III-5	<i>(a) Moules de confection ; (b) Eprouvette lors de compactage ; (c) Eprouvette démoulée.</i>	74
Figure III-6	<i>Variation de : (a) la résistance à la compression, (b) la teneur en eau en fonction de la durée de conservation.</i>	75
Figure III-7	<i>Variation de la résistance à la compression en fonction de la compacité.</i>	76
Figure IV-1	<i>Courbes granulométrique des différents mélanges T-SD.</i>	80
Figure IV-2	<i>Variation des limites d'Atterberg en fonction de la teneur en sable de dune.</i>	81
Figure IV-3	<i>Courbes Proctor modifié des différents mélanges T-SD.</i>	81
Figure IV-4	<i>Influence de la teneur en sable de dune sur les caractéristiques de compactage : (a) le poids volumique sec maximal, (b) la teneur en eau optimal.</i>	82
Figure IV-5	<i>Variations de : (a) les indices CBR immédiat et imbibé, (b) les gains des indices CBR en fonction de la teneur en sable de dune.</i>	83
Figure IV-6	<i>Influence de la teneur en sable de dune sur la résistance à la compression.</i>	86
Figure IV-7	<i>Variations de la succion et la résistance à la compression en fonction de la teneur en sable de dune.</i>	87
Figure IV-8	<i>Dispositif expérimental : (a) Équipement du système automatisé triaxial (GDS,) (b) Schéma de principe de la cellule triaxiale.</i>	88
Figure IV-9	<i>Exemple de variation du volume entrant en fonction du temps dans la 1^{ère} phase de saturation (tuf brut, $\sigma'_3 = 450$ kPa).</i>	89
Figure IV-10	<i>Exemple de variation du volume entrant en fonction du temps dans la 2^{ème} phase de saturation (tuf brut).</i>	89
Figure IV-11	<i>Exemple de variation du volume en fonction du temps dans la phase de consolidation (tuf brut).</i>	91
Figure IV-12	<i>Modes de rupture des mélanges T-SD.</i>	92
Figure IV-13	<i>Courbe contraintes - déformations des différents mélanges T-SD.</i>	93
Figure IV-14	<i>Courbe déformation volumique - déformations des différents mélanges T-SD.</i>	94

Figure IV-15	<i>Principe de détermination de la contractance et de la dilatance.</i>	95
Figure IV-16	<i>Variation en fonction de la teneur en SD de : (a) Indice des vides initial (b) déformation volumétrique minimale et (c) déformation volumétrique maximale.</i>	96
Figure IV-17	<i>Variation de l'indice des vides en fonction de la contrainte moyenne effective.</i>	97
Figure IV-18	<i>Les chemins de contrainte dans le plan $[p', q]$.</i>	99
Figure IV-19	<i>Principe de détermination des modules sécant E_{50} et E_{max}.</i>	100
Figure IV-20	<i>Évolution en fonction de la teneur en SD : (a) du module sécant E_{50}; (b) du module sécant E_{max} et (c) de la contrainte déviatorique maximale.</i>	101
Figure IV-21	<i>Variation de : (a) E_s en fonction de ε_1 et (b) E_{50} et E_{max} en fonction de σ'_3 (Tuf brute).</i>	102
Figure IV-22	<i>Variation de : (a) E_s en fonction de ε_1 et (b) E_{50} et E_{max} en fonction de σ'_3 (95% T + 5% SD).</i>	102
Figure IV-23	<i>Variation de : (a) E_s en fonction de ε_1 et (b) E_{50} et E_{max} en fonction de σ'_3 (85% T + 15% SD).</i>	102
Figure IV-24	<i>Variation de : (a) E_s en fonction de ε_1 et (b) E_{50} et E_{max} en fonction de σ'_3 (75% T + 25% SD).</i>	103
Figure IV-25	<i>Variation de : (a) E_s en fonction de ε_1 et (b) E_{50} et E_{max} en fonction de σ'_3 (65% T + 35% SD).</i>	103
Figure IV-26	<i>Variation de : (a) E_s en fonction de ε_1 et (b) E_{50} et E_{max} en fonction de σ'_3 (50% T + 50% SD).</i>	103
Figure IV-27	<i>Variation de : (a) E_s en fonction de ε_1 et (b) E_{50} et E_{max} en fonction de σ'_3 (Sable de dune).</i>	104
Figure V-1	<i>Courbe d'étalonnage du PEG dans une gamme étendue de pressions négatives (Cui, 1993 ; Delage et al. 1998 ; Cuisinier, 2002).</i>	110
Figure V-2	<i>Schéma illustrant la mesure de la succion par la méthode du papier filtre.</i>	115
Figure V-3	<i>Courbe d'étalonnage du papier filtre Whatman n°42 (ASTM D5825-94)</i>	115
Figure V-4	<i>Chemins de drainage - humidification du mélange optimal sous formes de pâte.</i>	120
Figure V-5	<i>Chemins de drainage - humidification du mélange optimal initialement compacté.</i>	121
Figure V-6	<i>Paramètres des chemins de drainage-humidification du mélange optimal</i>	122
Figure VI-1	<i>Équipement de système automatisé triaxial GDS utilisé pour les petites déformations.</i>	124
Figure VI-2	<i>Schéma de la cellule triaxial modifiée pour mesurer les petites déformations.</i>	124
Figure VI-3	<i>Courbes [déviateur de contrainte ; déformation axiale] ($w = 0\%$).</i>	130
Figure VI-4	<i>Courbes [déviateur de contrainte ; déformation axiale] ($w = 2.8\%$).</i>	130
Figure VI-5	<i>Courbes [déviateur de contrainte ; déformation axiale] ($w = 5.5\%$).</i>	131
Figure VI-6	<i>Courbes [déviateur de contrainte ; déformation axiale] ($w = 8\%$).</i>	131
Figure VI-7	<i>Courbes [déviateur de contrainte ; déformation axiale] ($w = 10.5\%$).</i>	132
Figure VI-8	<i>Courbes [déviateur de contrainte ; déformation axiale] ($w = 12.8\%$).</i>	132
Figure VI-9	<i>Courbes [déviateur de contrainte ; déformation axiale] ($w = 15\%$).</i>	133
Figure VI-10	<i>Méthode de calcul du module élastique.</i>	133
Figure VI-11	<i>Evolution du Module de Young en fonction des déformations axiales,</i>	134

	<i>pour les différentes contraintes de confinement et différents teneurs en eau.</i>	
Figure VI-12	<i>Zoom de la figure 11a pour illustrer la position de valeurs mesurées à l'aide du Pundit.</i>	135
Figure VI-13	<i>Evolution du Module de Young en fonction des déformations axiales, pour les différentes contraintes de confinement et différents teneurs en eau. Echelle semi-logarithmique.</i>	136
Figure VI-14	<i>Variation des pentes β en fonction de la teneur en eau.</i>	136
Figure VI-15	<i>Evolution du Module de Young dans une échelle bi-logarithmique en fonction des contraintes de confinement, pour différents niveaux de déformations.</i>	137
Figure VI-16	<i>Variation des paramètres α et η de la loi $E = \alpha \sigma_3^\eta$ en fonction de la teneur en eau.</i>	137
Figure VI-17	<i>Evolution du Module de Young dans une échelle bi-logarithmique en fonction des contraintes de confinement, pour les différents teneurs en eau.</i>	138
Figure VI-18	<i>Evolution du Module de Young en fonction de la teneur en eau, pour les différents niveaux de déformations.</i>	139
Figure VI-19	<i>Variation des paramètres δ et λ de la loi $E = \delta e^{-\lambda w}$ en fonction de la contrainte de confinement.</i>	140
Figure VI-20	<i>Les chemins de contraintes totales dans le plan $[p ; q]$.</i>	141
Figure VI-21	<i>Variation des paramètres q_0 et M en fonction de la teneur en eau.</i>	142
Figure VI-22	<i>Variation l'angle de frottement apparent et la cohésion apparente en fonction de la teneur en eau.</i>	143
Figure VI-23	<i>Variation de la résistance à la compression en fonction de la teneur en eau.</i>	143
Figure VI-24	<i>Variation des paramètres κ et γ de la loi $q_{max} = \kappa e^{-\gamma w}$ en fonction de la contrainte de confinement.</i>	144

LISTE DES SYMBOLES

ES	: Equivalent de sable.
CBR	: <i>Californian Bearing Ratio</i> : Indice Portant Californien.
ICBR_{imb}	: Indice CBR imbibé
ICBR_{imed}	: Indice CBR immédiat
IP	: Indice de plasticité.
LA	: Coefficient Los Angeles.
OPM	: Optimum Proctor modifié.
P	: Contrainte moyenne $(\sigma_1 + 2\sigma_3) / 3$.
q_{max}	: Charge maximale $(\sigma_{1max} - \sigma_3)$.
Rc	: Résistance à la compression simple.
VB	: Valeur au bleu de méthylène.
ω	: Teneur en eau exprimée en %.
ω_p	: Limite de plasticité.
γ_{dmax}	: Densité sèche optimale de l'essai Proctor modifié.
ε	: Déformation axiale (%).
σ	: Contrainte normale.
ϕ	: Angle de frottement.
C	: Terme de cohésion.
E	: Module de Young.
ES	: Equivalent de sable.
Es	: Module sécant.

INTRODUCTION GENERALE

Les autorités algériennes ont investi des milliards de dollars dans un programme ambitieux destiné à la réalisation et à la réhabilitation de plusieurs projets routiers permettant un accès facile aux régions montagneuses et au sud de l'Algérie (Goual, 2012). A titre indicatif, depuis l'année 2005, ce vaste projet 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).

Vu l'immensité de son territoire, l'Algérie dispose d'un réseau considérable de pistes. Le réseau routier dans la partie nord du pays est assez dense, alors que dans le grand sud Algérien, les pistes sont appelées à jouer un rôle socio-économique important pour le développement de la région.

Le réseau routier saharien est constitué de plusieurs milliers de kilomètres de routes revêtues et non revêtues (des pistes), qui relient les principales agglomérations et centres de vie de cet immense désert à la fois hostile, féérique et riche. Il compte près de 6000 km de routes non revêtues, classées comme pistes principales.

Le Sahara algérien a connu au cours des dernières années, une grande extension des infrastructures routières. Avec le développement socioéconomique, l'intensification de l'activité industrielle et le tourisme saharien, la politique actuelle du secteur des travaux publics, s'attèle, chaque année à réaliser des actions qui permettent la sauvegarde et la préservation du patrimoine routier existant, d'une part, et d'autre part à développer des projets structurants, qui visent à mettre en valeur de manière cohérente le territoire. Ceci a créé un grand besoin en matériaux de chaussées.

Les seuls matériaux qui étaient acceptés, au début, devaient répondre rigoureusement à certains critères géotechniques (granulométrie, dureté, propreté, qualité des fines,... etc.). Ces matériaux (dits nobles) sont rares, voire même inexistant dans les régions sahariennes (Morsli, et al. 2000, 2002).

La nécessité de construire des routes à un coût optimisé a incité les ingénieurs et les techniciens à innover en mettant à profit les particularités qu'offrent les zones Sahariennes (climat, matériaux locaux, faiblesse du trafic et portance du sol support qui est différent de celui des régions humides) ; et à chercher d'ouvrir très largement l'éventail des matériaux utilisés en corps de chaussées. Par conséquent, l'utilisation et l'amélioration de matériaux locaux tels que le tuf et le sable de dune présente un grand intérêt et peut compenser cette carence.

Le tuf et le sable de dune sont des matériaux très abondants au Sahara. Les sables de dunes recouvrent environ 60% du Sahara (Fooks, et Higginbothman, 1968) et les tufs recouvrent approximativement une superficie de 300.000 km² (Goual, et al. 2012).

L'utilisation du tuf dans la conception des chaussées sahariennes dans les couches de base et de fondation, s'est considérablement développée (Fenzy, 1966). Une fois compacté et séché, le matériau acquiert une force de cohésion durable (Morsli, et al. 2007). Cette force est une caractéristique des matériaux granulaires non cohésifs, qui doivent leur cohésion à la présence des forces capillaires ou succion lors du compactage (Soulié, 2008). Son utilisation à l'état brut a été dans l'ensemble très positive. Mais, avec l'augmentation du

trafic et la faible portance des tufs utilisés en assise, notamment avec l'augmentation de leur teneur en eau en hiver, les chaussées ont révélé certains problèmes de fissuration.

Cependant, la recherche de procédés de traitement physique, chimique et mécanique de ces matériaux en vue d'améliorer leurs caractéristiques physicomécaniques demeure l'une des approches la plus appropriée.

Par ailleurs, et en raison de la forte teneur en fines des tufs d'encroûtement, une technique a été élaborée et développée depuis plus de 40 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 ; Dupas et Pecker, 1979 ; Colombier, 1988 ; Morsli, et al. 2005 et 2007 ; Goual, et al. 2012 et Cherrak, et al. 2015). 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.

La région d'Ouargla (800km au sud-est d'Alger), est dotée d'un gisement important de tufs et de sable de dune, et dans l'optique d'une valorisation de ces matériaux locaux s'oriente cette thèse.

Le concept est d'associer le tuf avec les sables de dune en vue d'améliorer leurs caractéristiques géotechniques et mécaniques. Cette idée peut s'avérer intéressante, non seulement d'un point de vue économique mais également environnemental. Elle a pour but d'élargir la gamme des matériaux locaux qui se trouve en abondance couvrant une superficie très importante du Sahara algérien et aboutir au meilleur choix technico-économique d'un projet routier. C'est dans cette optique que se sont orientés nos travaux. Il s'agit de l'étude du comportement mécanique sous chargement monotone, cyclique et hydrique d'un mélange de tuf et de sable dune de la région d'Ouargla en vue d'une utilisation en techniques routières, dans des conditions climatiques extrêmes telles que le Sahara.

La présente thèse est divisée en deux parties. La première partie est consacrée à l'étude bibliographique composée de deux chapitres. Dans le premier, on présente des généralités sur les tufs et les sable de dune, ainsi que leurs utilisations en technique routière. Le second chapitre, relate une synthèse bibliographique sur les techniques expérimentales utilisées pour étudier le comportement hydrique et mécanique en grandes et petites déformation des sols, avec une présentation de quelques travaux réalisés sur ce domaine.

La deuxième partie présente l'étude expérimentale qui s'est déroulée dans différents laboratoires algériens et français : Laboratoire de Matériaux de Génie Civil et Environnement (LMGCE) école polytechnique, Laboratoire des Travaux Publics du Sud (L.T.P.S), Laboratoire de recherche en Génie Civil (LRGC) université de Laghouat, Laboratoire d'hydraulique université de Ghardaïa, Laboratoire des Ondes et des Milieux Complexes (LOMC) université du Havre-France. Cette partie englobe quatre chapitres. Dans le chapitre trois, l'étude d'identification géotechnique et minéralogique du tuf et du sable de dune est entreprise. Par la suite, dans le chapitre quatre, nous présentons en premier lieu, les effets de l'ajout de sable de dune sur les caractéristiques géotechniques, l'aptitude au compactage et la portance du tuf, puis, l'étude du comportement mécanique monotone en grandes déformations, par le biais des essais compression simple et des essais triaxiaux saturé, des mélanges tuf-sable de dune est présentée. L'objectif est de choisir un mélange optimal tuf-sable de dune qui présente les meilleures performances mécaniques. Le cinquième chapitre, comporte l'étude de comportement hydrique sur

chemin de drainage humification du mélange optimal de tuf-sable de dune. Le dernier chapitre, décrit le comportement mécanique cyclique en petites déformations du mélange optimal de tuf-sable de dune.

Enfin, ce travail est clôturé par une conclusion générale qui regroupe les principaux résultats trouvés avec une proposition de recommandations qui nous semble utiles pour d'éventuelles recherches futures portant sur ce domaine.

Partie 1

Etude bibliographique

Chapitre 1

Généralités

1 INTRODUCTION

Les tufs et les sable de dunes se trouvent en abondance en Algérie et couvrent une superficie importante du Sahara algérien. Les tufs sont les matériaux les plus employés en Algérie dans la construction des assises des chaussées de routes au Sahara. L'abondance de ces ressources naturelles et la spécificité des zones désertiques liée au trafic et au climat, fait que leurs utilisations comme matériaux routier sont devenue de plus en plus répandue.

Dans ce chapitre, après des généralités sur les tufs et les sable de dune, on donne un aperçu sur quelques aspects du contexte saharien, puis on présente les principes de la technique routière saharienne et ses particularités. Enfin, on clôture par l'utilisation de ces ressources naturelles en technique routières saharienne.

2 LES TUFES D'ENCROûTEMENT

2.1 Définition

Dans la bibliographie, les tufs se définissent comme étant une roche non homogène poreuse, souvent pulvérulente, soit d'origine sédimentaire, soit d'origine éruptive, agrégat qu'on trouve sous forme de strates grossières, souvent sous une mince couche de terre. Elles datent du Quaternaire et résultent d'un certain nombre d'échanges par dissolution et précipitation. Selon leurs compositions, les tufs se groupent en trois catégories (Ben Dhia, 1983) : les tufs calcaires, les tufs gypseux et les tufs mixtes.

Cette classification est donnée dans le tableau I-1.

Tableau I-1 : Les différents types d'encroûtements selon la nature chimique (Ben Dhia, 1983).

	Encroûtement	Calcaire CaCO ₃	Gypseux CaSO ₄ , 2H ₂ O	Gypso-calcaire Calcaire-gypso
Taux de gypse et de	Calcaire	50 à 95 %	Moins de 10 %	10 à 50 %
	Gypseux	Moins de 10 %	40 à 90 %	10 à 50 %
	Gypse + calcaire	Plus de 50%	Plus de 50%	Plus de 50%

2.1.1 Les encroûtements calcaires

De nombreuses définitions ont été données aux encroûtements calcaires. Nous pouvons les résumer comme suit :

Les tufs calcaires sont des roches sédimentaires calcaires continentales, de couleurs blanches quand elles sont pures, mais tirant vers le gris ou jaunâtre ou rougeâtre ou marron, selon les impuretés. Ils sont composés essentiellement mais pas exclusivement de carbonate de calcium ; existent à l'état poudreux, nodulaire ou indurés et sont dus à une dissolution puis une précipitation du calcaire.

2.1.2 Les encroûtements gypseux

Les encroûtements gypseux sont des formations analogues aux encroûtements calcaires. Ils sont très abondants dans les régions à climat aride où le gypse existe déjà dans les formations géologiques anciennes (Alloul, 1981 ; Frenkel, et al. 1986). Ce sont des sols

caractérisés par une forte teneur en gypse ($\text{CaSO}_4, 2\text{H}_2\text{O}$). Ils sont répandus dans des régions où les précipitations sont inférieures à 400 mm/an, quantité insuffisante pour lixivier le gypse.

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 (Alloul, 1981 ; Morsli, 2007).

2.1.3 Les encroûtements mixtes

Les encroûtements mixtes sont des formations de tufs calcaires gypsifiés à prédominance carbonatée ou de tufs gypseux calcifiés à prédominance sulfatée ; trouvés dans des zones climatiques subhumides, semi-arides et évoluent en formation gypseuse en zone aride. En effet, au-delà d'une certaine aridité, le développement des encroûtements calcaires est arrêté à la source, à cause de l'insuffisance des précipitations pour dissoudre et drainer le calcaire vers les nappes phréatiques ; et inversement, lorsqu'on passe du climat désertique au climat semi-aride, le gypse devient instable dans les sols à cause de sa solubilité notable, les encroûtements gypseux sont relayés alors par les encroûtements calcaires.

Les 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).

2.2 Caractéristiques géotechniques des tufs d'encroûtement

Les essais réalisés dans des laboratoires routiers algériens, et d'autres réalisés par différents chercheurs (Ben Dhia, 1983 ; Boukezzi, 1997 ; Chiheb, 2001 ; Goual, 2002 et 2012 ; Morsli, 2007 ; Akacem, 2008 ; Daheur, 2011) (tableau I-2), sur différents types de tufs ont abouti aux conclusions suivantes :

- Les caractéristiques des tufs varient d'un encroûtement à un autre comme elles peuvent varier dans un même gisement, en fonction de la profondeur d'extraction ;
- Du point de vue granulométrique, les tufs peuvent se présenter sous des formes extrêmement variées allant du sol à une roche dure en fonction du gisement d'où ils sont extraits ;
- Les courbes Proctor modifiées sont relativement plates pour les tufs non plastiques ($I_p < 5$) et elles sont pointues pour les tufs plastiques ($I_p > 10$) ;
- Les densités les plus faibles correspondent aux teneurs en eau les plus élevées ;
- Les valeurs des indices CBR sont d'autant plus élevées que le matériau comporte un squelette dur et que la courbe granulométrique est régulière ;
- Les indices CBR max sont généralement atteints pour une teneur en eau légèrement inférieure à la teneur en eau optimale Proctor ;
- L'indice CBR après immersion chute plus ou moins par rapport à l'indice immédiat en fonction de la présence d'argile ;

En fonction de la nature chimique du tuf, Morsli (Morsli, 2007), a présenté une synthèse récapitulative des caractéristiques géotechniques et mécaniques des tufs d'encroûtements (tableau I-3).

Tableau I-2 : Récapitulatif des caractéristiques géotechniques des tufs.

Tuf	fines (%)	IP (%)	ES (%)	VB	ω_{opm} (%)	γ_{dmax} (g/cm ²)	ICBR _{imed} (%)	ICBR _{imb} (%)	Rc (bars)	CaCO ₃	CaSO ₄ ·2H ₂ O
Tuf d'El bibane (Ben dhia 1983)	25	-	23	0,18	12,5	1,83	80	35	-	43,15	-
Tuf d'El Kantara (Ben dhia 1983)	27	-	18	0,42	10	1,8	-	42	-	43,16	-
Tuf d'Khnis A (Ben dhia 1983)	11	-	35	0,84	11	1,8	45	20	-	27,43	-
Tuf d'Khnis B (Ben dhia, M. H. 1983)	12	-	49	0,72	9,5	1,87	56	20	-	33,28	-
Tuf de Tafraoui (Oran) (Boukezzi 1997)	15	10	30	0,71	9	2,1	80	36	51**	88	-
Tuf d'Ain Elbaida (Oran) (Boukezzi 1997)	7	N.M	37	0,26	11	1,85	34	15	30**	78	-
TUF 1 (Biskra) (Chiheb 2001)	58	11,2	12	0,66	14,5	1,74	154	29,4	70**	71,18	11,47
TUF 2 (Biskra) (Chiheb 2001)	46	22,5	10	1	10,5	1,96	92	23	36,5**	22,5	42,85
Tuf El M'hafir (Laghout) (Goual 2002)	21	N.M	65,4	0,27	11,2	1,98	78	53	41**	15	-
Tuf El Assafta (Laghout) (Goual 2002)	35	N.M	52,4	0,29	11,5	1,96	68	52	39**	15,7	-
Tuf de Béchar (Morsli 2007)	40	16,2	4,8	0,75	9,5	1,98	40	20	20*	81,7	2,21
Tuf d'IRARA (Hassi Messaoud) (Morsli. 2007)	15	N.M	24	0,3	11	1,75	64	41	9,5*	17	54
Tuf de Sbaa (Adrar) (Akacem 2008)	24	8,82	27,2	0,23	11,2	1,94	93	56	33,5	41	-
Tuf de Berbaa (Adrar) (Akacem. 2008)	38	N.M	22,5	0,39	9,3	2,02	86	57	40**	34	-
Tuf de Noumerate (Ghardaia) (Daheur 2011)	25	11,11	4,6	0,17	11,85	1,79	42	35	22,5**	17	52,61
Tuf de la région de Laghouat) (Goual 2012)	32	11	-	0,5	11,4	1,9	24	17	53**	51	-

* : Résistance à la compression à 98% de γ_{dmax} ** : Résistance à la compression à 95% de γ_{dmax}

Tableau I-3 : Récapitulatif des caractéristiques géotechniques et mécaniques des tufs d'encroûtements (Morsli, 2007).

Encroûtement	Calcaire	Gypso-calcaire ou Calcaire-gypso	Gypseux
Granulométrie	Très variable	variable	Matériau fin à pulvérulent
Limites d'Atterberg (%)	N.M < I_p < 25	Ordre de 13	Ordre de 6
Equivalent de sable (%)	10 à 60	10 à 60	Sans signification
Valeur au bleu	0,2 à 1,5	0,2 à 1,5	0,3 à 0,4
	Croûtes et dalles :		
Valeur Los Angeles (%)	25 à 80 Encroûtement friable : N.M	Variable	Non mesurable
Compactage			
Densité sèche maximale γ_{dmax} (kN/m^3)	$1,7 < \gamma_{dmax} < 2$	$1,7 < \gamma_{dmax} < 2$	$1,6 < \gamma_{dmax} < 1,9$
Teneur en eau optimale w_{opm} (%)	$8\% < w_{opm} < 20\%$	$8\% < w_{opm} < 20\%$	$8\% < w_{opm} < 20\%$
Portance			
Immédiat (%)	50 à 150	50 à 120	Jusqu'à 112 avec une moyenne de 40.
Imbibé (%)	30 à 100	20 à 40	Peut chuter jusqu'à 8
Essai Compression simple (MPa)	1 à 6	0,3 à 5	0,03 à 0,5

3 LES SABLES DE DUNES

3.1 Définition

Les sables, que l'on trouve dans les dunes mouvantes, sont composés de particules siliceuses pratiquement de même taille et de petites dimensions. Ces sables se trouvent dans plusieurs régions du désert accumulés sous forme de dunes mouvantes de hauteur très variable et occupent de vastes territoires dans le sud algérien. La vitesse et l'intensité des vents sont les deux facteurs responsables du triage granulaire de ces sables, de leur distance de transport et de leur mode d'accumulation (Oldache, 1988).

Le sable est composé de différents minéraux, tels que la silice, les silicates, les carbonates et les argiles (les silicates sont la famille la plus abondante dans la nature, représentant 90 % en masse de l'écorce terrestre). Les sables de dunes sont essentiellement des sables siliceux très propres, leur teneur en carbonate et en argile se trouvant sous forme de traces.

3.2 Formation et localisation des sables de dune

Les dépôts de sable éolien couvrent environ 6% de la surface émergée du globe, dont environ 97% se trouve dans les grandes zones arides. En moyenne, environ 20% des zones arides du monde sont couvertes par des sables éoliens. Les proportions vont de 2% en Amérique du Nord à plus de 30% en Australie, 25% en Afrique et supérieur à 45% en Asie centrale comme montré sur la figure I-1 (Pye, 2009 cité par Boulkhiout, 2015). En Algérie, Les sables de dune se trouvent dans les régions sud et couvrant 60% de la superficie globale (Kettab, 2007).

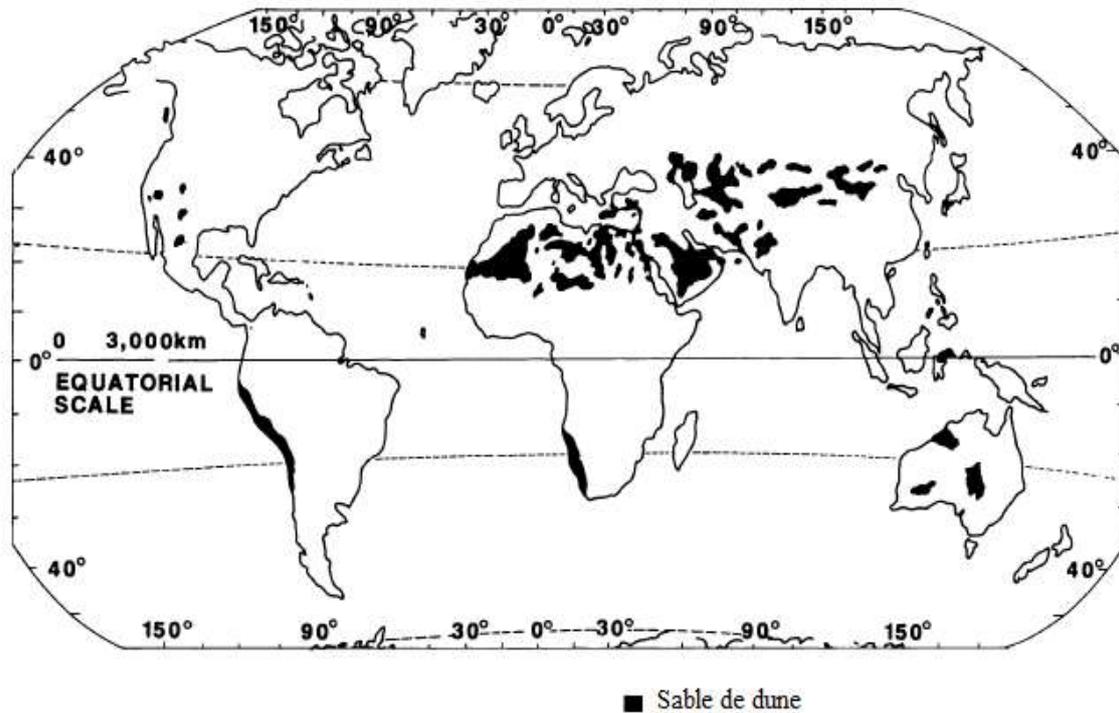


Figure I-1 : Répartition des sables de dune dans le monde (Pye, 2009 cité par Boulkhiout, 2015).

D'après plusieurs études réalisées dans les régions sahariennes du pays, les sables de dune ont pour origine la désagrégation des roches sous l'effet conjugué des chocs thermiques et de l'altération des sols constituant les lits d'oueds ou d'anciens fleuves (Vial, 1978). L'intensité des vents de sables et leurs directions ont une action déterminante sur la localisation et l'ampleur des gisements en liaison avec la topographie du terrain.

3.3 Caractéristique des sables de dunes

3.3.1 Granulométrie

Le diamètre maximal (D_{max}) de sable de dune est de l'ordre de 0,5 mm. Il est maximal aux endroits les plus proches de la roche mère et diminue de plus en plus quand on s'en éloigne. Les particules deviennent aussi de plus en plus arrondies. Le diamètre des éléments les plus fins est de l'ordre de 0,04 mm.

Le coefficient d'uniformité C_u est de l'ordre de 1,8 et le coefficient de courbure C_c est de l'ordre de 10. Il s'agit donc d'un sable très fin mal gradué (Ben Dhia, 1998).

La figure I-2 montre des courbes granulométriques de sables de dunes prélevés dans différents endroits du Sahara algérien.

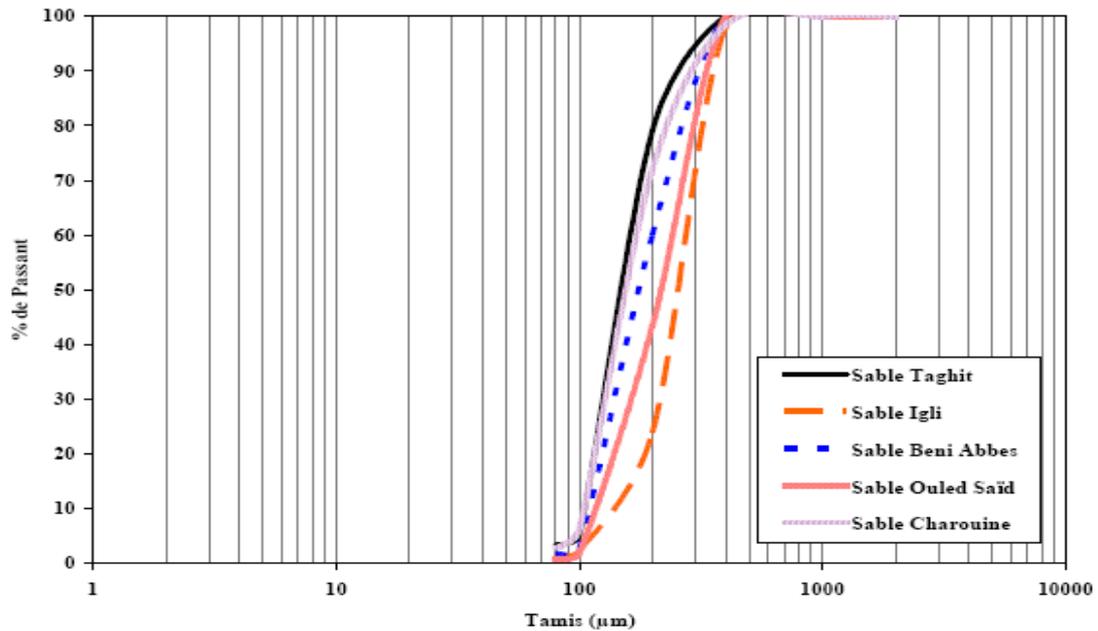


Figure I-2 : Courbes granulométriques de deux sables de dunes (Taфраoui, 2009 cité par Boulkhiout, 2015).

3.3.2 Formes des grains

L'essai de microscope électronique à balayage (MEB) réalisé par Gueddouda (Gueddouda, 2010) sur un sable de dune de la région de Laghouat, montre que le sable de dune présente des grains de formes arrondies avec une faible angularité (Figure I-3).

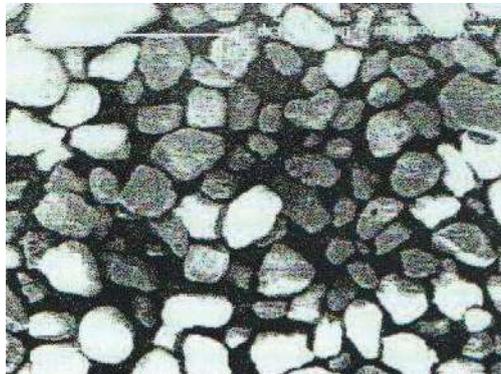


Figure I-3 : Vue générale (à grande échelle, MEB.) du sable de dune (Gueddouda, 2010).

3.3.3 Propreté

Le sable de dune est généralement propre et sa limite de plasticité est non mesurable. Il ne contient pratiquement pas de traces d'argile. La valeur de l'équivalent de sable est supérieure à 60 %. Concernant la valeur du bleu, elle est de l'ordre de 0,1.

3.3.4 Caractéristiques physiques

Benna (Benna, et al. 2004) ont étudié les sables de dune de différentes régions du sud algérien. Ils ont conclu que les caractéristiques physiques de ces sables sont presque identiques.

Le tableau I-4 récapitule les caractéristiques physiques des différents sables étudiés par Benna et al. 2004.

Tableau I-4 : Caractéristiques physiques des différents sables de dunes (Benna, et al.2004).

Origine du sable	Masse volumique apparente (kg/m ³)	Coefficient d'absorption d'eau (%)	Compacité (%)	Porosité (%)
Boussaâda	1436	0,44	58	42
Hassi bahbah	1407	0,46	57	43
Oum zabed	1464	0,32	58	42
Touggourt	1483	0,36	55	45
Ouargla	1454	0,30	58	42
Timarine	1455	0,36	58	42
Hamria	1280	0,41	55	45
Maaraf	1474	0,42	58	42
Laghouat	1411	0,36	57	43
El oued	1420	0,39	58	42

3.3.5 Composition chimique et minéralogique

Les sables de dunes du Sahara algérien sont composés essentiellement de silice (plus de 95 %) avec de 1 à 2 % de calcaire et des traces de différents oxydes.

Le tableau I-5 regroupe les résultats de l'analyse chimique des différents sables prélevés de plusieurs régions du Sud Algérien.

Tableau I-5 : Analyse chimique des sables de dunes (Benna, et al. 2004).

Origine du sable	SiO ₂ (%)	Al ₂ O ₃ (%)	Fe ₂ O ₃ (%)	CaO (%)	MgO (%)	SO ₃ (%)	K ₂ O (%)	Na ₂ O (%)	P.F (%)
Boussaâda	94,14	0,89	0,27	2,03	0,01	0,01	0,3	0,01	2,09
Hassi bahbah	95,21	0,97	0,23	1,32	0,01	0,05	0,4	0,27	1,52
Oum zabed	94,21	1,37	0,39	1,24	0,25	0,13	0,62	0,25	1,17
Touggourt	96,17	0,73	0,21	1,06	0,01	0,05	0,25	0,01	1,48
Ouargla	96,18	1,14	0,36	0,68	0,01	0,10	0,42	0,01	0,79
Timarine	94,49	1,27	0,38	1,68	0,01	0,06	0,42	0,01	1,69
Hamria	93,70	2,11	0,71	0,9	0,19	0,01	0,78	0,01	1,46
Maaraf	79,18	1,19	0,52	7,1	0,62	7,18	0,52	0,21	3,26
Laghouat	88,64	0,92	0,33	5,23	0,01	0,07	0,41	0,37	4,03

L'analyse minéralogique par diffractométrie aux RX des différents sables a montrés que l'ensemble de ces sables sont à prédominance quartzitique, contenant une faible quantité des minéraux d'origine sédimentaire (calcite, gypse), magmatique (feldspath) et d'altération feldspathique (argiles).

Le tableau I-6 présente les résultats d'analyse minéralogique des différents sables.

Tableau I-6 : Analyse minéralogique des sables (Benna, et al. 2004).

Origine du Sable	Quartz (%)	Calcite (%)	Feldspaths (%)	Argile (%)	Gypse (%)
Boussaâda	93	3,5	2	1,5	-
Hassi bahbah	93,5	2,5	1,5	2,5	-
Oum zabed	91	2	3,5	3,5	-
Touggourt	95	2	1,5	1,5	-
Ouargla	94	1	2,5	2,5	-
Timarine	91,5	3	2,5	3	-
Hamria	89	1,5	4,5	3	-
Maaraf	75	4	3	3	15
Laghouat	86,5	9,5	2,5	2,5	-

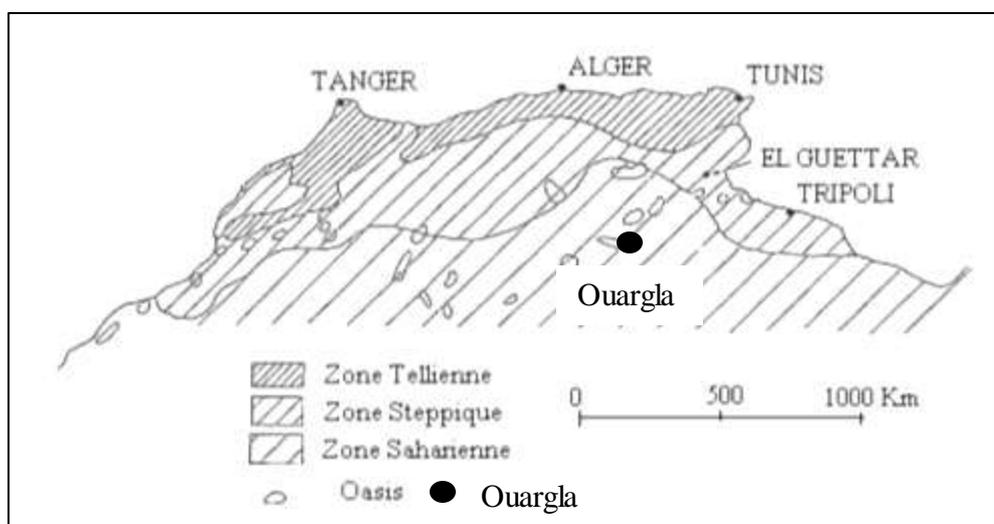
4 DIFFERENTS ASPECTS DU CONTEXTE SAHARIEN

L'Algérie se divise, en fonction de la géologie, de la lithologie et de la topographie, en trois grandes unités structurales : le Système Tellien, les Hautes Plaines Steppiques et le Sahara (Figure I-4).

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 3/4 de la superficie du territoire algérien. Le Sahara forme une large plate-forme qui sépare le domaine méditerranéen au Nord du domaine tropical au Sud. Il est constitué de plateaux (hamadas et tassili) et des boucliers où le massif volcanique du Hoggar culmine à 3 000 m d'altitude, de plaines (regs et ergs) et de dépressions (sebkhas et gueltas).

**Figure I-4 : Topographie du Maghreb (Hadjiat, 1997 cité par Goual, 2012).**

4.1 Contexte climatique

Le Sahara Algérien est caractérisé par un climat généralement sec, aride et très chaud durant près de cinq mois par an (températures entre 38 et 45°C en été) (Touati, 1994). On note aussi la rareté et l'irrégularité des pluies (une pluviométrie moyenne annuelle inférieure à 100 mm) (Touati, 1994). Par ailleurs, les crues sont rares mais instantanées et brutales, les vents de sable sont très fréquents, ils se manifestent souvent sur une grande partie du Sahara.

Ces conditions climatiques favorisent la bonne tenue des chaussées et permettent l'utilisation des matériaux locaux de diverses natures.

4.2 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. En dehors des zones submersibles, les teneurs en eau sous-chaussée sont de l'ordre de 5 %, ce qui ne favorise pas les déformations plastiques.

4.3 Le trafic

Le trafic des routes sahariennes est très faible relativement à celui des routes du nord, néanmoins le trafic saharien possède la particularité d'être composé essentiellement de poids lourds en général supérieur à 40%. Pour les grands itinéraires, on considère une durée de service comprise entre 15 et 20 ans.

5 SYNTHÈSE DE QUELQUES SPÉCIFICATIONS POUR L'UTILISATION DES TUFS D'ENCROUTEMENT

La plupart des pays qui utilisent de façon courante les tufs d'encroûtement, ont établi des normes géotechniques à partir de l'expérience et des constatations faites sur chantiers. Ces normes sont empiriques et ne sont pas unifiées pour tous les pays utilisateurs de ce matériau. 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 I, plusieurs exemples de spécifications utilisés ou proposés dans certains pays utilisant les tufs d'encroûtement.

Les critères de sélection sont différents selon le pays et les auteurs et s'appliquent à des contextes variables. Par exemple, l'Algérie et l'Afrique du sud tiennent compte du trafic et la destination du matériau.

L'Algérie en plus de ces paramètres a introduit la notion des zones climatiques qui se définissent suivant la hauteur moyenne des précipitations annuelles H comme suit (voir Annexe II) :

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

Où H désigne la hauteur moyenne des précipitations annuelles.

La Tunisie, tiens compte de la destination du matériau (en couche de base ou de fondation), et introduit comme l'Algérie la notion de zone climatique. Les spécifications de l'Argentine prennent en considération l'utilisation du tuf en couche de base ou de fondation avec un seuil de trafic fixé à une valeur maximale de 200 PL/J (> 5 T).

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

En 1984, sur la base des principes de la TRS, 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 I). Les exigences portent sur la granulométrie, la dureté (coefficient Los Angeles), l'indice de plasticité, la portance (indice CBR) et le pourcentage des sulfates et des carbonates.

Le CTTP en 2001 (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. On y distingue quatre fuseaux granulaires :

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

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).

Le tableau I-7 récapitule les spécifications pour l'utilisation des tufs calcaires des différents pays utilisateurs.

La comparaison entre ces différentes spécifications n'est pas très aisée du fait que les caractéristiques retenues ne sont pas unifiées pour tous les pays. Le seuil fixé pour un paramètre commun de l'ensemble des pays cités, est différent (IP par exemple)

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, compte tenu de la sensibilité de ce matériau à l'eau, et la prise en considération du niveau de trafic dans 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).

Tableau I-7 : Comparatif de quelques spécifications pour l'utilisation des tufs calcaires.

Caractéristique	Couche	Algérie			Tunisie	Argentine	Afrique du sud
		TRS	Struillou et Alloul (1984)	CTTP 2001			
D max (mm)	B	-	-	20 - 40	< 40	< 38	19 - 53 (dépend du trafic)
	F	-	-	-	< 20		
% < 0,425 mm		-	-	36 - 52	10 - 30 (lu sur fuseau)	10 - 30	15 - 55
% < 80µm	B	< 30	≤ 30	22 - 32	< 20	5 - 20	
	F				(lu sur fuseau)	3 - 10	
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)
La densité sèche maximale (kN/m ³)		> 17	-	-	-	-	-
Indice CBR Après immersion	B		40 - 100 Zone II et III			> 40	60 - 100 (selon le trafic)
	F	-	30 - 90 Zone IV (selon trafic)	-	-	> 80	
ICBR Immédiat		> 40	-	-	-	-	-
Coefficient Los Angeles max	B		100				
	F	-	35 - 100 (selon trafic)	-	-	> 45	-
Rc (MPa) 28 j		> 1,5	-	-	-	-	-
% Carbonate CaCO ₃	B		> 60	45	> 40		
	F	-	> 70		> 50		
% Sulphates CaSO ₄		-	Trace Zone II 5 Zone III		< 3		

5.1 La technique routière saharienne (TRS)

Les premières routes sahariennes commencées vers 1955 (routes Ghardaïa – EL Goléa et Ghardaïa-Ouargla), ont été étudiées en adoptant les bases de la technique routière européenne. Les matériaux utilisés avaient la granulométrie la plus étalée possible et contenaient peu ou pas d'argile. Le matériau de base utilisé était le caillou dur, ramassé dans le reg. Très vite, les ingénieurs ont cherché à tenir compte les particularités qu'offre le Sahara :

1. L'immensité des territoires, dont la superficie totale avoisine 1 500 000 km² ;
2. Les très longues distances de parcours qui relient les agglomérations et centres de vie (énormes investissements que nécessite la construction des milliers de km) ;
3. Le caractère désertique et aride prédominant, les périodes humides étant courtes, l'imbibition de la chaussée n'est pas à craindre car trop improbable.
4. Les très faibles trafics automobiles recensés sur le réseau qui est composé essentiellement de camions gros-porteur ;

Et établir une propre spécification nommée la **Technique Routière Saharienne (TRS)** (établie en 1965, lors du 1er congrès de la route déroulé à Beni-Abbès).

La sécheresse ouvre beaucoup l'éventail des matériaux utilisables surtout en couche de base car en l'absence d'eau, la résistance des matériaux est obtenue soit par frottement entre grains, soit par cohésion. Parmi ces matériaux les tufs d'encroûtement, ces matériaux présentent une cohésion notable après compactage et séchage.

5.1.1 Principes de la technique routière Saharienne

Les idées de base de cette technique, d'après Fenzy, sont les suivantes :

- A cause de faible trafic qui est composé essentiellement de camions gros-porteur ; les déflexions sous les pneus peuvent être grandes ; mais doivent être entièrement réversibles et ne pas laisser de trace de déformation permanente ;
- 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 conséquences pratiques des idées générales sont :

- La couche de roulement doit être suffisamment souple pour se plier sans se rompre ;
- Le matériau de la couche de base doit pouvoir supporter des déformations élastiques sans dommage, qui peuvent être relativement importantes à la seule condition qu'elles soient entièrement réversibles. Cette condition, la seule imposée est beaucoup moins rigoureuse que la précédente et permet d'utiliser de nombreux types de matériaux ;
- 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.

5.1.2 Domaine d'application

Cette technique n'est donc applicable que :

- 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 I-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 :

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 : Les matériaux de cette famille présentent une courbe granulométrique qui s'inscrit entièrement dans le 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 ».

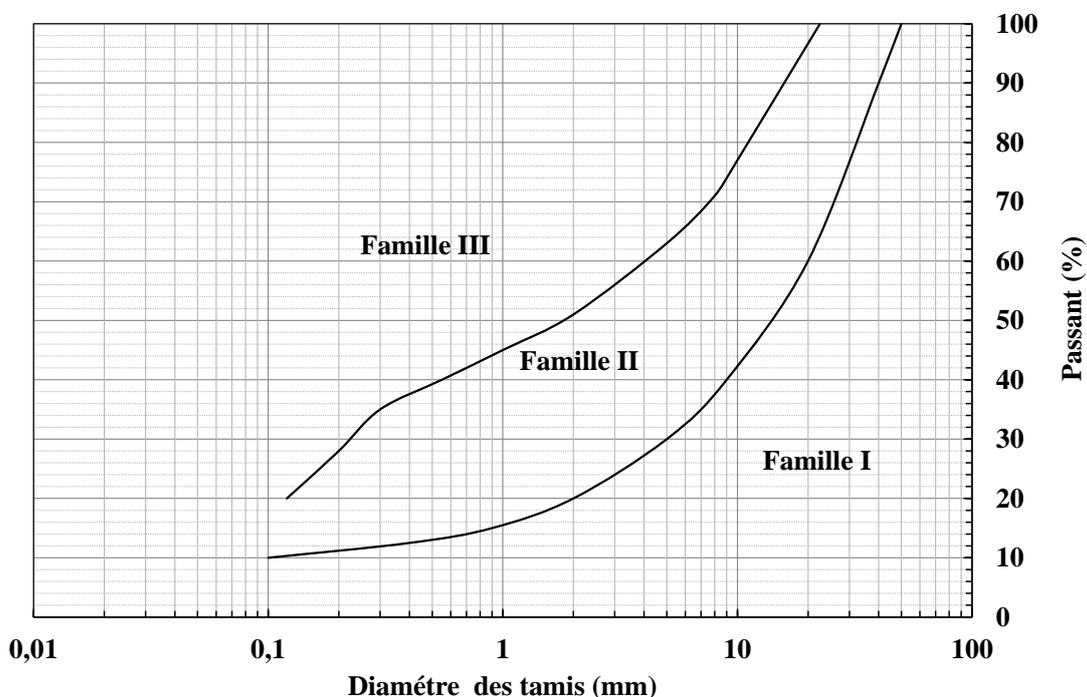


Figure I-5 : Fuseau de spécification de la technique routière saharienne (Fenzy, 1966).

5.1.3 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'enchâssement 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).

5.1.3.1 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.

5.1.3.2 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 (<0,08 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).

5.1.3.3 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.

5.1.4 Mode de construction des routes au Sahara

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 I-6.

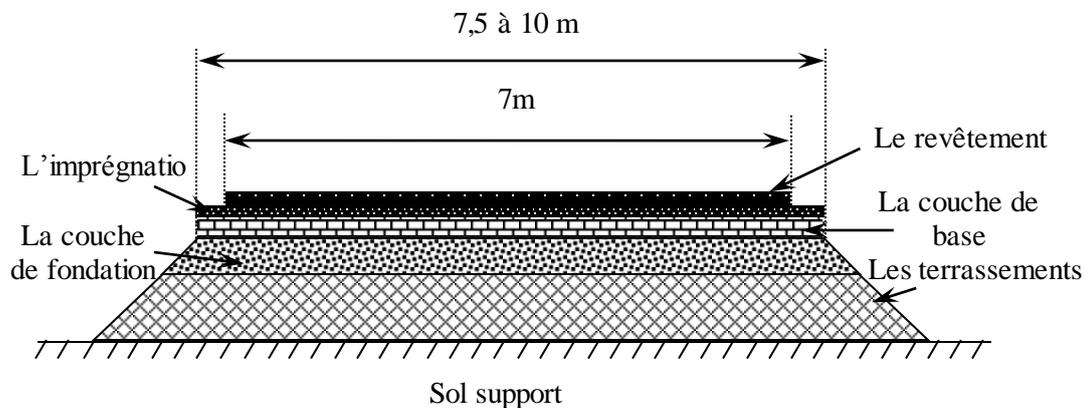


Figure I-6 : Coupe transversale type d'une chaussée saharienne (Morsli, 2007).

5.1.4.1 Terrassements

Les routes en zones désertiques sont souvent réalisées 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. Pour les remblais, on se contente le plus souvent des matériaux se trouvant à proximité du tracé, en évitant les matériaux pulvérulents et le sable de dune. Toutefois, lorsque le sable de dune est pratiquement le seul matériau disponible, 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 d'épandage des matériaux d'assise de chaussée (Morsli, et al 2002 ; Abdelghani, 1980).

Les couches supérieures des terrassements sont compactées à sec de manière à atteindre des densités de l'ordre de 90% de l'OPM (Ameraoui, 2002).

Un choix judicieux des matériaux du remblai permet de réduire le corps de chaussée d'une simple couche de base d'environ 15cm (Boularak, 1989).

5.1.4.2 Couche de fondation

Cette couche est mise en place sur les terrassements terminés. Elle est exécutée sur toute la largeur de la plate-forme et à compacter avec humidification.

5.1.4.3 Couche de base

La couche de base est également exécutée sur toute la plate-forme et compactée avec humidification. Lorsqu'elle est terminée, elle a une largeur de 7,50 à 10,50 m suivant les projets, avec des élargissements sur certaines sections (passages submersibles, remblais de grandes hauteurs, etc.) (Domec, 1980). Les matériaux utilisés en couche de base appartiennent soit à la famille I (matériaux à ossature), soit à la famille III (matériaux fins) (Morsli, 2002).

Pour les matériaux fins il est demandé que leur résistance à la compression simple doive être au moins de 25 bars sur des éprouvettes confectionnées sous les conditions suivants :

- Compactage à la teneur en eau optimum Proctor Modifié ;
- Une compacité de 97% à 98% de l'OPM ;
- Séchage à une température de 60° maximum jusqu'à ce que la teneur en eau soit voisine de zéro (48h d'étuvage en générale).

5.1.4.4 Couche de roulement

➤ 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.

➤ 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, par les accotements, malgré le faible trafic.

La couche de roulement sera constituée, selon l'intensité du trafic, soit par un enduit superficiel, soit un enrobé à froid, soit un enrobé à chaud. Toutefois, l'enrobé à froid est le plus souvent utilisé.

6 LES TUFES ET LES SABLES DE DUNES EN TECHNIQUE ROUTIERE SAHARIENNE

Le Sahara présente certains aspects liés à la nature du sol, au climat et au trafic, ces caractéristiques ont poussés les ingénieurs et les techniciens routiers à innover en mettant à profit ces particularités pour ouvrir très largement l'éventail des matériaux utilisés en corps de chaussées, tels que les tufs et les sable de dune qui sont initialement inadéquates pour une utilisation routière selon les normes classiques.

6.1 Utilisation des tufs d'encroûtement dans le domaine routier

L'utilisation des tufs d'encroûtements en Algérie dans le corps de chaussées débute en 1956 dans la R.N 1 entre Laghouat et Ghardaïa (Ponton 1962 cité par Boukezzi, 1997). Leur utilisation la plus courante actuellement est la réalisation de couches d'assises (fondation et base) de routes à moyens ou faibles trafics, d'autres usages sont fréquents : couches de forme, accotements, pistes agricoles, remblais ...etc. 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).

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

Les tufs naturels sont rarement aptes à être utilisés en couches de bases pour les routes à fort ou moyen trafic.

6.1.1 Comportement des chaussées en tufs d'encroûtement

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

Les chaussées construites en sables gypseux sont moins bonnes que celles construites en tufs calcaires. Elles présentent certaines dégradations (fissuration, gonflement, boursoufflures) qui ne remettent cependant pas en cause leur utilisation.

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

La réalisation d'un bon drainage évite l'apparition des dégradations : fissurations dues au retrait, vieillissement du tuf, dissolutions des fines calcaires. En effet, durant la période humide, la teneur en eau d'équilibre sous chaussée en tuf n'est pas suffisamment faible (elle est proche de l'OPM de l'ordre de 10%), les dissolutions peuvent devenir notables lorsqu'il existe des points préférentiels d'infiltrations des eaux de pluie dans la chaussée (Horta 1979). Ce cas a été observé sur deux routes : la RN6 au sud de Saïda et la RN1 au sud de Laghouat. Il s'agissait dans les deux cas d'une couche de base en tuf pulvérulent. 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

(Horta 1979). 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 (Horta 1979).

6.1.2 Précautions lors de la mise en œuvre

L'optimum Proctor modifié des tufs calcaires a lieu pour des teneurs en eau assez élevées dépassant 10%. Toutefois, la compacité varie très peu avec la teneur en eau.

Si la teneur en eau du matériau lors de l'arrosage dépasse la w_{opm} , le tuf calcaire forme très vite une boue difficile à compacter et les fines carbonatées risquent d'être évacuées avec l'excès d'eau. 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 (Horta 1979).

Une autre condition nécessaire lors de la mise en œuvre des tufs calcaires est un compactage mécanique, en procédant 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 (Horta 1979).

6.2 Utilisation des tufs traités aux liants le domaine routier

Les caractéristiques géotechniques des tufs notamment la faible résistance aux chocs ou à l'abrasion ne permettent pas d'envisager leur emploi en assises de chaussées à fort trafic. D'autre part, la forte teneur en fines de ces matériaux et la présence fréquentes de fines argileuses les rend sensibles à l'eau. Il a fallu donc recourir à la technique de traitement des sols.

Le traitement 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 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. De plus, le traitement en place est une technique possédant une facilité d'adaptation aux contraintes d'exploitation.

Deux sortes de traitement des tufs dans le domaine routier ont été utilisées :

- traitement aux liants hydrauliques : les ciments, les chaux, les laitiers des hauts fourneaux, les cendres volantes, etc.
- traitement aux liants hydrocarbonés : les bitumes et les émulsions.

L'objectif est double :

- rendre le matériau monolithique après prise du liant et éviter ainsi les risques d'abrasion, sous le trafic, de granulats insuffisamment rigides ;
- agglomérer les fines calcaires et neutralisés les fines argileuses pour rendre le matériau insensible à l'eau.

depuis plus de 30 ans, plusieurs études portant sur le traitement des sols aux liants hydrauliques, hydrocarbonés ou même organique (lignosulfonates ou lignosulfites) ont été publiées (Abboud, 1973; Mitchell, 1976; Ben Dhia, 1983; Bell, 1996; Uddin et al., 1997; Boukezzi, 1997 ; Rajasekaran and Rao, 1998; Lo and Wardani, 2002; Lorenzo and Bergado, 2004; James et al. 2006; Goual, et al. 2008; Consoli, et al., 2008 ; Ghrieb, 2014; Daheur, et al. 2015a et b). Les résultats trouvés montrent que le traitement améliore les caractéristiques de compactage et de portance (la compactibilité et la traficabilité sont améliorées). La sensibilité à l'eau est aussi améliorée, mais cette amélioration reste toujours décevante vis-à-vis du résultat escompté. L'étude de l'effet des traitements sur les performances mécaniques montrent que la nature des liants et leurs dosages sont deux paramètres influant directement sur les qualités des échantillons.

Enfin, Les résultats trouvés par les différents chercheurs (Boukezzi, 1997 ; Amraoui, 2002 ; Goual, 2002 et 2012 ; Morsli, 2007 ; Akacem, 2008 ; Daheur, 2018 et 2011), ne semblent pas être suffisants pour confirmer ou infirmer, d'une manière décisive et définitive, l'inaptitude des tufs traités à être utilisés en assise pour fort trafic dans des zones où la pluviométrie est forte.

6.3 Tuf et d'autre granulat

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

L'association de tuf avec ces graves paraît donc tout à fait intéressante lorsqu'on veut améliorer la granulométrie d'un grave dépourvu de fines ou réduire la quantité de fines d'un tuf riche en fines. Cette technique a été élaborée et développée depuis plus de 30 ans (Fenzy, 1966 ; Peltier, 1959 ; Fumet, 1959 ; Hamrouni, 1975 ; Tagle, 1976 ; Horta, 1979 ; Domec, 1980 ; Colombier, 1988 ; Ben Dhia, 1988 ; Morsli, et al. 2005; Bouzrara, 2006 ; Morsli, 2007, Morsli, et al. 2007 ; Goual, 2012), elle offre 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.

Une étude récente a été faite dans ce contexte réalisé par Goual (Goual, 2012), dans l'objectif d'améliorer les caractéristiques mécaniques d'un tuf de la région de Laghouat par l'ajout déchet de concassage (sable de calcaire). Plusieurs formules tuf-sable calcaire ont été étudiées dans le but de trouvé la composition optimale du mélange tuf-sable calcaire. Les essais réalisés sont les essais de compactage, de portance et les essais de compression simple. Les résultats trouvés montrent l'existence d'une composition

optimale (80% tuf et de 20% sable calcaire) pour laquelle la portance et la résistance en compression simple sont maximales.

6.4 Utilisation du sable de dunes dans le domaine routier

L'utilisation des sables en techniques routières n'est pas nouvelle. A l'état brut, les sables de dunes n'ont pas des caractéristiques mécaniques satisfaisantes aussi bien pour les structures que pour la réalisation des différentes couches de chaussées, permettant ainsi de reprendre les sollicitations dues à la circulation. Ils sont pratiquement non compactables et leurs portances sont très faibles. L'utilisation du sable de dune seul ne peut être envisagée malgré la facilité qu'il présente au reprofilage, car sa stabilité de surface est souvent incertaine, ce qui augmente la résistance au roulement et provoque parfois des enlacements (Ben Dhia 1998).

Ould Sid et al. (1995) cité par Ben Dhia, 1998 a réalisé des essais de compactage puis de cisaillement direct sur le sable de dune. Les principaux résultats trouvés sont :

- L'effet de la teneur en eau sur le compactage est peu significatif quand la teneur en eau est faible (0 à 6 %) ;
- La cohésion à une valeur très faible ou presque négligeable, de l'ordre de 5 kPa ;
- L'angle de frottement interne varie de 30 à 35°.

L'indice portant CBR de ces sables est de l'ordre de 10 %. Ce qui a permis aux ingénieurs et les techniciens du domaine routier d'écarter toute possibilité d'utiliser ces sables seuls en corps de chaussée.

Le traitement des sables de dune devient indispensable dans la plupart des structures ; il a pour but d'améliorer leurs performances mécaniques en leur conférant des caractéristiques mécaniques et de stabilité suffisantes leur permettant de résister aux sollicitations imposées.

Plusieurs études de traitement des sables de dune aux liants hydrocarbonés ou hydrauliques ou mélangé avec d'autres granulats (Ben Dhia, 1998 ; Kettab, et al.2002 ; Nedjari, 2003 ; Kettab, 2007 ; Morsli, 2007 ; Ghrieb, et al. 2014 ; Cherrak, et al. 2015 ; Akacem, 2017) ont été réalisées.

Ben Dhia, (1998) dans une tentative de valorisation du sable de dune, a mélangé ce dernier, à 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 est aussi amélioré lorsque la teneur en sable augmente jusqu'à 30% et la plasticité diminue au profit d'une meilleure propreté.

6.5 Les tuf-sable-bitume

Cette technique permet, à partir de deux matériaux marginaux (tuf tendre et sable fin) de réaliser des assises de chaussées traitées au bitume.

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.

Le seul défaut de cette technique réside dans la nécessité d'utiliser une teneur en bitume très élevée (8 à 10 %), ce qui rend cette technique peu économique dans les pays non producteurs de bitume. Elle repose sur les idées de base suivante :

- Enrober les gros éléments de tuf (5/20 mm) dans un mortier bitumineux rigide qui les protège de l'attrition sous les contraintes de la circulation.
- Réaliser un mortier bitumineux performant en rigidifiant un bitume routier 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.

6.6 Utilisation du mélange Tuf - Sable de dune dans les corps des chaussées

Vu l'abondance du sable de dune et les tufs au Sahara algérien, plusieurs études porte sur l'idée de l'association de ces deux matériaux ont été publiés (Ben Dhia, 1998 ; Cherrak et al., 2015 ; Morsli, et al. 2005 ; Morsli, 2007 ; Morsli, et al. 2007).

Les différents auteurs sont en accord avec les résultats suivants :

- L'incorporation du sable de dune améliore d'une manière claire la portance des tufs ;
- Le poids volumique s'améliore aussi ou reste quasi constant lorsque la teneur en sable augmente jusqu'à un pourcentage optimal, puis, elle décroît légèrement pour aboutir une la valeur supérieur à celle du tuf brute ;

Quant à la plasticité, elle diminue au profit d'une nette amélioration de la propreté, qui peut être caractérisée par l'essai d'équivalent de sable.

Morsli (Morsli, et al. 2005) a étudié la stabilisation du tuf de Bechar riche en fine par ajout de sable de dune. Les résultats ont montré que l'incorporation de sable de dune au tuf conduit à une diminution de la valeur au bleu, l'indice de plasticité et le pourcentage de fines (< 0.08mm) tandis que l'équivalent de sable augmente (Figure I-7).

Les auteurs ont remarqués également que l'incorporation du sable de dune améliore les caractéristiques optimales de compactage des mélanges en comparaison avec celles du tuf sans ajout, en effet :

- Les courbes de compactage sont de plus en plus aplaties au fur et à mesure que la quantité de sable augmente ;
- Une densification du matériau par rapport au tuf sans ajout ;
- Une diminution de la teneur en eau optimale.

La variation de l'indice portant à 98% de compacité, en fonction du taux d'incorporation de sable est représentée sur la figure I-8. D'après cette figure, les indices portants des mélanges à 0%, 5% et 15% sont très proches et l'ajout de 25% de sable de dune acquière le meilleur indice portant.

Concernant l'influence de l'ajout de sable sur la résistance à la compression les résultats montrent une amélioration de la résistance du mélange à 5% puis une baisse progressive au fur et à mesure que le taux d'ajout de sable augmente. Jusqu'à 25% de sable de dune les mélanges présentent une cohésion élevée par rapport au tuf brute (figure I-9).

La formule optimale choisie par cette étude qui offre les meilleures caractéristiques est :
 « tuf + 25 % de sable de dune ».

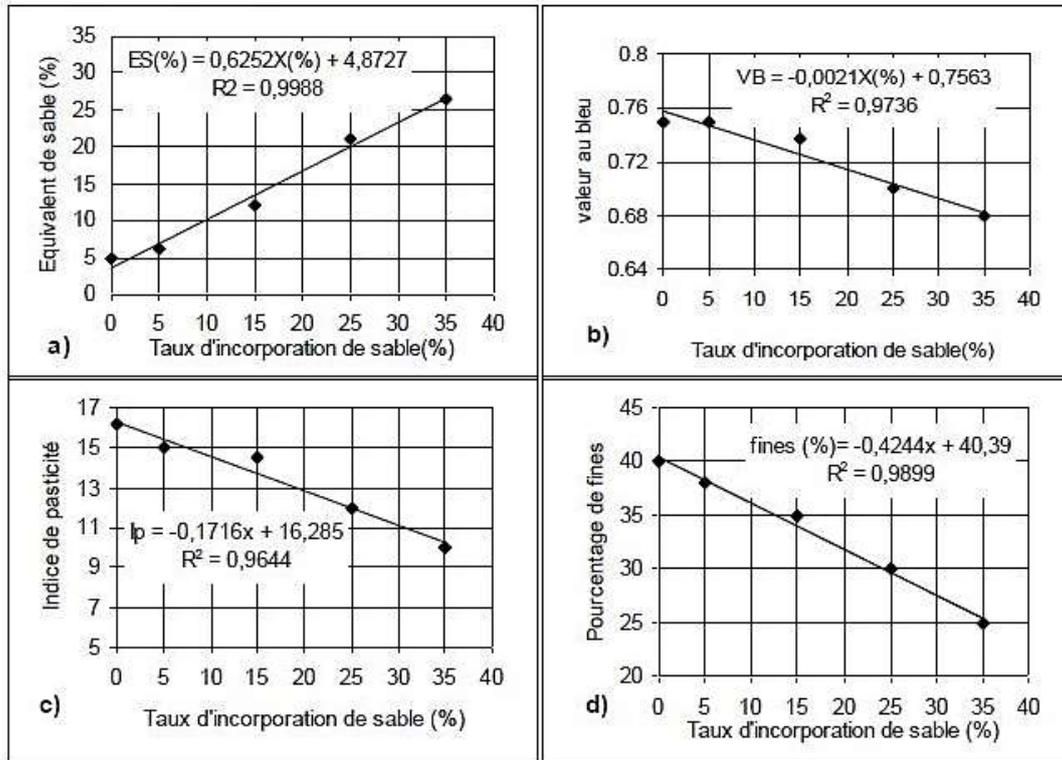


Figure I-7 : Evolution des caractéristiques des mélanges en fonction du taux d'incorporation de sable **a)** Evolution de l'équivalent de sable **b)** Evolution de la valeur au bleu ; **c)** Evolution de l'indice de plasticité ; **d)** Evolution du pourcentage des fines (Morsli, et al. 2005).

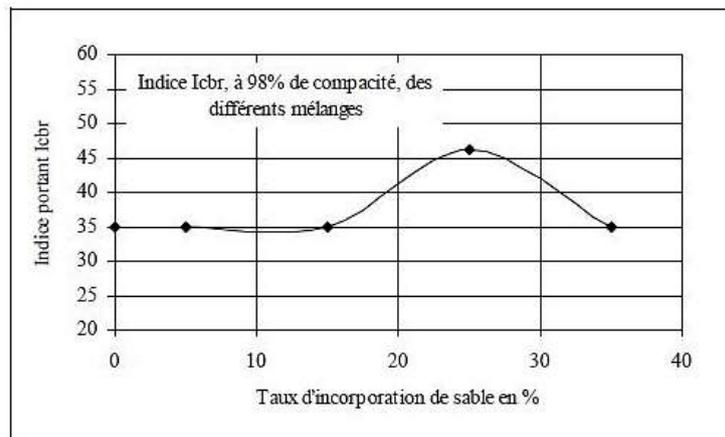


Figure I-8 : Influence du taux d'incorporation de sable sur l'indice portant ICBR (Morsli, et al. 2005).

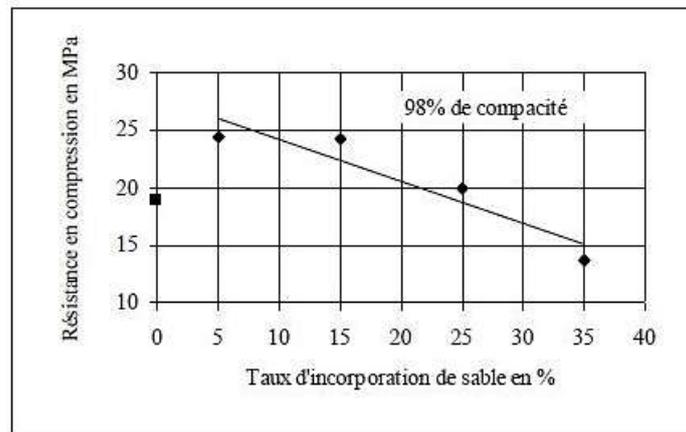


Figure I-9 : Influence du taux d'incorporation de sable de dune sur la résistance en compression simple du mélange (Morsli, et al. 2005).

7 CONCLUSION

La pauvreté de ressources en granulats dans les régions du sud, a conduit depuis plusieurs années les ingénieurs à étudier les possibilités d'utilisation des matériaux locaux tels que les tufs et les sable de dune, qui sont les matériaux les plus abondants au Sahara algérien.

Le contexte du Sahara Algérien (climatique notamment) ouvre largement la gamme des matériaux utilisable en technique routière saharienne.

Les tufs sont issus de trois types d'encroûtements : calcaires, gypseux et mixtes. Leurs utilisations en assises de chaussées présentent des caractéristiques géotechniques acceptables, si on les compare aux spécifications des pays utilisent ces matériaux.

Dans le cas où les caractéristiques des tufs par rapport aux spécifications retenues sont insuffisantes, le traitement de ce matériau au liant hydraulique ou le mélanger avec d'autres granulats est préconisé. Parmi les techniques de traitement des tufs les plus économiques, on les mélangeant avec le sable de dune.

Des études en laboratoire seraient à faire pour bien connaître le comportement de ces deux matériaux brutes et mixte, et ce dans des laboratoires de haut niveau technique pour la mise au point des conditions des essais exigés ; ceci permettra sans doute une utilisation optimale et par conséquent une économie importante en ce qui concerne les ressources en granulats nobles.

Chapitre 2

Comportement mécanique et hydrique des sols

1 INTRODUCTION

Après avoir donné une représentation générale sur les tufs et les sable de dune, dans le chapitre précédent, pour bien comprendre leurs propriétés géotechnique, Dans ce chapitre, on représente le comportement des sols sous différents sollicitations mécanique et hydrique.

Nous présentons d'abord, le comportement hydrique des sols 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 , $e...$). Ainsi, les différentes techniques expérimentales utilisées dans les laboratoires et les travaux des différents auteurs ont été présentés.

Ensuite, on représente le comportement des sols sous chargement mécanique monotone et cyclique, en grande et en petites déformation, ainsi que, les résultats obtenus par différents chercheurs portent sur ce domaine.

2 COMPORTEMENT SOUS SOLLICITATIONS HYDRIQUE

Les sols utilisés dans les ouvrages en génie civil et travaux publics (remblais routiers, barrages, barrières étanches, ...etc.) sont souvent à l'état non saturé et soumis, dans les régions arides et semi-arides, à des sollicitations hydriques (drainage – humidification). L'étude de l'effet des cycles de drainage – humidification sur le comportement du sol à une grande importance sur la stabilité et la déformabilité de ces ouvrages.

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-1).



Figure II-1 : Fissuration longitudinale dans une chaussée, attribuée aux effets des cycles d'humidification séchage dans le talus (Ferber et al. 2009 cité par Goual, 2012).

2.1 Succion dans les sols partiellement saturés

Dans les sols non saturés, qui sont généralement trouvés dans les zones arides, le phénomène de la succion est le paramètre hydraulique le plus important qui entre en considération dans le comportement mécanique et hydraulique de ces sols.

2.1.1 Définition de la succion

La succion est un paramètre d'état qui caractérise l'attraction entre les particules solides et l'eau. Plusieurs définitions ont été données à la succion (Blight, 1966 ; O'Neill, et Poormoayed, 1980 ; Schreiner, 1987 ; Chen, 1988).

En géotechnique en 1965, la succion dans les sols a été définie, dans un contexte thermodynamique, comme une énergie potentielle qu'il convient de fournir pour déplacer une quantité d'eau retenue par les forces d'attraction capillaires. 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).

Les valeurs de la succion peuvent varier dans une gamme très large, entre 0 et plusieurs centaines de MPa. Mais il faut mentionner que, certains auteurs expriment le potentiel de succion en centimètres d hauteur d'une colonne d'eau. Dans ce cas alors le potentiel de succion varie entre 0 et 10^7 cm d'eau pour un sol séché à l'étuve (Gueddouda, 2010).

Pour éviter la manipulation de chiffres aussi importants, le pF, potentiel de l'énergie libre (Potential of Free Energy), a été introduit par Schofield (1935) (cité par Gueddouda, 2010). Le pF correspond au logarithme décimal du potentiel de succion exprimé en centimètres de colonne d'eau.

Dans le domaine de la géotechnique, de nombreuses méthodes existent pour mesurer la succion allant du plus simple aux méthodes les plus compliquées. Ces méthodes sont regroupées en deux catégories selon qu'il s'agit d'une méthode de mesure proprement dite ou d'une méthode d'imposition et de maintien de la succion à une valeur prédéterminée.

Il faut noter que, le phénomène de la succion est une grandeur physique difficile à mesurer, et diverses approches sont nécessaires pour couvrir toute la gamme des succions rencontrées dans les sols. Cette difficulté technique est probablement l'une des causes du manque de données expérimentales relatives au comportement des sols non saturés.

2.1.2 Techniques de mesure de la succion

2.1.2.1 Le papier filtre

Cette technique permet de mesurer des succions variant entre 30 et 100.000 kPa. C'est une méthode très simple et praticable dans les laboratoires, permet de mesurer soit la succion totale quand le papier filtre n'est pas en contact avec le sol, soit la succion matricielle quand le papier filtre est en parfait contact avec le sol. Il faut utiliser la courbe d'étalonnage appropriée pour chaque cas. Pour mesurer la succion matricielle, cette méthode consiste à intercaler un papier filtre entre deux échantillons de sol. Le principe repose sur le fait qu'à l'équilibre hydrique le potentiel de l'eau d'un échantillon de sol et le potentiel de l'eau d'un papier filtre en contact avec l'échantillon sont les mêmes.

2.1.2.2 Les tensiomètres

On peut utiliser le tensiomètre pour des valeurs de succion inférieures à 100 kPa. Cet appareil est conçu pour la mesure in situ de la succion du sol. Il est composé d'un petit réservoir d'eau désaérée avec une extrémité couverte d'une couche de céramique poreuse perméable à l'eau et imperméable à l'air. Le réservoir est relié à un manomètre via un tube rempli par de l'eau désaérée (Figure II-2). Pour prendre la mesure, il faut introduire l'appareil dans un trou foré dans le sol. Une fois l'équilibre atteint entre l'eau du réservoir et celle du sol, le manomètre indique directement la pression négative de l'eau du sol.

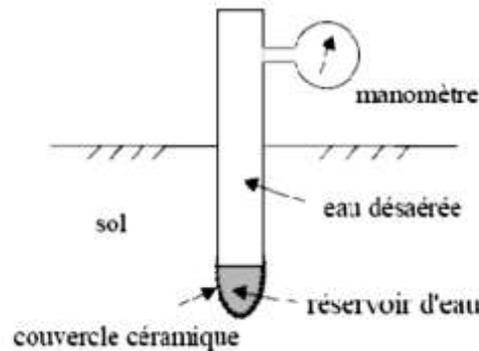


Figure II-2 : Schématisation d'un Tensiomètre.

2.1.2.3 Mesure psychométrique

Cette méthode est très délicate mais reste fiable pour les succions comprises entre 300 kPa et 8 MPa. Le principe de base consiste à mesurer l'humidité relative de l'air qui se trouve dans l'échantillon, laquelle est liée à la succion et à la température. Cette mesure se fait de différentes façons, soit à l'aide d'un thermocouple, soit en utilisant un transistor, ou encore en mesurant la température du point de rosée.

2.1.3 Technique de contrôle de la succion

Généralement quatre techniques sont utilisées pour imposer une succion.

2.1.3.1 Les plaques tensiométriques

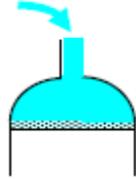
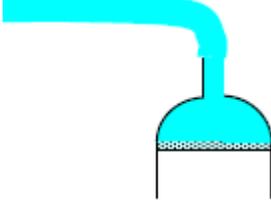
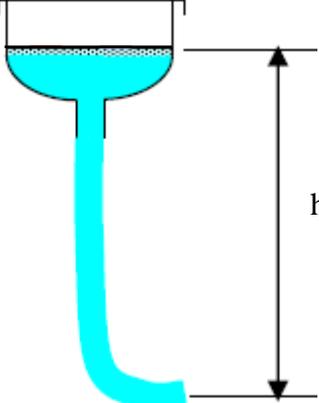
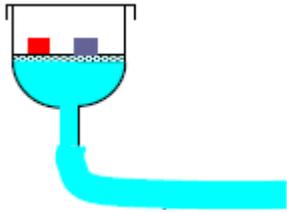
Valables pour un domaine de $0 < \text{succion} < 20$ kPa. Cette technique consiste à mettre l'eau d'un échantillon sous tension en le mettant au contact d'une pierre poreuse en verre fritté saturée d'eau et reliée à un récipient d'altitude variable par le biais d'un tube. Un récipient placé plus bas que l'échantillon permet d'exercer une dépression égale à la hauteur d'eau. La procédure suivie est résumée dans le tableau II-1.

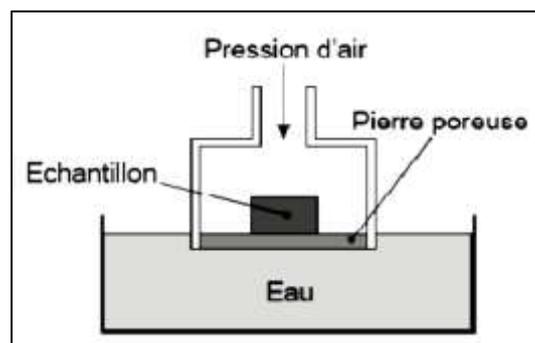
2.1.3.2 Translation d'axes (surpression d'air)

Cette technique a été mise en œuvre par Richards 1974, le principe consiste de placer un échantillon dans une cellule étanche à l'air dont la base est constituée d'une pierre céramique (porosité fine) immergée dans un récipient d'eau à la pression atmosphérique (Figure II-3).

Une pression sera appliquée jusqu'à ce que l'équilibre soit atteint dans quelques jours. A l'équilibre la pression sera relâchée et on extrait rapidement l'échantillon de la cellule, l'échantillon sera pesé pour déterminer la teneur en eau sous cette succion imposée (pression). Le maximum de l'ordre de grandeur de la succion imposée avec cette technique est de 1,5 MPa (Delage et al. 2001).

Tableau II-1 : Les étapes de la méthode de plaque tensiométrique.

<p>(1)</p>  <p>Saturer dans un premier temps la plaque tensiométrique en remplissant le réservoir qui se trouve au-dessous de la plaque.</p>	<p>(2)</p>  <p>Saturer le tuyau connecté au réservoir.</p>
<p>(3)</p>  <p>On place la plaque à la hauteur souhaitée pour obtenir la pression négative voulue. ($S = \rho_w g h = \gamma_w h$)</p>	<p>(4)</p>  <p>On place les échantillons sur la plaque tensiométrique.</p> <p>Pour avoir la continuité de l'eau qui se trouve dans l'échantillon et la plaque, on colle l'échantillon sur la plaque avec une petite quantité de pâte de kaolin, et on laisse l'essai pendant 15 jours jusqu'à ce que l'équilibre hydrique soit atteint.</p>

**Figure II-3 : Contrôle de la succion par translation d'axe, selon la cellule de Richard.**

2.1.3.3 La méthode osmotique

Cette technique permet de balayer une gamme de succion variant de 50 kPa à 9 MPa. elle consiste à mettre l'échantillon de sol en contact avec une solution de polyéthylène glycol (PEG) de grande taille à travers une membrane semi perméable laissant passer l'eau et non les molécules. La solution de PEG est soumise à une succion osmotique, d'autant plus forte que la concentration en PEG est élevée. L'eau est échangée entre le sol et la solution par osmose à travers la membrane jusqu'à ce que l'équilibre hydrique s'établisse.

2.1.3.4 La méthode des solutions salines saturées

La technique consiste à placer l'échantillon dans un dessiccateur hermétiquement fermé et rempli d'une solution saline saturée ou non saturée générant une humidité relative connue. Les transferts hydriques se font ici en phase vapeur et sont donc beaucoup plus lents qu'avec les autres méthodes. Pour cette technique il n'y pratiquement pas de limite supérieure en succion.

2.2 Caractérisation du comportement des sols sur chemin de drainage-humidification (la courbe de rétention)

La courbe qui représente la relation entre le potentiel d'un sol et sa teneur en eau est appelée "*courbe de rétention de l'humidité du sol*" ou "*courbe caractéristique du sol*", elle représente les variations de la succion en fonction de la teneur en eau. Cette relation est obtenue par drainage ou par mouillage d'un échantillon de sol.

Dans le premier cas, des accroissements de succion sont appliqués à l'échantillon initialement saturé afin de sécher le sol graduellement. Des mesures successives de la teneur en eau ou degré de saturation en fonction de la succion sont faites. Dans le deuxième cas, la succion est réduite graduellement en partant d'un échantillon de sol sec. Enfin, les résultats de la courbe de rétention sont présentés dans un diagramme "logarithme de la succion en fonction de la teneur en eau, ou degré de saturation".

La Figure II-4 présente le chemin de drainage-imbibition de l'argile blanche tirée des travaux de Fleureau et al. (Fleureau et al. 1993). Pour mieux observer et analyser les cycles de drainage-humidification en reliant les variations des paramètres différentes tels que : la succion, l'indice des vides, le degré de saturation et la teneur en eau du matériau.

Dans les plans $[\log(s), S_r]$ ou $[\log(s), w]$, on remarque que le sol est plus humide au drainage qu'à l'humidification pour une même valeur de succion. En d'autres termes, pour une succion donnée, la teneur en eau du sol en drainage est toujours supérieure à celle mesurée en imbibition.

Ce comportement a été expliqué par différents auteurs à partir d'une analyse à l'échelle microscopique (Delage, et Cui, 2001 ; Dangla, 2001 ; Coussi, 2005). Pour cette analyse, les pores sont considérés comme sphériques de diamètre D_1 et reliés par des tubes capillaires de rayon D_2 ($D_2 \ll D_1$). Soient S_1 et S_2 les succions correspondantes aux diamètres respectifs D_1 et D_2 . La disposition des pores considérée peut être de deux formes : soit les pores sont connectés en parallèle, soit ils sont connectés en série (Figure II-5).

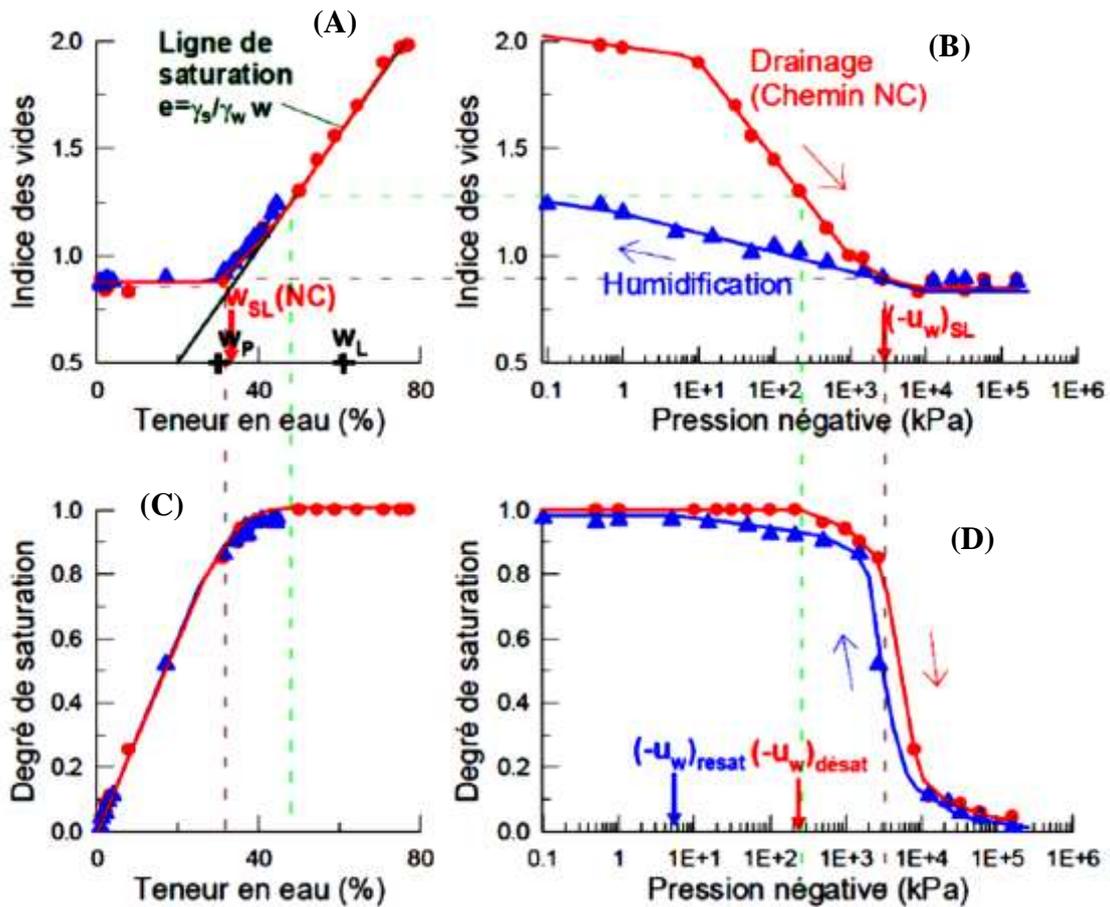


Figure II-4 : Courbe de rétention de l'argile blanche (Fleureau et al. 1993).

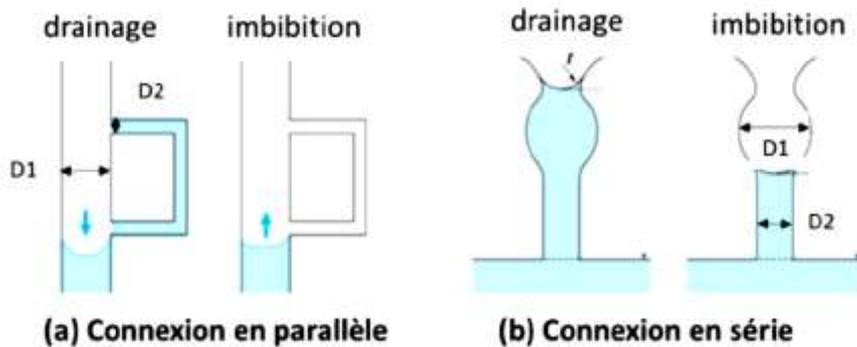


Figure II-5 : Mécanismes invoqués pour l'hystérésis des courbes de rétention d'eau.

Dans le cas d'une connexion en parallèle (Figure II-5a) : lors d'un séchage, lorsque la succion correspond à la vidange des gros pores, les capillaires connectés 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 tube capillaire est vide ;

Pour une connexion en série (Figure II-5b) : sur chemin de drainage, une partie des gros pores ne pourront se désaturer tant que la succion dans le matériau n'aura pas atteint la succion S_2 . Lors de l'imbibition, un certain nombre de capillaires ne communiquant qu'avec des pores plus gros ne pourront se saturer que lorsque ces plus gros pores seront

eux-mêmes saturés (suction S_2). Donc, pour une suction donnée, la teneur en eau dans le matériau sera plus forte en drainage qu'en imbibition.

Certains auteurs (Bear, et Bachmat, 1991 ; Delage, et Cui, 2001) ont expliqués l'hystérésis des courbes de rétention d'eau par la différence de valeurs entre angle de drainage et angle de mouillage de l'eau au contact d'un solide (figure II-6).

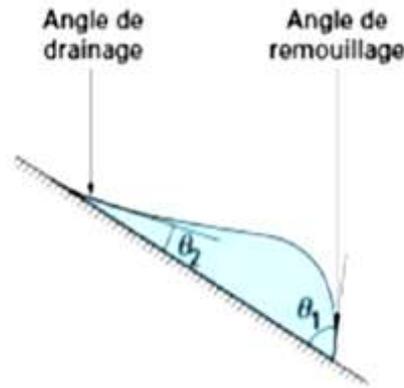


Figure II-6 : Schéma de principe de la différence entre angle de drainage et angle de mouillage (Delage et Cui 2001).

La figure II-4a montre que l'indice des vides varie linéairement avec la teneur en eau jusqu'à le point de la limite de retrait du sol, notée w_{SL} , cette valeur est définie comme étant le point d'intersection de la droite de saturation d'équation $e = G_s \cdot w$ (G_s : densité des grains solides) et de l'asymptote horizontale au palier de retrait pour $w=0$.

Dans la figure II-4b on observe que, sur le chemin de drainage, l'indice des vides présente d'abord une variation lente puis elle s'accélère selon un segment de droite confond avec le chemin normalement consolidé du matériau saturé sur chemin de compression isotrope. Au-delà d'une certaine valeur seuil, les variations de e présentent un palier quasi-horizontale. Cette valeur est définie comme étant la pression capillaire de retrait, notée u_{CSL} , par analogie à la limite de retrait w_{SL} .

Sur la figure II-4d, on remarque que les deux courbes de rétention en drainage et en imbibition ont presque la même forme avec un léger décalage. Sur ces deux courbes, le l'argile reste quasi-saturé malgré l'accroissement de la pression capillaire jusqu'à la pression de désaturation notée $u_{désat}$ qui représente le point d'entrée d'air. au delà de cette valeur, le sol se désature rapidement jusqu'à atteindre la valeur nulle du degré de saturation.

De nombreux travaux ont été réalisés sur l'effet de la suction 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 et 1998 ; Zerhouni, 1991 ; Fleureau et al. 1993 ; Taibi, 1994 ; Cui et al. 2002 ; Ghembaza et al. 2007 ; Boutonnier, 2007 ; Gueddouda et al. 2011)

Par ailleurs, certains auteurs (Taibi, 1994 ; Vanapalli, et al. 1999 ; Fleureau, et al. 1999 ; Fleureau, et al. 2002 ; Gueddouda, et al. 2011 ; Goual, et al 2011) ont étudié l'influence des paramètres liés au compactage sur chemin de drainage-humidification. Par exemple, Gueddouda et al. (Gueddouda et al. 2011) ont étudié l'influence de la variation de la

teneur en eau de compactage sur le chemin de drainage-humidification d'un mélange composé de 85% sable de dune et de 15% bentonite. Les échantillons ont été préparés en trois conditions initiales :

- Conditions OPN-2 avec teneur en eau $w = 13 \%$ et succion $S = 0,5 \text{ MPa}$;
- Conditions OPN avec teneur en eau $w = 15,2 \%$ et succion $S = 0,1 \text{ MPa}$;
- Conditions OPN+2 avec teneur en eau $w = 17 \%$ et succion $S = 0,04 \text{ MPa}$.

Les résultats trouvés montrent que, les chemins de drainage et d'humidification sur le mélange préparé initialement sous forme de pâte, font apparaître un domaine quasi saturé jusqu'à une succion S_d de l'ordre de $0,1 \text{ MPa}$. Au-delà de ce domaine, l'indice des vides, le degré de saturation et la teneur en eau, subit une diminution importante, jusqu'à une succion de limite de retrait S_{SL} . Sur le chemin d'humidification, lorsque la succion devient inférieure à S_{SL} , une hystérésis entre le chemin de drainage et le chemin d'humidification, a été observé. Pour $S > S_{SL}$, une quasi-réversibilité entre les deux chemins. Dans le cas du même matériau compacté initialement à l'OPN, le palier de limite de retrait est plus bas que celui de la pâte. Par ailleurs, la pente de gonflement est plus importante que celle de la pâte séchée.

Les résultats montrent également qu'une variation de la teneur en eau de 2% du côté sec et humide de l'OPN n'influe pas sur les chemins de drainage et d'humidification définis à l'OPN. Les paramètres déduits des chemins de drainage-humidification pour les trois états sont les mêmes ($S_{SL} = 1 \text{ MPa}$, $e_{SL} = 0,57$ et $w_{SL} = 22\%$).

3 COMPORTEMENT SOUS SOLLICITATIONS MECANIQUE

Dans la plupart des problèmes rencontrés par les ingénieurs géotechniciens, l'évaluation précise des paramètres de comportement des sols est requise pour l'analyse des déformations de ces sols et des déplacements induits sur les structures. De nombreuses techniques et essais pour estimer les propriétés des sols sont actuellement utilisés. Ces essais se sont considérablement diversifiés au cours de ces dernières années dans le but de reproduire la nature complexe des sollicitations appliquées aux sols. Le comportement des sols et les moyens de mesures sont généralement liés au niveau de déformation considéré (grande déformation ou petites déformation).

Atkinson et Sallfors (1991) ont défini trois niveaux de déformations : très petites (0,001% ou moins), petites (entre 0,001 et 1%) et grandes déformations (plus que 1%). La plus petite déformation de cisaillement qui peut être déterminée d'une manière fiable grâce aux essais conventionnels de mécanique des sols (essais triaxiaux et oedométriques par exemple), sans instrumentation particulière, est de l'ordre de 10^{-3} . Pour les déformations plus petites, au cours des dernières années se développent des essais de précision dont les systèmes de mesure de plus en plus performants permettent d'évaluer les propriétés des sols pour des déformations inférieures ou égales à 10^{-5} .

Un nombre important de travaux dans la littérature ont concerné le comportement des sols en grands déformations (Morel, 1984 ; Delfaut, 1990 ; Morsli, 2007 ; Gomes et De bel 2008 ; Lasledj, 2009 ; Araujo et Gomes, 2009 ; Goual 2012 ; Daheur et al. 2018). En revanche, très peu d'études ont traité le domaine des petites ou très petites déformations (Nakamura, 1999 ; Fleureau, 2005 ; Phuong, 2008 ; Hibouche, et al. 2013).

3.1 Comportement sous sollicitations monotone en grande déformations

3.2.1 Essai de compression simple

Plusieurs études anciennes et récentes (Alloul, 1981 ; Ben Dhia, 1983 ; Boukezzi, 1997 ; Goual, 2002 et 2012, Daheur, 2011, 2012 et 2015b) ont été réalisées, pour le suivi de l'évolution de la résistance en compression des tufs, en fonction du temps, selon divers mode de conservation.

Les travaux de Alloul (Alloul, 1981) effectués sur une série d'éprouvettes de dimensions ($\phi = 2.11$ cm et $h = 4.22$ cm) de tuf d'Ain Oussera (fraction 0/1 mm), confectionnés aux conditions de l'OPM et compactés à la presse. Une série de ces éprouvettes ont été subdivisés en trois lots séchés à 25 °C, 55 °C et 105 °C pendant 5 jours. D'autre série d'éprouvettes ont été conservées à 105 °C pendant plusieurs mois, dans le but de connaître l'évolution de la résistance en compression simple en fonction du temps de séchage. Les résultats de ces deux séries sont représentés dans les figures II-7 et II-8, d'après Alloul :

- Les éprouvettes séchées à 105 °C sont plus résistantes que celles qui sont portées à des températures plus faibles.
- La résistance en compression simple n'a pas évolué avec le temps de séchage. une dispersion de ± 4 bars autour d'une valeur moyenne de 90 bars a été remarquée.

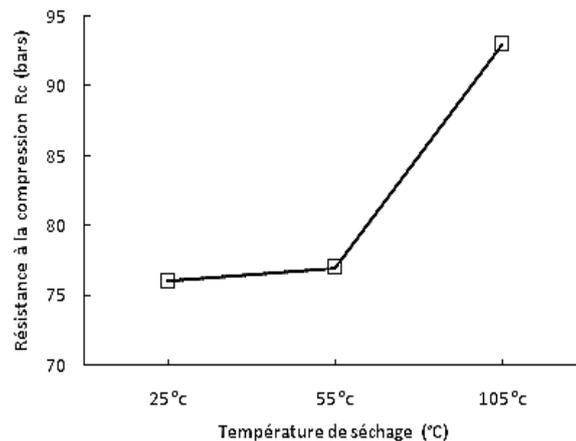


Figure II-7 : Variation de la résistance en compression simple en fonction de la température de séchage (Tuf d'Ain Oussera pendant 5 jours) (Alloul, 1981).

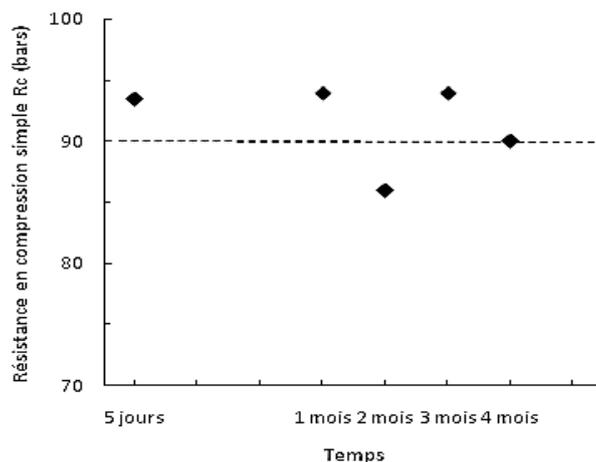


Figure II-8 : Evolution de la résistance en compression simple en fonction de la durée de conservation (Tuf d'Ain Oussera séchage conservé à 105 °C) (Alloul, 1981).

Daheur et al. (Daheur, et al. 2015b) ont suivi l'évolution de la résistance en compression simple à 0, 3, 7, 28, 60 et 180 jours de conservation, sur une série d'éprouvettes cylindriques de dimensions ($\varnothing = 5\text{cm}$, $H = 10\text{cm}$), confectionnées à la teneur en eau du Proctor modifié et à compacité théorique égale à 98%. Les échantillons ont été conservés en trois modes différents :

- Mode 1 : conservation à l'air libre, à une température de $30 \pm 5^\circ\text{C}$;
- Mode 2 : conservation dans une étuve ventilée à 55°C ;
- Mode 3 : conservation dans des étuis étanches (sans dessiccation) pour empêcher l'évaporation de l'eau de confection.

Les résultats trouvés sont représentés dans les figures II-9 et II-10.

Ces résultats montrent que la température de séchage accélère le durcissement, mais n'améliore pas la valeur limite de la résistance, au contraire elle l'abaisse. Pour les éprouvettes conservées dans des étuis, la résistance à la compression évolue en fonction de la diminution de la teneur en eau, et ceci avec une vitesse lente.

Après chaque durée de conservation et pour les trois modes de conservation, l'analyse par diffraction des rayons X des éprouvettes après l'écrasement ont été réalisés. Les résultats montrent que quel que soit le mode de conservation, la forme minéralogique des échantillons n'a subi aucune transformation, ni cristallisation nouvelle, ni disparition d'un composant.

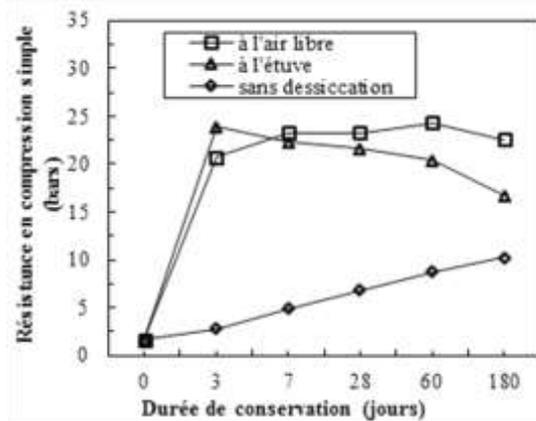


Figure II-9 : Evolution de la résistance en compression en fonction de la durée de conservation (Daheur, et al. 2015b).

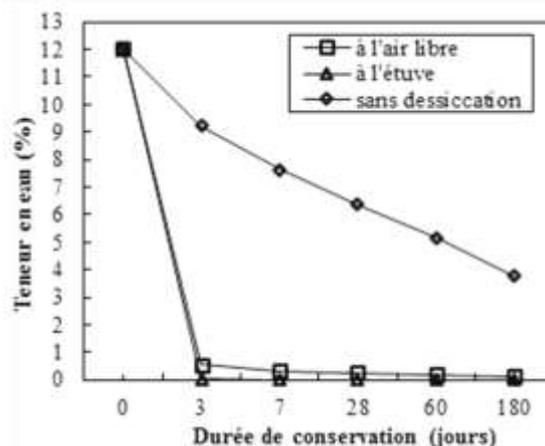


Figure II-10 : Variation de la teneur en eau en fonction de la durée de conservation (Daheur, et al. 2015b).

3.2.2 Comportement sous chargement triaxial monotone

L'essai la plus utilisé au laboratoire pour étudier le comportement des sols sous sollicitations monotone est l'essai triaxial classique. 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.

L'essai triaxial permet la détermination de la résistance au cisaillement du sol sous différentes conditions de drainage. Il consiste à soumettre une éprouvette généralement cylindrique à un champ de contrainte uniforme, qui a pour composantes une pression

hydraulique σ_3 appliquée par l'intermédiaire d'un fluide remplissant la cellule (généralement l'eau), et une contrainte axiale ou déviateur ($\sigma_1 - \sigma_3$) appliquée par l'intermédiaire d'un piston. Dans un essai triaxial classique, l'éprouvette est soumise à un champ de contraintes isotropes jusqu'à une valeur donnée. On maintient ensuite à niveau constant la pression hydraulique représentée par σ_2 et σ_3 , à la dite pression de confinement et on augmente progressivement la contrainte axiale σ_1 ou le déviateur ($\sigma_1 - \sigma_3$) jusqu'à la rupture de l'éprouvette (figure II-11). Les essais peuvent être effectués à différentes pressions de confinement.

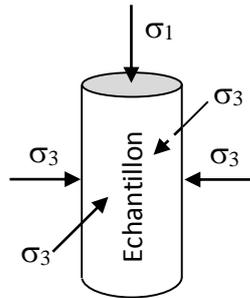


Figure II-11 : Schématisation de l'essai triaxial.

Les variables utilisées dans cet essai sont :

$q = (\sigma_1 - \sigma_3)$: Déviateur de contraintes,

$p = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$: Contrainte moyenne totale,

Δu : Surpression interstitielle,

$p' = p - \Delta u$: Contrainte moyenne effective (relation de Terzaghi),

ε_1 : Déformation axiale,

ε_3 : Déformation horizontale,

$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3$: Déformation volumique,

L'exécution d'essai comporte plusieurs étapes :

- Fabrication de l'échantillon ;
- *Consolidation* : au cours de laquelle on amène l'éprouvette dans l'état à partir duquel on veut exécuter le cisaillement ;
- *Cisaillement proprement dit* : consiste, pour une pression σ_3 constante, à faire croître le déviateur des contraintes jusqu'à ce que la rupture de l'éprouvette se produise.

Les conditions de drainage et les cheminements adoptés dans l'essai triaxial visent à reproduire des situations critiques bien définies en vue d'analyses de stabilité sur des ouvrages.

En fonction des différentes conditions de drainage et de consolidation de l'échantillon dans la cellule triaxiale, l'essai triaxial peut être classé en trois types :

- Essai triaxial non consolidé non drainé (UU) ;
- Essai triaxial consolidé non drainé (CU) ;
- Essai triaxial consolidé drainé (CD).

3.2.2.1 L'essai triaxial consolidé drainé (CD)

L'essai CD correspond au comportement du sol à long terme ; il permet de déterminer les caractéristiques intrinsèques du squelette du sol.

D'abord, on consolide l'échantillon de sol sous une contrainte isotrope σ_0 , et maintenir l'orifice de drainage ouvert, jusqu'à ce que la pression interstitielle $u=0$. Puis, on applique la contrainte axiale l'aide d'une presse mécanique qui comprime l'échantillon à un taux de déformation constant. Le chargement se fait à un taux suffisamment lent pour qu'il n'y ait pas de pression interstitielle induite par le cisaillement.

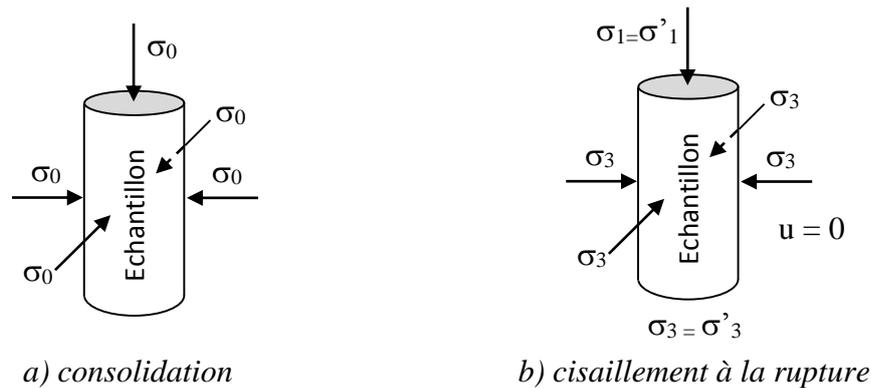


Figure II-12 : Conditions des contraintes dans l'essai CD.

La figure II-13 représente les courbes typiques d'essais triaxiaux obtenus sur des échantillons de sables lâche et dense en conditions drainée. L'état caractéristique correspond à l'état critique du sol où la contrainte déviatorique est égale à la contrainte au pic. L'état critique correspond à l'état où la contrainte déviatorique résiduelle tend vers une valeur limite.

Dans un sol dense, l'indice des vides initial est inférieur à l'indice des vides critique. Caragrande a désigné l'indice de vide critique comme l'indice des vides auquel on atteint un plateau horizontal dans la courbe de contrainte déviatorique-déformation. Le volume change tout d'abord en diminuant jusqu'à la valeur minimale de la valeur e , et ensuite tend vers le volume qui correspond à un indice des vides critique. Le déviateur de l'échantillon dense augmente jusqu'à un pic, puis descend et se stabilise vers la valeur résiduelle. Par contre, il n'y a pas de valeur pic évidente sur la courbe déviatorique de matériau lâche, en effet, la résistance augmente directement vers la valeur résiduelle. Concernant l'évolution de la déformation volumique de ces matériaux, le matériau dense subit d'abord une phase de contractance moins importante que le matériau lâche puis une phase de dilatance marquée. Dans le cas de l'échantillon lâche, le comportement est asymptotique et tend vers une valeur résiduelle.

Dans la littérature, plusieurs études porte sur le comportement des tufs et d'autres sols compactés aux essais triaxiaux ont été réalisés (Alloul, 1981 ; Ben Dhia, 1983 ; Boukezzi, 1997 ; Boulkhout, 2002 ; Morsli, 2007 ; Akacem, 2008 et 2017 ; Daheur 2011 ; Goual et al 2011 ; Daheur, et al.2018). Par exemple Goual (Goual et al 2011), ont réalisés des essais triaxiaux consolidés drainés (CD) sur un mélange composé de 80% tuf et de 20% sable calcaire de la région de Laghouat.

La figure II-14 présente les résultats de cet essai.

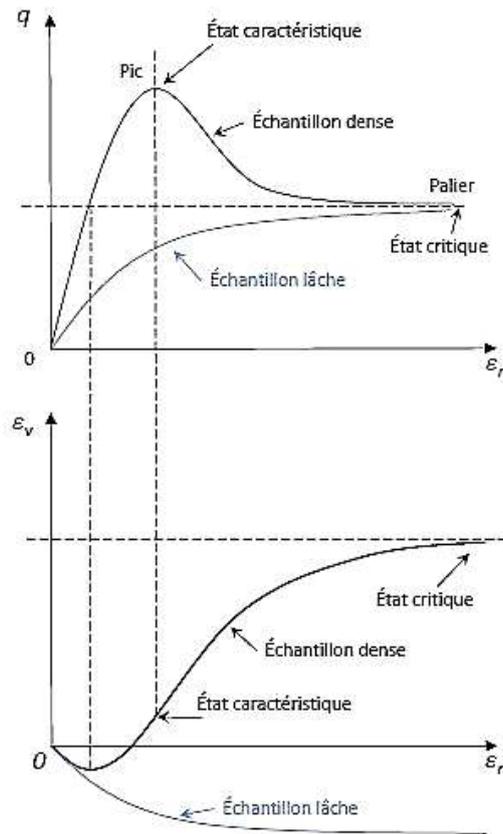


Figure II-13 : Courbes typiques de l'essai CD.

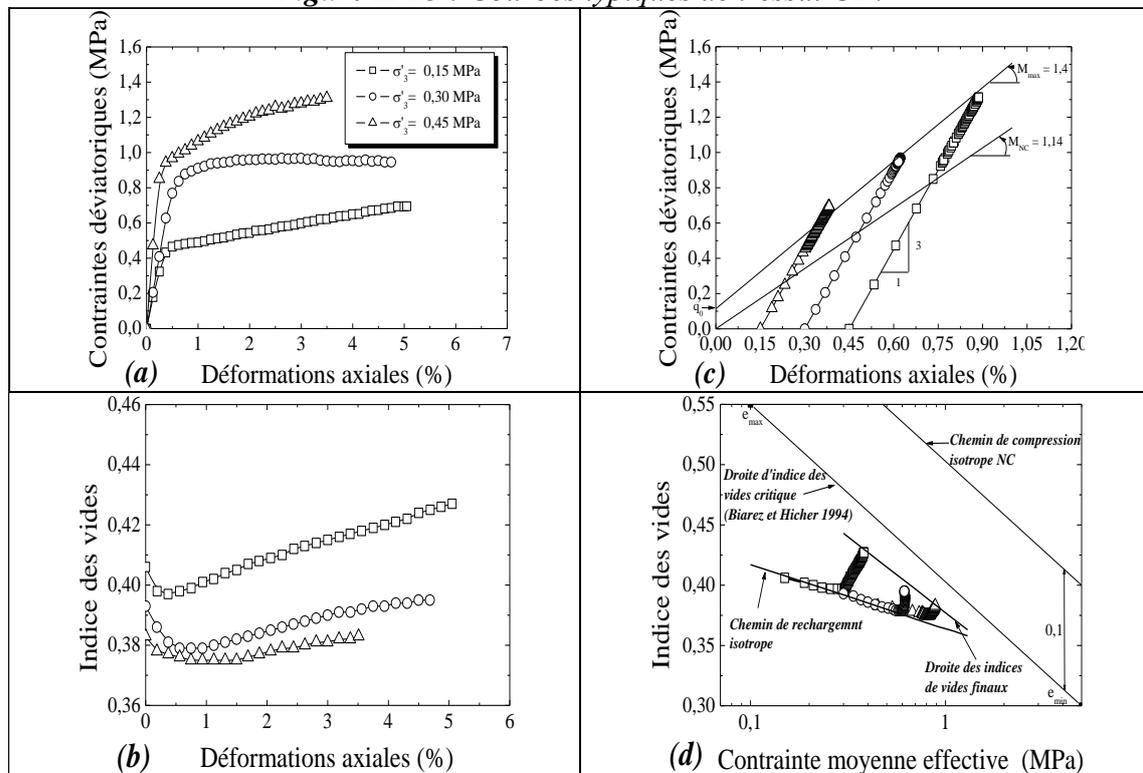


Figure II-14 : Courbes de l'essai triaxial : déviateur et indice des vides en fonction de la déformation axiale (a et c) et (b et d) en fonction de la contrainte moyenne effective (Goual et al 2012).

La figure II-14 montre que, les courbes contraintes – déformations ne présentent pas de pic de résistance, cet état est suivi de déformations plastiques qui se poursuivent jusqu'à la rupture sans faire apparaître des plans de glissement, ceci est caractéristique d'un mode de rupture par poinçonnement. Dans le plan $[\varepsilon_1, e]$, montre qu'après une légère contractance pour une déformation axiale inférieure à 1 %, on observe une dilatance des échantillons avec une tendance vers des paliers. L'évolution de l'indice des vides avec la contrainte moyenne effective, 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. Enfin, le plan $[p', q]$, montre que, le déviateur des contraintes augmente de manière linéaire avec la contrainte 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.

3.2 Comportement sous sollicitations cyclique en petites déformations

Les mesures des déformations dans l'appareil triaxial standard sont effectuées sur la globalité de l'échantillon et sont généralement erronés en raison des effets de bords (effets parasites de pénétration de la membrane, de friction en pied et tête de l'échantillon...). De plus, les mesures globales sont inappropriées aux études dans le domaine des petites déformations, car elles utilisent des capteurs de déplacement de grande étendue de mesure.

D'autres méthodes de mesure ont donc été conçues pour rendre possible l'étude expérimentale des sols en petites déformation. Les systèmes de mesure doivent témoigner d'une bonne résolution, d'une faible hystérésis, d'une faible sensibilité à l'environnement d'utilisation (température, pression... etc.) et d'une réponse suffisamment rapide pendant des sollicitations ou des déformations cycliques.

Différentes techniques de mesures ont été développées. On distingue essentiellement deux techniques (Hieu D.T. 2006) : les méthodes quasi-statiques et les méthodes dynamiques.

3.2.1 Méthodes quasi-statique

Les méthodes quasi-statiques sont les plus simples à appréhender. Elles consistent à mesurer les grandeurs fondamentales de contraintes et de déformations avec une précision suffisante. Les vitesses de déformation sont telles que l'accélération peut être négligée dans les calculs.

Leur inconvénient est que pour obtenir des valeurs précises des paramètres de l'élasticité, il faut que les mesures de contraintes et de déformations soient extrêmement fines et précise ce qui est particulièrement délicat à obtenir, surtout pour les déformations.

Pour cette famille des essais, différents types de capteurs peuvent être utilisés comme : Inclinomètre (electrolevel) , LVDT, Capteurs de proximité , Capteurs à effet Hall et les LDT.

3.2.1.1 LDT

Les LDT (Local Deformation Transducer), sont des capteurs développés par (Goto, et al. 1991), utilisent comme composant de mesure des jauges de déformations locales. Ces

jauges sont des composants électroniques ayant une résistance variable en fonction de leur élongation dans la direction de mesure (figure II-15).

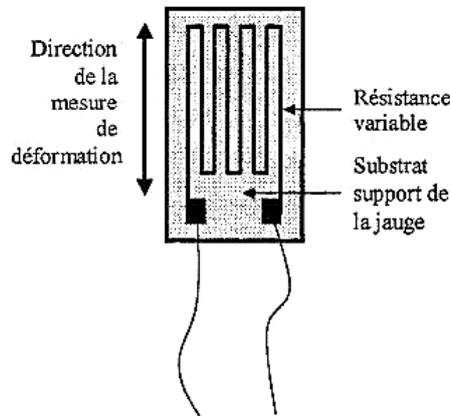


Figure II-15 : Jauge de déformation.

Dans leur utilisation classique de telles jauges sont collées à même le matériau dont on veut mesurer la déformation. Le problème qui se pose avec les géomatériaux est que leur nature granulaire ne permet souvent pas de collage direct. Les LDT peuvent s'utiliser dans n'importe quelle position (pas obligatoirement verticale), ce qui facilite leur utilisation pour des mesures transversales, soit par montage direct sur l'échantillon (Hoque et al. 1997), soit par l'intermédiaire d'un adaptateur. Les LDT permettent des mesures de précision jusqu'à quelque 10^{-6} .

Hibouche et al. (Hibouche, et al. 2013) ont réalisés une étude comparative sur la mesure des modules élastiques en petites déformations avec deux systèmes de mesure : les jauges de déformations et les capteurs à effet Hall.

Les essais réalisés sont des essais triaxiaux en petites déformations à teneur en eau constante sous différentes contrainte de confinement varient de 0 à 300 kPa. Les échantillons soumis à l'essai sont des limons traités à la chaux.

Les résultats comparatifs sont représentés dans les plans [temps ; déplacement axial] et [déformation axiale ; déviateur de contrainte] (Figure II-16).

Ces résultats montrent que le capteur à effet Hall mesure des amplitudes de déformation plus importantes que la jauge. Par ailleurs, la réponse de la jauge est quasi instantanée lors des cycles de décharge-recharge, alors que le capteur à effet Hall affiche un retard dans sa réponse matérialisé par des pics légèrement arrondis dans le plan [temps ; déformation axiale], contrairement aux pics vifs des jauges.

L'interprétation de ces résultats dans le plan [déformation axiale ; module d'Young] (Figure II-17) montre que les modules élastiques donnés par la jauge sont nettement supérieurs (environ trois fois) à ceux donnés par le capteur à effet Hall. Par ailleurs, la mesure des vitesses de propagation des ondes sonores sous confinement nul donne un module du même ordre de grandeur que celui donné par la jauge.

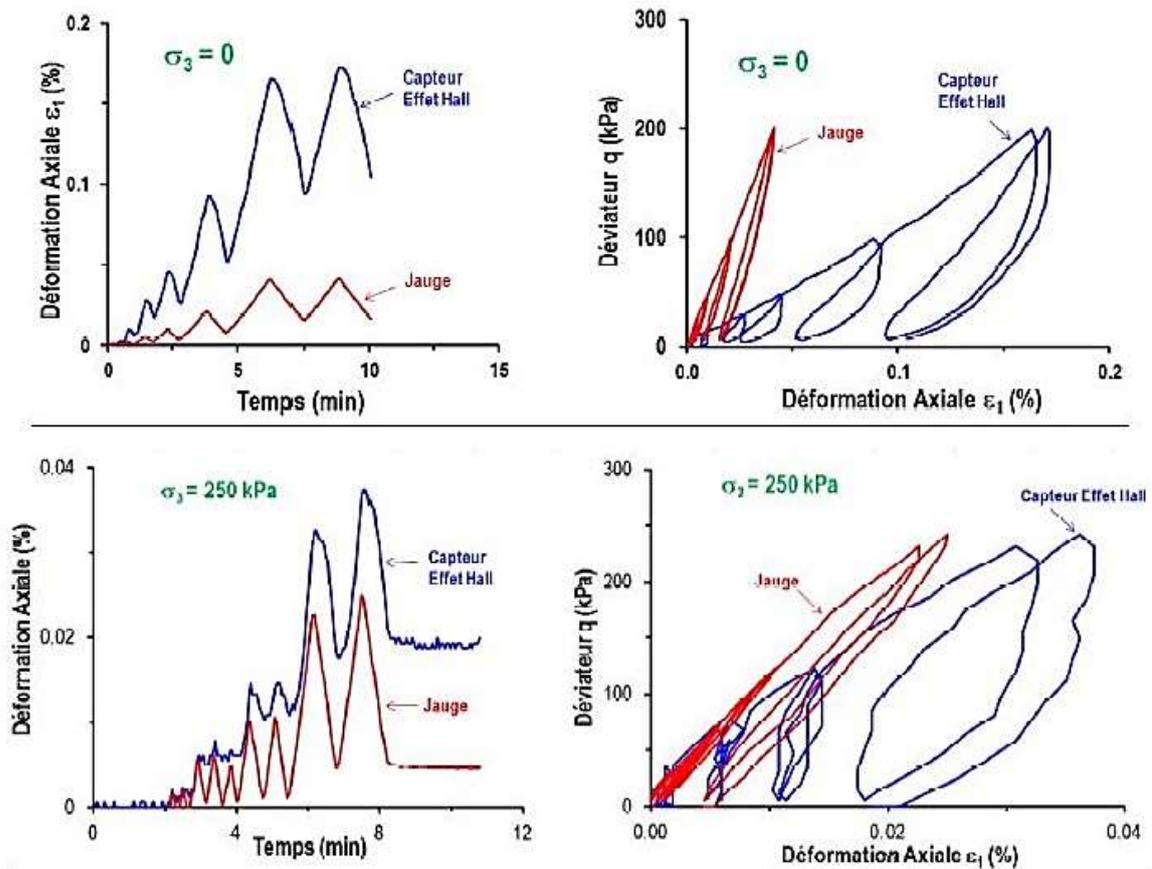


Figure II-16 : Comparaison des réponses des deux capteurs lors de chargement en petites déformations pour deux contraintes de confinement (Hibouche et al. 2013).

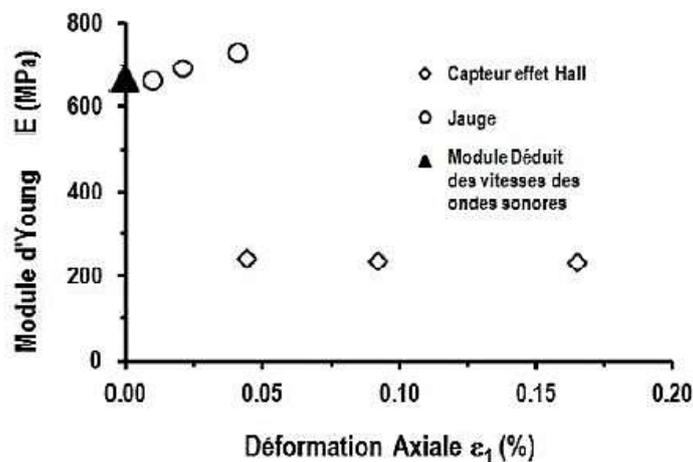


Figure II-17 : Variation du module élastique en fonction de la déformation axiale et comparaison avec les mesures déduites des vitesses des ondes sonores, dans le cas d'une contrainte de confinement nulle (Hibouche et al. 2013).

3.2.2 Méthodes dynamiques

Les Méthodes dynamiques se distinguent aux méthodes quasi-statiques par les types de sollicitations appliquées. Cette distinction des sollicitations est fondée sur la négligence ou la prise en compte des forces d'inertie qui entrent en jeu dans les équations du mouvement.

Depuis quelques années, l'essai triaxial à chargements répétés (TCR) 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.

Ben Dhia et Paute (Ben Dhia, 1983 ; Ben Dhia et al. 1984) ont réalisées des essais triaxiaux à chargements répétés, sur deux tufs d'El Bibane et de Khnis de la région Tunisienne. L'essai est effectué au laboratoire régional des ponts et chaussées de St Briec (France), à l'aide d'un appareil à chargement pneumatique, spécialement conçu pour la réalisation d'étude sur graves et matériau non traité dont les plus gros éléments ne dépassent pas 40 mm. Le compactage a été réalisé par vibrocompression à l'OPM, sur la fraction 0/20mm, sous forme d'éprouvettes cylindriques 16×32 cm². Les essais sont réalisés avec drainage.

La Figure II-18 représente la cellule triaxiale et son instrumentation, et la Figure I-19 schématise le type de sollicitation cyclique que permet de reproduire le TCR (Paute et al., 1994).

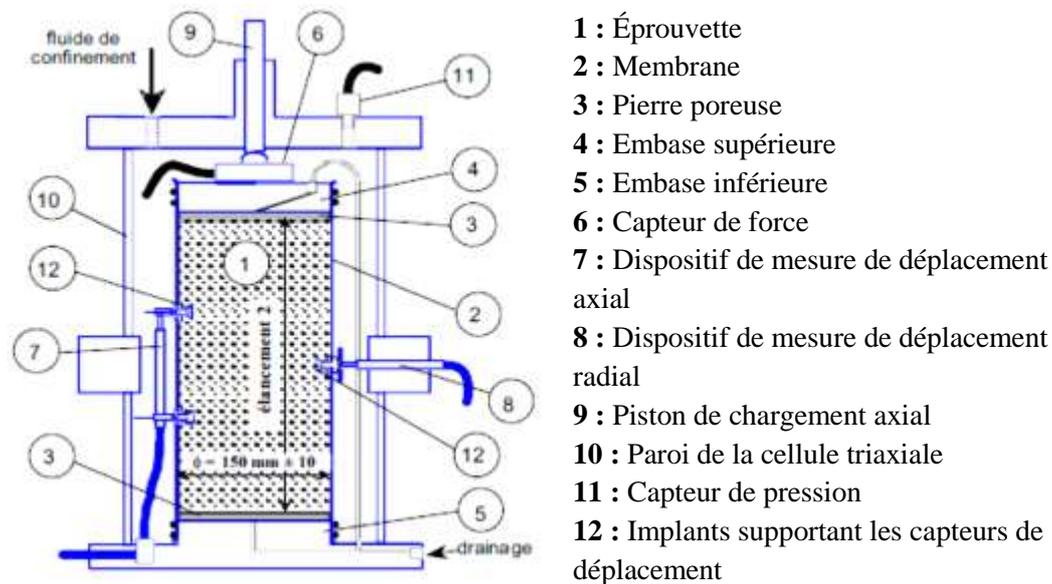


Figure II-18 : Schéma de la cellule de l'appareil triaxial à chargement répétée (Paute et al., 1994 cités par Gidel, 2001).

La méthodologie d'essai comprend deux phases distinctes :

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

De l'ensemble de cette étude, nous retiendrons les principaux résultats suivants :

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.

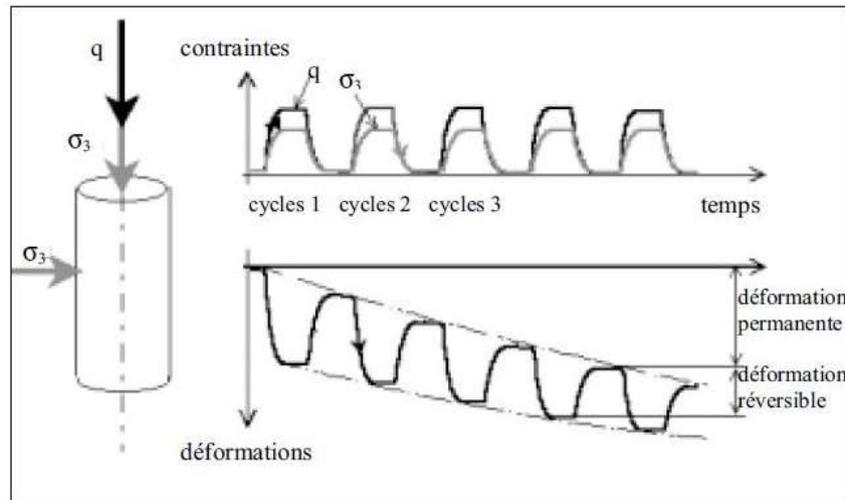


Figure II-19 : Type de sollicitation triaxiale reproduite au TCR (Paute et al. 1994).

La figure II-20 établie pour le rapport : $q_r/p_r = 1.42$ montre comment varie le module de Young en fonction de la contrainte moyenne. dans ce domaine le tuf d'El Bibane a un comportement qui se rapproche de celui d'un matériau exceptionnel (0/20 calcaire dur de roche massive), le tuf de Khnis a un comportement identique à celui d'un bon grave non traitée.

Le comportement au de déformation permanentes a été étudié en soumettant les éprouvettes à 10^5 chargements pour une contrainte latérale constante et pour différentes valeurs du déviateur cyclique q . La figure II-21, qui représente dans le plan (p,q) les courbes d'iso-déformation permanentes au seuil de 1 % rend compte de la conclusion la plus intéressante de cette étude : la sensibilité aux déformations permanentes des deux tufs étudiés est comparable à celles de graves couramment utilisés en assises de chaussées et issues du concassage de roches beaucoup plus dures.

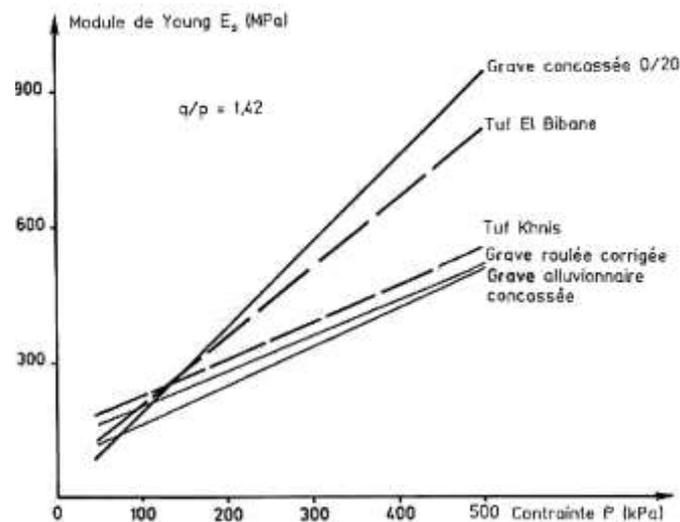


Figure II-20 : Variation du module de Young en fonction de la contrainte moyenne (Ben-Dhia et al, 1984).

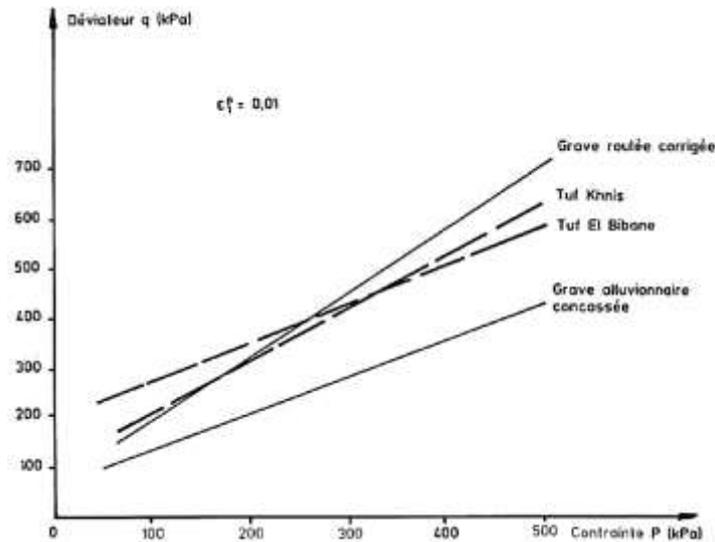


Figure II-21 : Courbes d'iso déformations permanentes pour 10^5 chargements (Ben-Dhia et al, 1984).

4 CONCLUSION

Dans la plupart des problèmes rencontrés par les ingénieurs géotechniciens, l'évaluation précise des paramètres de comportement des sols est requise pour l'analyse des déformations de ces sols et des déplacements induits sur les structures. De nombreuses techniques et essais pour estimer les propriétés des sols sont actuellement utilisés. Ces essais se sont considérablement diversifiés au cours de ces dernières années dans le but de reproduire la nature complexe des sollicitations appliquées aux sols. Le comportement des sols et les moyens de mesures sont généralement liés au niveau de déformation considéré (grande déformation ou petites déformation), et le type de sollicitation (mécanique ou hydrique).

La plus petite déformation de cisaillement qui peut être déterminée d'une manière fiable grâce aux appareils triaxiaux "standard" est de l'ordre de 10^{-3} . Pour les déformations plus petites, au cours des dernières années se développent des essais de précision dont les systèmes de mesure de plus en plus performants permettent d'évaluer les propriétés des sols pour des déformations inférieures ou égales à 10^{-5} .

Concernant le chargement hydraulique (séchage - humidification), ce dernier a une importance particulière sur le comportement des sols non saturés. La conception et le dimensionnement des ouvrages en sols compactés nécessitent l'étude de l'influence de la succion sur les paramètres de résistance et de déformation de ces sols. Dans le domaine de la géotechnique, de nombreuses méthodes existent pour couvrir toute la gamme des succions rencontrées dans les sols, allant du plus simple aux méthodes les plus compliquées.

Partie 2

Etude expérimentale

Chapitre 3

Caractérisation des matériaux étudiés

1 INTRODUCTION

Le présent chapitre se propose de présenter l'étude entreprise pour caractériser les matériaux de base utilisés, à l'aide des essais géotechniques conventionnels de laboratoire.

Les matériaux concernés pour cette étude sont des matériaux locaux à base de tuf et de sable de dune de la région d'Ouargla, destinés pour la conception des chaussées dans les régions arides (sud de l'Algérie).

L'objectif de ce chapitre est de comparer les résultats des essais avec les seuils préconisés par des spécifications et des normes retenues pour leurs emplois en corps de chaussée, et classer ces matériaux selon certaines propriétés et caractéristiques.

2 PRESENTATION ET LOCALISATION DES MATERIAUX

Dans notre étude nous avons choisi deux matériaux de natures différentes, le premier est le tuf et le second c'est le sable de dune.

Le tuf (T) : Le tuf est un matériau pulvérulent poudreux de couleur jaune claire, composés des particules fines, d'agglomérats et grains solides calcaires (photo III-1).

Le sable de dune (SD) : C'est un matériau poreux, à l'œil nu, composé des grains discret de forme arrondis et de diamètre uniforme (photo III-2).

Les deux matériaux provient de la région de N'goussa, située à 30km au nord du centre-ville de la wilaya de Ouargla (Sud-est de l'Algérie). La figure III-1 illustre la provenance des matériaux.

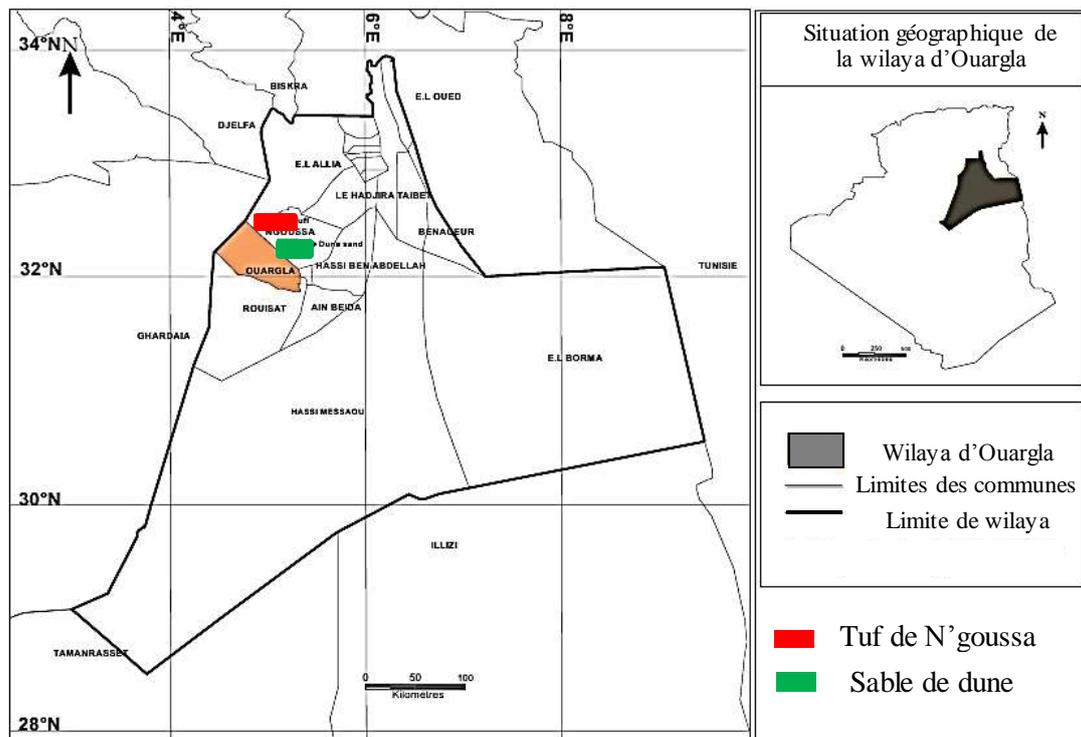


Figure III-1 : Localisation des matériaux utilisés.



Photo III-1 : Tuf



Photo III-2 : Sable de dune

2.1 Présentation de la Wilaya d'Ouargla

La Wilaya de d'Ouargla située à 800 km au sud-est de la capitale Alger, considérée l'une des wilaya les plus importantes du pays, tant par son emplacement géographique et stratégique que par son vaste territoire (163 230 km²), sa densité de population (plus de 620 000 habitants), et ses ressources internes (pétrole).

2.1.1 Climatologie d'Ouargla

Le climat de la wilaya d'Ouargla est un climat de type saharien, se caractérise par des étés aux chaleurs torrides et des hivers doux surtout pendant la journée. Il est marqué par une grande amplitude entre les températures de jour et de nuit, à l'été et l'hiver. La période chaude commence au mois de mai et dure jusqu'au mois de septembre. On note aussi la rareté et l'irrégularité des pluies. Par ailleurs, les crues sont rares mais instantanées et brutales, les vents de sable sont très fréquents, ils se manifestent souvent sur une grande partie de cette région.

2.1.1.1 Température

La température moyenne mensuelle enregistrée par la station d'Ouargla durant la période 2008 – 2018 varie entre un minimum de 3,4 °C en janvier 2017 et un maximum de 47,4 °C en juillet 2018.

2.1.1.2 L'humidité

L'humidité relative est en relation très étroite avec la nébulosité qui est faible dans cette région. Elle atteint son maximum (entre 80 et 90%) en janvier, et peut descendre jusqu'à 10 % en juillet. D'une manière générale, l'humidité relative dépasse les 50 % durant la période octobre – avril.

2.1.1.3 Les vents

La fréquence des vents est très grande durant toute l'année est notamment les vents dont la vitesse est supérieur à 5m/s qui peuvent provoquer des vents de sable. Les vents dont la vitesse est comprise entre 1 et 5m/s sont moins fréquents.

2.1.1.4 Pluviométrie

La pluviométrie est très faible, la moyenne annuelle des dix dernières années (2008 – 2018) est de 37,7mm.

Selon la carte pluviométrique de l'Algérie (voir annexe I), la wilaya d'Ouargla est classée dans la zone climatique IV (H<100 mm/an) comme étant une région aride ou désertique.

2.2.1.5 Evaporation

La moyenne mensuelle de l'évaporation durant la période (2008-2018) est de 234,51 mm, et le total annuel durant cette période varie entre 2417 et 3522mm.

L'évaporation est donc très élevée durant l'année avec un maximum estival très marqué et un minimum hivernal soit respectivement 566,6 et 61,6 mm.

2.1.1.6 Insolation

D'une manière générale, l'insolation journalière à Ouargla est forte de 7 à 8 heures en hiver et de 10 à 11 heures en été.

Le tableau III-1 présente quelques éléments climatologiques de la période (2008-2018) de la wilaya d'Ouargla.

Tableau III-1 : Quelques valeurs des éléments climatologiques (SMO 2018).

<i>Année</i>	<i>TN en °C</i>	<i>TX en °C</i>	<i>UN en %</i>	<i>UX en %</i>	<i>FX en m/s</i>	<i>RR en mm</i>	<i>EVA en mm</i>	<i>INS en Heure</i>
<i>2008</i>	16,6	30,9	16	86	10,8	46,4	2754,2	3123,6
<i>2009</i>	15,9	30,7	15	91	9,1	75,9	2417,8	3426,8
<i>2010</i>	16,8	31,9	18	75	11,2	23,6	2766,4	3161,8
<i>2011</i>	15,5	30,6	18	90	10,7	17,9	2510,2	3368,8
<i>2012</i>	15,7	31,2	15	86	10,8	32,4	2748,3	3318,1
<i>2013</i>	16,1	31,3	10	92	11,1	41,6	2618,3	3271,9
<i>2014</i>	16,1	31,6	10	81	11	31,1	2835,0	3236,4
<i>2015</i>	16,3	30,8	10	81	9,9	31,3	2577,9	3295,6
<i>2016</i>	17	31,6	10	87	12,3	17,1	3521,7	3193,9
<i>2017</i>	16,2	30,6	10	80	11,8	74,6	3316,1	3233,7
<i>2018</i>	16,6	31,1	9	75	13,1	22,8	2890,4	3177,6

TN : Température moyenne minimale en °C ; **TX** : Température moyenne maximale en °C ; **UN** : Humidité relative minimale en % ; **UX** : Humidité relative maximale en % ; **FX** : Vent max en m/s ; **RR** : Cumul des pluies en mm ; **EVA** : Evaporation totale en mm ; **INS** : Durée d'Insolation en Heure.

2.1.2 Etat du Réseau Routier de la Wilaya d'Ouargla

La Wilaya de d'Ouargla est considérée comme le centre de l'économie nationale et un modérateur des échanges commerciaux internes entre wilaya et de l'extérieur. Cela se traduit par une densité de trafic élevée de 8 000 v / j, avec la proportion de poids lourds qui dépasse dans certaines routes 60% du trafic (DTPO 2018). Ce qui a fait que la Wilaya de Ouargla dispose d'un réseau routier de plus de 2 051 km. Le tableau III-2 présente l'état de ce réseau.

Tableau III-2 : Etat du Réseau Routier Wilaya d'Ouargla (DTPO 2018).

La route	Etat Bon		Etat moyen		Etat Mauvais		Total (km)
	Longueur (km)	Ratio (%)	Longueur (km)	Ratio (%)	Longueur (km)	Ratio (%)	
RN	901,70	61	249,90	17	332,40	22	1484,0
CW	225,8	63	49,3	14	83	23	358,1
CC	117,90	56	23,1	11	68,1	33	209,1
Total (km)	1245,4	61	322,3	16	483,5	23	2051,2

RN : Routes nationales ; CW : chemins de wilaya ; CC : chemins de commune.

3 CARACTERISATION DES MATERIAUX UTILISES

Les essais de caractérisation ont pour but de déterminer un bon nombre de paramètres et d'indices afin de classer les matériaux et de les situer par rapport aux spécifications et normes retenues pour leur emploi en corps de chaussée.

Le programme expérimental consiste à effectuer une série d'essais réalisés selon des modes opératoires établis par la norme française avec néanmoins certaines modifications. Il comprend les analyses et les essais suivants :

- Analyses granulométriques (tuf et sable de dune).
- Les limites d'Atterberg (tuf).
- L'équivalent de sable (tuf et sable de dune).
- Essais au bleu de méthylène (tuf et sable de dune).
- Essais de Proctor (tuf et sable de dune).
- Essai Los Angeles (tuf).
- Résistance à la compression (tuf).
- Analyses chimiques (tuf et sable de dune).

3.1 Analyse granulométrique

3.1.1 Analyse granulométrique par tamisage

L'essai se fait selon la norme NFP 94-056. Nous avons effectué cette analyse par voie humide pour le tuf. Etant donné la sensibilité du tuf à l'eau, nous avons imbibé notre échantillon pendant 24h avant l'essai, cette opération permet aux mottes de se désagréger afin d'arriver aux conditions les plus défavorables de friabilité. Pour le sable de dune l'analyse est effectuée par tamisage à sec.

3.1.2 Analyse granulométrique par sédimentométrie

L'analyse granulométrique des éléments inférieurs à 80 μm est effectuée par sédimentation selon la norme NFP 94-057, où il n'est pas possible d'utiliser des tamis, et complète, donc, l'analyse granulométrique par tamisage.

Il faut signaler qu'en raison de l'hétérogénéité du tuf, constitué de grains solides calcaires et d'agglomérats de grains fins, sa courbe granulométrique est donc instable, elle change suivant le mode d'échantillonnage et varie dans un fuseau.

La figure III-2, 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). Les paramètres les plus significatifs tirés de cette analyse, ainsi que les seuils préconisés par les spécifications de la TRS, CTTTP et le guide technique routière GTR (GTR, 1992), sont regroupés dans le tableau III-3.

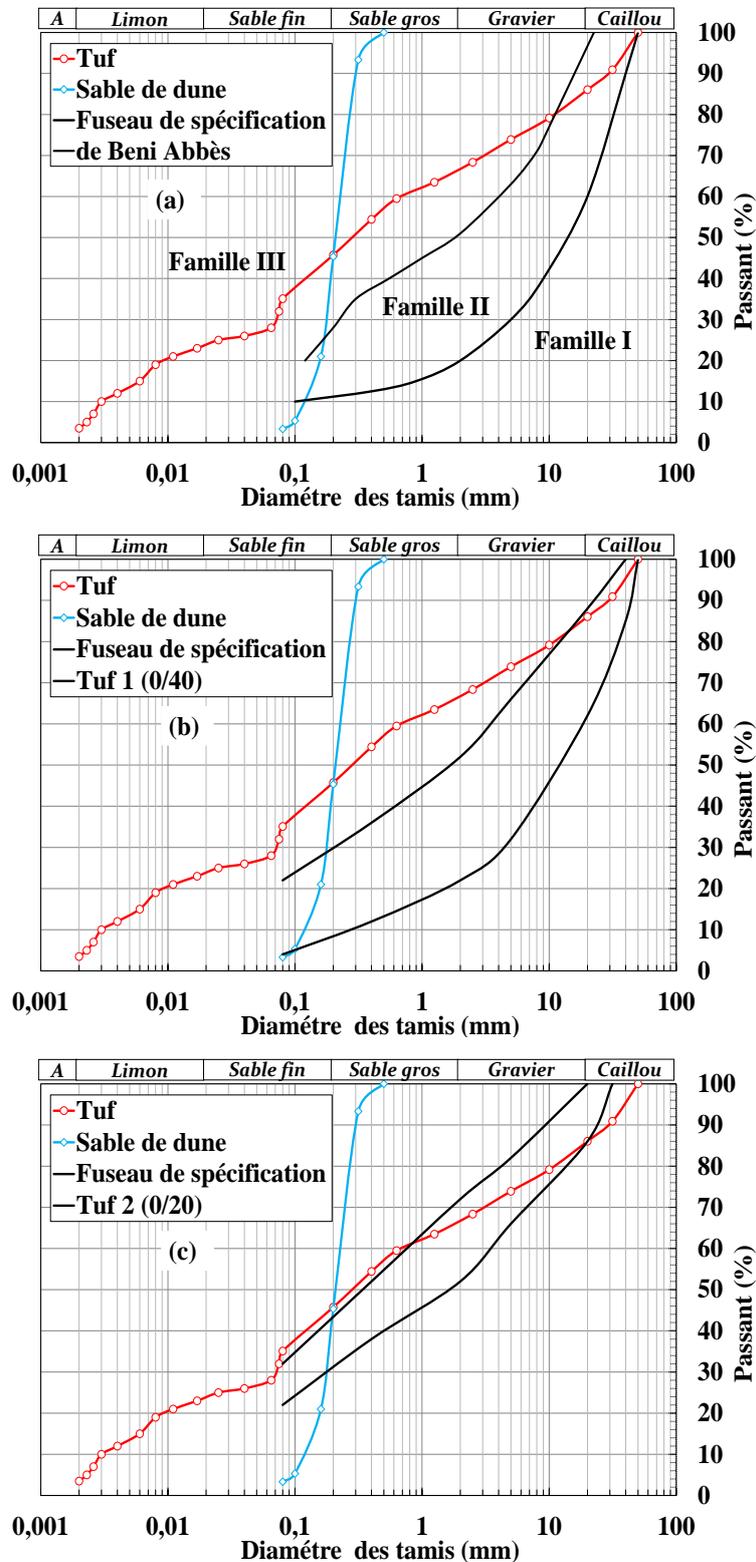


Figure III-2 : Courbes granulométriques de tuf et de sable de dune par rapport : (a) fuséau saharien (Fenzy, 1966), (b) fuséau de tuf 1 (0/40) et (c) fuséau de tuf 2 (0/20) (CTTP, 2001).

Tableau III-3 : Résultats récapitulatif de l'analyse granulométrique.

	<i>Matériaux</i>		<i>Spécifications</i>		
	<i>Tuf</i>	<i>Sable de dune</i>	<i>TRS*</i>	<i>CTTP*</i>	<i>GTR*</i>
<i>D_{max} (mm)</i>	40	0,4	-	20-40	<50
<i>Argile (%)</i>	3,5	-			
<i>Limon (%)</i>	21	-			
<i>Sable fin (%)</i>	22	45			
<i>Sable gros (%)</i>	20	55			
<i>Gravier (%)</i>	20	-			
<i>Cailloux (%)</i>	14	-			
<i>% < 0,425 mm</i>	55	100		36-52	
<i>% < 80µm</i>	35	3,35	< 30	22-32	≤ 35
<i>D₁₀</i>	0,003	0,12			
<i>D₃₀</i>	0,073	0,18			
<i>D₆₀</i>	0,7	0,23			
<i>C_u</i>	219	1,9			
<i>C_c</i>	2,55	1,2			

C_u : coefficient d'uniformité dit de Hazzen. $C_u = D_{60}/D_{10}$

C_c : coefficient de courbure. $C_c = (D_{30})^2/D_{60}.D_{10}$

* Seuils préconisés par le TRS (Fenzy, 1966), le CTTP (CTTP, 2001) et le GTR (GTR, 1992).

D'après ces résultats, on constate que :

Les courbes des deux matériaux se situent au-dessus du fuseau saharien dit fuseau de Beni-Abbès (figure III-2a). Ils appartiennent à la famille des matériaux fins (famille III).

Le tuf : a une courbe granulométrique très étalée ($C_u \gg 20$), avec une grande fraction de sable (< 2 mm) de l'ordre de 65% et un taux de fines (< 80µm) de l'ordre de 35%, ce dernier est légèrement supérieur aux seuils préconisés par les spécifications cités dans le tableau III-2 (TRS et CTTP). La courbe granulaire se trouve en dehors de fuseau de tufs à squelette de classe 1 (Tuf 1) (figure III-2b), par contre elle se cale mieux par rapport aux tufs fins de classe 2 (Tuf 2) (figure III-2c).

Le sable de dune : possède une courbe granulométrique uniforme très sériée ($1 < C_u < 2$), avec un taux des fines (< 80µm) inférieurs à 4%.

3.2 Qualité des fines

Ce sont surtout les fines argileuses qui posent des problèmes aux ingénieurs. Elles peuvent être caractérisées moyennant les essais de laboratoire suivants :

- Les limites d'Atterberg ;
- L'équivalent de sable ;
- L'essai du bleu de méthylène.

3.2.1 Les limites d'Atterberg

L'essai est réalisé selon la norme NFP 94-051, sur la fraction inférieure à 0,4 mm. Pour la limite de liquidité nous avons utilisé la coupelle rugueuse.

Le tableau III-4 présente les résultats de l'essai de limites d'Atterberg. A partir de ces résultats et selon la classification des sols en fonction de l'indice de plasticité (SETRA-LCPC 1992) (tableau III-5), le tuf est classé comme matériaux Argileux.

Tableau III-4 : Valeur de limites d'Atterberg

	Matériaux	
	Tuf	Sable de dune
Limite de liquidité: w_l (%)	53	NM*
Limite de plasticité: w_p (%)	27	NM*
Indice de plasticité: IP (%)	26	NM*

*N.M : Non mesurable.

Tableau III-5 : Classification des sols en fonction de l'indice de plasticité (SETRA-LCPC 1992).

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

La positionnement du tuf par rapport au diagramme de Casagrande (figure III-3) montre que notre matériau est positionné au-dessus de la ligne A (zone d'argile), se classe comme argile très plastique.

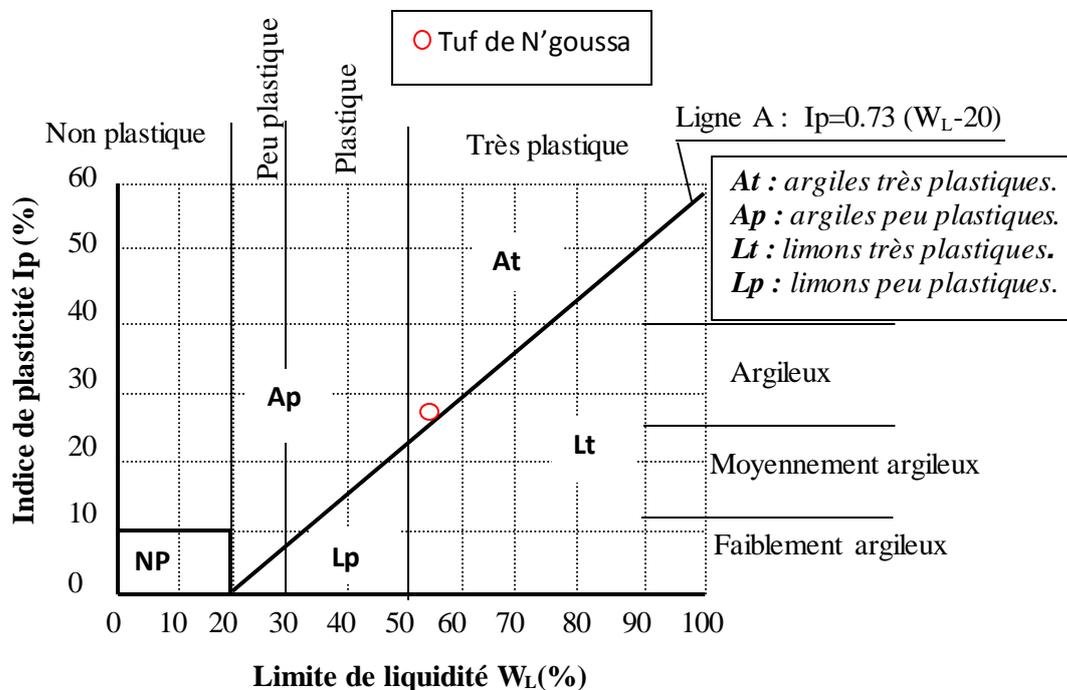


Figure III-3 : Localisation de tuf sur le diagramme de Casagrande.

3.2.2 Essai d'équivalent de sable

L'essai est réalisé selon la norme NFP 18-598. Il consiste à séparer, dans une éprouvette, au moyen d'une solution lavant, les grosses particules qui sédimentent et les éléments fins qui restent en suspension. Le tableau III-6 présente les valeurs de d'équivalent de sable (ES) des deux matériaux.

Tableau III-6 : Valeurs de l'équivalent de sable ES.

<i>Matériaux</i>	<i>Es (%)</i>
<i>Tuf</i>	4,5
<i>Sable de dune</i>	75

Ces résultats confirment les résultats de l'analyse granulométrique et les limites de consistance. La valeur insignifiante de ES, pour le tuf, montre la nature polluante de la fraction fines existantes.

Pour le sable de dune, la valeur de ES montre que c'est un matériau propre.

3.2.3 Essai au bleu de méthylène

L'essai est fait selon la norme NFP 94-068. Le principe de cet essai consiste à contrôler l'absorption du bleu de méthylène injecté dans un bain aqueux contenant les fines de la prise d'essai, en observant une goutte de suspension déposée sur une feuille de papier filtre. La tache formée se compose d'un dépôt central du matériau, coloré d'un bleu soutenu, entouré d'une zone humide incolore. La saturation des fines en bleu de méthylène se traduit par la formation d'une auréole bleu clair persistante autour de dépôt central.

On appelle valeur de bleu de méthylène VB, la quantité exprimée en gramme de bleu de méthylène absorbée par 100 g de fines.

Le tableau III-7 représente la valeur au bleu de nos échantillons.

Tableau III-7 : Valeur au bleu de méthylène VB.

	<i>Tuf</i>	<i>Sable de dune</i>
<i>Valeur au bleu de méthylène VB</i>	0,8	0,05

Si nous adoptons la classification du tableau III-8, nous trouvons que le tuf est classé comme sol sablo-limoneux, et le sable de dune est un matériau insensible à l'eau. La faible valeur de VB pour le tuf prouve que les particules fines existantes ne sont pas de natures argileuses.

Les résultats des essais de la qualité des fines sont présentés dans le tableau III-9. D'après ces résultats, la limite de liquidité et l'indice de plasticité du tuf sont largement supérieurs aux seuils préconisés par les spécifications. Les valeurs au bleu de méthylène de nos échantillons est inférieur au seuil préconisé par le GTR.

Tableau III-8 : Classification des sols selon la valeur de VB (Colombier, 1988).

VB	Sensibilité à l'eau
< 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

Tableau III-9 : Qualités des fines des matériaux étudiés.

	Matériaux		Spécifications		
	Tuf	Sable de dune	TRS*	CTTP*	GTR*
w _l (%)	53	NM	-	< 40	-
w _p (%)	27	NM	-	-	-
IP (%)	26	NM	< 13	< 15	≤ 12
ES (%)	4,5	75	-	-	-
VB	0,8	0,05			< 1,5

* Seuils préconisés par le TRS (Fenzy, 1966), le CTTP (CTTP, 2001) et le GTR (GTR, 1992).

D'après la classification USCS (*Unified Soil Classification System*) (tableau III-10), nos matériaux sont classés comme suit :

- **Le tuf** est classé comme : Grave Argileuse « **GA (GC)** ».
- **Le sable de dune** est classé comme sables propres mal gradués symbolisés par les lettres « **Sm (SP)** ».

Tableau III-10 : Classification USCS des sols grenus (plus de 50 % d'éléments > 0,08 mm).

	Définitions	Symbole	Conditions	Appellations	
Graves	Plus de 50% des éléments > 0,08 mm ont un diamètre > 2mm	moins de 5% d'éléments < 0,08 mm	Gb (GW) Cu = D ₆₀ /D ₁₀ > 4 et 1 < Cc = (D ₃₀) ² /D ₁₀ D ₆₀ < 3	Grave propre bien graduée	
		plus de 12% d'éléments < 0,08 mm	Gm (GP)	Une des conditions de Gb n'est pas satisfaite	Grave propre mal graduée
			GL (GM)	Limites d'Atterberg au-dessous de la ligne A	Grave limoneuse
			GA (GC)	Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A	Grave Argileuse
Sable	Plus de 50% des éléments > 0,08 mm ont un diamètre < 2mm	moins de 5% d'éléments < 0,08 mm	Sb (SW) Cu = D ₆₀ /D ₁₀ > 6 et 1 < Cc = (D ₃₀) ² /D ₁₀ D ₆₀ < 3	Sable propre bien gradué	
		plus de 12% d'éléments < 0,08 mm	Sm (SP)	Une des conditions de Sb n'est pas satisfaite	Sable propre mal gradué
			SL (SM)	Limites d'Atterberg au-dessous de la ligne A	Sable limoneux
			SA (SC)	Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A	Grave Argileux

3.3 Essai Los Angeles

L'essai est réalisé seulement sur le tuf, selon la norme NFP 18-573. Il consiste à mesurer la masse m d'éléments inférieurs à 1,6 mm, produits par la fragmentation du matériau testé. L'essai est réalisé sur les deux classes granulaires 10-25 mm et 16-31,5 mm.

Les valeurs de Los Angeles (LA) obtenues sont résumées dans le tableau III-11.

Tableau III-11 : Valeurs des coefficients de Los Angeles du tuf.

<i>Classe granulaire (mm)</i>	<i>LA (%)</i>	<i>GTR*</i>
10-25	59,4	< 45
16-31,5	56,9	

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

Nous constatons que les valeurs de LA dépasse 45 % préconisé par le GTR (GTR, 1992), et ceci pour les deux fractions granulométriques étudiées.

3.4 Essai de compactage et de portance

3.4.1 Essai Proctor Modifié

L'essai a été réalisé selon les prescriptions de la norme NF P 94-093. Il a pour but de déterminer les conditions optimum de compactage des sols, pour obtenir la meilleure compacité, la meilleure cohésion et la meilleure stabilité avec une énergie d'intensité normalisée.

Les résultats de cet essai sont représentés dans la figure III-4, et les caractéristiques optimales déduites de cette courbe sont présentés dans le tableau III-12.

D'après ces résultats on remarque que la courbe de tuf représente une grande pente, ceci explique la sensibilité de la densité sèche de notre échantillon à la teneur en eau lorsque celle-ci varie jusqu'à l'optimum de Proctor. Ce qui explique bien l'influence de l'eau sur les fines existantes. La teneur en eau optimale est assez élevée par rapport à celle des matériaux routiers habituels cités dans le tableau III-13.

Par contre, la courbe Proctor de sable de dune est aplatie, cela signifie que la densité sèche est peu sensible à la teneur en eau jusqu'à l'optimum Proctor. Ce qui veut dire que les fines existantes est peu sensible à l'eau. La valeur de la densité sèche maximale de sable de dune est inférieure à la limite minimale exigée par la TRS, d'après le tableau III-13, le sable de dune est léger par rapport aux matériaux routiers habituels.

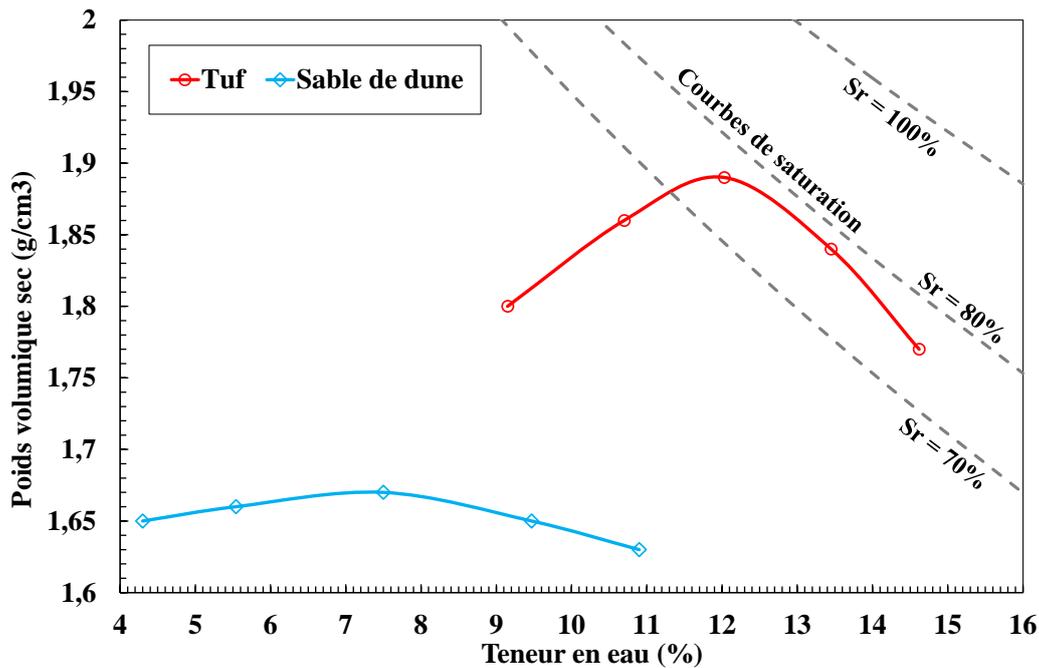


Figure III-4 : Courbes Proctor modifiées de tuf et de sable de dune.

Tableau III-12 : Caractéristiques optimales de Proctor modifié.

	Tuf	Sable de dune	TRS*
Poids volumique sec maximal γ_{dmax} (g/cm ³)	1,89	1,65	> 1,7
Teneur en eau optimale w_{opt} (%)	11,75	7,4	-

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

Tableau III-13 : Caractéristiques de compactage pour quelques matériaux routiers (Gandil, 1988).

Nature de matériaux	γ_{dmax} (g/cm ³)	w_{opt} (%)
Grave non traité	2,2	6
Grave ciment	2,25	6
Grave laitier	2,15	5
Sable ciment	1,9	6
Sable laitier	1,9	6

3.4.2 Essai CBR

L'essai est réalisé selon la norme NFP 94-078 soit :

- Immédiatement après le compactage ;
- Après quatre heures d'immersion.

L'essai consiste à poinçonner dans le moule CBR des éprouvettes réalisées avec les conditions optimales de l'essai Proctor modifié.

D'abord on trace les courbes qui représentent la pression du piston en fonction de son enfoncement, puis on détermine l'indice CBR ($CBR = \text{Sup} \{P(2,5)/0,68 ; P(5)/1,02\}$).

Le tableau III-14 représente les valeurs de la portance de nos échantillons.

D'après ces résultats on remarque que l'indice CBR immédiat et imbibé du tuf est supérieur au seuil préconisé par la TRS. Par contre, ceux de sable de dune sont très faibles.

Les indices portants après 4 heures d'immersion, sont plus faibles que les indices immédiats. En effet, On constate, une réduction de 20 % pour le tuf et de 15% pour ceux du sable de dune.

Tableau III-14 : Valeurs des indices CBR.

	<i>Tuf</i>	<i>Sable de dune</i>	<i>TRS*</i>
<i>CBR Immédiat</i>	52	6	> 40
<i>CBR Imbibé (Après 4 h d'immersion)</i>	42	5	-

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

3.5 Essai de compression simple

Les tufs d'encroûtements acquièrent, après compactage puis dessiccation prolongée, une forte cohésion, ce phénomène est appelé autostabilisation ou durcissement ou encore effet de prise. Toutefois cette cohésion du tuf compacté ne doit pas être considérée comme une stabilisation permanente du matériau, car elle baisse considérablement quand le degré de saturation augmente et disparaît quasi totalement par saturation totale (Goual, 2012 ; Daheur, 2015a). C'est ainsi l'évolution des caractéristiques mécaniques avec l'âge des tufs compactés qui laisse penser à l'existence d'une prise, évidemment pas comme celle des liants tels que le ciment, la chaux et le plâtre, où se produisent des liaisons rigides, souvent irréversibles et durables.

Les ingénieurs routiers qui ont utilisé les tufs calcaires sont d'accord sur les constatations suivantes faites dans tous les pays utilisant ce genre de matériaux :

- Après compactage et séchage, les couches d'encroûtements calcaires durcissent. C'est dans la partie supérieure de la couche que le phénomène est plus important (voir photo III-3) ;
- 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 ;
- Le 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 comportent mieux ;

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

En effet, plusieurs travaux de recherches réalisés ont tenté d'expliquer ce phénomène, chacun par sa méthode et selon les moyens disponibles (Alloul, 1981 ; Ben Dhia 1983 ; Morsli, 2007) ; nous citons :

- **Poton** : Le durcissement est dû à une dissolution possible d'une partie de Calcite lors de l'imbibition et du compactage et recristallisation après séchage. (Cité par Boukezzi, 1997).
- **Alloul** : Le durcissement constaté est dû uniquement à un arrangement des grains lors de l'imbibition et du compactage. (Alloul, 1981).
- **Ben Dhia** : L'auto stabilisation des tufs calcaires est due à une dissolution partielle du carbonate de calcium sous l'action d'eau et du CO₂ et à sa recristallisation après dessiccation. (Ben Dhia M. 1983).



Photo III-3 : Constatation sur le bord de la chaussée, en enlevant la couche d'enduit, que la couche de tuf est devenue très dur en surface (route Gallela-sedouikech en Tunisie).

L'essai le plus courant pour produire ce phénomène consiste à mesurer les résistances à la compression en fonction du temps sur des éprouvettes de tufs compactées.

Cet essai est un indice permettant d'évaluer la cohésion des matériaux compactés (Fenzy, 1966, Ben Dhia 1983 ; Morsli, et al. 2007 ; Goual, et al. 2012 ; Daheur, et al. 2015), introduit pour les matériaux locaux la première fois par FENZY (1957), il est réalisé sur tous les matériaux sahariens sur la fraction < 5mm. Le compactage à l'OPM est effectué à la presse et les éprouvettes démoulées sont séchées à l'étuve à 55°C pendant 48h (éprouvettes de 5cm de diamètre et de hauteur).

Pour le sable de dune, il nous a été impossible de réaliser cet essai car les échantillons s'effritent juste après le démoulage, donc on considère que la résistance à la compression de sable de dune est nulle.

3.5.1 Préparation des échantillons

Les principales étapes de préparation des échantillons sont :

1. Après le séchage de nos échantillons à l'air, le tuf a été passé sur un tamis de 5 mm pour éliminer les grosses particules ;

2. Une quantité d'eau correspondant à l'OPM, a été ajoutée au tuf, en les mélangeant soigneusement à la main pour obtenir un mélange homogène ;
3. Stockage du tuf dans un sac en plastique scellé pendant au moins 24 h pour obtenir des conditions d'humidité uniformes ;
4. Compactage statique selon la norme NFP 98- 230-2, à l'aide d'une presse CBR à une vitesse de 1,27 mm/mn et des moules à double piston ($\varnothing = 5\text{cm}$, $H = 10\text{cm}$) (Figure III-5). Le matériau est compacté en une seule fois dans le moule. Cette méthode de compactage conduit à une répartition homogène de la contrainte de compactage (Romero 1999; Ghembaza et al. 2007; Gueddouda et al. 2010).

Lors de la fabrication de l'échantillon, une attention particulière est portée à la formation des grumeaux. 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.

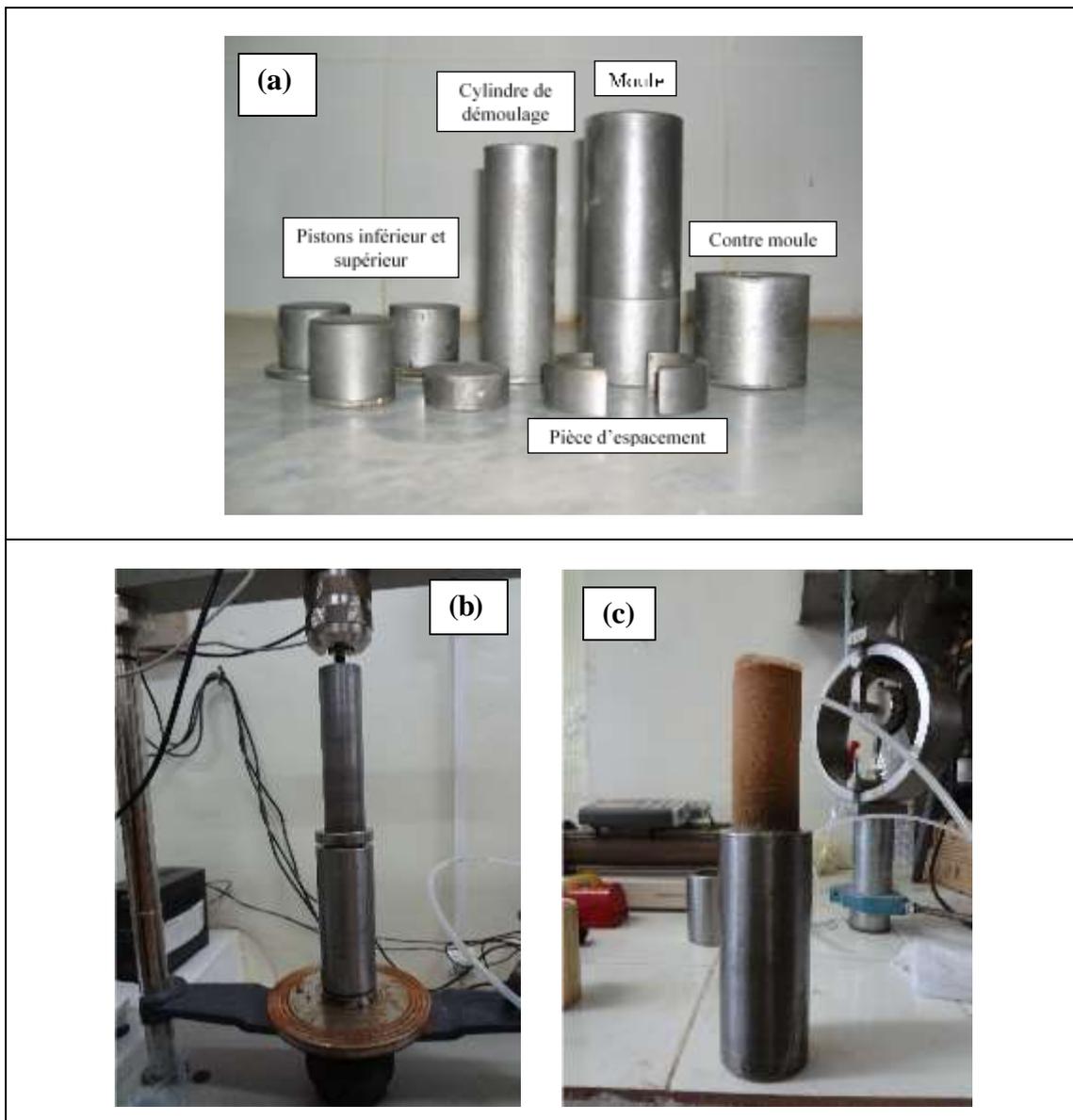


Figure III-5 : (a) Moules de confection ; (b) Eprouvette lors de compactage ; (c) Eprouvette démoulée.

3.5.2 Procédure d'essai

Une fois le temps de conservation est atteint, les éprouvettes sont soumises à un effort de compression appliqué parallèlement à l'axe du cylindre à l'aide d'une presse CBR à une vitesse constante de 1,27 mm/mn jusqu'à la rupture, et on prend les lectures. La valeur de la résistance à la compression simple représentée, est la lecture moyenne de trois éprouvettes.

3.5.3 Evolution de la résistance en compression simple en fonction de l'âge

Pour voir l'influence de séchage sur l'évolution de la l'évolution de la compression simple du tuf, nous avons suivi la variation de la compression à 0, 1, 3, 7, 14 et 28 jours sur une série d'éprouvettes cylindriques de dimensions ($\varnothing = 5\text{cm}$, $H = 10\text{cm}$) confectionnées à la teneur en eau et de la densité sèche du Proctor modifié, conservées à l'air libre ($T=25 \pm 2^\circ\text{C}$).

La figure III-6 représente l'évolution de la résistance en compression simple et la variation de la teneur en eau en fonction du temps de conservation.

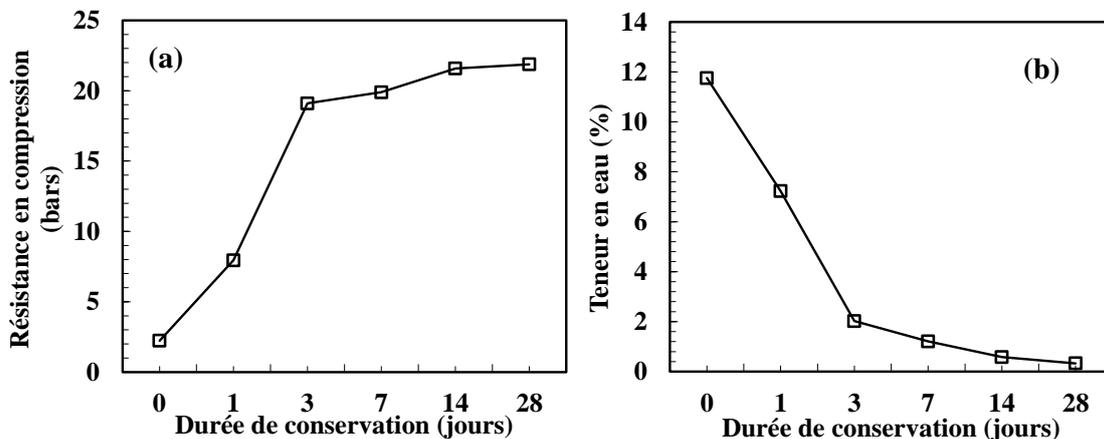


Figure III-6 : Variation de : (a) la résistance à la compression, (b) la teneur en eau en fonction de la durée de conservation.

D'après la figure III-5, on remarque que l'évolution de la résistance en compression passe par deux phases :

- Première phase (0 à 3 jours) : la vitesse de durcissement est très rapide, et pendant cette phase la teneur en eau diminue rapidement.
- Deuxième phase (3 à 28 jours) : la vitesse de durcissement est faible, et la teneur en eau est en décroissance lente.

D'après ces constatations on peut conclure que la perte d'eau est favorable à la résistance de compression.

3.5.4 Evolution de la résistance en compression simple en fonction de la compacité

Afin d'étudier la relation entre la résistance à la compression et la compacité, nous avons préparés une série d'éprouvettes cylindriques de dimensions ($\varnothing = 5\text{cm}$, $H = 10\text{cm}$), confectionnées à la teneur en eau optimale du Proctor modifié et à différentes compacités théorique (100%, 98% et 95%). Le séchage des éprouvettes démoulées se fait à l'étuve à 55°C pendant 48h.

La figure III-7 présente la relation entre résistance à la compression (R_c) et la compacité (C). Nous remarquons que la résistance à la compression augmente d'une manière linéaire avec l'augmentation de la compacité, cela avec la relation suivante :

$$R_c = 0,97 \times C - 75,5 \quad (R^2 = 0,997) \quad (\text{III-1})$$

Avec : R_c en bars.

La résistance à la compression correspondante à 98% de compacité, est de l'ordre de 20 bars. Tandis que la résistance à la compression correspondante à 95% de compacité, est de l'ordre de 17 MPa. Donc, lorsque la compacité passe de 98% à 95%, la chute est de 15%.

La valeur de R_c correspond à 95% de compacité est supérieure à celle qui est exigée par les spécifications de la TRS ($R_c = 1,7 \text{ MPa} > 1,5 \text{ MPa}$).

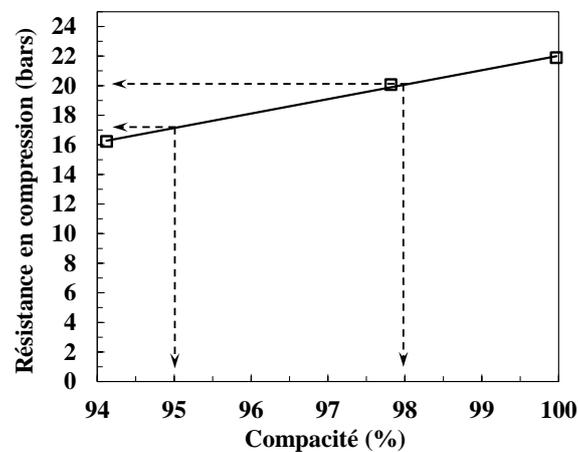


Figure III-7 : Variation de la résistance à la compression en fonction de la compacité.

3.6 Analyse minéralogique

Les résultats de l'analyse minéralogique de nos échantillons sont récapitulés dans le tableau III-15.

Tableau III-15 : Résultats de l'analyse minéralogique.

	Tuf	Sable de dune	CTTP*
Insolubles (%)	32,4	95,4	-
$CaCO_3$ (%)	29	00	≥ 45
$CaSO_4 \cdot 2H_2O$ (%)	25	1	-
Autres (%)	13,6	3,6	

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

D'après ces résultats on remarque que le tuf est de nature chimique gypso-calcaire avec un pourcentage de calcaire légèrement élevé par rapport au gypse ($CaCO_3 + CaSO_4 \cdot 2H_2O = 54\%$). Pour le sable de dune, la constatation importante à signaler est la présence d'un fort pourcentage des résidus insolubles ($SiO_2 + \text{Silice}$) qui est supérieur à 95 %, et par conséquent, le sable de dune est un sable siliceux.

Selon la Classification GTR (NF P 11-300) (cas des sols fins), nos matériaux sont classés comme suit :

Le tuf : Classe « **B₆** » sachant que la classe **B** englobe les Sols Sableux et graveleux avec fines et **B₆** est « Sables et graves, argileux à très argileux ».

Le Sable de dune : Classe « **D₁** » (Sables alluvionnaires propres, sables de dune) sachant que la classe **D** englobe les sols insensibles à l'eau.

4 RECAPITULATIF DES ESSAIS D'IDENTIFICATION

Le tableau III-16 englobe les propriétés des sols étudiés. Nous constatons que certaines caractéristiques de tuf et de sable de dune ne répondent pas aux exigences de la technique routière saharienne TRS (Fenzy, 1966), catalogue de dimensionnement des chaussées neuves (CTTP, 2001) et le guide technique routière GTR (GTR, 1992). Donc les deux matériaux ne peuvent pas être utilisés à l'état brut dans les corps de chaussées.

Tableau III-16 : Caractéristiques géotechniques et mécaniques du tuf et de sable de dune de N'goussa.

	Matériaux		Spécifications		
	Tuf	Sable de dune	TRS	CTTP	GTR
Analyse granulométrique					
D_{max} (mm)	40	0,4	-	20 - 40	< 50
% < 0.425 mm	55	100	-	36 - 52	-
% < 80 μ m	35	3,35	< 30	22 - 32	\leq 35
C_u	219	1,9	-	-	-
C_c	2.6	1,2	-	-	-
Les limites d'Atterberg					
w_L (%)	53	N.M*	-	< 40	-
w_p (%)	27	N.M*	-	-	-
I_p (%)	26	N.M*	< 13	< 15	\leq 12
Equivalent de sable E_s (%)					
	4,5	75	-	-	-
Valeur de bleu VB					
	0,8	0,05	-	-	< 1,5
Compactage					
γ_{dmax} (kN/m ³)	18,9	16,7	> 17	-	-
w_{OPM} (%)	11,75	7,4	-	-	-
Portance					
I CBR Immédiat (%)	52	6	> 40	-	-
I CBR Imbibé (4h) (%)	42	5	-	-	-
Essai de compression simple à 95% de					
γ_{dmax} (MPa)	1,7	00	> 1,5	-	-
Analyse chimique					
Insolubles (%)	32,4	95,4	-	-	-
CaCO ₃ (%)	29	00	-	\geq 45	-
CaSO ₄ . 2H ₂ O (%)	25	1	-	-	-
Classification					
USCS	GA/GC	Sm/SP			
GTR	B6	B1			

5 CONCLUSION

Les essais d'identification géotechnique et minéralogique ont pour but de situer les matériaux routiers par rapport aux spécifications et normes retenues pour leurs emplois en corps de chaussée, pour une éventuelle sélection.

Les essais réalisés nous ont permis de conclure que :

Le tuf est un matériau qui se compose essentiellement de gypse et de calcaire ($\text{CaCO}_3 + \text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O} = 54\%$), il a une courbe granulométrique très étalée, La fraction $0/80\mu\text{m}$ est de l'ordre de 35%, ces particules sont des fines de natures non argileuses. La courbe granulométrique montre que ce matériau appartient à la famille III qui englobe les matériaux fins dont la résistance est obtenue principalement par cohésion.

Dans les essais de compactage, nous avons vu que la teneur en eau optimale de tuf est assez élevée par rapport à celle des matériaux routiers habituels. La densité sèche maximale de notre matériau est inférieure à celle des graves, celle-ci est sensible à la teneur en eau ainsi que sa portance.

L'étude du phénomène d'auto-stabilisation permis de constater que la résistance à la compression du tuf évolue avec le temps, cette évolution dépend de l'évaporation de l'eau qui a servi au compactage.

Concernant le sable de dune, ce dernier a une courbe granulométrique uniforme très sériée, ne contenant pas des fines ($< 80\mu\text{m}$) de l'ordre de 3.35%. Ce matériau est propre et ne présente aucune plasticité. Le sable de dune est un matériau léger sa densité sèche égale à $1,67 \text{ t/m}^3$, elle est insensible à la teneur en eau ainsi que sa portance CBR.

Nous avons vu dans ce chapitre que certaines caractéristiques de nos matériaux sont médiocres par rapport aux matériaux routiers habituels et ne répondent pas aux exigences de la technique routière saharienne TRS, catalogue de dimensionnement des chaussées neuves et le guide technique routière GTR.

Chapitre 4

Etude d'optimisation

1 INTRODUCTION

Dans le chapitre précédent, nous avons effectué une identification géotechnique et minéralogique de tuf et de sable de dune, permettant de les classer et d'identifier son utilisation potentielle dans la construction des chaussées. Afin de profiter au mieux de ces deux naturels sols, ce chapitre est consacré à la correction des caractéristiques qui ne répandent pas aux exigences des critères, avec une technique de stabilisation économique permettant de valoriser à la fois le tuf et le sable de dune. En effet, on va étudier les effets de l'ajout de sable de dune sur les caractéristiques physico-mécaniques du tuf.

Ce chapitre est divisé en deux parties :

La première est consacrée à l'étude des effets de l'ajout de sable de dune sur les caractéristiques immédiates du tuf, telles que : la granulométrie, les limites d'Atterberg, la densité sèche maximale, la teneur en eau optimale et C.B.R immédiat et imbibé.

Dans la deuxième partie, on caractérise le comportement mécanique des différents mélanges tuf-sable de dune sous chargement monotone en grande déformation. Pour cela, des essais de compression simple et triaxiaux consolidés drainé (CD) sur des échantillons compactés ont été réalisés.

L'objectif est d'obtenir des mélanges qui confèrent des caractéristiques meilleures par rapport aux matériaux de base, et de sélectionner une formule optimale T-SD qui offre les meilleures caractéristiques géotechnique et performances mécaniques, par rapport aux mélanges choisis.

Plusieurs mélanges de tuf-sable de dune (T-SD) ont été choisis : 100% T + 0% SD, 95% T + 5% SD, 85% T + 15% SD, 75% T + 25% SD, 65% T + 35% SD, 50% T + 50% SD et 0% T + 100% SD.

2 INFLUENCE DE L'AJOUT DE SABLE DE DUNE SUR LES CARACTERISTIQUES IMMEDIATES

Le travail expérimental de cette première partie, est accompli par les essais suivants :

- Analyse granulométrique ;
- Limites d'Atterberg;
- Essais de compactage ;
- Essais de portance.

2.1 Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique pour les différents mélanges a été réalisée par voie humide, selon la norme NFP 94-056.

Pour obtenir les différents mélanges T-SD, nous avons imbibé le tuf dans l'eau pendant 24h, Ensuite, les deux sols ont été séchés à l'air, puis les différentes fractions de tuf et de sable de dune ont été mélangées à la main.

Les courbes granulométriques du tuf, sable de dune et des différents mélanges T-SD sont présentées dans la figure VI-1. On remarque dans le cas où le diamètre des tamis est supérieur à 0,3 mm, les courbes granulométrique se décalent vers le haut au fur et à mesure que le pourcentage de sable de dune augmente. Dans le cas contraire, l'ajout de

sable de dune a un effet inverse. Le pourcentage des éléments fins ($<80 \mu\text{m}$) diminue avec l'ajout de sable de dune ; il passe de 35% dans le cas du tuf brute à 15% pour le mélange avec 50% de sable de dune, ce qui représente une réduction d'environ 60%.

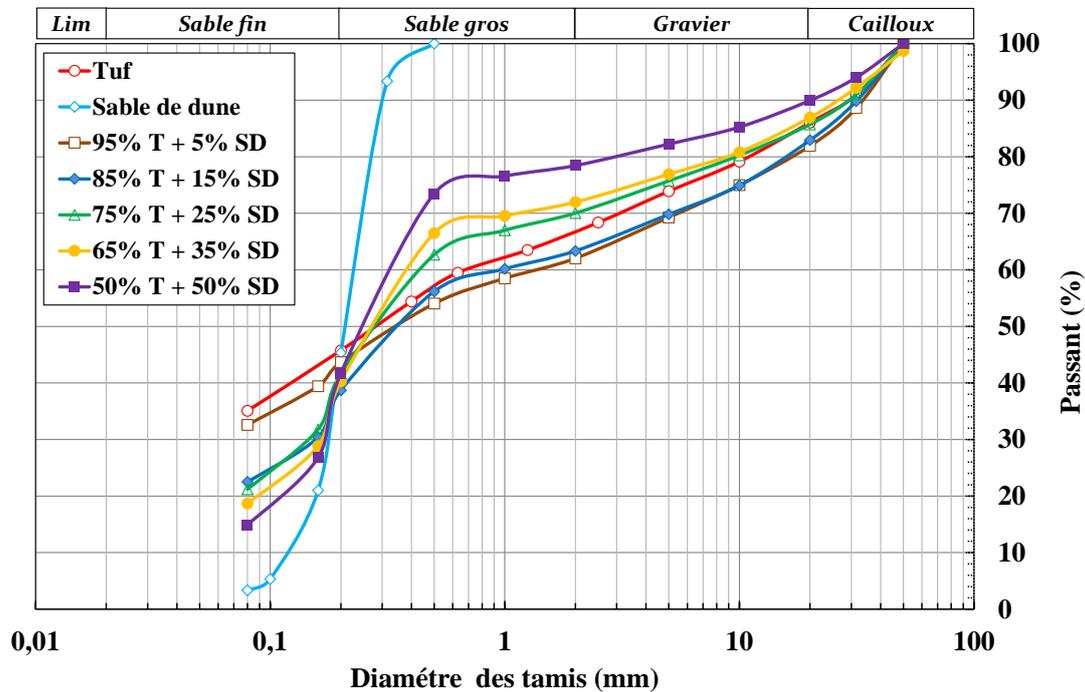


Figure IV-1 : Courbes granulométriques des différents mélanges T-SD.

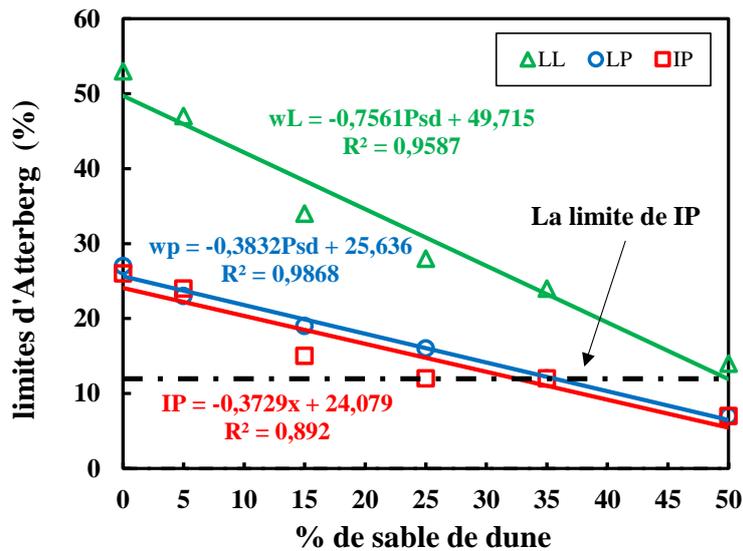
Selon les normes TRS, CTP et GTR, l'ajout de 15% de sable de dune satisfait globalement les recommandations pour les éléments fins. Nos résultats sont en accord avec ceux présentés par Morsli, (2007) et Charrak, et al. (2015).

2.2 Limites d'Atterberg

Une série d'essais avec différents pourcentages de sable de dune ont été effectués pour déterminer l'effet de l'ajout de sable de dune sur les limites d'Atterberg. Les essais sont réalisés selon la norme NFP 94-051.

La figure IV-2 présente la variation de la limite de liquide, la limite de plasticité et l'indice de plasticité en fonction de la teneur en sable de dune. Nous remarquons que les limites d'Atterberg décroissent d'une manière linéaire avec l'augmentation de la teneur en sable de dune, avec les relations écrites dans la figure IV-2. Selon les normes TRS, CTP et GTR, l'ajout d'une quantité de sable de dune supérieure ou égale à 25% satisfait aux exigences des critères.

Ces résultats coïncident avec les résultats de l'analyse granulométrique ou nous avons vu que le taux des fines diminue en fonction de l'ajout de sable de dune.



Avec: Psd : le pourcentage de sable de

Figure IV-2 : Variation des limites d'Atterberg en fonction de la teneur en sable de dune.

2.3 Les caractéristiques de compactage et de portance

2.3.1 Compactage

L'essai Proctor modifié, a été réalisé selon la norme NF P 94-093. La figure IV-3 présente les courbes Proctor modifié pour le tuf, le sable de dune et les différents mélanges T-SD.

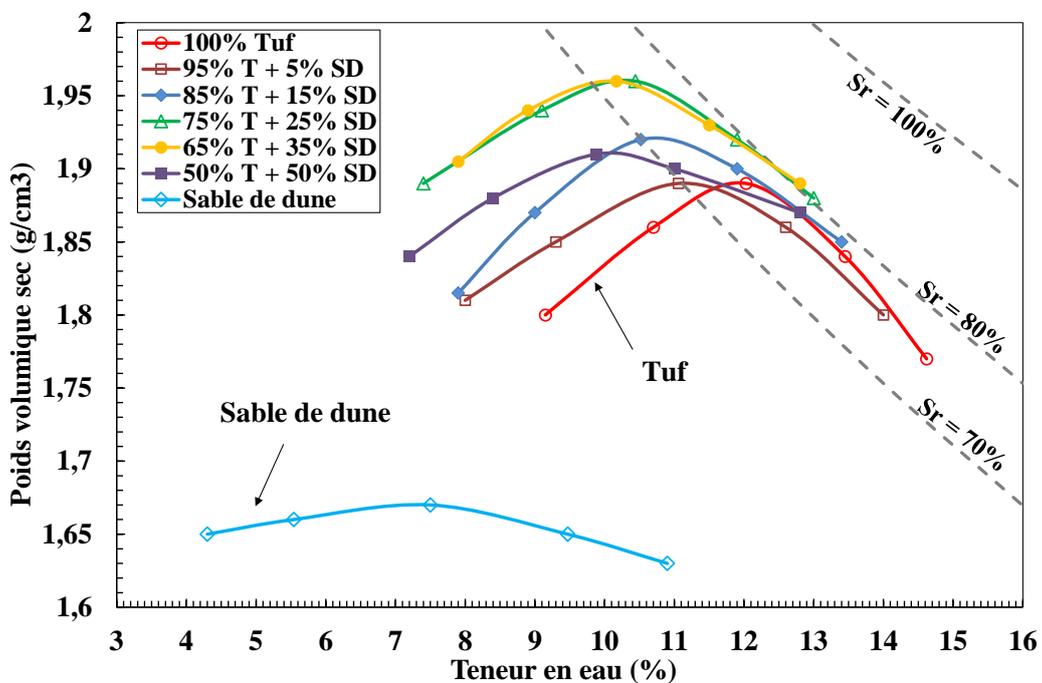


Figure IV-3 : Courbes Proctor modifié des différents mélanges T-SD.

D'après la figure IV-3, on remarque que plus qu'on ajoute le sable de dune, les courbes Proctor modifié se déplacent vers la gauche avec une augmentation de la densité sèche maximale et diminution de la teneur en eau optimale. Ce comportement est similaire au

comportement classique des matériaux compactés à différentes énergies (Holtz and Kovaks 1996). Suite à l'ajout de sable de dune, l'allure des courbes se converge vers aplatissement, ce qui traduit la diminution de la sensibilité de la densité sèche vis-à-vis de la teneur.

L'influence de l'ajout de sable de dune sur les caractéristiques optimales déduites des courbes Proctor est présentée dans la figure VI-4. Nous constatons que l'ajout de sable de dune conduit à :

- Une densification du matériau par rapport aux matériaux brutes; la densité sèche optimale augmente suite à l'augmentation du pourcentage de sable de dune, Cette augmentation atteint son maximum (1,96 g/cm³) dans le cas des mélanges avec 25% et 35% de sable de dune, puis elle diminue à 1,91 g/cm³, toute en gardant une valeur supérieur à la densité sèche de tuf brut ;
- Une diminution de la teneur en eau optimale, elle atteint 9,8% dans le cas de l'ajout de 50% de sable de dune. Cela est un avantage concernant le manque d'eau dans les régions sahariennes ;

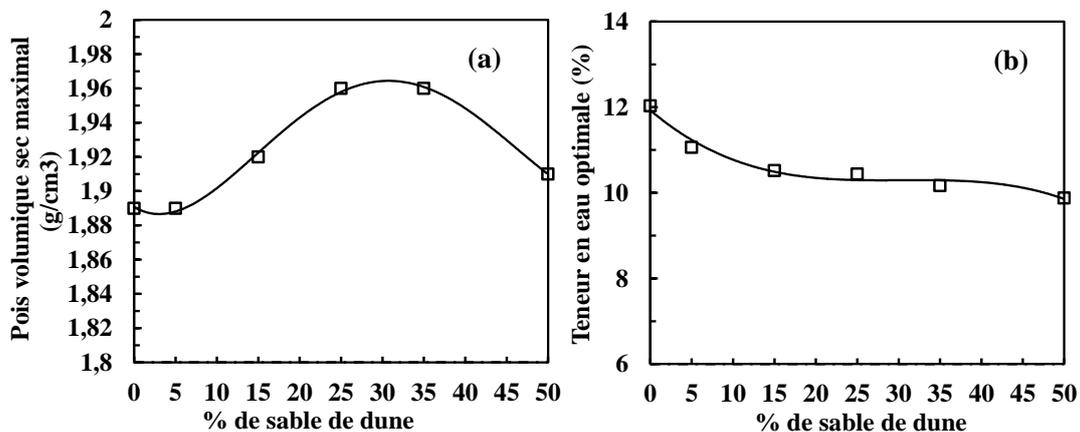


Figure IV-4 : Influence de la teneur en sable de dune sur les caractéristiques de compactage : (a) le poids volumique sec maximal, (b) la teneur en eau optimal.

Morsli (Morsli, 2007) a expliqué le phénomène de l'augmentation de la densité sèche des mélanges par apport au tuf brut, par la diminution du taux de fines et leurs remplacements par les particules de sable de dune. Ces dernière, qui de part leur forme et leur taille, jouent un rôle de lubrifiant : A mesure que le pourcentage de sable augmente, ce dernier lubrifie les particules du matériau de base, et facilite leurs réarrangement pour former une structure plus dense et ce, jusqu'à obtention d'un teneur en sable pour lequel le poids volumique ne peut plus augmenter. Au-delà de ce taux (35% dans notre cas) le sable de dune remplace le tuf et impose ses propres caractéristiques.

Les résultats trouvés coïncident avec les résultats des autres recherches (Morsli, 2007 ; Goual, et al 2012 ; Cherrak, et al 2015 ; Daheur et al. 2012, 2015).

2.3.2 La portance

L'essai CBR est réalisé selon la norme NFP 94-078. La figure IV-5a et b présente la variation et les gains des indices CBR immédiat et imbibé en fonction du pourcentage de sable de dune. D'après cette figure, on constate que :

- L'ajout de sable de dune influe positivement sur les indices CBR ; notamment l'indice CBR immédiat ;
- Les valeurs des indices CBR imbibé sont inférieures à celles immédiat. Cela est dû à la sensibilité du tuf à l'eau.
- L'indice CBR immédiat augmente d'une façon significative avec l'ajout de SD, et cela jusqu'à 25% de SD, avec ce pourcentage, on note un gain d'environ 90% et 60% pour ICBR immédiat et imbibé respectivement. Cependant, pour le cas imbibé, l'indice CBR continue son augmentation jusqu'à 35% de SD, les gains marqués pour ce pourcentage sont 73% pour l'indice CBR immédiat et 69% pour l'indice CBR imbibé.

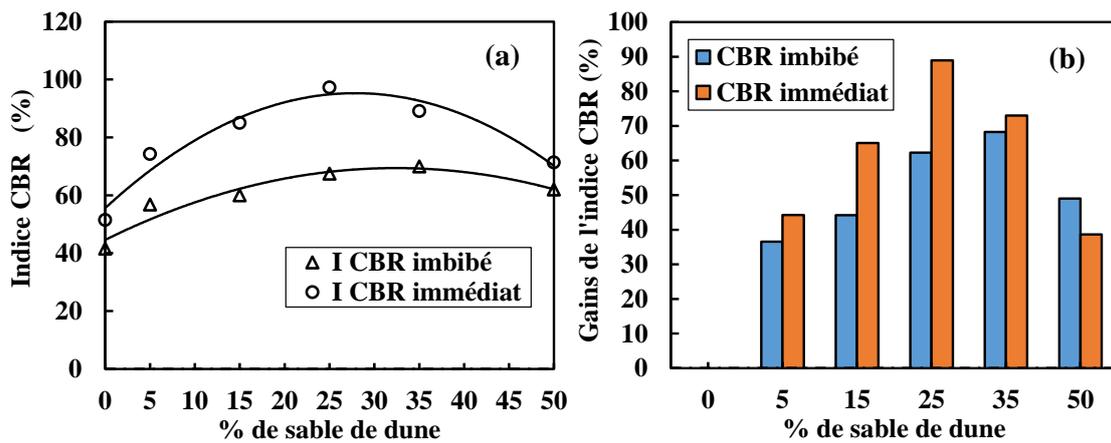


Figure IV-5 : Variations de : (a) les indices CBR immédiat et imbibé, (b) les gains des indices CBR en fonction de la teneur en sable de dune.

Les valeurs du tableau III-12, comportant le référentiel de l'indice de portance immédiat, montrent que les mélanges T-SD représentent un compactibilité élevée et une bonne traficabilité par rapport au tuf brut. D'autres auteurs (Goual, et al 2012, Cherrak, et al 2015, Daheur, et al. 2012, 2015) ont obtenu des résultats similaires.

Tableau IV-1 : Degré de compactibilité et de traficabilité.

IPI < 25	compactibilité faible à très faible. Compactage très difficile sinon impossible (IPI < 10)	traficabilité mauvaise tant que le liant n'a pas de prise. Choisir des engins légers ayant une bonne traficabilité
25 < IPI < 40	compactibilité moyenne. Compactage possible mais présentant quelque difficultés.	traficabilité médiocre avant prise.
40 < IPI < 60	compactibilité moyenne à élevée. compactage aisé.	traficabilité correcte dans des conditions normales de sollicitations.
IPI > 60	compactibilité élevée.	bonne traficabilité.

IPI : indice portant immédiat.

D'après ces résultats, on peut admettre les pourcentages de sable de dune de 25% et 35%, comme des pourcentages optimaux pour avoir des meilleures caractéristiques de compactage et de portance. Au-delà de ces pourcentages, les teneurs en eau continu sa

diminution, alors que les densités sèches et l'indice portant baisse tout en gardant des valeurs supérieures à celles du tuf sans ajout, et cela dans la plage des teneurs en sable de dune testées.

2.4 Récapitulation des caractéristiques géotechniques des mélanges T-SD

Les caractéristiques géotechniques des mélanges sont représentées dans le Tableau IV-2. A priori, sur la base des résultats préliminaires obtenus, la formule la plus appropriée est celle contenant une quantité de sable de dune comprise entre 25 et 35%.

3 COMPORTEMENT DES MELANGES T-SD SOUS SOLLICITATIONS MONOTONES EN GRANDES DEFORMATIONS

Cette partie rentre toujours dans le cadre de la recherche d'une formulation optimale. En effet, on va caractériser le comportement mécanique des mélanges tuf-sable de dune (T-SD) sous sollicitation monotone en grandes déformations. Les essais effectués sont les essais de résistance à la compression simple et triaxiaux consolidés drainés (CD), sur des échantillons compactés.

3.2 Préparation des échantillons

Pour les deux essais, la résistance à la compression et le triaxial, la préparation des échantillons se fait en quatre étapes principales :

- (1) Elimination des grosses particules du tuf par tamisage au tamis de 5mm, pour l'essai de compression simple, et 4 mm pour l'essai triaxial ;
- (2) Les deux sols (tuf et sable de dune) sont séchés à l'air, puis les différentes fractions de sable de dune et de tuf ont été mélangées (jusqu'à l'obtention d'une couleur uniforme) pour obtenir différents mélanges T-SD.
- (3) Une quantité d'eau correspondante à la teneur en eau optimale de chaque mélange, est ajoutée. Puis, le mélange est malaxé soigneusement manuellement à travers un tamis ($\emptyset = D_{max}$), afin d'éviter la formation de grumeaux et d'obtenir un mélange homogène. Ensuite, Le mélange a été stocké dans un sac en plastique scellé pendant au moins 24 h pour obtenir des conditions d'humidité uniformes.
- (4) En fin, le mélange T-SD est compacté statiquement à une compacité théorique égale à 98%, dans un moule à double piston, à une vitesse de 1,14 mm/min.

3.3 Résistance à la compression

Les essais de compression simple ont été effectués en deux conditions : immédiatement après compactage (moins de 1 heure) avec un degré de saturation compris entre 70% et 80%; et après dessiccation dans un étuve à 55°C pendant 48 heures jusqu'à atteindre des éprouvettes quasiment sèche. Les éprouvettes soumises à l'essai sont des éprouvettes cylindriques de dimension $\emptyset = 5\text{cm}$ et $H = 10\text{cm}$.

La figure IV-6 représente l'évolution de la résistance à la compression en fonction du pourcentage de sable de dune, pour les deux conditions immédiate et après séchage. Les points présentés sont les moyennes de trois valeurs.

Tableau IV-2 : Caractéristiques géotechniques des différents mélanges T-SD.

	Matériaux						Spécifications			
	Tuf	95%T+ 5%SD	85%T+ 15%SD	75%T+ 25%SD	65%T+ 35%SD	50%T+ 50%SD	Sable de dune	TRS	CTTP	GTR
Analyse granulométrique										
D_{max} (mm)	40	40	40	40	40	40	0,4	-	20-40	<50
% < 0,425 mm	55	52	54	59	63	69	100	-	36-52	-
% < 80 μ m	35	33	23	21	19	15	3,4	<30	22-32	\leq 35
Les limites d'Atterberg										
w_L (%)	53	47	34	28	24	14	-	-	<40	-
w_p (%)	27	23	19	16	12	7	-	-	-	-
I_p (%)	26	24	15	12	12	7	-	<13	<15	\leq 12
Compactage										
γ_{dmax} (kN/m ³)	18,9	18,9	19,2	19,6	19,6	19,1	16,7	>17	-	-
w_{opt} (%)	11,8	11,1	10,8	10,4	10,2	9,75	7,4	-	-	-
Portance										
I_{CBR} Immédiat (%)	52	74	85	97	89	71	6	>40	-	-
I_{CBR} Imbibé (4h) (%)	42	57	60	68	70	62	5	-	-	-

* Seuils préconisés par le TRS (Fenzy, 1966), le CTTP (CTTP, 2001) et le GTR (GTR, 1992).

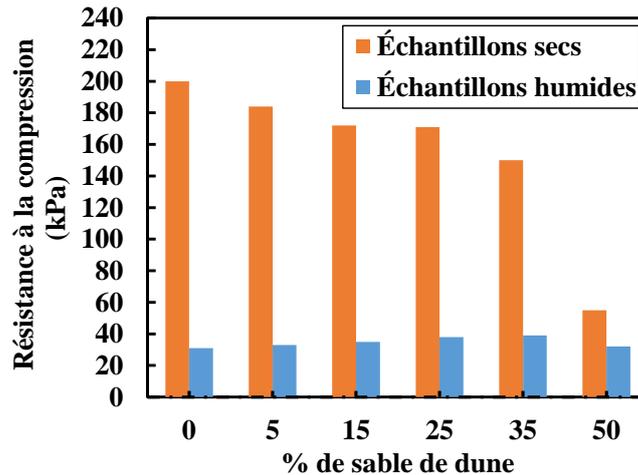


Figure IV-6 : Influence de la teneur en sable de dune sur la résistance à la compression.

D'après cette la figure IV-6, nous remarquons que :

- 1) Les échantillons secs présentent des résistances à la compression supérieures à celles données par les échantillons humides.
- 2) La résistance à la compression des échantillons secs diminue en fonction de l'ajout de SD. Elle diminue légèrement jusqu'à 35% de la teneur en SD, pour ce pourcentage, on note une chute de 25% de la résistance par rapport au tuf brut. La chute est considérable entre 35% et 50% où la résistance à la compression passe de 150 kPa à 55 kPa.

La diminution de la résistance à la compression des mélanges séchés par rapport au tuf brut peut s'expliquer par la réduction du taux de fines carbonatées actives, responsables de la cimentation, qui sont remplacées par des particules de sable de dune caractérisé par une faible résistance.

- 3) Pour les échantillons humides la résistance à la compression augmente légèrement avec le pourcentage de SD, et atteint une valeur maximale pour une teneur de 35% de SD. La valeur maximale correspond à un gain de résistance d'environ 25% par rapport au tuf brut.

Nous avons tenté d'expliquer cette augmentation par la succion initiale développée dans les échantillons humides après compactage.

La succion des mélanges T-SD compactés aux conditions optimales de Proctor modifié, est estimée par la méthode du papier filtre, selon la norme ASTM D 5298-94 décrite au chapitre V.

La figure IV-7 présente la variation de la succion et la résistance en compression des échantillons humides, en fonction de la teneur en sable de dune. Nous remarquons que la variation de la succion et la résistance en compression suivent les mêmes allures. De plus, la valeur maximale de la succion (333 kPa) coïncide avec la valeur maximale de la résistance en compression (39 kPa) ; ces valeurs maximales sont atteintes pour le mélange contenant 35% de SD.

Des études ont montrés que cette résistance chute rapidement pour atteindre des valeurs nulles, une fois que cette succion disparaît après saturation des échantillons (Soulié, 2006 ; Goual, et al 2011 et 2012 ; Daheur, et al. 2015a).

La succion est alors un paramètre pertinent pour évaluer la résistance à la compression des sols non saturés.

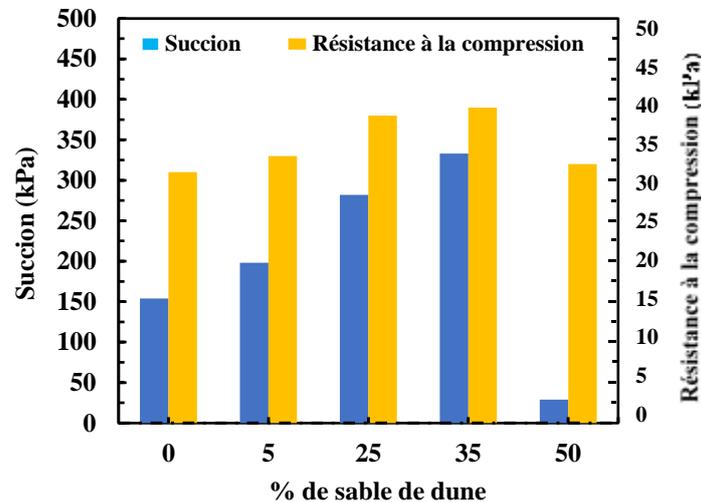


Figure IV-7 : Variations de la succion et la résistance à la compression en fonction de la teneur en sable de dune.

3.4 Essai triaxial Consolidé Drainé (CD)

Pour chaque mélange, l'essai triaxial CD est réalisé sur la fraction < 4mm. Les moules utilisés permettent d'obtenir des échantillons cylindriques de 4 cm de diamètre et 8 cm de hauteur.

L'essai est réalisé sur trois éprouvettes à des pressions de confinement σ_3 différentes soit : 150, 300 et 450 kPa.

3.4.1 Dispositif expérimentale

Le dispositif expérimental consiste en une cellule triaxiale de pression cellulaire maximale de 1700 kPa, équipée d'un transducteur de charge interne et associée à deux contrôleurs de pression-volume (GDS) ; le premier pour contrôler la pression de confinement et le second pour mesurer le changement de volume de l'échantillon. La déformation axiale est mesurée à l'aide d'un capteur de déplacement externe. L'essai est contrôlé via un système d'acquisition de données connecté à un ordinateur (Figure IV-8).

3.4.2 Procédures expérimentales

L'exécution de l'essai triaxial consolidé drainé (CD) comporte trois étapes :

- 1) **Saturation** : rendre l'échantillon dans l'état saturé ;
- 2) **Consolidation** : au cours de laquelle on amène l'éprouvette à l'état à partir duquel on veut exécuter le cisaillement ;
- 3) **Cisaillement** : consiste, pour une pression de confinement σ_3 constante, à faire croître le déviateur des contraintes q jusqu'à ce que la rupture de l'éprouvette se produise.

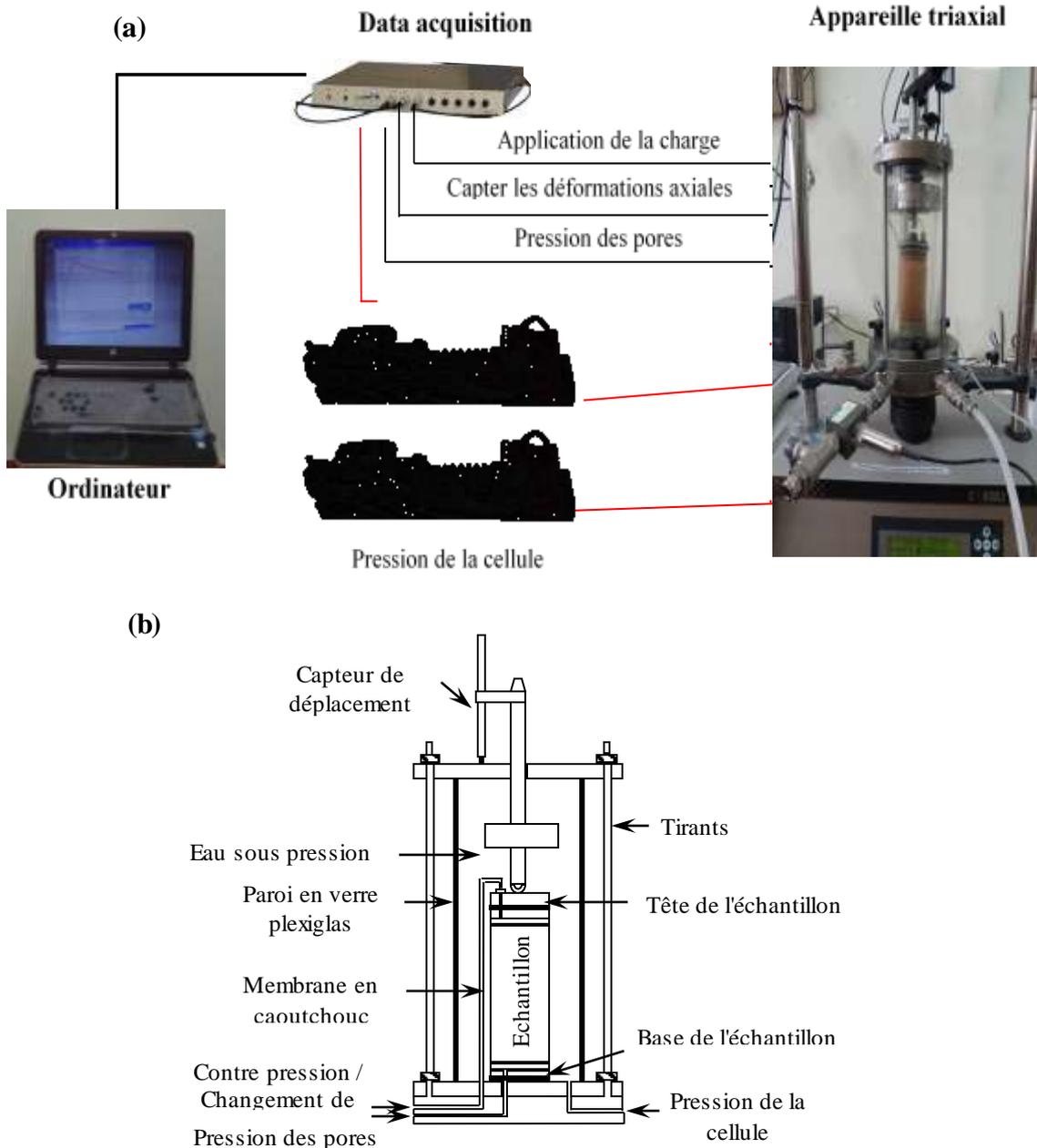


Figure IV-8 : Dispositif expérimental : (a) Équipement du système automatisé triaxial (GDS,) (b) Schéma de principe de la cellule triaxiale.

3.4.2.1 Saturation des échantillons

La saturation des échantillons a été faite en deux phases :

✚ Première phase 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 à la base de l'échantillon $U_e = 20$ kPa, on applique une contrainte de confinement $\sigma_3 = 50$ kPa pour maintenir l'échantillon (la pression à la tête étant nulle $U_s = 0$, robinet ouvert). Cette phase de saturation est nécessaire, permet le dégagement des bulles d'air existant dans l'échantillon, dans les tubes de connexions et entre la membrane et l'échantillon. Une confirmation visuelle de l'échappement des bulles d'air est nécessaire à travers le robinet de sortie où on voit un écoulement d'eau.

On augmente progressivement la contrainte de confinement σ_3 à 100 kPa et la pression à la base U_e à 50 kPa tout en maintenant σ'_3 constante. Ceci permet d'avoir un gradient de pression $i = 62,5$. 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 IV-9). On passe directement à la deuxième phase de saturation. Cette phase peut prendre de 5 à 12 heures, tout dépend de mélange sur lequel on réalise l'essai.

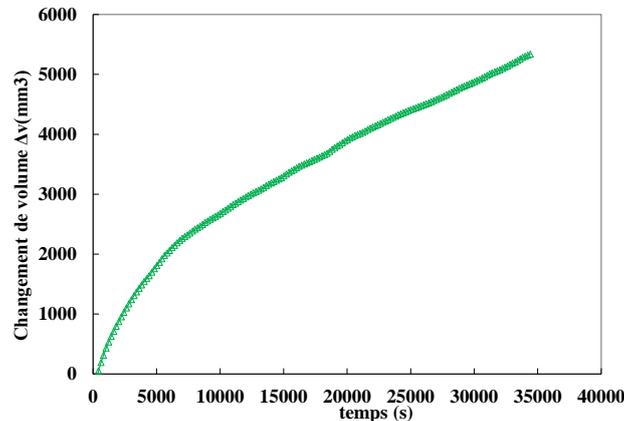


Figure IV-9 : Exemple de variation du volume entrant en fonction du temps dans la 1^{ère} phase de saturation (tuf brut, $\sigma'_3 = 450$ kPa).

✚ Deuxième phase de saturation

Cette phase suit immédiatement la première, elle 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 50 kPa. On estime qu'une valeur de contre pression de 550 kPa est suffisante pour saturer l'échantillon (la valeur B de Skempton correspondante est voisine de 1, ce qui est confirmé par plusieurs chercheurs) (Taibi, 1994, Goual, 2012, Gueddoudda, 2010).

D'après la courbe de variation du volume entrant en fonction du temps, la fin de chaque palier se traduit par la stabilisation de volume entrant, ensuite, on passe au palier suivant (Figure IV-10). Les valeurs des contraintes totales, effectives et des pressions interstitielles pour cette phase, sont résumées dans le tableau IV-3.

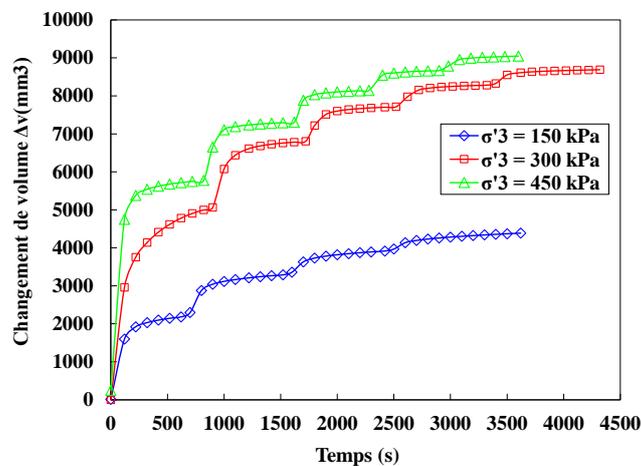


Figure IV-10 : Exemple de variation du volume entrant en fonction du temps dans la 2^{ème} phase de saturation (tuf brut).

Tableau IV-3 : Valeurs de pressions pour la phase de saturation.

	σ_3 (kPa)	U_e Base de l'échantillon (kPa)	U_s Tête de l'échantillon (kPa)	σ'_3 (kPa)
Etape 1: écoulement et instauration du régime permanent	100	50	0	-
Etape 2 : application de la contre- pression par paliers	200 300 400 500 600	150 250 350 450 550	150 250 350 450 550	50

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

3.4.2.2 Phase de consolidation

Après la phase de saturation, l'étape suivante avant le cisaillement de l'échantillon est la consolidation. La procédure de consolidations des échantillons est réalisée par paliers, comme suite :

- maintenir les robinets de sortie et d'entrée connectés et ouverts (en maintenant $U_e = U_s = 550$ kPa) ;
- application de contraintes de confinement supérieures à celles appliquées à la saturation tout en maintenant $U_e = U_s = 550$ kPa, dans ce cas-là, la contrainte moyenne effective σ'_3 augmente ;
- augmentation de la contrainte de confinement par paliers, de préférence trois paliers ou plus (augmentation de la contrainte moyenne effective) ;
- arrêt de la consolidation à la contrainte moyenne effective σ'_3 ciblée pour effectuer l'essai de cisaillement.

Le tableau IV-4 présente les contraintes moyennes effectives de consolidation appliquées pour chaque échantillon. Chaque étape de consolidation est traduite par un palier dans la courbe de variation du volume en fonction du temps. La figure IV-11 montre les phases de consolidation pour les trois échantillons jusqu'à la contrainte effective de cisaillement désirée (150kPa, 300kPa et 450kPa).

Tableau IV-4 : Contrainte moyenne effective appliquée pour la consolidation.

	σ_3 (kPa)	$U_e = U_s$ (kPa)	σ'_3 (kPa)
Echantillon 1	620	550	70
	650	550	100
	700	550	150
Echantillon 2	650	550	100
	750	550	200
	850	550	300
Echantillon 3	800	550	250
	900	550	350
	1000	550	450

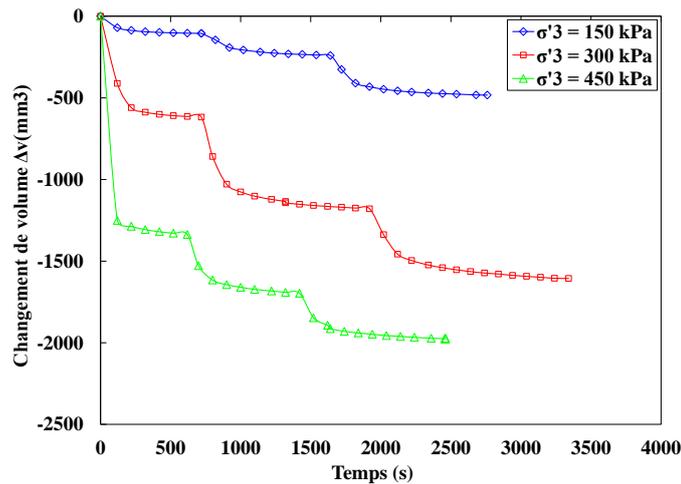


Figure IV-11 : Exemple de variation du volume en fonction du temps dans la phase de consolidation (tuf brut).

3.4.2.3 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, la charge déviatorique est appliquée à une vitesse de 0,02 mm/min, on utilise une presse électromécanique. La faible vitesse de chargement empêche l'apparition d'une pression interstitielle dans l'échantillon ($\Delta u = 0$). La déformation volumique est non nulle ($\Delta \varepsilon_v \neq 0$).

3.4.3 Présentation des résultats et interprétations

La figure IV-12 présente l'état des échantillons après cisaillement. Nous remarquons que tous les échantillons présentent des plans de rupture francs, inclinés selon le critère de rupture de Mohr-Coulomb. Cela confirme l'homogénéité des échantillons lors de l'essai (Amini et Hamidi 2014). Dans le cas du tuf brut et pour $\sigma'_3 = 150$ kPa, le plan de rupture n'apparaît pas bien et qu'il y'a presque un poinçonnement (forme de tonneau).

Avec l'augmentation de la teneur en SD, les plans de rupture apparaissent bien et la zone de cisaillement devient claire. Ces résultats peuvent être expliqués lorsque le pourcentage de sable de dune augmente, il remplace les éléments de tuf qui, en raison de leur forme arrondie et de leur taille, jouent un rôle de lubrifiant et facilitent leurs mouvement par glissement les unes par rapport aux autres en créant une zone de cisaillement claire.

Le comportement mécanique sur chemins triaxiaux des différents mélanges T-SD est analysé dans les différents plans : $[\varepsilon_1, q]$; $[p', q]$; $[\varepsilon_1, \varepsilon_v]$; $[\log p', e]$.

Concernant les échantillons de sable de dune brut, l'essai a été très difficile de réaliser, à cause de la fragilité et du manque de la cohésion ; les éprouvettes s'effritent facilement avec un simple mouvement. Le plan de rupture disparaît après le retrait de la contrainte de confinement

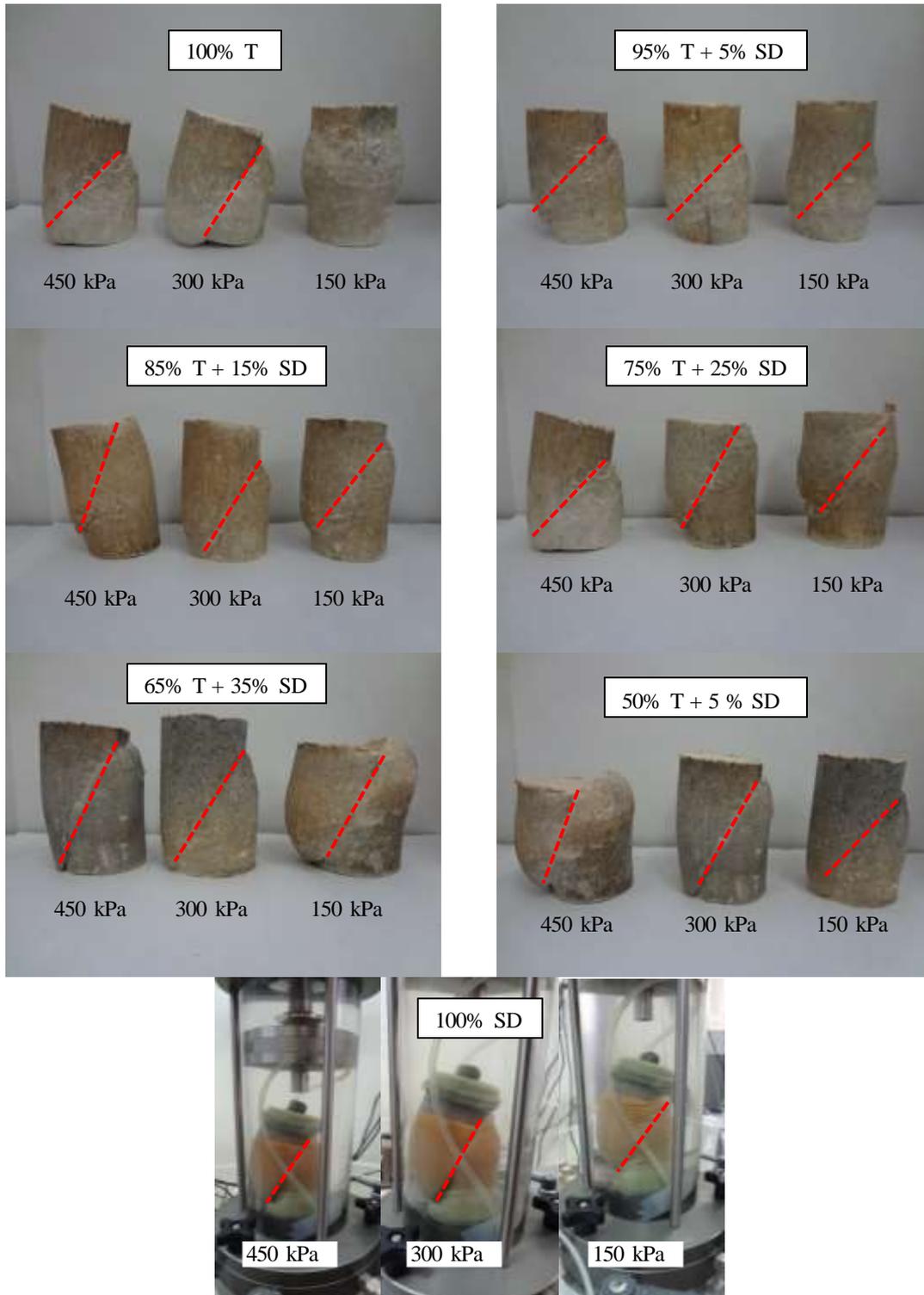


Figure IV-12 : Modes de rupture des mélanges T-SD.

3.4.3.1 Dans le plan $[\epsilon_1, q]$

La figure IV-13 présente la variation de la contrainte déviatorique en fonction de la déformation axiale (courbes contraintes-déformations) pour les mélanges T-SD à différentes contraintes de confinement.

D'après la figure IV-13, on remarque que pour tous les échantillons :

- La contrainte déviatorique augmente avec la déformation axiale jusqu'à atteindre un pic pour une déformation de l'ordre de 3 à 4% ; ensuite la rupture se propage et la contrainte déviatorique diminue progressivement et tend vers un palier ;
- La contrainte déviatorique maximale σ_{\max} augmente avec la pression de confinement ;
- Une augmentation significative de la contrainte déviatorique est enregistrée pour une déformation axiale inférieure à 2%, Ceci traduit la rigidité initiale importante de l'état OPM ;
- Les pentes contrainte-déformation (rigidité) à proximité de l'origine augmentent avec la contrainte de confinement. Ces résultats sont en accord avec ceux rapportés par Ajourloo et al. (2012).

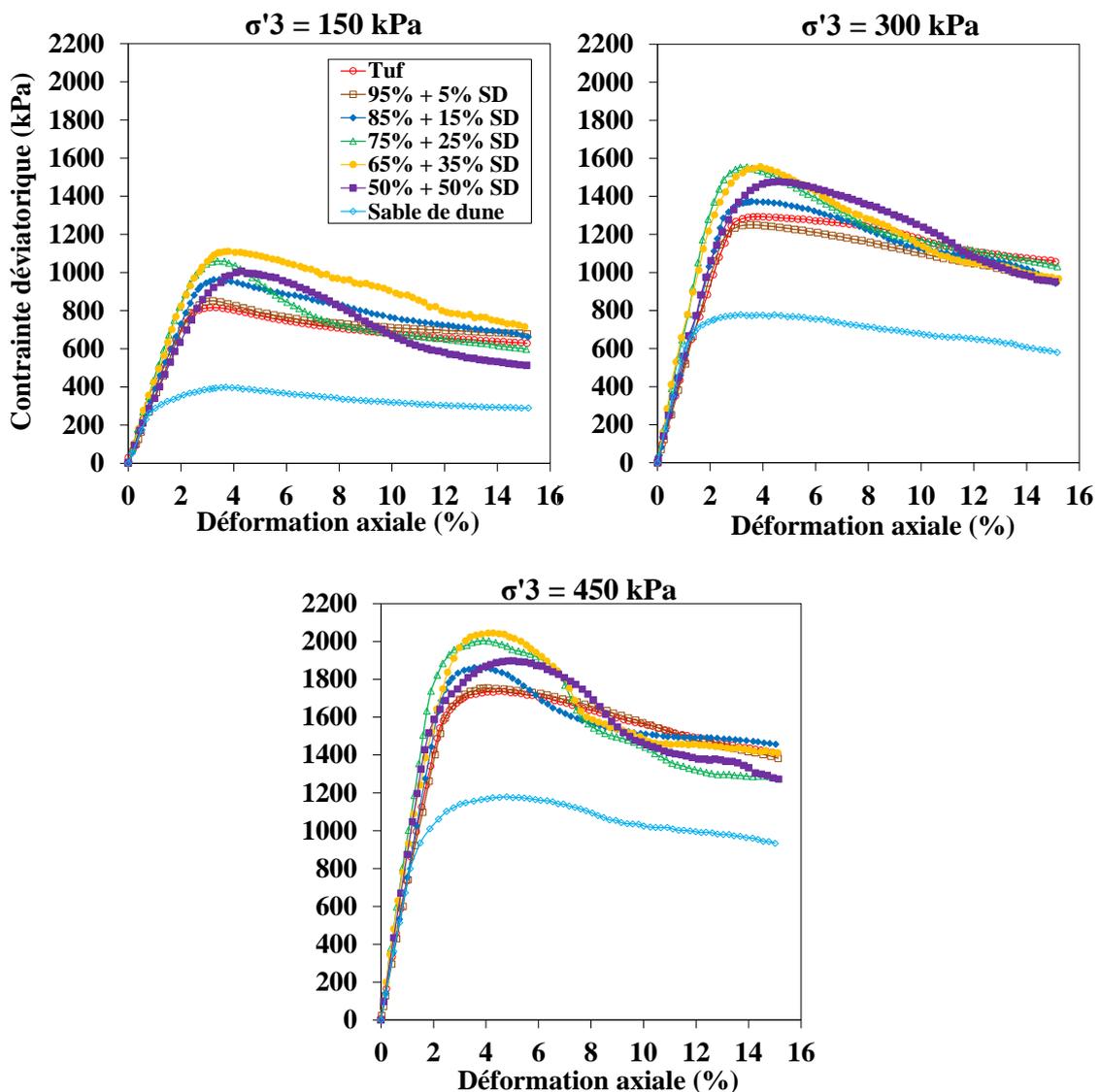


Figure IV-13 : Courbe contraintes - déformations des différents mélanges T-SD.

3.4.3.2 Dans le plan $[\varepsilon_1, \varepsilon_v]$

La figure IV-14 présente la variation de la déformation volumique en fonction de la déformation axiale des mélanges T-SD pour les différentes contraintes de confinement 150, 300 et 450 MPa.

D'après la figure IV-14, on remarque que l'effet de la teneur en SD sur la réponse volumétrique dépend de la contrainte de confinement. Pour des contraintes de confinement de 300 kPa et 450 kPa, les mélanges contenant moins de 5% de SD présentent un comportement contractant dominant, jusqu'à des déformations axiales élevées où il devient légèrement dilatat.

Tous les échantillons présentent une légère contractance pendant l'étape initiale de cisaillement jusqu'à environ 2% de déformation axiale, puis montrent un comportement fortement dilatat (pour $\sigma'_3 = 150$ kPa), avec une tendance vers des paliers pour des fortes contraintes de confinement. La dilatation des échantillons diminue avec l'augmentation de la contrainte de confinement.

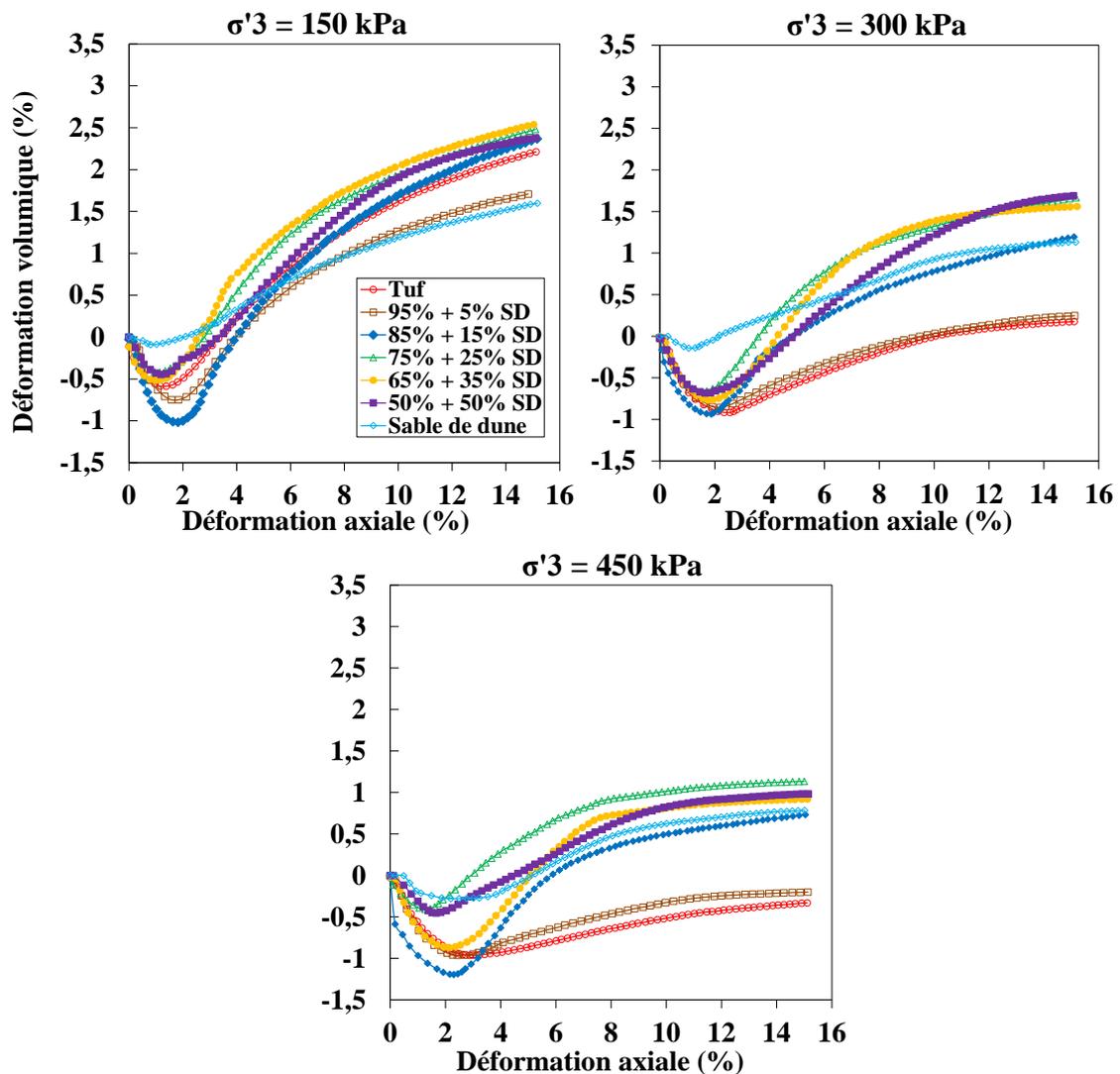


Figure IV-14 : Courbe déformation volumique - déformations des différents mélanges T-SD.

Nous avons également analysés ces résultats en termes de contractance et de dilatance, selon le principe présenté dans la figure IV-15. À partir des courbes du plan $[\varepsilon_1, \varepsilon_v]$, on a déduit la déformation volumique minimale (contractance) et la déformation volumique à $\varepsilon_1 = 8\%$ (dilatance) (Figure IV-15).

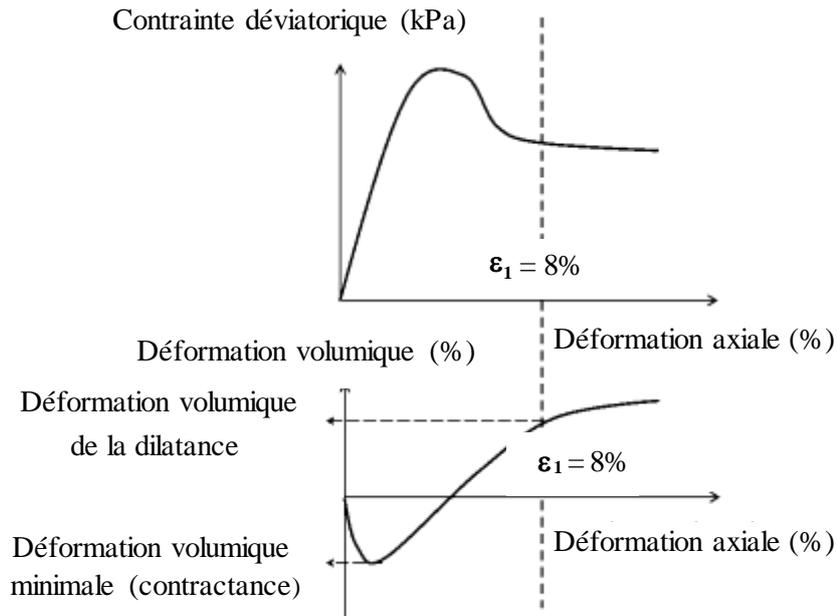


Figure IV-15 : Principe de détermination de la contractance et de la dilatance.

La valeur de déformation volumique minimale correspond au point de changement de phase (passage de l'état contractant à l'état dilatat). Alors que, la valeur de la déformation volumique de la dilatance a été déterminée pour une déformation axiale $\epsilon_1 = 8\%$, correspondant au début de palier dans le plan $[\epsilon_1, q]$. Les résultats sont représentés dans la figure IV-16.

Nous remarquons que, lorsque la teneur en SD augmente de 0 à 35%, la contractance maximale des mélanges diminue et sa dilatance augmente. Au-delà de 35%, ces deux paramètres ont tendance à se stabiliser. Ce résultat confirme le fait que l'ajout de SD au tuf améliore la densité du matériau.

3.4.3.3 Dans le plan $[\log(p'), e]$

La variation de l'indice des vides en fonction de la contrainte moyenne effective est représentée dans la figure IV-17.

Les indices des vides initiaux des différents échantillons sont situés sur le trajet isotrope de rechargement caractérisé par la pente C_s . L'évolution de l'indice des vides de chaque essai suit d'abord de recompression isotrope C_s , pendant la phase de contractance, puis quitte celle-ci pour suivre une phase de dilatance qui l'oriente vers la droite d'état critique. En reliant les points finaux, on peut obtenir une droite de pente C_c .

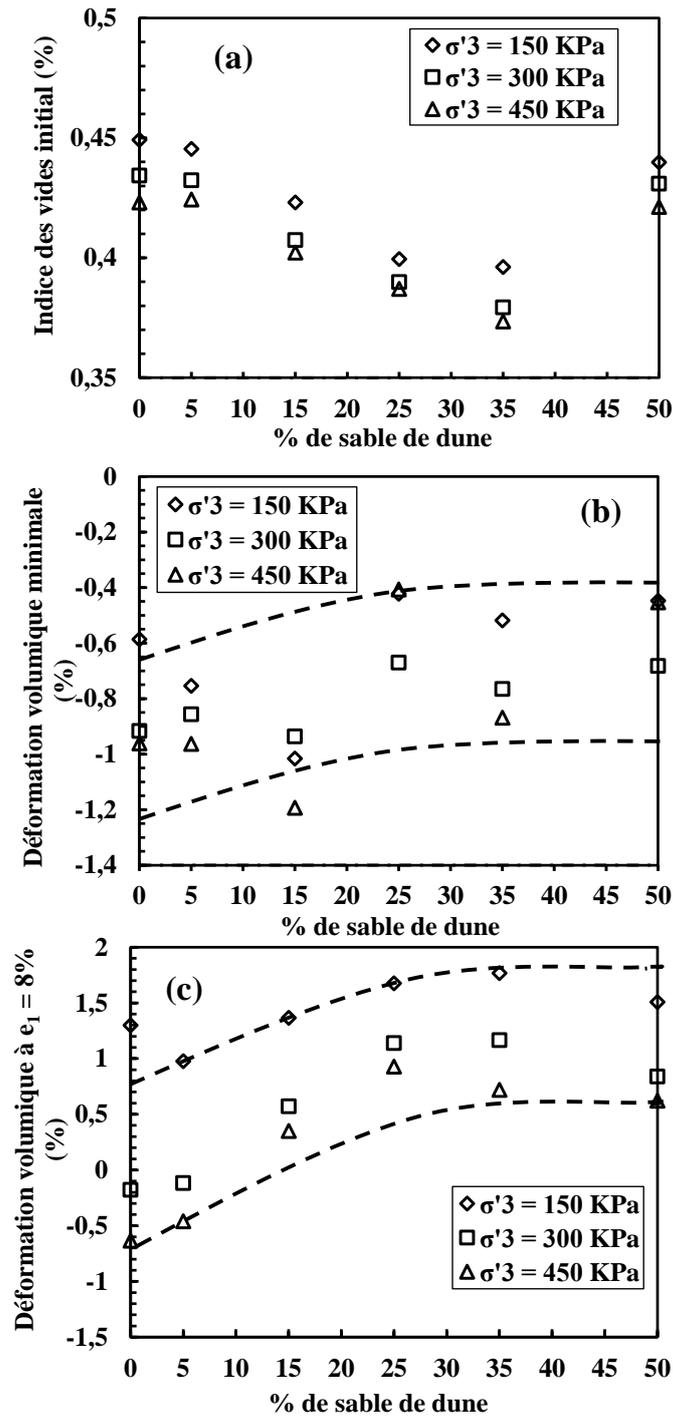


Figure IV-16 : Variation en fonction de la teneur en SD de : (a) Indice des vides initial (b) déformation volumétrique minimale et (c) déformation volumétrique maximale.

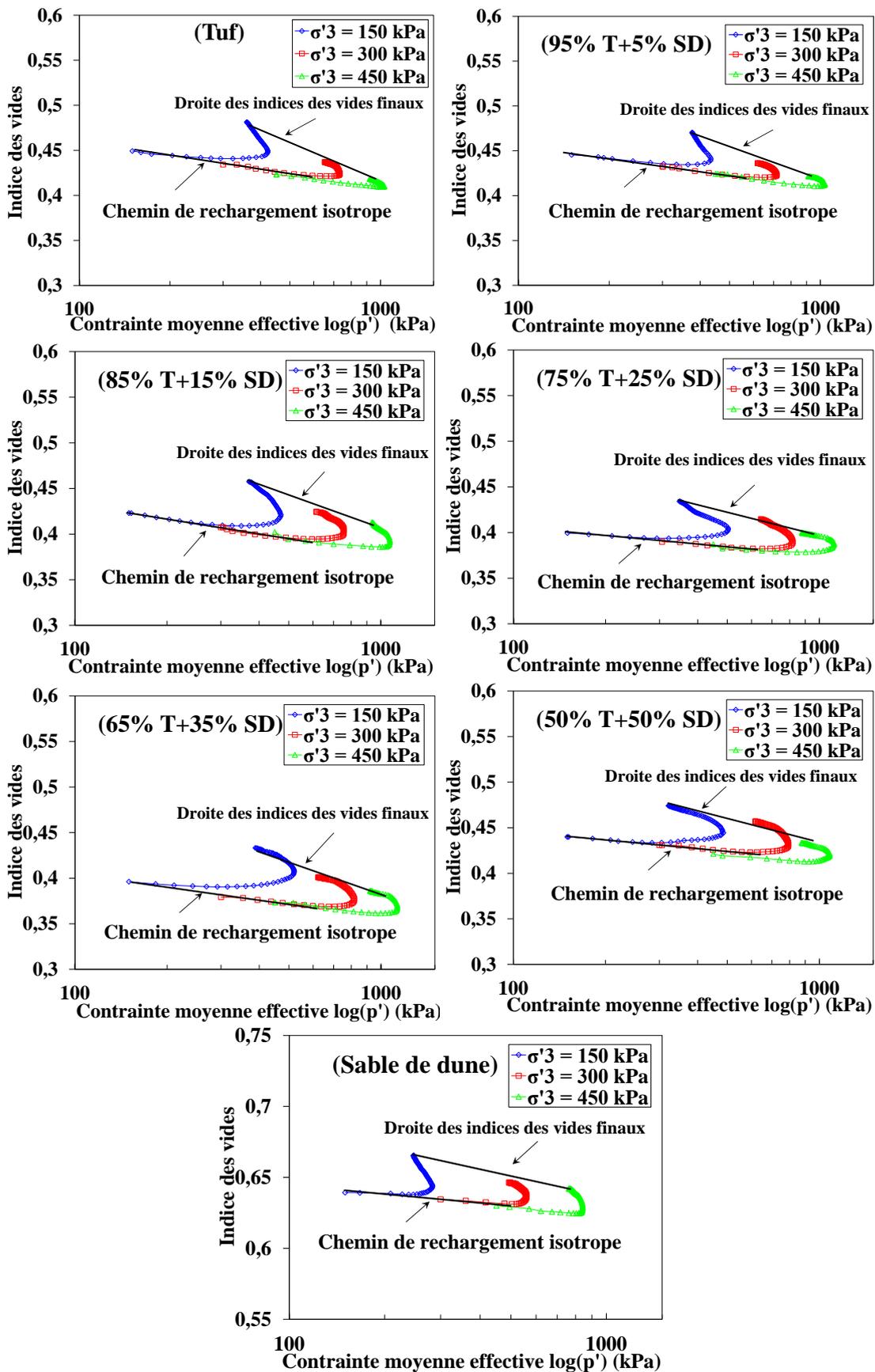


Figure IV-17 : Variation de l'indice des vides en fonction de la contrainte moyenne effective.

Le tableau IV-5 donne les valeurs des pentes C_s et C_c pour les différents mélanges. On remarque que les pentes diminuent suite à l'augmentation de la teneur en SD.

Tableau IV-5 : Valeurs des pentes C_s et C_c .

<i>Matériaux</i>	C_s (%)	C_c (%)
Tuf	0,087	0,1
95% T + 5% SD	0,073	0,09
85% T + 15% SD	0,07	0,08
75% T + 25% SD	0,063	0,07
65% T + 35% SD	0,051	0,09
50% T + 50% SD	0,05	0,07
Sable de dune	0,033	0,05

3.4.3.4 Dans le plan $[p', q]$

La figure IV-18 présente les chemins de contrainte dans le plan $[p', q]$ pour tous les mélanges T-SD. On note que la ligne de pente M représente la droite enveloppe des résistances maximales (pics des contraintes déviatorique maximales dans le plan $[\varepsilon_1, q]$), cette ligne coupe l'axe q avec une valeur notée q_0 .

La figure IV-18 montre que la contrainte déviatorique 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 et coupante l'axe du déviateur avec une valeur q_0 .

À partir des valeurs de q_0 et de la pente M, on peut déterminer les valeurs de la cohésion effective c' et de l'angle de frottement interne φ' , en utilisant les relations suivantes :

$$q_0 = \frac{6 \cos \varphi'}{3 - \sin \varphi'} \times C' \quad (\text{IV-1})$$

$$M = \frac{6 \sin \varphi'}{3 - \sin \varphi'} \quad (\text{IV-2})$$

Le tableau IV-6 résume les paramètres des chemins de contrainte pour tous les mélanges.

On remarque que l'angle de frottement n'est pas vraiment affecté par l'ajout de sable et varie au tour d'une valeur moyenne d'environ $36,5^\circ$. D'autre part, la cohésion effective augmente significativement de 102.1 kPa, pour le tuf brut, à 164.8 kPa pour le mélange avec 35% de SD. Nous notons également que les mélanges T-SD ont des angles de frottement et des cohésions supérieures à ceux du tuf brut.

N.B : Les échantillons de sable de dune sont des matériaux granulaires non cohérents ($C' = 0$ kPa), ils doivent leurs résistance au frottement interne entre les particules ($\varphi' = 34^\circ$).

Ces résultats montrent clairement que les paramètres de Mohr-Coulomb φ' et C' , atteints sont maximum pour une teneur optimale en SD de 35% et 25%, respectivement.

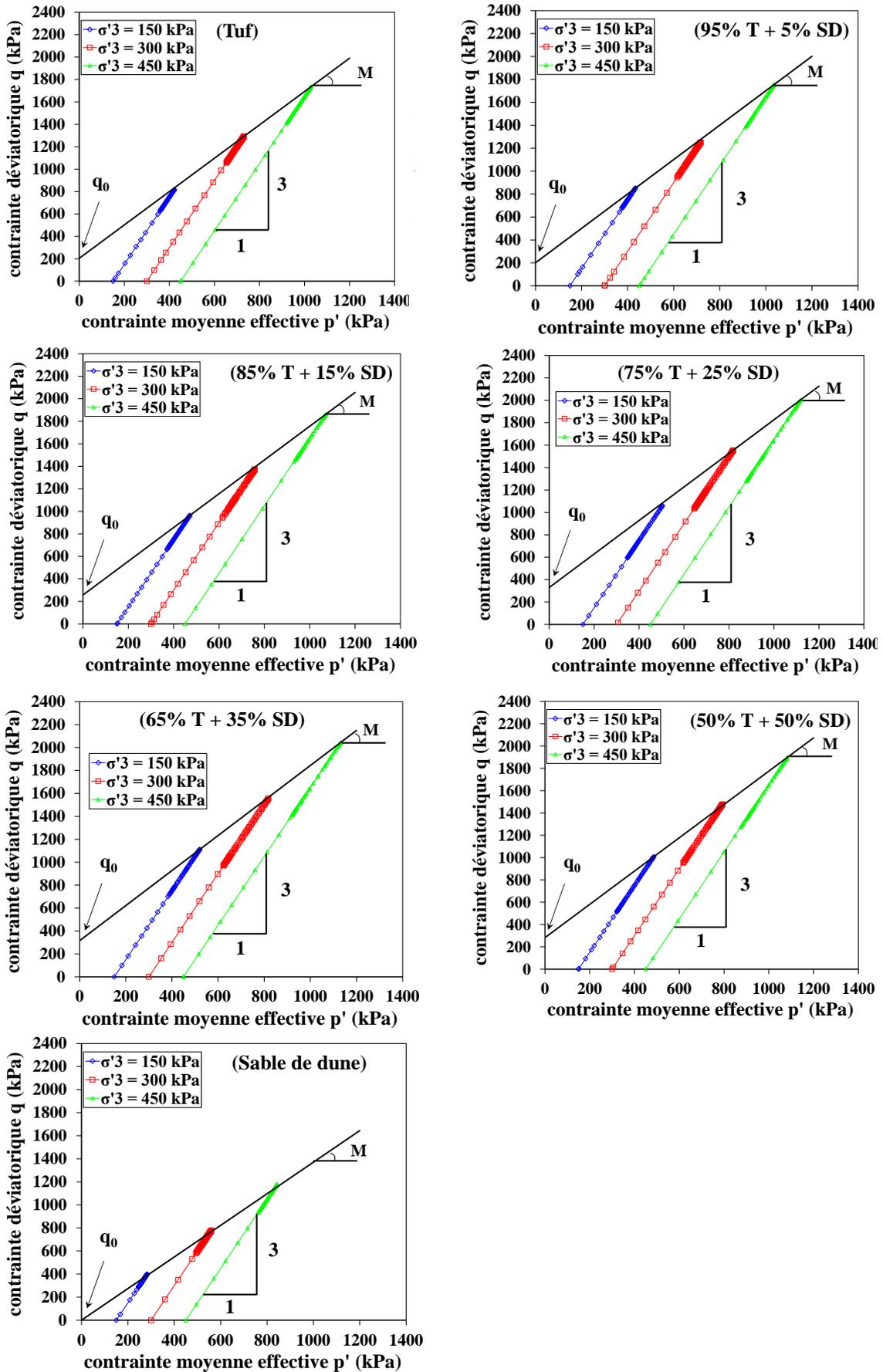


Figure IV-18 : Les chemins de contrainte dans le plan $[p', q]$.

Tableau IV-6 : Paramètres des chemins de contrainte des essais triaxiaux.

Matériaux	Plan [p', q]		Paramètres de Mohr-Coulomb	
	M	q ₀	C' (kPa)	φ' (°)
<i>Tuf</i>	1,488	204,6	102,1	36,6
<i>95% T + 5% SD</i>	1,501	200,16	100,1	36,9
<i>85% T + 15% SD</i>	1,499	256,84	128,4	36,85
<i>75% T + 25% SD</i>	1,497	329,77	164,8	36,8
<i>65% T + 35% SD</i>	1,527	316,11	158,8	37,5
<i>50% T + 50% SD</i>	1,493	282,15	140,9	36,7
<i>Sable de dune</i>	1,37	0	0	33,9

3.4.3.5 Modules sécants

A partir des courbes contraintes-déformations, on a pu estimer les valeurs des modules sécant E_{50} et le module E_{max} correspond aux tangentes maximum.

E_{50} est défini comme le module sécant pour un niveau de déformation $\varepsilon_{(50)}$ correspondant à 50% de la force maximale.

E_{max} c'est le maximum des tangentes de la courbe contraintes – déformations (figure IV-19). Les figures 20-a, 20-b et 20-c illustrent la variation des modules sécants E_{50} et E_{max} et la contrainte déviatorique maximale σ_{max} en fonction de la teneur en SD.

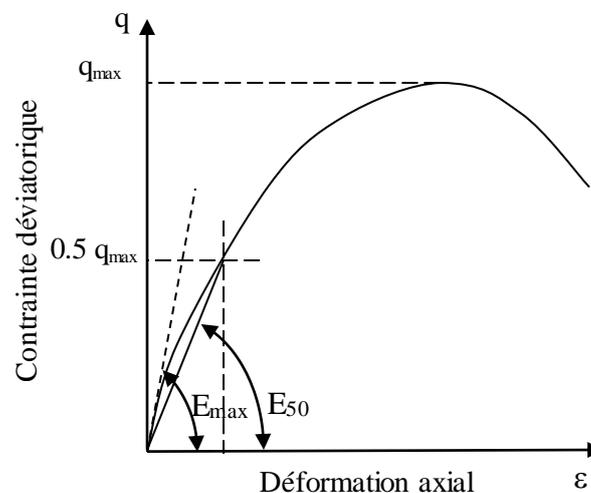


Figure IV-19 : Principe de détermination des modules sécant E_{50} et E_{max} .

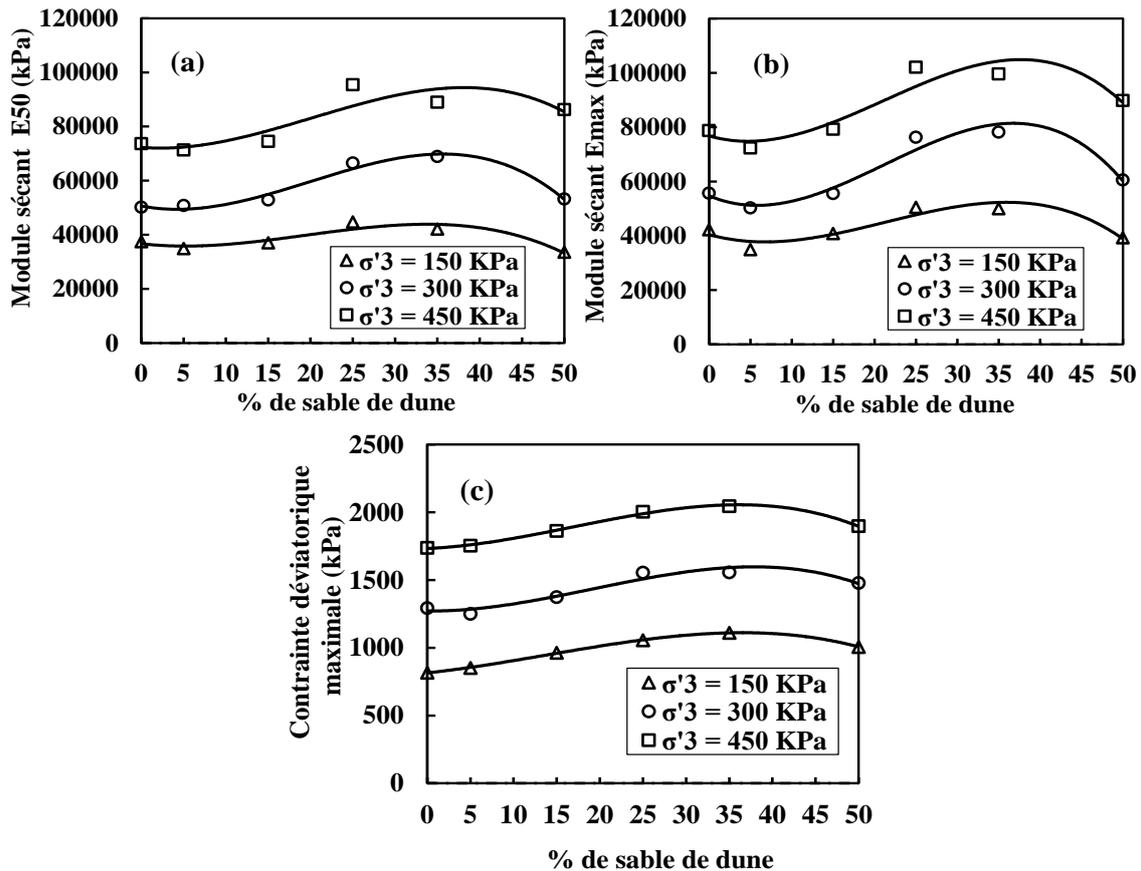


Figure IV-20 : Évolution en fonction de la teneur en SD : (a) du module sécant E_{50} ; (b) du module sécant E_{max} et (c) de la contrainte déviatorique maximale.

La figure IV-20, montre que :

- Pour le même mélange, la contrainte maximale et les modules E_{50} et E_{max} croient avec la contrainte de confinement σ'_3 ;
- Les modules sécant augmentent avec la teneur en SD jusqu'à 25% de SD ;
- Les contraintes maximales augmentent suite à l'augmentation du sable de dune jusqu'à un pourcentage optimal de 35%, puis elles diminuent. ;
- Les mélanges T-SD présentent des niveaux de contraintes déviatoriques maximales supérieures à ceux du tuf sans ajout. Ceci peut s'expliquer par la sensibilité du tuf à des teneurs en eau élevées par rapport aux mélanges et la diminution de la succion du tuf brut lorsque la teneur en eau augmente jusqu'à la saturation.

Le sable de dune présente des faibles valeurs de module sécant et de contrainte déviatorique maximale, et cela pour tous les niveaux de la contrainte de confinement.

3.4.4 Loi de comportement mécanique

Les figures de IV-21 à IV-27 représentent la variation de : (a) module sécant E_s en fonction de la déformation axiale ϵ_1 (plan $[\epsilon_1, E_s]$), et (b) modules sécant E_{50} et E_{max} en fonction de la contrainte de confinement σ'_3 .

Dans le plan $[\epsilon_1, E_s]$, Les modules sécants diminuent avec l'augmentation de la déformation axiale, cette diminution est considérable quand $\epsilon_1 > 2\%$. Pour le même niveau

de déformation, les modules sécants croissent en fonction de la contrainte de confinement effective. Ces modules tendent à se regrouper pour une déformation $\epsilon_1 > 10\%$.

Dans les plans $[E_s, \sigma'_3]$, Les valeurs des modules E_{50} et les modules maximaux E_{max} sont très proches. Les modules sécants E_{50} et E_{max} augmentent avec la contrainte de confinement effective σ'_3 . Cette augmentation prend la forme suivante : $E_s = k \sigma'_3^n$

Avec : k, n : Coefficients liés à la nature du matériau. Dans tous les cas : $R^2 > 0,9$.

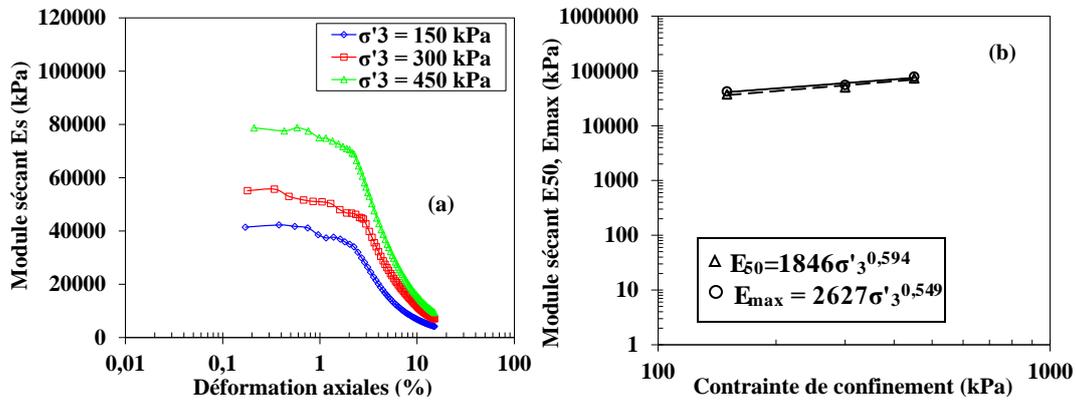


Figure IV-21 : Variation de : (a) E_s en fonction de ϵ_1 et (b) E_{50} et E_{max} en fonction de σ'_3 (Tuf brute).

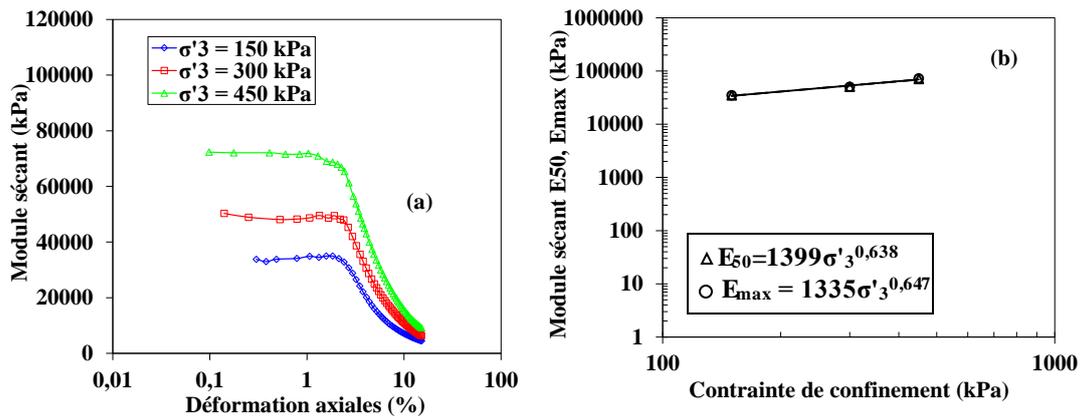


Figure IV-22 : Variation de : (a) E_s en fonction de ϵ_1 et (b) E_{50} et E_{max} en fonction de σ'_3 (95% T + 5% SD).

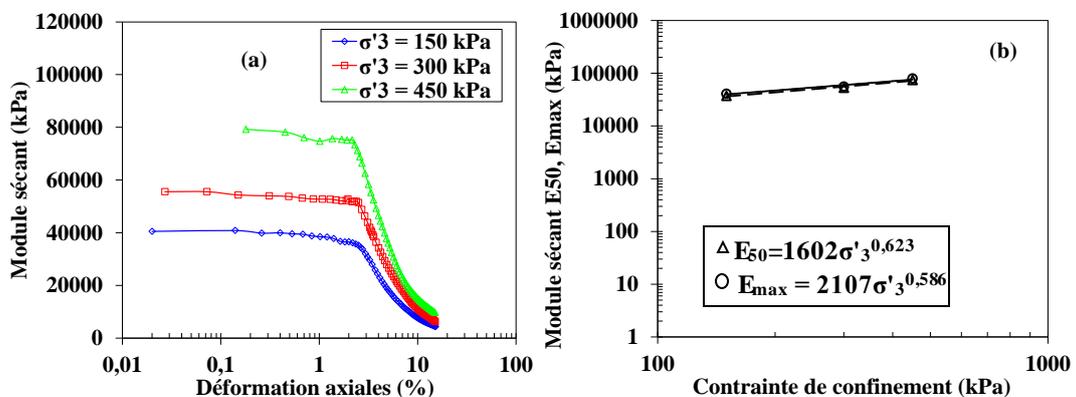


Figure IV-23 : Variation de : (a) E_s en fonction de ϵ_1 et (b) E_{50} et E_{max} en fonction de σ'_3 (85% T + 15% SD).

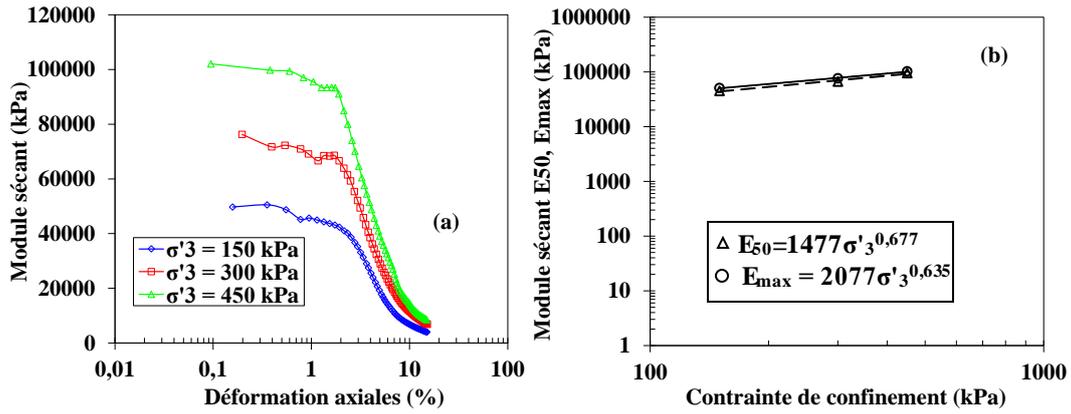


Figure IV-24 : Variation de : (a) E_s en fonction de ϵ_1 et (b) E_{50} et E_{max} en fonction de σ'_3 (75% T + 25% SD).

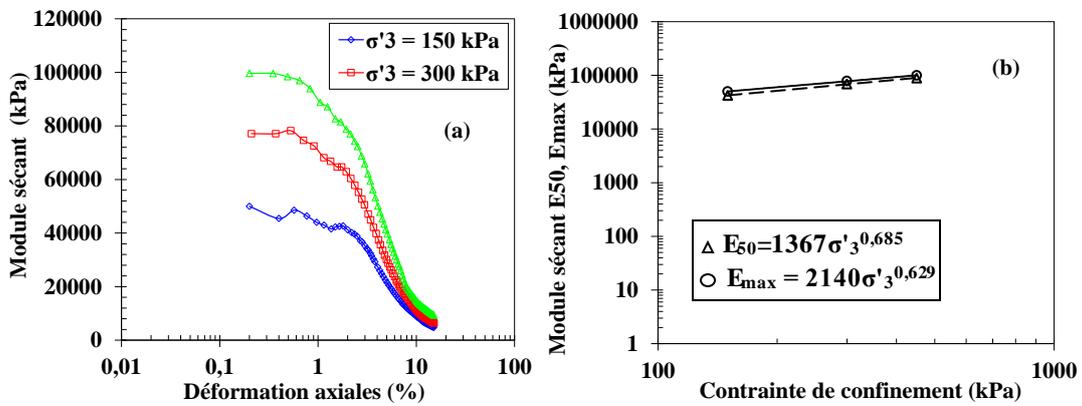


Figure IV-25 : Variation de : (a) E_s en fonction de ϵ_1 et (b) E_{50} et E_{max} en fonction de σ'_3 (65% T + 35% SD).

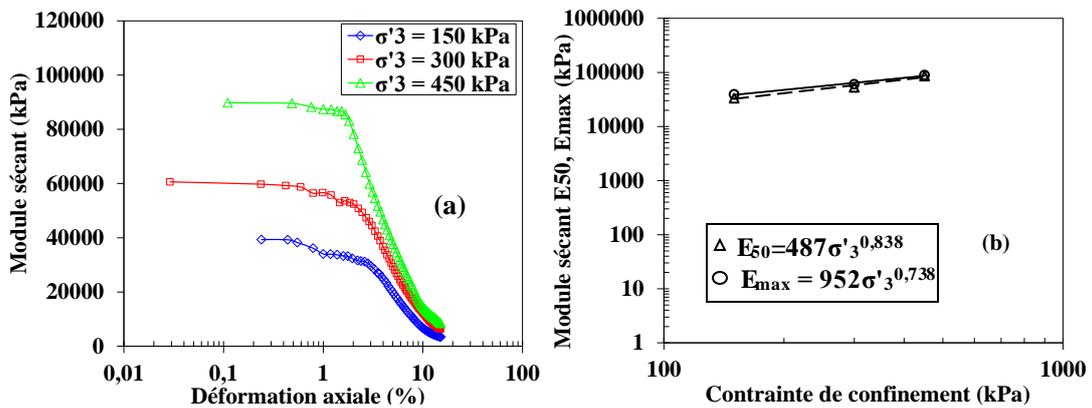


Figure IV-26 : Variation de : (a) E_s en fonction de ϵ_1 et (b) E_{50} et E_{max} en fonction de σ'_3 (50% T + 50% SD).

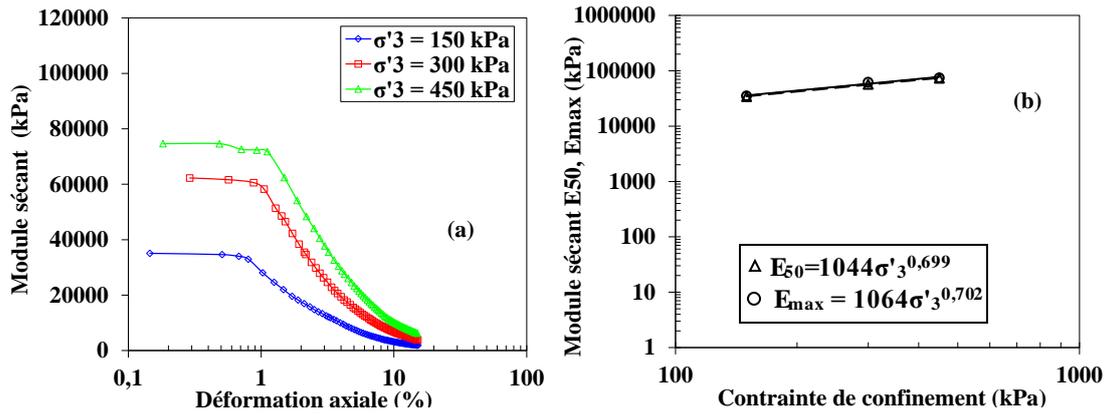


Figure IV-27 : Variation de : (a) E_s en fonction de ϵ_1 et (b) E_{50} et E_{max} en fonction de σ'_3 (Sable de dune).

3.4.5 Récapitulatif des caractéristiques mécaniques des mélanges T-SD

Les caractéristiques mécaniques des mélanges sont représentées dans le tableau IV-7. Comme nous avons vu dans la première partie, la formule la plus appropriée est celle contenant une quantité de sable de dune comprise entre 25 et 35%.

Basant sur les essais réalisés et tenant compte de l'aspect économique, la formule 65% tuf + 35% sable de dune est prise comme une formule optimale.

Tableau IV-7 : Caractéristiques mécaniques des différents mélanges T-SD.

	Tuf	95%T+5%DS	85%T+15%DS	75%T+25%DS	65%T+35%DS	50%T+50%DS	Sable de dune	
R_c (MPa)	2	1,84	1,72	1,71	1,5	0,55	00	
R_c à l'OPM (MPa)	0,31	0,33	0,35	0,38	0,39	0,32	00	
Succion initiale (MPa)	0,15	0,20	0,26	0,28	0,33	0,29	0,06	
Cohésion effective c' (kPa)	102	100	128	165	159	141	00	
Angle de frottement interne φ' (°)	36,6	36,9	36,9	36,8	37,5	36,7	33,9	
Déviateur maximal q_{max} (MPa)	$\sigma'_3 = 150kPa$	0,82	0,85	0,96	1,06	1,11	1,01	0,4
	$\sigma'_3 = 300kPa$	1,29	1,25	1,37	1,55	1,56	1,48	0,78
	$\sigma'_3 = 450kPa$	1,74	1,75	1,86	2	2,04	1,9	1,18
Module sécant E_{50} (MPa)	$\sigma'_3 = 150kPa$	37,4	34,9	37	44,7	42,1	33,6	34,4
	$\sigma'_3 = 300kPa$	50,1	50,8	52,8	66,5	68,9	53,2	57,2
	$\sigma'_3 = 450kPa$	73,6	71,3	74,5	95,4	89	86,2	73,7

3.4.6 Comparaison avec d'autres matériaux

Il est intéressant de comparer les caractéristiques de rupture de notre formule optimale avec les tufs et les graves non traités, utilisés souvent en couche de fondation.

Le tableau IV-8 présente les valeurs des constantes qui interviennent dans les lois de comportement statique des graves, des tufs et celle de la formule optimale choisie. On constate que la valeur de l'angle de frottement interne de notre formule optimale, est très proche de celle des tufs, mais elle est inférieure à celle des graves.

Les valeurs de la cohésion des tufs sont très variable, celle de la formule optimale est plus élevée par rapport à la cohésion des graves, ce qui permet à notre matériau de supporter des charges plus élevées dans le cas des faibles contraintes latérales, Ceci est encore mis en évidence par les valeurs de la constante N.

Tableau IV-8 : Récapitulatif des valeurs des constantes de notre échantillon et d'autres matériaux.

		$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + C$		$q = M P + N$	
Matériau		C (kPa)	φ (°)	M	N (kPa)
Formule optimale		159	37,5	1,53	312
Tufs de l'Algérie	Noumerate (Daheur, 2011)	96	38,85	1,406	190,2
	Sbaa (Akacem, 2008)	90	33,69	1,304	204,4
	Berbaa (Akacem, 2008)	160	30,4	1,213	372,6
	El Assafia (Goual, 2002)	82	37,66	1,535	162,8
	El M'hafir (Goual, 2002)	100	36,78	1,496	199,5
	Tafraoui (Boukezzi, 1997)	180	35	1,514	339,8
	Ain El Beida (Boukezzi, 1997)	122	29,5	1,233	223,4
Tufs de Tunisie (Ben Dhia, 1983)	El Bibane	100	39,6	1,562	248,8
	Khnis	65	35,75	1,726	100,7
Graves (Ben Dhia, 1983)	Grave concassée	68	53	2,178	98,8
	Grave roulée	16	45,5	1,892	24,8
	Grave corrigée	20	47	1,923	31,6
	Grave roulée corrigée	26	45,5	1,895	46,3

4 CONCLUSION

Ce chapitre a été consacré à l'étude d'optimisation, où nous avons étudié l'influence de l'ajout de sables de dune au tuf, dans le but de tirer un pourcentage optimale du sable de dune. Cette influence se voit en premier lieu les caractéristiques immédiates, puis le comportement des différents mélanges T-SD sous sollicitations mécanique monotone en grande déformation a été étudié.

Sur la base des résultats obtenus, on peut tirer les conclusions suivantes :

- L'ajout de sable de dune diminue le taux des particules fines et par conséquent les limites d'Atterberg des mélanges ;

- Le sable de dune améliore les caractéristiques de compactage ; en effet au fur et à mesure que le pourcentage de sable de dune augmente, la teneur en eau optimale diminue, tandis que le poids volumique sec maximal augmente jusqu'à atteindre un maximum pour une teneur en sable de dune comprise entre 25 et 35% ;
- Les indices CBR immédiat et imbibé atteignent une valeur maximale pour une teneur en sable de dune de 25% et 35% respectivement.

Les résultats obtenus à partir de l'étude de la résistance en compression simple des différents mélanges T-SD, montrent que la succion initiale et la résistance en compression des échantillons humides, augmentent avec l'augmentation de la teneur en sable jusqu'à 35%, où elles atteignent une valeur maximale. Par contre, pour les échantillons secs la résistance en compression diminue avec la teneur en sable.

L'étude de comportement mécanique des différents mélanges T-SD sous chargement triaxial monotone, les résultats trouvés, nous ont permis de conclure que :

- La contrainte de confinement et la teneur en sable de dune influent sur la réponse contrainte-déformation. L'augmentation de la résistance était significative jusqu'à 35% de SD ;
- L'effet de SD sur la réponse volumétrique dépend de la contrainte de confinement, Pour des pressions de confinement élevées, le comportement contractant est dominant, bien qu'il devienne légèrement dilatant pour des déformations axiales élevées. De plus, un comportement fortement dilatant a été observé pour la faible contrainte de confinement, une légère contractance ne s'est produite que pendant la phase initiale de cisaillement ;
- L'incorporation de SD améliore de manière significative la cohésion effective, qui atteint une valeur maximale pour 25% de la teneur en SD. L'angle de frottement reste presque inchangé ;
- Les modules sécants et la résistance maximale augmentent avec la teneur en SD jusqu'à un pourcentage optimal compris entre 25% et 35%.

La formule optimale retenue et qui confère les meilleures caractéristiques géotechniques et mécaniques est « 65% de tuf et 35% de sable dune ». L'étape suivante consiste à étudier le comportement de cette formule sous différentes sollicitations mécaniques et hydriques.

Chapitre 5

Comportement hydrique du mélange optimal

1 INTRODUCTION

Le présent chapitre rentre dans l'optique de la compréhension, la prévision et la maîtrise de comportement de la formule optimale, dans différentes situations climatiques et sous différentes charges mécanique. Pour cela, le comportement du mélange optimal (65% tuf + 35% sable de dune) sur chemin de drainage-humidification a été étudié.

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'essai consiste à imposer au sol une suite de succions croissantes jusqu'au séchage complet (drainage), puis à le ré humidifié en imposant une suite de pressions capillaires décroissantes (humidification) : à l'équilibre sous chaque pression on mesure les caractéristiques finales des échantillons (volume, teneur en eau), dont on déduit l'indice des vides e , le degré de saturation S_r .

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). On peut alors observer des augmentations de pression capillaire de plusieurs dizaines de MPa liées à une forte désaturation du sol (Octavio, 2005).

Dans ce chapitre, nous présentons, en premier lieu, en détail le mode de préparation des échantillons et les différentes méthodes expérimentales d'imposition et de mesure de succion, pour les essais des chemins de drainage-humidification. Par la suite, nous présentons les résultats obtenus pour les différents états initiaux et on clôture par une conclusion.

2 PREPARATION DES ECHANTILLONS ET TECHNIQUES UTILISEES

2.1 Préparation des échantillons

Les essais des chemins de drainage-humidification sont réalisés sur des échantillons préparés sous différents états initiaux : pâte saturée, pâte sèche et compacté.

2.1.1 La pâte saturée et sèche

Les échantillons sont préparés initialement sous forme de pâte à une teneur en eau initiale égale à $1,2 w_1$ (Goual 2012).

Les étapes de préparation sont représentées dans le tableau V-1.

2.1.2 Echantillon compacté

Les échantillons ont été compactés à l'OPM. Pour étudier l'effet de variation de la succion sur le sol compacté, il est nécessaire de calculer la succion initiale des échantillons. La détermination de cette valeur marque la limite entre les deux chemins de telle manière que, si les valeurs des succions imposées sont supérieures à la succion initiale, un chemin de drainage est suivi et, si des valeurs inférieures à la succion initiale sont imposées, un chemin d'humidification est suivi. La succion initiale des échantillons a été déterminée par la méthode du papier filtre (ASTM D5298) décrite dans le paragraphe (2.2.3).

Les étapes de préparation des échantillons représentées dans le tableau V-2.

Tableau V-1 : Les étapes de préparation de la pâte humide et la pâte sèche.

<p>(1)</p> 	<p>(2)</p> 
<p>Une quantité d'eau $w = 1,2w_1$ a été ajoutée au matériau et les deux ont été soigneusement mélangés jusqu'à avoir une pâte homogène. Le mélange sol-eau a ensuite été stocké dans un sac en plastique pendant 24 h pour obtenir des conditions d'humidité uniformes.</p>	<p>Insertion du matériau dans des moules cubiques d'environ 1cm^3 de volume pour chaque échantillon.</p> <p><u>Pour la pâte humide :</u> Laisser l'échantillon pendant 20 minutes dans le moule protégé par un sac en plastique scellé pour prendre sa forme.</p> <p><u>Pour la pâte sèche :</u> La pâte sèche est obtenue par la mise des échantillons de forme cubique dans l'étuve à 55°C pendant 48 heures.</p>

2.2 Techniques utilisées

Pour le chemin de drainage, différentes pressions croissantes ont été imposées aux échantillons. Par contre, pour le chemin d'humidification, différentes pressions décroissantes ont été imposées.

Deux techniques d'imposition ont été utilisées : la méthode osmotique et la technique des solutions salines saturées. La méthode osmotique a été mise en œuvre pour des gammes

de faibles suctions (de 30 kPa à 4500 kPa), tandis que pour les gammes de suctions les plus élevées (de 4 à 156 MPa), la technique des solutions salines saturées a été utilisée.

Tableau V-2 : Les étapes de préparation des échantillons compactés.

<p>(1)</p>  <p>Inverser dans des moules de dimensions (H=10cm, $\phi=5$cm) une quantité de sol correspondant à la hauteur de 75 mm d'échantillon compacté.</p>	<p>(2)</p>  <p>La mise en place un papier filtre type Whatman n ° 42 placé entre deux papiers filtres normaux.</p>
<p>(3)</p>  <p>Verser au-dessus du papier filtre le reste de la quantité du sol qui correspond à 25 mm de sol compacté.</p>	<p>(4)</p>  <p>Compactage de la quantité globale de l'échantillon en une seule fois dans le moule. Après le démoulage, l'échantillon de dimension (H=75cm, $\phi=5$cm) sera découpé en galettes de 1cm de hauteur, qui sont découpées en quatre parties chacune (environ 1cm³ pour chaque partie).</p>

2.2.1 Solutions osmotiques

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 adoptée pour 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 (1971) lors d'étude à l'oedomètre d'un sol gonflant.

C'est une méthode simple à mettre en œuvre pour imposer des succions comprises entre 50 et 8500 kPa. Le principe de la méthode osmotique consiste à mettre en contact l'échantillon de sol avec une solution aqueuse de macromolécules organiques de polyéthylène glycol PEG 20000 ou 6000. Cette solution se trouve à une pression osmotique fixée par la concentration en PEG. L'échantillon de sol est séparé de cette solution à l'aide d'une membrane cellulosique semi perméable (de dialyse) de diamètres des pores de l'ordre de 40Å. Cette membrane permet l'échange de molécules d'eau entre l'échantillon et la solution et empêche le passage des macromolécules de PEG (Delage et al. 1987 ; Cuisinier, 2002), ce qui crée à travers celle-ci une succion osmotique autour de l'échantillon. A l'équilibre, la pression interstitielle de l'eau de l'échantillon sera égale à cette pression.

Cette technique est analogue à ce qui se passe in-situ où le drainage et l'humidification du sol varient en fonction de la différence de potentiel entre l'eau contenue dans le massif et celle de l'environnement, l'air étant à la pression atmosphérique.

Le choix du couple membrane-solution aqueuse est important pour le bon déroulement de l'essai. En effet, le PEG disponible sur le marché présente différentes masses molaires. Les plus fréquemment utilisées ont des masses molaires respectives de 1 500, 6 000 et 20 000 g. Se prémunir de toute infiltration des molécules du PEG dans les échantillons, nécessite l'utilisation de membranes adaptées. Les membranes semi-perméables sont définies par leur poids moléculaire obstacle (« *Molecular Weight Cut-Off* » : MWCO). On rencontre des membranes de MWCO 14 000 utilisées avec du PEG 20 000 et des membranes de MWCO 4 000 utilisées avec du PEG 6 000.

La valeur de succion dépend de la concentration de la solution. Cui 1993 ; Delage et al. 1998 ; Cuisinier, 2002 ont suivis l'évolution de la succion avec la concentration dans le cas du PEG 6 000 et 20 000 jusqu'à une pression négative de 4,5MPa (figure V-1).

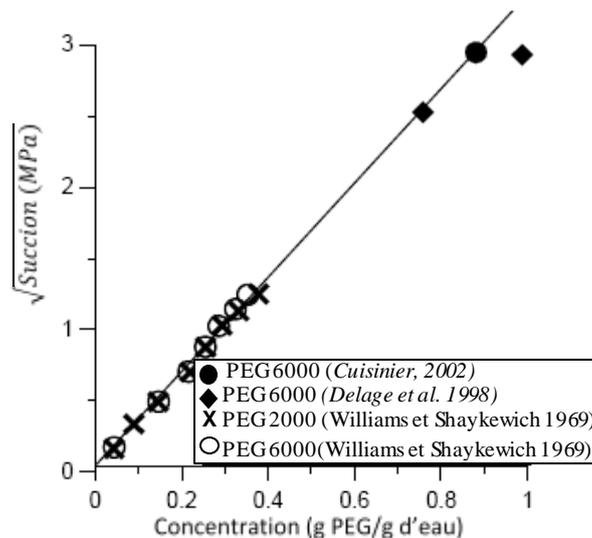


Figure V-1 : Courbe d'étalonnage du PEG dans une gamme étendue de pressions négatives (Cui, 1993 ; Delage et al. 1998 ; Cuisinier, 2002).

La représentation graphique dans un plan concentration- $\sqrt{\text{Succion}}$ montre une allure linéaire. De plus, on remarque que la relation ne dépend pas de la nature du PEG. La relation obtenue peut s'écrire :

$$S = 11C^2 \text{ (Delage et al. 1998)} \quad (\text{V-1})$$

Avec :

S : Succion (MPa).

C : Concentration de PEG exprimée en g de PEG par g d'eau.

Les différentes concentrations du PEG 20000 et 6000 utilisées dans notre cas sont représentées dans le tableau V-3.

Tableau V-3: Les différentes concentrations du PEG utilisées.

Concentration g de PEG 20000/500 ml eau	Succion (kPa)	Concentration g de PEG 6000/500 ml eau	Succion (kPa)
12,5	30,2	260	3,1
25	48,5	313	4,5
37,5	87,7		
50	151		
62,5	241,7		
75	363,1		
87,5	518,3		
100	710,7		
112,5	943,5		
125	1220		

2.2.1.1 Etapes de l'essai

Les étapes de la technique des solutions osmotiques sont représentées dans le tableau V-4.

2.2.2 Dessiccateurs à solutions salines saturées

Cette technique est généralement utilisée pour une succion de quelques MPa à des centaines de MPa. Le principe général de cette technique d'imposition de la succion par phase vapeur est basé sur la loi de Kelvin :

$$S = (R.T / M.g) \ln (RH) \quad (\text{V-2})$$

Avec:

S: Succion totale (MPa).

R: Constante de gaz parfaite (R = 8,314 J/mol.K).

T : Température (K).

M: Masse moléculaire de la vapeur d'eau (Mv = 18,016 g/mol).

g : L'accélération gravitaire (g = 9.81m/s²).

RH: Humidité relative (%).

Tableau V-4 : Les étapes de la technique des solutions osmotiques.

<p>(1)</p> 	<p>(2)</p> 
<p>Mettre le bécher contenant l'eau distillée dans un agitateur, puis ajouter une quantité Xg du PEG dans un bécher contenant 500 ml d'eau. Ce qui nous donne une succion imposée de X' (kPa) (voir le tableau V-3). L'acide benzoïque est ajouté à la solution osmotique pour éviter l'attaque de la membrane dialyse, qui est d'origine organique, par les bactéries. Continuer l'agitation jusqu'à une parfaite dissolution du PEG.</p>	<p>Les différentes concentrations obtenues seront mises au repos pendant 24 heures dans une salle à température ambiante, en mettant un couvercle (un parafilm) pour éviter l'évaporation. Coller sur chaque bécher une étiquette contenant les informations suivantes : nom du matériau, date, concentration, succion</p>
<p>(3)</p>  <p>Fixer la membrane semi-perméable dans le bécher contenant le PEG par l'intermédiaire d'une bague en PVC. La bague est ensuite glissée sur les parois du bécher jusqu'à ce que le contact entre la solution et la membrane soit parfaite (pas de bulles d'air).</p>	<p>(4)</p>  <p>Coller les échantillons sur la membrane du bécher avec une petite quantité de pâte de kaolin (pour assurer la continuité de contact entre l'échantillon et la solution). Laisser les béchers fermés par un couvercle (parafilm) pendant 15 jours jusqu'à ce que l'équilibre osmotique soit atteint.</p>

Le principe de la méthode des solutions salines saturées consiste à placer un échantillon de sol dans une enceinte hermétique (dessiccateur), où l'humidité relative est contrôlée par une solution saturée de sel. Les transferts d'eau s'effectuent sous forme de vapeur entre l'échantillon et l'atmosphère du dessiccateur jusqu'à l'équilibre. La valeur de l'humidité relative dépend à la fois de la solution utilisée (sel et concentration) et de la température. Pour nos essais, les dessiccateurs ont été placés dans un local dont la température contrôlée par un thermomètre électronique est voisine de 22-25°C.

Pour la préparation des solutions salines, différents sels ont été utilisés (tableau V-5).

Tableau V-5 : Les différentes solutions salines utilisées et leurs caractéristiques.

Solution saline	Concentration (g de sel/500 ml d'eau)	Succion (MPa)
K_2SO_4	111 g	4,23
$CuSO_4$	200 g	7,13
$ZnSO_4, 7H_2O$	350 g	14,64
kCl	345 g	22,59
$(NH_4)_2SO_4$	375,66	29,29
NaCl	360	38,15
CH_3COOH	Liquide	102,02
$CaCl_2, 6H_2O$	730	156,22

2.2.2.1 Etapes de l'essai

Les étapes de la mise en place des échantillons dans les dessiccateurs sont représentées dans le tableau V-6

Tableau V-6 : Les étapes de la technique des solutions salines saturées.

<p>(1)</p>  <p>Dans un bécher contenant 500ml d'eau distillée placé sur un agitateur, on verse une concentration donnée de sel, ce qui nous donne une succion donnée (tableau V-5). L'opération est arrêtée quand on voit une parfaite dissolution du sel.</p>	<p>(2)</p>  <p>Les différentes concentrations obtenues seront mises au repos pendant 24 heures dans une salle à température contrôlée, en mettant un couvercle pour éviter l'évaporation.</p>
---	---

<p>(3) </p> <p>verser les solutions salines préparées dans les dessiccateurs.</p> <p>Sur chaque dessiccateur on colle une étiquette contenant les informations utiles (nom du matériau, date, solution, concentration, succion).</p>	<p>(4) </p> <p>La mise des échantillons dans les dessiccateurs (pâte humide, pâte sèche et échantillon compacté). Puis, on ferme hermétiquement les dessiccateurs et on les laisse pendant 90 jours afin d'atteindre le temps d'équilibre.</p>
---	--

Remarque

Ce genre d'essais est très délicat, nécessite une très bonne organisation pour éviter tout risque d'erreur, malgré ça, au cours de l'essai on a rencontré quelques difficultés :

- Une grande difficulté de prendre les échantillons préparés sous forme de pâte saturée et séchée à l'étuve pour effectuer les pesées.
- Fissuration et destruction de quelques échantillons placés dans les dessiccateurs, notamment ceux placés dans le CH_3COOH ;

2.2.3 Papier filtre

Les succions initiales des échantillons compactés avec les conditions optimales de Proctor modifié, sont déterminées par la méthode du papier filtre, selon la norme ASTM D 5298-94. Le principe de la méthode est comme suit (Figure V-2) :

- 1) Dans le moule de compactage, on verse la quantité de sol correspondant à la hauteur de 60 mm d'échantillon compactée ;
- 2) Un papier filtre type Whatman n ° 42 entre deux papiers filtres ordinaires sont placés dans l'échantillon ;
- 3) La quantité de sol restante qui correspond à 15 mm de sol compacté a été versée au-dessus des papiers filtres ;
- 4) Finalement, la quantité globale de l'échantillon est compactée en une seule fois dans le moule.

Après le démoulage, les échantillons compactés ont été enveloppés, puis stockés dans des sacs en plastique étanches. Après l'équilibre (environ une semaine), le papier filtre Whatman n ° 42 a été extrait de l'échantillon et sa teneur en eau est mesurée. La succion est ensuite déduite de la courbe d'étalonnage du papier filtre ; suivant la norme ASTM D-5298-94 (Figure V-3).

$$\log s = 5,327 - 0,0779 \times w_{fp} \quad \text{pour : } w_{fp} < 45,3 \text{ \%} \quad (V-3)$$

$$\log s = 2,412 - 0,0135 \times w_{fp} \quad \text{pour : } w_{fp} > 45,3 \text{ \%} \quad (V-4)$$

w_{fp} : teneur en eau du papier filtre (%)

s : succion en kPa.

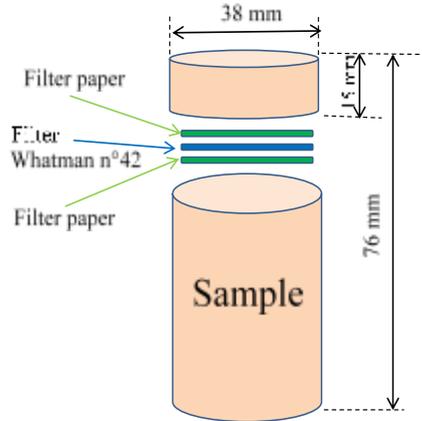


Figure V-2 : Schéma illustrant la mesure de la succion par la méthode du papier filtre.

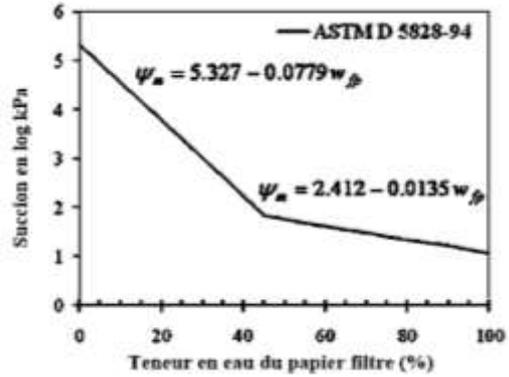


Figure V-3 : Courbe d'étalonnage du papier filtre Whatman n°42 (ASTM D5825-94)

2.2.4 Détermination des Paramètres d'états après la fin de l'essai

Lorsque l'équilibre est atteint pour chaque pression imposée on mesure les caractéristiques finales des échantillons (volume, teneur en eau), dont on déduit l'indice des vides e , le degré de saturation S_r .

La méthode que nous avons utilisé est basée sur une mesure hydrostatique dans le Kerdane (huile des lampes) dont la densité est de l'ordre de $\gamma_k / \gamma_w = 0,785$. Cette huile est non miscible avec l'eau et s'évapore à l'étuve à une température de 105°C.

Le matériel que nous avons utilisé lors de notre travail au laboratoire est;

- 1- l'huile de Kerdane
- 2- une balance avec une précision de 10^{-4} g ;
- 3- une étuve;
- 4- un support/élevateur pour la pesée sous le Kerdane.

Les étapes de la mesure des pesées hydrostatiques dans l'huile de Kerdane sont représentées dans le tableau V-7.

En général, nous avons calculé le volume total de l'échantillon par la formule suivante ;

$$V = ((P_{h_k} - P_{imm}) / \gamma_k) / \gamma_w \quad (V-5)$$

Par contre les autres paramètres caractéristiques ont été déterminés comme suit:

Le poids volumique humide : $\gamma_h = \frac{P_h}{V} \quad (V-6)$

La teneur en eau : $w = \frac{(P_h - P_s)}{P_s} \quad (V-7)$

Le poids volumique sec : $\gamma_d = \frac{\gamma_h}{(1+w)} \quad (V-8)$

L'indice des vides : $e = \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_d} \right) - 1 \quad (V-9)$

Le degré de saturation : $S_r = \frac{w(\gamma_s/\gamma_w)}{e}$ (V-10)

γ_s représente le poids volumique des grains solides = 2,65 g/cm³.

Figure V-7 : Etapes de pesées hydrostatiques dans le Kerdane.

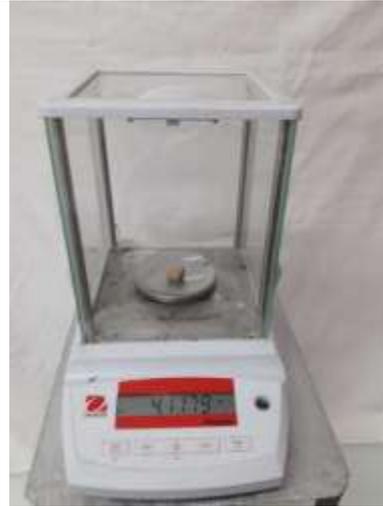
 <ul style="list-style-type: none"> • Balance d'une précision de 10⁻⁴ g • Huile de Kerdane • support / élévateur pour la pesée sous l'huile de Kerdane. 	<p>(1)</p>  <p>Après que les échantillons atteignent leurs équilibres osmotiques (stabilisation), on pèse chaque échantillon avec toute précaution, pour déterminer leur poids humide (P_h).</p>
<p>(2)</p>  <p>Immersion de l'échantillon dans l'huile de Kerdane jusqu'à saturation, ce qui permet de remplir les pores vides de l'échantillon et de chasser les bulles d'air existantes.</p>	<p>(3)</p>  <p>Mesurer de nouveau le poids immergé (P_{imm}) dans l'huile de Kerdane pour chaque échantillon.</p>

(4)



Essuyer superficiellement l'échantillon par un papier filtre pour éliminer l'huile en excès.

(5)



Peser l'échantillon de nouveau, ce qui nous permet de déterminer son poids humide (P_h) + le poids de l'huile de Kerdane (P_{h_k}).

(6)



Mettre l'échantillon dans l'étuve à une température de 55 °C pendant 48 heures.

(7)



Après rafraîchissement des échantillons sortis de l'étuve, on procède à leurs pesées. Ce qui nous permet de déterminer leurs poids sec (P_s).

3 RESULTATS ET DISCUSSIONS

Pour mener à bien notre étude nous avons établi expérimentalement les courbes suivantes :

- Teneur en eau - Indice des vides ;
- Succion - Indice des vides ;
- Teneur en eau - Degré de saturation ;
- Succion - Degré de saturation ;
- Succion - Teneur en eau.

3.1 Chemin de drainage - humidification de la pâte

La figure V-4 représente les chemins de drainage-humidification du mélange optimal, initialement préparé sous forme de pâte à $w_i = 1,2 w_L$. Ceux à gauche (figure V-4a et c) représentent la variation de l'indice des vides et le degré de saturation en fonction de la teneur en eau. Tandis que ceux à droite (figure V-4b, d et e) représentent respectivement, la variation de l'indice des vides, du degré de saturation et de la teneur en eau en fonction de la succion.

La dispersion de certains points expérimentaux dans les cinq plans liés aux incertitudes de mesure, nous a amené à tracer les chemins de drainage-humidification en traits passant par le maximum de points pour avoir l'allure générale des chemins.

Le plan (a), $e = f(w)$: représente la variation de l'indice des vides en fonction de la teneur en eau (courbe de retrait). La saturation du sol se traduit par une droite passant par l'origine, d'équation : $e = G_s w$

avec G_s : la densité des grains solides.

L'intersection de cette ligne avec l'asymptote horizontale de la courbe lorsque la teneur en eau tend vers zéro correspond à la limite de retrait du matériau w_{SL} .

La limite de retrait w_{SL} est de l'ordre de 16% correspondant à un indice des vides de limite de retrait e_{SL} de l'ordre de 0,41. Lorsque la teneur en eau diminue, l'indice des vides tend vers une valeur constante.

A titre de comparaison, les valeurs de la limite liquidité w_L et de la limite plastique w_p ont été rapportées sur l'axe des teneurs en eau.

Le deuxième plan (b), $e = f(s)$: représente la courbe de compressibilité hydrique. Dans ce plan, on observe deux domaines de variation de l'indice des vides, le premier étant caractérisé par une grande déformation, dans le second, la déformation étant quasi-nulle. La limite entre ces deux domaines correspond au point où débute le palier de retrait (indice des vides de limite de retrait e_{SL}). La succion correspondante est la succion de limite de retrait S_{SL} ($S_{SL} = 5,2$ MPa) correspond à l'indice des vides $e_{SL} = 0,41$. On note une forte irréversibilité entre les chemins de drainage et d'humidification avant le palier, et un quasi réversibilité sur le palier.

A titre indicatif, nous avons superposé sur ce plan, la corrélation de la ligne isotrope de Biarez et Favre (1975).

Biarez et Favre (1975) ont montré que le coefficient de compressibilité normalement consolidé C_c est corrélé à la limite de liquidité w_L comme suit ; $C_c = 0,009 (w_L - 13)$, et correspond dans le plan $[s, e]$ à 2 points :

- Un chargement $P' = 7$ kPa donne un indice des vides correspondant à la limite de liquide w_L ($e = (\gamma_s / \gamma_w) w_L$) ;
- Un chargement $P' = 1$ MPa donne un indice des vides correspondant à la limite plasticité w_p ($e = (\gamma_s / \gamma_w) w_p$).

Pendant le séchage, et avant la désaturation du sol (succion inférieure à la succion de désaturation), Fleureau et al. 1993, ont montré qu'il existe une équivalence entre la charge isotrope mécanique P' et la succion. Alors P' peut être remplacé par la succion.

- $w = w_L$, ou $e = (\gamma_s / \gamma_w) w_L$, pour P' (ou s) = 7 kPa.

- $w = w_p$, ou $e = (\gamma_s / \gamma_w) w_p$, pour P' (ou s) = 1000 kPa.
- $C_c = 0,009 (w_L - 13)$ (w_L en %)

Dans le plan (c), $S_r = f(w)$: on distingue deux parties sensiblement linéaires, la première présente un palier horizontal qui met en évidence le domaine dans lequel le sol reste quasi-saturé. La deuxième partie met en évidence la désaturation du sol, dans cette dernière, le degré de saturation décroît rapidement avec la teneur en eau.

L'intersection de la droite de drainage tracée pour des degrés de saturation inférieurs à 50 % et l'axe horizontal correspondant à $S_r = 100$ % détermine la teneur en eau de désaturation notée w_d estimée à 21%.

La courbe du plan (d), $S_r = f(s)$: montre sur un chemin de drainage, le sol reste quasi saturé jusqu'à une succion de 0,38 MPa appelée succion de désaturation « S_d » ou point d'entrée d'air, au-delà de cette valeur, le degré de saturation diminue rapidement pour atteindre des valeurs d'environ 5% pour des succions supérieures à 30 MPa. La succion de désaturation ($S_d = 0,38$ MPa) est plus faible que la succion de limite de retrait ($S_{SL} = 5,2$ MPa), ceci caractérise généralement le comportement des sols lorsqu'on part d'un sol saturé sous forme de pâte (Gueddouda, 2011 ; Goual, 2012).

Sur le chemin d'humidification, l'intersection entre les deux lignes, qui correspondent à un degré de saturation proche de la saturation et la résaturation très rapide, détermine la succion de résaturation $S_{resat} = 0,27$ MPa.

Le plan (e), $w = f(s)$: correspond à la courbe de rétention d'eau du sol (SWRC). On constate que la variation de la teneur en eau avec la succion passe par trois domaines :

- Domaine 1 : $S < 0,38$ MPa (domaine quasi-saturé) : la teneur en eau varie linéairement avec la succion avec une faible pente ;
- Domaine 2 : $0,38 < S < 30$ MPa : une diminution rapide de la teneur en eau quand la succion augmente. Dans ce domaine, on constate une hystérésis entre les chemins d'humidification et de drainage, caractéristique fondamentale du comportement hydrique des milieux poreux non saturés (Hillel 1980, Fleureau et al. 1993) ;
- Domaine 3 : $S > 30$ MPa : la teneur en eau tend vers un palier.

En fonction du domaine des succions considérées et les trois plans de droite (indice des vides, degré de saturation et teneur en eau en fonction de la succion), nous notons que :

Pour $S > 30$ MPa, l'indice des vides, le degré de saturation et la teneur en eau sont presque constants. Le degré de saturation atteint environs 5%. Dans cet intervalle, les chemins de drainage et d'humidification sont réversibles et l'hystérésis est négligeable entre les deux chemins.

Pour $S < 0,27$ MPa, le sol est presque saturé et l'hystérésis est apparue dans les trois plans.

L'humidification suit dans le plan (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 » qui suit un chemin élastique. Dans le plan (D), le sol tend à se saturer progressivement jusqu'à atteindre des valeurs de $S_r > 80$ % pour des faibles succions, sans arriver à la saturation totale du matériau.

Dans le domaine intermédiaire où $S_{resat} < S < S_{SL}$, le matériau présente une forte irréversibilité caractérisée par la variation globale du volume de sol et la saturation des gros pores. L'hystérésis entre le chemin de drainage et le chemin d'humidification apparaît dans les trois plans. Elle résulte essentiellement d'un effet de type « bouteille d'encre » (Mualem, 1974 ; Yong and Warkentin, 1975 ; Zerhouni, 1991).

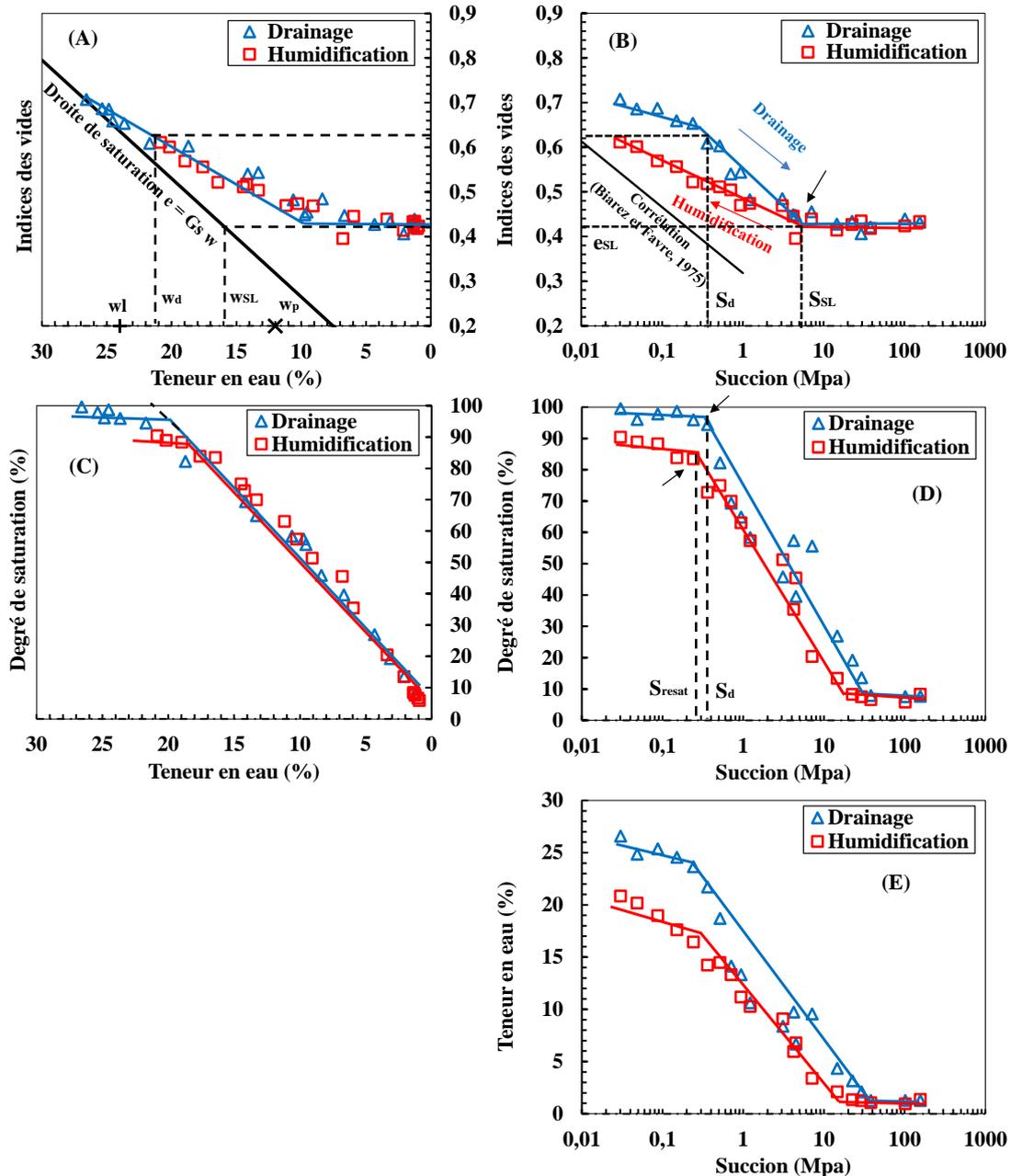


Figure V-4 : Chemins de drainage - humidification du mélange optimal sous formes de pâte.

3.2 Chemin de drainage - humidification des échantillons compactés

Les courbes du chemin drainage-humidification des échantillons compactés sont présentées dans la figure V-5.

La succion initiale S_{MPO} de l'échantillon compacté à l'OPM est déterminée par la méthode du papier filtre selon la norme ASTM D 5298-94. Les caractéristiques initiales de

l'échantillon compacté sont : $S_{MPO} = 3,33 \text{ MPa}$; $w_{opm} = 10,17\%$; $e_{opm} = 0,38$; $S_r = 72,73\%$.

Les échantillons suivent un chemin de drainage si $S > S_{OPM}$ et un chemin d'humidification dans le cas contraire. Dans les cinq plans, nous avons superposés à ces points expérimentaux des échantillons compactés, les chemins de drainage et d'humidification de la pâte représentée par des lignes discontinues.

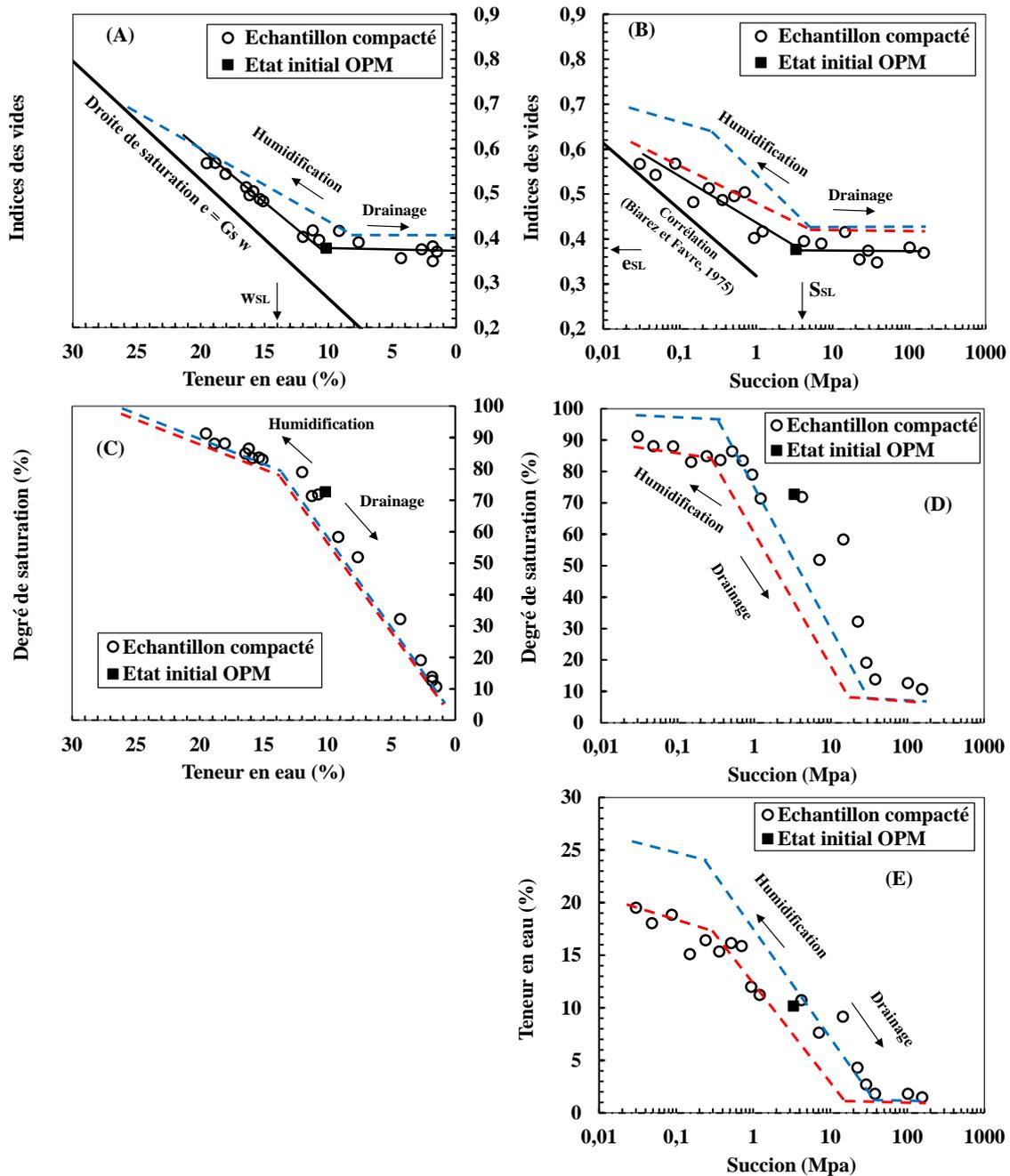


Figure V-5 : Chemins de drainage - humidification du mélange optimal initialement compacté.

Dans le plan $e = f(s)$, on constate que le point initial de l'échantillon compacté à l'OPM est très proche du point de limite de retrait des échantillons compactés ($S_{SL} = 4 \text{ MPa}$, e_{SL}

= 0,39). Le palier de limite de retrait des échantillons compactés est plus bas que celui 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, sur les chemins d'humidification, 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. Cela confirme le rôle de la contrainte initiale : plus celle-ci est élevée, plus l'indice de gonflement est grand.

Dans les deux plans : $S_r = f(w)$ et $S_r = f(s)$, on remarque que le degré de saturation des échantillons chute rapidement à partir de l'état initial pour atteindre environ 10 % pour une succion d'environ 50 MPa.

Les différents paramètres déduits des différents plans des essais de chemins de drainage-humidification, pour les échantillons préparés sous différents états initiaux, sont résumés dans le tableau V-8.

Tableau V-8 : Paramètres des chemins de drainage-humidification du mélange optimal

Paramètres	Pâte	Etat compacté à l'OPM
Succion de désaturation : s_d (MPa)	0,38	-
Teneur en eau de désaturation : w_d (%)	21	-
Succion de la limite de retrait : s_{SL} (MPa)	5,2	4
Limite de retrait : w_{SL} (%)	16	14
Indice des vides à la limite de retrait : e_{SL}	0,41	0,39

4 CONCLUSION

Dans ce chapitre on a étudié le comportement du mélange optimal sous chargement hydrique (séchage - humidification), ainsi que le rôle de l'état initial de l'échantillon, en comparant le comportement de la pâte saturée avec $w_i = 1,2 w_1$, pâte sèche à l'étuve et échantillon compacté à l'OPM.

Dans le cas du matériau préparé initialement sous forme de pâte, il fait apparaître un domaine saturé ($S_r > 80$ %) jusqu'à une succion S_d de l'ordre de 0,38 MPa. Dans ce domaine, la teneur en eau varie linéairement avec la succion avec une très faible pente. Au-delà de ce domaine, l'indice des vides, le degré de saturation et la teneur en eau diminuent rapidement avec la succion jusqu'à s_{SL} ($s_{SL} = 5,2$ MPa). Dans cet intervalle, les chemins de drainage et d'humidification présentent une forte irréversibilité, l'hystérésis est nettement apparue entre les deux chemins.

Dans le domaine des fortes succions ($s > 30$ MPa), on a constaté que les chemins de drainage et d'humidification sont réversibles et l'hystérésis est négligeable entre les deux chemins. La variation de l'indice des vides, le degré de saturation et la teneur en eau avec la succion est négligeable. Ce domaine correspond à : $e_{SL} = 0,41$; $S_r = 5\%$ et $w = 1\%$.

Dans le cas du matériau initialement compacté à l'OPM, on a vu que la succion initiale du matériau $S_{MPO} = 3,33$ MPa, cette dernière représente la frontière entre les chemins d'humidification et de drainage. Dans le domaine non saturé, la position du palier de la limite de retrait est en-dessous de celle de la pâte. Par ailleurs, Le plan $e = f(s)$ montre que la pente de gonflement est légèrement plus importante que celle de la pâte séchée.

Chapitre 6

*Comportement sous sollicitations cycliques en petites déformations du
mélange optimal*

1 INTRODUCTION

Les chaussées sont soumises à des sollicitations cycliques et travaillent dans le domaine des petites déformations. Pour cela, dans le but de comprendre mieux le comportement réel de notre mélange optimal, on se propose dans ce chapitre, d'étudier le comportement en petites déformations de la formulation optimale définie dans le chapitre précédent afin de déterminer les paramètres élastiques nécessaires au dimensionnement des corps de chaussées. Dans ce sens, une série d'essais en petites déformations, de compression simple et d'essais triaxiaux non saturés à teneur en eau constante est réalisée, avec des contraintes de confinement variant de 0 kPa (compression simple) à 450 kPa.

Le travail expérimental a été réalisé au Laboratoire des Ondes et des Milieux Complexes LOMC de l'université du Havre.

D'abord, on présente une description détaillée avec des photos illustratives sur les appareils et les techniques expérimentales utilisés ainsi que le mode opératoire, ce qui peut aider les futurs chercheurs qui s'orientent vers ce domaine, notamment en les développant dans les laboratoires algériens. Par la suite, les résultats détaillés de ces essais sont présentés, avec des discussions approfondies.

2 LE DISPOSITIF EXPERIMENTAL

Le dispositif expérimental utilisé dans cette étude est constitué d'un appareil triaxial équipé avec (Figure VI-1) :

- Une cellule ordinaire avec certaines modifications (l'entête de l'échantillon et de la cellule sont perforés. Cela permet le passage des fils électriques des jauges de déformation en dehors de la cellule et de les connecter au pont de Wheatstone) (Figure VI-2) ;
- Une jauge de déformation pour mesurer les petites déformations ;
- Un pont de Wheatstone ;
- Un contrôleur de pression-volume (GDS) pour contrôler la pression de confinement ;
- Un capteur de déplacement externe pour mesurer les déformations axiales ;
- Une presse avec capteur force de capacité de 25 KN.

L'essai est contrôlé via un système d'acquisition de données connecté à un ordinateur.

2.1 Jauges de déformations

Pour la mesure des petites déformations, on a utilisé la technique de mesure avec des jauges de déformations. Il s'agit de composants électroniques qui ont pour objectif de mesurer la déformation d'un élément d'ouvrage en la traduisant en variation de résistance électrique.

La marque des jauges de déformation utilisées est : *KYOWA* type *KFW-2-120-C1-16LIM2R* (photos VI-1).

2.2 Pont de Wheatstone

Le pont de Wheatstone utilisé est un pont simple (quart de pont) (photo VI-2).

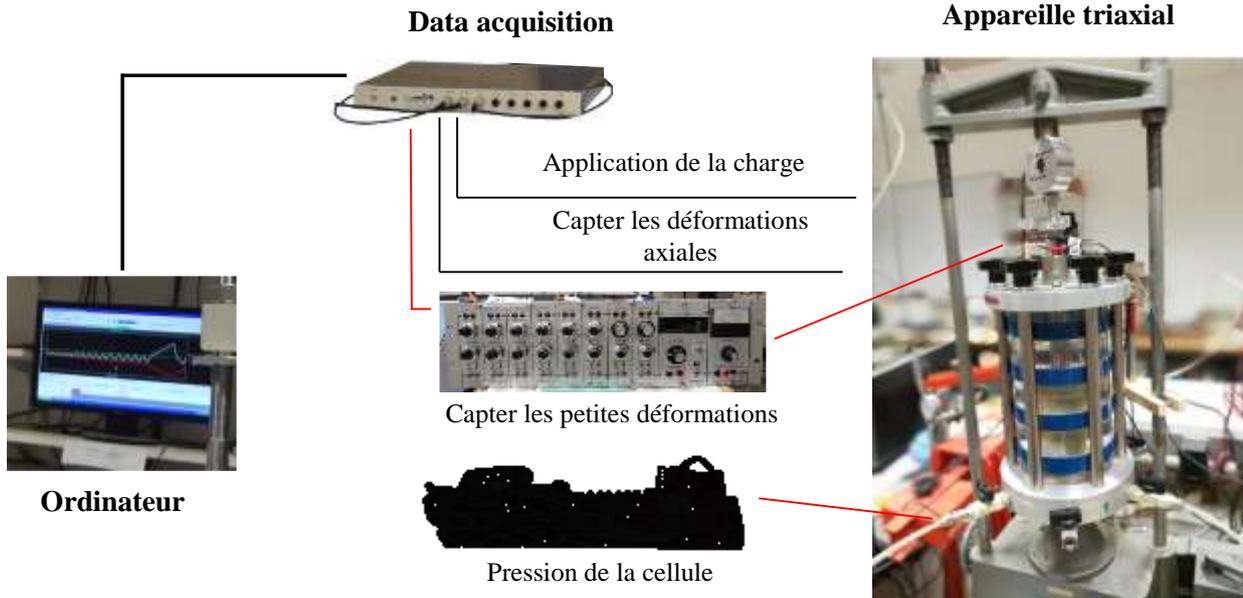


Figure VI-1 : Équipement de système automatisé triaxial GDS utilisé pour les petites déformations.

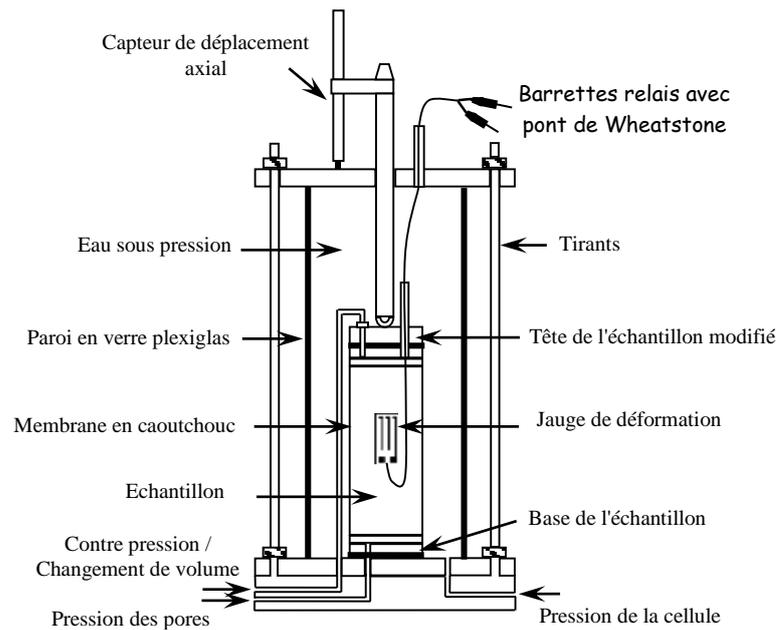
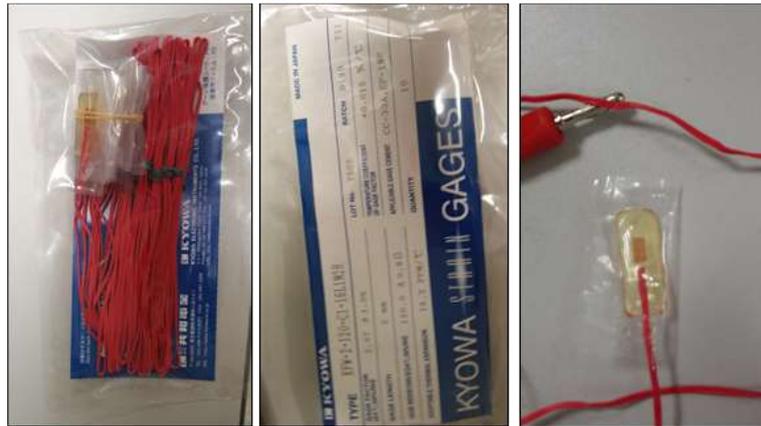


Figure VI-2 : Schéma de la cellule triaxial modifiée pour mesurer les petites déformations.



Photos VI-1 : Jauge de déformation KYOWA type KFW-2-120-C1-16L1M2R.

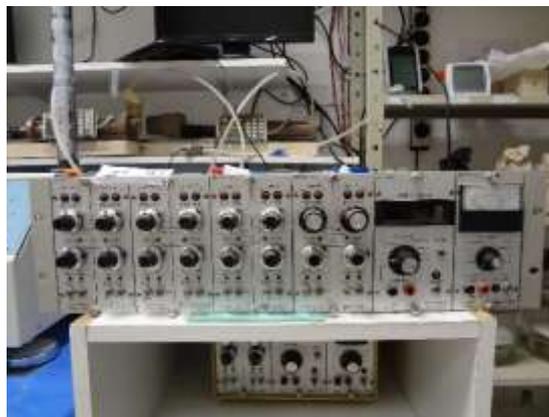
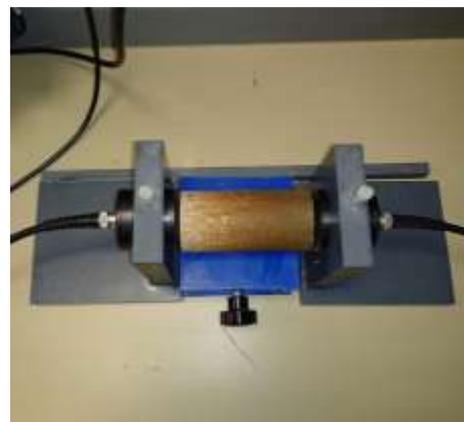


Photo VI-2 : Boitier amplificateur et conditionneur pour jauges de déformation.

2.3 Appareil Pundit

L'appareil pundit (Portable Ultrasonique Non destructive Digital Indicating Tester) a été utilisé pour la mesure du module initial (sans destruction de l'échantillon) à l'aide de la mesure de la vitesse de propagation des ondes sonores, sous des contraintes mécaniques nulles (Photos VI-3).



Photos VI-3 : Appareil Pundit.

Le principe de fonctionnement des jauges de déformations, pont de Wheatstone et appareil Pundit est représenté dans l'annexe III.

3 PROCEDURE D'ESSAI

L'étude du comportement mécanique sous sollicitations cycliques en petites déformations de notre mélange optimal, est réalisée par des essais triaxiaux à teneur en eau constante.

Les essais sont réalisés sur des éprouvettes cylindrique de dimensions ($H = 80$ mm et $D = 40$ mm) ; confectionnées à une compacité égale à 98% et à la teneur en eau optimale du Proctor modifié. Ensuite, les éprouvettes sont séchées ou humidifiées, pour obtenir les différents teneurs en eau (4 points du côté sec et 2 points du côté humide) soit respectivement : 0% ; 2,8% ; 5,5% ; 8% ; 10,5% ; 12,8% et 15%.

L'essai a été effectué avec les contraintes de confinement suivantes : 0, 150, 300 et 450kPa.

Pour chaque contrainte de confinement, l'éprouvette est soumise au chemin de chargement cyclique défini par les niveaux de déformation comme suit :

- Cycle 1 : 0 – 15 $\mu\text{m/m}$ (5 cycles)
- Cycle 2 : 0 – 50 $\mu\text{m/m}$ (5 cycles)
- Cycle 3 : 0 - 100 $\mu\text{m/m}$ (5 cycles)
- Cycle 2 : 0 – 500 $\mu\text{m/m}$ (5 cycles)

La vitesse de chargement est de 0,2 mm /min.

Les mesures des petites déformations sont réalisées par le biais des jauges, qui sont collées directement sur les éprouvettes.

Nous signalons que la nature granulaire de nos échantillons, nous a posé un grand problème pour faire du collage direct des jauges. Nous avons résolu ce problème en réalisant à la surface du matériau une interface très souple de silicone sur laquelle vient se coller la jauge. Les étapes de collage de la jauge sur l'éprouvette sont représentées dans le tableau VI-1.

Vu que la fiabilité des indications des jauges à long terme est faible (fluage et vieillissement du joint de colle, baisse de l'isolation électrique, etc.), chacune est utilisée pour 3 essais.

Chaque jauge est branchée en quart de pont et mise sous tension constante de 4 volts. La tension de sortie, V_{out} est amplifiée et envoyée à la centrale d'acquisition pilotée par un ordinateur.

Pour chaque éprouvette, avant le collage des jauges, on a procédé à la mesure de la vitesse de propagation des ondes ultrasoniques afin de déduire la valeur du module d'élasticité, on utilisant la formule suivante :

$$E = \frac{V^2 \rho (1-\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)} \quad (\text{VI-1})$$

Avec : V : La vitesse de propagation de onde ;

ρ : La masse volumique de matériau ;

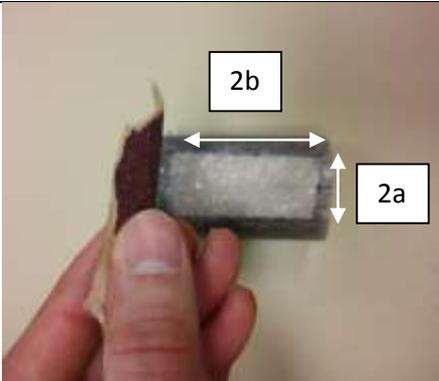
ν : Le coefficient de Poisson.

Avant d'effectuer chaque mesure, sur le dispositif Pundit, on effectue les étapes suivantes :

- 1) Placer une petite quantité de gel couplant sur les transducteurs.
- 2) Comprimer fermement les transducteurs sur la barre de calibrage de 25 μ s (on assure que le gel couplant soit correctement distribué et que l'air ne soit pas piégé entre le transducteur et la barre de calibrage)
- 3) Brancher les transducteurs sur le Pundit Lab.
- 4) Sélectionner le transducteur 250 kHz dans la liste des transducteurs supportés.
- 5) Remettre à zéro l'instrument et l'appareil est prêt à faire les mesures.

Le tableau VI-2 résume les différentes étapes que subit l'échantillon jusqu'au cisaillement.

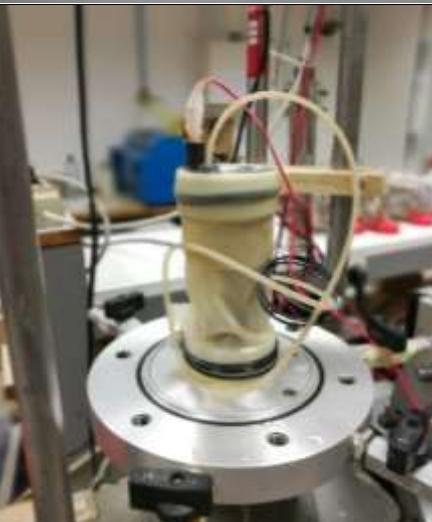
Tableau VI-1 : Les étapes de collage des jauges sur l'éprouvette.


<p>Opération 1 : La surface ($2a \times 2b$) qui doit recevoir la jauge nécessite un grattage par une lame de verre (a et b sont la largeur et la longueur de la jauge). Cette opération permet la bonne adhésion de la silicone sur le matériau.</p>

<p>Opération 2 : Etalage d'une couche mince de silicone sur la surface réservée. Vu que le module de silicone est très faible, on admet que celle-ci se déforme de la même manière avec le matériau. Après le séchage de la silicone (24 heures), on trace les repères de positionnement de la jauge au milieu de la surface.</p>

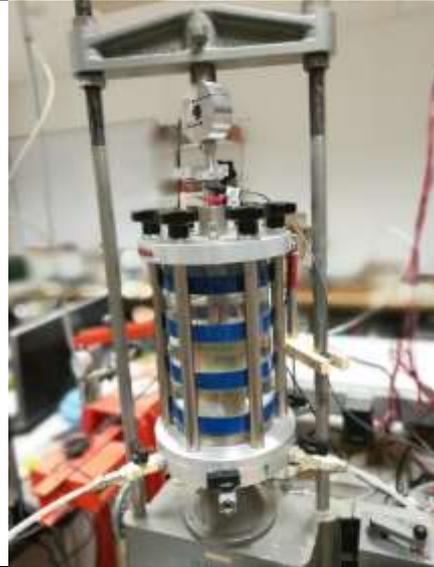
<p>Opération 3 : Collage de la jauge sur la silicone à l'aide d'une colle forte, avec un positionnement soigneux.</p>

Tableau VI-2 : Principales étapes de préparation d'un échantillon pour l'essai en petites déformations.

<p>Etape (1)</p> <p><i>Après le démoulage d'éprouvette confectionnée à la teneur en eau optimale de Proctor Modifié, on modifie sa teneur en eau sur laquelle on réalise le cisaillement. (Séchage à l'air libre si la teneur en eau souhaitée est dans le côté sec et humidification dans le cas contraire).</i></p>	
<p>Etape (2)</p> <p><i>Mesure du module élastique déduit des vitesses de propagation des ondes à l'aide du dispositif Pundit.</i></p>	
<p>Etape (3)</p> <p><i>Mise en place de la jauge</i></p>	
<p>Etape (4)</p> <p><i>Mise en place de l'éprouvette instrumentée de jauges sur le piédestal de la cellule triaxiale.</i></p>	

Etape (5)

Montage de la cellule triaxiale sur la presse, le raccordement au système de contrôle et d'acquisition de données.



4 PRESENTATION DES RESULTATS ET INTERPRETATIONS

4.1 Dans le plan $[\epsilon_1, q]$

Les figures VI-3 à VI-9 présentent les courbes de chargement-déchargement pour chaque teneur en eau, avec les différentes contraintes de confinement et pour différents niveaux de déformations.

On remarque que pour les faibles déformations, les cycles sont plutôt fermés et s'ouvrent avec l'augmentation du niveau de déformation. Après la rupture, on constate parfois une perturbation des courbes et cela est due au décollage entre la silicone et la surface du matériau.

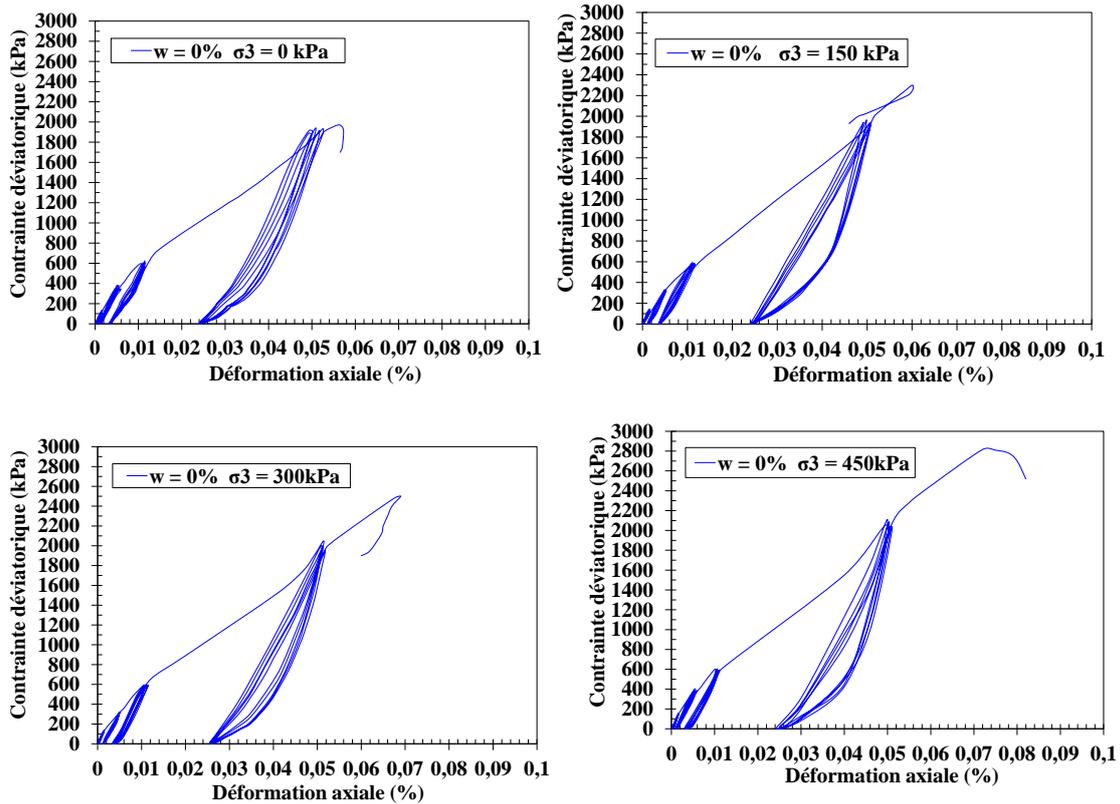


Figure VI-3 : Courbes [déviateur de contrainte ; déformation axiale] ($w = 0\%$).

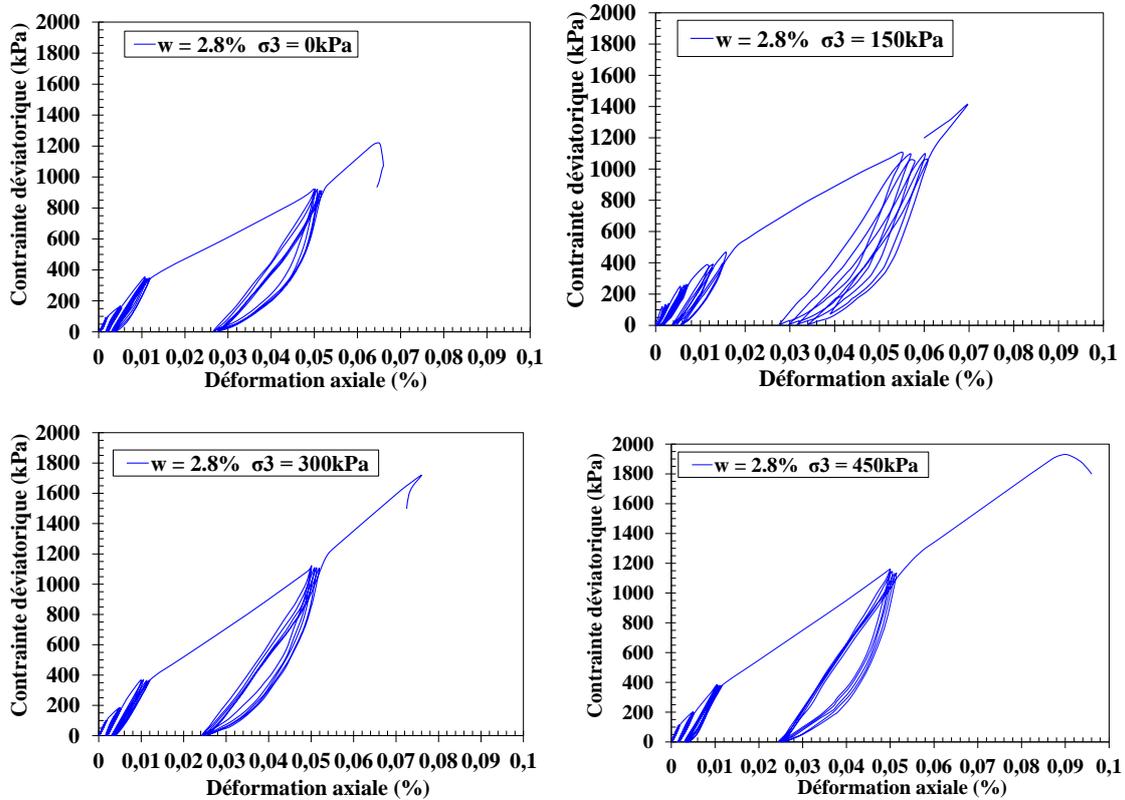


Figure VI-4 : Courbes [déviateur de contrainte ; déformation axiale] ($w = 2.8\%$).

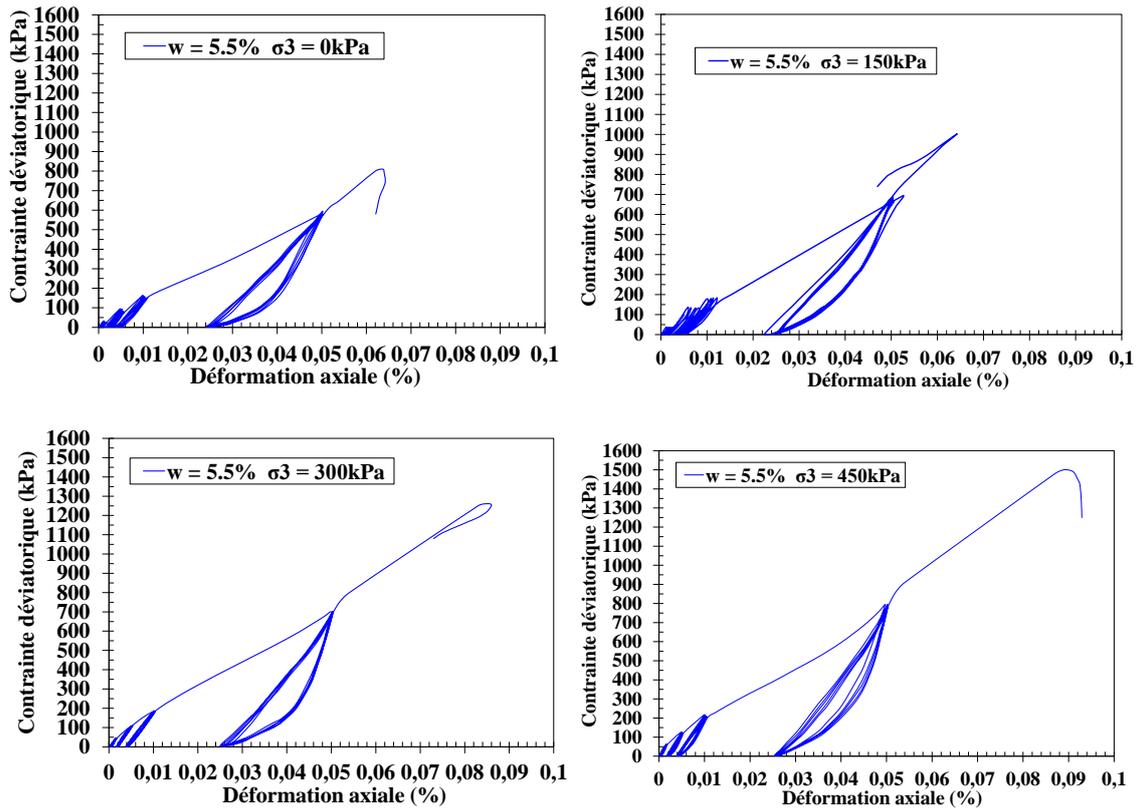


Figure VI-5 : Courbes [déviateur de contrainte ; déformation axiale] ($w = 5.5\%$).

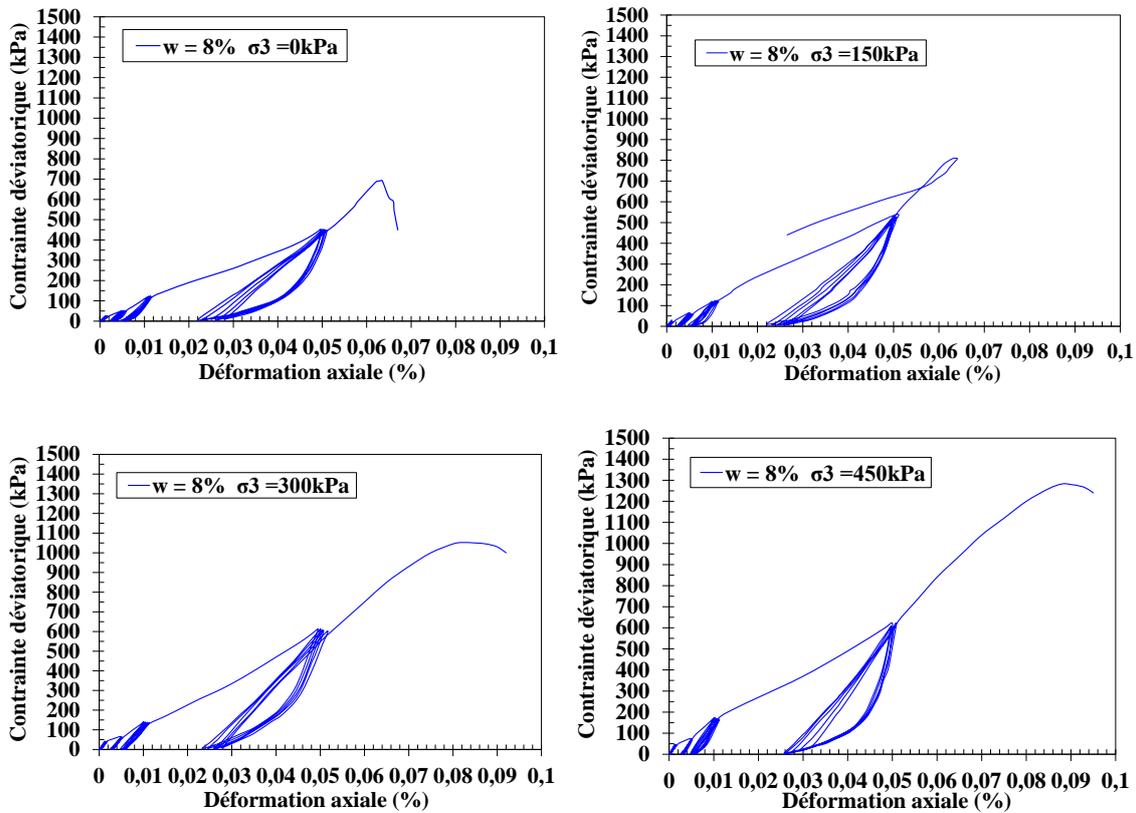


Figure VI-6 : Courbes [déviateur de contrainte ; déformation axiale] ($w = 8\%$).

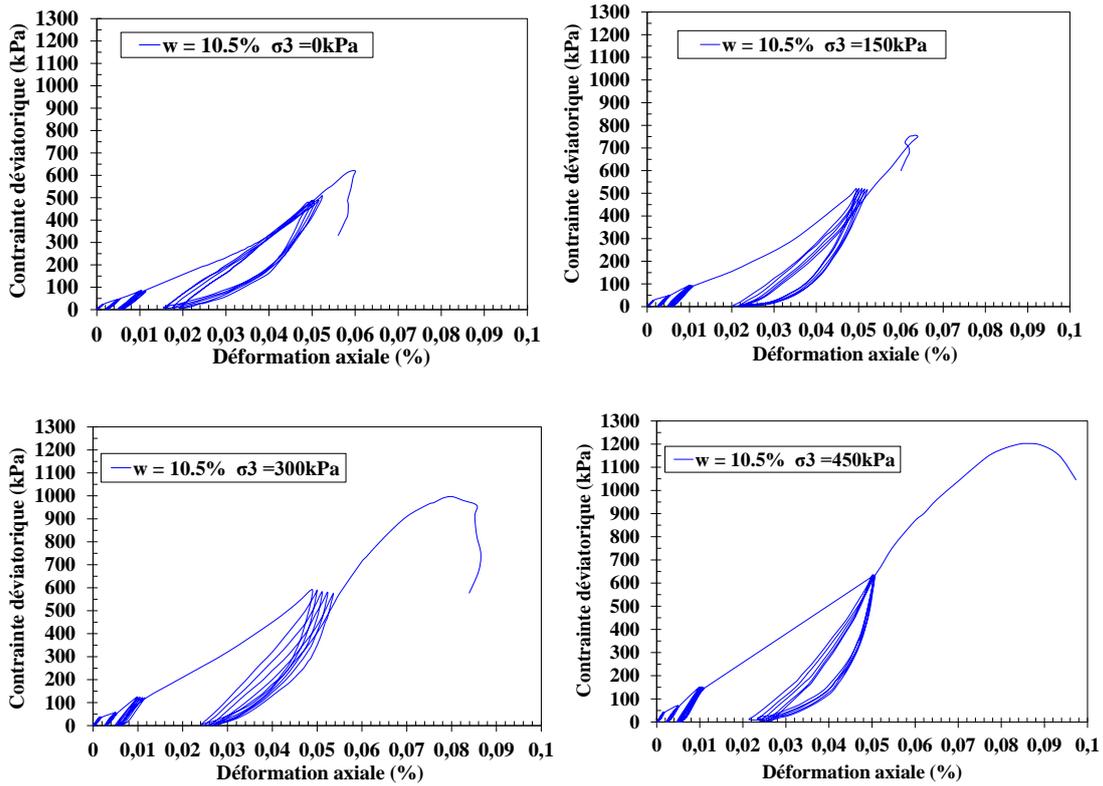


Figure VI-7 : Courbes [déviateur de contrainte ; déformation axiale] ($w = 10.5\%$).

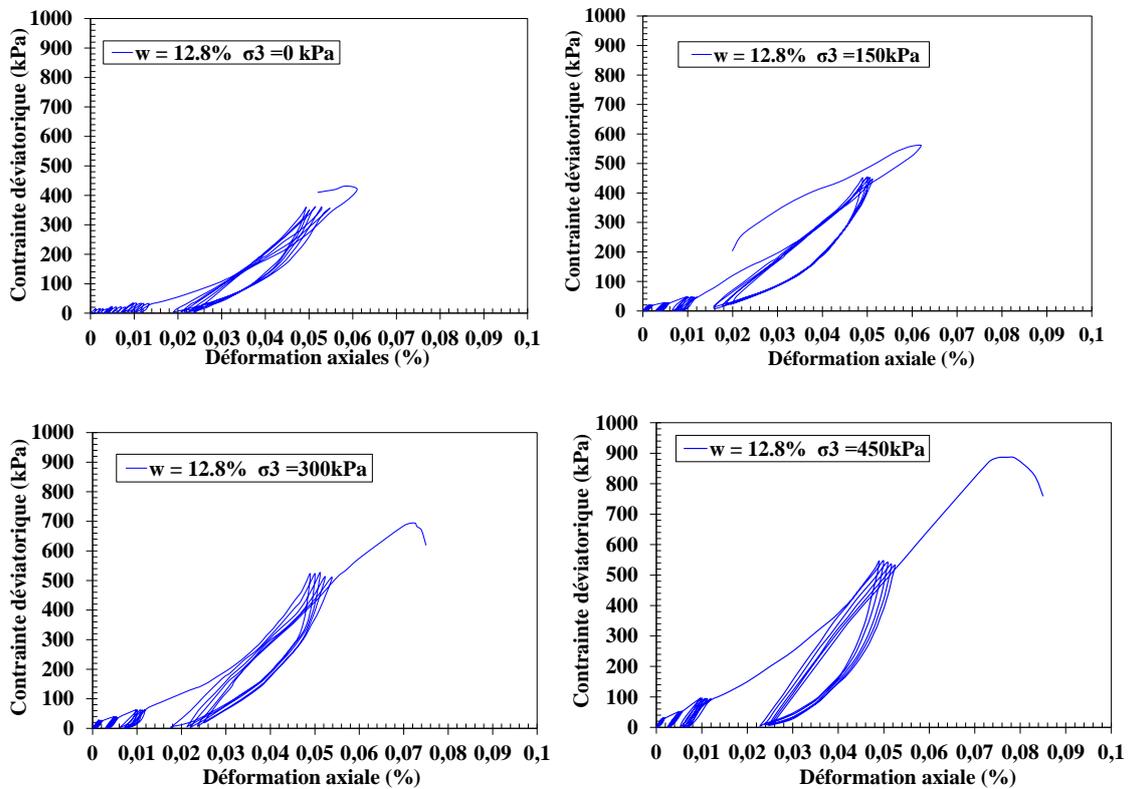


Figure VI-8 : Courbes [déviateur de contrainte ; déformation axiale] ($w = 12.8\%$).

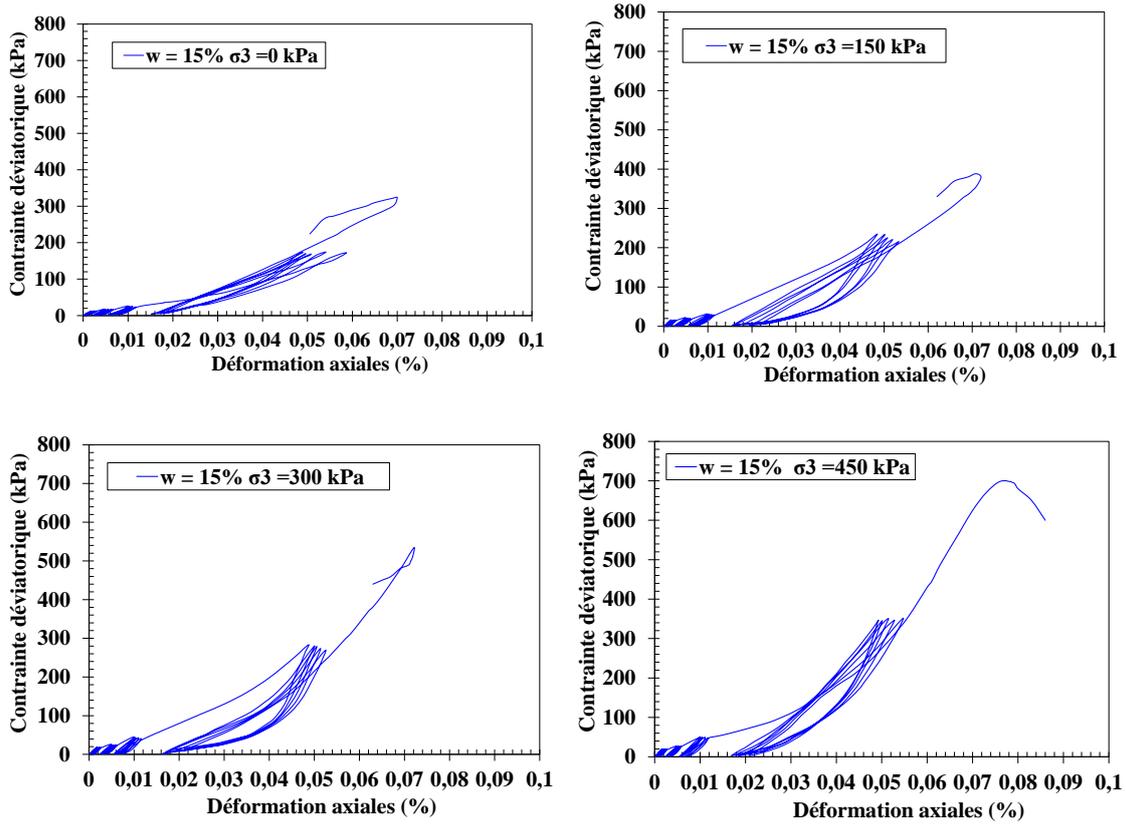


Figure VI-9 : Courbes [déviateur de contrainte ; déformation axiale] ($w = 15\%$).

4.2 Evolution du module élastique

Pour chacun des cycles réalisés à un niveau de déformation donné, le module élastique a été calculé de la manière suivante : Puisque les boucles sont fermées, la pente considérée est celle de la droite reliant les extrémités de la boucle. La déformation associée à chaque module est la valeur prise au sommet de la boucle (Figure VI-10).

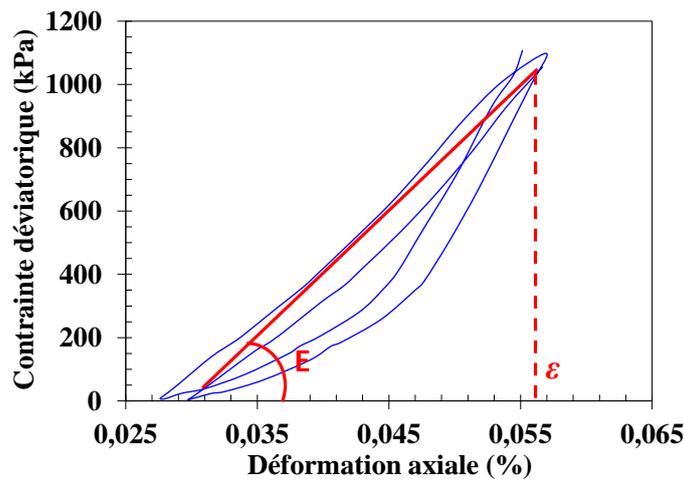


Figure VI-10 : Méthode de calcul du module élastique.

4.2.1 Evolution du module élastique en fonction de la déformation axiale

La variation du module de Young en fonction de la déformation axiale pour les différentes valeurs de contraintes de confinement est présentée dans les figures VI-11a-d.

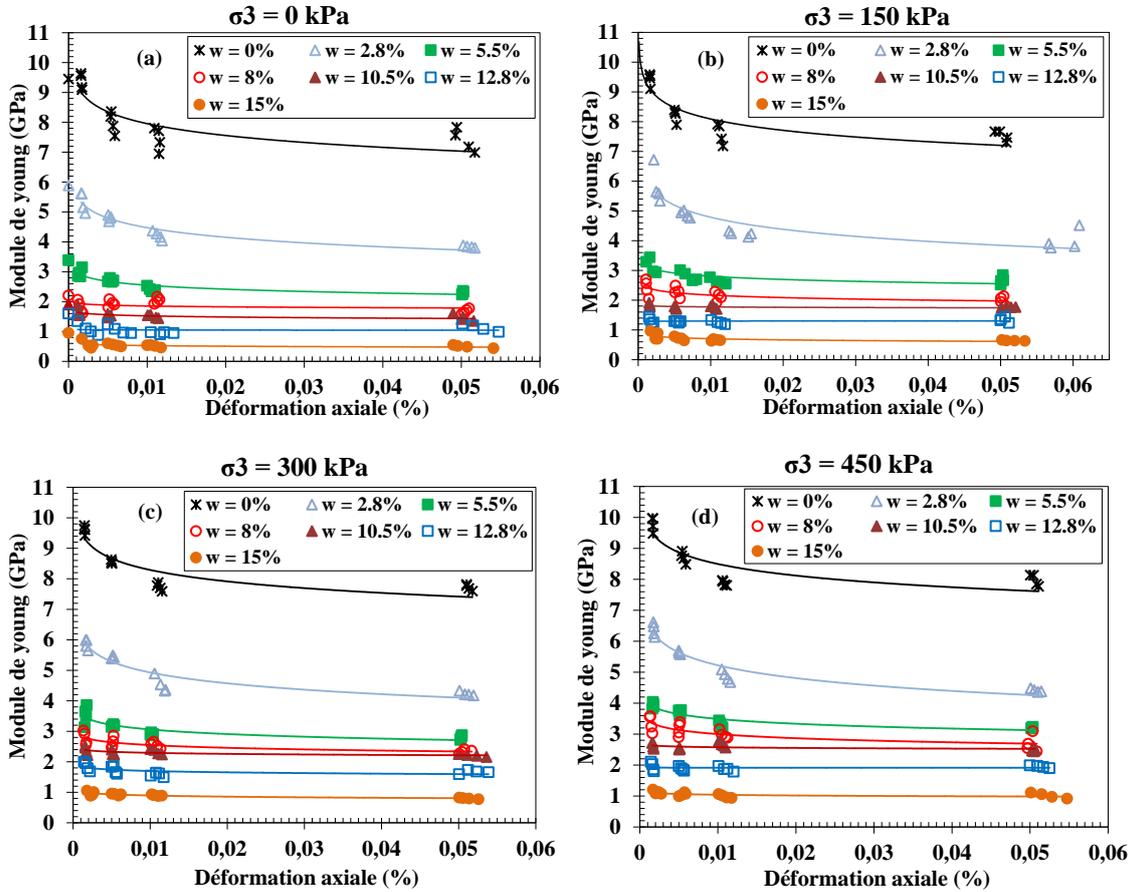


Figure VI-11 : Evolution du Module de Young en fonction des déformations axiales, pour les différentes contraintes de confinement et différentes teneurs en eau.

Sur la figure VI-11a qui représente un confinement nul (compression simple), la valeur du module initial déduite des mesures des vitesses de propagation des ondes est représentée sur l'axe des ordonnées correspondant à une déformation nulle. Ces points sont zoomés sur la figure VI-12, dans laquelle, figurent aussi les points déduits des essais de compression simple en très petites déformations.

On remarque qu'il y a un bon accord entre les valeurs des modules mesurées à l'aide du Pundit et les valeurs déduites de l'essai de compression simple pour une teneur en eau donnée. Pour une contrainte de confinement donnée, on remarque pour les faibles teneurs en eau du côté sec de l'OPM ($0\% < w \leq 8\%$), les modules diminuent de manière significative avec l'augmentation de la déformation. En revanche, lorsque la teneur en eau est du côté humide de l'OPM ($w \geq 10,5\%$), le module élastique varie très peu avec le niveau de déformation et reste quasi constant dans le domaine des déformations testées.

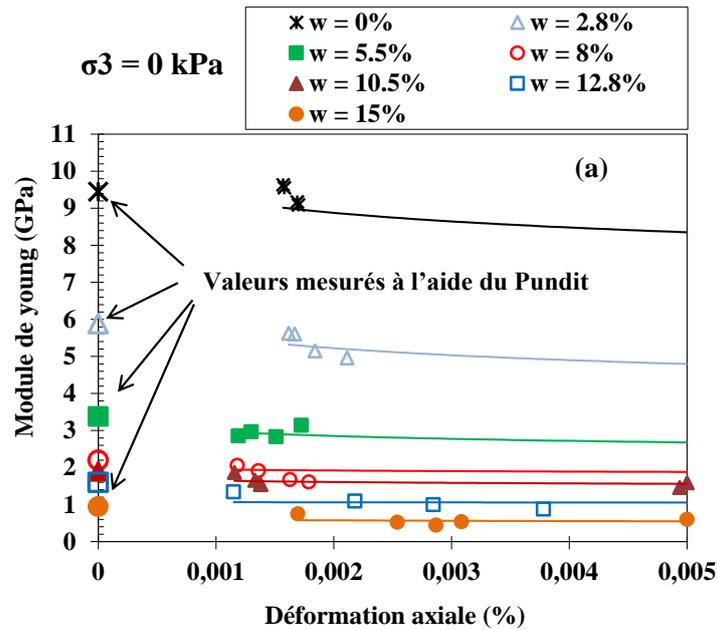


Figure VI-12 : Zoom de la figure 11a pour illustrer la position de valeurs mesurées à l'aide du Pundit.

Si on trace cette fois ces mêmes courbes dans une échelle semi-logarithmique en déformation (Figure VI-13), on remarque des variations quasi-linéaires des modules avec la déformation axiale. Les coefficients directeurs de ces droites, notés β , décroissent fortement lorsque la teneur en eau augmente à gauche de l'OPM (figure VI-14). En revanche, à partir de la teneur en eau OPM, cette décroissance ralentit et tend vers un palier voisin de zéro à droite de l'OPM. On remarque que la contrainte de confinement n'a pas d'effet remarquable sur cette variation de β .

4.2.2 Evolution du module élastique en fonction de la contrainte de confinement

La variation du module de Young en fonction de la contrainte de confinement dans un plan bi-logarithmique, pour différents niveaux de déformations étudiées (0,002% ; 0,005% ; 0,01% et 0,05%) est présentée dans les figures VI-15a-d.

On remarque que, pour tous les niveaux de déformations étudiées, le module croît avec la contrainte de confinement. Cette évolution, dans un plan bi-logarithmique suit une droite d'équation ($\log E = \log \alpha + n \log \sigma_3$, soit $E = \alpha \sigma_3^n$) où α correspond à la valeur du module pour une contrainte de confinement égale à 1 kPa et n le coefficient directeur de ces droites dans le plan bi-logarithmique.

La Figure VI-16 présente la variation des paramètres n et α en fonction de la teneur en eau pour différents niveaux de déformation. On constate que le paramètre α décroît fortement lorsque la teneur en eau augmente de 0% à 8% (coté sec de l'OPM), au-delà de 8%, le paramètre α est en décroissance lente et tend vers une faible valeur pour $w = 15\%$. Cette tendance peut être approchée par une loi hyperbolique. Concernant le paramètre n , ce dernier croît avec la teneur en eau à partir des valeurs proches de 0 pour une teneur en eau de 0% en suivant une forme parabolique tendant vers un palier correspondant à une valeur proche de 0.4 pour les teneurs en eau élevées du côté humide de l'OPM.

Dans tous les cas, on constate que le niveau de déformation ne semble pas influencer l'évolution de ces paramètres avec la teneur en eau.

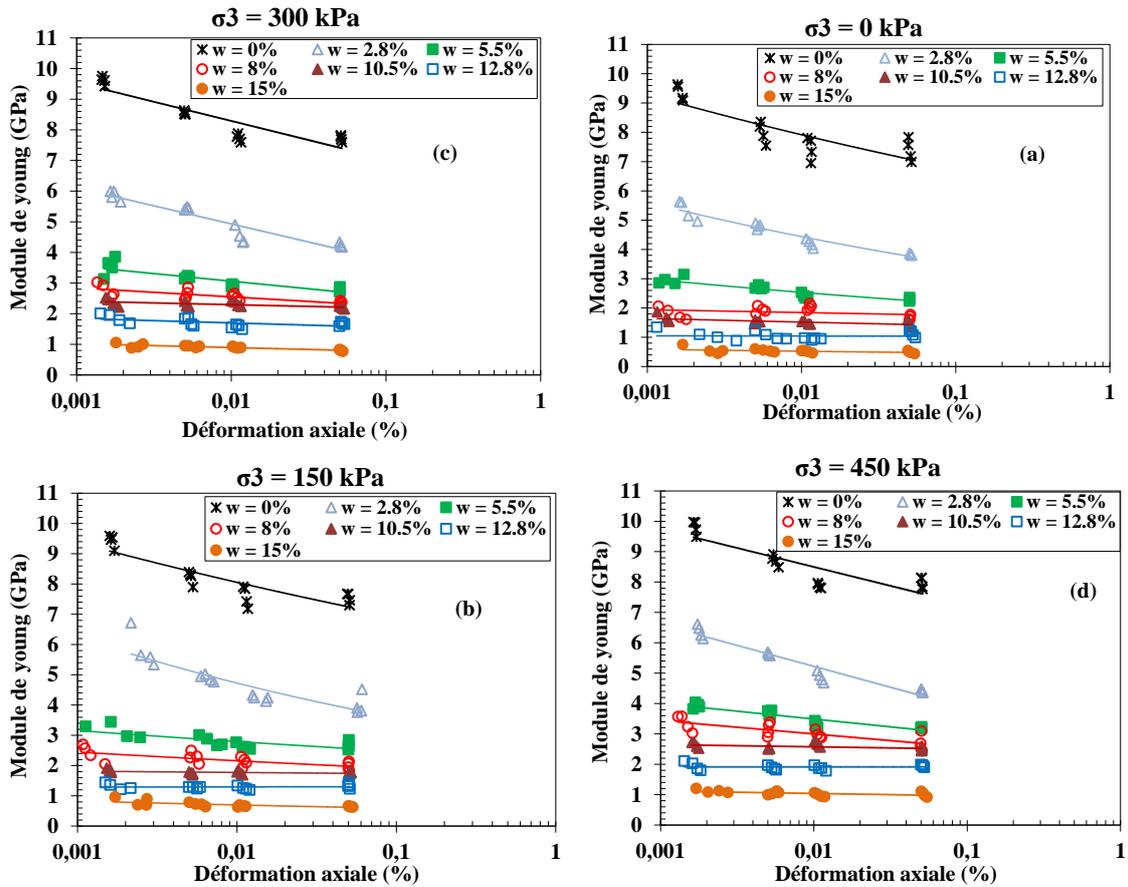


Figure VI-13 : Evolution du Module de Young en fonction des déformations axiales, pour les différentes contraintes de confinement et différentes teneurs en eau. Echelle semi-logarithmique.

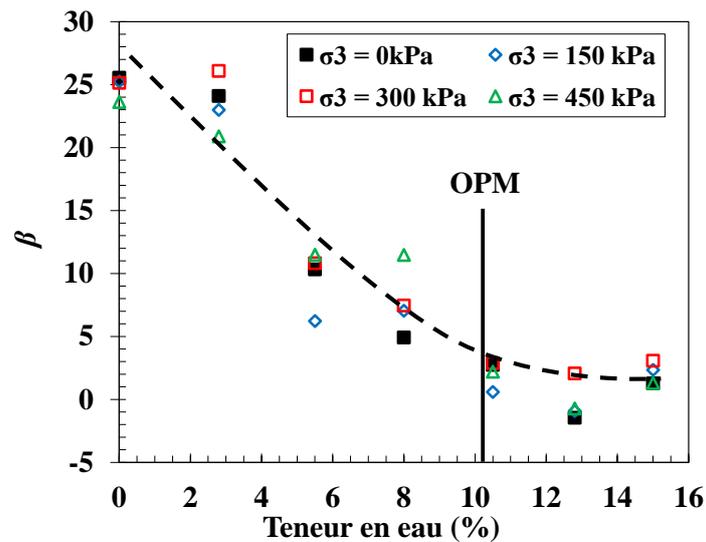


Figure VI-14 : Variation des pentes β en fonction de la teneur en eau.

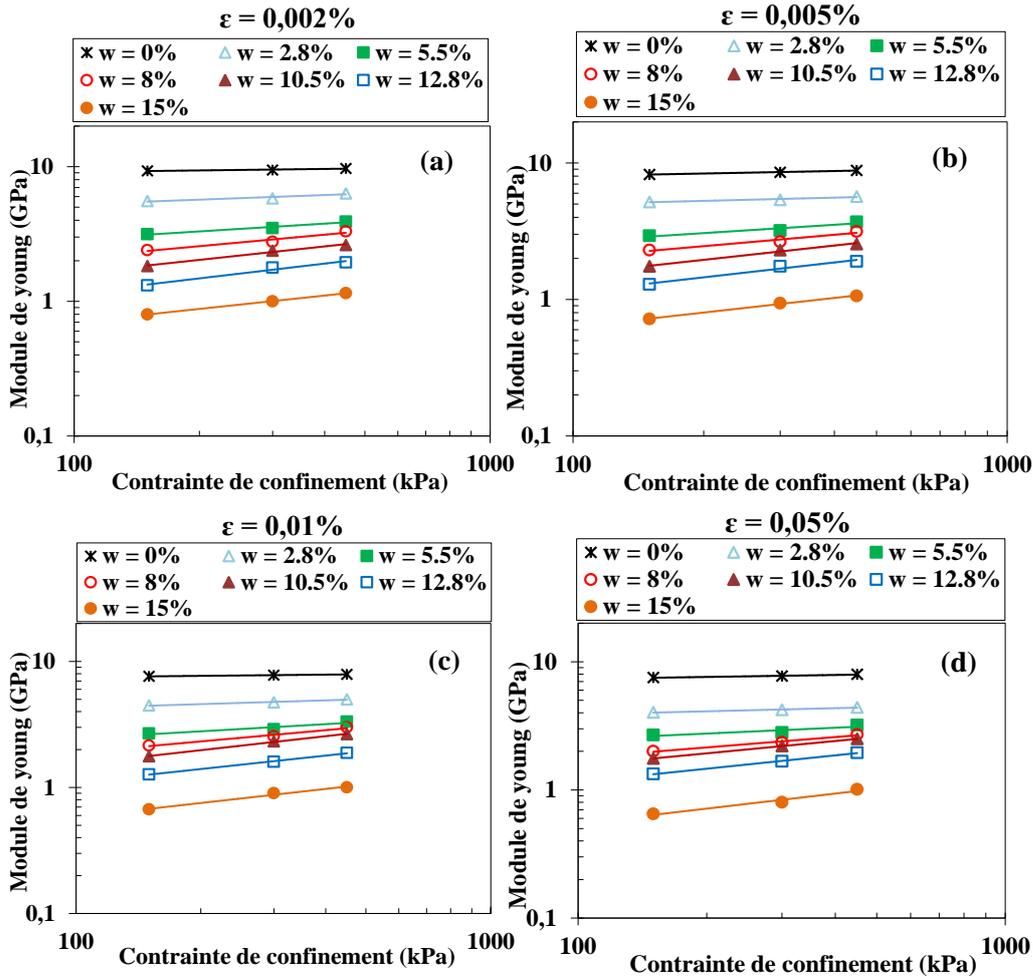


Figure VI-15 : Evolution du Module de Young dans une échelle bi-logarithmique en fonction des contraintes de confinement, pour différents niveaux de déformations.

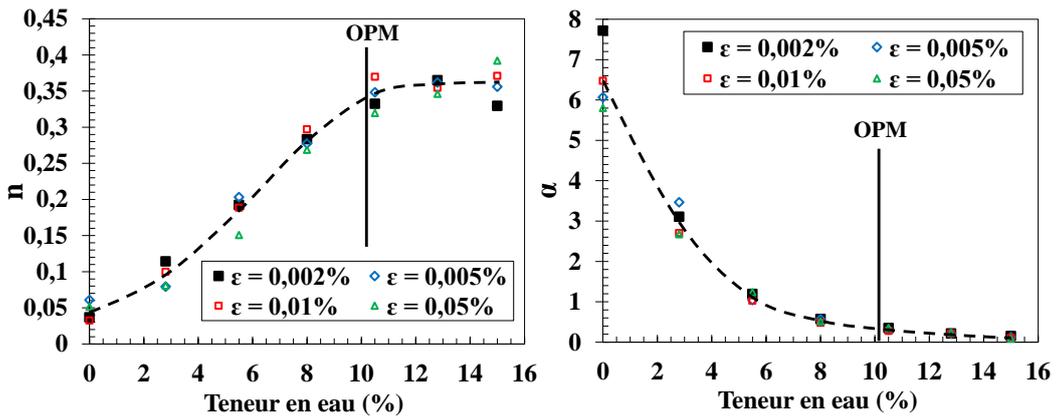


Figure VI-16 : Variation des paramètres α et η de la loi $E = \alpha \sigma_3^n$ en fonction de la teneur en eau.

En représentant cette fois la variation du module en fonction de la contrainte de confinement dans une échelle bi-logarithmique (Figure VI-17), paramétrées en déformation axiale et ce, pour chaque valeur de teneur en eau, on remarque que pour une teneur en eau donnée, la pente n est très peu ou pas influencée par le niveau de déformation, ce qui conforte nos observations faites ci-dessus.

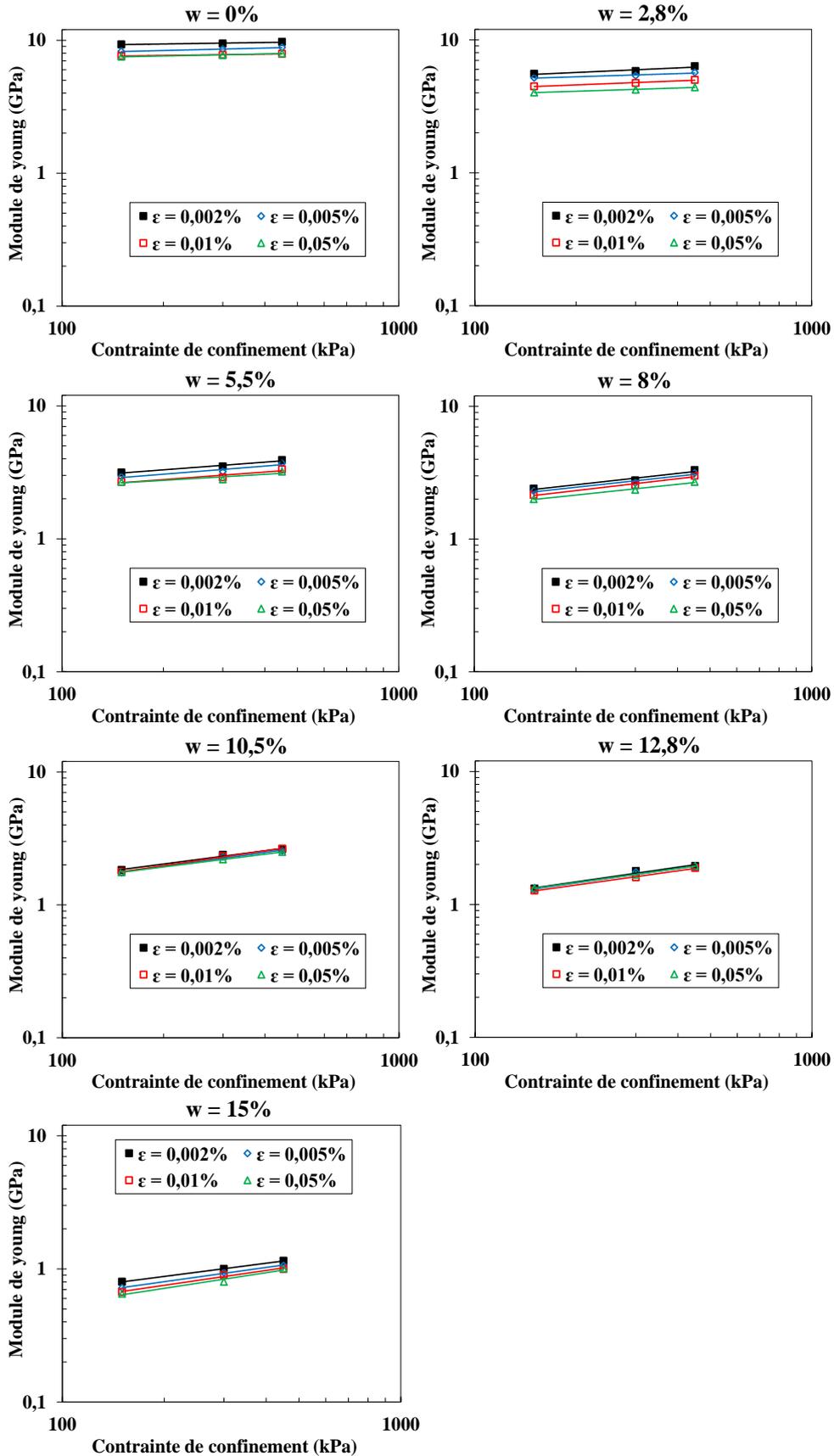


Figure VI-17 : Evolution du Module de Young dans une échelle bi-logarithmique en fonction des contraintes de confinement, pour les différents teneurs en eau.

4.2.3 Evolution du module élastique en fonction de la teneur en eau

La variation du module de Young en fonction de la teneur en eau pour différents niveaux de déformations est présentée dans les figures VI-18a-d.

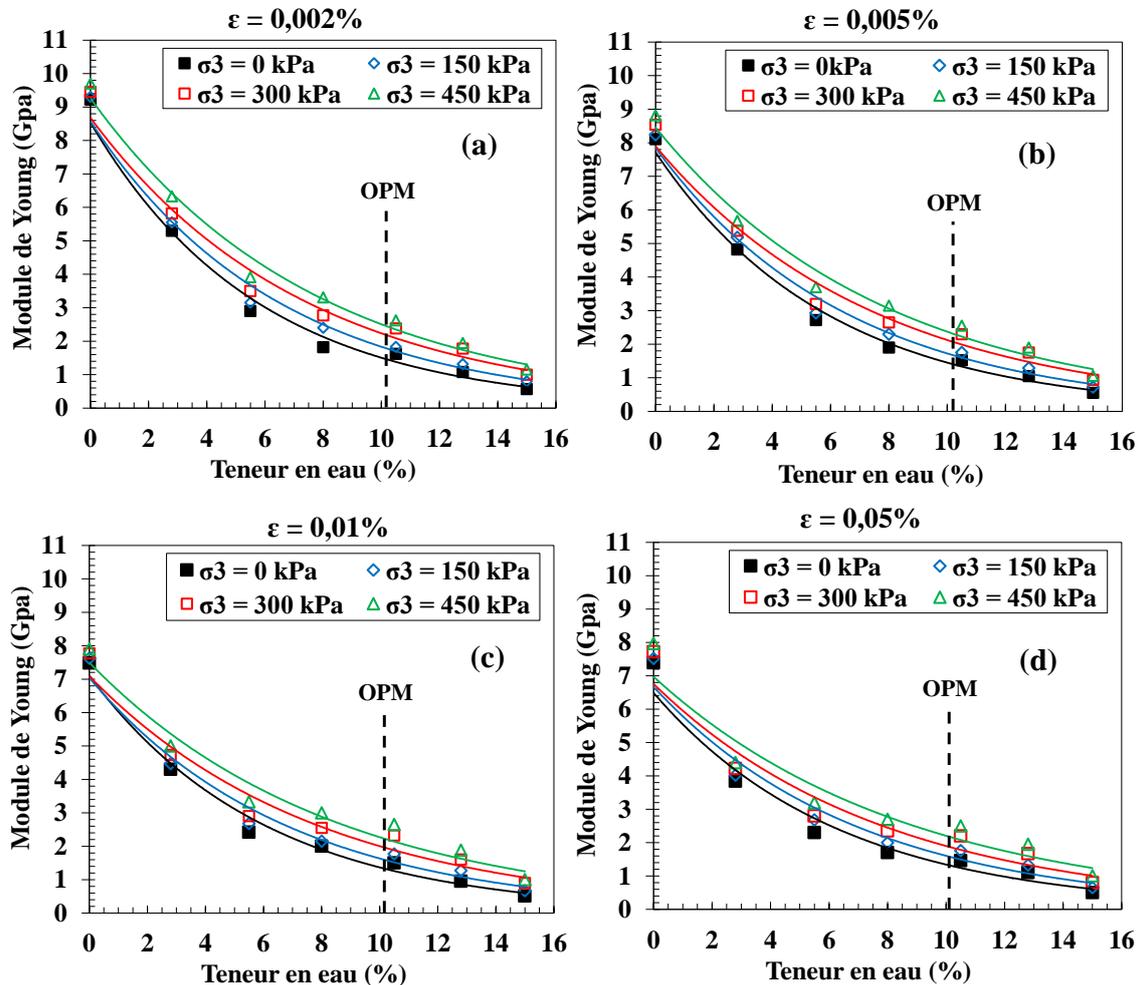


Figure VI-18 : Evolution du Module de Young en fonction de la teneur en eau, pour les différents niveaux de déformations.

D'après la figure VI-18, on remarque que pour tous les niveaux de déformations étudiées, le module décroît rapidement avec l'augmentation de la teneur en eau jusqu'à 8%, correspondant au côté sec de l'OPM, ensuite, le module décroît lentement pour tendre vers une valeur palier du côté humide de l'OPM.

Généralement, quel que soit le niveau de déformation, la variation du module élastique avec la teneur en eau peut être approchée à l'aide d'une fonction exponentielle avec un très bon coefficient de détermination ($R^2 > 0,9$ dans tous les cas) de la forme suivante :

$$E = \delta e^{-\lambda w}$$

Où δ et λ sont des paramètres dépendant de la contrainte de confinement et du niveau de déformation.

La Figure VI-19 présente la variation de ces paramètres en fonction de la contrainte de confinement. On constate que quel que soit le niveau de la déformation, le paramètre δ

augmente légèrement quand la contrainte de confinement augmente de 0 à 450 kPa. Par ailleurs, le paramètre λ décroît linéairement avec la contrainte de confinement.

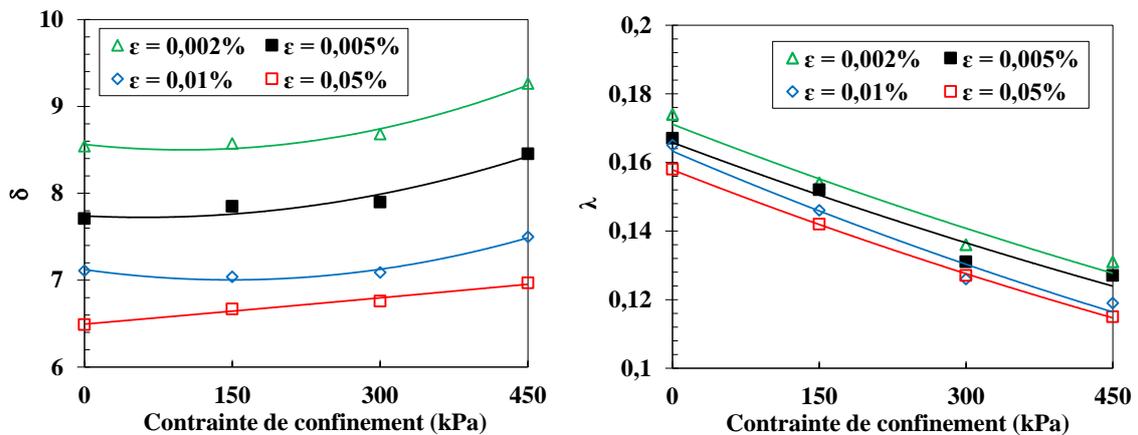


Figure VI-19 : Variation des paramètres δ et λ de la loi $E = \delta e^{-\lambda w}$ en fonction de la contrainte de confinement.

4.3 Evolution de la résistance maximale

4.3.1 Dans le plan [p ; q]

La figure VI-20 présente les chemins de contraintes totales dans le plan contrainte moyenne- déviateur de contrainte [p ; q] pour chaque teneur en eau étudiée.

Le déviateur des contraintes augmente de manière linéaire avec la pression moyenne totale p, en suivant une pente de 1/3, jusqu'à atteindre une valeur maximale correspondant à la rupture du matériau.

On note que les résistances maximales admettent une droite enveloppe de pente M et d'ordonnée à l'origine q_0 .

Généralement, les essais réalisés avec une contrainte nulle ($\sigma_3 = 0$ kPa, compression simple), présentent une résistance maximale dépassant légèrement la droite enveloppe des résistances maximales. Cela peut être expliqué par la légère diminution de la teneur en eau dans le cas de l'essai de compression simple, soit par évaporation pour des faibles teneurs en eau, soit par drainage pour des teneurs en eau proches de la saturation.

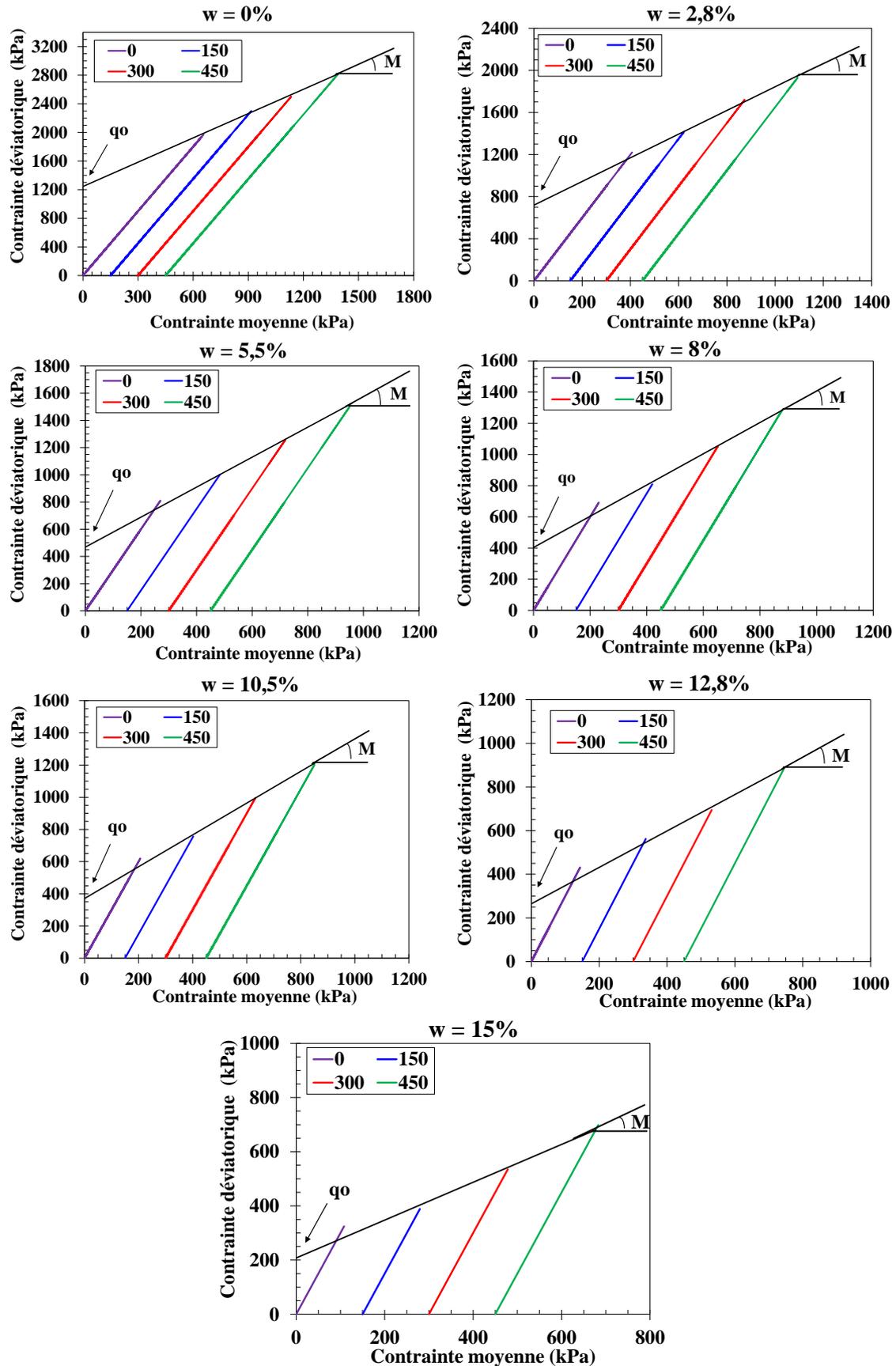


Figure VI-20 : Les chemins de contraintes totales dans le plan $[p ; q]$.

Rappelons que les conditions expérimentales des essais de compression simple et triaxiaux sont radicalement différentes. En effet, dans le cas des essais de compression simple, l'échantillon est en contact avec l'air ambiant sans protection à l'aide d'une membrane en latex, ce qui peut provoquer une évaporation de l'eau durant l'essai, alors que dans le cas des essais triaxiaux, les échantillons ont été enveloppés dans une membrane en latex et placés dans une cellule remplie d'eau et parfaitement étanche à la base et à la tête de l'échantillon.

La Figure VI-21 présente la variation des paramètres M et q_0 en fonction de la teneur en eau. On constate que, la pente M diminue légèrement du côté sec de l'OPM avec l'augmentation de la teneur en eau jusqu'à 8%, puis chute brusquement lorsque la teneur en eau passe du côté humide de l'OPM. Par ailleurs, le paramètre q_0 décroît rapidement pour les faibles teneurs en eau du côté sec de l'OPM, suivi tend vers un palier pour les fortes teneurs en eau du côté humide de l'OPM.

Rappelons que les paramètres M et q_0 sont reliés respectivement à l'angle de frottement et la cohésion du matériau à l'aide des relations suivantes :

$$q_0 = \frac{6 \cos \varphi'}{3 - \sin \varphi'} \times C' \quad (\text{VI-1})$$

$$M = \frac{6 \sin \varphi'}{3 - \sin \varphi'} \quad (\text{VI-2})$$

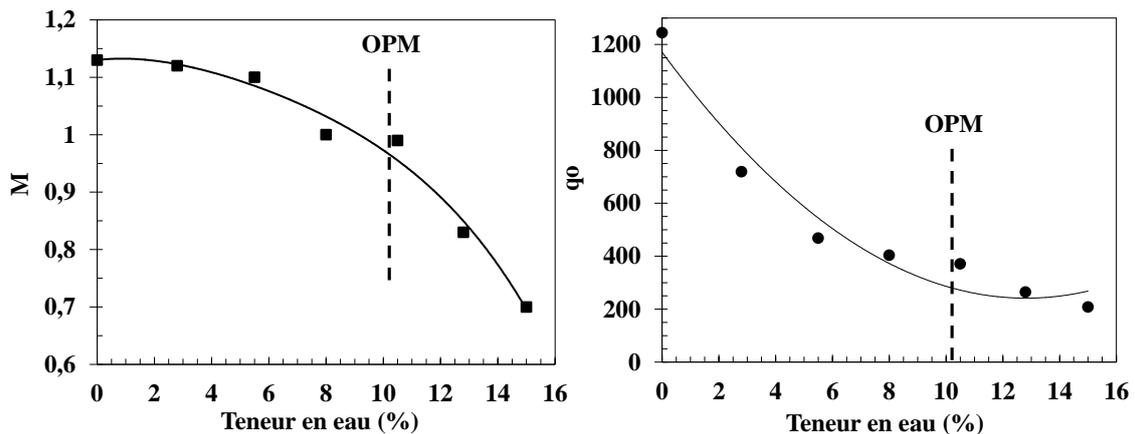


Figure VI-21 : Variation des paramètres q_0 et M en fonction de la teneur en eau.

La figure VI-22 présente les variations de l'angle de frottement et de la cohésion apparents en fonction de la teneur en eau. On note une forte baisse de la cohésion apparente avec la teneur en eau du côté sec de l'OPM, alors que l'angle de frottement apparent varie très peu dans cet intervalle. Du côté humide de l'OPM, la cohésion apparente continue à décroître, mais plus lentement pour tendre vers une palier, alors que l'angle de frottement apparent chute brutalement perdant ainsi une dizaine de degré entre l'état sec et l'état saturé.

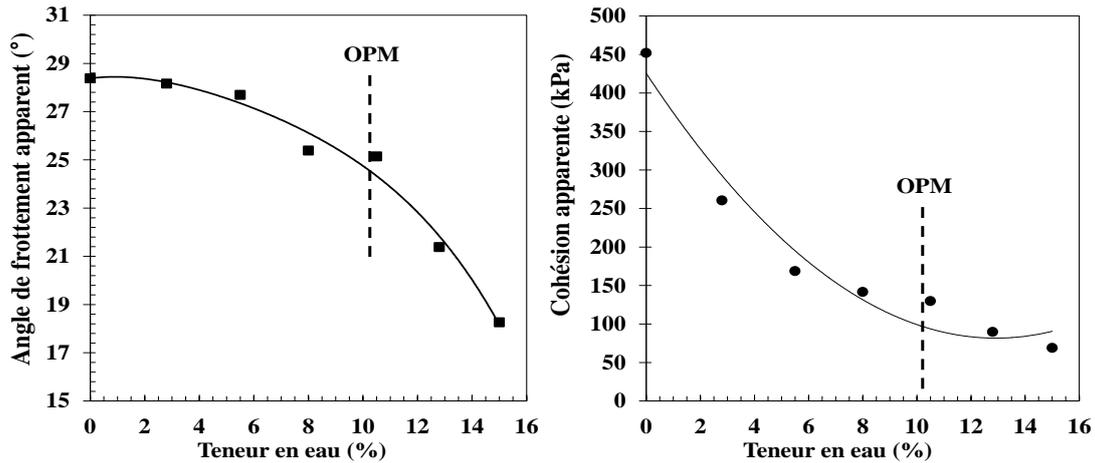


Figure VI-22 : Variation l'angle de frottement apparent et la cohésion apparente en fonction de la teneur en eau.

Les figures VI-23, présente la variation de la résistance maximale en fonction de la teneur en eau, paramétrée en fonction de la contrainte de confinement σ_3 . On remarque une décroissance de la résistance maximale en fonction de la teneur en eau avec tendance vers un palier au voisinage de la teneur en eau de saturation. Généralement, quel que soit la contrainte de confinement, la résistance maximale avec la teneur en eau peut être décrite avec une fonction exponentielle de la forme suivante :

$$q_{max} = \kappa e^{-\gamma w}$$

Où κ et γ sont des paramètres dépendant de la contrainte de confinement.

La Figure VI-24 présente la variation de ces paramètres en fonction de la contrainte de confinement. On constate que le paramètre κ , qui représente la valeur de la résistance maximale correspondant à une teneur en eau nulle, augmente linéairement avec la contrainte de confinement. Concernant le paramètre γ , celui-ci est décroît très légèrement avec la contrainte de confinement.

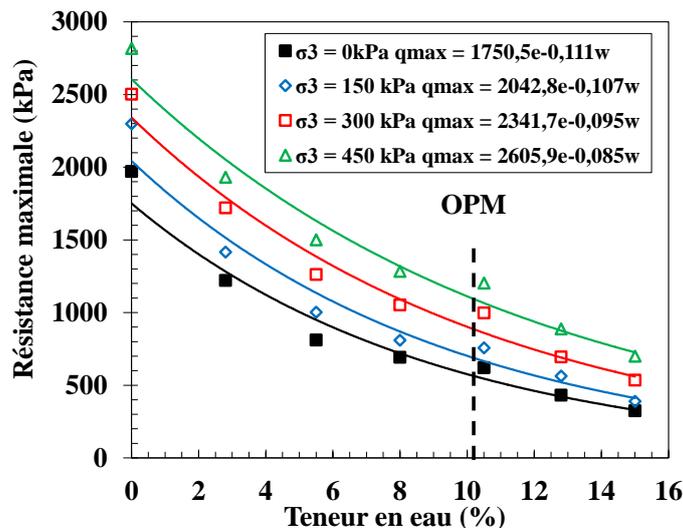


Figure V-23 : Variation de la résistance à la compression en fonction de la teneur en eau.

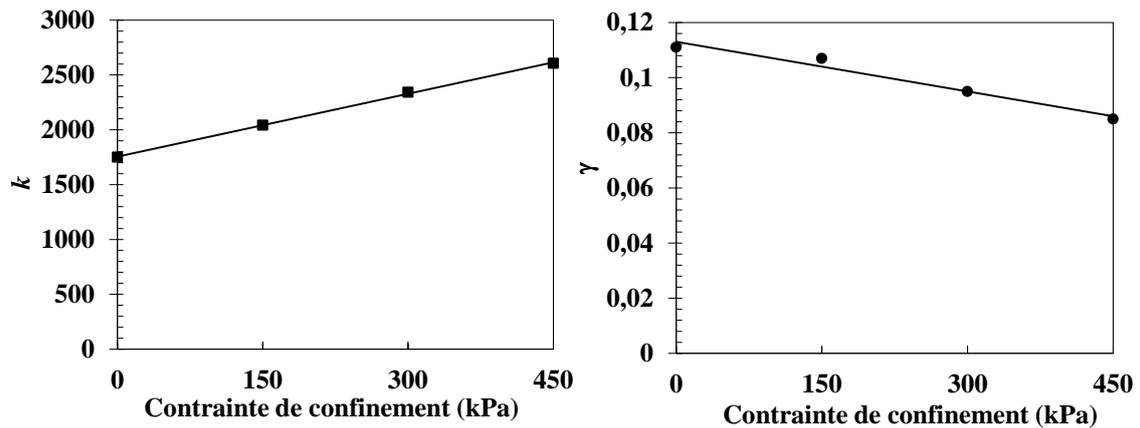


Figure V-24 : Variation des paramètres κ et γ de la loi $q_{max} = \kappa e^{-\gamma w}$ en fonction de la contrainte de confinement.

5 CONCLUSION

Dans ce chapitre, des essais triaxiaux sous différentes contraintes de confinement et à teneur en eau constante ont été réalisés sur le mélange optimal (65% T+35% SD).

Les échantillons ont été d'abord compactés statiquement à l'OPM (teneur en eau optimale et 98% de densité optimales), puis, séchés ou humidifiés suivant qu'on veut se positionner du côté sec ou du côté humide de l'OPM). Lorsque la teneur en eau cible est atteinte, l'échantillon est monté dans la cellule triaxiale et ensuite un chargement à teneur en eau constante (donc non drainé) est réalisé progressivement depuis les très petites déformations et jusqu'à la rupture du matériau.

Les essais révèlent que la mesure des modules en petites déformations est une opération complexe et délicate, liée aux conditions de fixation des jauges de déformation sur le sol. La technique que nous avons utilisée est basée sur le collage des jauges de déformation à même l'échantillon via une interface élastique, a donné de très bons résultats, qui sont cohérents avec les mesures indirectes des modules basées sur les vitesses de propagation des ondes sonores.

Les résultats obtenus ont montré que quel que soit la teneur en eau :

- Le module élastique augmente avec la contrainte de confinement linéairement dans une échelle bi-logarithmique selon une loi de type $E = \alpha \sigma_3^n$, bien connue dans la littérature (Biarez & Hicher 1994 ; Taibi et al. 2008 ; Coronado et al. 2016) ;
- L'évolution du module et la résistance maximale en fonction de la teneur en eau suit une loi de type hyperbolique d'équation : $E = \delta e^{-\lambda w}$ et $q_{max} = \kappa e^{-\gamma w}$.

Une interprétation en contrainte effective généralisée, propre aux sols non saturés, est nécessaire pour intégrer le rôle de la teneur en eau dans la loi de comportement. Cette étape constitue une perspective à la continuité de ce travail dans l'avenir.

CONCLUSION GENERALE

Les tufs d'encroûtements et les sables des dunes constituent une ressource occupent une superficie relativement importante du Sahara de l'Algérie. Dans ces régions, les matériaux routiers habituels sont rares, voire même inexistant. Le besoin immense en matériaux de chaussées à obliger les ingénieurs et les techniciens du domaine à la valorisation des matériaux locaux et a adopté leurs intégrations dans le domaine de la géotechnique routière Saharienne.

Notre travail rentre dans le contexte de la valorisation de tuf et de sable de dune de la région d'Ouargla dans le domaine de la géotechnique routière Saharienne. En effet, on a étudié l'influence de l'incorporation de sable de dune sur les caractéristiques géotechniques et mécaniques de tuf. Les principaux objectifs visés dans le présent travail se résument dans les deux points suivants :

- Étudier les possibilités d'amélioration des caractéristiques de tuf par une technique de stabilisation économique permettant de valoriser à la fois le tuf et le sable de dune. Cela dans le but de tirer une formule optimale acquière des performances meilleures que les matériaux bruts, et qui répond aux exigences de la réglementation en vigueur. puis la maîtrise de leur comportement dans différentes situations climatiques et sous différentes charges mécanique.
- La détermination des paramètres des lois de comportement mécanique sous sollicitations monotone et cyclique, et hydrique nécessaires en vue d'une modélisation hydromécanique non saturée de la chaussée construite sur la base du mélange optimal.

En effet, en premier lieu, la caractérisation physico-mécanique à permet de conclure que certaines caractéristiques de tuf de la région de Ouargla sont médiocres par rapport aux matériaux routiers habituels et ne répondent pas aux exigences des réglementations en vigueur. L'ajout de sable de dune à permet de pallier ces problèmes, par la diminution du taux de fines et par conséquent les limites d'Atterberg, et l'amélioration des caractéristiques de compactage et de portances. Les essais de résistance à la compression simple et l'étude du comportement mécanique sous chargement triaxial monotone des différents mélanges tuf- sable dune ont montré qu'une formulation composée de 65% de tuf et 35% de sable de dune, présente les meilleures des caractéristiques mécaniques. A partir de cette phase le mélange 65% de tuf et 35% de sable de dune est retenu comme mélange optimal.

En seconde lieu, le comportement mécanique de ce mélange optimal sous sollicitations cycliques et hydrique a été étudié.

Pour le comportement sous sollicitations hydrique, nous connaissant que la région de Ouargla souffre du problème de la remontée d'eau capillaire. D'où, l'emploi de ce mélange optimal 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 (drainage-humidification) a une importance particulière sur le comportement de ce type de matériau. Pour cela, des impositions de succion à différents état hydriques du mélange optimal ont été réalisées au moyen de solutions osmotiques (valeurs comprises entre 30 et 4500 kPa) et de solutions salines saturées (valeurs comprises entre 4 à 165 MPa).

Les chemins de drainage et d'humidification sur la formule optimale préparée initialement sous forme de pâte, font apparaître un domaine quasi-saturé jusqu'à une

succion de désaturation s_d de l'ordre de 0,38 MPa. Au-delà de ce domaine, on a enregistré une diminution importante de l'indice des vides, du degré de saturation et de la teneur en eau jusqu'à une succion de limite de retrait s_{SL} ($s_{SL} = 5,2$ MPa). Dans cet intervalle, les chemins de drainage et d'humidification présentent une forte irréversibilité, l'hystérésis est nettement apparue entre les deux chemins. Dans le cas du matériau initialement compacté à l'OPM, on a vu que la position du palier de la limite de retrait est en-dessous de celle de la pâte. Par ailleurs, la pente de gonflement est légèrement plus importante que celle de la pâte séchée.

Concernant le comportement mécanique sous sollicitations cycliques, nous avons réalisés les essais triaxiaux et des essais de compression simple sous chargement cyclique en petites déformations. Les essais sont réalisés à teneur en eau constante, sur le mélange optimal à différentes teneurs en eau. Les résultats de ces essais permis de conclure les points suivants :

- La technique de mesure utilisée, basée sur les jauges de déformation collées à même l'échantillon via une interface élastique, semble cohérente avec les mesures indirectes basées sur les vitesses de propagation des ondes sonores ;
- Dans le domaine des déformations testées, le module élastique reste quasi constant pour les teneurs en eau élevées, par contre, pour les faibles teneurs en eau, le module décroît légèrement avec l'augmentation de la déformation ;
- Pour un niveau de déformation donnée, une loi de type $E = \alpha \sigma_3^n$ semble bien décrire la variation de module E avec la contrainte de confinement ;
- L'évolution du module élastique et la résistance maximale en fonction de la teneur en eau se fait avec une fonction exponentielle de forme : $E = \delta e^{-\lambda w}$ et $q_{max} = \kappa e^{-\gamma w}$.

Les démarches expérimentales proposées et les résultats obtenus mettent en évidence la possibilité de valorisation des matériaux locaux à base de tuf et de sable de dune pour la mise au point d'un matériau routier saharien mécaniquement performant, économique et répondant aux exigences de la politique du développement durable.

La technique de stabilisation par incorporation de sable de dune ouvre des perspectives qui permettront de valoriser les matériaux locaux dans des régions dépourvues de matériaux classiques. En effet, leur utilisation permettra de réduire les coups de projet, d'éviter le recours à des transports onéreux et gênants et préservation des ressources en matériaux de qualité.

Afin d'appliquer les résultats du laboratoire sur le terrain, on propose la réalisation de sections expérimentales (plateforme réelle) de type « plot d'essais » basé sur 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.

Perspectives

On se rend compte à l'issue de ce travail que les paramètres à maîtriser sont nombreux. Comme perspective, il serait intéressant de poursuivre des plans d'expériences visant l'amélioration des performances mécaniques de la formule optimale.

Par conséquent, il est plus que nécessaire que des études complémentaires sur la formule adoptée doivent être réalisées à long terme et en fatigue, soit traitée avec différents types de liants (ciment, chaux, laitier de fourneaux et cendres volantes), soit renforcée (fibre..). Le but c'est de comparer les performances obtenues avec celles des

matériaux dits nobles tels que les graves traitées. En outre, des études minéralogique approfondie (diffractions aux rayons X et analyse d'image au microscope électronique à balayage), dans le but de comprendre et d'interpréter bien le phénomène d'auto-stabilisation de ce genre de matériaux (tuf). En plus, des études sur le comportement « in-situ » des chaussées réalisées par ce matériau, seraient d'un apport majeur à la compréhension du comportement à long terme de ces matériaux.

En fin, une interprétation en contrainte effective généralisée, propre aux sols non saturés, est nécessaire pour intégrer le rôle de la teneur en eau dans la loi de comportement.

On espère que notre contribution constitue une brique de plus pour relever les défis que sont les éco-géo-matériaux et l'éco-constructions.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

- Abboud, M.M. (1973). Mechanical properties of cement-treated soils in relation to their use in embankment construction, Ph. D dissertation, University of California, Berkeley, CA.
- Abdelghani Inal (1980). Route en milieu désertique. IV conférence routière africaine.
- Abou-Bekr, N. (1995). Modélisation du comportement mécanique et hydraulique des sols partiellement saturés. Thèse de Doctorat de l'Ecole Centrale de Paris, France.
- Ajorloo, A. M., Mroueh, H., and Lancelot L., (2012). Experimental Investigation of Cement Treated Sand Behavior Under Triaxial Test. *Geotech Geol Eng* (2012) 30:129–143.
- Akacem Mustapha (2008). Contribution à l'étude de la stabilisation aux liants hydrauliques des tufs de la région d'Adrar. Thèse de magister, USTO.
- Akacem Mustapha (2017). Valorisation des matériaux locaux tuf et sable de dunes dans la construction routière Saharienne. Thèse de doctorat, USTO.
- Alloul B (1981). Etude géologique des tufs calcaires et gypseux d'Algérie en vue de leur valorisation routière. Thèse de docteur 3ème cycle de l'Université de paris, juillet 1981.
- Amini, Y., Hamidi, A., (2014). Triaxial shear behavior of a cement-treated sand-gravel mixture. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 6 (2014) 455-465.
- Améraoui, Z., (2002). Les tufs d'encroûtements, utilisation dans la géotechnique routière. Thèse de magistère, Ecole Nationale Polytechnique, Alger.
- Araujo N. and Gomes Correia A. (2009). Précision triaxial equipment for the évaluation of the elastic behaviour of soils. *Proceedings of the 8th International Conference on the Bearing Capacity of Roads and Airfields*. Taylor & Francis Group. 125-134.
- Atkinson, J. H., AND Sallfors, G. (1991). Experimental determination of soil properties. In: *Proc. of the 10th ICSMFE, Balkema, Rotterdam, the Netherlands, Vol. 3, 915–956.*
- Banna y. Bedjou A. (2004). Valorisation des sables de dunes. Rapport de phase de projet, CNERIB
- Bear J., Bachmat, Y. (1991). Introduction to modeling of transport phenomena in porous media. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, The Netherlands.
- Bell FG, (1996). Lime stabilization of clay minerals and soils, *Engineering Geology*, Vol. 42, No. 4, 1996, pp. 223-237.
- Ben Dhia, M. H. (1983). Les tufs et encroûtements calcaires dans la construction routière. Thèse de doctorat, Université de Paris VI.
- Ben Dhia, M., Colombier, G., Paute, J. L. (1984). Tufs et encroûtements calcaires - utilisation routière. Colloque international Routes et Développement, Paris.
- 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 - janvier-février 1998 - réf. 4159 - pp33-42.
- Biarez J., et Favre, J.L. (1975). Parameters fitting and statistical analysis of data in soil mechanics. *Proceedings of the 2nd International Conference On Application of Statistics and Probabilities in Soil Mechanics*, Aachen, Vol. 2, 1975. p. 249-264.
- Biarez J., Hicher P., (1994). Elementary Mechanics of Soil Behaviour –saturated remoulded soils-, A. A. Balkema publishers, Rotterdam, Netherlands.
- 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.

- Boelle, J. L. (1983). Mesure en régime dynamique des propriétés mécaniques des sols aux faibles déformations. Thèse de doctorat d'ingénieur. Ecole centrale de paris.
- Boukezzi. Z. Lehabab (1997). Etude des tufs calcaires : utilisation en construction routière. Thèse de Magister, USTO.
- Boularek, M., (1989). Mode de construction et contrôle des routes sahariennes. Rencontre Maghrébine sur les techniques routières, Tunis, 20-23 nov.
- Boulkhiout M., (2002). Utilisation des tufs calcaires- sable de dune en géotechnique routière. Mémoire de Magister, ENP Alger.
- Boulkhiout M., (2015). Valorisation de tufs dans le béton. Thèse de doctorat, ENP Alger.
- Boutonnier Luc. (2007). Comportement hydromécanique des sols fins proches de la saturation cas des ouvrages en terre : coefficient B, déformations instantanées et différées, retrait / gonflement. Thèse de doctorat. Institut National Polytechnique De Grenoble.
- Bouzrara, M. A., (2006). Utilisation des matériaux locaux en construction routière. Des techniques novatrices et économiques. Inter-Lab, revue trimestrielle, groupe LCTP, N° 19.
- Chen, F.H., (1988). Foundations on expansive soils. Developments in Geotechnical Engineering, Vol 54, Elsevier Publishing Co. Amsterdam, 464 p.
- Cherrak, M., Morsli, M., Boutemour, R., and Bali, A. (2015). Valorization of the use of calcareous tuff and dune sand in Saharan road design. Journal of Civil Engineering and Architecture 9 (2015) 665-676, 4, 5.
- Chiheb Dalila (2001). Comportement mécanique et rhéologique d'un tuf-sable-bitume. Thèse de magistère, USTHB Alger.
- Colombier, G., (1988). Tufs et encroûtements calcaires : Utilisations routières. Synthèse, ISTD.
- Consoli NC, Foppa D, Festugato L, Heineck KS (2007). Key parameters for strength control of artificially cemented soils. J Geotech Geoenviron Eng 133(2):197–205.
- Coronado, O ; Caicedo, C. ; Taibi, S. ; Gomes Correia, A. ; Souli, H., Fleureau, J.M. (2016). Effect of water content on the resilient behavior of non standard unbound granular materials. Transportation Geotechnics 7 (2016) 29–39.
- CTTP (2001). Catalogue de Dimensionnement des Chaussées neuves. Organisme National de Contrôle Technique des Travaux Publics, Algérie.
- Cuisinier. Olivier, (2002). Comportement hydromécanique des sols gonflants compactés. Thèse de doctorat, Institut national polytechnique de Lorraine.
- 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.
- Cui. Y. 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 et chaussées.
- Dangla, P. (2001). Introduction à la mécanique des milieux poreux. Cours de DEA Mécanique des Solides, des Matériaux et des Structures, Ecole doctorale MODES, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.
- Daheur Elhadj Gesmia (2008). Comportement mécanique d'un mélange Tuf -Sable calcaire sans et avec traitement à la chaux et/ou ciment. Mémoire de fin d'étude, Université de Amar Telidji Laghouat.
- Daheur Elhadj Gesmia (2011). Contribution à l'étude de traitements des tufs d'encroûtements dans le domaine de la géotechnique routière. Thèse de magistère, Université de Amar Telidji Laghouat.
- Daheur E.G., Bouhicha, M., and Zaidi, A. (2012). L'influence du traitement des tufs d'encroûtements par les liants organique et hydraulique, sur la résistance à la

- compression et au cisaillement. 1st International Conference on Civil Engineering, 8-9 May 2012, Laghouat University, Algeria.
- Daheur E.G., Goual, I., and Taibi, S. (2015a). Effet de l'immersion sur le comportement mécanique d'un tuf gypso-calcaire traité aux liants organique ou hydraulique. 3th international conference on unsaturated soils. Batna, Algeria.
- Daheur E.G., Goual, I., et Mitiche-Kettab R. (2015b). Amélioration du comportement mécanique de tuf saharien par un traitement aux les liants hydrauliques ou organique. 13th Arab Structural Engineering Conference, University of Blida 1, December 13-15, 2015. ALGERIA
- Daheur Elhadj Guesmia, GOUAL Idriss, TAIBI Said, et Mitiche-Kettab R. (2018). Effect of Dune Sand Incorporation on the Physical and Mechanical Behaviour of Tuff :(Experimental Investigation). *Geotechnical and Geological Engineering*, p. 1-15
- Delfaut A. (1990). Traitement à la chaux vive et au ciment des argiles plastique du Sparnacienet de la régi parisienne : étude de laboratoire. LCPC, n° 169, pp 16 - 20.
- Delage. P, et al. (1987). Aspects du Comportement des Sols Non-saturés. *Revue Française de Géotechnique*, Vol. 40, pp. 33-43.
- Delage, P., Howat, M.D. and Cui, Y.J, (1998). The Relationship between Suction and Swelling Properties in a Heavily Compacted Unsaturated Clay. *Engineering Geology*, Vol. 50, No. 1/2, pp. 31-48.
- Delage, P., Cui Y.J., (2001). L'eau dans les sols non saturés. Extrait de la collection : Techniques de l'Ingénieur, C301.
- Domec, M., Alloul, B., (1980). Construction des chaussées au Sahara. Rapport technique du Laboratoire central des travaux publics, Alger.
- DTPO (2018). Direction des travaux publics d'Ouargla. 2018.
- Dupas, J. M., & Pecker, A. (1979). Static and dynamic properties of sand-cement. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 105(3), 419-436.
- Escario, V. (1980). Suction controlled penetration and shear tests. In *Expansive Soils* (pp. 781-797). ASCE.
- Fenzy, E., (1966). Particularité de la technique routière au Sahara. *Revue générale des routes et aérodromes*, N° 411, p. 57-71.
- Fleureau, J. M., Kheirbek-Saoud, S., Soemitro, R. & Taibi, S., (1993). Behavior of clayey soils on drying-wetting paths. *Cannadian Geotechnical Journal*, 30(2), pp. 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., igua,cu, brasil* (Vol. 1, p. 193-200). Assosia,cao de Mecanica dos Solos e Engenharia Geotecnica.
- Fleureau, J.-M. & Kheirbek-Saoud, S., (2002). Retrait et gonflement des sols soumis à un cycle de drainage-humidification, Paris : Ecole Centrale de Paris.
- Fleureau, J.M. (2005). Modules triaxiaux en petites et très petites déformations. Journée du 16 Décembre 2005.CFMS.
- Fooks, P. G., & Higginbothman, I. E. (1968). Problem of construction aggregates in desert areas with particular reference to the Arabian peninsula. *Proceedings of institution of civil engineers*, 39-67.
- Frenkel, H., Gersti, 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.

- Gandil P. (1988). Cours de routes, ENPC, 1988.
- Gardner W.R., (1956). Calculation of capillary conductivity from pressure plate outflow data », *Soil Science Society of American Journal*, 3: 1956, p. 317-320.
- Ghembaza. M. S, (2004). Comportement thermo hydromécanique d'une argile sableuse. XXII ème Rencontres Universitaires de Génie Civil, Ville et Génie Civil, Prix jeunes Chercheurs « René Houpert». 3 et 4 Juin 2004, Marne la Vallée.
- 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.
- Ghrieb Abderrahmane, Mitiche-Kettab Ratiba and Bali Abderrahim (2014). Stabilization and Utilization of Dune Sand in Road Engineering. *Arab J Sci Eng* (2014) 39:1517–1529.
- 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., De Bel, (2008). Tratamento de Solos com Cal. Da teoria à Prática L NEC, 28et 29 Février 2008.
- Goto S., Tatsuoka F., Shibuya S., et al. (1991). A simple gauge for local small strain measurements in the laboratory. *Soils and Foundations*, 1991, vol. 31, n°1, pp. 169-180.
- Goual Idriss (2002). Contribution à l'étude traitement aux liants hydrauliques des tufs de la région de Laghouat. Thèse de magistère, Université de Amar Telidji Laghouat.
- 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) – 2008, pp 101-112.
- Goual I., Goual M.S., Taibi S. and Abou-Bekr N. (2011). Behaviour of unsaturated tuff-calcareous sand mixture on drying-wetting and triaxial paths. *Geomechanics and Engineering*, Vol. 3, No. 4 (2011) 267-284
- Goual I. (2012). Comportement mécanique et hydrique d'un mélange de tuf et de sable calcaire de la région de Laghouat : Application en construction routière. Thèse de doctorat, université de Tlemcen-Algérie.
- 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. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, Vol. 16, No. 6, pp. 744–763.
- GTR (1992). Réalisation des remblais et des couches de forme. Guide technique, LCPC-SETRA, 204 p
- Gueddouda, M.K (2010). Comportement hydro-mécanique des sols compactés : Application à la conception d'une barrière ouvragée « sable de dune –bentonite. Thèse de doctorat, université de Tlemcen-Algérie.
- Gueddouda, M.K; Abou-Bekr N; Taibi S; Lamara M. (2011). Comportement hydrique et mécanique d'un mélange sable de dune-bentonite. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*. Volume 15 – No. 1/2011, pages 25 à 47.
- 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.
- Hamrouni, A., (1975). Routes économiques et routes à faible circulation. XVème Congrès mondial de la route, Mexico.

- Hibouche A., Taïbi S., Fleureau J.-M., et Herrier G. (2013). Comportement en petites déformations d'un sol traité à la chaux. Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris 2013.
- Hillel, D. (1980). Fundamentals of Soil Physics, Academic Press, 72 New York, NY, USA.
- Hieu Doan Tran (2006). Comportement élastique et visqueux des sables en petites et moyennes déformations : essais sur éprouvette cylindrique creuse et modélisation. Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon.
- Hoque E., Sato T. and Tatsuoka F. (1997). Performance evaluation of LDTs for use in triaxial tests. Geotechnical Testing Journal 20 (2), 149-167.
- Holtz, R., and Kovaks, W. (1996). Introduction à la Géotechnique, Édition de l'École Nationale Polytechnique de Montréal [Introduction to Geotechnical Edition of the National Polytechnic School of Montreal]. Montreal: Édition de l'École Nationale Polytechnique de Montréal.
- 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.
- James R, Kamruzzaman AHM, Haque A, Wilkinson A, (2008). Behaviour of lime-slag-treated clay,” Proc. the ICE, Ground Improvement, Vol. 161, No. 4, 2008, pp.207-216.
- Kassif. G et Ben Shalom. A, (1971). Experimental relationship between swell pressure and suction. Géotechnique, Vol. 21, pp. 245-255.
- Kettab R, Bali A, Fleureau J M, (2002). Sable enrobé : Étude et formulation. Journées Nationales de géotechnique et de géologie de l'ingénieur JNGG 2002 du 8 au 10 Octobre 2002. Nancy, France.
- Kettab Ratiba (2007). Contribution à la valorisation du sable de dunes. Thèse de doctorat d'état, Ecole nationale polytechnique, Alger.
- Inal A. (1980). Route en milieu désertique. IVème Conférence routière Africaine, Nairobi, 20-25jan.
- Larabi (1998). Comportement des assises en matériaux granulaires en zones désertiques. Séminaire International « La route transaharienne », Tamanrasset.
- Lasledj A, (2009). Traitement des sols argileux à la chaux : processus physico-chimique et propriétés géotechnique. Thèse de doctorat de l'université d'Orléans. 370 p.
- Lo, S.R., Wardani, S.P.R., (2002). Strength and dilatancy of a stabilized by a cement and fly ash mixture. Canadian Geotechnical Journal 39 (1), 77–89.
- Lorenzo, A.L., Bergado, D.T., (2004). Fundamental parameters of cement-admixed clay — new approach. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE 130 (10), 1042–1050.
- Mitchell, J.K., (1976). The Properties of Cement-Stabilized Soils, Proceeding of Residential Workshop on Materials and Methods for Low Cost Road, Rail, and Reclamation Works, Leura, Australia. Unisearch Ltd.
- Morel G., (1984). Sols fins traités en assises de chaussées. Étude en laboratoire du traitement à la chaux et au ciment des sols fins. Bull, liaison Labo P. et Ch. 133 sept. Oct. 1984 Réf. 2939.
- 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., (2005). Comportement du matériau tuf calcaire-sable de dune. Séminaire International sur le Compactage des Sols, Tunisie.

- Morsli, M. (2007). Contribution à la valorisation des tufs d'encroûtement en technique routière saharienne. Thèse de doctorat, école Nationale Polytechnique, Alger.
- Morsli, M., Abderrahim B., Mahmoud, B., and Michel, G. (2007). Etude du durcissement d'un tuf d'encroûtement de Hassi-Messaoud (Algérie). *Revue Européenne de Génie Civil*, vol.11, No. 9–10, pp 1219–1240.
- Mualem, Y., (1974). A conceptual model of hysteresis. *Water Resources Research* 10,514–520.
- Nakamura Y. Kuwano J. Hashimoto S. (1999). Small-strain stiffness and Creep of Toyoura Sand measured by a hollow cylinder apparatus. *Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials*, Rotterdam, Balkema, 141-148.
- Nedjari R. (2003). Résultats de planches expérimentales en sable enrobé et recommandations relatives à son utilisation. 3ème congrès algérien de la route, Alger 2003.
- Oldache El Hadj, (1988). Contribution à l'étude de la fixation des dunes dans les régions d'El Mesrane, Wilaya de Djelfa et de Boussaâda. Thèse de Magister.
- 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. (1994). Comportement mécanique des graves non traitées. *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n°190*, mars-avril, pp. 27-55.
- 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.
- Phuong Thao Nguyen Pham (2008). Étude en place et au laboratoire du comportement en petites déformations des sols argileux naturels. Thèse de doctorat, École Nationale des Ponts et Chaussées.
- Rajasekaran G and Rao N., (1997). The microstructure of lime-stabilized marine clay. *Ocean Engineering*, Vol.24, no. 9, 1997, pp. 867-875.
- Ridley A.M., (1993). The measurement of soil moisture suction. These Ph.D. imperial colleges of science.
- 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.
- 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.
- S.M.O 2018: Station métrologique d'Ouargla 2018.
- Soulié, F. (2008). Etude micromécanique de la cohésion par capillarité dans les milieux granulaires humides. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, vol. 12, No. 3, pp. 279–290.
- Soulié, F., (2006). Etude microscopique de la cohésion par capillarité dans les milieux granulaires humides. XXIVème Rencontres Universitaires de Génie civil - prix Jeunes chercheurs.
- 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.
- Tagle, E., F., (1976). Nuevos conceptos y materiales en el proyecto y construcción de pavimentos flexible. *Anal. Acad. Buenos Aires*.
- Taibi, S., Fleureau, J.M. ; Hadiwardoyo, Kheirbek-Saoud, S. (2008). Small and large strain behaviour of an unsaturated compacted silt. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*. Vol 12/ N°3 - 2008 - pp.203-228.

- Taïbi S. (1994). Comportement mécanique et hydraulique des sols soumis à une pression interstitielle négative-Etude expérimentale et modélisation. Thèse de doctorat, Ecole centrale Paris.
- Tessier D., (1975). Recherches expérimentales sur l'organisation des particules dans les argiles", Thèse Dr. Ingénieur, 1975. Conservatoire National des Arts et Métiers.
- Touati Tliba M.B. (1994). Particularité de dimensionnement des chaussées dans le contexte saharien. 2ème séminaire : les techniques routières sahariennes, Beni Abbès.
- Uddin, K., Balasubramaniam, A.S., Bergardo, D.T., (1997). Engineering behaviors of cement-treated Bangkok soft clay. *Geotechnical Engineering Journal* 28 (1), 89–119.
- Vanapalli, S. K., Fredlund, D. G. & Puffahl, D. E., (1999). Influence of soil structure and stress history on the soil-water characteristics of a compacted till.
- Vial Y.M., (1978). Sahara, milieu vivant. Collection Hatier.
- 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.
- Yahia- Aissa. M, (1999). Comportement hydromécanique d'une argile gonflante fortement compactée. Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Yong, R.N., et Warkentin, B.P., (1975). Soil properties and behaviour. Development in Geotechnical Engineering Series. Elsevier, Amsterdam. chap. 4.
- Zerhouni, (1991). Rôle de la pression interstitielle négative dans le comportement des sols –Application aux routes. Thèse de doctorat. Ecole Centrale de Paris.

Annexes

SPECIFICATIONS 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.

<i>Spécifications pour les tufs ou encroûtements calcaires</i>		
<i>Caractéristiques</i>	<i>Fondation</i>	<i>Base</i>
Dmax en mm	< 40	< 20
Granulométrie	Voir fuseau A2	Voir fuseau A2
Indice de plasticité	< 10 zone C	< 10 zone C
Carbonate CaCO ₃ en %	> 40	> 50
Sulfates (CaSO ₄ + 2H ₂ O) en %	< 3 zone C	< 3 zone C
Chlorures en %	<1	<1

PROPOSITION DE SPECIFICATIONS POUR L'ARGENTINE

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

<i>Caractéristiques</i>	<i>Fondation</i>	<i>Base</i>
Pourcentage de passant au tamis de		
38 mm	100	100
25 mm	70 - 100	70 - 100
19 mm	-	60 - 90
9,5 mm	35 - 75	45 - 75
4,8 mm	-	30 - 60
2,0 mm	-	20 - 50
0,42 mm	10 - 30	10 - 30
0,074 mm	5 - 20	3 - 10
Limite de liquidité	< 30	< 30
Indice de plasticité	<6	<6
Indice portant C.B.R après immersion	> 40	> 80
Coefficient Los Angeles		< 45

PROPOSITIONS DE SPECIFICATIONS DE NETTERBERG - AFRIQUE DU SUD*Routes revêtues par un béton bitumineux*

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

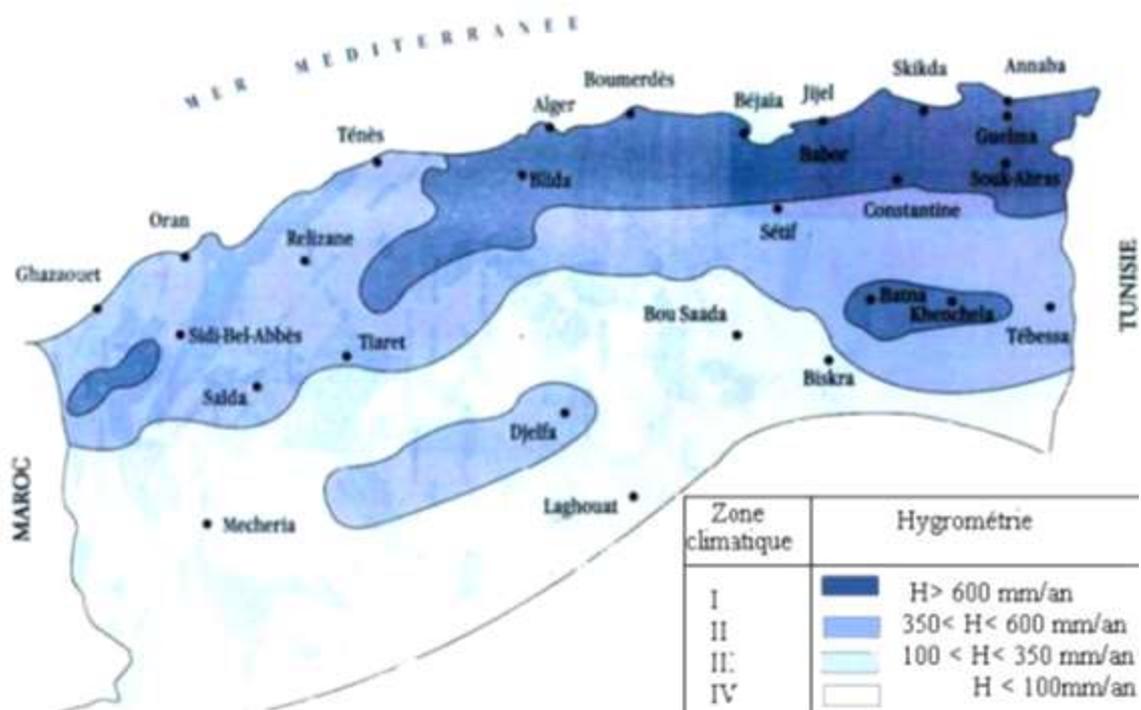
<i>Caractéristiques</i>	Nombres de véhicules / jour (moins de 20% PL > 3T)			
	< 500	500 - 1000	1000 - 2000	2000 - 5000
D _{max} en mm	19-38	38-53	38-53	38-53
Passant au tamis de 0.425 mm (%)	15-55	15-55	15-55	15-55
Limite de liquidité	< 40	< 35	< 30	< 25
Indice de plasticité	< 15	< 12	< 10	< 8
Retrait linéaire (%)	< 6	< 4	< 4	< 3
Indice de groupes max	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
Max absorption eau (%)	-	-	-	-
Aggregate pliers value (APV) à sec	> 50	> 60	> 70	> 70
Indice CBR après immersion	60	80	80	80
Indice CBR après immersion	80	80	100	200
Densité minimum (%)	98	98	98	98

**PROPOSITION DE SPECIFICATIONS POUR L'ALGERIE PAR ALLOUL (1981) ET
STRUILLOU (1984)**

			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 ; (γd = 0,95. γd 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
	CBR 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 Wopm puis 4 jours d'immersion ; la Los Angeles sur granulométrie A.

Zones pluviométriques d'Algérie (ANRH, 1993)



PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT DES JAUGES DE DEFORMATIONS

Les jauges sont constituées par un fil plié en accordéon et sont généralement fabriquées à partir d'une mince feuille métallique (quelques μm d'épaisseur) et d'un isolant, que l'on traite comme un circuit imprimé (par lithographie ou par attaque à l'acide).

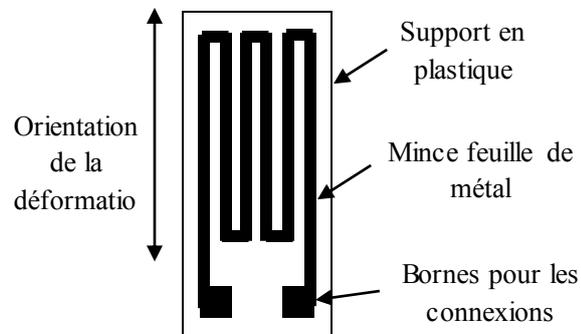


Schéma d'une jauge de déformation.

La jauge de déformation repose sur le principe de l'allongement ou du raccourcissement d'un fil résistif solidaire du support qui se déforme.

En agissant par traction ou compression sur le fil, celui-ci s'allonge ou se rétrécit. Cette variation de longueur modifie sa résistance électrique. On mesure alors cette variation de résistance entre l'état de repos et l'état sous contrainte. Le fil est agencé en spires de manière à ce que la déformation agisse en même temps sur plusieurs tronçons du fil pour amplifier la variation de résistance électrique.

La résistance d'un conducteur de section S et de longueur L est égale à : $R = \frac{\rho L}{A}$ (III – 1)

Avec : R : la résistance,

ρ : la résistivité du conducteur dont est formée la jauge,

L : la longueur du fil conducteur de la jauge,

A : la section de la jauge.

Une variation de longueur provoque une variation de résistance selon la formule essentielle de l'extensométrie : $\frac{\Delta R}{R} = k \frac{\Delta L}{L}$ (III – 2)

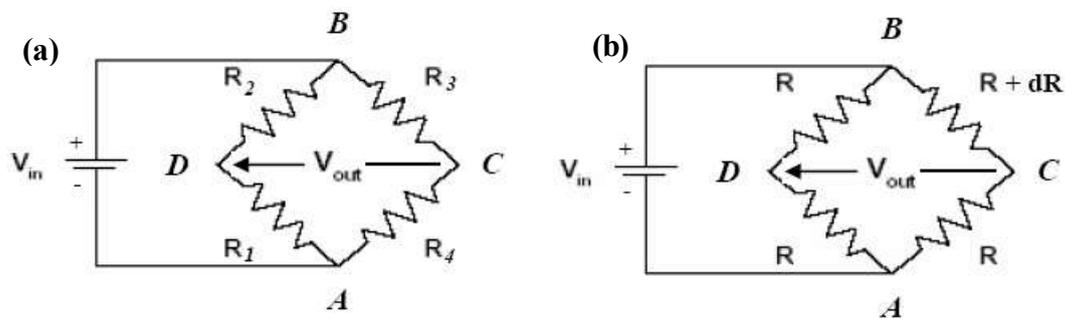
k est une constante qui dépend des matériaux considérés et de la température. Elle

caractérise la sensibilité de la jauge.

PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT DE PONT DE WHEATSTONE

Le pont de Wheatstone est utilisé pour le mesurer de la petite variation de la résistance ΔR de l'équation (III-2). C'est un moyen très précis de mesurer des résistances. Il est constitué de quatre résistances disposées en quadrilatère (Figure V-4a).

Ce qui caractérise le montage est le pont, entre les points C et D, contenant un ampèremètre qui détecte le courant lorsque A et B sont reliés à une source de tension ou de courant.



(a) Principe de pont de Wheatstone ; (b) Pont simple (quart de pont).

✚ équilibrage du pont

En appliquant le théorème de Millman en C et en D, on a :

$$V_C = \frac{\left(\frac{V_A}{R_4} + \frac{V_B}{R_3}\right)}{\left(\frac{1}{R_4} + \frac{1}{R_3}\right)} = \frac{(V_A R_3 + V_B R_4)}{(R_3 + R_4)} \quad (\text{III} - 3)$$

$$V_C = \frac{\left(\frac{V_A}{R_1} + \frac{V_B}{R_2}\right)}{\left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2}\right)} = \frac{(V_A R_2 + V_B R_1)}{(R_2 + R_1)} \quad (\text{III} - 4)$$

$$V_{in} = (V_B - V_A) \quad V_{out} = (V_D - V_C)$$

Equation de base de pont

$$V_{out} = \frac{V_{in}(R_1R_3 + R_2R_4)}{(R_2 + R_1)(R_3 + R_4)} \quad (\text{III} - 5)$$

Le pont est dit équilibré lorsque V_{out} est nul quelle que soit l'entrée.

Cela se traduit donc par :

$$\text{Equilibrage du pont} \Leftrightarrow (R_1R_3 + R_2R_4)$$

Pour un Pont simple (quart de pont) comme dans notre cas (Figure V-4b) :

Le pont est initialement équilibré avec $R_1 = R_2 = R_3 = R_4 = R$

Mais R_1 ou R_2 varie de dR

L'équation de base devient alors :

$$dV_{out} = \frac{V_{in}(4dR R^3 + 0)}{(4dR R^2)(4dR R^2)} = \frac{V_{in}}{4} \frac{dR}{R} \quad (\text{III} - 6)$$

Soit :

$$V_{out} = \frac{V_{in}}{4} \frac{\Delta R}{R} \quad (\text{III} - 7)$$

Principe de fonctionnement de l'Appareil Pundit

Un transducteur piézoélectrique émetteur une onde de déformation. Cette onde se propage dans l'échantillon et est interceptée par un autre transducteur récepteur.

La vitesse de propagation de cette onde est affichée sur l'instrument par le mesure du temps que met celle-ci pour traverser l'échantillon. Le temps que met cette onde pour traverser l'échantillon s'affiche sur l'instrument, connaissant la distance entre les transducteurs émetteur et récepteur, on déduit la vitesse de propagation de celle-ci.

Le module d'un matériau élastique linéaire et isotrope peut déterminer en utilisant la relation qui lie la vitesse de propagation des ondes et le module élastique.

$$E = \frac{V^2 \rho (1-\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)} \quad (\text{III-8})$$

Avec : V : La vitesse de propagation de onde ;

ρ : La masse volumique de matériau ;

ν : Le coefficient de Poisson.