

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Djilali Liabès
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil & Travaux Publics



Thèse

Contribution théorique et expérimentale à l'étude de stabilisation des argiles gonflantes par ajout de granulats de caoutchouc des pneus usagés.

Présentée au
Département de Génie Civil, UDL, Sidi Bel Abbés

Pour obtenir
Le diplôme de **Docteur**

Spécialité : **Génie Civil**
Option : **Géotechnique et Matériaux**

Par

BEKHITI Melik

Soutenue le 12 09 - 2019 devant la Commission d'examen

Jury MM.

<i>Dr. ASROUN Aissa</i>	Prof	UDL. SBA	Président
<i>Dr. ZADJAOUI Abdeldjalil</i>	Prof	U. Tlemcen	Examineur
<i>Dr. AISSA MAMOUNE Sidi Mohammed</i>	Prof	CU. Ain Témouchent	Examineur
<i>Dr. TROUZINE Habib</i>	Prof	UDL SBA	Encadreur

A ma chère mère
A mon cher père
A mes frères, mes aînés

A ma famille
Aux petits Mohamed Chames Eddine, Walid Bader Eddine, Mustapha Dia Eddine et Ibrahim
Elkalil

A tous à toutes, merci.

REMERCIEMENTS

*Je tiens à exprimer mes plus vives reconnaissances à Monsieur **H.TROUZINE**, mon professeur à l'Université Djilali Liabès de Sidi Bel Abbès, avec qui j'ai travaillé tout au long de cette thèse. J'y ai pu profiter de ses connaissances scientifiques, de ses conseils éclairés et apprécier de sa constante disponibilité et sa grande qualité humaine. Je désire chaleureusement lui rendre hommage ici.*

*Je voudrais remercier Dr. **ASROUN Aissa**, Professeur de l'UDL Sidi Bel Abbès qui m'a fait l'honneur de présider le jury de cette thèse. Qu'il puisse trouver ici l'assurance de ma respectueuse gratitude.*

*Je remercie également, Monsieur **ZADJAOUI A.**, Professeur à l'Université de Tlemcen et Monsieur **AISSA MAMOUNE M.**, Professeur au CU Ain Témouchent d'avoir accepté d'examiner ce travail.*

*Je tiens aussi à remercier Dr. **Peter Bourne-Webb**, professeur à l'Institut technique de Lisbonne au Portugal, pour sa disponibilité et l'aide qu'il m'a fournie pour l'avancement de mes travaux de recherche.*

Je remercie pareillement l'ensemble des membres du laboratoire que j'ai côtoyés quotidiennement, Université de Sidi Bel Abbès, ainsi que, tous les membres du laboratoire de recherches LGCE de l'université de Sidi Bel Abbès, le laboratoire du L.N.H.C de Sidi Bel Abbès et L.N.H.C de Djelfa, qui ont tous œuvré à la réalisation de cette recherche.

Mes pensées vont également à toute ma famille et particulièrement à mes parents pour leur soutien et leur encouragement permanent.

Contribution théorique et expérimentale à l'étude de stabilisation des argiles gonflantes par ajout de granulats de caoutchouc des pneus usagés.

Résumé

Les sols gonflants sont à l'origine de nombreux dégâts au niveau des structures. Plusieurs techniques sont utilisées pour la conception sur sols gonflants. L'objectif de cette recherche est d'aborder une nouvelle technique de stabilisation des sols gonflants par ajout de fibres de caoutchouc issues des pneus usagés. Un programme expérimental a été entrepris pour étudier l'effet des fibres de caoutchouc des pneus usés sur le comportement de gonflement des sols argileux. Dans la première partie, deux sols ont été étudiés (sol de Ayaida et la Bentonite de Maghnia dans le nord-ouest de l'Algérie), en tenant compte de la compressibilité élevée et de la faible absorption d'eau du caoutchouc des pneus usés. L'analyse granulométrique, les densités, les limites d'Atterberg, les tests de gonflement libres ainsi que des essais de chargement-déchargement ont été effectués sur les deux sols et leurs mélanges avec différentes teneurs en fibres (10%, 20%, 25% et 50%). La deuxième partie vise à identifier l'effet mixte du ciment et des fibres de pneus usés sur le gonflement, la résistance à la compression et la ductilité du sol argileux à haute plasticité (la bentonite). Dans cette partie, trois ratios de ciment (5, 7.5 et 10%) et quatre ratios de fibres de caoutchouc (0, 0.5, 1 et 2%) en poids de sol ont été évalués. Les résultats montrent que les limites de liquidité, les potentiels de gonflement, la pression de gonflement et le temps nécessaire pour atteindre le gonflement maximal diminuent progressivement lorsque la teneur en déchets de fibres de caoutchouc augmente, les mêmes résultats constatés quand on utilise les déchets de fibres avec le ciment, cette réduction est significative pour les sols au potentiel de gonflement élevé. En raison de la forte compressibilité du caoutchouc des pneus usés, les indices de compression et de recompression augmentent considérablement avec (teneur en fibres ou fibres et ciment ensemble). Les courbes de contrainte-déformation issues des essais de R_c ont montré que l'inclusion de fibres de pneus dans un sol cimenté augmentait la résistance R_c . Le comportement maximal en R_c et en ductilité a été atteint avec une teneur en fibres de caoutchouc de 2%. Dans la troisième approche théorique, utilisant les lois des mélanges, sera d'abord abordé pour ensuite comparer ces résultats aux campagnes expérimentales. Il ressort des résultats que la ferraille de caoutchouc des pneus usés peut être utilisée comme matériau de renforcement pour la modification des sols argileux, mais avec un contenu qui ne devrait pas affecter considérablement la compressibilité du mélange. Les résultats ont également permis de mettre en évidence l'effet bénéfique de la fibre. Les échantillons de ciment renforcé de fibres se sont révélés largement plus ductiles que les échantillons non renforcés, ce qui est hautement souhaitable dans de nombreuses applications.

Mots-Clés: Argile gonflante, pneus usagés, stabilisation, lois des mélanges, expérimentation, ciment stabilisé, résistance à la compression, ductilité.

Theoretical and experimental contributions to the study of stabilizing swelling clays by adding rubber granules used tires.

Abstract

Expansive soils are causing damage to many levels of structures. Several techniques are used for the design of soil swelling. Theoretical and experimental contributions to the study of stabilizing swelling clays by adding the rubber granules waste tires. The objective of this thesis is to discuss a new technique for stabilization of swelling soils by additions of aggregates from the use tires. An experimental programme was undertaken to investigate the effect of scrap tyre rubber on the swelling behaviour of composite clayey soils, using a large mix ratio. In the first part, two soils were studied (Ayaida and bentonite soils in the north-west of Algeria) by considering the high compressibility and low water absorption of scrap tyre rubber. Particle size analysis, specific gravity, Atterberg limit analysis, free swelling as well as loading-unloading tests were performed on the two soils and their mixtures with varying fiber content (10%, 20%, 25% and 50%). The second part aims to identify the mixed effect of cement and used tire fibers may have on the swelling, compressive strength and ductility of high plasticity clay soil (bentonite). In this part, three different cement ratios (5, 7.5 and 10%) and four different rubber fiber ratios (0, 0.5, 1 and 2%) by weight of soil, were evaluated. The results show that the liquid limits, dry density, swell potentials, swelling pressure and time to reach maximum heave decrease gradually when the scrap rubber alone or with fiber and cement together content increases, and this reduction is significant for the soil with the higher swelling potential. Owing to the high compressibility of scrap tyre rubber, compression and recompression indexes increase considerably with (fiber content or fiber and cement together). The stress-strain curves from the UCS tests showed that the inclusion of tire fibers within cemented soil increased the UCS. Maximum UCS and ductility behavior was attained at a rubber fiber content of 2%. The third part a theoretical approach, using the laws of mixtures; will first be approached to compare these results with experimental companions. It appears from the results that scrap tyre rubber can be used as reinforcement material for the modification of clayey soils, yet with a content that should not greatly affect the mixture compressibility. The results also allowed highlighting the beneficial effect of the fiber, the fibers-reinforced cement specimens were found to be much more ductile than unreinforced specimens, which is highly desirable in many backfill applications.

Key words: Swelling clay, Scrap tyre rubber, stabilization, Law of mixtures, experimentation, Cement stabilized, Unconfined compressive strength, Ductility.

ملخص

تسبب التربة الطينية عدة أضرار على مستويات الهياكل للمباني. وتستخدم العديد من التقنيات للحد من انتفاخ التربة الطينية. الهدف من هذه الرسالة هو دراسة تقنية جديدة لتثبيت تورم التربة بواسطة استعمال ألياف العجلات المطاطية المستعملة. أجري برنامج تجريبي لدراسة تأثير خردة المطاط الإطارات على سلوك تورم التربة الطينية، وذلك باستخدام مزيج بنسبة عالية. في الجزء الأول تمت دراسة تربتين (عيايدة والبتونيت من الشمال الغربي الجزائري) من خلال النظر إلى الانضغاطية عالية و انخفاض امتصاص المياه من طرف خردة إطارات المطاط المستعملة. أجريت تجارب على حجم الحبيبات والنقل النوعي وحد المرونة، تم إجراء اختبارات تورم حر وكذلك اختبارات تفريغ والتحميل على كل من التربة ومخاليطها بمحتويات ليفية مختلفة (10 %، 20 %، 25 % و 50 %). يهدف الجزء الثاني إلى تحديد التأثير المختلط للأسمنت وألياف الإطارات المستخدمة على التورم، والقوة الانضغاطية، وقابلية ليونة للتربة الطينية عالية اللدونة (البتونيت). في هذا الجزء تم تقييم ثلاثة نسب أسمنتية مختلفة (5، 7.5 و 10%) وأربعة نسب مختلفة من الألياف المطاطية (0، 0.5، 1 و 2%) من وزن التربة. بينت النتائج أن حد المرونة، سعة تورم، والضغط تورم انخفضت تدريجيا عندما نزيد في محتوى الألياف المطاطية، نفس النتائج وجدت عند استخدام نفايات الألياف مع الأسمنت، وهذا الانخفاض مهم بالنسبة للتربة عالية تورم. نظرا للانضغاطية العالية من الإطارات المطاط المستعملة، زيادة مؤشرات الضغط وإعادة الضغط إلى حد كبير مع زيادة نسب (محتوى الألياف أو الألياف والأسمنت معا). أظهرت منحنيات الإجهاد والتشوه من اختبارات مقاومة الضغط أن إدراج ألياف الإطارات البالية داخل التربة الأسمنتية زاد من مقاومة الضغط. تم تحقيق الحد الأقصى لسلوك إجهاد الضغط والسلوك ليونة في محتوى من الألياف المطاطية بنسبة 2%. الجزء الثالث، و نستخدم في ذلك قانون المخاليط من أجل الدراسة النظرية، وبعد الحصول على النتائج يتم مقارنتها بالنتائج التجريبية المحصل عليها. يبدو من نتائج المحصل عليها أن الإطارات الخردة المطاطية المستعملة يمكن أن تستخدم كمادة لتعزيز أو لتعديل التربة الطينية، ولكن مع المحتوى السذي لا ينبغي أن تؤثر بشكل كبير على خليط الانضغاطية. سمحت النتائج أيضا بتسليط الضوء على التأثير المفيد للألياف، وجد أن عينات الإسمنت المسلح المقوى أكثر مرونة من العينات غير المدعمة، وهو أمر مرغوب فيه للغاية في العديد من تطبيقات الردم.

الكلمات المفتاحية: طين قابلة للانتفاخ، العجلات المطاطية المستعملة، استقرار، قانون المخاليط، تجاربة، الأسمنت، مقاومة الضغط، ليونة.

Tableau des matières

DEDICACE

REMERCIEMENTS

RESUME

LISTES DES FIGURES ET DES TABLEAUX

Introduction générale 1

1 Retrait-gonflement des argiles : Revue bibliographique

1.1	Introduction	6
1.2	Minéralogie des argiles	7
1.2.1	Minéraux argileux	7
1.2.1.1	Structure des argiles	7
1.2.1.1.a	Feuillets en tétraèdre (de silice)	8
1.2.1.1.b	Feuillets en octaèdre (ou d'alumine)	8
1.2.1.2	Principaux groupes de minéraux argileux	9
1.2.1.2.a	Kaolinite	9
1.2.1.2.b	Montmorillonite	11
1.2.1.2.c	L'illite	12
1.3	Forces entre particules d'argile	13
1.3.1	Force de répulsion	13
1.3.2	Force d'attraction	13
1.3.3	Force d'hydratation (attractive – répulsive)	14
1.4	Phénomène de gonflement	14
1.4.1	Mécanisme de gonflement	14
1.4.2	Description du phénomène de gonflement	14
1.5	Facteurs influençant le retrait-gonflement des sols argileux	16
1.5.1	Facteurs intrinsèques	16
1.5.1.1	Composition minéralogique	16
1.5.1.2	Capacité d'échange cationique (CEC)	16
1.5.1.3	Surface spécifique d'une particule argileuse	17
1.5.1.4	Activité des argiles	18
1.5.1.5	Théorie de la double couche	20

1.5.2	Facteurs externes	21
1.5.2.1	Teneur en eau initiale	21
1.5.2.2	Densité sèche	23
1.5.2.3	Mode de compactage	24
1.5.2.4	Effet de l'échelle	25
1.6	Caractérisations de l'aptitude des sols argileux au retrait-gonflement	26
1.6.1	Paramètres du gonflement	26
1.6.2	Caractérisation au laboratoire	27
1.6.3	Caractérisations indirectes	27
1.6.4	Modèles d'estimation du gonflement - Méthodes indirectes	31
1.7	Stabilisation des sols gonflants	32
1.7.1	Stabilisation mécanique	32
1.7.1.1	Par compactage	32
1.7.1.2	Par substitution	33
1.7.1.3	Par préhumidification	33
1.7.2	Stabilisation chimique	33
1.7.2.1	Addition des solutions salines	34
1.7.2.2	Stabilisation par les liants hydrauliques (Chaux, Ciment)	35
1.7.2.2.a	Stabilisation par ajout de la chaux	36
1.7.2.2.b	Stabilisation par ajout du ciment	39
1.8	Effets des fibres sur la résistance à la compression et ductilité du sable stabilisée par ciment	42
1.9	Conclusion	44
2	Les fibres en géotechnique	
2.1	Introduction	46
2.2	Les Fibres	47
2.2.1	Les fibres d'amiante	47
2.2.2	Les fibres de Carbone	47
2.2.3	Les fibres verres	48
2.2.4	Les Fibres Polymères	49
2.2.5	Les fibres végétales	49
2.2.6	Les fibres métalliques	50

2.3	Problématique des pneus usagés	52
2.4	Les fibres de caoutchouc des pneus usés	54
2.5	L'utilisation des fibres en géotechnique	54
2.5.1	Types de fibres utilisés en géotechnique	56
2.5.2	Domaines d'utilisation	58
2.5.3	Absorption d'eau par les fibres	59
2.5.4	Adhérence fibres-sols fins	61
2.5.5	Influence des fibres sur les propriétés des sols argileux	62
2.6	Conclusion	66

3 Campagne expérimentale

3.1	Introduction	67
3.2	Matériaux utilisés	68
3.2.1	Bentonite de Maghnia	68
3.2.2	L'argile d'Oran	69
3.2.3	Fibres de caoutchouc du pneu usé	69
3.2.4	Cement et l'eau	71
3.3	Identification des sols	71
3.3.1	Analyse chimique	72
3.3.2	Analyse granulométrique	72
3.3.3	Limites d'Atterberg ou limites de consistance	74
3.4	Identificaton de la poudrette de caoutchouc des pneus usagés	74
3.4.1	Analyses granulométriques	74
3.4.2	Caractéristiques physiques de la poudrette de caoutchouc	75
3.4.3	Analyse chimique de la poudrette de caoutchouc	76
3.4.4	Essai de cisaillement rectiligne	77
3.4.4.1	Préparation des éprouvettes	77
3.4.4.2	Exécution des essais	77
3.4.5	Résultats et interprétations	78
3.4.6	Régression polynomiale	79
3.4.6.1	Variation de la cohésion en fonction de la taille des particules de la poudrette de caoutchouc	80

3.4.6.2	Variation de l'angle de frottement interne en fonction de la taille des particules de la poudrette de caoutchouc	81
---------	--	----

Partie A: Effets des fibres de caoutchouc de pneus usés sur deux types de sols argileux

3.5	Caractérisation des mixtures	83
3.5.1	Préparation des mixtures	83
3.5.2	Limites d'Atterberg	84
3.5.3	Essai au bleu de Méthylène	86
3.5.4	Essai du pycnomètre	87
3.5.5	Essai de compressibilité œdométrique	88
3.5.6	Essais à l'œdomètre de gonflement libres et à volume constant	93
3.5.7	Résistance au cisaillement	94

Partie B : Effets des fibres de caoutchouc de pneus usés sur bentonite stabilisée par ciment

3.6	Préparation des mélanges et des échantillons de la bentonite stabilisée par ciment	97
3.6.1	Essai de compression simple	98
3.6.2	Test de Proctor standard	101

Partie A : Effets des fibres de caoutchouc de pneus usés sur deux types de sols argileux

3.7	Résultats et interprétations	103
3.7.1	Effets des fibres de caoutchouc de pneus usés sur la limite de liquidité	103
3.7.2	Effets des fibres de caoutchouc de pneus usés sur la limite de plasticité	103
3.7.3	Effets des fibres de caoutchouc de pneus usés sur l'indice de compression	105
3.7.4	Effets des fibres de caoutchouc de pneus usés sur l'indice de gonflement	105
3.7.5	Effets de la teneur en caoutchouc de pneus usés sur le potentiel de gonflement	107
3.7.6	Effets des fibres de caoutchouc de pneus usés sur la pression de gonflement	109
3.7.7	Effets des fibres de caoutchouc des pneus usés sur les caractéristiques mécaniques aux cisaillements des mixtures (sol-fibres de caoutchouc)	111

Partie B : Influence des fibres de caoutchouc de pneus usées sur la bentonite stabilisée par le ciment

3.7.8	Effets des fibres de caoutchouc et du ciment sur la limite de liquidité de la bentonite	112
3.7.9	Effets des fibres de caoutchouc et du ciment sur la limite de plasticité de la bentonite	113
3.7.10	Effets des fibres de caoutchouc de pneus usés et du ciment sur la densité sèche maximale (DSM)	114
3.7.11	Effets des fibres de caoutchouc de pneus usés et du ciment sur la teneur en eau optimale (TEO)	115
3.7.12	Effets des fibres de caoutchouc de pneus usés sur le potentiel de gonflement	116
3.7.13	Effets des fibres de caoutchouc de pneus usés sur la pression de gonflement	118
3.6.14	Effets des fibres de caoutchouc de pneus usés sur l'indice de compression	119
3.7.15	Effets des fibres de caoutchouc de pneus usés sur l'indice de recompression	120
3.7.16	Influence de la teneur en ciment sur la résistance à la compression (Rc)	120
3.6.17	Influence de la teneur en fibres de caoutchouc de pneu sur la résistance à la compression (Rc)	121
3.7.18	Déformation axiale et indice de ductilité (Rc)	122
3.8	Conclusion	125

4 Estimation mathématique du Potentiel et la pression de gonflement des mixtures

4.1	Introduction	128
4.2	Position du problème	128
4.2.1	Objectifs	128
4.2.2	Outil (scilab)	129
4.3	Estimation indirecte du potentiel de gonflement	130

4.4	Modèles mathématique de prévision de gonflement	132
4.4.1	Estimation du taux de gonflement	132
4.4.2	Estimation de la pression de gonflement	133
4.5	Dépouillement et interprétation des résultats	133
4.5.1	Taux de gonflement	134
4.5.2	Pression de gonflement	135
4.6	Conclusion	137

5 Estimation des modules d'élasticité des mixtures sols - fibres

5.1	Introduction	138
5.2	Position du problème	139
5.2.1	Objectifs	139
5.2.2	Méthodologie	139
5.3	Techniques d'homogénéisation	139
5.3.1	Lois biphasiques de mélange	140
5.3.2	La phrase matricielle "le sol"	141
5.3.2.1	Module de Young élastique du sol	141
5.3.3	La phase renforcement (Fibres de caoutchouc)	142
5.3.3.1	Module de Young élastique des fibres de caoutchouc de pneus usés (la phase deux)	142
5.4	Module de Young expérimental les deux sols étudiés	143
5.5	Dépouillement et interprétation des résultats	144
5.5.1	Résultats des Approches Prédictives	145
5.5.2	Confrontation des résultats	147
5.6	Conclusion	150

6	Conclusion générale et perspectives	150
7	Référence bibliographique	154

Annexes

Liste des figures

1.1.	Feuillet en tétraèdre.....	8
1.1. a. c.	Tétraèdre de silice	8
1.1. b.	Vue isométrique d'un feuillet de silice en tétraèdre	8
1.1. d.	Schéma du feuillet de silice	8
1.2.	Feuillet en octaèdre.....	8
1.2. a. c.	Octaèdre d'aluminium	8
1.2. b.	Vue isométrique d'un feuillet en octaèdre.....	8
1.2. d.	Schéma du feuillet en octaèdre d'aluminium.....	8
1.3.	Représentation de la structure minéralogique d'une particule d'argile.....	9
1.4.	Structure atomique de la kaolinite.....	10
1.5.	Structure atomique de Famille de la montmorillonite.....	11
1.5. a.	Schéma de la structure élémentaire de la montmorillonite.....	12
1.5. b.	Vue isométrique de la structure atomique de la montmorillonite	12
1.6.	Structure atomique de Famille de l'illite.....	13
1.6. a.	Schéma de la structure élémentaire de l'illite.....	14
1.6. b.	Vue isométrique de la structure atomique et schématique de l'illite.....	15
1.7.	Force d'hydratation.....	16
1. 8.	Mécanismes de gonflement des argiles par hydratation.....	17
1.9.	Courbe de gonflement en fonction du temps.....	17
1. 10.	Mesure de la CEC.....	18
1.11.	Abaque pour identification des sols gonflants.....	19
1.12.	Abaque d'évaluation de potentiel de gonflement.....	19
1.13.	Schéma d'une double couche d'eau entourant une particule argileuse.....	20
1.14.	Schéma de l'eau adsorbée des minéraux argileux.....	21
1.15.	Ions échangeables.....	21
1. 16.	Potentiel de gonflement en fonction de la teneur en eau initiale.....	22
1.17.	Variation du gonflement en fonction de la teneur en eau initiale.....	22
1.18.	Variation de la pression de gonflement en fonction de la densité sèche	23
1.19.	Variation du gonflement en fonction de la densité sèche initiale.....	24
1.20.	Comparaison entre les valeurs de perméabilité obtenue sur des éprouvettes compactées par pétrissage et par méthode statique.....	25
1.21.	Variation du gonflement final en fonction de l'épaisseur des échantillons.....	25
1.22.	Caractérisation des sols gonflants d'après (Vijayvergiya et Ghazzaly, 1973)	29
1.23.	Classification des sols gonflants.....	30
1.24.	Variation de la pression de gonflement en fonction du temps avec les différentes solutions.....	34
1.25.	Effet des sels utilisés sur l'argile de Mansourah.....	35
1.26.	Effet de la chaux sur la pression de gonflement des échantillons traités compactés à l'OPN	37
1.27.	Effet du dosage à la chaux sur le gonflement de la Bentonite de Maghnia...	37
1.28. a.	Variation des limites de consistance en fonction du temps pour 3% et 6%	

	chaux.....	38
1.28. b.	Evolution de la valeur au bleu de méthylène en fonction de pourcentage de chaux.....	38
1.29.	Courbe Proctor de l'argile traitée à la chaux et non traitée.....	39
1.30. a.	Evolution du potentiel de gonflement des éprouvettes traitées à 3 et 6% de chaux conservées suivant le premier mode.....	39
1.30. b.	Evolution de pression de gonflement.....	39
1.31.	Effet des stabilisants sur les limites des consistances.....	41
1.31. a.	Effet des stabilisants sur la limite de liquidité W_L (%).....	41
1.31. b.	Effet des stabilisants sur l'indice de plasticité I_P (%).....	41
1.32.	Effet des stabilisants sur les paramètres mécaniques de gonflement.....	41
1.32. b.	Effet des stabilisants sur le du gonflement.....	41
1.32. a.	Effet des stabilisants sur potentiel la pression du gonflement.....	41
1.33	Résultats de R_c de 2% de ciments spécimens renforcés avec différents ratios de fibres (série A°).....	42
1.34	Résultats de R_c de 4% de ciments spécimens renforcés avec différents ratios de fibres (série B°).....	43
1.35	Résultats de R_c de 6% de ciments spécimens renforcés avec différents ratios de fibres (série C°).....	43
2.1.	Les fibres métalliques, (formes et dimensions variables).....	53
2.2.	Ruptures d'écrasement des éprouvettes avec 8% de chaux et différents dosages en fibres : (a) 0%, (b) 0.05%, (c) 0.15%, (d) 0.25%, après 7 jours...	56
2.3.	Effet des fibres de caoutchouc, de polyéthylène et de polypropylène sur les valeurs de R_c des éprouvettes renforcées.....	57
2.4.	Effet des longueurs, de 2% de fibres en caoutchouc, de 0.2% de fibres en polyéthylène et de 0.2% de fibres en polypropylène sur les valeurs de R_c des éprouvettes renforcées.....	57
2.5.	Schéma d'une filière de valorisation matière.....	59
2.6.	Interaction dans un mélange de fibres végétales et de sol.....	60
2.7.	Courbes contrainte-déformation d'éprouvettes non fibrées et renforcées par des fibres.....	61
2.8.	Effet de la teneur en fibres de nylon sur le potentiel de gonflement du sol avec une longueur différente de diamètre (aspect) de rapport (L / d).....	63
2.9.	Effet de la teneur en fibres de palmier sur le potentiel de gonflement du sol avec une longueur différente de diamètre (aspect) de rapport (L / d).....	63
2.10.	Effet de la teneur en fibres de nylon sur la pression de gonflement du sol-1 avec une longueur différente de diamètre (aspect) de rapport (L / d).....	64
2.11.	Effet de la teneur en fibres de palmier sur la pression de gonflement du sol- 1 avec une longueur différente de diamètre (aspect) de rapport (L / d).....	64
2.12.	Effet de la teneur en fibres de nylon sur la pression de gonflement du sol-2 avec une longueur différente de diamètre (aspect) de rapport (L / d).....	64
2.13.	Effet de la teneur en fibres de palmier sur la pression de gonflement du sol- 2 avec une longueur différente de diamètre (aspect) de rapport (L / d).....	64
2.14.	Effet de la teneur en fibres de nylon sur la pression de gonflement du sol-3 avec une longueur différente de diamètre (aspect) de rapport (L / d).....	65

2.15.	Effet de la teneur en fibres de palmier sur la pression de gonflement du sol-3 avec une longueur différente de diamètre (aspect) de rapport (L / d).....	65
3.1.	Localisation des sites des argiles étudiées.....	69
3.2.	Aspect de fibres de caoutchouc de pneus usés.....	70
3.3.	Courbes granulométriques des deux argiles.....	73
3.4.	Courbes granulométriques de granulats de caoutchouc de pneus usés.....	75
3.5.	Les trois classes de granulats de caoutchouc de pneus usés : A inférieure à 0,08 mm, B : taille de 1 mm et C : taille de 1.6 mm.....	75
3.6.	Essais de cisaillement direct trois classes de poudrette de caoutchouc.....	78
3.7.	Valeurs de la cohésion et de l'angle de frottement interne en fonction du logarithme décimale de la taille moyenne des particules de caoutchouc de pneus usagés selon la littérature et le présent travail.....	80
3.8.	Régressions polynomiales de la cohésion en fonction de la taille moyenne des particules de caoutchouc de pneus usagés.....	81
3.9.	Régressions polynomiales l'angle de frottement interne en fonction de la taille moyenne des particules de caoutchouc de pneus usagés.....	82
3.10.	Localisation des échantillons étudiés sur le diagramme de Casagrande.....	84
3.11.	Essais œdométrique avec moules œdométrique.....	88
3.12.	Courbe de compressibilité d'un sol gonflant.....	89
3.13.	Courbe œdométrique l'argile d'Oran.....	90
3.14.	Courbe œdométrique de la Bentonite de Maghnia.....	90
3.15.	Les échantillons de Bentonite avec différentes teneurs en caoutchouc.....	90
3.16.	Principe d'un essai de cisaillement rectiligne à la boîte.....	93
3.17.	Photo de l'appareillage de l'essai de cisaillement.....	94
3.18.	Les caractéristiques mécaniques de résistance au cisaillement.....	94
3.19.	Variation de résistance à la compression en fonction de déformation axiale pour les mélanges BF0C5, BF0.5C5, BF1C5 et BF2C5.....	99
3.20.	Variation de résistance de compression en fonction de déformation axiale pour les mélanges BF0C7.5, BF0.5C7.5, BF1C7.5 et BF2C7.5.....	98
3.21.	Variation de résistance de compression en fonction de déformation axiale pour les mélanges BF0C10, BF0.5C10, BF1C10 et BF2C10.....	100
3.22.	Effets de teneur en fibres et ciment sur Rc des mélanges	100
3.23.	Variation de densité sèche et de teneur en eau optimale des mélanges BF2C5, BF2C7.5 et BF2C10.....	102
3.24.	Variation de densité sèche et de teneur en eau optimale des mélanges BF0C5, BF0.5C5, BF1C5 et BF2C5.....	102
3.25.	Effet de teneur en caoutchouc de pneus usés sur les limites de consistance de sol (A).	104
3.26.	Effet de teneur en caoutchouc de pneus usés sur les limites de consistance de sol (B).....	104
3.27.	Effet de teneur en caoutchouc de pneus usés sur les indices de compression de gonflement du sol A.....	106

3.28.	Effet de teneur en caoutchouc de pneus usés sur les indices de compression de gonflement du sol B.....	106
3.29.	Effet de teneur en caoutchouc de pneus usés sur le potentiel de gonflement de sol A.....	108
3.30.	Effet de teneur en caoutchouc de pneus usés sur le potentiel de gonflement de sol B.....	108
3.31.	Effet de teneur en caoutchouc de pneus usés sur le potentiel et la pression de gonflement de sol A.....	110
3.32.	Effet de teneur en caoutchouc de pneus usés sur le potentiel et la pression de gonflement de sol B.....	110
3.33.	Variation de cohésion et angle de frottement du sol B en fonction de teneur en caoutchouc de pneus usés	111
3.34.	Variation de cohésion et angle de frottement du sol A en fonction de teneur en caoutchouc de pneus usés	112
3.35.	Effet de teneur en fibres et du ciment sur les limites de consistance du sol bentonite et de ses mélanges.....	113
3.36.	Variation de la densité sèche maximale de différents mélanges.....	114
3.37.	Variation de teneur en eau optimale de différents mélanges.....	115
3.38.	Effet de teneur en fibres sur le potentiel de gonflement des mélanges BF0C5, BF0.5C5, BF1C5 et BF2C5.B.....	117
3.39.	Effet de teneur en fibres sur le potentiel de gonflement des mélanges BF0C7.5, BF0.5C7.5, BF1C7.5 et BF2C7.5.....	117
3.40.	Effet de teneur en fibres sur le potentiel de gonflement des mélanges BF0C10, BF0.5C10, BF1C10 et BF2C10.....	118
3.41.	Effets de taux de fibres et de ciment sur le potentiel et la pression de gonflement des mélanges.....	119
3.42.	Effets de teneur en fibres et de ciment sur les indices de compression et de recompression des mélanges.....	120
3.43.	Influence de teneur en fibres et ciment sur le ratio de résistance à la compression R.....	122
3.44.	Effets de taux de fibres sur la déformation axiale à la résistance maximale pour différents mélanges.....	124
3.45.	Influence de la teneur en fibres sur la ductilité D de différents mélanges...	124
4.1.	La fenêtre console du logiciel Scilab.....	129
4.2.	L'éditeur Scipad.....	130
4.3.	Programme propose pour le calcul de taux et pression de gonflement.....	134
5.1.	Photographies montrant (i) des fibres de caoutchouc des pneus usés, (ii) et (iii) la poudre de caoutchouc.....	142
5.2.	Programme propose pour estimer le module d'élasticité en utilisant les modèles analytiques.....	145
5.3.	Modules d'élasticité effectifs en fonction de la fraction volumique du renfort pour les différents modèles analytiques de l'argile d'Ayaida.....	146
5.4.	Modules d'élasticité effectifs en fonction de la fraction volumique du renfort pour les différents modèles analytiques de la bentonite de Maghnia..	146
5.5.	Modules d'élasticité effectifs en fonction de la fraction volumique du	

	renfort confrontation des résultats analytiques et expérimentaux pour l'argile d'Ayaida.....	148
5.6.	Modules d'élasticité effectifs en fonction de la fraction volumique du renfort confrontation des résultats analytiques et expérimentaux pour la bentonite de Maghnia.....	148

Liste des tableaux

1.1.	Classification des phyllosilicates.....	11
1.2.	Relation entre type de cations et gonflement.....	17
1.3.	Caractéristiques physico-chimiques des minéraux argileux courants.....	18
1.4.	Activité de différents minéraux.....	19
1.5.	Classification du potentiel de gonflement des sols argileux selon différents auteurs.....	27
1.6.	Paramètres hydriques et potentiel de gonflement.....	29
1.7.	Modèles d'estimation du taux de gonflement (ϵ_g) et de la pression de gonflement (σ_g).....	31
1.8.	Les pourcentages utilisés.....	40
2.1.	Caractéristiques physiques et mécaniques des fibres d'amiante.....	47
2.2.	Caractéristiques des fibres de carbone.....	48
2.3.	Caractéristiques physiques et mécaniques des fibres verres.....	48
2.4.	Propriétés mécaniques des fibres de polymère.....	49
2.5. a	Caractéristiques physique de fibres végétales les plus utilisées.....	50
2.5. b	Caractéristiques physiques et mécaniques de quelques fibres végétales.....	50
2.6.	Quantités de pneus importés par l'Algérie.....	53
2.7.	Caractéristiques physiques et mécaniques de fibres de caoutchouc.....	54
2.8.	Valeurs des Rc et du retrait-gonflement des échantillons.....	56
3.1.	Propriétés de la fibre de caoutchouc de pneu usées.....	70
3.2.	Propriétés du ciment utilisé.....	71
3.3.	Compositions chimiques des sols utilisés dans l'étude.....	72
3.4.	Caractéristiques de la poudrette de caoutchouc utilisée.....	76
3.5.	Composition chimique de la poudrette de caoutchouc utilisée.....	76
3.6.	Résultats expérimentaux de C et de \emptyset	79
3.7.	Présentation des résultats portés sur le diagramme de Casagrande pour l'argile de d'Oran et la Bentonite de Maghnia et les mixtures.....	85
3.8.	Activité des argiles étudiées.....	85
3.9.	Classification des sols selon la valeur de VBS.....	86
3.10.	Résultats de l'essai au bleu de méthylène et surface spécifique totale.....	87
3.11.	Classification des sols étudiés selon leur VBS.....	87
3.12.	Surfaces spécifiques totales (Sst) de quelques argiles.....	87
3.13.	Présentation des différentes densités des sols et de leurs mélanges.....	88
3.14.	Résultats l'essai de l'œdomètre pour l'argile d'Oran et la Bentonite de Maghnia et leurs mixtures.....	91
3.15.	Relation entre la nature du sol et le coefficient de compressibilité.....	92
3.16.	Classement des sols A et B et les mixtures selon l'indices de compressibilité.....	92
3.17.	Caractéristiques mécaniques des sols A et B et leurs mélanges.....	96
3.18.	Résumé des essais de compression simple	101
4.1.	Potentiel de gonflement estimé (en fonction des limites d'Atterberg) des échantillons testés.....	131
4.2.	Modèles d'estimation du taux de gonflement (S %).....	132
4.3.	Modèles d'estimation de la pression de gonflement (P_s %).....	133
4.4.	Taux de gonflement mesuré et estimé pour les sols étudiés.....	134
4.5.	Pression de gonflement mesurée et estimée pour les sols étudiés.....	135
5.1.	Le module d'élasticité effectif par les différents modèles analytiques.....	140

5.2.	Les valeurs typiques du module de Young pour le matériau cohésif.....	141
5.3.	Le module d'élasticité de composite sol-fibres mesuré expérimentalement	144
5.4.	Caractéristiques expérimentales et la fraction volumique pour les composites de sol-fibres.....	145
5.5.	Modules d'élasticité effectifs des sols-fibres obtenus par les différents modèles analytiques (MPa).....	146
5.6.	Modules d'élasticité effectifs (MPa): Confrontation des différents modèles analytiques aux résultats expérimentaux.....	147
5.7.	Écarts (%) sur les modules d'Young entre les prédictions des modèles analytiques et des résultats expérimentales.....	147

Notations et Symboles

γ_s	Poids spécifique
W_{nat}	Teneur en eau naturelle
W_{CaCO_3}	Teneur en carbonate
W_L	Limite de liquidité
W_P	Limite de plasticité
I_P	Indice de plasticité
ε_g	l'amplitude de gonflement
V_{BS}	Valeur de bleu
S_{st}	Surface spécifique
C_g	Coefficient de gonflement
C_c	Coefficient de consolidation
P_g	La pression de gonflement
c	Cohésion
\emptyset	L'angle de frottement
W	Teneur en eau
γ_d	La masse volumique sèche
ΔH	Gonflement total
H	La hauteur de l'éprouvette
R_c	Résistance à la compression uniaxiale
ν	Le coefficient de Poisson
E_a	Le module de Young de renfort
E_m	Le module de Young de la matrice
E_C	Le module de Young de la composite
V_a	Le fraction massique de renfort
V_m	Le fraction massique de la matrice
V_m	Le fraction massique de la matrice
w	Poids de sol naturel
σ_f	La contrainte axiale à la rupture
S	Le potentiel de gonflement
e_0	l'indice des vides initial
e_f	l'indice des vides final
SSB	surface spécifique de Blaine

Introduction générale

Les processus de retrait-gonflement des sols argileux préoccupent depuis de longues années les géotechniciens et les professionnels du bâtiment. Ce phénomène, qui fait partie des catastrophes dites « naturelles », présente la sinistralité la plus coûteuse en l'Algérie. Dans un tel contexte, son étude s'avère essentielle pour tenter de limiter les dommages au bâti. C'est pourquoi, ce travail a été entrepris. Par ailleurs, l'occurrence des phénomènes climatiques extrêmes et la perspective d'un changement climatique global pouvant entraîner des sécheresses exceptionnelles, justifie le développement de travaux de recherche.

Ces processus résultent de facteurs climatiques, géologiques et géotechniques, mais des facteurs anthropiques aggravants en rapport avec le bâti et son environnement immédiat sont également connus. Du point de vue géologique, le phénomène de retrait-gonflement trouve son origine dans la nature de la fraction argileuse des sols ainsi que dans la microstructure ou texture des sols. En particulier, une forte teneur en argiles de type smectites a pour conséquence des phénomènes de gonflement-retrait du sol en fonction des variations de teneur en eau imposées par les conditions environnementales. Ces variations sont essentiellement liées aux interactions entre le sol, le climat et la végétation dans l'environnement immédiat des constructions.

Ainsi, les sols verts, constituant une catégorie importante parmi les sols sensibles au retrait-gonflement, représentent environ 2,5 % de la surface des terres émergées et sont présents principalement dans les zones climatiques où de fortes variations saisonnières de précipitation et de température sont observées [TES84]. On les trouve ainsi en Australie, en Inde, aux Etats-Unis, au Canada, en Afrique (et particulièrement en Ethiopie et dans la zone sub-saharienne), en Amérique du Sud (au Brésil, au Venezuela, au Paraguay et en Bolivie), au Mexique, sur le pourtour méditerranéen (en Algérie, au Maroc, etc.).

En Algérie, les zones arides représentent près de 95% du territoire national dont 80% hyper arides [HAL88]. Plusieurs cas de désordres liés au gonflement ont été signalés dans de nombreuses régions telles que : Batna (hôpital de N'Gaous); Illizi (raffinerie de In Amenas) [DER98], Oran (hôpital Sidi Chahmi), [HAC99].

Les pneumatiques usagés sont des déchets polluants et préoccupants. Le stockage aérien non contrôlé des pneus peut constituer une source de nuisances écologiques (esthétique, développement de larves, de moustiques, de rongeurs...) et présente des risques potentiels d'incendie et donc de pollution et de sécurité.

L'Algérie est parmi les pays, qui disposent d'extraordinaires ressources en fibres végétales (de palmier, Alfa Abaca, Chanvre, Coton ...), malheureusement, leur valorisation dans les domaines pratiques, entre autre, dans les matériaux de construction est encore peu exploitée.

La stabilisation des sols argileux a été étudiée par un grand nombre de chercheurs. En géotechnique plusieurs techniques de stabilisation des sols gonflants sont utilisées (substitution de l'argile, stabilisation chimique, mécanique ou thermique) Steinberg, 1998.

Cependant plusieurs recherches utilisant, mélangeant de l'argile avec des fibres polypropylènes, fibre synthétique [TAN07], [CAI06]. Beaucoup de méthodes et d'appareillages ont été mis au point, pour connaître l'influence de l'efficacité des fibres sur la stabilisation d'un sol argileux. Quelques exemples sont cités concernant l'utilisation des fibres servant à la stabilisation des sols argileux.

Sous les effets de gonflement du sol, les autoroutes, les ponts et les bâtiments sont endommagés. Des études antérieures avaient pour objectif de comprendre le comportement d'argiles expansives et les problèmes pouvant survenir en raison de changements de volume [NEL92], [CHE87], [STE98] [AKB07]. Certaines méthodes de renforcement existent pour stabiliser les sols expansifs: elles incluent la stabilisation avec des additifs chimiques [ZHA14], [RAD17], les méthodes thermiques [SCH13], [LUI19], le contrôle du compactage [NEL92], [LUI19], [RAH18], [ATT97], la substitution du sol, le remouillage, le contrôle de l'humidité et le chargement en surcharge [NEL92], [CHE87], [LUI19], [ATT97]. Certaines méthodes étaient utilisées pour augmenter les propriétés de résistance et réduire le comportement de gonflement des sols expansifs [PUP00]. Plusieurs chercheurs ont tenté de stabiliser les sols argileux avec des matériaux naturels, manufacturés et dérivés [KAL06], [ALA08], [SHC15]. Les pneus usés utilisés sous forme de copeaux, de bandes et de granulés sont maintenant considérés comme des matériaux de construction [BEL14], [MUK17]. Ainsi, les boues d'épuration, les cendres et les pneus usés présentaient un bon potentiel de stabilisation des sols par mélange [ALA06], [SIG16].

Özkul et al. ont constaté que l'influence des fibres de caoutchouc sur la résistance des argiles diminuait avec l'augmentation des niveaux de confinement et que la présence de fibres de caoutchouc inclinait de manière à réduire la résistance de l'argile [ÖZK07]. Le mélange d'échantillons d'argile expansive avec de la fibre de caoutchouc de pneus usés réduit la pression et l'amplitude de gonflement [TRU12]. De nombreux scientifiques ont également expérimenté le comportement d'un sol cimenté avec et sans renforcement de fibres et ont confirmé que l'inclusion de fibres entraînait

une augmentation de la résistance des échantillons et modifiait le comportement fragile du sol en un comportement plus ductile [SUN11], [OLG13], [MIR13]. Les études sur le comportement des sols argileux cimentés renforcés se limitent aux travaux de Khattak et al. [KHA06] et Tang et al. [TAN07].

Les tests expérimentaux expliquent clairement que la fissuration par dessiccation du sol était significativement affectée par l'inclusion des fibres [TAN12], [LAK12], ce qui peut être dû à l'interaction des fibres et du sol cimenté, qui entraîne une augmentation de la résistance du sol cimenté renforcé.

Les méthodes indirectes de caractérisation, basées sur l'identification géotechnique des matériaux, sont très utiles en tant qu'indicateurs du potentiel de gonflement des sols, mais ne peuvent pas remplacer les essais en laboratoire, de détermination des paramètres de gonflement, que sont la pression de gonflement ou le taux de gonflement. Ces méthodes indirectes sont en général, déterminées à partir d'échantillons remaniés dont le comportement n'est pas identique à celui du matériau à l'état naturel.

Rappelons que l'œdomètre est l'appareil classique le plus utilisé dans les laboratoires de géotechnique pour les études de gonflement. Cependant, les procédures et les normes d'essais différents rendent les comparaisons délicates. L'estimation des caractéristiques du gonflement nécessite la disposition d'essais standards, à la fois simples, bien adaptés et surtout fiables.

Objectifs et organisation de la thèse

On se propose dans ce travail et dans le but de valoriser les matériaux locaux « les pneus usés », d'investiguer la possibilité d'utiliser une barrière constituée d'un mélange des fibres de caoutchouc de pneus usés et les deux sols des caractéristiques différentes.

L'étude présentée dans cette thèse est une tentative de stabilisation par ajout des fibres de caoutchouc issu de pneus usagés. Deux argiles d'origine et de caractéristiques différentes ont été utilisées, la Bentonite provenant de l'unité Bental de Maghnia (Wilaya de Tlemcen) et une deuxième argile naturelle provenant de la région de Ayaida à Oran. Des mélanges de ces argiles avec de des fibres de caoutchouc ont été confectionnés et étudiés.

Les travaux sont présentés sous forme de cinq chapitres et un travail bibliographique présentant un état de l'art sur ce sujet. L'étude bibliographique s'est focalisée sur l'identification des sols gonflants et les résultats majeurs concernant leur structure interne, l'interaction sol-eau, le processus de retrait-gonflement au niveau microscopique et macroscopique, les rôles de différents paramètres sur le processus de retrait-gonflement, l'influence du processus de retrait-gonflement sur la structure interne des sols gonflants. Cette étude bibliographique est complétée en présentant les différentes techniques expérimentales de caractérisation de l'aptitude des sols argileux au retrait-gonflement. Les facteurs affectant le gonflement et les différents types de stabilisation. Les méthodes indirectes de caractérisation, basées sur l'identification géotechnique des matériaux. Comme on a également étudié l'utilité des fibres pour évaluer la résistance à la compression de sable stabilisée par ciment.

Le deuxième chapitre est consacré à la problématique des pneus usagés ainsi que les différentes techniques valorisant ces déchets dans le secteur du génie civil. Et la valorisation des déchets industriels qui devient nécessaire, et inévitable pour produire à la fois des fibres ou poudrette à prix concurrentiels. Les déchets peuvent participer au développement et à la protection de l'environnement qui est devenue le souci de toute la planète notamment pour les pays émergents du tiers monde qui possèdent une multitude de déchets industriels. Une autre étude a été également faite autour de l'utilisation des fibres en géotechniques leurs influences à la pression, à l'amplitude de gonflement, à la résistance à la compression et à la ductilité.

Le troisième chapitre est une campagne expérimentale réalisée au niveau du laboratoire de mécanique des sols et matériaux du département de génie civil à l'Université de Sidi Bel Abbès ainsi qu'au laboratoire National de l'Habitat et de la Construction de Sidi Bel Abbès. Des essais d'identification, chimiques, et mécaniques ont été menés sur les fibres de caoutchouc de pneus usés et des échantillons de l'argile d'Ayaida, la Bentonite de Maghnia et des mélanges de Bentonite- fibres de caoutchouc et l'argile-fibres avec différentes fractions massiques. On a également étudié l'influence des fibres de caoutchouc de pneus usés sur la résistance à la compression simple, le comportement de gonflement, des tests de consolidation, densité sèche, tests de chargement-déchargement et la ductilité du sol argileux (bentonite) stabilisée par le ciment. Après la présentation du protocole d'essais, les résultats sont présentés et analysés.

Dans le quatrième chapitre, les résultats de modélisation du gonflement réalisé en se basant sur un modèle empirique sont exposés. Ensuite, les valeurs de pression et l'amplitude de gonflement obtenues par la méthode du gonflement libre et à volume constant sont présentées et discutées. Enfin, les résultats expérimentaux obtenus sont comparés à ceux estimés par des modèles empiriques existants dans la littérature. Estimation mathématique du potentiel et la pression de gonflement par l'utilisation de la programmation de logiciel de SCILAB.

Le cinquième chapitre est consacré à l'application de quelques Lois de mélange à la prédiction du module de Young effectif des sols composites particulière des fibres de caoutchouc de pneus usés par l'utilisation de SCILAB. On qualifie les méthodes d'homogénéisation des procédures mathématiques consistant à déterminer les propriétés effectives "macroscopique" d'un matériau micro hétérogène (mais macro homogène) à partir de ses propriétés locales, i.e. en tout point de son volume.

Enfin, une conclusion générale et quelques perspectives de ce travail.

1 Retrait-gonflement des argiles : Revue bibliographique

1.1 Introduction

Le terme argile est assez imprécis, il en existe plusieurs définitions. Pour un géotechnicien ou un mécanicien des sols, un sol argileux est un matériau meuble ou déformable dont une proportion importante des éléments a une taille inférieure à 2 μm . Ces éléments sont constitués de minéraux argileux mais aussi d'autres minéraux non argileux (quartz, carbonates, feldspaths, etc...). La nature et la proportion des minéraux argileux sont en grande partie responsables des caractéristiques géotechniques, du comportement hydrique et mécanique du matériau (plasticité, compressibilité, phénomène de retrait-gonflement). La définition que nous retiendrons par la suite est celle des minéralogistes qui définissent les argiles comme des minéraux phylliteux ou fibreux dont la taille n'excède pas quelques μm .

La plupart des sols sont susceptibles de gonfler ou de s'effondrer lors d'une imbibition, ce processus dépend de l'intensité des contraintes appliquées au sol et de l'historique de ces contraintes. Ainsi, comme la souligné une classification trop rigide des sols gonflants et des sols effondrables peut induire en erreur [SHA88].

Cependant, au cours de l'imbibition, l'amplitude de gonflement peut changer considérablement d'un sol à l'autre. Ainsi, un fort potentiel de gonflement est principalement attribué à la présence, dans le sol, de minéraux argileux gonflants tels que la montmorillonite.

La compréhension des interactions physico-chimiques existant entre l'eau et l'argile du sol permet d'expliquer son comportement.

Les facteurs entrant en jeu dans la variation de la sensibilité au phénomène de retrait-gonflement des sols sont d'une part la nature et la proportion des minéraux argileux, d'autre part l'arrangement ou texture de l'ensemble des minéraux entrant dans la composition du sol.

Dans ce contexte, l'objectif principal de ce chapitre est de réaliser une synthèse bibliographique sur ces facteurs de prédisposition au retrait-gonflement et d'exposer les différents critères chimiques, physiques, hydriques, mécaniques jouant un rôle déterminant dans les processus de retrait-gonflement.

Dans la première partie de ce chapitre, après avoir défini les argiles au sens minéralogique et énoncé les propriétés du système eau / particules argileuses, une synthèse de l'ensemble des caractéristiques des « sols argileux » sera présentée. Ensuite, les aspects phénoménologiques des

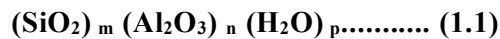
processus de retrait-gonflement seront analysés, prenant en considération les différentes origines : physico-chimique et mécanique, et précisant les facteurs extérieurs susceptibles d'influencer ces processus. Pour terminer ce chapitre, les méthodes de caractérisations directes et indirectes de l'aptitude et la pression des sols argileux au retrait-gonflement, aussi bien au laboratoire qu'in situ, par des mesures de paramètres géotechniques mécaniques et quelques résultats bibliographiques sur la stabilisation du sol gonflant, seront exposées. En fin une étude sur l'influence des fibres sur la résistance à la compression et sa ductilité du sol stabilisée par ciment.

1.2 Minéralogie des argiles

1.2.1 Minéraux argileux

Les argiles sont constituées de fines particules de dimensions inférieures à 2 μm chargées négativement, leur présence rend l'argile fortement sensible aux molécules d'eau. Cette sensibilité se traduit par le gonflement, le retrait et le changement des paramètres mécaniques.

C'est la variation de la teneur en eau qui est le facteur déclenchant des variations de volume. Une augmentation de la teneur en eau entraîne le phénomène de gonflement tandis que sa diminution induit le phénomène de retrait. Ces minéraux sont composés des particules de formes aplaties et de dimensions très petites, les cristaux ressemblent à des minces plaques ou plaquettes. Leur formule chimique est de la forme suivante [HAF93].



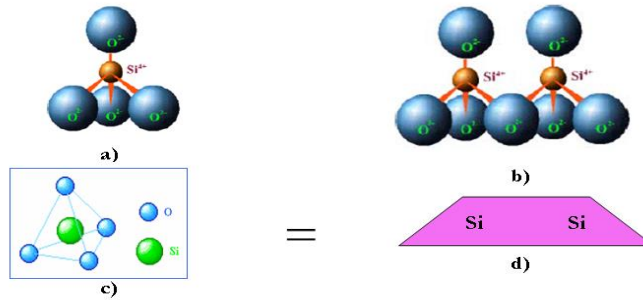
1.2.1.1 Structure des argiles

Les minéraux argileux sont des silicates hydratés appartenant au groupe des phyllosilicates. Ces phyllosilicates sont formés par un empilement de feuillets, chacun étant formé par un arrangement de deux types de couches, l'une tétraédrique (T) à base de silice et l'autre octaédrique (O) à base d'hydroxyde d'aluminium.

Ces feuillets ont une épaisseur de 7 à 14 \AA , alors que les particules argileuses sont formées d'un empilement de paquets de feuillets, avec une épaisseur d'au moins quelques centaines d'Angströms (\AA) d'épaisseur.

 1.2.1.1.a Feuillet en tétraèdre (de silice)

Le feuillet en tétraèdre noté « T » est une combinaison d'unités tétraédriques de silice composées de quatre atomes d'oxygène aux sommets entourant un atome unique de silicium ; L'épaisseur des feuillets en tétraèdre est de 5 Å. (figure 1.1).



a) et c) *Tétraèdre de silice* [GRI59].

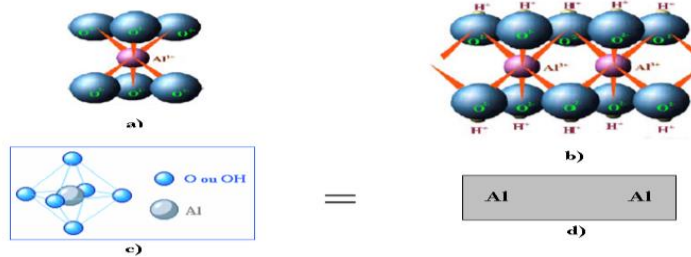
b) *Vue isométrique d'un feuillet de silice en tétraèdre* [GRI59].

d) *Schéma du feuillet de silice* [LAM53].

Figure 1.1. *Feuillet en tétraèdre*

 1.2.1.1.b Feuillet en octaèdre (ou d'alumine)

Le feuillet en octaèdre noté « O » est une combinaison d'unités octaédrique composées de six atomes d'oxygène ou d'hydroxyde entourant un atome d'aluminium, de magnésium, de fer ou d'un autre élément (Figure 1.2).



a) et c) *Octaèdre d'aluminium* [GRI59].

b) *Vue isométrique d'un feuillet en octaèdre* [GRI59].

d) *Schéma du feuillet en octaèdre d'aluminium* [LAM53].

Figure 1.2. *Feuillet en octaèdre.*

La représentation de la structure minéralogique d'une particule d'argile est donnée par l'organigramme suivant (Figure1.3).

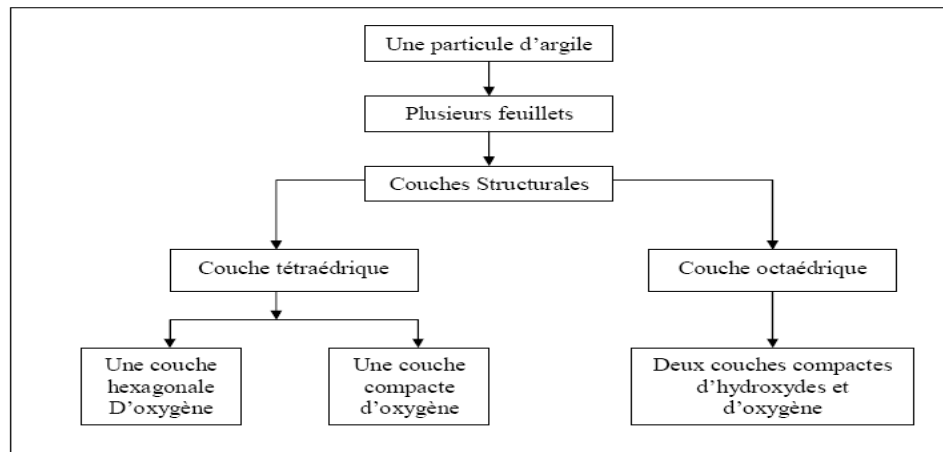


Figure 1.3. Représentation de la structure minéralogique d'une particule d'argile [HOL91].

1.2.1.2 Principaux groupes de minéraux argileux

En se basant sur le type de feuillet, sa charge et la nature des espaces interfoliaires il est possible d'identifier différentes familles de minéraux argileux qui présentent des caractéristiques structurales, morphologiques et colloïdales spécifiques (Brindley, 1951, Caillère et Hénin, 1956) (Tableau 1.1).

Les sols argileux sont un mélange complexe de différents minéraux, les minéraux argileux les plus représentés étant les illites, les kaolinites, les smectites de type montmorillonite et les interstratifiés. Une description des principales familles de minéraux argileux est présentée dans les paragraphes suivants.

1.2.1.2.a Kaolinite

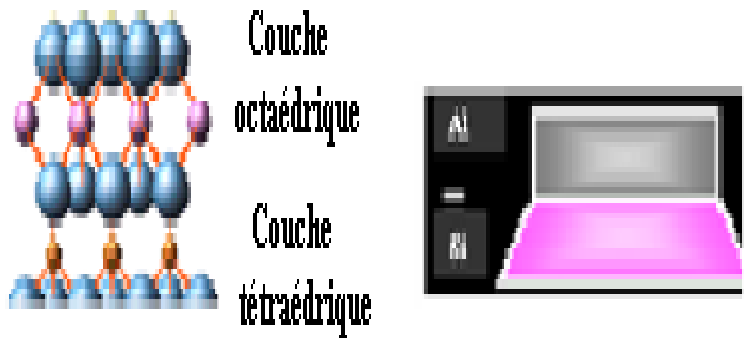
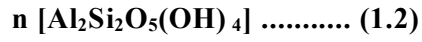
Chaque feuillet de cette famille résulte de l'assemblage d'un feuillet tétraédrique SiO_4 avec un feuillet octaédrique $\text{AlO}_2(\text{OH})_4$ (Figure 1.4).

Les couches de base successives sont maintenues par les liens d'hydrogène entre les hydroxydes du feuillet en octaèdre et les atomes d'oxygène du feuillet en tétraèdre.

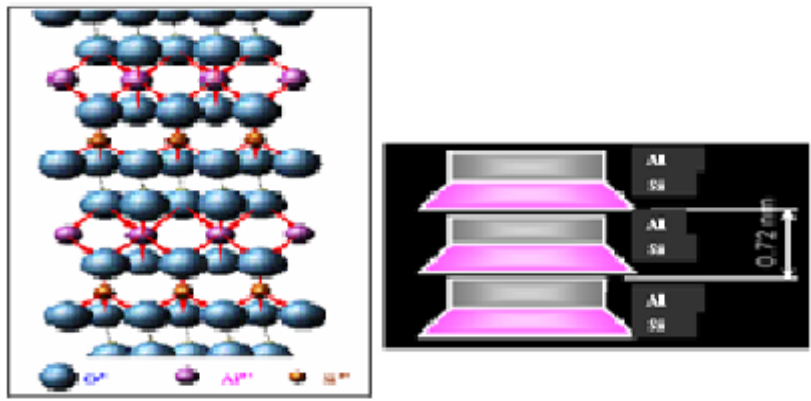
Ces liaisons empêchent l'hydratation entre les feuillets élémentaires permettant un empilement relativement important de couches et la formation d'un cristal d'assez grande dimension. L'espace inter-foliaire de cette famille est de 7.2 Å.

La kaolinite est une argile stable, non-gonflante et sa structure élémentaire n'est pas affectée par la présence d'eau et ne peut être détruite que par chauffage à 450°C.

La formule générale d'un feuillet de kaolinite est donnée par la formule suivante, [HAF93].



a) Schéma de la structure élémentaire de la Kaolinite [LAM53].



b) Vue isométrique de la structure atomique de la kaolinite.

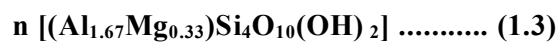
Figure 1.4. Structure atomique de la kaolinite.

Tableau 1. 1. Classification des phyllosilicates (d'après Caillère et Hénin, 1963 ; complété par [BES90] ; [MIT93])

Nature du feuillet	Nature des Cations interfoliaires	Charge /maille élémentaire	Groupe	Nature de la couche octaédrique	Exemples	
1/1	Pas de cations ou seulement H ₂ O	x = 0	Kaolinites	Dioctaédrique	kaolinite, dickite, nacrite, halloysite chrysotile, antigorite, lizardite	
			Serpentines	Trioctaédrique		
2/1	Pas de cations	x = 0	Pyrophyllites	Dioctaédrique	Pyrophyllites talc	
			Talc	Trioctaédrique		
	Cations hydratés et échangeables	x = 0.2 à 0.6	Smectites		Dioctaédrique	montmorillonite, beidellite, nontronite. saponite, hectorite, sauconite
					Trioctaédrique	
					Dioctaédrique	
	Cations monovalents non hydraté	x = 0.6 à 1.0	Micas		Trioctaédrique	vermiculite trioctaédrique muscovite, illite, paragonite
					Dioctaédrique	
					Trioctaédrique	
	Cations divalents non-hydratés	x = 1.8 à 2.0	Micas durs		Dioctaédrique	margarite clintonite
					Trioctaédrique	
Hydroxyles	x variable	Chlorites		Di-trioctaédrique	cookeite, sudoite clinochlore, chamosite, nimitite	
				Trioctaédrique		
				Trioctaédrique		
2 / 1 fibreux	x variable	Palygorskites		Trioctaédrique	palygorskite	
			Sépiolites			

1.2.1.2.b Montmorillonite

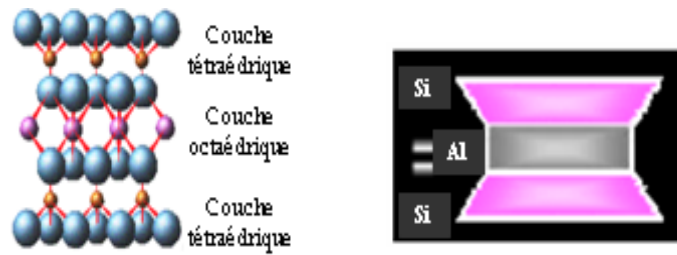
L'épaisseur d'un feuillet est de 10Å°, il est constitué par l'association de deux couches tétraédrique de type TO₄(OH)₂. T pouvant être Al³⁺, Fe³⁺, Mg²⁺, K⁺,... (Figure1.5). la formule générale de la montmorillonite est la suivante, [HAF93].



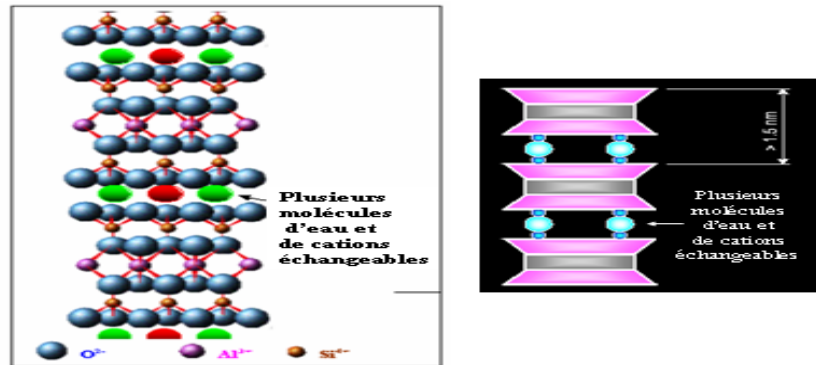
Les liaisons d'un feuillet à l'autre sont faibles et l'eau pénètre facilement entre les feuillets. Pour cette raison, les ions échangeables peuvent pénétrer dans la structure et séparer les couches. La faiblesse de ces liaisons leur confère de grandes surfaces spécifiques et de forts potentiels de gonflement.

L'argile contenant un fort pourcentage de montmorillonite est l'une des argiles connues comme une argile gonflante lorsque la teneur en eau

augmente, les pressions de gonflement qui en résultent peuvent facilement causer des dommages aux structures légères.



a) Schéma de la structure élémentaire de la montmorillonite [LAM53].



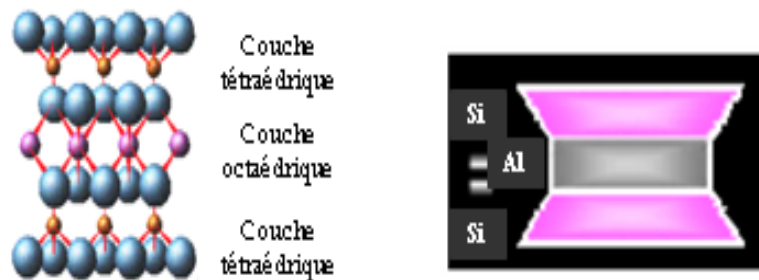
b) Vue isométrique de la structure atomique de la montmorillonite [GRI59].

Figure 1.5. Structure atomique de Famille de la montmorillonite.

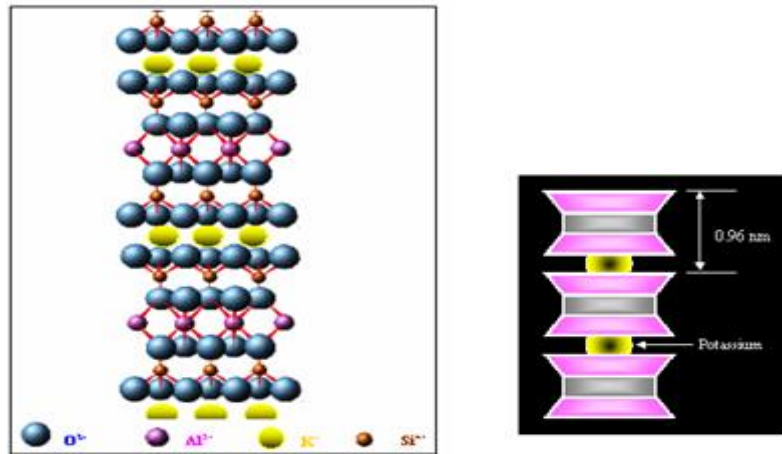
1.2.1.2.c

L'illite

La structure de l'illite est analogue à celle de la montmorillonite, mais la présence d'ions potassium K^+ dans la structure (Figure 1.6) rééquilibre et renforce la liaison entre les feuilles, rendant ainsi l'argile moins sensible aux phénomènes de retrait-gonflement



a) Schéma de la structure élémentaire de l'illite [LAM53].



b) Vue isométrique de la structure atomique et schématique de l'illite.

Figure 1.6. Structure atomique de Famille de l'illite.

1.3 Forces entre particules d'argile

Les feuillets sont soumis à trois forces dont deux de nature répulsive et l'autre attractive du type Van der Waals.

La résultante des forces, qui est de nature répulsive, diminue avec l'augmentation de la distance interfoliaire, autrement dit avec le gonflement.

1.3.1 Force de répulsion

Les forces de répulsion sont dues généralement à l'énergie d'hydratation des feuillets et des cations compensateurs, à l'interaction des doubles couches ioniques associés à des feuillets voisins et à la pression osmotique.

1.3.2 Force d'attraction

La force de Van der Waals est de nature attractive. Elle génère une énergie d'attraction qui est inversement proportionnelle à la distance qui sépare les deux feuillets.

1.3.3 Force d'hydratation (attractive – répulsive)

En théorie, lorsque la distance interfeuille est réduite, les forces d'attraction dominent les forces de répulsion, autrement dit il n'y a pas de gonflement.

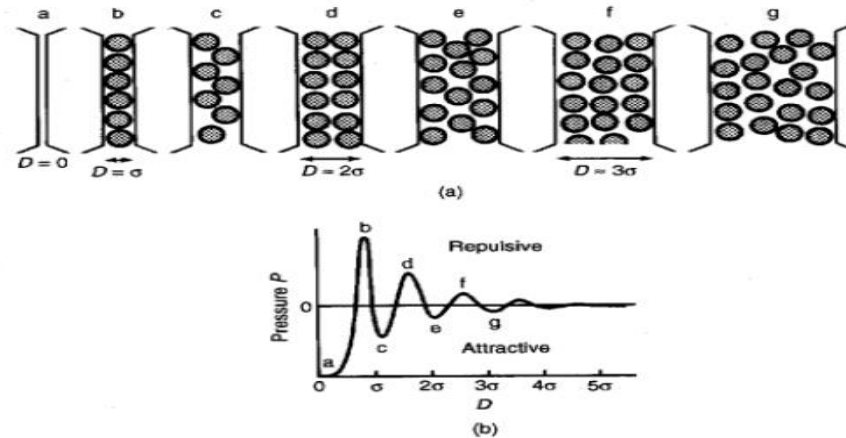


Figure 1.7. Force d'hydratation [ESL88].

1.4 Phénomène de gonflement

1.4.1 Mécanisme de gonflement

Certaines argiles, pour lesquelles les liaisons interfeuillets sont très faibles, ont la propriété de fixer des molécules d'eau entre deux feuillets voisins comme dans le cas des smectites. L'eau pénètre alors à l'intérieur des particules et s'organise en couches monomoléculaires.

1.4.2 Description du phénomène de gonflement

On distingue deux types de gonflements, un gonflement intraparticulaire (interfoliaire) et un gonflement interparticulaire (Figure 1.8) [MOU88]; [POP86].

- ✓ *Le gonflement interfoliaire* résulte de la cassure des faibles liaisons entre les feuillets des particules d'argile, et permettant l'acquisition d'eau au sein de la structure des particules. Ce gonflement est assez rapide et son amplitude est très notable.
- ✓ *Le gonflement interparticulaire* résulte de l'apport d'eau supplémentaire qui écarte les plaquettes (assemblage de feuillets)

les unes des autres. Cette réaction est lente et peut durer des années même lorsque la succion devient nulle. Le gonflement interparticulaire a une ampleur assez limitée et affecte toutes les argiles contrairement au gonflement interfoliaire.



Figure 1. 8. Mécanismes de gonflement des argiles par hydratation [MOU88].

Le processus de gonflement des sols argileux est contrôlé par plusieurs mécanismes superposés à différentes échelles et s'exprime de manière différée à l'échelle macroscopique. La cinétique du gonflement, c'est-à-dire la relation existant entre la déformation et le temps, est en générale très lente et dépend de la nature et de l'état du sol et du niveau de chargement [SER96].

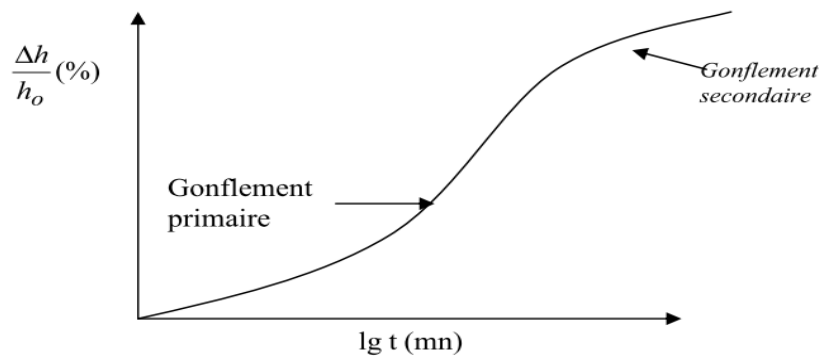


Figure 1.9. Courbe de gonflement en fonction du temps.

Sur la courbe du gonflement en fonction du logarithme du temps (Figure 1.9), obtenue, soit lors d'un essai de gonflement libre, soit lors d'un palier de déchargement, il est possible de distinguer deux phases de déformations : un gonflement primaire et un gonflement secondaire [SER96] ; [PAR80]; [PAR93].

- ✓ *Gonflement primaire*: Qui prend place très tôt, sa fin est caractérisée par un point d'inflexion permettant le changement de l'allure de la courbe
- ✓ *Gonflement secondaire* : Qui est caractérisé par la portion linéaire de la courbe

1.5 Facteurs influençant le retrait-gonflement des sols argileux

Les propriétés du sol et les conditions environnantes sont des facteurs importants contrôlant le phénomène de retrait - gonflement des sols. En général, les facteurs contrôlant le gonflement contrôlent aussi le retrait des sols mais à différents degrés [CHE87].

1.5.1 Facteurs intrinsèques

1.5.1.1 Composition minéralogique

Ce facteur est très important pour estimer le gonflement d'un sol. Les propriétés gonflantes du matériau seront d'autant plus marquées que le pourcentage d'éléments argileux est grand (<2 μm).

- ✓ L'étudié le gonflement libre de trois types d'argile : la kaolinite, l'illite et la montmorillonite. Il constate des différences dans le taux et la cinétique du gonflement entre les trois argiles utilisées avec une supériorité remarquée pour la montmorillonite [SUR85].

1.5.1.2 Capacité d'échange cationique (CEC)

C'est la capacité d'une argile à échanger des cations. Elle est exprimée en milliéquivalent par 100 grammes d'argiles et représente la charge (sous forme de cations attirés à la surface de la particule) nécessaire pour l'électroneutralité.

Cette aptitude des argiles à libérer leurs cations dépend de la valence et la masse atomique du cation présent dans la solution, selon l'ordre croissant suivant:

$\text{Li}^+ < \text{Na}^+ < \text{K}^+ < \text{H}^+ < \text{Mg}^{++} < \text{Ca}^{++} < \text{Al}^{+++}$ (voir Tableau 1.2). Le Principe de la mesure est montré sur la Figure 1.10.

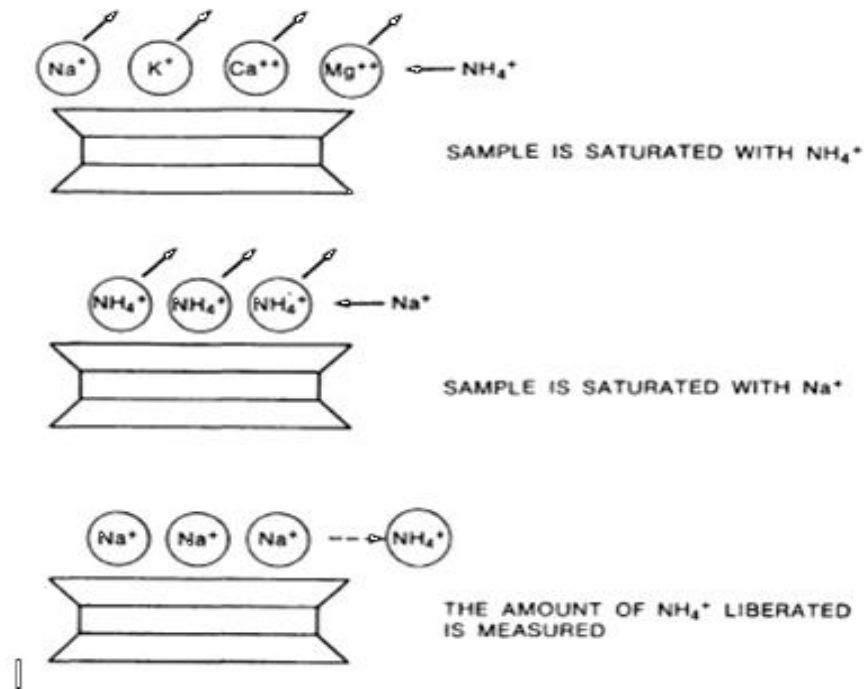


Figure 1. 10. *Mesure de la CEC* [ESL88].

Tableau 1.2. *Relation entre type de cations et gonflement* [GUP67].

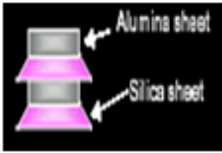
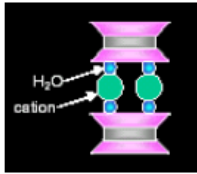
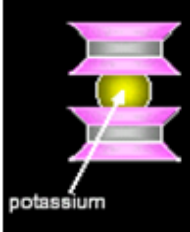
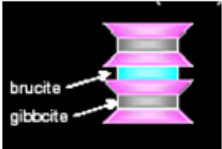
Cations	Ordre de gonflement
Monovalents	$\text{Na}^+ > \text{K}^+ > \text{NH}_4^+ > \text{H}^+$
Bivalents	$\text{Ca}^{2+} > \text{Mg}^{2+} > \text{Sr}^{2+} > \text{Ba}^{2+}$
Trivalent	$\text{Al}^{3+} > \text{Cr}^{3+} > \text{Fe}^{3+}$

1.5.1.3 Surface spécifique d'une particule argileuse

Elle est comprise entre les particules et la surface interne correspondant à l'espace interfoliaire. L'augmentation de la surface spécifique donne un pouvoir de gonflement plus important et par conséquent un potentiel de gonflement plus élevé.

Le Tableau 1.3 représente les principales caractéristiques des quatre types d'argiles.

Tableau.1.3. *Caractéristiques physico-chimiques des minéraux argileux courants* [GRI59].

Minéraux argileux	Type de structure	Structure du minéral	Taille De la particule	S.S.T (m ² /g)	C.E.C (meq/100 g)	Espace interfoliaire (Å)
Kaolinite	1 :1		Grande (> 1µm)	10-20	5-15	7,1-7,2
Montmorillonite (Smectites)	2 :1		Petite (<1µm)	600-800	80-100	14,0-15,0
Illite	2 :1		Moyenne (<1µm)	90-130	20-40	9,9-10,1
Chlorite	2 :1 :1		Petite (<1µm)	100-175	10-30	13,6-14,7

1.5.1.4 Activité des argiles

Les valeurs des limites d'Atterberg sont liées à la quantité d'eau retenue à la surface des particules et ceci représente la quantité d'argile présente dans le sol. Skempton, a défini l'activité d'une argile par le rapport de l'indice de plasticité (I_p) et du pourcentage des éléments inférieurs à deux microns ($C_2 < 2\mu\text{m}$) [SKE53].

$$A_1 = I_p / C_2 \dots \dots \dots (1.4)$$

Skempton a classifié les argiles selon leurs activités comme suit [TEC96]:

1. *Argile inactives* : pour ceux qui ont une activité inférieure à 0,75. Ces argiles sont à base de kaolinite, ou qui contiennent peu de minéraux argileux.
2. *Argile normale* : qui a une activité comprise entre 0.75 et 1.25.

- 3. *Argile active* : qui a une activité comprise entre 1.25 et 2.
- 4. *Argile très actives* : qui a une activité supérieure à 2.

En ce qui concerne les argiles compactées, Seed et al (1962, [SEE62]), ont introduit une modification à la définition de Skempton sous la forme suivante :

$$A_2 = I_p / (C_2 - n) \dots\dots\dots (1.5)$$

n = 5 cas des sols naturels ; n = 10 cas des sols reconstitués

Le tableau 1.4 présente le minéral prédominant dans la matrice argileuse basant sur l'activité, proposé par Skempton et al (1953, [SKE53]).

L'activité d'un sol dépend essentiellement de sa composition minéralogique : le type et la quantité du minéral argileux, de la teneur d'argile et des ions échangeables [ELS86]. Les deux définitions citées ci dessus indiquent que l'activité est proportionnelle à l'indice de plasticité et inversement proportionnelle à la teneur en éléments inférieurs à deux microns (Figure 1.11).

D'autre part, Seed et al (1962, [SEE62].) ont proposé un abaque permettant d'évaluer le potentiel de gonflement à partir de l'activité et du pourcentage de particules fines ($C_2 < 2\mu m$), (Figure 1.12).

Tableau 1.4. *Activité de différents minéraux*, [SKE53], [MIT76].

Minéral	Activité
Montmorillonite Na ⁺	4 - 7
Montmorillonite Ca ⁺	1,5
Illite	0,5 - 1,3
Kaolinite	0,3 - 0,5
Calcite	0,2
Quartz	0

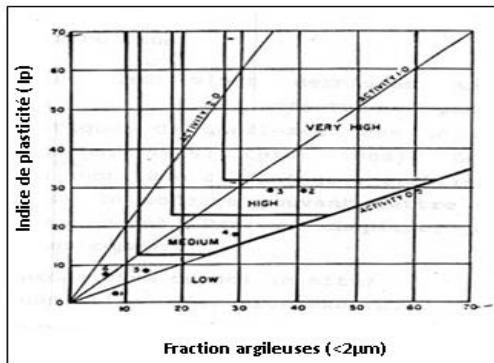


Figure 1.11. *Abaque pour identification des sols gonflants (D'après Williams et Donaldson).*

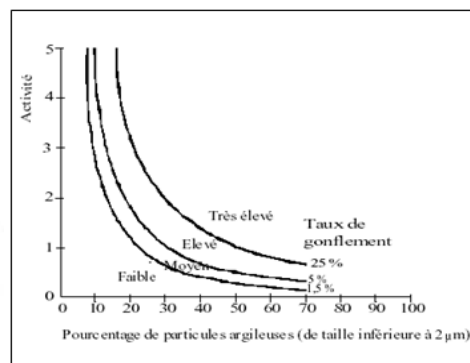


Figure 1.12. *Abaque d'évaluation de potentiel de gonflement ([SEE62]).*

1.5.1.5 Théorie de la double couche

La théorie de la double couche diffusée, qui a été le sujet de plusieurs études expérimentales, essaye de donner une explication au mécanisme de gonflement des argiles à l'échelle microscopique. L'existence et la formation de cette double couche est liée principalement à la charge de la particule argileuse qui est généralement négative ; celle-ci liée rigidement sur sa surface, une première couche d'ions dite couche fixe, au-delà, les forces de liaison se relâchent et la particule s'entoure d'une atmosphère d'ion dite diffusée, l'ensemble constituant ce qu'on appelle la double couche (Figure 1.13).

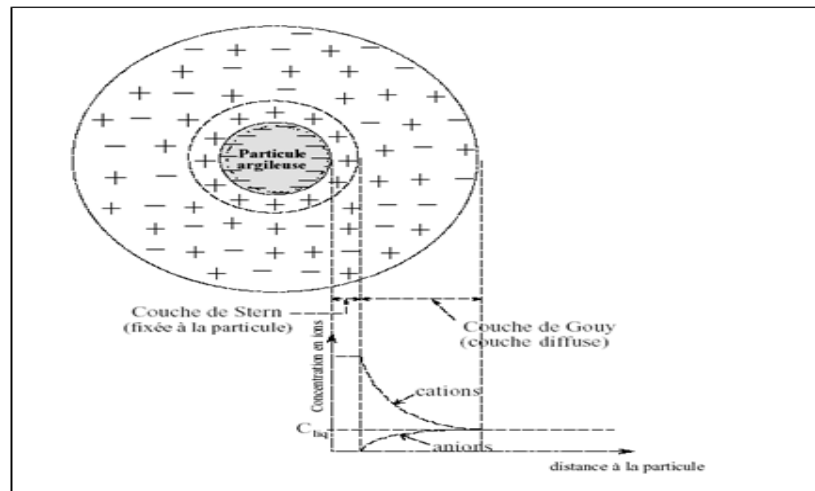


Figure 1.13. Schéma d'une double couche d'eau entourant une particule argileuse [BUL01].

La théorie de la double couche diffusée a été initialement proposée par Gouy (1910) et Chapman (1913) et plus tard modifiée par Stern (1924). Une description simple de la double couche diffusée peut être donnée comme suit :

- ✓ La première couche comprend :
 1. La particule argileuse (charge négative en surface).
 2. Couche mince de cations (couche de Stern).
 3. Des molécules d'eau

Notons que la couche mince de cations ainsi que les molécules d'eau sont fortement retenues contre la surface, formant ainsi une couche adsorbée possédant une charge globale négative (Figure 1.14).

- ✓ La deuxième couche comprend :
 1. Couche diffusée de contre-ions (cations hydratés et anions).
 2. Des molécules d'eau.

Cette deuxième couche possède une charge globale positive

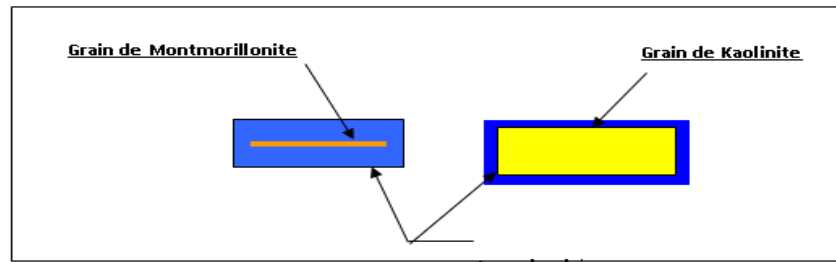


Figure 1.14. Schéma de l'eau adsorbée des minéraux argileux [PHI97].

L'épaisseur de la double couche peut atteindre 500 Å [HAF93], la densité des cations diminue en s'éloignant de la particule (Figure 1.15), ce qui est une propriété de la couche diffusée [VAY78]. L'interaction des doubles couches des particules adjacentes explique le comportement de gonflement, de plasticité et de rétention d'eau dans les argiles, [YOU75].

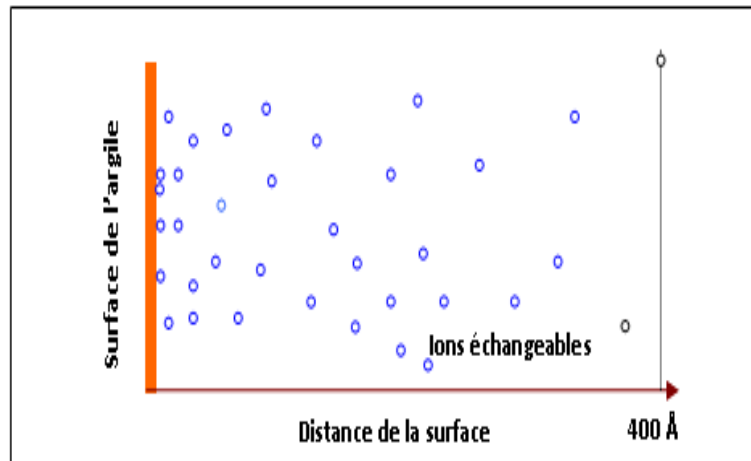


Figure 1.15. Ions échangeables [PHI97].

1.5.2 Facteurs externes

Ces facteurs sont définis à l'échelle macroscopique contrairement aux facteurs précédents qui interviennent à l'échelle microscopique.

1.5.2.1 Teneur en eau initiale

Le gonflement pour différentes teneurs en eau initiales suit une loi linéaire (Figure 1.16). La nature de cette relation autorise la définition d'une teneur en eau critique (égale à 22%) qui donnerait lieu à un gonflement apparent nul [ALO87].

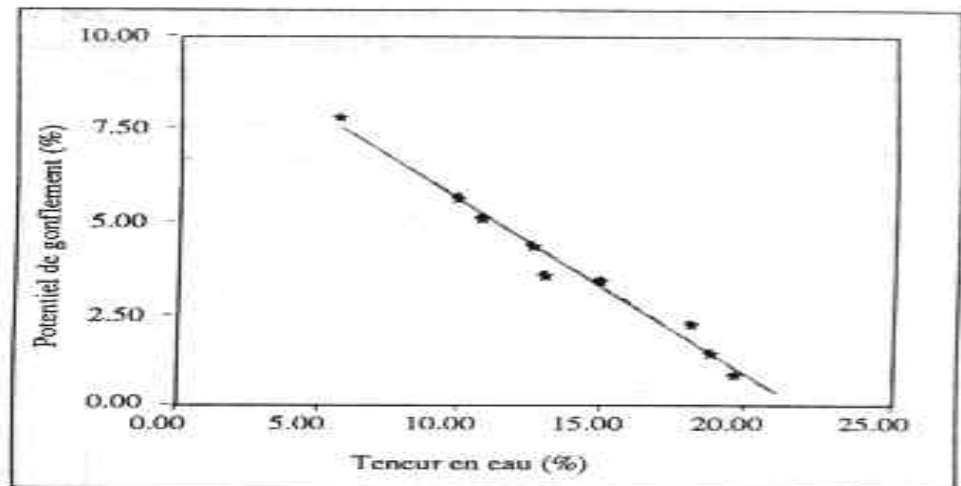


Figure 1.16. Potentiel de gonflement en fonction de la teneur en eau initiale [ALO87].

- ✓ Il y'a une tendance à la diminution du gonflement lorsque la teneur en eau initiale augmente. Ils confirment que l'augmentation de la teneur en eau initiale ne conduit à une diminution du gonflement qu'au dessus de la limite de retrait ; pour les teneurs en eau inférieures à cette limite, le gonflement ne change pas [HAC99].
- ✓ L'influence de la teneur en eau sur le gonflement. Pour cela il a réalisé cinq essais pour deux argiles à différentes teneur en eau : 0, 5, 10, 15 et 20%, selon la Figure 1.17, la relation entre le gonflement et la teneur en eau initiale est presque linéaire, et l'augmentation du gonflement est inversement proportionnelle à la teneur en eau initiale, ce qui confirme les résultats d'Alonso et al, 1987.

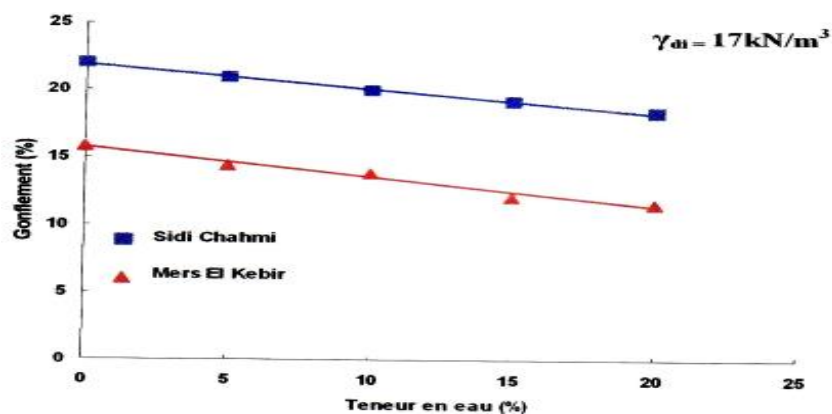


Figure 1.17. Variation du gonflement en fonction de la teneur en eau initiale [HAC06].

1.5.2.2 Densité sèche

La densité sèche initiale influence considérablement sur le gonflement et la pression de gonflement.

- ✓ Suratman (1985) a réalisé des essais sur la montmorillonite, l'illite et la kaolinite et il a trouvé les mêmes résultats que Chen (1988).
- ✓ Ont menés 32 essais de gonflement à volume constant avec quatre teneurs en eau initiale. Ou il a constaté que la pression de gonflement varie proportionnellement à la densité et inversement proportionnelle à la teneur en eau (Figure 1.18) [SRI86].
- ✓ Ont effectués des essais de gonflement sur quatre bentonites sodiques « Na » compactées à différentes densités sèches initiales. Ils ont remarqué que le taux de gonflement croît linéairement avec la densité sèche initiale [KOM94].

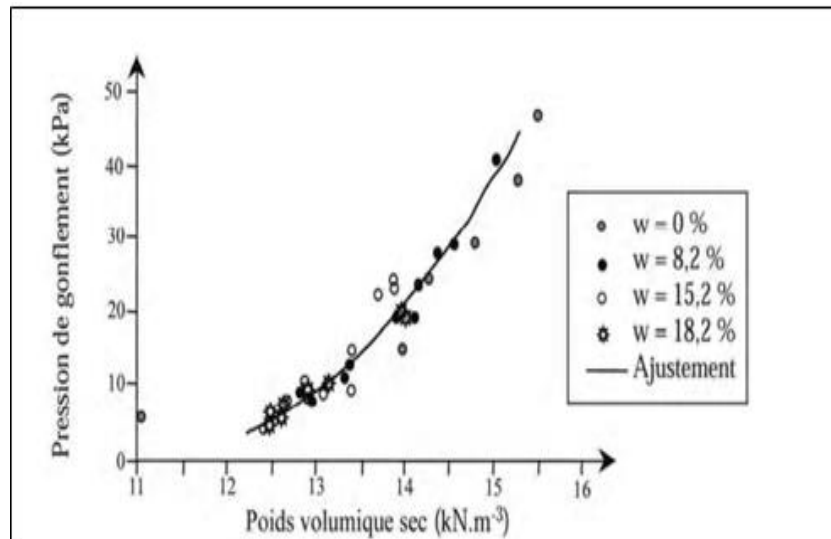


Figure 1.18. Variation de la pression de gonflement en fonction de la densité sèche [SRI86].

- ✓ L'influence de la densité sèche sur le gonflement. Pour cela il a effectué des essais sur des échantillons reconstitués de deux argiles, en variant la densité sèche entre 13 jusqu'à 17 KN/m³ à une teneur en eau initiale de 20%. Il a constaté que le gonflement libre maximal croît linéairement avec l'augmentation de la densité sèche initiale. (Figure 1.19) [HAC06].

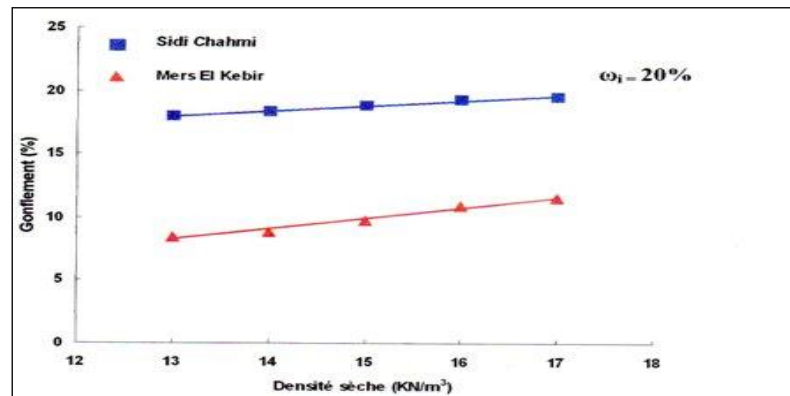


Figure 1.19. Variation du gonflement en fonction de la densité sèche initiale [HAC06].

1.5.2.3 Mode de compactage

Certains auteurs ont abordés les modes de compactages (statique ou dynamique)

- ✓ Un échantillon compacté statiquement abouti à un gonflement plus fort [SEE42].
- ✓ Un gonflement final plus faible pour des échantillons reconstitués par compactage statique que pour des échantillons intacts [HAC06].
- ✓ L'influence de la méthode de compactage sur la perméabilité. D'après eux, cette différence est due au fait que la structure d'une argile est très influencée par les déformations de cisaillement associées au processus de compactage. Mitchell et al. (1985).

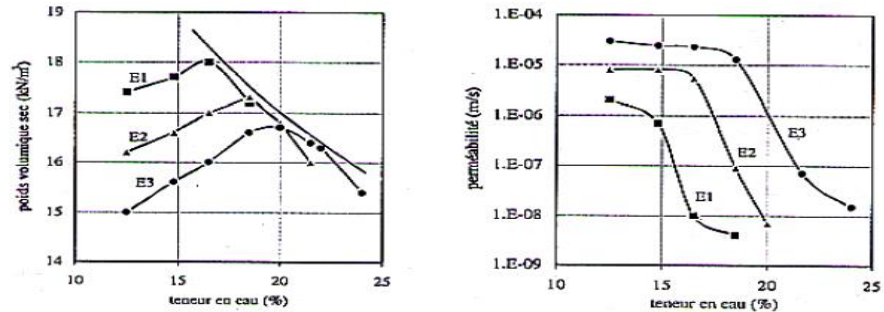
L'influence du compactage sur la perméabilité fait intervenir, d'une part, l'énergie de compactage appliquée à l'échantillon ou à la couche mise en place, et d'autre part le mode de compactage proprement dit (statique, dynamique ou par pétrissage).

Lorsqu'on augmente l'énergie de compactage, la tendance est à la diminution de la valeur de w_{opt} , quant à la densité sèche maximale (γ_{dmax}), elle est une fonction croissante de l'énergie de compactage.

Du point de vue de la perméabilité, l'augmentation de l'énergie de compactage se traduit par une diminution de la conductivité hydraulique.

Ont également montré. Effectivement, ces déformations de cisaillement sont directement liées au degré de dispersion des particules dans l'échantillon. Ils ont ainsi montré que les déformations de cisaillement étant supérieures pour le compactage par pétrissage que pour le compactage statique et le compactage dynamique, les échantillons compactés par

pétrissage sont moins perméables que ceux compactés par une autre méthode (Figure 1.20). Toutefois, la méthode de compactage, si elle a une influence appréciable du côté humide de la courbe de compactage, a peu d'effet du côté sec.



E1 : compactage par pétrissage ; E2 : compactage statique ; E3 : compactage dynamique.

Figure 1.20. Comparaison entre les valeurs de perméabilité obtenue sur des éprouvettes compactées par pétrissage et par méthode statique (Mitchell et al, 1985)

1.5.2.4 Effet de l'échelle

C'est l'influence de la hauteur ou du diamètre de l'échantillon sur le gonflement libre ou sur la pression de gonflement

- ✓ Les essais sur des échantillons de trois argiles, argile de Sidi Chahmi (SC), argile de Mers el Kébir (MK) et argile du bassin Parisien avec des hauteurs 10, 12 et 20 mm, et de 40, 70 et 50 mm de diamètre respectivement et il a déduit qu'il y'a une diminution du gonflement mesuré lorsque la hauteur de l'échantillon augmente, dû au frottement sur la paroi du moule (Figure 1.21) [HAC06].

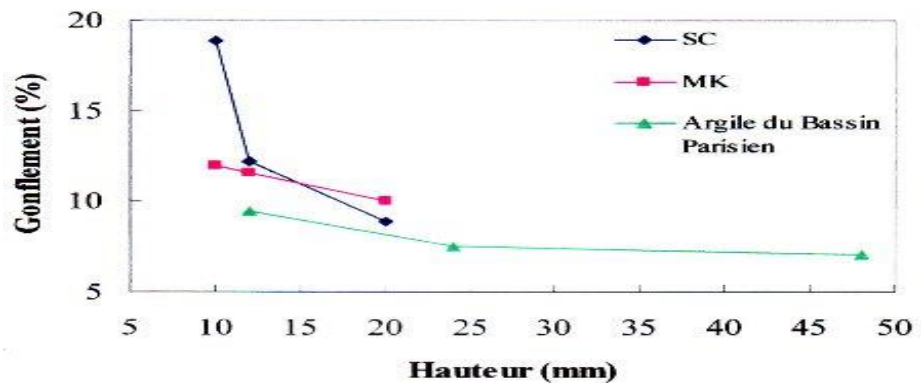


Figure 1. 21. Variation du gonflement final en fonction de l'épaisseur des échantillons [HAC06].

1.6 Caractérisations de l'aptitude des sols argileux au retrait-gonflement

La quantification du phénomène de retrait-gonflement par des paramètres macroscopiques est essentielle pour le dimensionnement des ouvrages de génie civil.

Deux approches de la caractérisation du gonflement sont réalisées ; soit par des méthodes indirectes basées sur les paramètres géotechniques qui permettent d'identifier les sols sensibles à ce phénomène, soit par des méthodes directes s'appuyant sur des essais hydriques et mécaniques qui caractérisent plus précisément le comportement gonflant d'un sol.

1.6.1 Paramètres du gonflement

Les paramètres mécaniques à déterminer pour caractériser les sols sensibles au retrait-gonflement ne sont pas les mêmes selon que l'objectif choisi est d'empêcher le phénomène, ou de s'assurer qu'il se produira de façon progressive ou périodique, ou de construire l'ouvrage après achèvement du processus.

Dans la pratique trois paramètres mécaniques sont adoptés pour caractériser les propriétés des sols gonflants : *la pression de gonflement*, *le gonflement libre* et *le potentiel de gonflement*, [SER96]. Cependant, bien que très largement utilisés, ces paramètres ne sont pas des caractéristiques intrinsèques du matériau gonflant. Ils dépendent de l'état initial du matériau et des conditions dans lesquelles se déroule le gonflement. Ainsi certains auteurs ([SRI86]; [ALO87] et [HAB93]) ont remarqué que la pression de gonflement dépend du chemin de contraintes.

Serratrice et Soyez (1996, [SER96]) ont donné les définitions suivantes :

1. La *pression de gonflement* d'un élément de sol, dont l'état physique initial est connu, peut être définie comme la pression sous laquelle l'imbibition du milieu ne provoque pas de déformations de gonflement ni d'effondrement. Autrement dit, elle correspond à l'état de contrainte à exercer pour maintenir le volume de sol constant pendant l'imbibition, sans distorsion.
2. Le *gonflement libre* d'un élément de sol, dont l'état physique initial est connu, est la déformation maximale que provoque l'imbibition d'un sol soumis à un état de contraintes nulles ou quasi-nulles.
3. Le *potentiel de gonflement* est défini par une relation entre contraintes et déformations de gonflement, cette déformation étant la valeur maximum obtenue au bout d'un temps infini sous contrainte totale constante. Le taux de gonflement est souvent exprimé par le rapport entre la variation de hauteur enregistrée lors de l'humidification et la hauteur initiale ($\Delta h/h_0$).

Cependant, il n'existe pas de procédure universelle de détermination de ces paramètres et différentes procédures d'essais appliquées à un même matériau conduisent en particulier, à des pressions de gonflement différentes, [SRI86].

1.6.2 Caractérisation au laboratoire

Al-Rawas (1999, [ALR99]) a regroupé les méthodes disponibles, pour estimer le potentiel de gonflement, en trois catégories : méthodes empiriques, méthodes de consolidation et méthodes de succion. Cependant, on peut aussi regrouper ces méthodes en méthodes directes et méthodes indirectes.

1.6.3 Caractérisations indirectes

La caractérisation indirecte de l'aptitude au gonflement est le plus souvent réalisée à partir de relations empiriques qui prennent appui sur des paramètres géotechniques et physicochimiques classiques tels que la teneur en eau naturelle, la densité sèche, les limites d'Atterberg, le pourcentage des argiles (sens granulométrique : taille des particules $< 2 \mu\text{m}$), le pourcentage et la nature des minéraux argileux, la valeur de bleu de méthylène, l'activité des sols fins, la surface spécifique, la capacité d'échange de cations, etc.

Tableau 1.5. Classification du potentiel de gonflement des sols argileux selon différents auteurs

Altmeyer (1955) ¹	Chen (1975) ¹	Ranganatham et Satyanarayana (1965) ¹	Chassagneux et al (1995)		Potentiel de gonflement
$W_r (\%) > 12$	$W_L (\%) < 30$	$0 < I_r (\%) < 20$	$I_p (\%) < 12$	$V_B < 2,5$	Faible
$10 < W_r < 12$	30 - 40	$20 < I_r < 30$	$12 < I_p < 25$	$2,5 \leq V_B < 6$	Moyen
$W_r < 10$	40 - 60	$30 < I_r < 60$	$25 < I_p < 40$	$6 \leq V_B < 8$	Fort
	> 60	$I_r > 60$	$I_p \geq 40$	$V_B \geq 8$	Très fort

BRE(1980) ¹		Holtz & Gibbs (1956)		Holtz et al (1973) ¹			Potentiel de gonflement	
I_p (%)	% $< 2 \mu\text{m}$	(%) $< 0.001 \text{ mm}$	I_p (%)	W_r (%)	W_L (%)	I_p (%)	W_r (%)	
< 18	< 30	< 17	< 20	> 13	20 à 35	< 18	> 15	faible
18 à 22	30 à 60	12 à 27	12 à 34	8 à 18	35 à 50	15 à 25	10 à 15	moyen
22 à 35	60 à 95	18 à 37	23 à 45	6 à 12	50 à 70	25 à 35	7 à 12	fort
> 35	> 95	> 27	> 32	< 10				très fort

V_B : Valeur de bleu de méthylène ; ¹ cité par Vincent et al. (2006, [VIN06])

d'après Gromyko, (1974, [GRO74])								
Limites d'Atterberg			Granulométrie			Gonflement		
W _L (%)	I _p (%)	W _r (%)	I _r (%) ^a	%<1μm	%<75μm	Taux de gonflement(TD1) *(%)	Tau de gonflement (S)**(%)	Potentiel de gonflement
<30	<18	> 15	0 à 20	<15	< 30	<10	< 1,5	faible
30à40	15à28	10 à 16	20 à 30	13 à 23	30 à 60	10 à 20	1,5 à 5	Moyen
40à60	25à41	7 à 12	30 à 60	20 à 33	60 à 95	20 à 35	5 à 25	Fort
>60	>35	< 11	> 60	>28	> 95	>35	>25	Très fort

(TD1) *: taux de gonflement d'un échantillon séché à l'air, serti latéralement, mis en présence d'eau sous une charge de 6,9 kPa.

S** : taux de gonflement d'un échantillon, serti latéralement, mis en présence d'eau sous une surcharge de 6.9 kPa (1 psi). Compacté préalablement à la teneur en eau optimale et à la densité maximale selon AASHTO. S est estimé en fonction de l'indice de plasticité I_p des sols contenant entre 8 % et 65 % d'argile, par la relation $S = 21,6 \cdot 10^6 \cdot (I_p)^{2,44}$.

^a : pour les sols naturels compactés à l'optimum et sous une charge de 6,9 kPa, le taux de gonflement est déterminé à partir d'une relation donnée par :

$S = 41,13 \cdot 10^{-5} (I_R)^{2,67}$ (Ranganatham et Satyanarayana, 1965, d'après Parcevaux, 1980, [PAR80]).

Ainsi, après avoir déterminé les paramètres géotechniques d'un matériau, l'emploi de formules empiriques permet d'estimer rapidement le potentiel de gonflement du terrain, c'est-à-dire de qualifier ce potentiel de faible, de moyen ou d'élevé.

Les limites d'Atterberg, la limite de retrait, la teneur en eau, la densité sèche sont des facteurs très pertinents pour estimer la sensibilité au gonflement des argiles.

Une identification primaire, à partir des résultats de ces essais géotechniques, peut présenter un intérêt considérable. La littérature contient un nombre important d'approches empiriques qui permettent d'appréhender le potentiel de gonflement des sols. La plupart d'entre eux s'appuient sur les limites d'Atterberg w_L , w_P et w_s déterminées en laboratoire, où w_L est la limite de liquidité, w_P est la limite de plasticité, w_s est la limite de retrait. Le Tableau 1.5 récapitule un grand nombre de ces approches. Cependant Seed et al. (1962, [SEE62]) ont souligné que ces analyses sont le plus souvent fondées sur un nombre de données expérimentales assez faible et fournissent des corrélations approximatives entre les caractéristiques géotechniques citées et le gonflement.

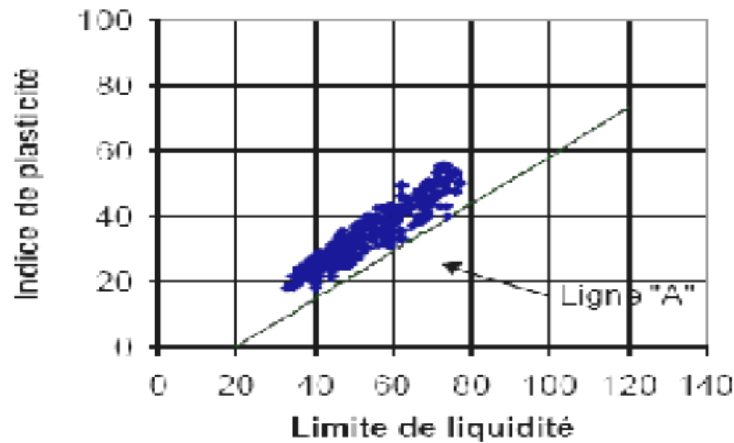


Figure 1.22. Caractérisation des sols gonflants (d’après Vijayvergiya et Ghazzaly, 1973, [VIJ73] dans Parcevaux, 1980, [PAR80])

Vijayvergiya et Ghazzaly (1973,[VIJ73]) ont constaté que la ligne « A » définie par Casagrande (1948) dans le diagramme de plasticité, d’équation : $I_p = 0,73 (W_L - 20)$ sépare les sols gonflants (au-dessus de la ligne « A ») des sols non gonflants (en dessous de la ligne « A ») comme indiqué sur la Figure 1.22. Cependant une argile se situant au dessus de la ligne « A » n’est pas nécessairement gonflante, puisque des sols mous peuvent parfois y être classés.

Par ailleurs, Mc Keen (1992, [MCK92]) a proposé une classification des sols gonflants (Tableau 1.6, et Figure 1.23) en se basant sur la pente de la courbe de rétention d’eau ($\Delta S/\Delta w$) et l’index de compression de succion C_h qui peut être estimé par une simple relation :

$$C_h = - 0,027 (\Delta S/\Delta w) - 0,39 \dots \dots \dots (1.6)$$

Tableau 1.6. Paramètres hydriques et potentiel de gonflement, [MCK92].

Catégorie	$\Delta S/\Delta w$	C_h	Potentiel de gonflement
I	> -6	$-0,227$	Très fort
II	$-10 < \Delta S/\Delta w < -6$	$-0,227 < C_h < -0,120$	Fort
III	$-13 < \Delta S/\Delta w < -10$	$-0,120 < C_h < -0,040$	Moyen
IV	$-20 < \Delta S/\Delta w < -13$	$> -0,040$	Faible
V	< -20	Non gonflant	Non gonflant

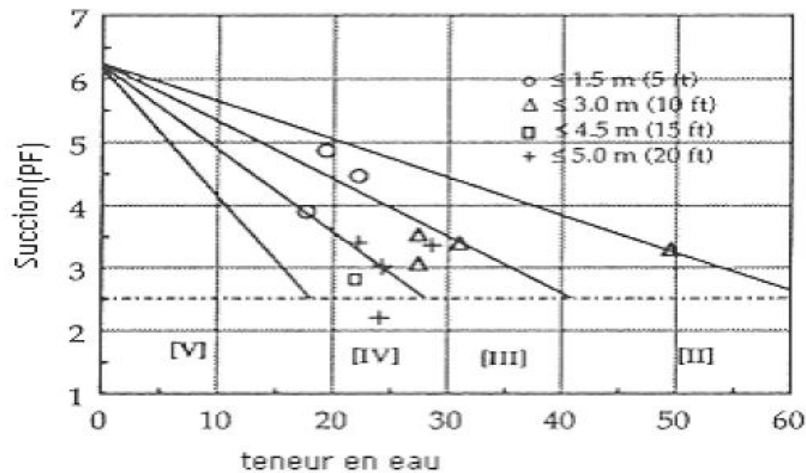


Figure 1.23. Classification des sols gonflants, [MCK92].

Komornik et David (1969, [KOM69]) ont travaillé plus particulièrement sur des sols non remaniés, car la méthode de compactage est un facteur très influent sur les paramètres de gonflement. Les nombreux essais ont montré qu'une corrélation linéaire simple était possible entre le gonflement libre et l'indice de plasticité (avec une erreur $\pm 25\%$).

$$\begin{aligned} \varepsilon_g &= 6,7 + 2,4 I_p && \text{pour les marnes} \\ \varepsilon_g &= 0,9 + 2,1 I_p && \text{pour l'argile} \end{aligned}$$

En conclusion, ces méthodes restent le plus souvent approximatives et différencient seulement les sols à fort potentiel de gonflement des sols à faible potentiel de gonflement. Il faut aussi remarquer que ces différentes méthodes ne permettent pas d'obtenir de résultats toujours compatibles entre eux comme il a été démontré par différents auteurs comme Snethen (1984, [SNE84], d'après Bultel, 2001, [BUL01]). Ainsi, il est difficile de classer les sols gonflants uniquement à partir de la valeur d'un indice tirée d'une mesure indirecte de reconnaissance.

De plus, il faut souligner que les relations sont en général déterminées à partir d'échantillons remaniés dont le comportement n'est pas identique à celui d'échantillons naturels. Par conséquent, ces méthodes indirectes de caractérisation du gonflement sont certes très utiles en tant qu'indicateurs du potentiel de gonflement lors d'études statistiques sur des sols très différents, mais en aucun cas elles ne peuvent remplacer les mesures expérimentales directes du gonflement lorsqu'on s'intéresse à un sol particulier comme l'a remarqué Parcevaux (1980, [PAR80]).

1.6.4 Modèles d'estimation du gonflement - Méthodes indirectes

Les méthodes indirectes consistent à établir une corrélation entre le taux de gonflement ou la pression de gonflement et quelques paramètres géotechniques faciles à obtenir au laboratoire.

Ainsi, après avoir déterminé les paramètres géotechniques du sol, l'emploi de formules empiriques permet d'estimer rapidement le potentiel de gonflement du sol, c'est-à-dire d'estimer ou de quantifier le gonflement et (ou) la pression de gonflement qui peuvent se développer en cas de variations des conditions hydriques et (ou) mécaniques.

De nombreux auteurs ont tenté de relier la pression de gonflement σ_g , ou le potentiel de gonflement ε_g , aux paramètres classiques de mécanique des sols (teneur en eau initiale w_i , densité sèche initiale γ_{d0} , limite de liquidité w_L , indice de plasticité I_p , limite de retrait w_s , pourcentage des particules d'argiles $< 2 \mu m$,) qui semblent être les facteurs les plus influents sur le gonflement des argiles. Plusieurs relations empiriques ont été proposées.

Quelques exemples sont donnés dans le Tableau 1.7.

Tableau 1.7. Modèles d'estimation du taux de gonflement (ε_g) et de la pression de gonflement (σ_g).

Modèles empiriques	Expression mathématique
Taux de gonflement (ε_g)	
Nayak et Christensen* (1971)	$\varepsilon_g = 0,0229(I_p)^{1,45} \frac{C_2}{w_0} + 6,38$
Vijayvergiya et Ghazzaly (1973) [VIJ73]	$\lg(\varepsilon_g) = \frac{1}{19,5} (6,242 \gamma_d + 0,65 w_i - 130,5)$ $\lg(\varepsilon_g) = \frac{1}{12} (0,4 w_i - w_0 + 5,5)$
Brackley (1975) [BRA75]	$\varepsilon_g = (5,3 - \frac{147e_0}{I_p} - \lg(p)) \cdot (0,525I_p + 4,1 - 0,85w_0)$
Johnson et Sneath (1978) [JOH78]	$\log(\varepsilon_g) = 0,485 + 0,036 w_i - 0,0833w_0$
Weston (1980) [WES80]	$\varepsilon_g = 4,11 \cdot 10^{-4} (W_{11})^{4,17} (p)^{-0,386} (w_0)^{2,33}$; ou $w_{11} = w_i \left(\frac{\% < 40 \mu m}{100} \right)$
Yilmaz (2006) [YIL06]	$\varepsilon_g = 0,155 w_i - 0,00763 CEC - 2,04$
Pression de gonflement (σ_g)	
Nayak et Christensen*(1971)	$\sigma_g = 0,035817(I_p)^{1,12} \left(\frac{C_2}{w_0} \right)^2 + 3,7912$; méthode à volume constant
Vijayvergiya et Ghazzaly (1973) [VIJ73]	$\lg(\sigma_g) = \frac{1}{19,5} (6,242 \gamma_d + 0,65 w_i - 139,5)$ $\lg(\sigma_g) = \frac{1}{12} (0,44 w_i - w_0 - 0,4)$ $\sigma_{g(t/m^2)}$, méthode à volume constant
Brackley (1975) [BRA75]	$\lg(\sigma_g) = (5,3 - \frac{147e_0}{I_p})$; σ_g en kPa

*cités par Zein (1987, [ZEI87])

I_p : indice de plasticité, C_2 : $\% < 2 \mu m$, w_0 : teneur en eau, γ_d : poids volumique sec ($kN.m^{-3}$),

σ_g : contrainte normale (kPa), e_0 : indice de vide, CEC : capacité d'échange cationique (meq/100g).

1.7 Stabilisation des sols gonflants

D'après les conséquences des sols expansifs, Plusieurs chercheurs ont étudié la stabilisation des sols expansifs. Le gonflement des sols argileux est un phénomène très complexe qui fait intervenir un grand nombre de paramètres intrinsèques et environnants. Cette complexité est due principalement à la structure minéralogique de l'argile (mélange d'illites et montmorillonites).

Un bon nombre de solution a été proposé afin de résoudre ce problème, il existe plusieurs techniques de stabilisation, parmi elles, on peut citer deux méthodes principales:

- ✓ *Stabilisation chimique* : Ce sont par exemple les sables, les graviers, utilisés en mélange avec les argiles gonflantes. Ces matériaux inertes réduisent le pourcentage global d'éléments actifs (inférieurs à 2 microns) et réduisent, par la même, l'activité du gonflement de l'argile. L'efficacité de ce mode de traitement sera fonction du pourcentage d'éléments inertes, de leur granulométrie et du mode de mise en place du mélange.
- ✓ *Stabilisation physico-chimiques* : Sont employés surtout pour des sols contenant une certaine quantité d'argile. Ils ont pour effet de réagir avec la fraction argileuse et de modifier leur environnement chimique et sa structure minéralogique.

1.7.1 Stabilisation mécanique

Parmi les méthodes appliquées, nous pouvons citer:

- ✓ Méthode de compactage.
- ✓ Méthode de substitution.
- ✓ Méthode de préhumidification.

1.7.1.1 Par compactage

En (1959), il a été proposé par Dawson et Chen un compactage à faible densité pour des sols très expansifs.

L'influence de la densité et de l'humidité sur le compactage de l'argile gonflante, le gonflement de l'argile est faible lorsqu'elle est compactée à une basse densité et une grande teneur en eau [HOL56].

Les argiles compactées du côté sec de l'optimum ont plus tendance à gonfler si elles sont compactées du côté humide [SEE61].

Kaoua et al ont montré qu'en gardant la même teneur en eau et à densité initiales différentes, le gonflement augmente proportionnellement avec la densité [KAO94].

On peut conclure pour la réduction du potentiel de gonflement, que les sols doivent être compactés du côté humide de l'optimum.

1.7.1.2 Par substitution

Cette technique a pour objectif la diminution globale du soulèvement, à la fois par suppression du sol gonflant et par la mise en place du remblai qui peut amortir une partie du soulèvement ultérieur et aussi par une amélioration de l'homogénéité de couche de sol, donc du soulèvement uniforme pour l'ensemble de la construction [KAO94].

- ✓ *Si la couche a une faible épaisseur*, il peut être possible de la supprimer totalement (substitution totale).
- ✓ *Si la couche à une grande épaisseur*, on ne peut pas envisager une suppression complète, il faut excaver jusqu'à une certaine profondeur puis remblayer avec du sable ou autre matériau graveleux (substitution partielle).

1.7.1.3 Par préhumidification

Il s'agit d'augmenter artificiellement la teneur en eau du sol jusqu'à saturation, ce qui engendre un gonflement maximal [CHE87].

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

Avant toute construction, on provoque un gonflement par humidification.

Le mouvement de gonflement est stabilisé après la construction.

Généralement deux techniques sont utilisées.

- ✓ Simple arrosage par jet
- ✓ Création de bassin au dessus du sol gonflant

D'après (Chen, [CHE87]), l'augmentation de la teneur en eau initiale diminue le potentiel de gonflement mais n'influe pas sur la pression de gonflement.

Ce résultat a permis de conclure à l'inefficacité du procédé de préhumidification [KAO94].

1.7.2 Stabilisation chimique

C'est dans les années soixante que les traitements des sols sont devenus une pratique courante, spécialement, la stabilisation chimique qui a été

employée pour différents projets, en utilisant des liants hydrauliques qui sont principalement les additions de chaux et /ou de ciment et l'hydratation avec les solutions salines, dont le but de minimiser le gonflement.

D'une manière générale, les procédés les plus utilisés dans le domaine géotechnique pour stabiliser les sols argileux sont les suivantes :

1.7.2.1 Addition des solutions salines

De nombreux travaux ont montré que la stabilisation par les sels pouvait réduire considérablement le gonflement des argiles. Nous citons les résultats et les interprétations de quelques auteurs :

- ✓ Waller et Lawler (cité par Tisot, [TIS83]) ont étudié l'influence des sels sur un échantillon d'argile reconstituée à partir de déblai de forage. Les meilleurs résultats sont obtenus à l'aide des solutions qui associent le KCl avec un polymère.
- ✓ Ittis a étudié plusieurs types de gonflement en présence de plusieurs types de sels. Cette étude a mis en évidence deux agents stabilisants, le chlorure de potassium et le chlorhydrate de guanidine [ILT79].
- ✓ Azzouz et Didier (cité par Tisot, [TIS83]), ont effectué des travaux sur la stabilité des argiles feuilletées. Ils ont montré que les meilleurs résultats peuvent être obtenus par l'association d'un sel de potassium et d'un polymère, ce qui a été confirmé par Waller et Lawler (1976).

La Figure 1.24 montre les variations de la pression de gonflement en fonction du temps pour différentes solutions salines.

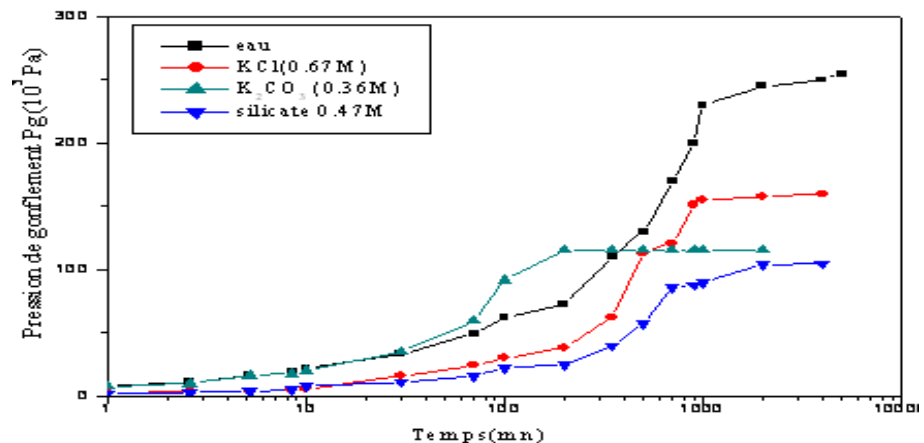


Figure 1.24. Variation de la pression de gonflement en fonction du temps avec les différentes solutions [TRA81].

- ✓ Hachichi et Fleureau ont étudié la réduction du gonflement final de plusieurs échantillons intacts des sols d'Algérie par ajout de quatre solutions saline (KCl, NaCl, CaCl₂ et NH₄Cl) avec les molalités (mole/litre noté M) 0,05 M ; 0,5M ; 1 M et 2M. Dans cette étude, dans la majorité des cas, des réductions substantielles ont été obtenues avec de fortes concentrations de sels et que la réduction peut atteindre 80% [HAC99].
- ✓ Hachichi et Benaissa ont étudié la réduction du gonflement des argiles de la région d'Oran par des sels, des polymères et par l'association sel + polymère. Des réductions importantes ont été observées par l'association d'un sel de Chlorure d'ammonium et d'un polymère par rapport à celle donnée par le sel seul ou celle donnée par une forte concentration de polymères. La réduction du taux de gonflement peut atteindre 90% [HAC03].
- ✓ Hachichi et Fleureau (1999, [HAC99]) montrent, d'après les résultats obtenus, que les sels minéraux aient une efficacité très forte sur la réduction de gonflement, et que le KCl est plus efficace que le NaCl, ce qui est confirmé par N.Aboubeker et al (2004, [ABO04]), Figure 1.25.

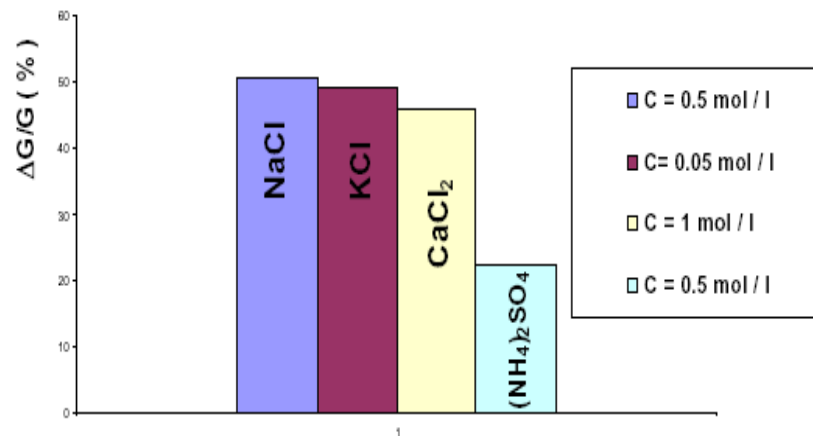


Figure 1.25. Effet des sels utilisés sur l'argile de Mansourah [ABO04].

1.7.2.2 Stabilisation par les liants hydrauliques (Chaux, Ciment)

L'utilisation de la chaux comme liant est très ancienne : Grande Muraille de Chine localement en argile traitée à la chaux; voies romaines, habitations (chaux+sable+terre argileuse).

L'utilisation du ciment date du début du siècle : en Allemagne, un grand nombre de sols d'aérodromes ont été stabilisés au ciment durant la deuxième guerre mondiale. Mais surtout depuis vingt ans, l'emploi de ces liants s'est développé en technique routière. Elle concerne essentiellement les sols fins (argileux, limoneux...).

La chaux et le ciment ont pour effet de réagir avec la fraction argileuse et de modifier leur environnement chimique et sa structure minéralogique. Parmi les stabilisations les plus couramment utilisés:

1.7.2.2.a Stabilisation par ajout de la chaux

L'utilisation de la chaux vive comme stabilisant est une technique très ancienne. Les caractéristiques des sols traités à la chaux dépendent du type de sol, de la qualité de la chaux, du pourcentage employé et de conditions de cure (temps, température).

Généralement l'addition d'un pourcentage de 3% à 8% par poids de la chaux hydratée au sol, améliore les caractéristiques mécaniques et réduit le gonflement. Le processus chimique intervenant pendant la réaction, est très complexe, les réactions essentielles sont l'interchange ionique et la carbonisation.

Il est maintenant reconnu que l'addition de la chaux aux argiles gonflantes conduit à la réduction de la plasticité. Beaucoup de chercheurs ont réalisé des essais de stabilisation chimique des sols, parmi eux Golber et Klein, Mouroux, [MOU69] qui ont montré, que l'addition au sol d'un faible pourcentage de chaux (2% à 6%) entraîne une réduction importante du gonflement et augmente sa résistance. Donc on peut conclure que la chaux réduit la plasticité du sol, réduit son potentiel de gonflement et augmente sa résistance.

Khatab (2002) cité par Hachichi a effectué des essais de pression de gonflement sur des échantillons d'une argile gonflante (argile de la région Parisienne, France nommée FoCa), compactés à l'optimum Proctor à différentes teneur en chaux et pour des temps de mûrissement de 0, 7, 30, 90, et 270 jours, a conclue que les résultats montrent que la pression de gonflement a pratiquement été éliminée après 7 jour [HAC06].

- ✓ jours en utilisant 4% de chaux, et qu'une quantité de chaux de plus de 4% contribue très peu à la réduction de la pression de gonflement (Figure 1.26).

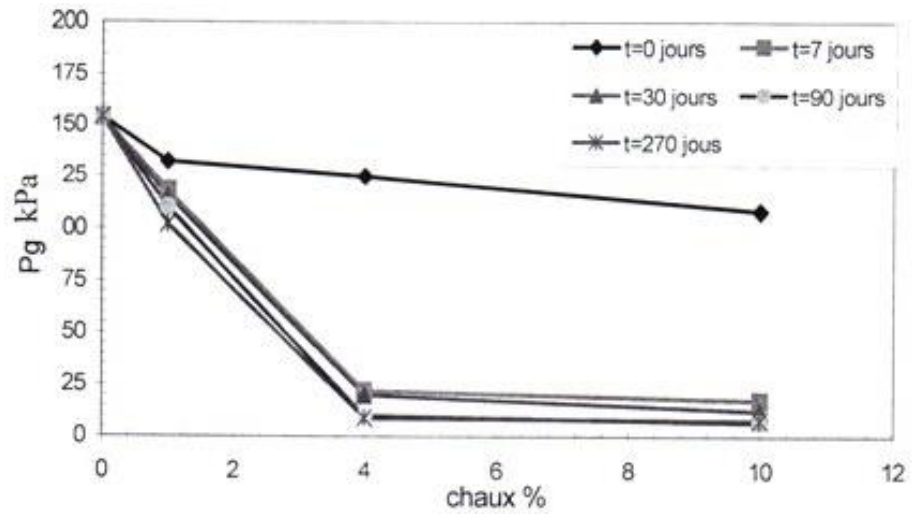


Figure 1.26. Effet de la chaux sur la pression de gonflement des échantillons traités compactés à l'OPN Khattab, 2002, cité par [HAC06].

Djedid. A et al, [DJE01], (Figure 1.27), ont conclu d'après des résultats des essais de gonflements libre effectués sur des échantillons reconstitués d'argile de Tlemcen et dosés à différents taux de chaux et de ciment que :

1. Le gonflement diminue quand le dosage augmente.
2. La chaux et le ciment ont des effets pratiquement similaires sur les paramètres du gonflement.
3. Pour un taux de dosage identique, le gonflement produit est presque identique.
4. Le gonflement est pratiquement nul pour le dosage à 12%.

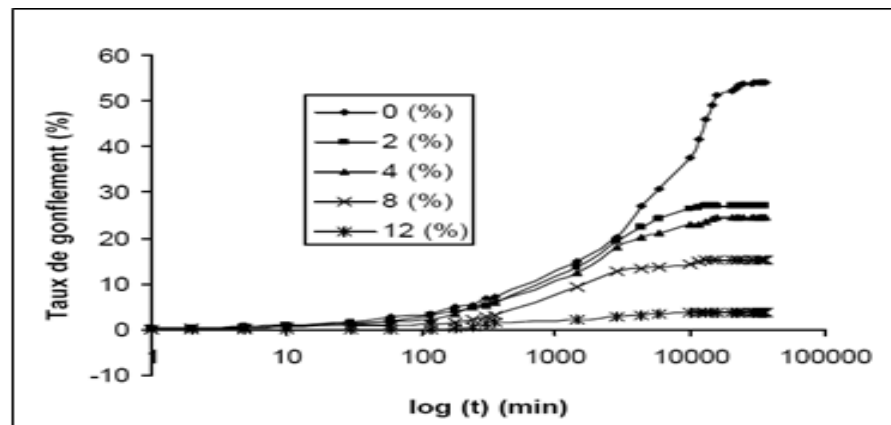


Figure 1.27. Effet du dosage à la chaux sur le gonflement de la Bentonite de Maghnia [DJE01].

Afes et Didier, (2000 ,[AFE00]) ont effectués des traitement de l'argile de Mila par 3% et 6% de chaux pour des temps de cure de 7, 28, et 90 jours, l'étude du gonflement de cette argile a été procédé selon deux mode de conservation du mélange chaux-argile : (1) en vrac à l'état foisonné sans perte de teneur en eau ; et (2) : compacté dans des bagues immédiatement après traitement et conservé à la teneur en eau de mélange. Les constatations tirées de cette étude sont les suivantes :

1. L'évolution des limites de consistance : la Figure 1.28 (a) montre que l'argile de plasticité moyenne est évolué vers un limon de faible plasticité, cette évolution est liée au pourcentage de chaux et à la durée du temps.
2. Une diminution de la valeur au bleu (surface spécifique) est proportionnelle au pourcentage de chaux et du temps de cure, Figure 1.28 (b).

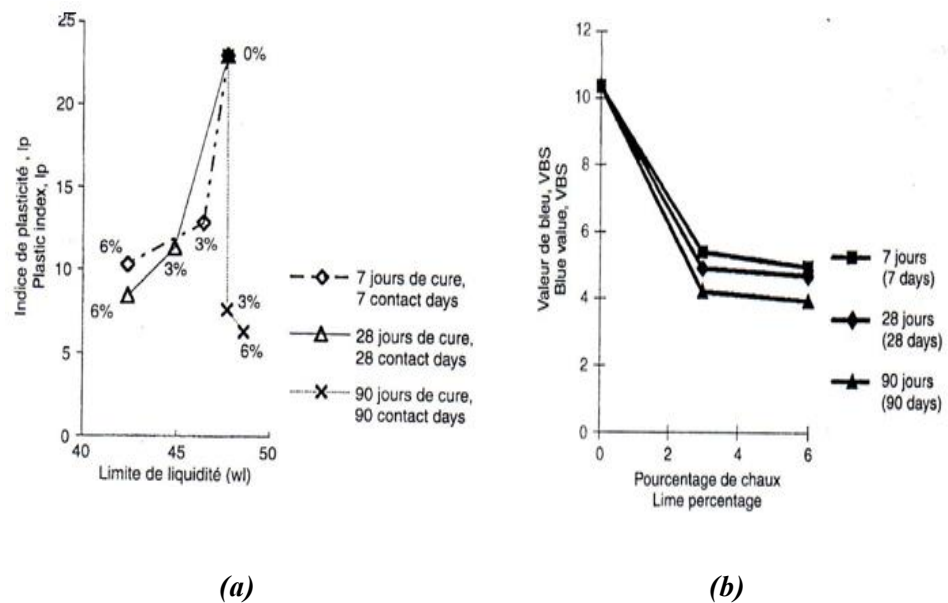


Figure 1.28. (a) Variation des limites de consistance en fonction du temps pour 3% et 6% chaux [AFE00] ; (b) Evolution de la valeur au bleu de méthylène en fonction de pourcentage de chaux [AFE00].

3. Une diminution de la densité sèche maximale et augmentation de la teneur en eau optimale. Figure 1.29.

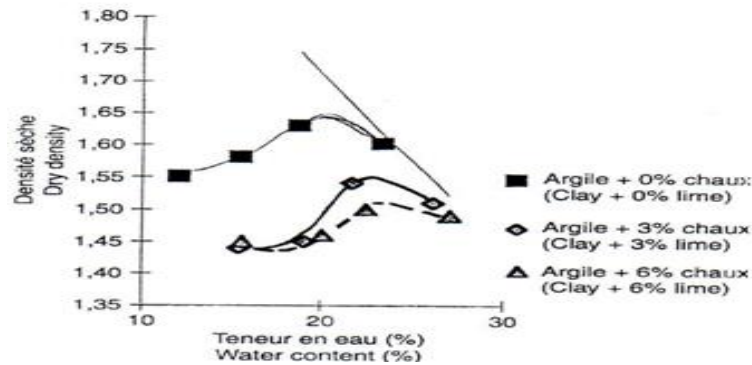


Figure 1.29. Courbe Proctor de l'argile traitée à la chaux et non traitée [AFE00].

4. Le potentiel de gonflement final et la pression de gonflement finale diminuent en fonction du pourcentage de chaux et du temps de cure. Figure 1.30.

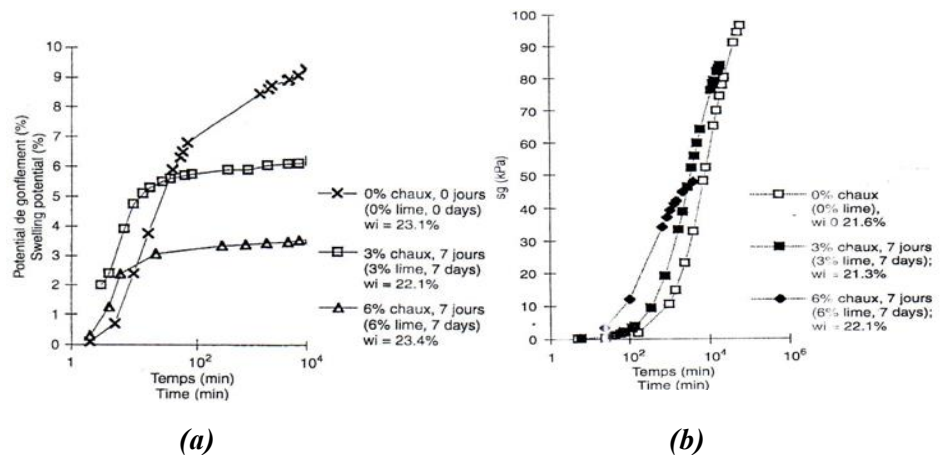


Figure 1.30. (a) Evolution du potentiel de gonflement des éprouvettes traitées à 3 et 6% de chaux conservées suivant le premier mode. (b) Evolution de pression de gonflement. [AFE00]

1.7.2.2.b Stabilisation par ajout du ciment

Le traitement au ciment convient plus particulièrement aux sols peu plastiques, qui sont a priori inadaptés au traitement à la chaux du fait de leur faible teneur en argiles. Ce traitement augmente la cohésion, la résistance mécanique et améliore la stabilité à l'eau et au gel.

En tant que **liant fort**, le ciment rigidifie rapidement le sol de manière irréversible mais s'il y a rupture de l'horizon traité (action mécanique) il n'y a pas de nouvelle prise.

La prise au ciment est plus rapide que celle de la chaux (qui peut évoluer encore au bout d'un an), mais elle est stoppée par le gel. Les constituants hydratés du ciment relient les grains d'argile entre eux en formant des sortes de ponts nombreux et solides, ceci aboutit à l'augmentation de la portance, des résistances mécaniques et de la résistance au gel cité par Haras nationaux, (2004).

- ✓ L'hydratation du ciment est une réaction pouzzolamique très compliquée. Il est bien admis que l'addition d'un certain pourcentage de ciment (2% à 3%) à des argiles gonflantes conduit à des effets équivalents à ceux de la chaux. [KAO94].
- ✓ Al-Rawas et al, (2005, [ALR05]) ont étudié un sol gonflant de nord d'Oman (Al-Khod) par la chaux et le ciment et la combinaison chaux avec ciment et la pouzzolane artificielle (Sarooj). Les différents pourcentages utilisés sont donnés par le tableau 1.8 suivant :

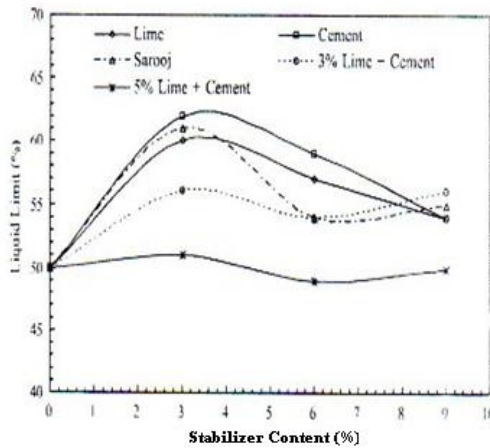
Tableau 1.8. Les pourcentages utilisés, [ALR05].

Chaux	Ciment	Pouzzolane	Chaux+Ciment
3%	3%	3%	3%Ch+3%Ci
6%	6%	6%	3%Ch+6%Ci
9%	9%	9%	3%Ch+9%Ci
/	/	12%	5%Ch+3%Ci
/	/	/	5%Ch+6%Ci
/	/	/	5%Ch+9%Ci

Les résultats obtenus sont les suivants:

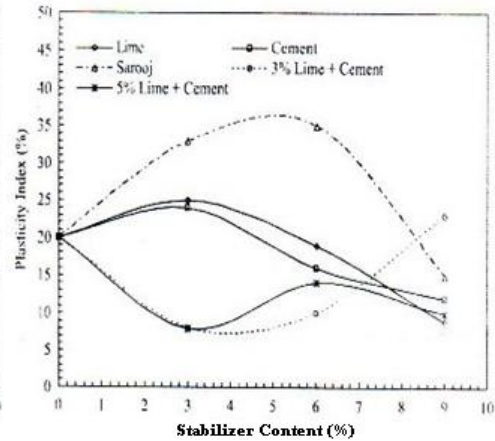
1. Une amélioration de la consistance de l'argile traitée par les différents stabilisants.
2. Une réduction totale de taux de gonflement et de la pression de gonflement à des teneurs de 6% et 9% de chaux (le taux de gonflement et la pression de gonflement de sol non traité sont respectivement (9,39% et 249Kpa).
3. Dans le cas de ciment, la réduction de taux de gonflement et la pression de gonflement dépend de pourcentage utilisé.
4. Une légère augmentation du taux de gonflement et de la pression de gonflement par rapport au sol non traité.
5. Les meilleures combinaisons qui ont donnés une bonne réduction du gonflement et de pression de gonflement sont 3%chaux+3%ciment et 5%chaux+3%ciment.

Les Figures 1.31 et 1.32 montrent l'effet des stabilisants sur les limites de consistances et sur les paramètres du gonflement.



(a)

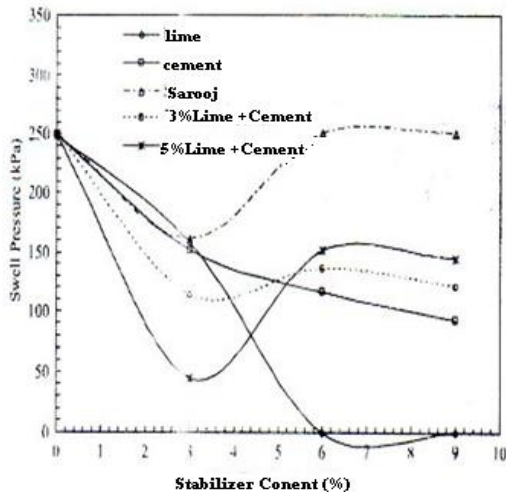
(a) Effet des stabilisants sur la limite de liquidité W_L (%)



(b)

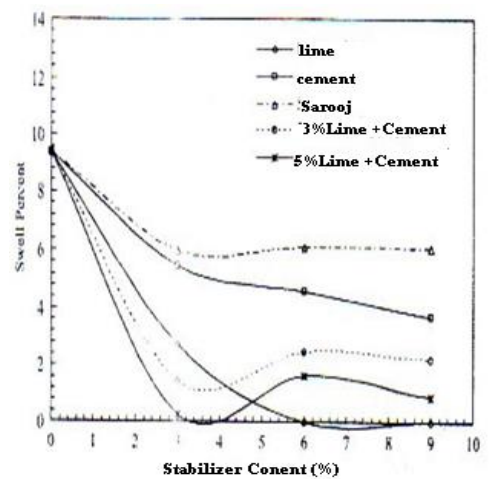
(a) Effet des stabilisants sur l'indice de plasticité I_P (%)

Figure 1. 31. Effet des stabilisants sur les limites des consistances, [ALR05].



(a)

(a) Effet des stabilisants sur la pression du gonflement



(b)

(a) Effet des stabilisants sur le potentiel du gonflement

Figure 1.32. Effet des stabilisants sur les paramètres mécaniques de gonflement, [ALR05].

1.8 Effets des fibres sur la résistance à la compression et ductilité du sable stabilisée par ciment

Le sable légèrement cimenté avec trois ratios de ciment différents (2, 4 et 6% du poids de sol) a été mélangé à quatre pourcentages de fibres différents (0, 0,3, 0,6 et 1% du poids de sol), puis compacté en un échantillon cylindrique [SUN11]. La fibre d'alcool polyvinylique (PVA), qui adhère bien au ciment, était répartie de manière aléatoire dans le sable cimenté. Les résultats des tests indiquent que l'inclusion de fibres de PVA a un effet significatif sur la résistance à la compression (R_c) et sur la déformation axiale à la résistance maximale. Le sable cimenté renforcé de fibres avec un taux de ciment de 2% était 3,5 fois plus résistant que le sable cimenté non renforcé de fibres. L'effet de l'inclusion de fibres est le plus apparent dans les échantillons cimentés à 2%. En raison du comportement ductile des éprouvettes renforcées de fibres, la déformation axiale à la résistance maximale des éprouvettes avec un ratio de ciment de 6% augmente jusqu'à 5% à mesure que le taux de fibres augmente.

Les Figures 1.33, 1.34 et 1.35 montrent les résultats de R_c des échantillons de ciment renforcés avec différents ratios de fibres.

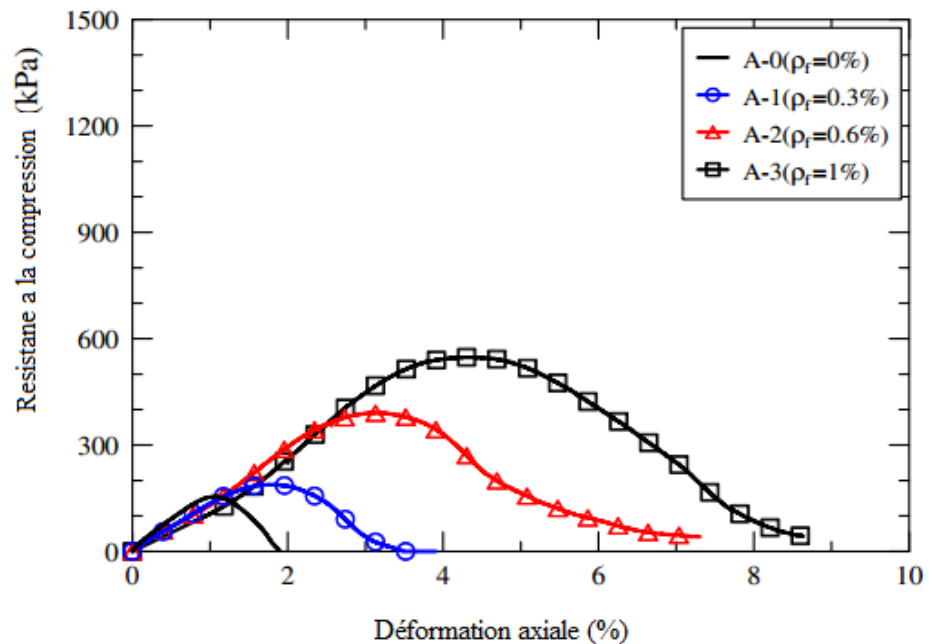


Figure 1.33. Résultats de R_c de 2% de ciments spécimens renforcés avec différents ratios de fibres (série A°) [SUN11].

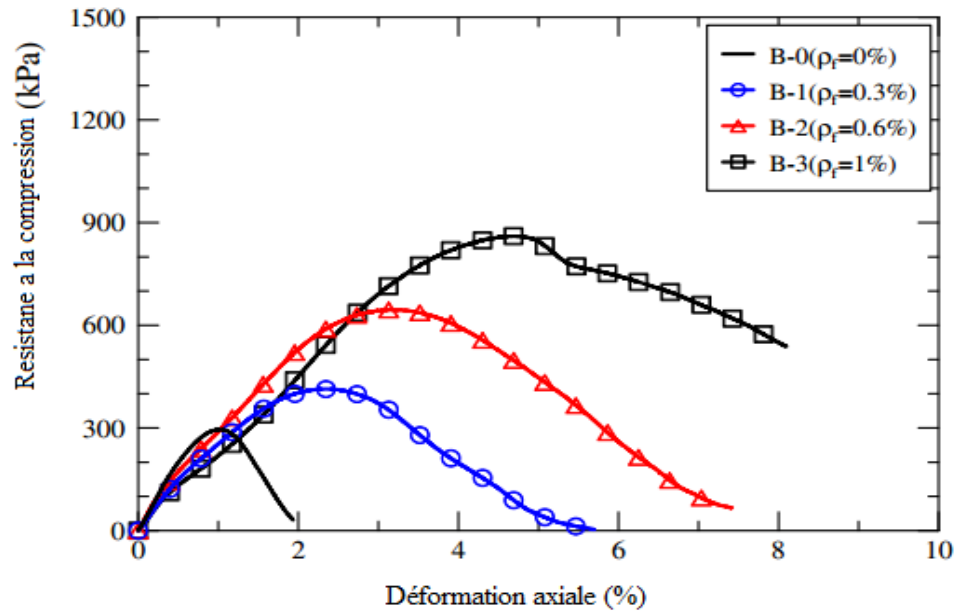


Figure 1.34. Résultats de R_c de 4% de ciments spécimens renforcés avec différents ratios de fibres (série B°) [SUN11].

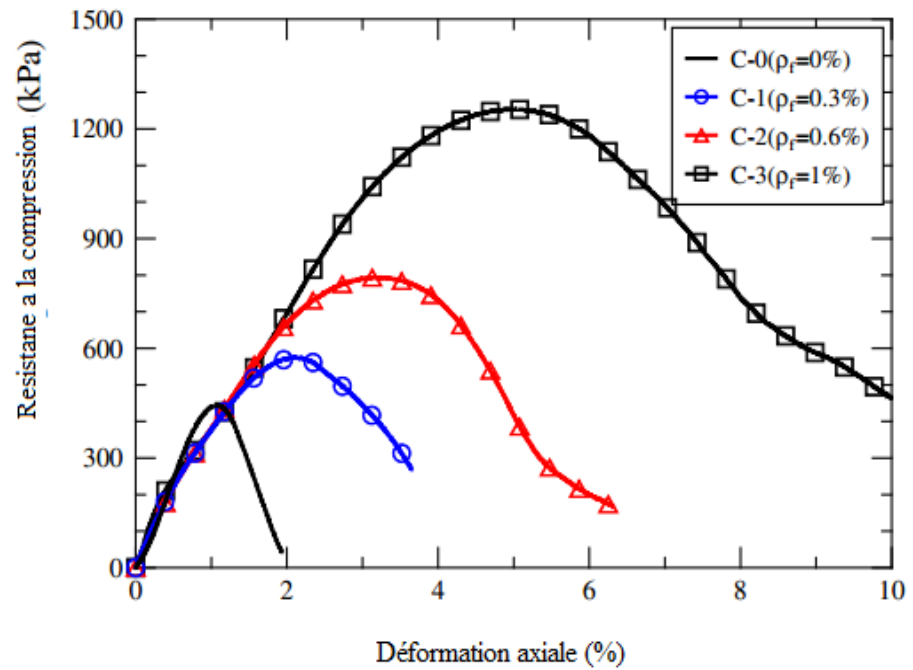


Figure 1.35. Résultats de R_c de 6% de ciments spécimens renforcés avec différents ratios de fibres (série C°) [SUN11].

1.9 Conclusion

Ce chapitre a permis de mettre en évidence la complexité du phénomène de gonflement, qui fait intervenir plusieurs mécanismes physiques, chimiques et mécaniques, d'interaction du matériau et de l'eau, à différentes échelles. La cohésion interfeuillet est un facteur prépondérant du processus de retrait-gonflement. Il est également avéré que la structure du matériau (arrangement des particules, fissuration, ...etc.) conditionne le processus de gonflement, d'une part, et que le processus de gonflement est lui-même accompagné, dans certains cas, de modifications structurales (réarrangement des particules, compensation de vides, etc.), d'autre part.

A l'échelle microscopique, le gonflement est d'autant plus fort que la surface spécifique de l'argile est grande, que la concentration en sel dans l'eau interstitielle est faible et que la valence des cations échangeables est faible. L'application du modèle de la double couche semble être satisfaisante quand la source du gonflement est la pression de répulsion osmotique, c'est-à-dire lorsqu'il s'agit de sols sursaturés en cations monovalents, en présence d'un soluté à faible concentration ionique. Dans le cas d'un sol argileux, où la texture et la structure ne sont pas homogènes, l'applicabilité de ce modèle est discutable.

En plus des facteurs intrinsèques, le processus de retrait-gonflement est influencé par les paramètres d'état qui ce sont la teneur en eau, la densité, l'indice des vides et la succion. Ces différents facteurs montrent qu'il est difficile de corrélérer un comportement macroscopique à des observations microscopiques. On a constaté que pour une teneur en eau donnée, le potentiel de gonflement augmente d'autant plus que la densité sèche est élevée, et que pour une densité sèche donnée, le potentiel de gonflement augmente lorsque la teneur en eau diminue. L'influence de la densité sèche et l'influence de la teneur en eau, sur le potentiel de gonflement, sont donc couplées.

Le taux et la pression de gonflement des sols augmentent lorsque la densité sèche initiale augmente et lorsque la teneur en eau initiale diminue.

L'analyse bibliographique a permis de constater que seules les analyses minéralogiques et chimiques ne permettaient pas d'interpréter toutes les manifestations macroscopiques du gonflement, l'arrangement des particules, c'est à-dire la texture/structure a aussi une influence importante sur le gonflement.

Le processus de gonflement s'accompagne également de modifications structurales : une augmentation de la porosité en taille et en volume au cours de l'hydratation du matériau naturel par ouverture progressive de la porosité inter et intra-agrégat primaire est observée.

Les méthodes indirectes de caractérisation, basées sur l'identification géotechnique des matériaux, sont très utiles en tant qu'indicateurs du potentiel de gonflement des sols, mais ne peuvent pas remplacer les essais, en laboratoire, de détermination des paramètres de gonflement, qui ce sont la pression de gonflement ou le taux de gonflement. Ces méthodes indirectes sont, en général, déterminées à partir d'échantillons remaniés dont le comportement n'est pas identique à celui du matériau à l'état naturel.

De nombreuses recherches ont été effectuées pour étudier l'effet des fibres sur la résistance à la compression et ductilité du sable stabilisée par le cimenté. Les résultats obtenus ont permis de mettre en évidence l'effet bénéfique de la fibre. Les échantillons de ciment renforcé de fibres se sont révélés beaucoup plus ductiles que les échantillons non renforcés.

2 Les fibres en géotechnique

2.1 Introduction

L'utilisation d'une fibre comme renfort au sein d'une matrice, dépend essentiellement de la compatibilité des propriétés physiques, mécaniques et chimiques, que possède la fibre avec les constituants de la matrice (sol, béton, béton de sable ou mortier). Sans toutefois ignorer le facteur économique (coût), qui est très important dans la mesure où le prix des fibres sur le marché est relativement élevé par rapport aux armatures traditionnelles.

Depuis peu de temps, des fibres sont ajoutées dans le sol pour améliorer le comportement de la résistance des sols [CAI06]. L'utilisation de déchets de fibres comme renforcement a un énorme potentiel dans un matériau recyclable dans le domaine de la construction, [SAV05].

Des fibres de toute nature ont été expérimentées dans le renforcement des matériaux. Les plus répandues sont : l'amiante, le verre, l'acier, le plastique (nylon et polypropylène), le carbone, et les fibres végétales [BLE99].

Les déchets de caoutchouc ont été utilisés avec succès dans plusieurs applications du Génie Civil; dans le béton et le mortier sous forme de granulats, en géotechnique pour les remblais légers et également dans les mélanges d'asphaltes. Les études rapportées dans la littérature ont montré que le recyclage des caoutchoucs dans le domaine de Génie Civil, permet non seulement de réduire le cout, mais également d'améliorer certaines caractéristiques physico-mécaniques du béton et du sol en bénéficiant de leur déformabilité, étanchéité et de leur capacité d'absorption de chocs. De ce fait, notre pays L'Algérie est parmi ces pays qui disposent d'énormes gisements en déchets pneumatiques qui peuvent être utilisés dans la production des fibres.

2.2 Les Fibres

2.2.1 Les fibres d'amiante

Ce sont des silicates hydratés de magnésium, parfaitement compatible avec la pâte de ciment, elle possède une bonne résistance à la traction est un module d'élasticité élevé, ce sont des fibres bon marchés.

Mais ces derniers présentent un inconvénient, ils se repartissent difficilement dans les mortiers et les bétons [MIM94].

Ils sont surtout utilisés dans la fabrication de voiles, tuyaux, panneaux, matériaux d'isolation thermique et de protection contre le feu, tuyaux d'égouts, plaque de toitures plates et ondulées, revêtement de mur. Les caractéristiques des fibres d'amiante sont résumées dans le Tableau (2.1) [BEA82].

Tableau 2.1. *Caractéristiques physiques et mécaniques des fibres d'amiante* [BEA82].

Fibre	Diamètre en μm	Densité	Allongement de rupture en%	Module d'élasticité en (GPA)	Résistance en tract (GPA)
amiante	0.02-20	2.5-3.4	2.3	200	3

Des études récentes ont conclu que l'utilisation des fibres d'amiante, présente un sérieux danger pour la santé humaine et l'environnement. A cet effet l'utilisation de ces derniers sont de plus en plus abandonnées voir interdite [BER99].

2.2.2 Les fibres de Carbone

Il existe toute une variété de fibres de carbone mais actuellement trois types de fibres sont commercialisés [HOU92]:

- Les fibres hautement résistant (H.R.)
- Les fibres à module intermédiaire (I.M.)
- Les fibres à hauts modules (H.M.)

Leurs inconvénients majeurs résident dans leurs fragilités et leurs coûts élevés. Toutefois, les fibres de carbone noyées dans la matrice sont inertes et confèrent au composite d'excellentes propriétés (facilité de finition, bonne résistance thermique et mécanique, ...), de plus l'un des grands avantages des fibres de carbone est leur faible dimension. Qui offre la possibilité de fabriquer des composites ayant une haute teneur en fibres [CHA95].

Le Tableau 2.2 présente quelques propriétés des fibres de carbone.

Tableau 2. 2. *Caractéristiques des fibres de carbone [BAR96].*

caractéristiques	Carbone HR	Carbone HM	Carbone THM	Carbone HM (brai)
Masse volumique (Kg/m ³)	1750	1810	1950	2000
Diamètre en (µm)	5 à 7	5 à 7	5 à 7	12
Module de Young en (GPa)	230	400	600	280
Contrainte à la rupture en (MPa)	3000-4000	2800	2000	2000-2400

HR : haute résistance ;

HM : haut module d'Young ;

THM: très haute module d'Young ;

HM (brai) : haut module à base de brai ;

2.2.3 Les fibres verres

Les fibres de verres sont élaborées par fibrage du verre fondu à travers des filières, sortes de bacs réalisés en alliage platine-rhodium, et percés à leurs bases d'orifices calibrés. Le verre fondu est maintenu dans les filières, chauffées à 1250°C. A cette température, la viscosité du verre permet un écoulement par gravitation à travers les orifices. Ils sont produits à partir d'un verre filable appelé verre textile composé de silice, alumine, chaux, magnésie, etc. Ces produits coûteux, associés à des procédés assez simples d'élaboration, confèrent aux fibres de verre un excellent rapport performance/prix qui les place de loin au premier rang des renforts utilisés actuellement dans les matériaux composites [BAR96].

Ces fibres sont utilisées dans la confection des panneaux préfabriqués, murs- rideaux, tuyaux d'égout, toiture en voile mince de béton et enduit pour bloc de béton [BEA82].

Les caractéristiques des fibres de verre sont résumées dans le Tableau 2.3

Tableau 2.3. *Caractéristiques physiques et mécaniques des fibres verres [BEA82].*

Fibre	Diamètre en µm	densité	Allongement de rupture en%	Module d'élasticité en (GPa)	Résistance en traction(GPa)
verre	5-500	2.4	2-3.5	80	2-3

2.2.4 Les Fibres Polymères

Les fibres de polymères sont d'origine plastique, on distingue trois familles principales de ces fibres à savoir [BOU92]:

- Le polyamide 6.6 (PA6.6), qui représente la famille la plus importante des plastiques par leur tonnage. Le PA6.6 résiste mal aux acides minéraux.
- Le polychlorure de vinyle (PVC), est une matière thermoplastique obtenue par polymérisation du chlorure de vinyle. Le PVC résiste bien aux acides et aux alcalis.
- Le polypropylène (PP), est un thermoplastique formé de chaîne linéaire constitué de motifs propylènes dans le cas d'un homopolymère et d'une altération contrôlée de motifs propylène et éthylène dans les copolymères. Le PP résiste bien aux alcalis et aux acides.

L'adhérence fibre-matrice est généralement faible, du fait qu'il n'y a aucune liaison chimique possible entre les fibres et la matrice, ce qui limite la reprise des efforts par les fibres à l'interface fibre-matrice après la fissuration de la matrice.

Le Tableau 2.4 résume les caractéristiques mécaniques des fibres de polymère.

Tableau 2.4. *Propriétés mécaniques des fibres de polymère* [BOU92].

Type de polymère	Référence	Module d'élasticité E (GPa)	Contrainte à la traction (MPa)
PA6.6	Rhône-Poulenc A 218	3	90
PVC	PVC rigide de Solvay	2.5	50
PP	RY6100 de Shell	5	40

2.2.5 Les fibres végétales

Les déchets de fibres végétales comme les fibres artificielles peuvent être introduites dans le procédé de S/S (solidification et la stabilisation) à base des liants hydrauliques dans les sols fins. Leurs qualités concernent leur résistance, leur masse, leur durabilité et leur moindre coût. Les fibres végétales comme le bambou, les fibres de noix de coco, le lin, le sisal (agave), le chanvre etc...sont disponibles, (Ghavami et al. 1999, [GHA99]). Tableau (2.5 (a)) présente les propriétés physiques des fibres végétales les plus utilisées, [KRI05].

Tableau 2. 5(a). *Caractéristiques physique de fibres végétales les plus utilisées*

fibres	Diamètre en (mm)	Densité en (g/cm ³)	Teneur en eau à l'état naturel (%)	Absorption d'eau après 5min (%)	Absorption d'eau à la saturation (%)
sisal	0.008-0.3	0.75-1.07	10.97-14.44	67-92	190-250
Noix de coco	0.11-0.53	0.67-1.00	11.44-15.85	22-28	85-135

Le Tableau (2.5 (b)) présente les propriétés physique et mécanique de quelques fibres végétales, [KRI05].

Tableau 2. 5(b). *Caractéristiques physiques et mécaniques de quelques fibres végétales.*

Fibres	Densité en g/cm ³	Allongement à la rupture	Résistance à la traction (MPa)	Module de Young (GPa)
Cotton	1.5-1.6	7.0-8.0	587-597	5.5-12.6
Jute	1.3	1.5-1.8	393-373	26.5
Lin	1.5	2.7-3.2	345-1035	27.6
Chanvre	-	1.6	690	-
Ramie	-	3.6-3.8	400-938	61.4-128

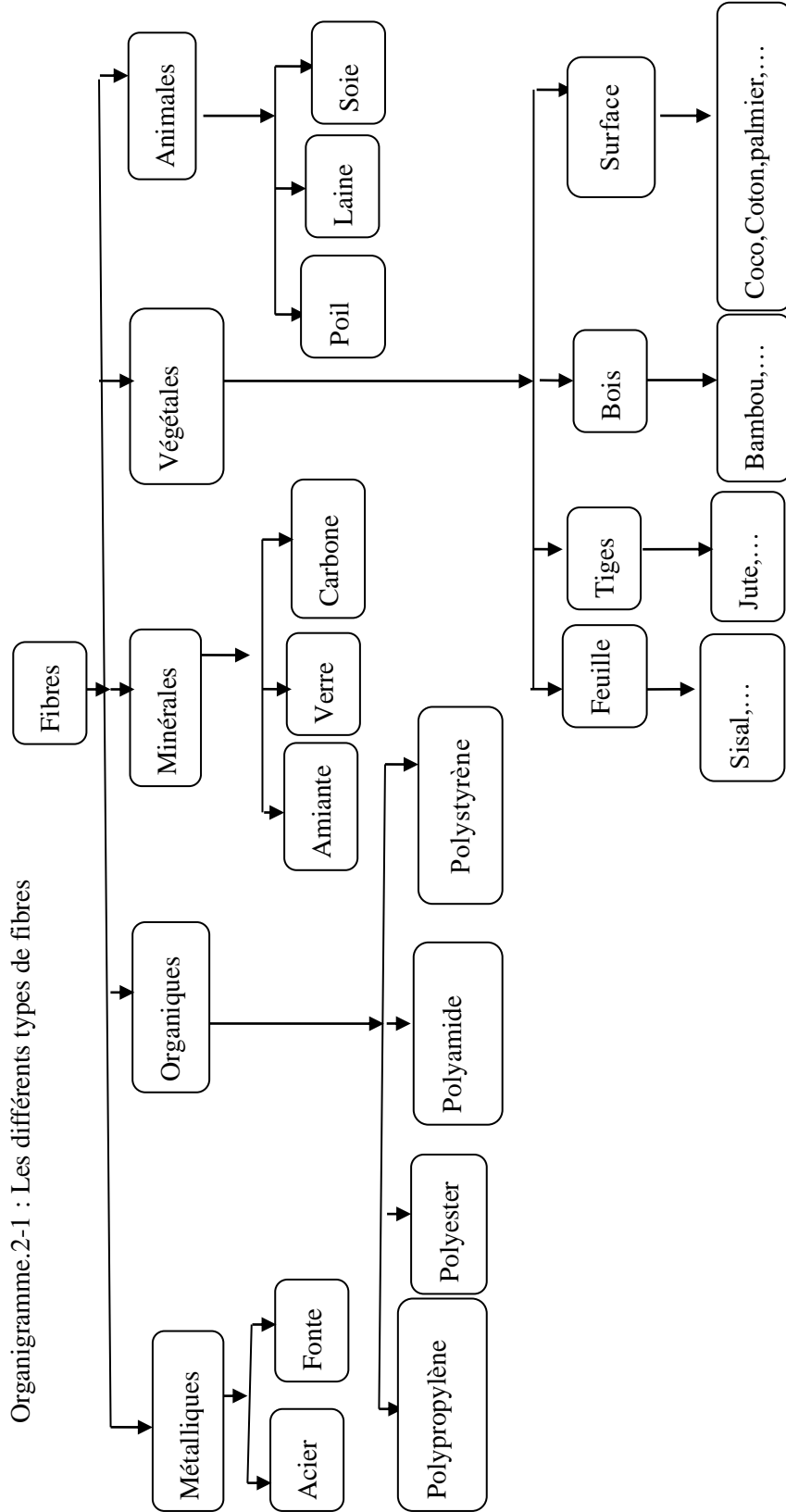
L'organigramme 2-1 résume les différents types de fibres.

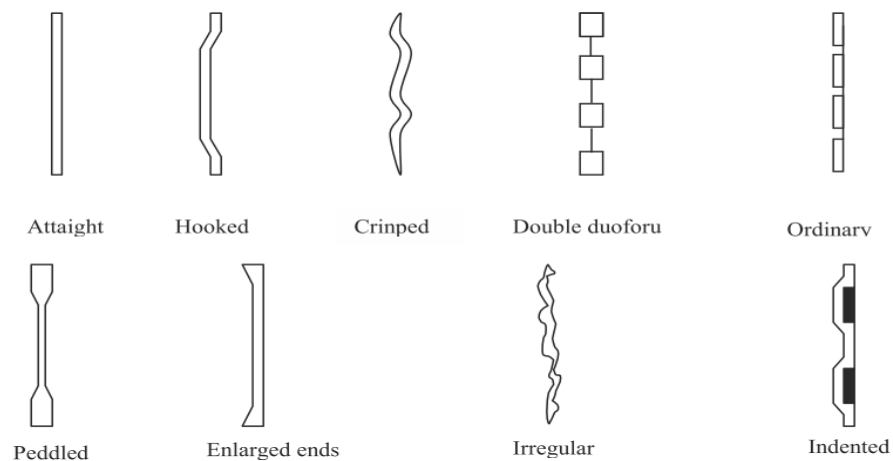
2.2.6 Les fibres métalliques

La fibre métallique est parmi les fibres les plus commercialisées vendues, et bien sûr disponibles sous des formes et dimensions les plus variées (Figure 2 .1). Ces fibres présentent un module d'élasticité de 210 (GPa), une masse volumique de 7.85t/m³ et une résistance à la traction de 1 à 2 (GPa). Elles existent sous diverses formes et longueurs. L'élanement est souvent compris entre 30 et 150 pour une longueur allant de 6.4 à 76 mm. L'optimisation du pourcentage de fibres, de la longueur et de la forme a donné lieu à de nombreuses études [HAO93].

- *Forme de la fibre d'acier*

Organigramme.2-1 : Les différents types de fibres





- *Section transversale de la section d'acier*

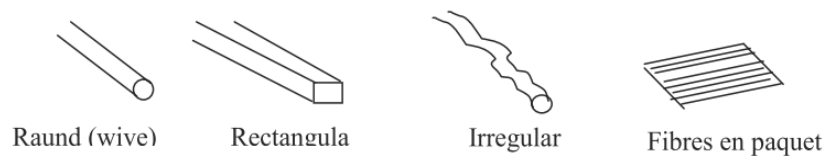


Figure 2. 1. *Les fibres métalliques, (formes et dimensions variables)*
[HAO93].

Pour des usages particuliers, certaines fibres utilisées sont inoxydables ou traitées contre la corrosion. Leur principal avantage est une amélioration de la résistance à la traction et à la flexion, une augmentation de la ductilité donc une bonne tenue aux chocs ainsi qu'à l'usure [DRE98].

2.3 Problématique des pneus usagés

La volonté d'améliorer l'environnement par le besoin d'un cadre de vie plus agréable, le poids de plus en plus important de l'écologie ont amené les pouvoirs nationaux et régionaux à définir une politique de valorisation des déchets, à resserrer leurs liens dans ce domaine, à coordonner leurs actions pour promouvoir cette politique. Plusieurs textes réglementaires ont été élaborés afin de gérer les déchets dangereux, leur provenance et leurs caractéristiques de danger. L'Algérie est confrontée à divers problèmes environnementaux causés entre autre par les déchets solides ou cette masse ne cesse d'augmenter. Parmi ces déchets les pneus usagés non réutilisables constituent un déchet encombrant, préjudiciable à l'environnement et

prennent environ 900 années à se dégrader. Les pneus usagés à base de caoutchouc sont classés parmi les déchets ménagers et assimilés qui comprennent les déchets organiques, le plastique, le métal, les textiles, le papier, le cuir et le caoutchouc. Les pneus usagés représentent un déchet encombrant, bien réparti sur tout le territoire et reste facile à les trouver.

Depuis ces dernières années les pneus en Algérie sont en augmentation suite aux flux croissant de véhicules. Les intervenants qui produisent, importent à son état fini et semi fini ainsi que les opérations de rechapage des pneus ont provoqué une évolution du bilan du gisement national en matière de pneumatique. Par conséquent le bilan de déchets pneumatiques est ainsi en perpétuelle augmentation.

Le marché des pneus est équilibré géographiquement entre l'Europe, l'Amérique du Nord et l'Asie, continents qui représentent à eux trois 88 % du marché mondial. L'Asie (hors Japon) réalise aujourd'hui 20 % du marché mondial et détient le plus fort potentiel de croissance. Les pneumatiques usagés représentent une véritable scorie de la civilisation industrielle. En Algérie, suite à l'enquête menée auprès de la sonatrach par l'école nationale de travaux publics d'Alger, on a :

- 385 000 pneus usagés pour l'année 1990.
- 546 000 pneus usagés pour l'année 1995.
- 656 000 pneus usagés pour l'année 2000

Et Selon le Réseau d'Information Commercial ALGEX (www.promex.dz), L'Algérie a importés les quantités suivantes de pneumatiques neufs en caoutchouc.

Tableau 2.6. *Quantités de pneus importés par l'Algérie* (www.promex.dz).

Périodes	2004	2005	2006	2007
Quantités (Milliers de tonnes)	42.84	41.00	61.58	70.46

- ✓ Les problèmes lies aux pneus usés :
 - Risques pour la santé publique.
 - Risques environnementaux.
 - Ecotoxicité.
 - Lessivage.
 - Brûlage non réglementé à l'air libre.

2.4 Les fibres de caoutchouc des pneus usés

Les pneumatiques usagés représentent un déchet abondant et très préoccupant. Les pneus usagés se composent essentiellement de caoutchouc synthétique ou naturel, de noir de carbone et d'oxyde de silicium, ainsi que d'acier et de tissu. Les pneus usagés qui ne peuvent plus être réutilisés ni rechapés selon les exigences en vigueur sont qualifiés de pneus non réutilisables. Une élimination de pneus non réutilisables sérieuse et respectueuse de l'environnement devient chère aujourd'hui. Les filières de valorisation classiques ne traitent qu'une petite quantité de ces déchets, de plus ces filières nécessitent des technologies développées. Les pneus usagés peuvent être déchiquetés selon deux méthodes ; (1) ambiante, et (2) cryogénique [CAL06]. Certains paramètres de comportement de fibres de caoutchouc des pneus usés sont donnés dans le Tableau 2.7.

Les fibres de caoutchouc de pneus usés peuvent être utilisées comme renfort, c'est l'objectif de notre étude.

Tableau 2.7. *Caractéristiques physiques et mécaniques de fibres de caoutchouc.*

Propriété	Valeur	Références
Densité (mg/m ³)	1,153 à 1,198	[AKB07]
Résistance à la traction (MPa)	16-20	[KHO10]
Allongement (%)	400-500	[KHO10]

2.5 L'utilisation des fibres en géotechnique

Depuis des décennies, des fibres naturelles ont été utilisées dans le domaine de la stabilisation des sols, [NIL75]; [GRA83]. Et récemment, ce sont des fibres artificielles qui sont ajoutées dans des sols fins pour renforcer leur résistance [AKB07].

De nombreuses recherches expérimentales tendent à stabiliser les sols argileux avec des matériaux naturels, fabriqués et sous-produits ([AKB04]; [CET06]; [KAL06]; [ALA08]; [IKI08] et [VIS09]). Ainsi les pneus usagés, les cendres et les boues d'épuration ont montré un bon potentiel pour la stabilisation des sols en mélangeant [ALA06].

Ils ont étudié comment incorporer un élément «vert» dans la technique de stabilisation existant, copeaux de caoutchouc provenant de pneus en caoutchouc de déchets ont été utilisés ensemble avec du ciment pour stabiliser le kaolin dans le laboratoire, étudier la faisabilité de la bielle

stabilisatrice innovante. Des copeaux de caoutchouc seuls ne contribuent pas beaucoup à l'amélioration de la résistance des échantillons de kaolin mais sont capables d'augmenter le pourcentage de déformation axiale par rapport à ces échantillons sans copeaux de caoutchouc (Dallas et al).

Il est proposé d'utiliser Crumb poudre de caoutchouc (CRP) qui est fabriqué à partir de ferraille et de vieux pneus est utilisé comme additif pour améliorer les caractéristiques de l'argile et d'étudier l'effet de la CRP sur le gonflement de l'argile après stabilisation, [PUR12].

Influence de renfort en fibres de caoutchouc sur le comportement au cisaillement de l'argile à faible plasticité. Ils ont constaté que le taux de fibres de caoutchouc à l'argile diminue la force de cisaillement avec des niveaux croissants d'accouchement. La présence de fibres de caoutchouc a tendance à dégrader la résistance de l'argile. Pour le sol testé, la contrainte est limitée entre 200 et 300 kPa [ÖZK07].

Mélange les échantillons d'argile expansive avec des fibres de caoutchouc des pneus usés réduit la pression et l'amplitude de gonflement. Cela peut être attribué au remplacement d'argile gonflante par les fibres de caoutchouc des pneus usés, et la résistance offerte par les fibres à jaillissant par le contact de l'argile - fibre [TRO12].

A partir des résultats des tests de compression simple (UCS) sur des échantillons de terre et ciment de sable avec l'inclusion de 0,1 % et 0,2 % de fibres que l'ajout de fibres n'augmente pas la force de manière significative , [GAS03].

Des chercheurs comme Park (2009, [PAR09]), Izawa et al. (2009, [IZA09]) et Consoli et al. (2011, [CON11]) ont également étudié le comportement des sols sableux cimenté avec et sans renfort de fibres, et ont conclu que l'inclusion de fibres entraîne une augmentation de la force des échantillons. Des études sur le comportement des sols argileux-fibres renforcés par le ciment sont limitées au travail qui a été effectué par Khattak et al (2006, [KHA06]) et Tang et al. (2007, [TAN07]). L'inclusion de fibres peut améliorer la résistance du sol - ciment.

Une revue de la littérature indique que si une grande quantité de travail a été fait sur le sol de sable cimenté renforcé par des fibres, le travail sur un sol argileux est limitée, et aussi l'effet du poids de fibres sur la force de argileux sol - ciment n'a pas été investigués de manière adéquate.

2.5.1 Types de fibres utilisés en géotechnique

Selon le coût de traitement, les fibres artificielles comme les fibres de polypropylène ont été utilisées en renforcement [CAI06]. Les résultats obtenus par les auteurs montrent que des fibres de polypropylène mélangées peuvent améliorer la résistance en compression, diminuer le taux de gonflement et le taux de retrait avec la chaux dans des échantillons de sol de type argileux de Nanjing (Chine), voir la Figure 2.2 et le Tableau 2.8.

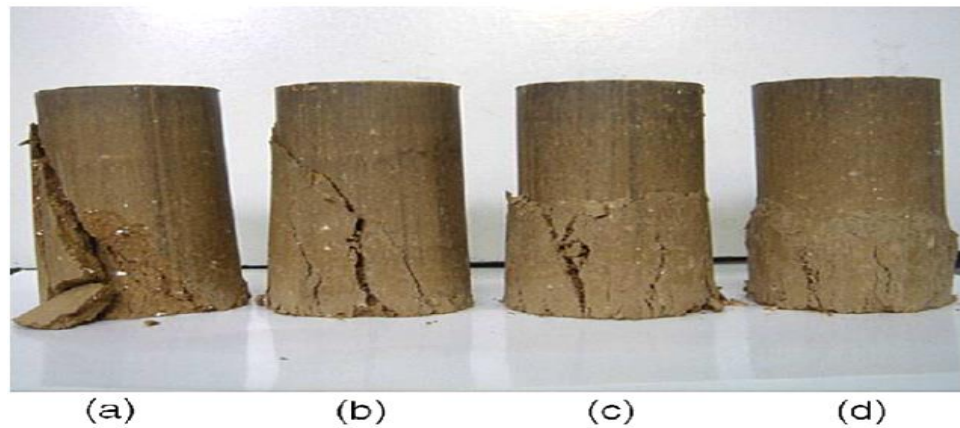


Figure 2. 2. Ruptures d'écrasement des éprouvettes avec 8% de chaux et différents dosages en fibres : (a) 0%, (b) 0.05%, (c) 0.15%, (d) 0.25%, après 7 jours [CAI06].

La Figure 2.2 montre que les fissures deviennent de moins en moins apparentes avec le dosage en fibres de polypropylène.

Tableau 2.8. Valeurs des R_c et du retrait-gonflement des échantillons testés par [CAI06].

Unconfined compressive strength and swelling–shrinkage potentials of specimens								
Serial number	Fibre content (%)	Lime content (%)	Unconfined compressive strength (MPa)			Swell Percentage (%)	Shrinkage percentage (%)	Shrinkage coefficient
			7 days	14 days	28 days			
1	0.05	2	0.24	0.28	0.35	0.37	1.60	0.072
2	0.05	5	0.43	0.49	0.84	0.19	1.27	0.054
3	0.05	8	0.41	0.47	0.74	0.13	1.24	0.051
4	0.15	2	0.27	0.30	0.36	0.35	1.69	0.084
5	0.15	5	0.46	0.51	0.87	0.16	1.30	0.063
6	0.15	8	0.44	0.50	0.76	0.09	1.25	0.054
7	0.25	2	0.28	0.34	0.39	0.21	1.80	0.102
8	0.25	5	0.53	0.58	0.88	0.10	1.40	0.068
9	0.25	8	0.50	0.56	0.79	0.06	1.37	0.056
10	0	8	0.31	0.38	0.66	0.07	1.15	0.042
11	0	0	– ^a /0.09 ^b			11.48	2.12	0.159
12	0.25	0	– ^a /0.12 ^b			8.41	2.15	0.161

^a The specimen collapsed after soaking in water and hence no value could be obtained.

^b The value was gained without the specimen's immersion in water and curing before testing.

7 days

Selon différents types de fibres artificielles, avec différents dosages et différentes dimensions (longueurs et diamètres), les valeurs de la résistance en compression des sols obtenues dépendent de ces paramètres. Trois types de fibres artificielles ont été étudiés par Akbulut et al, (2007, [AKB07]).

La Figure 2. 3 présentes les valeurs de R_c obtenues sur des éprouvettes de même dimension. On peut observer que 2% de fibres de pneu en caoutchouc de 5 à 10mm de longueur ; 0.2% de fibres polyéthylène avec 15mm de longueur et 0.25mm de largeur ; 0.2% de polypropylène avec 10mm de longueur et 1mm de diamètre conduisent à des valeurs R_c optimales pour des sédiments (les grains de la fraction 0/2mm) issus de bassins en Turquie.

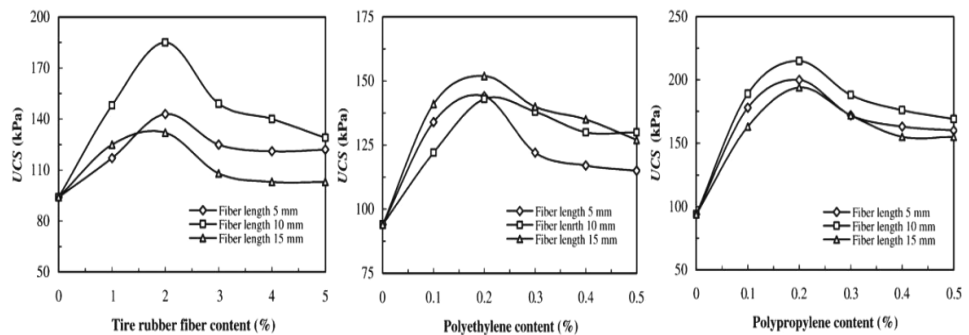


Figure 2.3. Effet des fibres de caoutchouc, de polyéthylène et de polypropylène sur les valeurs de R_c des éprouvettes renforcées [AKB07].

La Figure 2.4 montre l'évolution des R_c obtenues (UCS) en fonction de la longueur des fibres à dosage optimal selon les valeurs de la Figure 2.3. Des moules de 3 différentes dimensions : $\Phi=35\text{mm}$, $H=70\text{mm}$; $\Phi=50\text{mm}$, $H=100\text{mm}$ et $\Phi=80\text{mm}$, $H=160\text{mm}$ ont été utilisés. On peut observer que les valeurs obtenues de R_c des éprouvettes de dimensions $\Phi=50\text{mm}$, $H=100\text{mm}$ et $\Phi=80\text{mm}$, $H=160\text{mm}$ avec les fibres de 10 à 15mm de longueur sont les meilleures. Ceci pourrait traduire un effet d'échelle.

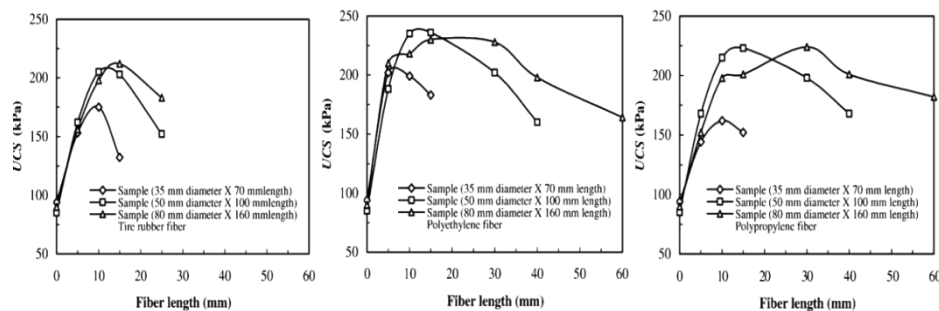


Figure 2.4. Effet des longueurs de 2% de fibres en caoutchouc, de 0.2% de fibres en polyéthylène et de 0.2% de fibres en polypropylène sur les valeurs de R_c des éprouvettes renforcées, [AKB07].

Les déchets de fibres végétales comme les fibres artificielles peuvent être introduites dans le procédé de S/S (Solidification/Stabilisation) à base des liants hydrauliques dans les sols fins. Leurs qualités concernent leur résistance, leur masse, leur durabilité et leur moindre coût.

Les fibres végétales comme le bambou, les fibres de noix de coco, le lin, le sisal (agave), le chanvre etc...sont disponibles, [GHA99]. Les déchets de fibres industrielles comme les fibres des pneus usés.

2.5.2 Domaines d'utilisation

Les agrégats issus du broyage des pneus usés sont de plus en plus utilisés dans le domaine du génie civil (géotechnique, ouvrages hydrauliques, bétons légers, bétons bitumineux...etc.) L'utilisation des déchets pneumatique en génie civil a fait l'objet de la norme ASTM D 6270-98 (Ré approuvé en 2004). Les pneus usagés peuvent être utilisés entiers, partiellement ou entièrement découpés associées à du sol pulvérulent ou cohérents ou à des déchets [TRO11]. Les domaines d'applications de ces matériaux sont variés (remblai réducteur de poussées derrière des murs de soutènement, remblais allégés anti-Marston, ouvrages de soutènement, stabilisation des pentes et des berges...etc. [TRO11].

- La valorisation de pneus usés sous forme de matières premières :

Les filières de valorisation matières se présentent comme suit (Figure 2.5). Après le tri, les pneumatiques usagés peuvent être broyés en poudre, fibres ou en granulés de caoutchouc, ces produits sont utilisés en combinaison avec d'autres matériaux.

- ✓ *Poudrettes* : Il s'agit de particules de caoutchouc dont les dimensions sont inférieures à 2mm. Son coût d'obtention dépend de sa finesse, de son origine chimique et de l'absence ou non de corps étrangers. Les poudrettes sont utilisées comme charges dans des mélanges servant à produire des pièces ne subissant pas de contraintes mécaniques ou dynamiques élevées. Exemple d'utilisation : fabrication de bandages et de roues pleines ("caddie", poubelles, tondeuses, brouettes...), modification des revêtements routiers (diminution du bruit et de l'aquaplaning du fait d'un drainage en surface)...
- ✓ *Granulés* : Il s'agit de particules de caoutchouc d'une taille supérieure à celle des poudrettes. Les granulés peuvent être agglomérés par des résines, colorés ou non, et permettent, par moulage, de réaliser facilement des feuilles ou des plaques. Exemple d'utilisation : aires de jeux, pavés anti-dérapant,

revêtement pour terrain de sport (surface souple, diminution des nuisances sonores...)

- ✓ *Autres types de valorisation matière* : Par transformation chimique telle que la Régénération (par combinaison d'actions chimiques, mécaniques et thermique), ou Pyrolyse – Thermolyse. Le développement industriel de ces types de valorisation est cependant freiné par son coût de mise en œuvre.

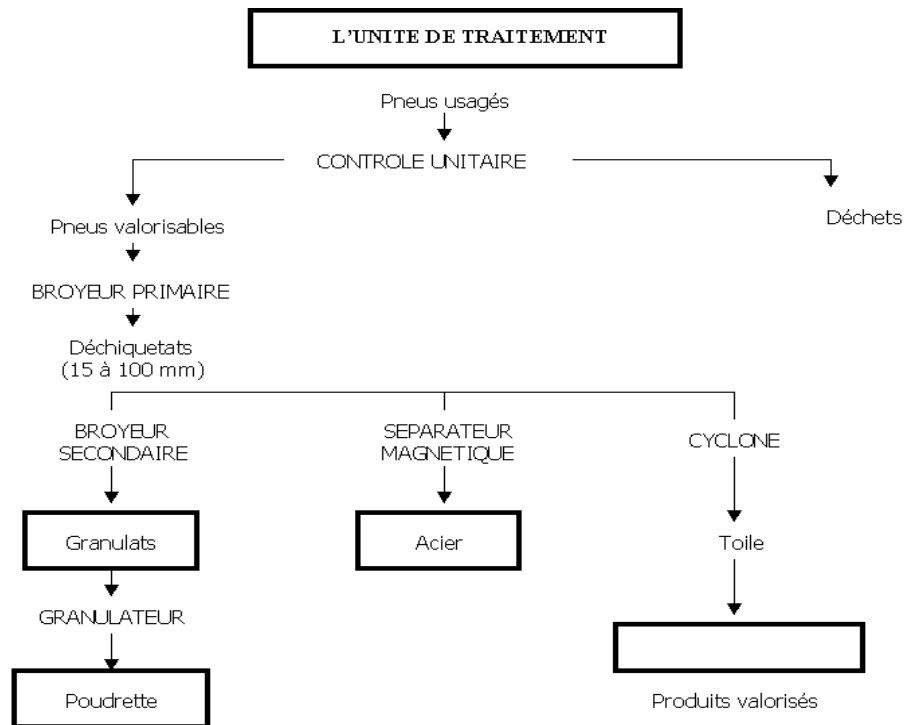


Figure 2.5. Schéma d'une filière de valorisation matière (ADEM, 2001).

2.5.3 Absorption d'eau par les fibres

Les fibres artificielles et les fibres végétales ont parfois le même coût. Mais les fibres végétales sont différentes des fibres artificielles de par leur capacité à l'absorption.

Quand elles sont mélangées dans un sol humide, elles gonflent et ainsi compriment les sols traités. Après la période de séchage, il y a alors création d'un espace très fin entre les fibres sèches et les grains de sols. Le changement d'état hydrique dans la matrice du sol peut faire apparaître des fissures de retrait-gonflement (Figure 2.6) [GHA99].

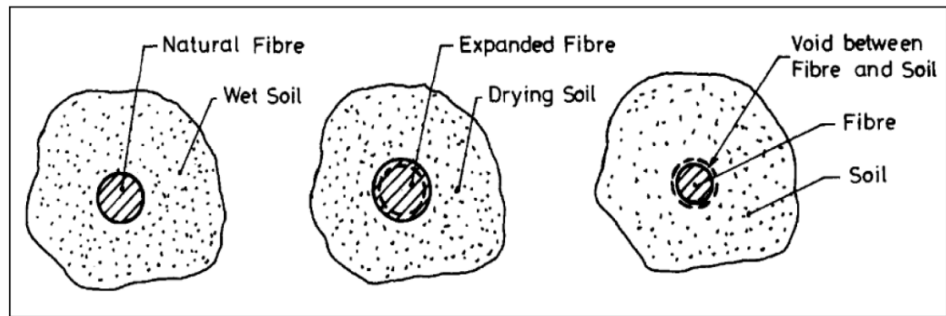


Figure 2.6. Interaction dans un mélange de fibres végétales et de sol, [GHA99].

Afin d'étudier et de comparer les propriétés d'absorption d'eau de différentes fibres végétales, trois propriétés ont été retenues par Ghavami et al., (1999, [GHA99]). Ce sont :

- L'humidité naturelle des fibres H_f :

$$H_f = \frac{(P_d - P_o)}{P_o} \times 100 \dots \dots \dots (2.1)$$

En considérant P_d , le poids (N) des fibres séchées à l'air pendant 5 jours et P_o ; le poids (N) des fibres séchées à l'étuve à 105°C pendant 24heures.

- Le poids spécifique γ_f (kN/m³) :

$$\gamma_f = P_d / V_f \dots \dots \dots (2.2)$$

Où V_f est le volume des fibres. Ce volume correspond au volume d'eau déplacé après immersion des fibres dans l'eau pendant 24 heures.

- La capacité d'absorption d'eau W_f des fibres séchées à l'air :

$$W_f = \frac{P_h - P_d}{P_d} \times 100 \dots \dots \dots (2.3)$$

Avec P_h , comme étant le poids des fibres immergées dans l'eau.

2.5.4 Adhérence fibres-sols fins

Si l'on s'intéresse au comportement en compression des échantillons, on peut observer que pour une éprouvette de sol fin sans fibre naturelle, il y a une rupture immédiate de type fragile, voir Figure 2.7, [GHA99]. Mais pour le sol contenant 4% de fibres de sisal et de fibres de noix de coco, on peut observer sur la même figure, un comportement devient ductile. Ainsi ces fibres peuvent renforcer des sols fins locaux, cas des sols du Brésil étudiés par Ghavami et al. (1999, [GHA99]). Les échantillons avec ajout de fibres n'ont pas de rupture franche, malgré une perte d'adhérence des fibres [GHA99], (Figure 2.7). Ainsi, on peut imaginer ajouter des fibres dans le procédé de S/S (solidification/stabilisation) en même temps que certains liants hydrauliques pour améliorer la résistance en compression des sols fins mais aussi la résistance en traction.

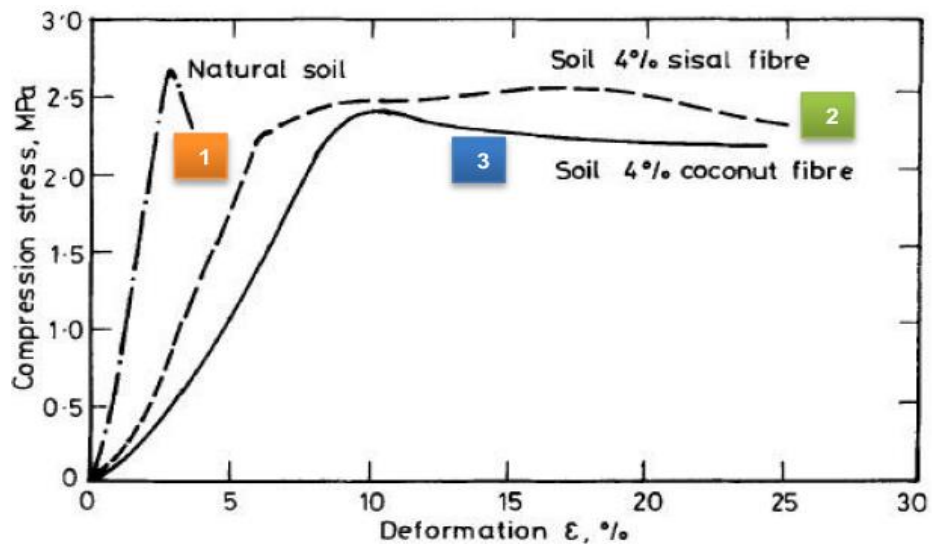
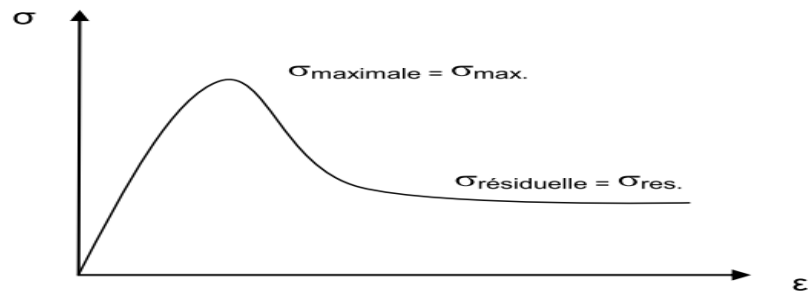


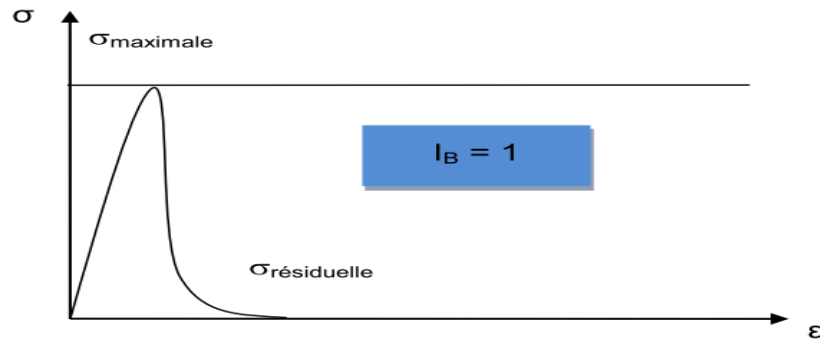
Figure 2.7. Courbes contrainte-déformation d'éprouvettes non fibrées et renforcées par des fibres, [GHA99].

Les courbes contrainte-déformation des éprouvettes illustrent bien l'influence des fibres sur le comportement mécanique des sols fins traités. Pour qualifier cette influence, Consoli et al. (2002, [CON02]) proposent un indice de ductilité ou de fragilité I_B . Il s'exprime par la relation suivante :

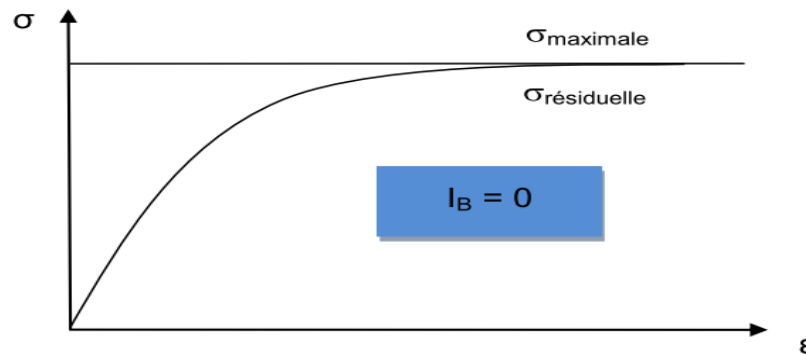
$$I_B = 1 - (\sigma_{res} / \sigma_{max}) \dots \dots \dots (2.4)$$



Quand la contrainte résiduelle tend à s'annuler, I_B vaut 1, c'est-à-dire que la déformation est fragile comme montré sur le schéma ci-après.



Quand la contrainte résiduelle σ_{res} est identique à la contrainte maximale σ_{max} , I_B vaut 0, c'est-à-dire que la déformation est ductile comme le montre le schéma suivant.



Par conséquent, lorsque les fibres sont ajoutées dans un procédé de S/S, la valeur de l'indice I_B tend vers zéro ou à s'approcher de 0, pour une déformation donnée.

2.5.5 Influence des fibres sur les propriétés des sols argileux

Une campagne expérimentale sur l'influence des fibres sur les propriétés de gonflement des sols argileux (*le potentiel et la pression de gonflement*) fait par Al-Akhras et al 2008, [ALA08].

✓ *Le potentiel de gonflement*

L'effet de la teneur en fibres sur le potentiel de gonflement du sol-1 en mélange avec des fibres de nylon et de palmier avec différents rapports d'aspect sont présentés dans les Figures 2.8 et 2.9 respectivement. Le potentiel de gonflement a diminué avec l'augmentation de la teneur en fibres de 1 à 5%. Le potentiel de gonflement a diminué de 21% pour le sol argileux de contrôle à une moyenne de 5,25 et de 4,62% pour les sols argileux mélangé à des fibres de nylon et de palmier, respectivement. Le potentiel de gonflement minimum a été observé lorsque le sol argileux a été mélangé avec 5% de fibres.

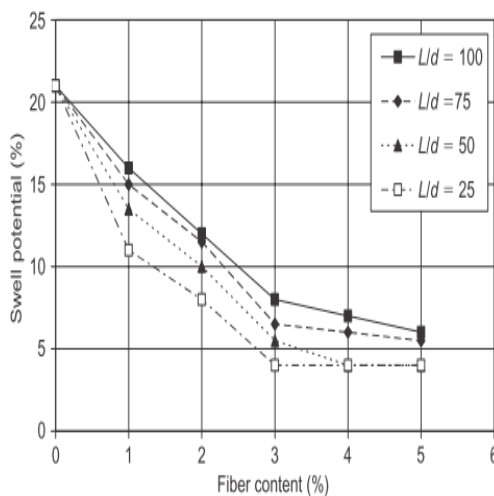


Figure 2.8. Effet de teneur en fibres de nylon sur le potentiel de gonflement du sol avec une longueur différente de diamètre (aspect) de rapport (L / d).

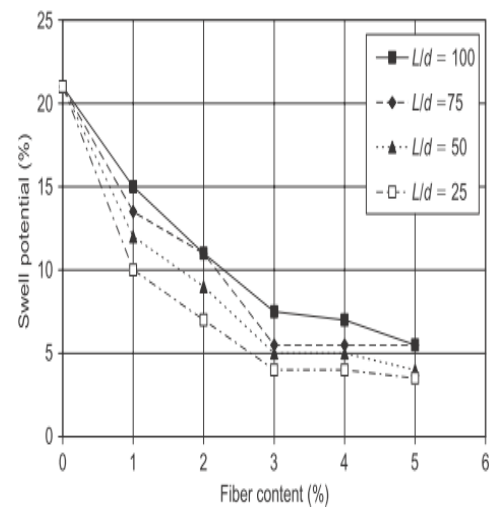


Figure 2.9. Effet de teneur en fibres de palmier sur le potentiel de gonflement du sol avec une longueur différente de diamètre (aspect) de rapport (L / d).

✓ *La pression de gonflement*

L'effet de la teneur en fibres sur la pression de gonflement des trois sols étudiés dans les Figures 2.10 à 2.15. Il est évident à partir de ces chiffres que les inclusions de fibres ont un impact important sur la pression de gonflement des sols argileux. La pression de gonflement a diminué de manière significative avec l'augmentation de la teneur en fibres de 1 à 5%. Pour le sol-1 par exemple, la pression de gonflement a diminué de 190 kPa pour argileux sol-1, le sol-2, et le sol-3, respectivement, mais la pression de gonflement minimal a été constatée lorsque les fibres mélangées avec argile à 5% de la teneur en fibres.

La pression de gonflement minimum a été observée à 120 et 82,5 kPa, 120 et 97,5 kPa, 78 kPa et 74, pour le sol-1, sol- 2 et sol -3 contenant nylon et fibres de palmier, respectivement.

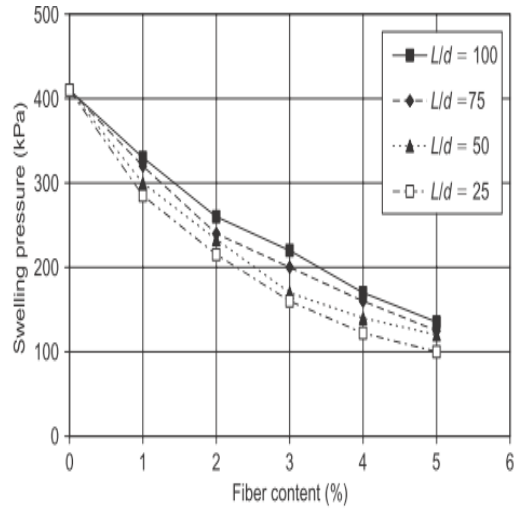


Figure 2.10. Effet de teneur en fibres de nylon sur pression de gonflement du sol-1 avec une longueur différente de diamètre (aspect) de rapport (L / d)

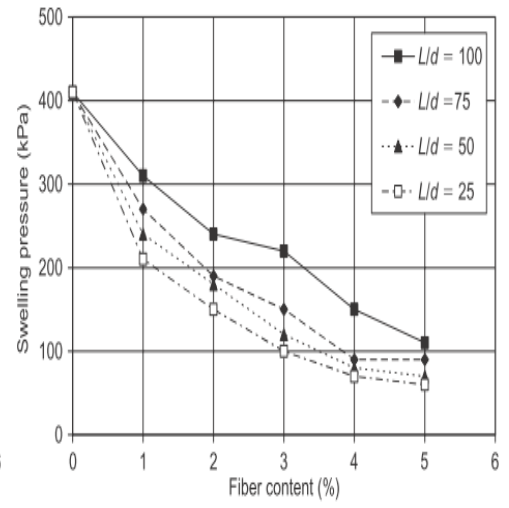


Figure 2.11. Effet de teneur en fibres de palmier sur pression de gonflement du sol-1 avec une longueur différente de diamètre (aspect) de rapport (L / d)

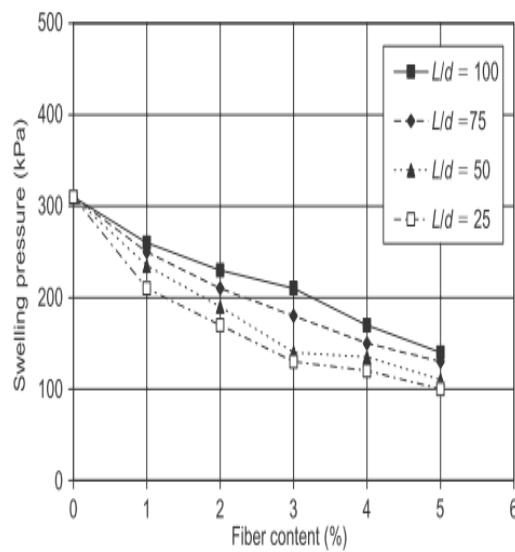


Figure 2.12. Effet de teneur en fibres de nylon sur pression de gonflement du sol-2 avec une longueur différente de diamètre (aspect) de rapport (L / d)

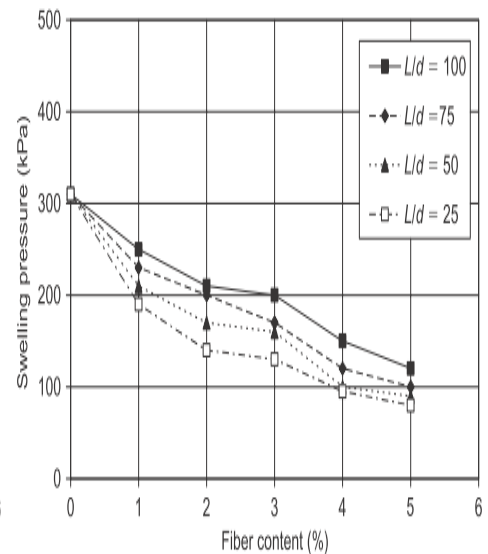


Figure 2.13. Effet de teneur en fibres de palmier sur pression de gonflement du sol-2 avec une longueur différente de diamètre (aspect) de rapport (L / d)

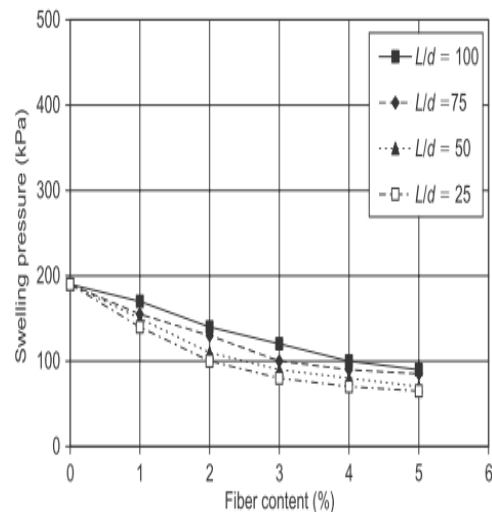


Figure 2.14. Effet de teneur en fibres de nylon sur pression de gonflement du sol-3 avec une longueur différente de diamètre (aspect) de rapport (L / d)

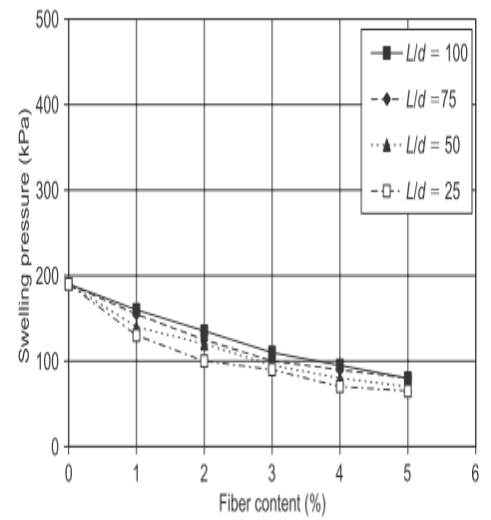


Figure 2.15. Effet de teneur en fibres de palmier sur pression de gonflement du sol-3 avec une longueur différente de diamètre (aspect) de rapport (L / d)

2.6 Conclusion

Les sols fins comme les déchets solides sont souvent valorisés par un procédé de solidification et stabilisation. Comme les sols fins ont de faibles propriétés mécaniques, on a recours à des traitements d'amélioration selon les caractéristiques physico-chimiques.

L'étude bibliographique a permis de resituer les recherches et quelques méthodes relatives au traitement des sols fins. Les liants hydrauliques (ciment, chaux), les cendres volantes, la fumée de silice, les produits chimiques et les fibres sont très utilisés. La chaux peut modifier la structure des sols fins. Les cendres volantes et les fumées de silice peuvent améliorer les propriétés mécaniques des sols fins très plastiques. Les produits chimiques ajoutés peuvent aussi permettre de traiter les sols fins.

Enfin le renforcement des sols fins peut être conçu par l'incorporation de fibres végétales, fibres artificielles et les fibres de déchets recyclés comme les fibres de pneus usés.

Les chercheurs s'accordent à dire que les fibres doivent être :

- Compatible avec la matrice.
- Rugueuses, pour permettre une bonne adhérence.
- D'un prix abordable, compte tenu des dosages à employer.

Les difficultés à valoriser des sols argileux comme les sols fins sont montrées. Les influences de différents ajouts ont été relatées dans des cas d'études basées sur un procédé de solidification et stabilisation. Cependant il reste un compromis à trouver entre ces différents ajouts proposés pour obtenir une valorisation à moindre coût et avec des performances adéquates.

Les sols argileux mélangés avec des fibres ont montré que la pression et le potentiel de gonflement nettement inférieur du potentiel et la pression de gonflement en comparaison avec les mêmes sols argileux sans fibres. L'ajout des fibres aux sols fins augmente la résistance et sa ductilité.

3 Campagne expérimentale

3.1 Introduction

La quantification du phénomène de gonflement par des paramètres macroscopiques est essentielle du point de vue du dimensionnement des ouvrages de génie civil.

Les méthodes indirectes reliant le gonflement aux paramètres géotechniques permettent d'identifier les terrains gonflants alors que les essais de gonflement caractérisent plus précisément le comportement gonflant d'un échantillon. Accompagnées de précautions expérimentales, les différentes procédures d'essais en laboratoire permettent de déterminer des paramètres du gonflement à appliquer dans le dimensionnement d'ouvrage et d'analyser certains aspects du gonflement comme l'anisotropie.

Ce chapitre présente les caractéristiques physico-chimiques des deux argiles étudiées (la Bentonite de Maghnia et l'argile d'Oran) ainsi que la fibre de caoutchouc des pneus usés utilisé et les différentes mixtures fibre-sol. Une autre étude a été faite pour savoir l'influence des fibres de caoutchouc de pneus usés sur le comportement de gonflement, la résistance à la compression simple et la ductilité de la bentonite stabilisée par ciment.

L'objectif de cette caractérisation est la classification géotechnique de ces deux argiles et l'identification des minéraux susceptibles de provoquer des variations volumiques importantes. Ainsi dans ce chapitre, on fait les procédures à la présentation et l'analyse des résultats d'une série d'essais d'identification, de compressibilité, de gonflement pour les sols argileux, l'essai de cisaillement, l'essai de Proctor, l'essai de compression simple. Le travail expérimental a été réalisé au laboratoire de mécanique et matériaux des sols du département de génie civil Université Djilali Liabès de Sidi Bel Abbès et LNHC (Laboratoire Nationale de l'Habitat et de la Construction de Sidi Bel Abbès).

3.2 Matériaux utilisés

3.2.1 Bentonite de Maghnia

La Bentonite est une argile qui se compose essentiellement de minéraux du type smectites (groupe de la montmorillonite) et est formée à partir de cendres, de tufs ou de verre volcanique, à partir des roches ignées ou bien de roches sédimentaires. (Wolfe et al, 1981) [WOL81].

Benguela. B (2005), [BEN05]) fait savoir que la bentonite est une variété d'argile découverte en 1888 dans le Wyoming USA. Du nom de Fort Benton (Garcia et Parigot, 1968). Selon Van Damme 2002 [VAN02], le mot "Bentonite" est en fait un terme commercial désignant une argile dont la teneur massique en montmorillonite dépasse 50% ; son pouvoir gonflant est considérable, il varie de trois à trente fois son volume initial, [WOL81].

Les bentonites sont des échangeurs de cations. Leurs capacités d'échange sont de l'ordre de 0.6 à 1.3 milliéquivalent par gramme. Elle absorbe jusqu'à 6,5 fois son poids en eau [ABD87].

BENTAL (2001), nous renseigne que les gisements d'argiles bentoniques en Algérie sont exploités depuis plus de 50 ans dans les régions de Maghnia (gisements de Hammam Bouhrara) et Mostaganem (gisement de M'Zila). Les ressources globales des gisements s'élèvent à 12,5 millions de tonnes, dans les gisements de Hammam Bouhrara se trouve à 11 millions de tonnes et 1,1 millions de tonnes en exploitation de gisement de M'Zila. En 2001, la production a été de 20500 tonnes, avec 16000 tonnes pour forage pétrolier et 3500 tonnes en terredécolorante. Ces gisements d'argiles bentoniques brutes du Hammam Bouhrara sont situés à 15 Km de la ville de Maghnia où se trouve l'usine de traitement (Figure 3.1).

Les bentonites peuvent être classées en 2 groupes, soit sodiques ou calciques :

- Les bentonites calciques ont un indice de gonflement très faible qui les rend impropres à une utilisation comme additif viscosifiant des boues de forage ; par contre, elles présentent une capacité d'adsorption élevée qui permet de les valoriser pour la production de terres décolorantes.
- Les bentonites sodiques sont gonflables, avec un indice de gonflement est proportionnel à la teneur en sodium. Elles conviennent alors le plus pour les boues de forage.

3.2.2 L'argile d'Oran

C'est un sol de la région d'Ayaida à Oran, à environ 20 km au Nord-Ouest de la ville. Cette argile a été prélevée à une profondeur de 6,5m selon LNHC (Laboratoire Nationale de l'Habitat et de la Construction) de Sidi Bel Abbès (Figure 3.1).



Figure 3.1. Localisation des sites des argiles étudiées.

3.2.3 Fibres de caoutchouc de pneus usés

Les fibres de caoutchouc, utilisées dans ce travail, sont issues de la transformation par déchiquetage de déchets de pneus usés type Tubeless steel Bel Ted Radial (Bridgestone). Il s'agit de la poudre récupérée dans les dépoussiéreurs (hottes d'aspiration) et dont la taille est inférieure à un millimètre. Outre les fines particules de caoutchouc, elles contiennent des fibres textiles.

Les fibres de caoutchouc des pneus usés peuvent être obtenues à partir de pneus à travers deux processus principaux: (1) ambiantes, ce qui est un procédé dans lequel le caoutchouc de pneus usés sont transformés à la température ambiante ordinaire ou la dépasse; et (2) cryogénique, un processus qui utilise de l'azote liquide pour geler le caoutchouc des pneus usés jusqu'à ce qu'il devienne cassant, puis on utilise un broyeur à marteaux pour briser le caoutchouc gelé en particules lisses [CAL06].

Les fibres de caoutchouc de pneus sont constituées d'un mélange complexe d'élastomères, le polyisoprène, le polybutadiène et de styrène-butadiène. L'acide stéarique (1,2%), l'oxyde de zinc (1,9%), une huile de dilution (1,9%) et du noir de carbone (31,0%) sont également aussi des éléments importants de pneus [AMA99]; [ALA11]. Le tableau 3.1 présente certaines propriétés physiques et chimiques des fibres de caoutchouc utilisées.

La teneur en fibres utilisées dans notre étude est (10%, 20%, 25% et 50%) pour les deux argiles. Mais les échantillons de la bentonite renforcés et stabilisée par le ciment est la teneur en fibres 0, 0,5, 1 et 2% ont été menée. La fibre de caoutchouc du pneu a une longueur de 3-10 mm, une valeur moyenne de 8 mm et un diamètre de 0,45 mm. Une photo de l'échantillon de fibres de caoutchouc de pneus usés est présentée à la Figure 3.2.

Tableau 3.1. *Propriétés des fibres de caoutchouc de pneu usées* [BEK19]

		Propriétés	Fibre
Caractéristiques physiques		Densité sèche	0.44
		Spécifique gravité	0.83
		Longeur (mm)	3 à 10 mm
		Diamètre (mm)	0.45mm
		Taux de fibres d'acier	0%
		Taux de fibres textiles	Inférieur à 2%
		Matériaux / Élément	Valeurs
Compositions chimiques		Caoutchouc (%)	48
		Noir de carbone (%)	31
		Oxide zinc (%)	1.9
		Soufre (%)	1.2
		Additifs (%)	15



Figure 3.2 : *Aspect de fibres de caoutchouc de pneus usés* [BEK19].

3.2.4 Ciment et l'eau

Dans cette étude, un ciment de classe 42,5 MPa (CEM II / B) avec 35% de charges calcaires a été utilisé. Ce clinker provient de la cimenterie de M'sila (Algérie). Ses propriétés de ciment sont présentées dans le tableau 4. L'eau utilisée est l'eau potable.

Les propriétés du ciment sont indiquées dans le Tableau 3.2.

Tableau 3.2. Propriétés du ciment utilisé [BEK19].

Propriétés	Valeurs (%)
Grade	42.5
Densité (Mg / m ³)	3.06
SSB (cm ² /g)	3910
Consistance normale (%)	24.5
Temps de prise primaire (min)	150
Temps de prise finale (min)	265
Résistance à la compression (MPa)	
7 jours	35.9
28 jours	41.5
Résistance à la traction (MPa)	
7 jours	5.4
28 jours	6.9

3.3 Identification des sols

Les essais menés sur les deux argiles (Bentonite et Argile d'Oran) ont pour but de déterminer quelques paramètres et quelques indices permettant l'identification et la prédiction du comportement des sols gonflants. D'autres essais sont sur la poudrette ou fibres de caoutchouc. Ces deux types de sols ont été soumis à plusieurs tests d'identification de laboratoire à l'aide de procédures standard selon les normes ASTM et ISO (ASTM D 0854, ASTM D 4318, ASTM C 117, ASTM C 136, ASTM C1777, ASTM D 698, ASTM C1605-04, ASTM D 2435, ASTM D 4546, ASTM D 5102, ASTM D 2166).

Partie A : Effets des fibres de caoutchouc de pneus usés sur deux types de sols argileux

- Les essais d'identification des argiles et leurs mixtures (sol-fibres) sont les suivants :
 - ✓ Analyse chimique.
 - ✓ Analyses granulométriques.
 - ✓ Limites d'Atterberg.
 - ✓ Essai au bleu de méthylène.
 - ✓ Essai de pycnomètre.
 - ✓ Essais de compressibilité.
 - ✓ Essais à l'œdomètre de gonflement libres et à volume constant
 - ✓ Essais de cisaillement rectiligne.

- Les essais menés sur la poudrette de caoutchouc
 - ✓ Analyses granulométriques.
 - ✓ Essais de cisaillement rectiligne.
 - ✓ *Partie analytique* : Régression polynomiale de la cohésion et de l'angle de frottement en fonction de la taille des particules de la poudrette de caoutchouc des pneus usés.

Partie B : Influence des fibres de caoutchouc de pneus usées sur bentonite stabilisée par ciment

- Les essais d'identification de la bentonite et leurs mixtures (Bentonite-fibres-ciment) sont les suivants :
 - ✓ Limites d'Atterberg
 - ✓ Standard Proctor test
 - ✓ Essais de compressibilité.
 - ✓ Essais à l'œdomètre de gonflement libres et à volume constant
 - ✓ Essais de compression simple.

3.3.1 Analyse chimique

L'analyse chimique des sols : Bentonite de Maghnia et l'argile d'Oran ont été réalisées selon la norme ASTM C1605-04, et les résultats sont présentés dans le Tableau 3.3.

Le constituant principal de sol d'Ayaida est de la silice; à 62,65%, le rapport de SiO_2 à Al_2O_3 est de 2,76. Le constituant principal de la bentonite est de la silice à 65,2%, le rapport de SiO_2 à Al_2O_3 est de 3,78. Le Fe_2O_3 , CaO , MgO et Na_2O sont élevés dans le sol de la bentonite.

Tableau 3.3. *Compositions chimiques des sols utilisés dans l'étude*[TRO12].

Propriété	Sol Ayaida	Bentonite de Maghnia
SiO_2 (%)	62.65	65.2
Al_2O_3 (%)	22.69	17.25
Fe_2O_3 (%)	0.92	2.10
CaO (%)	0.14	5
MgO (%)	0.30	3.10
Na_2O (%)	0.26	3
K_2O (%)	1.38	1.7
Na_2O (%)	0.26	
MO (%)		2.65
Perte d'allumage (%)	9.6	

3.3.2 Analyse granulométrique

Le but de l'essai est de déterminer en poids la distribution dimensionnelle des éléments des sols. Elle s'obtient par deux opérations successives et complémentaires :

- Le tamisage par voie humide (sous l'eau) pour la distribution dimensionnelle en poids des particules de taille $80\mu\text{m}$ (0.08mm), l'essai effectué selon la norme ASTM C 136.
- La sédimentométrie par la loi de Stokes, pour les particules de dimensions $< 80\mu\text{m}$, elle est effectuée selon la norme ASTM C 117. Les résultats de cette analyse sont traduits par des courbes représentées dans la Figure 3.3. On remarque que le taux des particules inférieures à $2\mu\text{m}$ est de l'ordre de 66% ($>50\%$) et 39% ($<50\%$) pour les deux sols, ainsi que le taux des particules inférieures à $80\mu\text{m}$ est de l'ordre de 85% et 73% est supérieur à 50% , ce que nous indique que les deux argiles fines, mais la bentonite de Maghnia est une argile très fine que l'argile d'Oran (Ayaida).

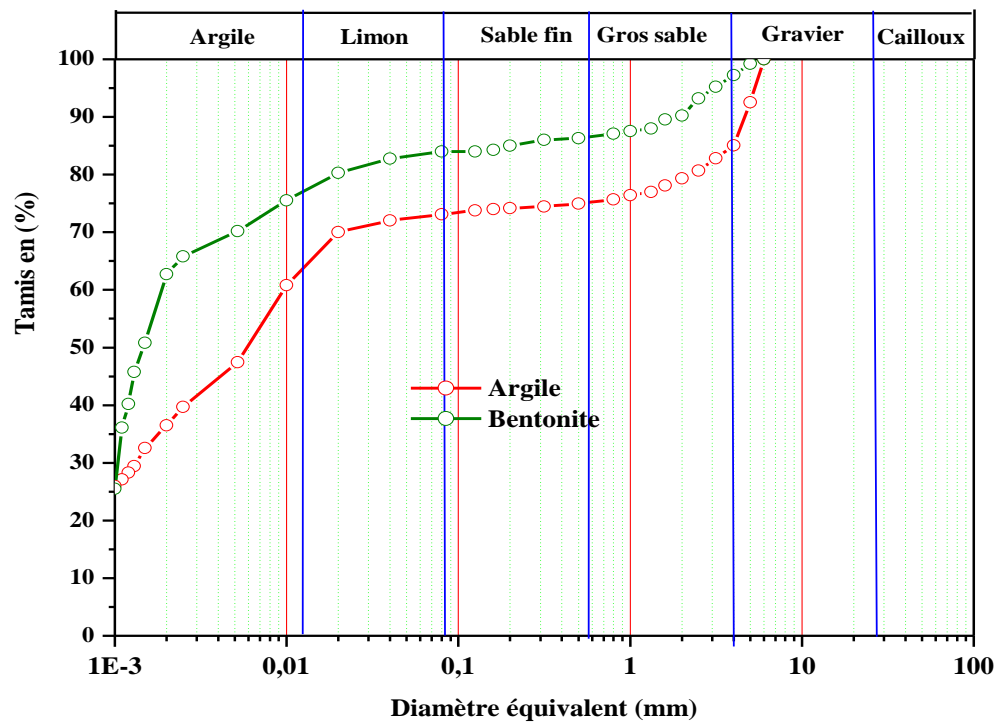
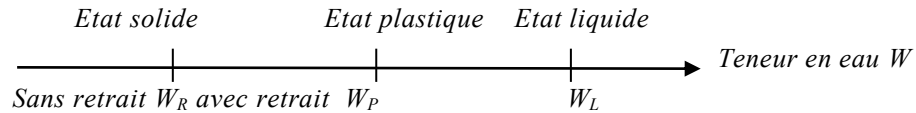


Figure 3.3: Courbes granulométriques des deux argiles [TRO12].

3.3.3 Limites d'Atterberg ou limites de consistance

La consistance d'un sol fin varie suivant sa teneur en eau. Plus précisément, en opérant à une teneur en eau décroissante, on rencontre les quatre états suivants :



- ✓ Limite de liquidité notée w_L (ASTM D 4318) : teneur en eau d'un sol remanié caractérisant la transition entre un état liquide et un état plastique.
- ✓ Limite de plasticité notée w_P (ASTM D 4318) : teneur en eau d'un sol remanié caractérisant la transition entre un état plastique et un état solide.
- ✓ Limite de retrait w_R (ASTM D 4318) : C'est la teneur en eau qui sépare l'état solide avec retrait de l'état solide sans retrait.

A partir de ces trois essais, on peut déterminer d'autres paramètres qui sont :

$$I_P : \text{indice de plasticité} \quad I_P = W_L - W_P \dots \dots \dots (3.1)$$

$$I_R : \text{indice de retrait} \quad I_R = W_L - W_R \dots \dots \dots (3.2)$$

On notera pour tout ce qui va suivre :

- A: Argile d'Oran.
- B : Bentonite de Maghnia.
- F : Fibres de caoutchouc issu de pneus usés.

Essais limites d'Atterberg ont été réalisés selon la norme ASTM D 4318 pour déterminer la limite de consistance des sols, et leurs mélanges.

3.4 Identification de la poudrette de caoutchouc de pneus usagés

3.4.1 Analyses granulométriques

L'analyse granulométrique montre que la poudrette de caoutchouc des pneus usés constitue des grains variés 5mm à 0.08mm. La poudrette de caoutchouc étudiée dans cette campagne expérimentale provient du déchiquetage mécanique, de trois pneus usagés de véhicule léger, à température ambiante. Une séparation magnétique est ensuite effectuée pour enlever la totalité des fibres d'acier. Les résultats de cette analyse sont

traduits par la courbe représentée dans la Figure 3.4. Photographie de l'échantillon de caoutchouc de pneus usés après l'analyse granulométrique utilisé pour l'essai de cisaillement est représenté sur la Figure 3.5.

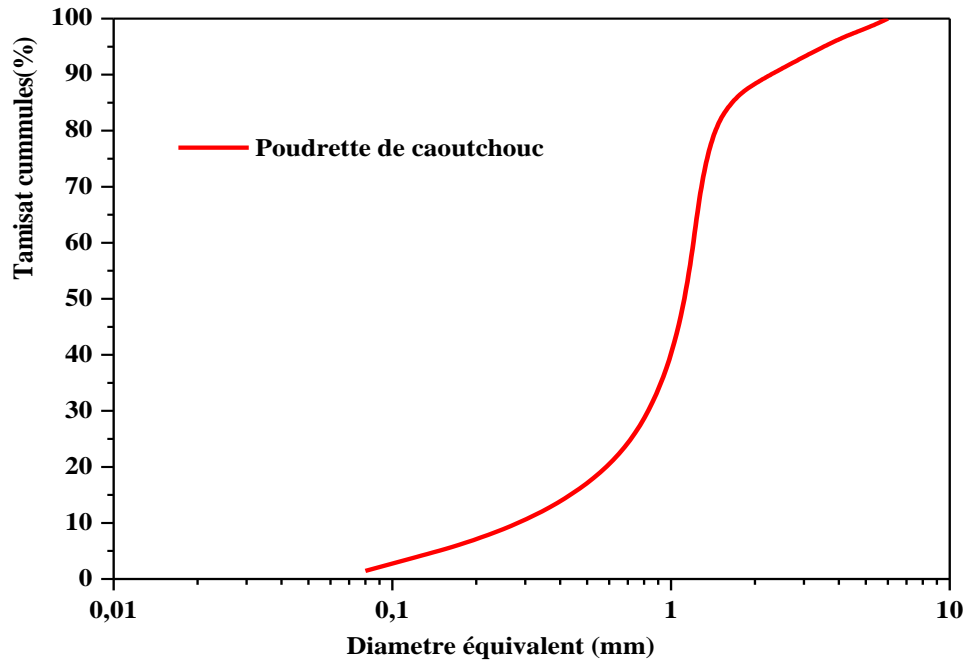


Figure 3.4. Courbe granulométrique de granulat de caoutchouc de pneus usés [BEK14].

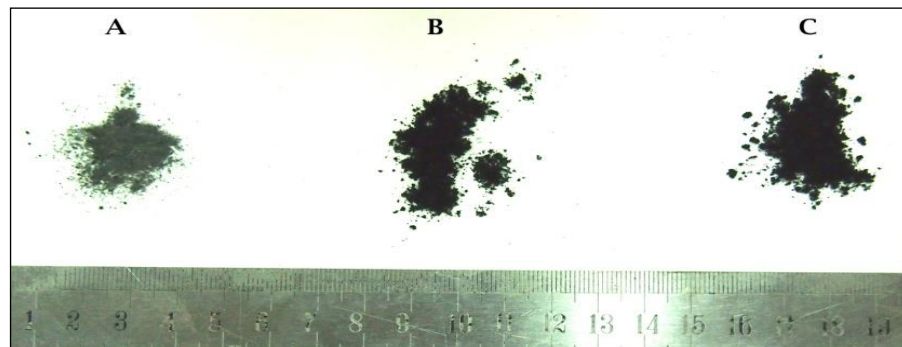


Figure 3.5. Les trois classes de granulat de caoutchouc de pneus usés A : inférieure à 0,08 mm, B : taille de 1 mm et C: taille de 1.6 mm [BEK14].

3.4.2 Caractéristiques physiques de la poudrette de caoutchouc

Une séparation magnétique est ensuite effectuée pour enlever la totalité des fibres d'acier. Les échantillons contiennent moins de 2% de fibre de textile. Il était impossible d'analyser la granulométrie de la poudrette de

caoutchouc par sédimentométrie, vu que la densité de la poudrette de caoutchouc est plus faible que celle de l'eau (la poudrette flotte à la surface du liquide). Selon un examen au microscope, les dimensions de la poudrette de caoutchouc varient de 1,6 mm à 0,8 mm. La taille moyenne des particules tend vers 1 mm.

La densité de la poudrette de caoutchouc est déterminée grâce à un pycnomètre à hélium, elle est de l'ordre de 0.83. Le Tableau 3.4 suivant regroupe les principales caractéristiques de la poudrette utilisée.

Tableau 3.4. *Caractéristiques de la poudrette de caoutchouc utilisée*
[BEK14].

Propriétés	Poudrette de caoutchouc
Densité	0.83
Taille	80 µm - 1,6 mm
Allongement (%)	420
Taux des fibres d'acier 0%	0

La poudre de caoutchouc est également caractérisée par une absorption d'eau négligeable inférieure à 4%.

3.4.3 Analyse chimique de la poudrette de caoutchouc

Le pneu est constitué principalement de caoutchouc. Sa constitution varie peu entre les pneus tourisme et poids lourd (Tableau 3.5).

Tableau 3.5. *Composition chimique de la poudrette de caoutchouc utilisée*
[BEK14].

Matériau /élément	Pourcentage massique
Caoutchouc	54%
Noir de carbone	29%
Textile	2%
Oxyde de zinc	1%
Soufre	1%
Additifs	13%

La poudrette de caoutchouc est principalement constituée de caoutchouc et de noir de carbone. La quantité d'acier est généralement d'environ 15%, il est plus importante pour les pneus de type poids lourds. Pour cette étude

l'acier et la fibre du textile ont été éliminés par séparation magnétique et de la densité.

3.4.4 Essai de cisaillement rectiligne

Les essais ont été réalisés selon la norme ASTM D 3080. L'essai de cisaillement direct est une des méthodes d'analyse de laboratoire utilisées pour déterminer les paramètres de résistance au cisaillement de la poudrette de caoutchouc. Pour obtenir des résultats fiables, le test est souvent effectué sur trois ou quatre échantillons de poudrette de caoutchouc. L'échantillon est placé dans une boîte de cisaillement de la forme ronde (60 mm de diamètre et 20 mm de haut). L'exécution des essais comme il est cité ci-dessous 3.4.4.2 détermine les paramètres mécaniques (C, ϕ) des trois classe A, B et C de la poudrette de caoutchouc des pneus usés.

3.4.4.1 Préparation des éprouvettes

Pour l'examen pratique, les échantillons ont été séparés de trois classes de gradation. Classe A: inférieure de 0,08 mm, classe B: taille entre 1,6 mm et 1 mm et classe C: taille supérieure de 1,6 mm.

3.4.4.2 Exécution des essais

La cellule de la boîte de cisaillement est de forme cylindrique et a pour dimensions (60 mm de diamètre et 20 mm de hauteur). L'essai réalisé est un essai consolidé drainé UU. Les contraintes normales utilisées sont : 100, 200 et 300 kPa. La vitesse de cisaillement utilisée est de 0.5 mm/mn. L'échantillon est placé entre deux demi-boîtes qui peuvent se déplacer l'une par rapport à l'autre. De plus, un piston permet d'exercer une contrainte normale au plan de cisaillement. La demi-boîte inférieure est entraînée horizontalement à vitesse constante. La force totale de cisaillement F est à mesurer à l'aide d'un anneau fixé à la demi-boîte supérieur.

3.4.5 Résultats et interprétations

La Figure 3.6 présente les résultats des essais de résistance au cisaillement pour les courbes (intrinsèques). La cohésion et l'angle de frottement interne de la poudrette de caoutchouc de pneumatiques usés. La valeur

relativement importante si elle est comparée à des valeurs expérimentales de la littérature.

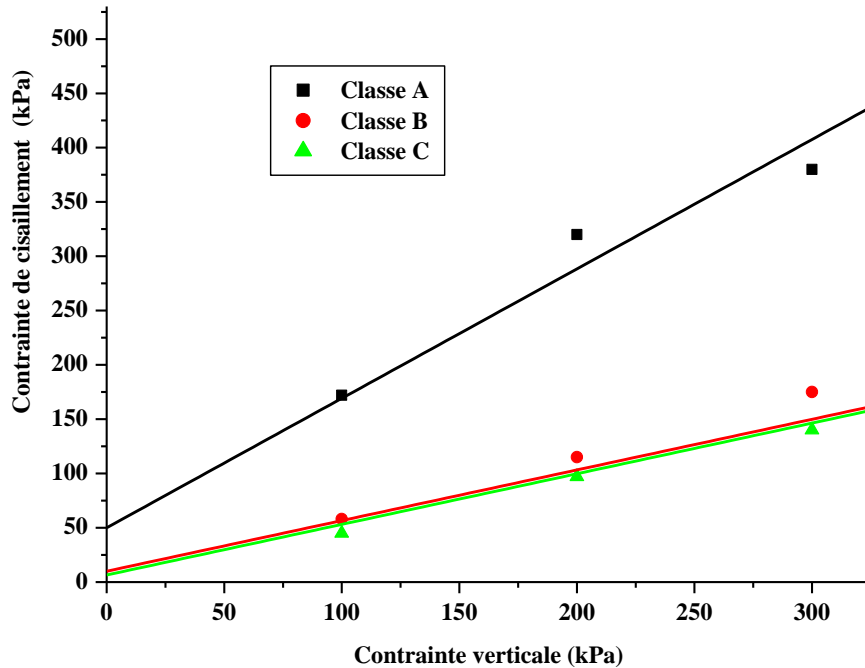


Figure 3.6. Essais de cisaillement direct : trois classes de poudre de caoutchouc [BEK14].

La poudre de caoutchouc de pneus usagés est fortement compressible de plus l'état de surface de la poudre produite par broyage mécanique à température ambiante est irrégulière.

Les paramètres de résistance au cisaillement obtenu à partir d'essais de cisaillement direct par ces études sont présentés dans la formule de Mohr-Coulomb (3.3).

$$\tau = c + tg\sigma$$

Classe A : $\tau = 50 + tg8^\circ$

Classe B : $\tau = 10 + tg25^\circ$ (3.3)

Classe C : $\tau = 6.5 + tg25^\circ$

Les valeurs de cohésion de la poudre de caoutchouc de pneus usés varient de 6,5 à 50 kPa pour les trois classes. Ainsi on observe que les valeurs de cohésion pour la classe A et B sont inférieures à la classe C.

3.4.6 Régression polynomiale

Le Tableau suivant regroupe les valeurs de la cohésion C et l'angle de frottement interne ϕ en fonction de la taille moyenne des particules de caoutchouc des pneus usagés selon la littérature [BLA94], [BEN95], [MES96], [WU97], [BEK12] et le présent travail.

Tableau 3.6. Résultats expérimentaux de C et de ϕ [BEK14].

Références	Taille (mm)	C (kPa)	ϕ (°)	Conditions d'essai
	< 1.06	4.78	30	
Black et Shakoor, 1994 [BLA94]	1.016-4.064	3.3516	31	Densité sèche de 0.33
	4.064-6.858	6.224	27	
Benda 1995, [BEN95]	2	0	25.8	Taux de déformation 10%
	2	0	36	Taux de déformation 20%
Massad et al. 1996 [MES96]	4.572	81.97	15	Taux de déformation 20%
Wu et al. 19997, [WU97]	2	0	45	Pas de fibre d'acier
Bekhiti et al .2012, [BEK12]	0.01-0.8	77	8.5	Pas de fibre d'acier
	1.6	6.5	25	
	1	10	25	
Présent travail	0.08	50	8	Pas de fibre d'acier

Le graphe en double y de la Figure 3.7 représente les principaux résultats de C et ϕ en fonction de la taille moyenne des particules selon la littérature et le présent travail.

Les valeurs de la cohésion varient de 0 à 81.97 kPa, pour l'angle de frottement interne les valeurs varient de 8.5 à 45°.

Pour estimer une relation entre les variables (T , C et ϕ): régressions polynôme analyse de C en fonction de T (tailles des particules des caoutchoucs de pneus usés) et ϕ en fonction de T en utilisant des modèles linéaires, quadratiques et cubiques. Seuls les résultats des modèles cubes seront présentés ici, puisque les coefficients de détermination semblent être intéressants.

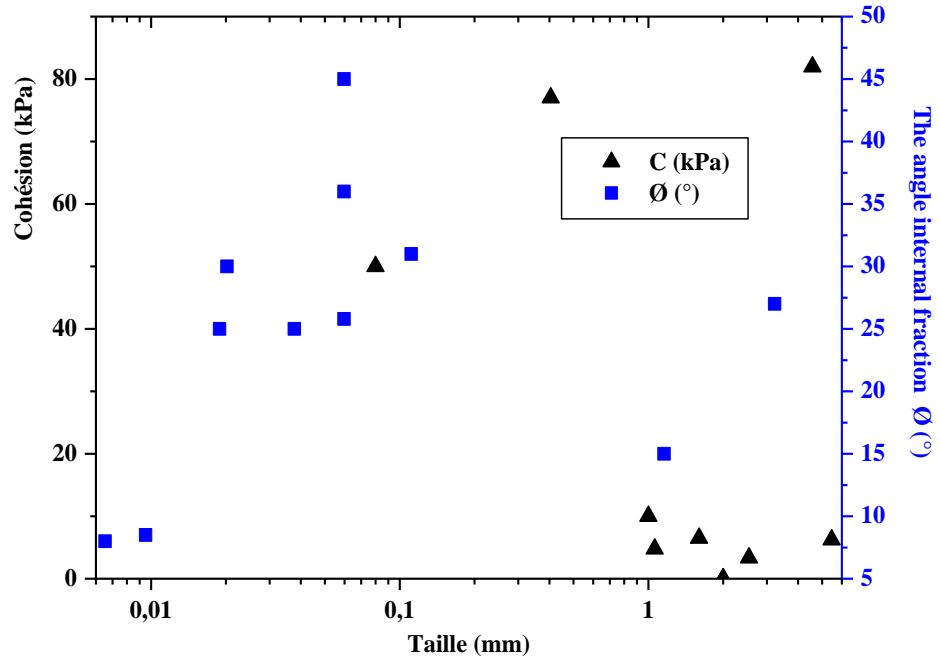


Figure 3.7. Valeurs de cohésion et d'angle de frottement interne en fonction du logarithme décimal de la taille moyenne des particules de caoutchouc de pneus usagés selon la littérature et le présent travail [BEK14].

3.4.6.1 Variation de la cohésion en fonction de la taille des particules de la poudre de caoutchouc

A l'évidence, le modèle cubique (du graphe en double Y la Figure 3.8 de la Figure 3.9) donne une image assez fidèle de la situation par rapport à celles linéaires et quadratiques. La régression polynomiale cubique est donnée par la formule (3.4), $S=21.0599$ et $R-Sq$ (coefficient de détermination multiple) = 72.3% et un coefficient de détermination multiple ajusté $R-Sq$ (adj) de 58.4%. Régressions polynomiales de la cohésion en fonction de la taille moyenne des particules de caoutchouc de pneus usagés la Figure 3.8.

$$C = 87.25 - 132.4T + 59.22T^2 - 6.48T^3 \dots\dots\dots (3.4)$$

Avec C : la cohésion en (kPa) ; T : la taille des particules en (mm)

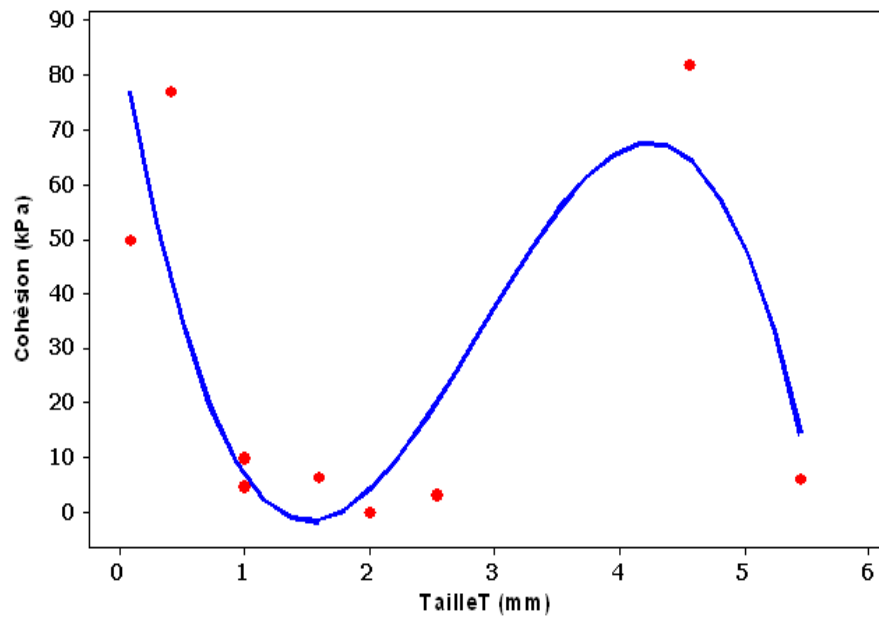


Figure. 3.8. Régressions polynomiales de cohésion en fonction de la taille moyenne des particules de caoutchouc de pneus usagés [BEK14].

3.4.6.2 Variation de l'angle de frottement interne en fonction de la taille des particules de la poudrette de caoutchouc

Pour l'angle de frottement par rapport à la taille des particules, le modèle utilisant la régression polynomiale cubique est donné par la formule (3.5). Avec $S=5.186$ et $R-Sq$ (coefficient de détermination multiple) = 80.1% et un coefficient de détermination multiple ajusté $R-Sq$ (adj) de 70.2%.

La régression polynomiale de l'angle de frottement interne en fonction de la taille moyenne des particules de caoutchouc des pneus usagés est représentée dans la Figure 3.9.

La régression polynomiale ϕ en fonction de T dans l'espèce est plus représentative que C en fonction de T .

$$\phi = 1.557 + 36.90 T - 14.39 T^2 + 1.548 T^3 \dots\dots\dots (3.5)$$

ϕ et T étant l'angle de frottement interne en ($^\circ$) et la taille des particules en (mm).

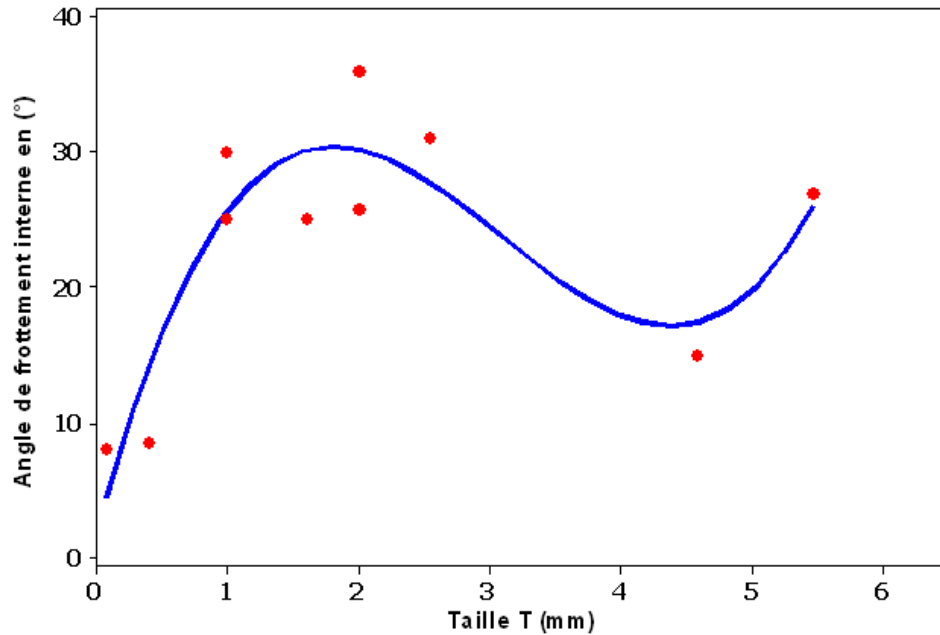


Figure. 3.9. Régressions polynomiales l'angle de frottement interne en fonction de la taille moyenne des particules de caoutchouc de pneus usagé [BEK14].

Les produits dérivés de pneus usagés sont de plus en plus utilisés en génie civil. Les caractéristiques de la poudrette de caoutchouc issu du broyage des pneus usagés de véhicules légers ne contenant pas de fibre d'acier ont été déterminées dans ce travail, la taille moyenne, les densités, la composition chimique ainsi que la cohésion et l'angle de frottement interne par des essais de cisaillement rectiligne à la boîte.

La poudrette de caoutchouc broyé mécaniquement dans la température ambiante avec une très faible densité d'environ 0,83, la cohésion varie de 6,5 à 50 kPa. Angle de frottement varie de 8 à 25 ° en fonction de la taille moyenne des particules de caoutchouc de pneus usés.

En utilisant cette étude et les résultats des études antérieures, les régressions cubiques sont proposées. La cohésion ainsi que l'angle de frottement en fonction de la taille des particules en utilisant le modèle cubique donnent respectivement pour le coefficient de détermination de 72,3 et 80,1%.

Partie A: Effets des fibres de caoutchouc de pneus usés sur deux types de sols argileux

Dans cette partie un programme expérimental a été entrepris pour étudier l'effet du caoutchouc de pneus usés sur le comportement de gonflement des sols argileux, en utilisant un pourcentage de mélange élevé. La granulométrie, la densité, les analyses de limite Atterberg, le gonflement et tests des consolidations et le chargement-déchargement, résistance au cisaillement ont été effectués sur les deux types sols et leurs mélanges à teneur en fibres variables (10%, 20%, 25% et 50%).

3.5 Caractérisation des mixtures

3.5.1 Préparation des mixtures

Dans de nombreux travaux de recherche, les échantillons sont préparés à une teneur en eau optimum Proctor, ou à une teneur correspondant à la limite liquide.

Dans la présente étude, car le poids spécifique de caoutchouc est inférieure à la moitié de celle des sols, et parce que les rapports de mélange utilisées sont plus grandes (jusqu'à 50% du caoutchouc de pneus usés), les mélanges argileux ont été préparés avec une teneur en eau de 20%, et alors échantillons ont été compactés statiquement dans le moule Proctor standard dans cinq couches pour assurer la densité sèche uniforme. Compactage des échantillons par compression statique 1kPa. Cette charge a été choisie en raison de la grande différence entre les densités des composants (sol-fibres de caoutchouc de pneus usés). Les échantillons ont été enveloppées dans du plastique pour empêcher la perte d'eau.

Pour l'essai œdométrique les échantillons sont confectionnés de la manière suivante :

- ✓ Etuvage des échantillons de sol pendant 24 h.
- ✓ Préparation des mélanges sols-fibres avec des pourcentages massiques en fibres de caoutchouc de 0% ; 10% ; 20% ; 25% et 50%
- ✓ Humidification des échantillons à une teneur en eau de 20%.
- ✓ Malaxage des échantillons
- ✓ Compactage des échantillons par compression statique.

- ✓ Prélèvement grâce à des anneaux volumétrique identique, d'échantillon de même masse, hauteur et section.
- ✓ Placement des échantillons dans des cellules œdométrique et application des contraintes croissantes et décroissantes par palier.
- ✓ Alimentation en eau jusqu'à saturation des échantillons et lecture des déplacements en fonction du temps jusqu'à stabilisation des déformations verticales.

3.5.2 Limites d'Atterberg

Pour déterminer les états des mélanges, portant les résultats obtenus sur le diagramme de Casagrande en fonction de la limite de liquidité et l'indice de plasticité, Les résultats obtenus sont montrés dans la Figure 3.10.

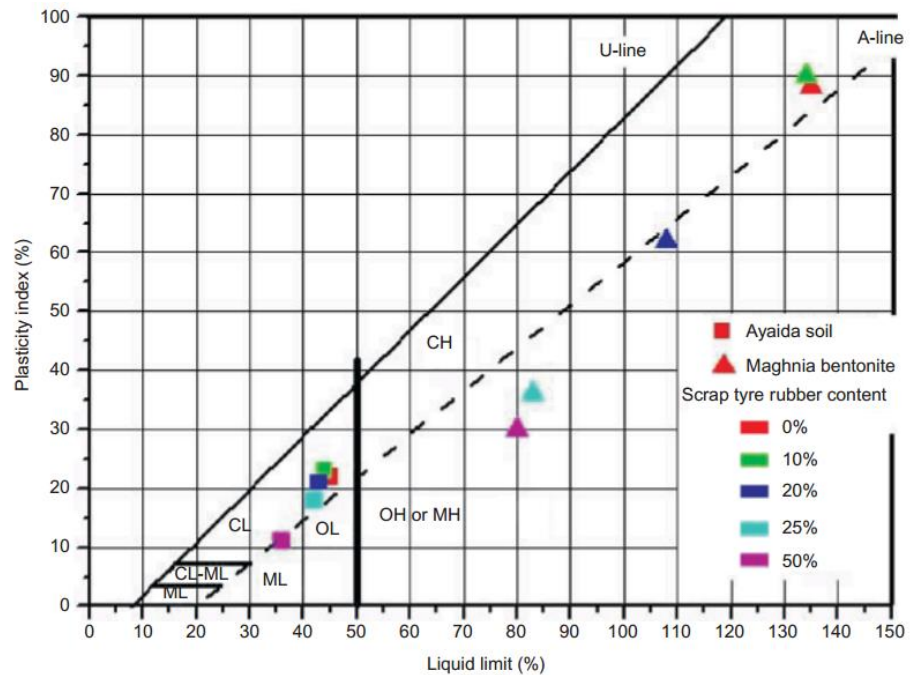


Figure 3.10. Localisation des échantillons étudiés sur le diagramme de Casagrande, [PHI97], [TRO12].

L'ensemble des résultats obtenus est regroupé dans le Tableau 3.7 pour les deux échantillons de sol A et B.

Tableau 3.7. Présentation des résultats portés sur le diagramme de Casagrande pour l'argile d'Oran, la Bentonite de Maghnia et les mixtures.

Argile	Etat de l'argile
100%A	Argileux et faible plastique
90%A+10%F	Argileux et faible plastique
80%A+20%F	Argileux et faible plastique
75%A+25%F	Moyennement argileux et faible plastique
50%A+50%F	Faiblement argileux et faible plastique
100%B	Très argileux et très plastique
90%B+10%F	Très argileux et très plastique
80%B+20%P	Très argileux et très plastique
75%B+25%F	Argileux et très plastique
50%B+50%F	Argileux et très plastique

Selon le système de classification des sols (USCS) et après la classification de diagramme de Casagrande, le sol Ayaida (A) est défini comme une argile à faible plasticité (CL) *.

La bentonite de Maghnia est définie comme étant une argile à haute plasticité (CH)*.

* CH: High-plasticity clay ; * CL: Clay with low plasticity

✓ Activité des argiles

Sur la base de ces résultats, et d'après la classification de Skempton (chapitre .1) équations (1.4) et (1.5), on peut déterminer le minéral prédominant dans la matrice argileuse ou le minérale prédominant. Les résultats de l'activité de la bentonite selon les deux auteurs sont indiqués dans le Tableau 3.8.

Tableau 3.8. Activité des argiles étudiées.

Argile	A1(Skempton)	A2 (Seed)
Bentonite de Maghnia	1,80	2.27
Argile d'Oran	0,73	1.11

L'activité d'un sol dépend essentiellement de sa composition minéralogique : le type et la quantité du minéral argileux, de la teneur en argile et des ions échangeables, [ELS86].

Les paramètres les plus déterminants pour la classification des sols gonflants sont l'indice de plasticité et le pourcentage des particules argileuses de diamètre inférieur à 2 μm .

Les résultats obtenus à partir des limites de consistances : et d'après la classification des argiles, nous constatons, selon ces paramètres que :

- ✓ La bentonite appartient à la catégorie des sols très argileux, très plastiques et le minéral prédominant est la Montmorillonite : la bentonite de Maghnia est une argile active.
- ✓ L'argile d'Oran appartient à la catégorie des sols argileux, faibles plasticités et le minéral prédominant est l'Illite-Kaolinite.

3.5.3 Essai au bleu de Méthylène

L'essai au bleu de méthylène (V_{BS}) est effectué selon la norme (ASTM C1777). Cet essai consiste à mesurer pour 100 g de matériaux la quantité de bleu de méthylène nécessaire pour recouvrir la surface externe et interne des particules présentant un déficit de charge.

C'est un essai simple et rapide qui permet d'évaluer indirectement la capacité d'échange cationique et la surface spécifique développée par les minéraux argileux (S_{st}).

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

$$V_{BS} = (\text{Nombre de cm}^3 \text{ de solution}) / (\text{Poids sec de la prise}) \dots \dots \dots (3.6)$$

- Trom Ngoc lan (1981 ; [TRA81]) indique « qu'un sol absorbera d'autant plus de bleu de méthylène » que :
- ✓ La quantité d'argile qu'il contient est importante.
- ✓ Cette argile est active, c'est-à-dire qu'elle développe une surface spécifique interne et externe élevée.
- Chassagneux et al ,1996. présentent une classification basée sur la valeur du bleu (Donsimoni M. et al ,2004 ; [DON04]). Tableau 3.9.

Tableau 3.9. Classification des sols selon la valeur de V_{BS} .

V_{BS}	Type de sol
$V_{BS} < 0,2$	sols sableux
$0,2 < V_{BS} < 2,5$	sols limoneux
$2,5 < V_{BS} < 6$	sols limono argileux
$6 < V_{BS} < 8$	sols argileux
$V_{BS} > 8$	sols très argileux

Gaillabaud et Cinot (1982) a donné une relation entre la surface spécifique totale (S_{st}) et la valeur de bleu de la phase argileuse V_{BS} (0/2 μm).

$$S_{st} = 21 V_{BS} (0/2 \mu\text{m}) \dots \dots \dots (3.7)$$

Tableau 3.10. Résultats de l'essai au bleu de méthylène et surface spécifique totale.

Argile	V_{BS}	S_{st} (m ² /g)
Bentonite de Maghnia	42	897
Argile d'Oran	8.4	176.4

La classification des sols est présentée dans le tableau 3.11 suivant :

Tableau 3.11. Classification des sols étudiés selon leur V_{BS}

Matériau	classification
Bentonite de Maghnia	Sol très argileux
Argile d'Oran	Sol très argileux

L'essai de bleu méthylène confirme les résultats obtenus par les essais déjà cités (sédimentométrie et les limites d'Atterberg).

D'après la classification de Lautrin (1987 ; [LAU87]) basée sur la surface spécifique totale, la bentonite de Maghnia contient un fort pourcentage en Montmorillonite Na⁺ et l'argile contient un fort pourcentage en Montmorillonite calcique.

Le tableau 3.12 regroupe les valeurs des surfaces spécifiques des différentes familles d'argile pour une solution neutre (pH=7).

Tableau 3.12. Surfaces spécifiques totales (S_{st}) de quelques argiles [LAU87].

Argiles	S_{st} (m ² /g)
Montmorillonite Na ⁺	800
Montmorillonite Ca ⁺⁺	300
Illite	40-60
Kaolinite	5-20
Élément non argileux	1-3

3.5.4 Essai du pycnomètre

Le principe de l'essai : l'échantillon de sol est sec à l'étuve puis pesé. Le volume des particules est déduit par pesée à l'aide d'un pycnomètre en substituant de l'eau de masse volumique connue aux particules solides (ASTM D 0854). Comme il est impossible de déterminer la densité de caoutchouc des pneus usés et des échantillons composites avec la méthode ASTM D 0854 (parce que le caoutchouc flotte à la surface du liquide).

La densité spécifique du caoutchouc des pneus usés a été mesurée par l'hélium pycnomètre, et les échantillons composites (sol-poudrette de caoutchouc) ont été calculés en utilisant la théorie de masse et de densité spécifique des valeurs sèches de chaque composante selon la formule suivante.

$$G_s = \frac{M_{d1} + M_{d2}}{(M_{d1}/G_{s1}) + (M_{d2}/G_{s2})} \dots \dots \dots (3.8)$$

Tableau 3.13. Présentation des différentes densités des sols et de leurs mélanges [TRO12].

sol	Teneur en caoutchouc					
	0%	10%	20%	25%	50%	100%
	G _s	G _s	G _s	G _s	G _s	G _s
Ayaida	2.55 ^a	2.11 ^b	1.8 ^b	1.68 ^b	1.25 ^b	0.83 ^a
Bentonite	2.61 ^a	2.15 ^b	1.82 ^b	1.70 ^b	1.26 ^b	

^a valeur expérimentale ; ^b valeur calculée.

On peut voir que la densité spécifique des échantillons composites diminue avec l'augmentation de la teneur en caoutchouc pour atteindre la moitié de sa valeur pour l'échantillon avec 50% de teneur en caoutchouc des pneus usés.

3.5.5 Essai de compressibilité œdométrique

L'essai de compressibilité est un essai fondamental pour les sols fins à caractère gonflants afin de déterminer les paramètres de compressibilité.

L'essai s'effectue sur un échantillon de sol intacte ou reconstituée placée dans une enceinte cylindrique rigide de dimension (d=50mm et h=20mm). Un dispositif appliqué sur cette éprouvette un effort axial vertical en assurant que l'éprouvette est maintenue saturée pendant l'essai (ASTM D 2435) : Procédure sur sols gonflants.

La charge est appliquée par des paliers maintenus et constants. Elle est successivement croissante et décroissante suivant un programme défini. Les variations de la hauteur de l'éprouvette sont mesurées pendant l'essai en fonction de la durée d'application de la charge. (Figure 3.11)



Figure 3.11. Appareil œdométrique.

Dans ce qui suit, on va s'intéresser aux paramètres oedométriques appropriés aux sols fins au caractère gonflant, et qui sont :

- Les paramètres de compressibilités
 - ✓ La contrainte effective de préconsolidation « σ'_{pc} » correspond à la contrainte effective verticale maximale supportée par l'échantillon au cours de son histoire .Courbe($e- \log\sigma'_v$), Figure 3.12.
 - ✓ L'indice de compressibilité « C_c » représente la pente de la droite ($e- \log\sigma'_v$) pour le cas du chargement, il est donc défini par :

$$C_c = - \Delta e / \Delta(\log\sigma'_v) \dots\dots\dots (3.9)$$
 - ✓ Le coefficient de gonflement « C_g (C_s) » : représente la pente de la droite ($e- \log\sigma'_v$) pour le cas du déchargement et il a la même expression que C_g .

$$C_g = \Delta e / \Delta(\log\sigma'_v) \dots\dots\dots (3.10)$$

La courbe de compressibilité d'un sol gonflant est représentée dans la Figure 3.12.

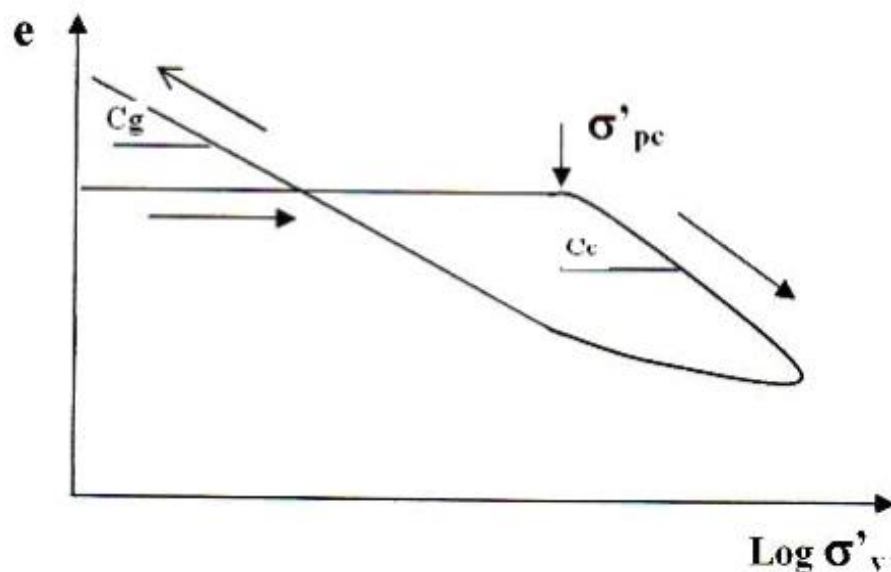


Figure 3.12. Courbe de compressibilité d'un sol gonflant.

Les Figures 3.13 et 3.14 présentent les courbes oedométriques des deux argiles. La Figure 3.15 montre des photographies des échantillons composites compactés.

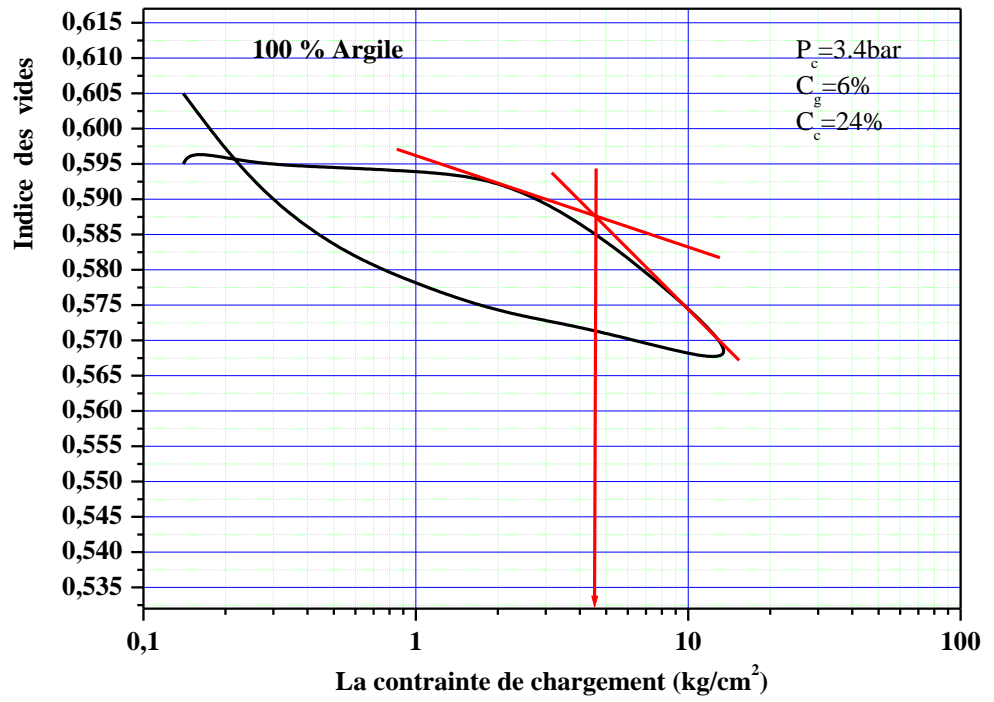


Figure 3.13. Courbe œdométrique l'argile d'Oran.

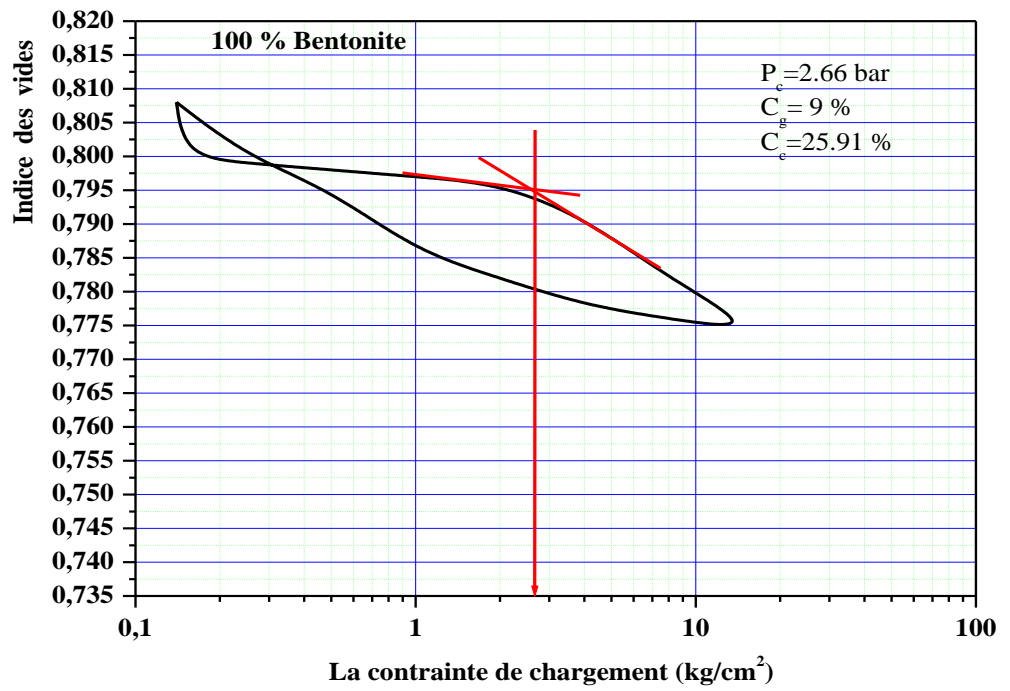


Figure 3.14. Courbe œdométrique de la Bentonite de Maghnia

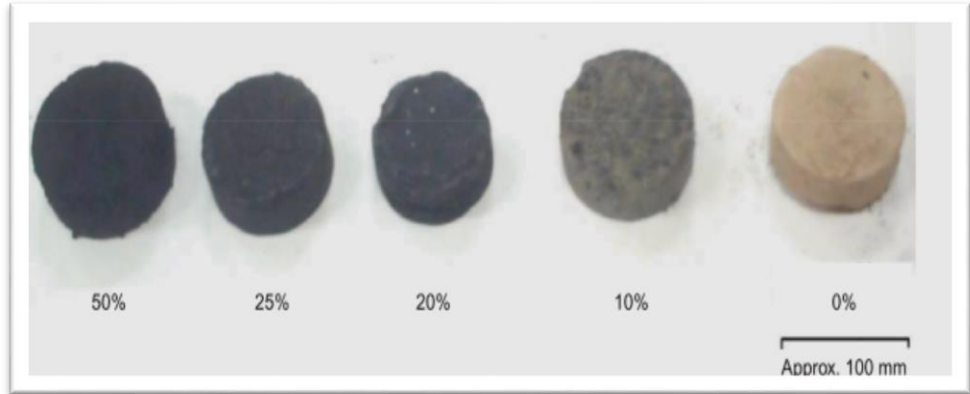


Figure 3.15. Les échantillons de Bentonite avec différentes teneurs en caoutchouc [TRO12].

A partir de ces deux courbes qui contiennent uniquement les sols (Figures 3.14 et 3.15) ; les courbes des mixtures (sol-fibres) qui se trouvent dans (l'Annexe I), on peut déterminer les coefficients du gonflement et de compressibilité des sols, et des mélanges étudiés. Les résultats sont regroupés dans le tableau 3.14.

Tableau 3.14. Résultats de l'essai de l'œdomètre pour l'argile d'Oran et la Bentonite de Maghnia et leurs mixtures.

Argile + % Poudrette	P_c (bar)	C_c	C_g	e_0	e_r
100% Argile	4.29	0.24	0.06	0.595	0.603
90% A+10%F	5.77	0.28	0.08	0.285	0.284
80% A+20%F	4.61	0.34	0.1	0.550	0.538
75% A+25%F	6.2	0.39	0.15	0.689	0.657
50% A+50%F	5.16	0.503	0.158	0.357	0.323
100% Bentonite	2.66	0.2591	0.09	0.799	0.805
90% B+10%F	5.49	0.34	0.12	0.773	0.772
80% B+20%F	4.03	0.4	0.13	0.698	0.687
75% B+25%F	4.95	0.55	0.15	0.853	0.823
50% B+50%F	4.65	0.6230	0.2012	0.598	0.559

Les courbes œdométriques présentent une allure caractéristique avec un indice des vides initial après déchargement supérieur à l'indice des vides final pour les deux argiles avec la teneur en caoutchouc des pneus usés, (Annexe I).

Les sols étudiés présentent des indices de gonflement largement supérieur à 4% car le gonflement des matériaux est à considérer lorsque $C_g \geq 4\%$ (Philipponnat G ,1991 ; [PHI91]) .Ces résultats montrent aussi que les argiles marneuses très plastiques sont surconsolidées.

- ✓ Le classement des argiles selon leurs indices de compressibilités et l'indice de vides, est donné par Philipponnat et Hubert (1997 ; [PHI97]), cette classification permet de connaître le comportement des sols vis-à-vis de la compressibilité.

Le tableau 3.15 présente les appréciations suivantes (Philipponnat et Hubert ; 1997 ; [PHI97])

Tableau 3.15. Relation entre la nature du sol et le coefficient de compressibilité d'après (Philipponnat et Hubert ; 1997 ; [PHI97]).

$C_c / (1+e_0) < 0,015$	sol incompressible
$0,015 < C_c / (1+e_0) < 0,05$	sol peu compressible
$0,05 < C_c / (1+e_0) < 0,2$	sol moyennement compressible
$C_c / (1+e_0) > 0,2$	sol très compressible

Le tableau 3.16 représente le classement des argiles utilisées selon leurs indices de compressibilité.

Tableau 3.16. Classement des sols A et B et les mixtures selon l'indice de compressibilité.

Mélange	$C_c / (1+e_0)$	Classement
100% Argile	0,15	sol moyennement compressible
90% A+10%F	0,22	sol très compressible
80% A+20%F	0,22	sol très compressible
75% A+25%F	0,23	sol très compressible
50% A+50%F	0,37	sol très compressible
100% Bentonite	0,14	sol moyennement compressible
90% B+10%F	0,20	sol très compressible
80% B+20%F	0,24	sol très compressible
75% B+25%F	0,30	sol très compressible
50% B+50%F	0,39	sol très compressible

A partir des résultats obtenus, on constate que les deux types d'argiles sont classés parmi les sols moyennement compressibles, mais pour les mélanges Bentonite-Fibres des caoutchoucs des pneus usés ou l'argile-Fibres se classent comme des sols très compressibles.

3.5.6 Essais à l'œdomètre de gonflement libres et à volume constant

Les essais de gonflement sont menés dans des moules œdométriques conventionnels et dans un moule cylindrique de type œdométrique selon la norme ASTM D 4546 sur tous les échantillons compactés. Les échantillons cylindriques, de diamètre 50 mm et de hauteur 20mm.

Les échantillons composites pour les sols argileux et l'ajout des fibres de caoutchouc des pneus usés ont été préparés de la même manière de l'essai œdométrique. L'indice des vides initial e diffère pour les différents teneurs en fibres de caoutchouc des pneus usés. Les échantillons ont été compactés statiquement dans le moule œdométrique en cinq couches, chacune de 4 mm d'épaisseur, pour assurer une densité sèche uniforme. Placement des échantillons dans des cellules œdométriques et application de la charge due au piston seulement. Alimentation en eau jusqu'à saturation des échantillons et lecture des déplacements en fonction du temps jusqu'à stabilisation des déformations verticales. Après cette phase, on passe l'application des contraintes croissantes par palier sur l'échantillon jusqu'à le ramener à sa hauteur initiale. Afin de comparer les résultats, on définit le pourcentage de réduction de gonflement S ($\Delta H/H$) (%). Ce facteur est le rapport de la différence de gonflement entre les essais avec fibres de caoutchouc et l'essai de référence par rapport au gonflement maximal noté pour l'essai de référence. Le potentiel ($S\%$), et la pression du gonflement (p_s) ont été déterminées pour les sols et leurs mélanges. La pression du gonflement (p_s) a été déterminée à partir de la courbe e - $\log p$, l'indice des vides initial e des échantillons.

Des essais de gonflement libre et de mesure de pression de gonflement sont menés sur les sols étudiés. Le potentiel du gonflement est déterminé par la méthode à gonflement libre et chargement progressif jusqu'au retour à la hauteur initiale (1^{ère} méthode), la pression de gonflement (p_s) par la méthode à volume constant (2^{ème} Méthode).

✓ Première méthode

Le protocole du gonflement libre est le suivant : après montage de l'éprouvette dans une cellule œdométrique, elle est soumise au processus d'imbibition sous une contrainte correspondant au poids du piston. Les déformations verticales sont mesurées, la déformation maximale rapportée à la hauteur initiale correspond au potentiel de gonflement. Une fois la déformation du gonflement stabilisée, le chargement s'effectue de manière progressive, par paliers, selon un taux de chargement choisi. La pression de gonflement correspond à la charge qu'il est nécessaire d'appliquer pour ramener l'éprouvette à sa hauteur initiale.

✓ *Deuxième méthode*

Dans la méthode à volume constant (ASTM, méthode C), l'éprouvette est soumise au processus d'imbibition tout en maintenant son volume constant. Pour ce faire, l'échantillon est soumis, avant humidification, à une pression verticale voisine des conditions *in situ* ou d'une pression de gonflement estimée. Les déformations verticales sont empêchées en augmentant progressivement la charge appliquée. La pression nécessaire pour maintenir le volume constant est la pression de gonflement.

Il est nécessaire de rappeler ici que la compressibilité du sol et les particules de caoutchouc ainsi que l'eau interstitielle sont considérées comme négligeables par rapport à la compressibilité du squelette du sol.

3.5.7 Résistance au cisaillement

Cet essai est probablement le plus ancien puisque Coulomb a utilisé une boîte de cisaillement, il y'a plus de 200 ans (Holtz et al, 1991 ;[HOL91]), pour déterminer expérimentalement les paramètres utilisés dans son équation.

Les essais les plus utilisés au laboratoire, sont l'essai de cisaillement direct et l'essai triaxial. (Figure 3.16).

L'essai est destiné à évaluer les caractéristiques mécaniques d'un sol, c'est-à-dire la cohésion C , l'angle de frottement ϕ et la résistance au cisaillement τ_{\max} au moment de rupture.

L'échantillon du sol à étudier est placé entre deux demi-boîtes qui peuvent se déplacer l'une par rapport à l'autre. De plus, un piston permet d'exercer une contrainte normale au plan de cisaillement. La demi-boîte inférieure est entraînée horizontalement à vitesse constante. La force totale de cisaillement F est à mesurer à l'aide d'un anneau fixé à la demi-boîte extérieure.

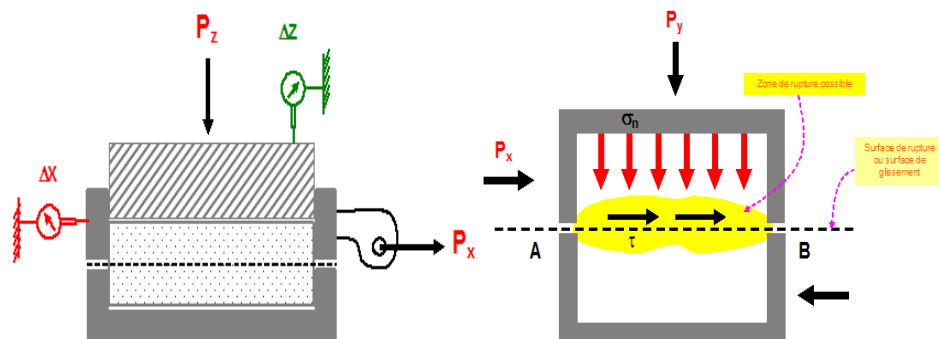


Figure 3.16. Principe d'un essai de cisaillement rectiligne à la boîte.



Figure 3.17. Photo de l'appareillage de l'essai de cisaillement.

Sur la courbe Contrainte-Déformation (déplacement horizontal), la résistance au cisaillement est définie comme étant:

- Le maximum de la contrainte de cisaillement τ_{\max} .
- La contrainte de cisaillement τ_1 correspondant à une déformation fixée ε_1 .
- La résistance au cisaillement est la contrainte de cisaillement à très grande déformation.

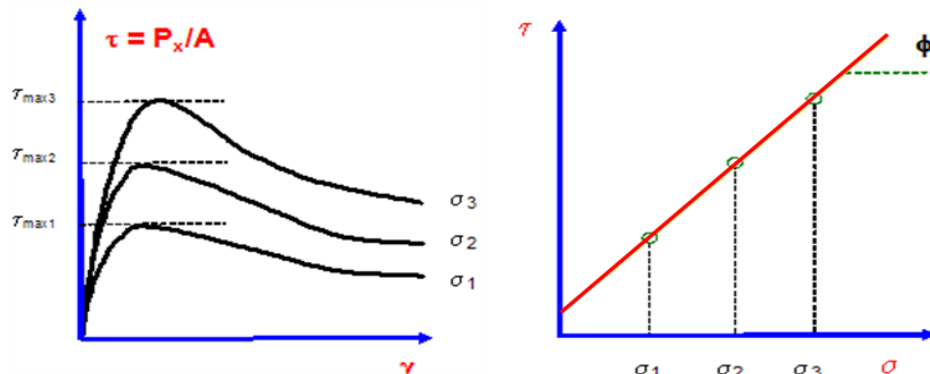


Figure 3.18. Les caractéristiques mécaniques de résistance au cisaillement.

Les échantillons sont préparés de la même manière en utilisant le compactage statique par compression statique 1kPa, et à une teneur d'eau constante de 20% pour tous les échantillons des argiles. L'échantillon est découpé à l'aide d'une trousse coupante. La cellule de la boîte de cisaillement de forme ronde a pour dimension 60mm de diamètre et la hauteur de 20 mm. Pour s'assurer que la surface de contact est plane, arasage et lissage de l'échantillon dans les deux côtés, supérieur et inférieur, avec comblement des vides. Après la phase de préparation de

l'échantillon, ce dernier est mis dans la boîte de cisaillement appelée aussi boîte de Casagrande.

L'essai utilisé pour la détermination de ces paramètres est celui de cisaillement direct, c'est le cas d'essai consolidé drainé noté C.D.

Les contraintes normales utilisées pour mener ces essais sont :

- $\sigma_1=100$ kPa
- $\sigma_2=200$ kPa
- $\sigma_3=300$ kPa

La vitesse de cisaillement utilisée est de 0.5 mm/mn.

La détermination des paramètres mécaniques des différents mélanges s'obtient en traçant les droites de Coulomb (*courbes intrinsèques*) dans un repère orthonormé qui présente, en abscisse, les contraintes verticales (σ) et, en ordonné, les contraintes de cisaillements maximales. Les pentes de ces droites représentent les tangentes des angles de frottements internes ϕ , d'une part et d'autre part, les cohésions C obtenues par l'intersection de ces droites avec l'axe des ordonnés.

La teneur en caoutchouc des pneus usés pour la Bentonite de Maghnia et l'argile d'Oran sont respectivement : (0 ; 10 ; 20 ; 25 ; et 50 %).

Les essais de cisaillement ont été réalisés dans le Laboratoire Nationale de l'Habitat et de la Construction de Djelfa 'LNHC'. (Annexe II).

Les résultats sont résumés dans le tableau 3.17.

Tableau 3.17. *Caractéristiques mécaniques des sols A et B et leurs mélanges*

Mélange	C (kPa)	ϕ °
100% B	112	22.05
90%B+10%F	105	19.54
80%B+20%F	92	17.87
75%B+25%F	61	17.74
50%B+50%F	51	14.84
100%A	93	17.48
90%A+10%F	87	11.58
80%A+20%F	82	9.71
75%A+25%F	48	5.99
50%A+50%F	44	5.71

Partie B : Influence de fibres de caoutchouc de pneus usées sur bentonite stabilisée par ciment

Dans cette partie expérimentale, on vise à identifier l'effet que les fibres de caoutchouc des pneus usés peuvent avoir sur le comportement au gonflement, la résistance à la compression et la ductilité des sols argileux stabilisés par le ciment. Une série de tests pour déterminer la teneur en eau et la densité sèche optimales; potentiel et pression de gonflement; indice de compression et de re-compression; La résistance à la compression et la ductilité de la bentonite cimentée renforcée par des fibres de caoutchouc et non renforcée sont réalisées. Dans cette partie, trois ratios de ciment différents (5, 7,5 et 10%) et quatre ratios de fibres de caoutchouc différents (0, 0,5, 1 et 2%) en poids de sol ont été évalués. Les essais de gonflement libre et de compressibilité à l'œdomètre sont réalisés de la même manière citée dans la partie A

3.6 Préparation des mélanges et des échantillons de la bentonite stabilisée par ciment

Dans certaines études antérieures sur des sols renforcés de fibres, les pourcentages de polypropylène étudiés étaient généralement de 0,05, 0,015 et 0,025% du poids du sol [CAI06], [TAN07]; 0,1%, 0,2, 0,3, 0,4 et 0,5% du poids du sol [AKB07], tandis que les pourcentages de fibres de caoutchouc de pneus étudiés étaient de 1, 2, 3, 4 et 5% du poids du sol [AKB07]. Dans toutes ces études, des fibres et de la chaux ou du ciment ont été mélangées à des sols. Trouzine et al. ont étudié des mélanges préparés d'un sol argileux avec 10, 20, 25 et 50% de déchets de fibres de pneus en caoutchouc [TRO12].

Pour cette étude, les sols argileux ont été séchés à environ 105°C, puis mélangés avec de la fibre de caoutchouc et du ciment. Les teneurs en fibres de caoutchouc des pneus usés ont été choisies à 0, 0,5, 1 et 2%, et les pourcentages de ciment étaient de 5, 7,5 et 10% du poids de l'échantillon. Plus de soin et plus de temps pour obtenir une distribution homogène de la fibre dans les mélanges sont donnés. Pour représenter les composants du mélange, les abréviations suivantes sont utilisées: B pour la bentonite de Maghnia, C pour le ciment et F pour la fibre de caoutchouc de pneus usés. Un format simple est utilisé pour les mélanges, "BFxCy" pour la bentonite mélangée avec x% de fibre de pneu et traitée avec y% de ciment. Par exemple, BF0,5C7,5 est un mélange de (100-0,5-7,5) 92% de bentonite, 0,5% de fibre et 7,5% de ciment. Les mélanges (fibres - bentonite - de

ciment) ont été mélangés avec une teneur en eau optimale pour chaque échantillon conformément à la norme ASTM D 698, puis pour assurer une densité sèche uniforme, les échantillons sont compactés statiquement en cinq couches dans le moule Proctor standard. En raison des propriétés physiques variées du sol, du ciment et de la fibre de caoutchouc, les échantillons ont subi une contrainte supplémentaire de 1 kPa. La densité sèche correspondante est plus facile à obtenir avec un compactage statique. Après compactage des mélanges, un vérin hydraulique est utilisé pour extruder les échantillons cylindriques renforcés et non renforcés, puis les échantillons sont enveloppés de plastique pour éviter l'évaporation de l'eau.

3.6.1 Essai de résistance en compression simple

Afin de préparer les mélanges (sol + fibres de caoutchouc + ciment), prélevez chaque fois une quantité de sol sec (séché au four) et ajoutez des quantités de fibres de caoutchouc et de ciment en fonction de leur pourcentage en poids. Les détails des proportions du mélange sont donnés dans le tableau 5. Ce mélange sec est mélangé pendant trois minutes jusqu'à homogénéisation, puis la quantité requise de teneur en eau optimale est ajoutée au mélange et malaxée pendant deux minutes.

Après la préparation des mélanges en fonction des pourcentages de ciment et de fibres de caoutchouc; en utilisant la presse de confection, des échantillons présentant les dimensions et caractéristiques suivantes sont moulés: le diamètre de chaque échantillon d est de 5 cm et la hauteur H est égale à 10 cm. Après un enregistrement instantané du poids, les échantillons ont été stockés dans des sacs scellés pendant 14 jours en fonction de la teneur en argile du matériau afin de compléter la diffusion de l'eau et de procéder à l'écrasement.

Les échantillons ont été stockés au laboratoire à une température T de $20 \text{ }^\circ \pm 2 \text{ }^\circ \text{C}$ pendant 14 jours, puis déposés sur les deux plateaux d'une presse et soumis à des charges croissantes jusqu'à la rupture. L'éprouvette est chargée en continu de sorte que la rupture se produise entre 30 et 60 secondes après le début de l'application de la charge. Les figures 3.19 à 3.22 illustrent la résistance à la compression en fonction de la déformation axiale de spécimens cimentés renforcés de fibres préparés avec différents ratios de ciment, 5, 7,5 et 10%, respectivement. Le tableau 3.18 récapitule la résistance maximale mesurée (R_C) et la déformation axiale à la résistance maximale.

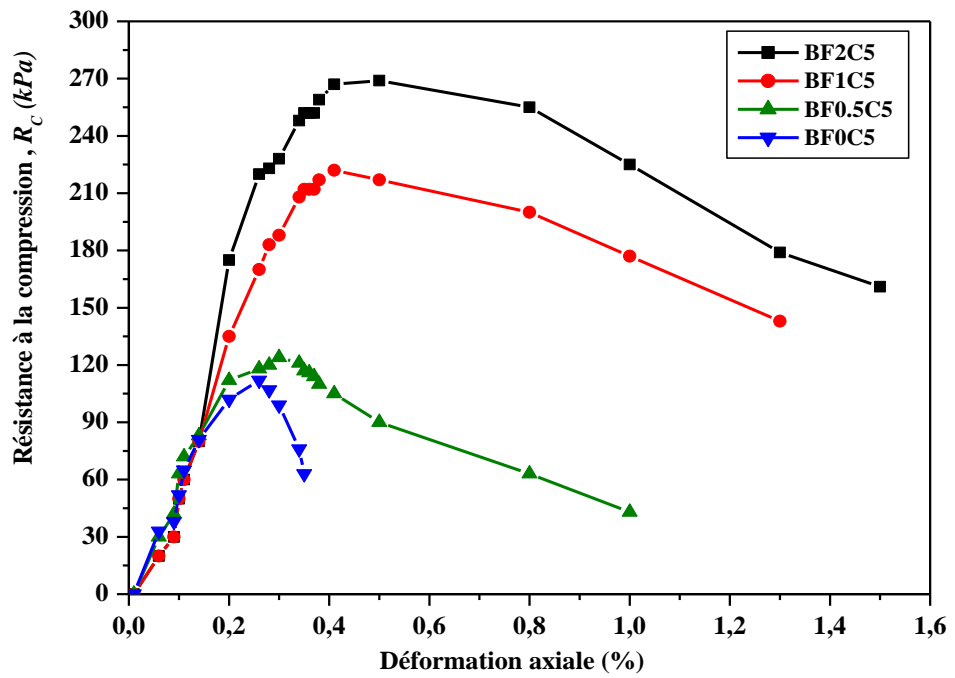


Figure 3.19. Variation de résistance à la compression en fonction de déformation axiale pour les mélanges BF0C5, BF0.5C5, BF1C5 et BF2C5 [BEK19].

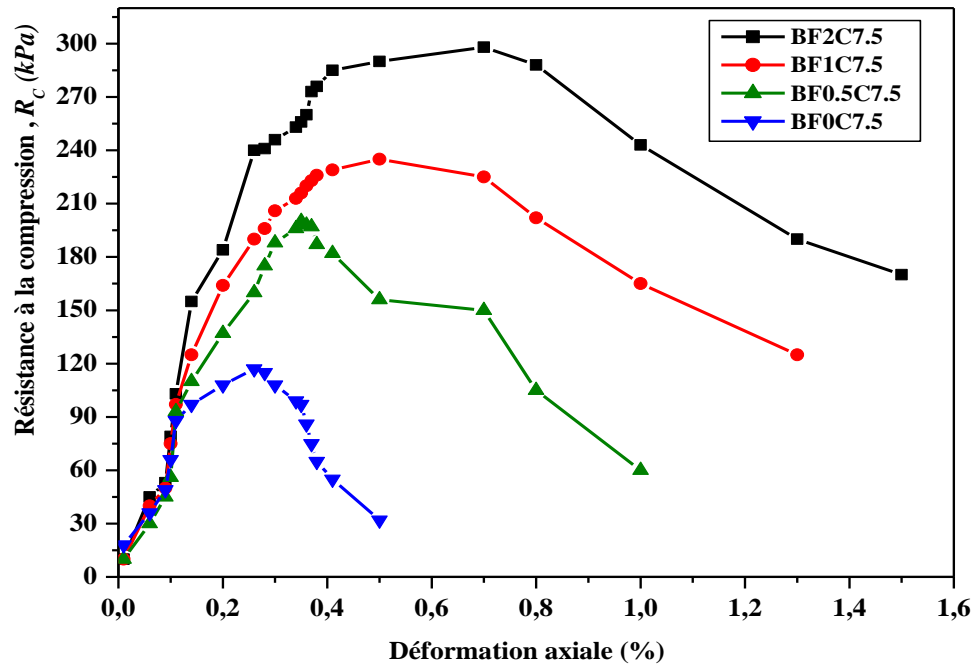


Figure 3.20. Variation de résistance de compression en fonction de déformation axiale pour les mélanges BF0C7.5, BF0.5C7.5, BF1C7.5 et BF2C7.5 [BEK19].

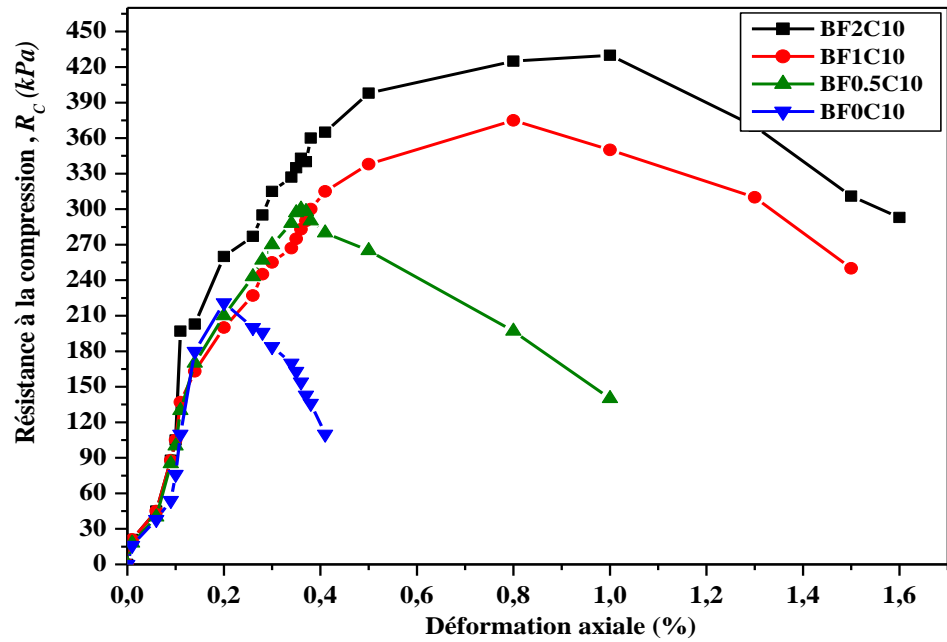


Figure 3.21. Variation de résistance de compression en fonction de déformation axiale pour les mélanges BF0C10, BF0.5C10, BF1C10 et BF2C10 [BEK19].

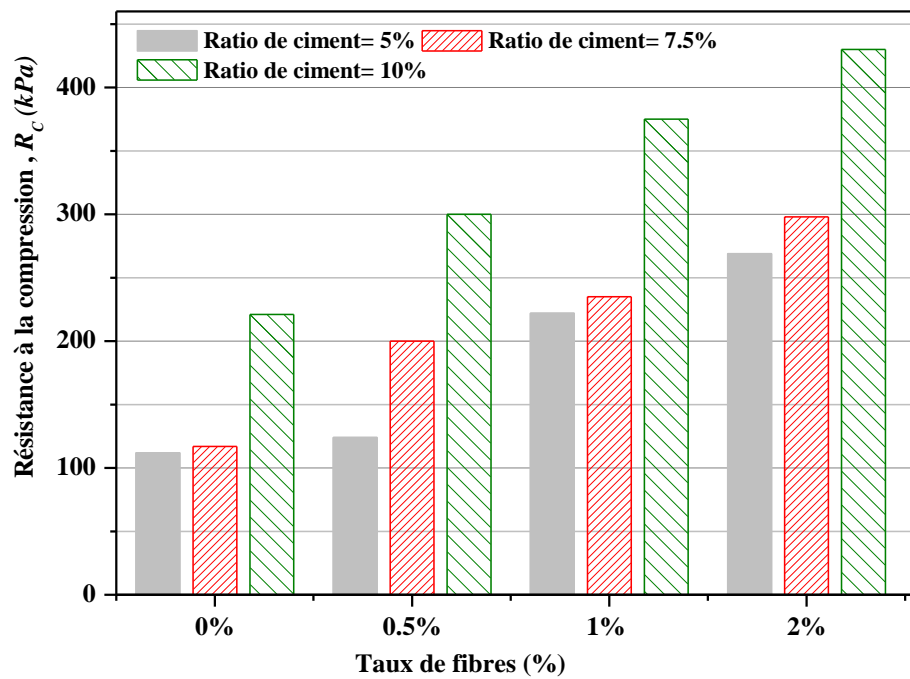


Figure 3.22. Effets de teneur en fibres et ciment sur Rc des mélanges [BEK19].

Tableau 3.18. Résumé des essais de compression simple [BEK19].

Échantillons	Ciment (%)	Fibre de Caoutchouc (%)	Rc (kPa)	Déformation		Ductilité D	
				axiale à la résistance maximale (%)	Augmentation de la résistance R		
Séries 1	5	BF0C5	0	112	0.26	1	1
		BF0.5C5	0.5	124	0.30	1.11	1.15
		BF1C5	1	222	0.41	1.98	1.58
		BF2C5	2	269	0.5	2.40	1.92
Séries 2	7.5	BF0C7.5	0	117	0.26	1	1
		BF0.5C7.5	0.5	200	0.35	1.71	1.35
		BF1C7.5	1	235	0.50	2.01	1.92
		BF2C7.5	2	298	0.70	2.55	2.69
Séries 3	10	BF0C10	0	221	0.20	1	1
		BF0.5C10	0.5	300	0.36	1.36	1.8
		BF1C10	1	375	0.80	1.7	4
		BF2C10	2	430	1	1.94	5

3.6.2 Test de Proctor standard

Selon les normes ASTM D 698 "La teneur optimale en eau est généralement légèrement inférieure à la limite plastique", ce qui n'était pas le cas de ces mélanges. Pour cela, les tests ont été effectués comme suit : Pour la bentonite et les 12 mélanges, on prépare quatre échantillons par type (52 échantillons) ayant une teneur en eau telle qu'ils fixent la teneur en eau optimale estimée. Lorsque la teneur en eau optimale (TEO) et la densité sèche maximale (DSM) sont localisées, le compactage à la teneur en eau optimale est répété trois fois. Les courbes des figures 3.23 et 3.24 montrent la densité sèche en fonction de la teneur en eau de chaque mélange compacté. Il est clair que lorsque la teneur en ciment augmente de 5% à 10%, la densité sèche maximale et la teneur en eau optimale augmentent. Les effets des caoutchoucs de pneus usés sur la densité sèche maximale et la teneur en eau optimale sont illustrés aux Figures 3.23 et 3.24. Il a également été observé que la densité sèche de l'argile bentonite stabilisée par le ciment diminuait avec l'augmentation de la teneur en fibres.

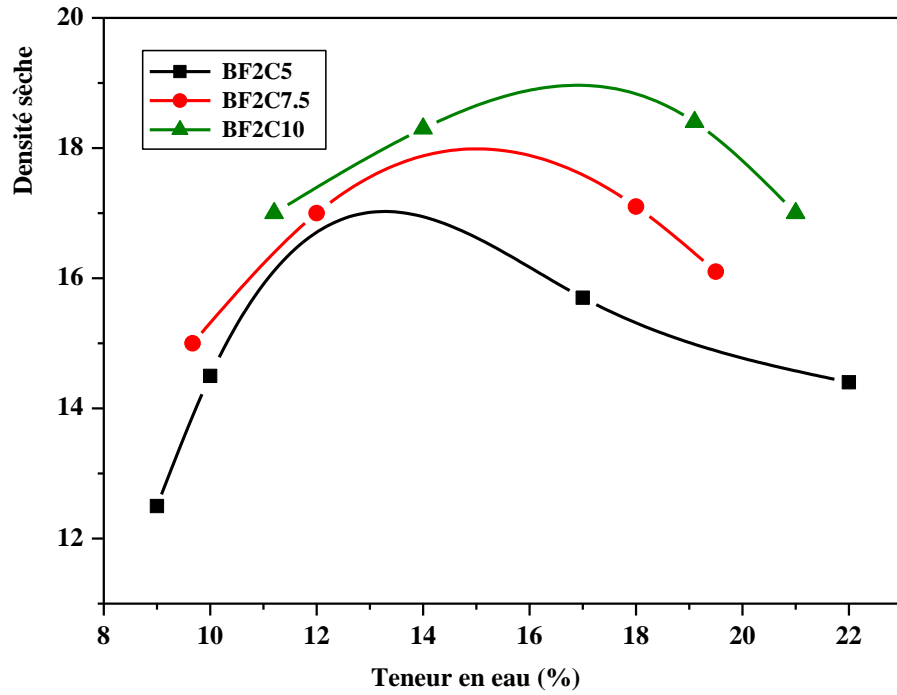


Figure 3.23. Variation de densité sèche et de teneur en eau optimale des mélanges BF2C5, BF2C7.5 et BF2C10 [BEK19].

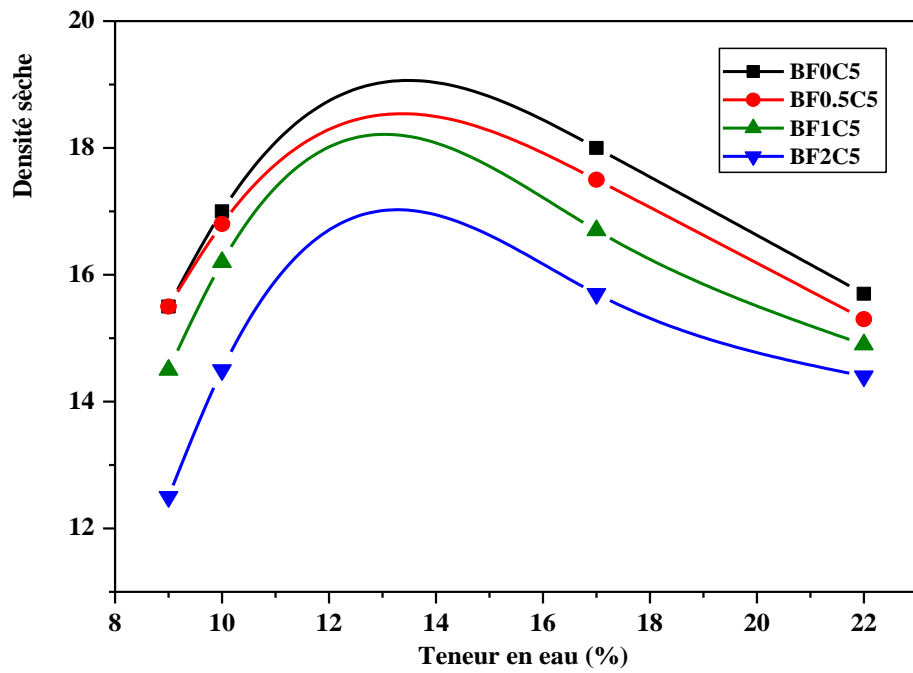


Figure 3.24. Variation de densité sèche et de teneur en eau optimale des mélanges BF0C5, BF0.5C5, BF1C5 et BF2C5 [BEK19].

Partie A : Effets des fibres de caoutchouc de pneus usés sur deux types de sols argileux

3.7 Résultats et interprétations

3.7.1 Effets des fibres de caoutchouc de pneus usés sur la limite de liquidité

Les figures 3.25 et 3.26 montrent les effets des fibres sur les limites de consistance pour les sols A et B et leurs mélanges. Les limites de liquidité devraient diminuer progressivement lorsque la teneur en fibres de caoutchouc augmente pour les deux sols. Toutefois, la réduction de la limite de liquidité du sol B était considérable.

3.7.2 Effets des fibres de caoutchouc de pneus usés sur la limite de plasticité

Pour le sol A, la limite de plasticité diminue pour l'échantillon avec 10% de fibres, puis augmente progressivement, et dépasse la limite de plasticité du sol pour les échantillons avec 25% et 50% de fibres.

Pour le sol B, la limite de plasticité diminue de l'échantillon avec 10% de fibres, puis augmente progressivement et atteint puis dépasse la limite de plasticité du sol pour les échantillons avec 25% et 50% de fibres.

Les résultats de l'essai de limite Atterberg indiquent que le sol B a une valeur de l'indice de plasticité supérieure à celle du sol A. La faible plasticité du sol A rend ses mélanges moins sensibles aux fibres que les mélanges du sol B.

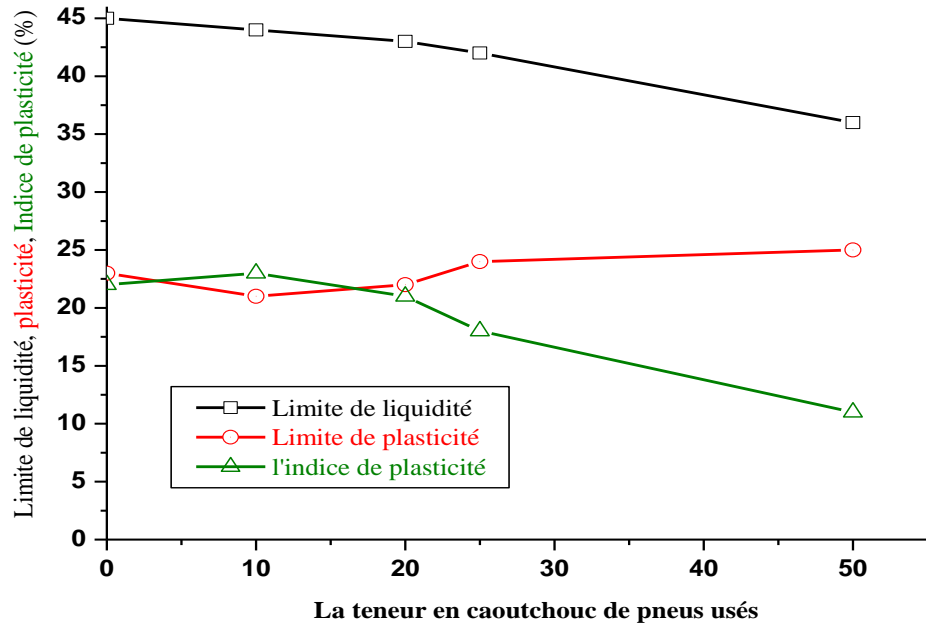


Figure 3.25: Effet de teneur en caoutchouc de pneus usés sur les limites de consistance du sol (A) [TRO12].

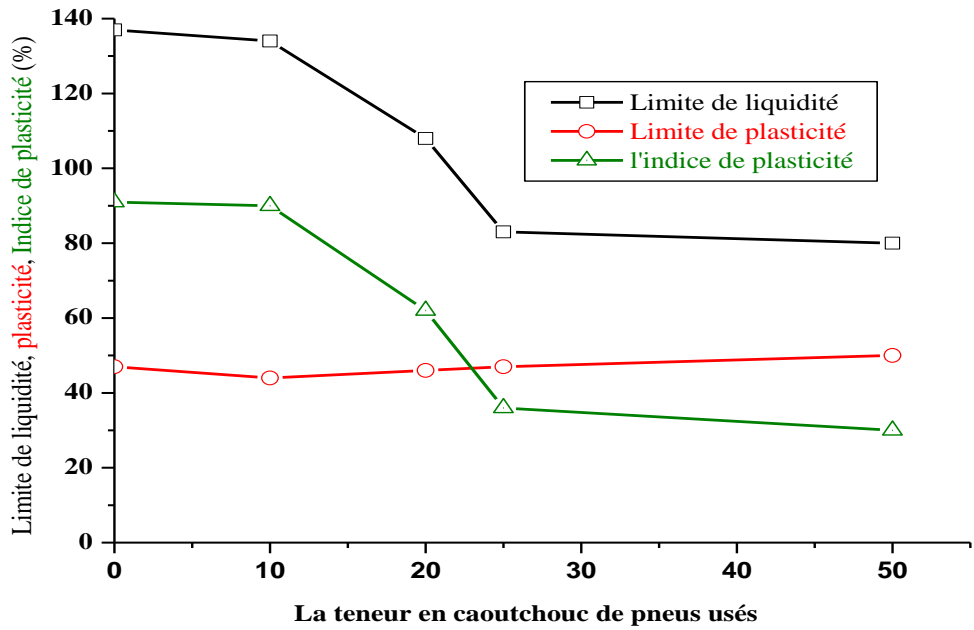


Figure 3.26: Effet de teneur en caoutchouc de pneus usés sur les limites de consistance du sol (B) [TRO12].

3.7.3 Effets des fibres de caoutchouc de pneus usés sur l'indice de compression

Les figures 3.27 et 3.28 montrent les indices de compression pour les sols et les mélanges étudiés. Il est bien connu que l'indice de compression C_c est la pente de la courbe de la tangente à la courbe de chargement. Les Valeurs de C_c sont relativement faibles, parce que C_c remanié est toujours plus petit que C_c intact. Les valeurs varient 0,2591 à 0,6230 pour le sol B et ses mélanges et de 0,24 à 0,503 pour les sols A et ses mixtures. D'après les résultats des essais d'œdomètre on remarque que le coefficient de compressibilité augmente avec l'augmentation du pourcentage de la fibre de caoutchouc pour les deux sols. La comparaison entre l'argile d'Oran et la Bentonite de Maghnia montre que ce dernier est plus compressible que l'argile d'Oran.

3.7.4 Effets des fibres de caoutchouc de pneus usés sur l'indice de gonflement

L'indice recompression (gonflement), c'est-à-dire : la pente de la courbe $e - \log \sigma'_v$ (pendant le déchargement ou la décompression) présentée est l'indice de décompression C_g (Figures 3.27 et 3.28). Les valeurs de C_g sont généralement environ cinq fois plus faibles que celles de C_c (Bardet 1997 ; [BAR97]). Pour tous les échantillons testés, C_g est d'environ trois ou quatre fois plus petite que C_c , et elle diminue avec la teneur en caoutchouc des pneus usés. Les valeurs de C_g varient de 0,09 à 0,2012 pour le sol B et ses mélanges, et de 0,06 à 0,1580 pour le sol A et ses mixtures.

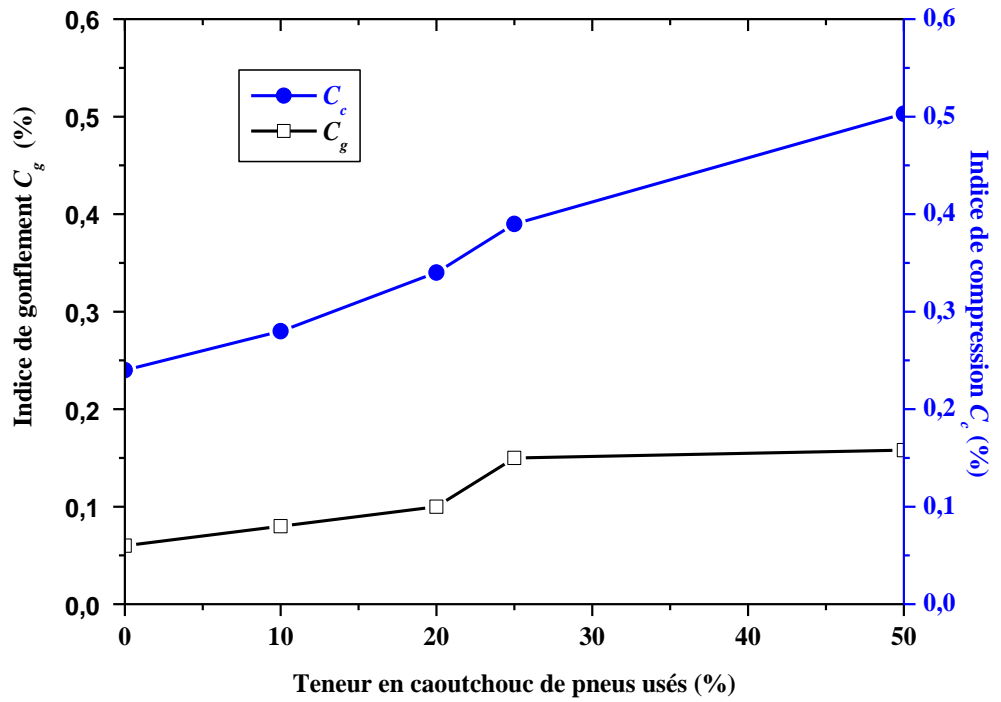


Figure 3.27. Effet de teneur en caoutchouc de pneus usés sur les indices de compression de gonflement du sol A [TRO12].

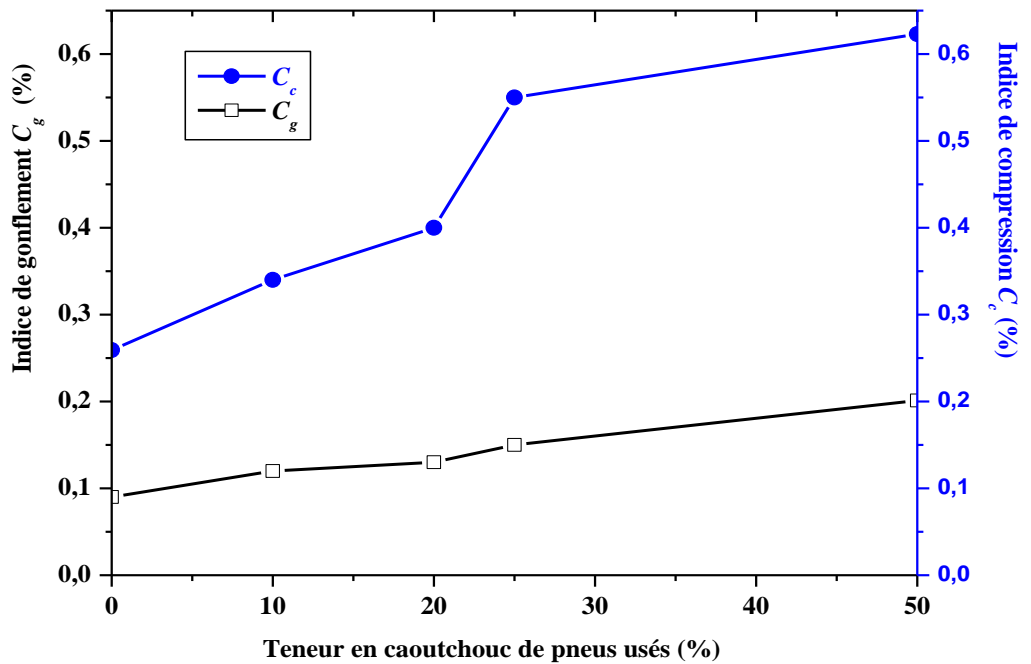


Figure 3.28. Effet de teneur en caoutchouc de pneus usés sur les indices de compression de gonflement du sol B [TRO12].

3.7.5 Effets des fibres de caoutchouc de pneus usés sur le potentiel de gonflement

Les figures 3.29 et 3.30 montrent la variation du potentiel de gonflement S en fonction du temps pour des échantillons de sol et les échantillons mélangés avec des teneurs en fibres de caoutchouc des pneus usés de 10%, 20%, 25% et 50%. Les résultats des tests indiquent que le sol A donne un potentiel de gonflement de 4,75%, atteint en 26 jours, alors que le sol B donne 15,75%, atteint en 28 jours. Le gonflement final pour les échantillons composites diminue pratiquement à la même durée pour les échantillons composites contenant 10% de fibres de pneus et en moins de temps pour les échantillons composites avec 20%, 25% et 50%. Les figures 3.29 et 3.30 indiquent que les fibres de pneus usés sont très efficaces pour réduire le potentiel de gonflement des sols A et B. Pour les deux sols, la réduction du potentiel de gonflement augmente progressivement avec la teneur en fibres.

Pour le sol A, la réduction du potentiel de gonflement est d'environ 13,7% pour le mélange avec 10% de teneur en fibres, et varie de 31,6% à 36,8% pour les mélanges de 20% et de 25% de teneur en fibres respectivement. Les échantillons ont été préparés à une teneur en eau de 20%, le caoutchouc peut absorber de 4% de son propre poids, les rapports eau/argile au début de l'essai étaient d'environ 0,2, 0,22, 0,25, 0,25 et 0,36 pour les échantillons contenant 0%, 10%, 20%, 25% et 50% de fibres de pneus usés, respectivement: ceux-ci peuvent être la raison de la réduction du temps nécessaire pour atteindre le maximum de potentiel de gonflement.

Le taux de gonflement maximal noté est de 4.75 %, avec une réduction de gonflement allant de 13.68% pour un taux de poudrette de 10% à une réduction de 77.89% pour un taux de poudrette de 50%. On remarque que plus le taux de poudrette de caoutchouc augmente plus le gonflement de l'argile diminue.

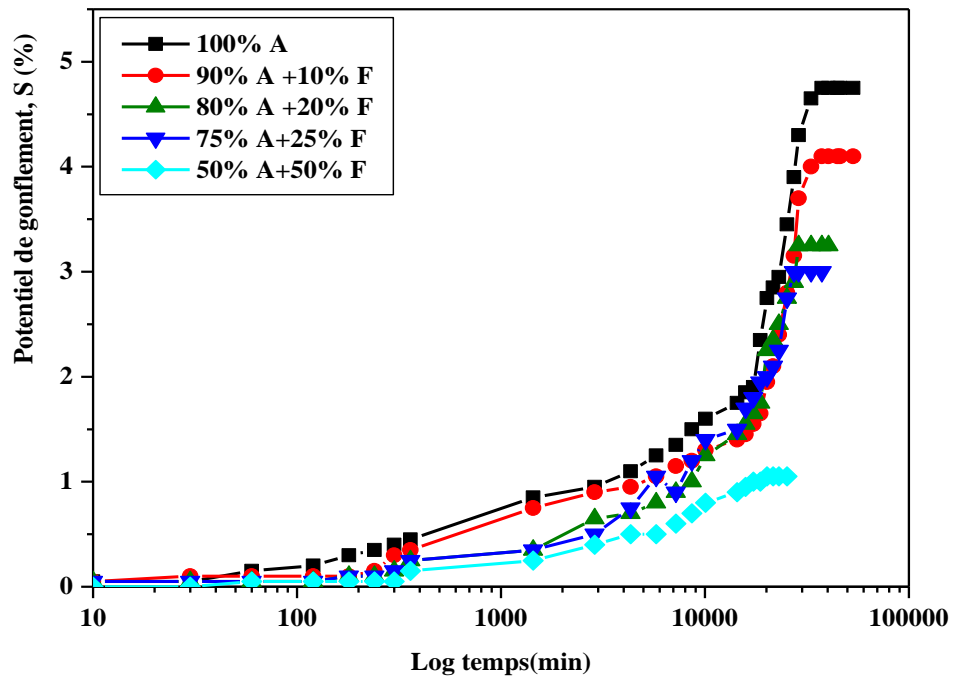


Figure. 3.29. Effet de teneur en caoutchouc de pneus usés sur le potentiel de gonflement du sol A [TRO12].

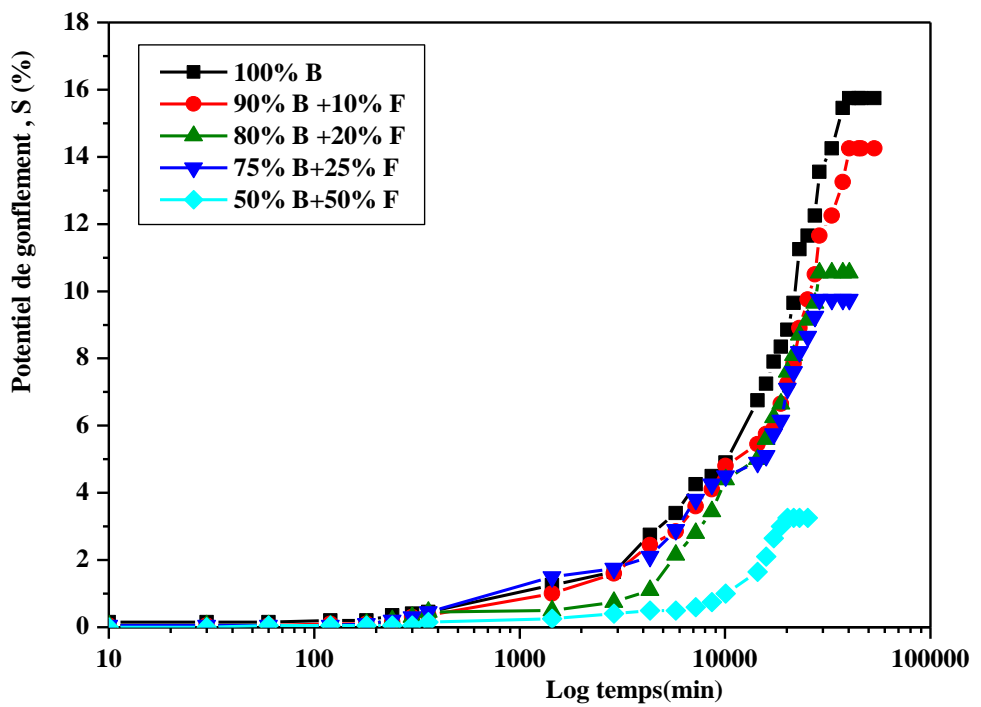


Figure. 3.30. Effet de teneur en caoutchouc de pneus usés sur le potentiel de gonflement du sol B [TRO12].

Pour le sol B mélangé à 10% de fibres de déchets de pneus, la réduction du potentiel de gonflement est d'environ 9,5%, alors qu'avec 20% de fibres de pneus usés, la réduction augmente à environ 33%. Une réduction supplémentaire du risque de gonflement du sol B est obtenue avec une augmentation de la durée. Le potentiel de gonflement de 50% bentonite/50% de fibres diminue à 3,25% en 14 jours (28 jours pour la bentonite seule) : Cette réduction du temps pris est certainement due aux rapports eau initiale/argile, qui étaient d'environ 0,2 et 0,36 pour les échantillons avec 0% et 50% de caoutchouc de pneus usés. La réduction du potentiel de gonflement par rapport au potentiel de gonflement de la bentonite seule augmente progressivement de 9% à 79% lorsque la teneur en fibres augmente de 10% à 50%.

3.7.6 Effets des fibres de caoutchouc de pneus usés sur la pression de gonflement

Les échantillons ont été préparés de la même procédure que la mesure du gonflement libre.

Les Figures 3.31 et 3.32 montrent les valeurs des pressions et les potentiels de gonflement pour les échantillons étudiés.

La pression de gonflement p_s diminue avec la teneur en fibres de caoutchouc. Pour le sol A, la pression de gonflement était de 65 kPa pour les échantillons de sol seul, tandis que les valeurs pour les échantillons composites à 10%, 20%, 25% et 50% de teneur en fibres étaient de 51 kPa, 39 kPa, 36 kPa et 28 kPa, respectivement (la Figure 3.31).

La pression de gonflement des sols B et ses mélanges diminue avec la teneur en fibres. La pression de gonflement était de 148 kPa pour les échantillons de bentonite, tandis que les valeurs pour les échantillons composites à 10%, 20%, 25% et 50% de teneur en fibres étaient de 110 kPa, 74 kPa, 70 kPa et 36 kPa, respectivement (la Figure 3.32).

Les valeurs de pression de gonflement du sol A étaient inférieures à la moitié de celles du sol B. La réduction de la pression de gonflement des échantillons composites avec 50% de fibres était d'environ 75% et 57% pour les sols B et A, respectivement.

L'effet de la teneur en caoutchouc est similaire pour les deux argiles étudiées sur les paramètres du gonflement. Plus le pourcentage augmente plus le potentiel de gonflement libre et la pression de gonflement diminuent à un pourcentage de 50% de fibres, on constate une diminution remarquable pour les deux argiles.

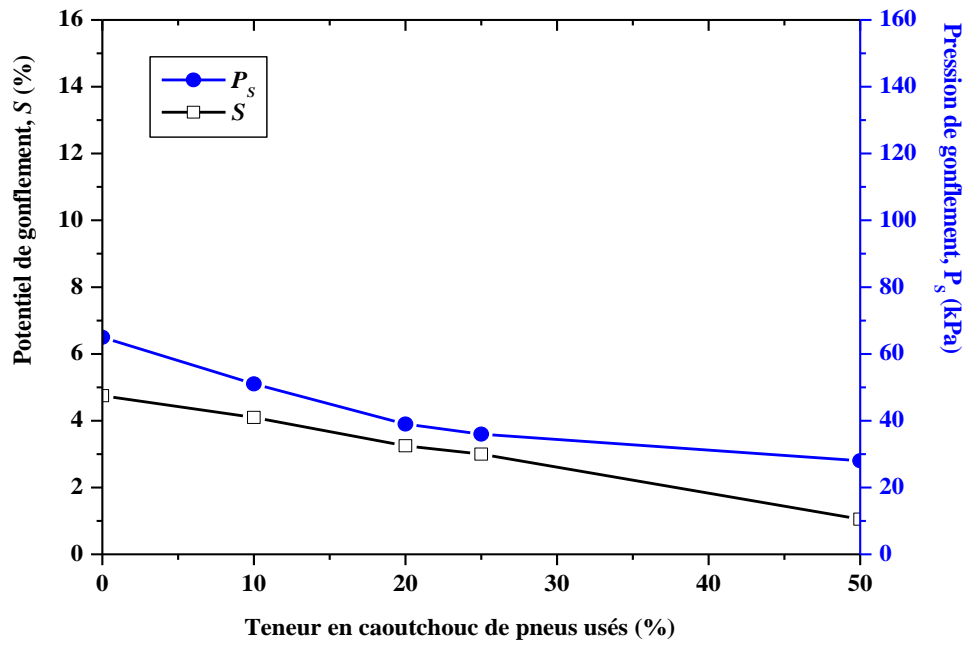


Figure 3.31. Effet de teneur en caoutchouc de pneus usés sur le potentiel et la pression de gonflement du sol A [TRO12].

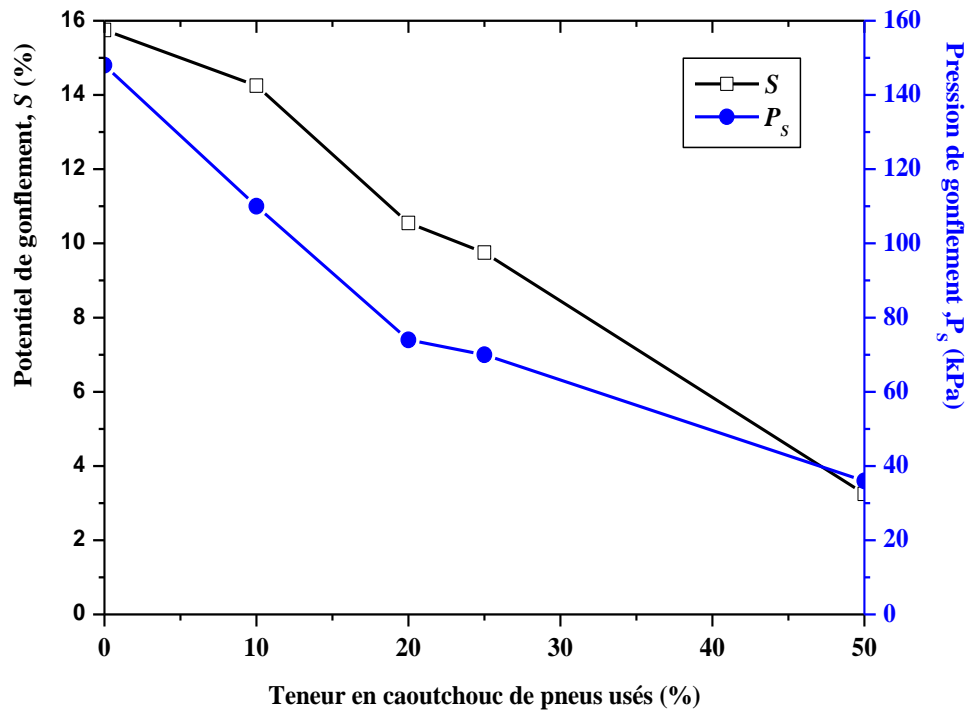


Figure 3.32. Effet de teneur en caoutchouc de pneus usés sur le potentiel et la pression de gonflement du sol B [TRO12].

3.7.7 Effets des fibres de caoutchouc de pneus usés sur les caractéristiques mécaniques aux cisaillements des mixtures (sol- fibres de caoutchouc)

L'effet de la teneur de caoutchouc est similaire pour les deux argiles étudiées sur les paramètres mécaniques des sols (C , ϕ). Plus la teneur en caoutchouc de pneus usés augmente, plus la réduction de la cohésion et l'angle de frottement diminuent à un pourcentage de 50% de fibres. On constate une diminution remarquable pour les deux argiles. Les résultats de l'essai au cisaillement indiquent que le sol B a une valeur de cohésion et un angle de frottement supérieurs au sol A. Une grande valeur de cohésion et l'angle de frottement du sol B avec ses mélanges des caoutchoucs de pneus usés sont moins sensibles que le sol A avec différentes mixtures. Il est préférable d'ajouter un liant hydraulique (ciment ou chaux) pour améliorer les caractéristiques mécaniques aux cisaillements des mixtures. Les résultats sont montrés sur les Figures 3.33 et 3.34.

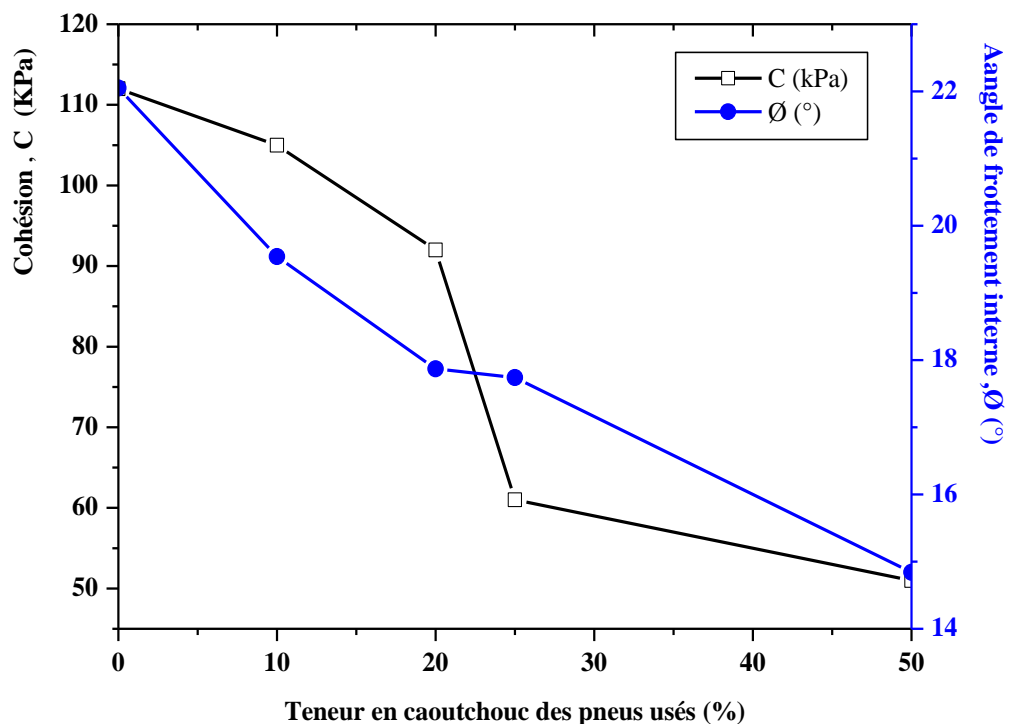


Figure 3.33. Variation de cohésion et angle de frottement du sol B en fonction de teneur en caoutchouc de pneus usés.

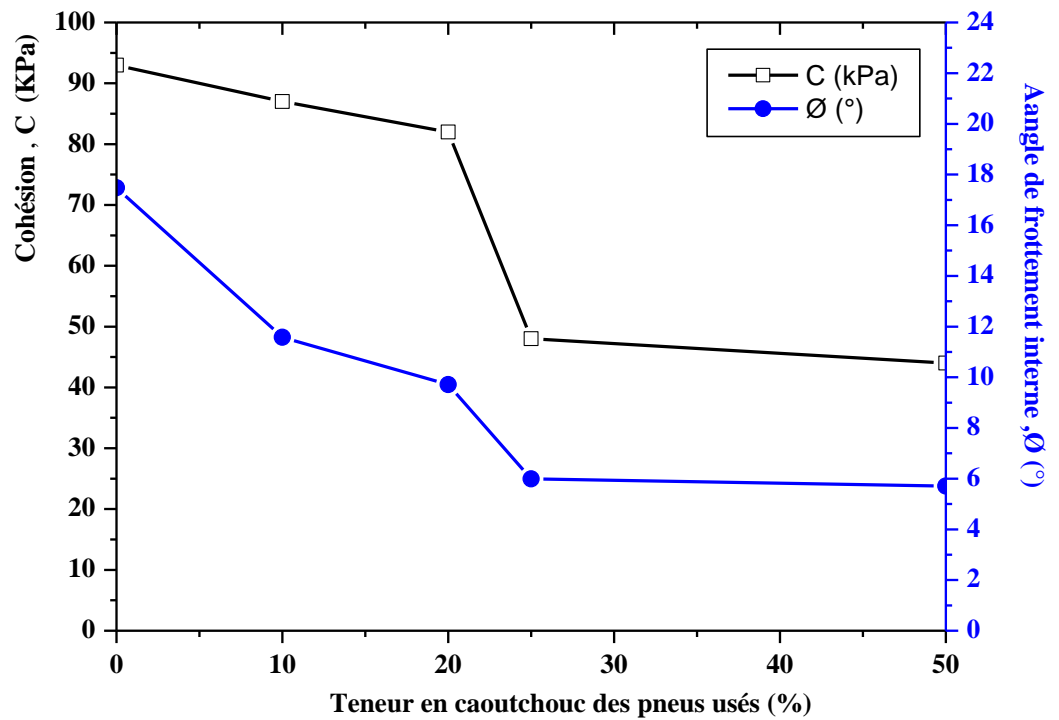


Figure 3.34. *Variation de cohésion et angle de frottement du sol A en fonction de teneur en caoutchouc de pneus usés*

Partie B : Influence des fibres de caoutchouc de pneus usées sur la bentonite stabilisée par le ciment

3.7.8 Effets des fibres de caoutchouc et du ciment sur la limite de liquidité de la bentonite

La figure 3.35 montre les effets des fibres et du ciment sur les limites de consistance du sol de bentonite et de ses mélanges. Il a été observé que la limite de liquidité réduit progressivement lorsque la teneur en fibres de caoutchouc de pneus usés et le ciment augmente. Par exemple, pour le sol de bentonite stabilisé par 5% de ciment (BF0C5, BF0.5C5, BF1C5 et BF2C5), on observe l'influence du taux de fibres de caoutchouc des pneus usés sur la réduction de la limite de liquidité; il est d'environ 3,70%, 27,41% et 44,44% par rapport à la bentonite sans fibres (BF0C5) pour les mélanges BF0,5C5, BF1C5 et BF2C5, respectivement. Cependant, la limite de liquidité du sol de bentonite renforcée par 2% de fibres de caoutchouc de pneus usés se réduit entre 6,67% à 20% lorsque le taux de ciment augmente de 5% à 10% (BF2C5, BF2C7.5 et BF2C10). Ceci doit être attribué au fait que les fibres de caoutchouc de pneus n'ont pas tendance à absorber l'eau, alors que le ciment a une forte absorption d'eau.

3.7.9 Effets des fibres de caoutchouc et du ciment sur la limite de plasticité de la bentonite

La Figure. 3.35 montre la limite de plasticité (LP) d'un sol de bentonite renforcé avec différents pourcentages de ciment. Lorsque le pourcentage de ciment augmente de 5 à 10%, la valeur de limite de plasticité diminue d'abord légèrement, puis une petite augmentation est observée. La valeur (IP) diminue également avec l'ajout de contenu en fibres de 0,5 à 2%. Il est à noter que la valeur limite de plasticité se réduit légèrement pour l'échantillon avec différents ratios de ciment à une teneur en fibres de 0,5%, puis augmente et atteint approximativement sa valeur initiale avec une teneur en fibres de 1%, ensuite la dépasse avec une teneur en fibres de 2%. Une diminution de la limite de plasticité de 6,02% lorsque les pourcentages de fibres du pneu passent de 0 à 0,5%, suivie d'une augmentation de 14,45% pour la limite de plasticité le long des limites de 0,5 à 2% pour le contenu en fibres du pneu. Les limites de consistance des mélanges changent en raison du type de mélange [BEL93], de la capacité d'échange de cations [SIV00] et de la quantité relative de minéraux argileux dans les mélanges [SCH04]. De manière intéressante, des résultats similaires des limites de plasticité ont été trouvés par Trouzine et al. où deux sols argileux ont été utilisés en mélange avec des fibres de caoutchouc de pneus usés [TRO12].

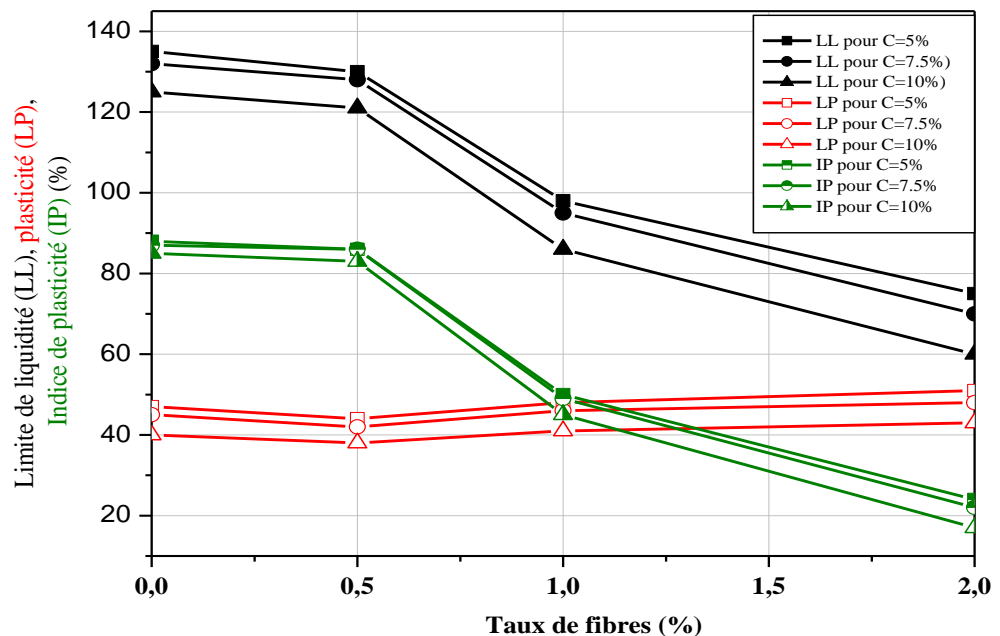


Figure 3.35. Effet de teneur en fibres et du ciment sur les limites de consistance du sol bentonite et de ses mélanges [BEK19].

3.7.10 Effets des fibres de caoutchouc de pneus usés et du ciment sur la densité sèche maximale (DSM)

Les résultats de la densité sèche maximale (DSM) du sol de bentonite stabilisée avec différents ratios de ciment et de fibres de caoutchouc de pneus sont présentés à la Figure 3.36. Une augmentation de la teneur en fibres de caoutchouc des pneus entraîne une réduction de la densité sèche. Ceci est dû à la réduction du poids unitaire moyen des solides dans le mélange sol-fibre-ciment. Les résultats des essais de compactage démontrent que l'ajout de fibres de caoutchouc de pneus et le ciment au sol argileux entraîne une diminution de la densité sèche maximale, principalement due à la densité plus faible des inclusions, en particulier des fibres de caoutchouc de pneus. Cette observation a déjà été rapportée par plusieurs auteurs [SED07], [DUN14] qui indiquent que, même si la teneur en eau optimale reste inchangée, le poids unitaire sec maximal du mélange diminue d'environ $3,0 \text{ kN/m}^3$ avec l'addition de 20% de caoutchouc en poids. On note pour le mélange BF2C5 une réduction de la densité sèche maximale d'environ 12,82%, alors que la densité sèche du mélange augmente avec l'ajout de ciment ayant une densité élevée, par rapport à la bentonite. La densité sèche maximale du sol de bentonite mélangé à 2% de fibres augmente de 17 à 19 lorsque le pourcentage de ciment augmente de 5 à 10% pour les mélanges BF2C5, BF2C7.5 et BF2C10.

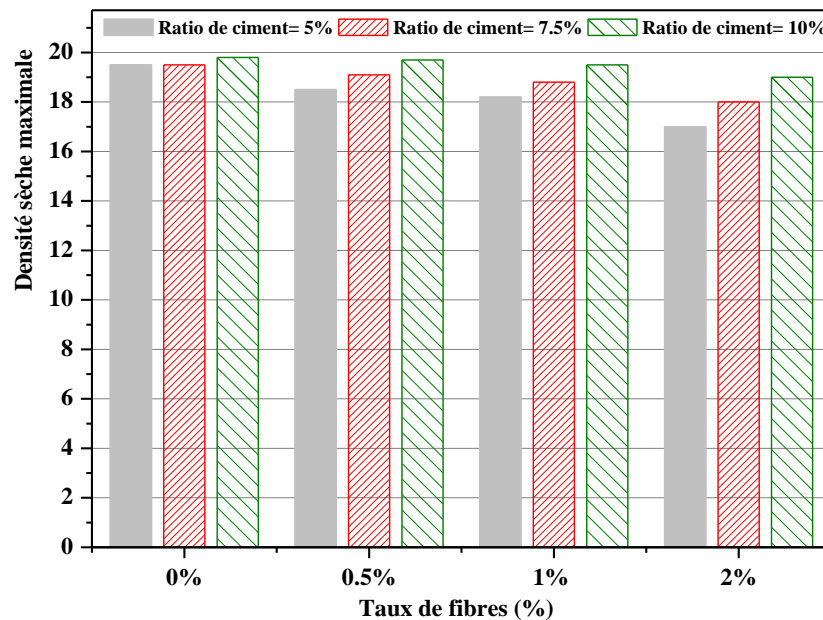


Figure 3.36. Variation de la densité sèche maximale de différents mélanges [BEK19].

3.7.11 Effets des fibres de caoutchouc de pneus usés et du ciment sur la teneur en eau optimale (TEO)

Les effets des ratios de fibres de caoutchouc de pneus usés et du ciment sur la teneur en eau optimale (TEO) sont présentés à la Figure 3.37. On peut constater que l'humidité optimale de l'eau augmente avec l'augmentation du taux de ciment, ce qui est dû aux propriétés chimiques et physiques du ciment, qui absorbe beaucoup d'eau; qui augmente d'une valeur minimale égale à 13% pour un sol de bentonite stabilisé avec 5% de ciment à une valeur maximale égale à 17% pour le mélange BF0C10. On peut également remarquer que la teneur en eau optimale (TEO) est presque constamment égale à 13, 15 et 17% dans un mélange stabilisé selon des ratios de ciment de 5, 7,5 et 10% pour différents teneurs en fibre de caoutchouc de pneu, respectivement, car les fibres de caoutchouc n'ont pas tendance à absorber de l'eau (maximum 4% de leur propre poids) [TRO12]. L'eau joue un rôle important dans le compactage des sols et des sols traités au ciment. À une teneur en eau optimale appropriée, l'eau peut servir d'agent lubrifiant parmi les particules de sol pour réduire la résistance au frottement entre les particules de sol, améliorant ainsi la qualité de compactage pour atteindre la densité sèche maximale et les meilleures propriétés potentielles des sols après compactage [BRA10]. Trop ou trop peu d'eau rend le compactage difficile, conduisant à un sol mal compacté, à moins que l'effort de compactage ne soit ajusté en conséquence [JIN18].

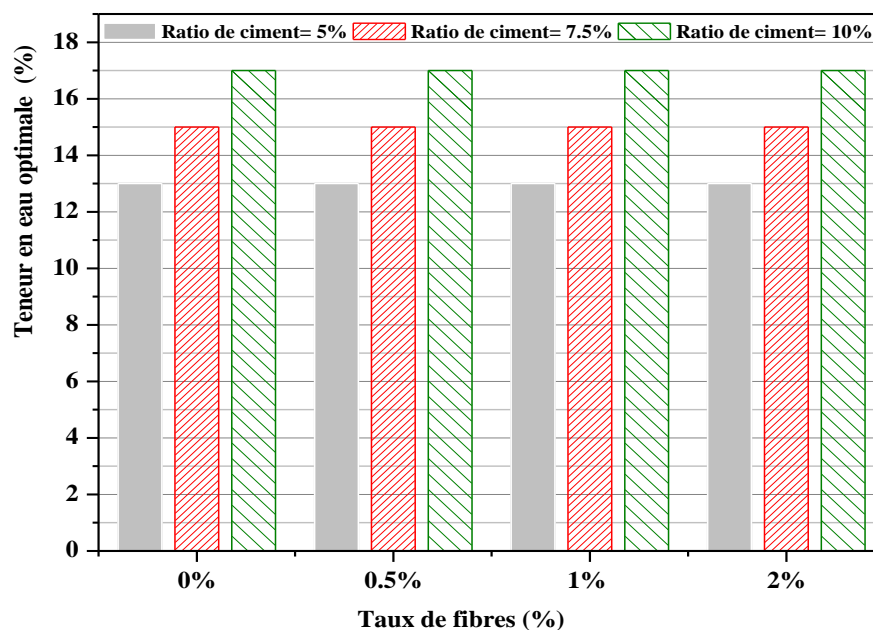


Figure 3.37. Variation de teneur en eau optimale de différents mélanges [BEK19].

3.7.12 Effets des fibres de caoutchouc de pneus usés sur le potentiel de gonflement

Les figures 3.38-40 montre la variation du potentiel de gonflement (S%) en fonction du temps pour des échantillons contenant des fibres de pneus (0, 0,5, 1, 2%) et des teneurs en ciment de 5, 7,5 et 10%. Les résultats des tests indiquent que le sol BF0C5 non renforcé de bentonite donne un potentiel de gonflement de 15,5% atteint en 28 jours. Le potentiel final a été réduit pour les échantillons renforcés et atteint pratiquement la même durée pour les échantillons renforcés avec 0,5% de fibres et en moins de temps pour le mélange renforcé avec 1 et 2% (voir Fig. 3.38-40). Les Figures 3.38-41 montre que les déchets de fibres de pneus et de ciment sont très efficaces pour réduire le potentiel de gonflement du sol de bentonite. La diminution du potentiel de gonflement augmente progressivement avec l'augmentation de la teneur en fibres et en ciment. Pour l'échantillon renforcé avec 0,5% de fibres de pneus usés et 5% de ciment stabilisé par rapport au sol en bentonite sans fibre, on note une réduction de 14,52% du potentiel de gonflement, et pour l'échantillon avec 1% de fibres de pneu usés et 7,5% de ciment, il est à noter que la réduction du potentiel de gonflement augmente à environ 37,74%. Une telle diminution du potentiel de gonflement peut coïncider avec une augmentation de durée. Le potentiel de gonflement de l'échantillon contenant 2% de fibres et 10% de ciment diminue à 8,65% en 17 jours. La réduction du potentiel de gonflement augmente progressivement de 14,52 à 44,19% avec l'augmentation du contenu en fibres et le ciment. Ces résultats sont à peu près identiques à ceux de Al-Akhras et al. [ALA08] et Trouzine et al. [TRO12].

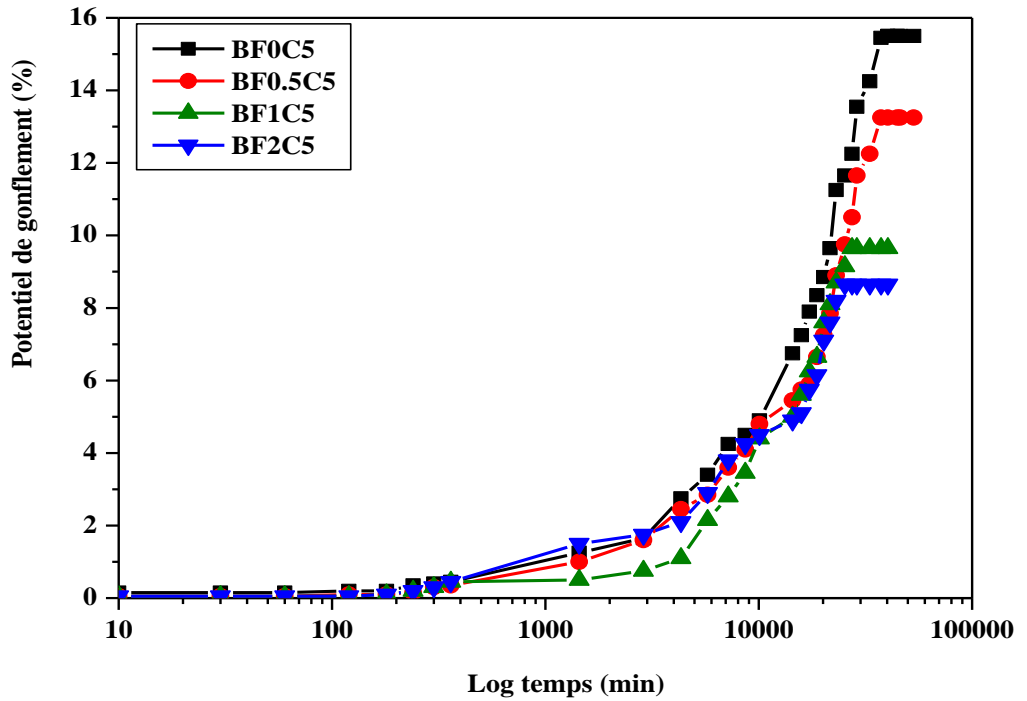


Figure 3.38. Effet de teneur en fibres sur le potentiel de gonflement des mélanges BF0C5, BF0.5C5, BF1C5 et BF2C5 [BEK19].

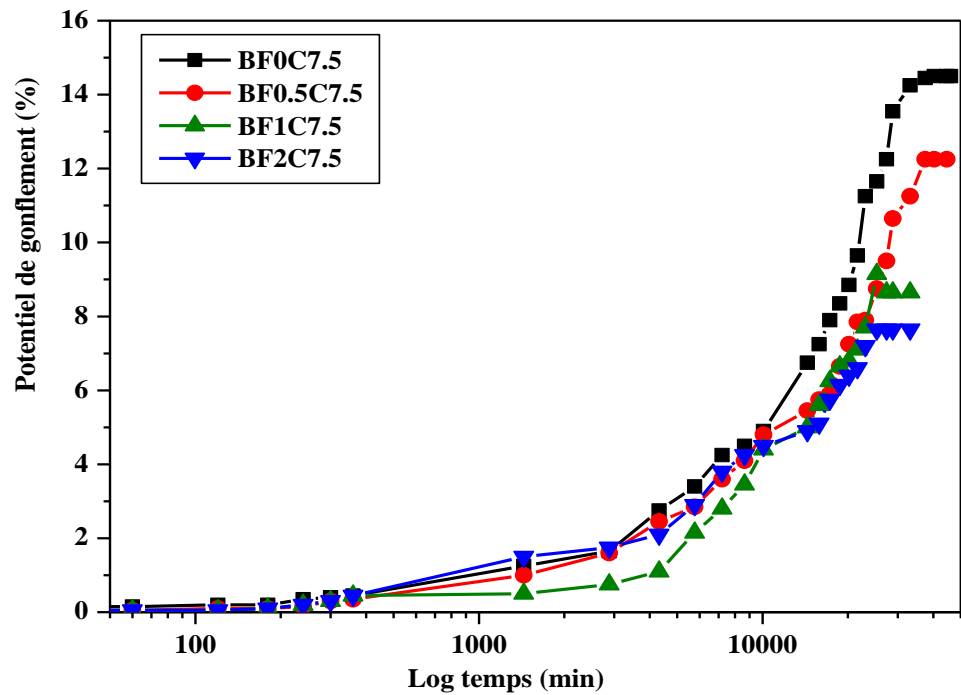


Figure 3.39. Effet de teneur en fibres sur le potentiel de gonflement des mélanges BF0C7.5, BF0.5C7.5, BF1C7.5 et BF2C7.5 [BEK19].

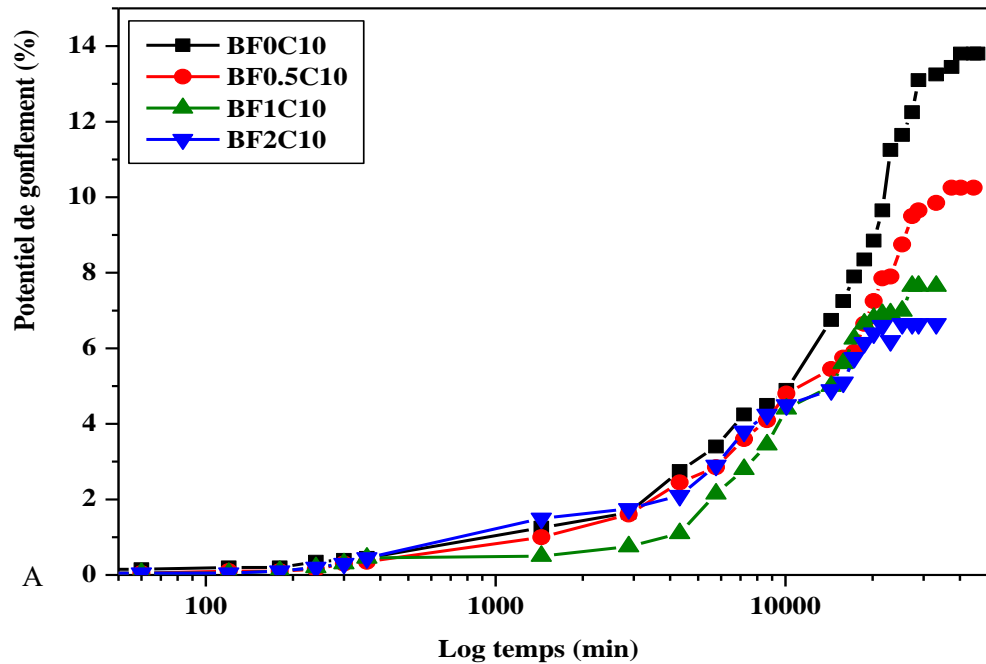


Figure 3.40. Effet de teneur en fibres sur le potentiel de gonflement des mélanges BF0C10, BF0.5C10, BF1C10 et BF2C10 [BEK19].

3.7.13 Effets des fibres de caoutchouc de pneus usés sur la pression de gonflement

La variation des pressions de gonflement en fonction de la teneur en fibres de caoutchouc de pneu usés et le ciment est présentée à la figure. 3.40. La pression de gonflement (ps) diminue lorsque le taux de fibres de caoutchouc et de ciment augmente. La pression de gonflement était de 145 kPa pour un échantillon de bentonite non renforcé (BF0C5), tandis que les valeurs de la pression de gonflement pour des échantillons renforcés de fibres à 0,5, 1 et 2% étaient de 135 kPa, 90 kPa et 70 kPa, respectivement. La pression de gonflement du sol de bentonite stabilisé avec 7,5% de ciment varie de 141 à 67 kPa, tandis que le sol de bentonite stabilisée avec 10% de ciment, elle varie de 137 à 63 kPa avec des taux de teneur en fibres de caoutchouc différents. Les échantillons de sol en argile de bentonite modifiés avec une teneur en minéraux relative en argile relativement faible et une limite de liquidité basse présentaient un comportement à la pression de gonflement plus faible. La diminution de la pression de gonflement est due à l'ajout de matériaux à faible densité spécifique de fibres de caoutchouc et à l'interaction entre les particules d'argile et de liant de ciment, par exemple, la réduction de la pression de gonflement est due à la montée des matériaux à faible plasticité et l'interaction entre le sol argileux et les particules de fumée de silice [KAL06].

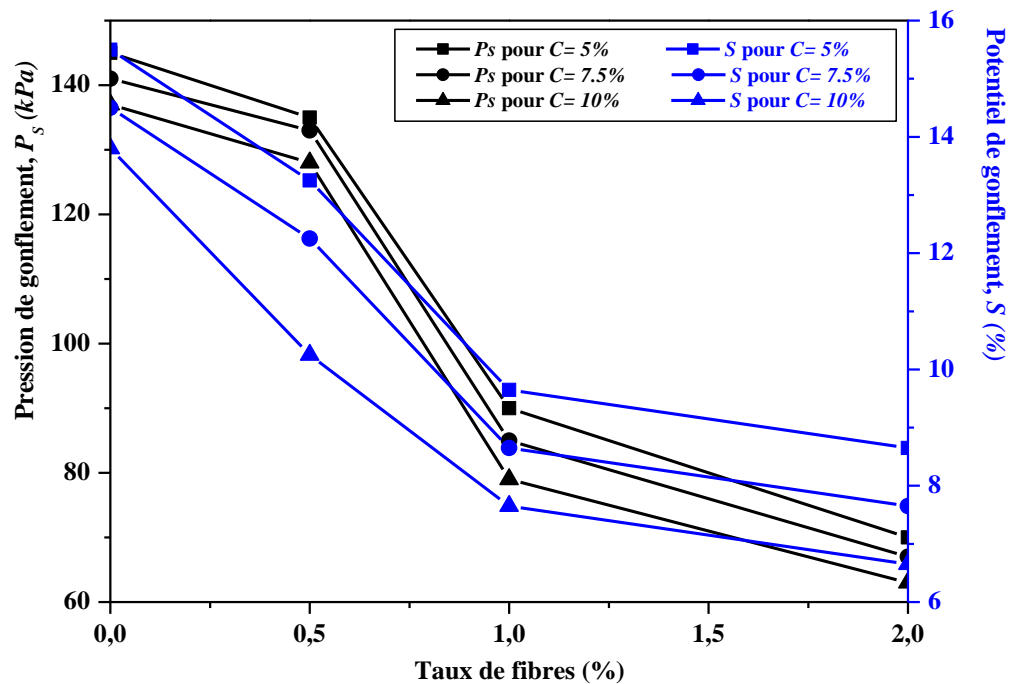


Figure 3.41. Effets de taux de fibres et de ciment sur le potentiel et la pression de gonflement des mélanges [BEK19].

3.7.14 Effets des fibres de caoutchouc de pneus usés sur l'indice de compression

La figure 3.42 présente la variation de l'indice de compression en fonction de la teneur en fibre de caoutchouc de pneus usés et en ciment. L'indice de compression (C_c) augmente proportionnellement avec les proportions de fibres de caoutchouc et de ciment, sa valeur varie de la valeur minimale du mélange (BF0C5) de 0,25 à la valeur maximale du mélange (BF2C10) de 0,85. Il a été constaté que les valeurs d'indice de compression (C_c) des échantillons renforcés augmentaient en raison d'une augmentation de 0,5 à 2% de la teneur en fibres de caoutchouc de pneus de 0,35 à 0,55, 0,45 à 0,65 et de 0,65 à 0,85 pour les sols argileux à la bentonite stabilisée 5, 7,5 et 10% de ciment, respectivement. De plus, l'indice de compression (C_c) augmente de 0,55 à 0,85, c'est-à-dire de 35,29% avec l'augmentation du taux de ciment de 5% à 10% pour un sol en bentonite renforcé avec 2% de fibres de pneus. Les valeurs de C_c sont relativement petites car C_c remanié est toujours plus petit que C_c non reconstitué (intacte).

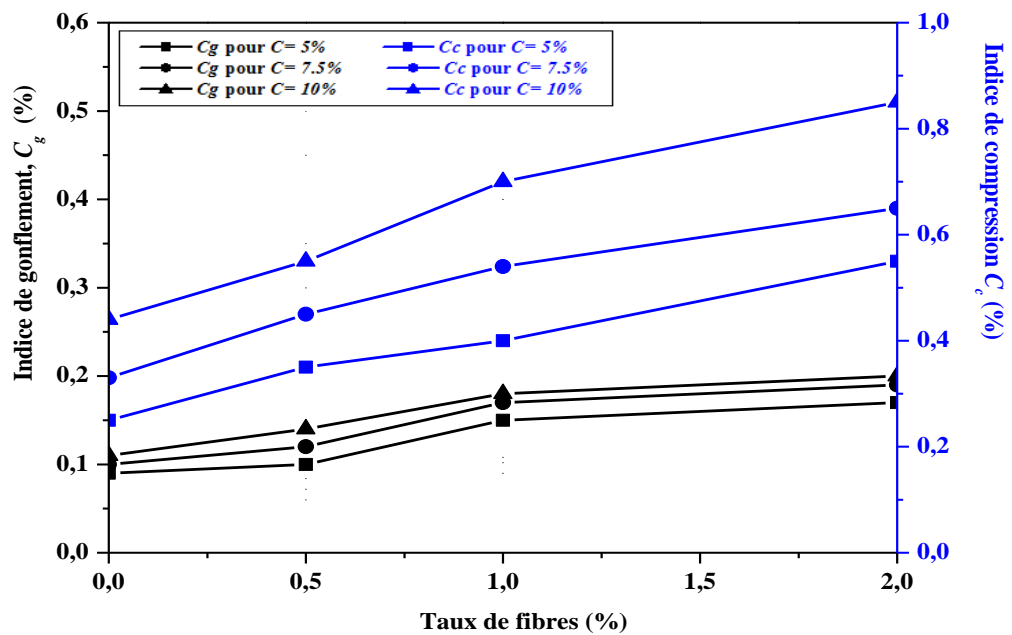


Figure 3.42. Effets de teneur en fibres et de ciment sur les indices de compression et de recompression des mélanges [BEK19].

3.7.15 Effets des fibres de caoutchouc de pneus usés sur l'indice de recompression

La Figure 3.42 présente l'indice de recompression en fonction de la teneur en fibre de caoutchouc de pneus et en ciment. En général, les valeurs de l'indice de recompression C_g sont presque 5 fois inférieures à C_c [BAR97]. Pour tous les échantillons testés, le C_g est environ 3 ou 4 fois plus petit que le C_c et augmente avec l'augmentation des teneurs en fibres de caoutchouc et en ciment. Les valeurs de C_g vont d'un minimum de 0,09 à un maximum de 0,2. La valeur de C_g de la bentonite stabilisée avec 5, 7,5 et 10% de ciment augmente de 47,06%, 47,37% et 45% avec l'augmentation des ratios de fibres de pneus de 0,5, 1 et 2% respectivement. Grâce à l'étude [KOR15], il a également été montré que les caractéristiques physiques les plus influentes des sols sur le C_g sont la limite de liquidité et le taux de vide initial.

3.7.16 Influence de la teneur en ciment sur la résistance à la compression (R_c)

Les résultats de la Figure. 3.19 - 22 montrent que la résistance à la compression (R_c) d'échantillons cimentés renforcés de fibres augmentait

avec l'augmentation du taux de ciment. La figure 3.22 montre que la résistance maximale des spécimens cimentés renforcés de fibres augmente avec l'augmentation du pourcentage de ciment de 5 à 10%. Par exemple. L'augmentation du pourcentage de ciment de 5 à 7,5% pour les échantillons cimentés renforcés de fibres avec 0% et 1% de fibres de caoutchouc entraîne une augmentation de 4,46% et 5,53% de la résistance à la compression simple.

3.7.17 Influence de la teneur en fibres de caoutchouc de pneu sur la résistance à la compression (R_c)

Sur la figure 3.43, on peut observer que le R_c d'un sol argileux stabilisé par le ciment augmente avec l'augmentation de la teneur en fibres de caoutchouc des pneus. Par exemple. L'ajout de 0,5% et de 2% de fibres de caoutchouc à la bentonite stabilisée à 10% de ciment entraîne une augmentation de 35,75% et de 94,57% du R_c . L'augmentation de R_c due à l'ajout de fibres de caoutchouc est quantifiée par le rapport d'augmentation de la résistance R dans Eq. (3.1). C'est le rapport entre le R_c des éprouvettes cimentées renforcées de fibres de caoutchouc et celui des éprouvettes non renforcées de fibres de caoutchouc. C'est:

$$R = \frac{R_{C(fibre=0, 0.5, 1, 2\%)}}{R_{C(nonfiber)}} \quad (3.1)$$

Les résultats de R sont illustrés à la Figure 3.43. Une valeur maximale de R de 2,55 a été obtenue pour les échantillons avec un taux de fibres de 2% et un taux de ciment de 7,5%. Des essais ont été effectués sur des échantillons de fibre d'alcool polyvinylique (PVA) à 1% mélangés à 6% de sable cimenté, et il a été observé que R était environ de 3,5 et était significativement plus élevé que ceux des échantillons renforcés avec 1 % de fibres traitées [SUN11].

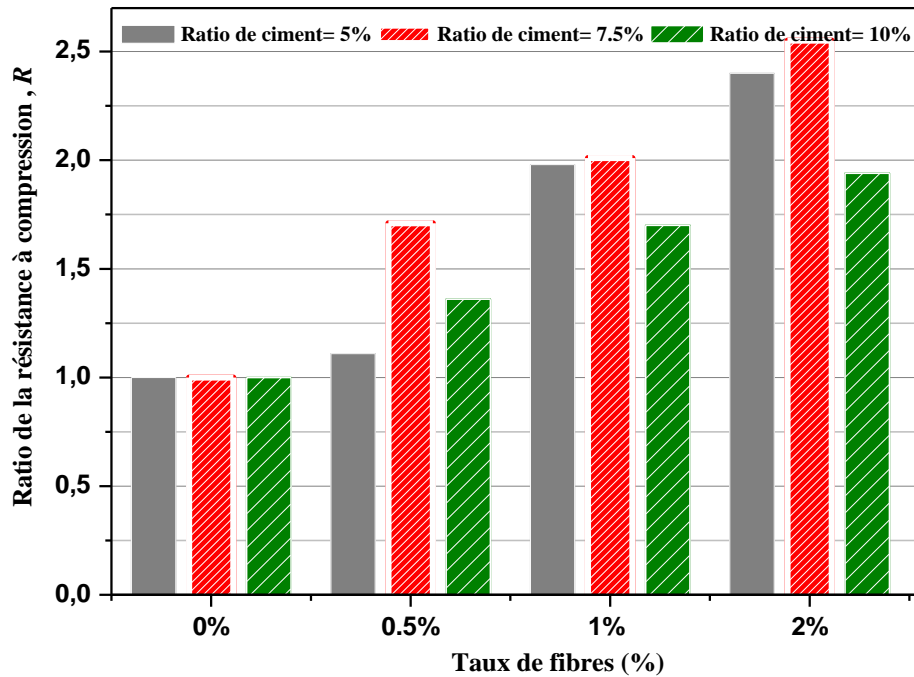


Figure 3.43. Influence de teneur en fibres et ciment sur le ratio de résistance à la compression R [BEK19].

3.7.18 Déformation axiale et indice de ductilité (R_c)

La figure 3.44 présente les résultats de la déformation axiale à la résistance maximale de la bentonite cimentée renforcée par des fibres de caoutchouc. L'observation de cette figure indique que, lorsque le taux de fibres de caoutchouc augmente, la compression axiale à la résistance jusqu'au peak augmente. Par exemple, l'ajout de 1 à 2% de fibres de caoutchouc à la bentonite stabilisée à 10% de ciment induit une augmentation de 25% de la déformation axiale à la résistance maximale de compression. La notion de ductilité est présentée ici et utilisée pour déterminer le fait de la bentonite cimentée renforcée par des fibres de caoutchouc. Pour les échantillons de matériaux structuraux (bentonite cimentée renforcée par des fibres de caoutchouc), la ductilité définit l'aptitude d'un matériau ou d'un système structural à supporter une déformation inélastique avant l'effondrement sans perte de résistance significative [BYU04]. Dans ce travail expérimental, l'indice de ductilité D est proposé et défini pour décrire la ductilité d'échantillons cimentés renforcés de fibres comme suit:

$$D = \frac{\Delta_{fibre}}{\Delta_{nonfibre}} \quad (3.2)$$

En Eq. (3.2) Δ_{fibre} est la déformation axiale à la résistance maximale dans la bentonite stabilisée par ciment et renforcée par des fibres de caoutchouc, et $\Delta_{nonfibre}$ est la déformation axiale à la résistance maximale dans la bentonite stabilisée par ciment et sans fibres de caoutchouc. Les résultats du calcul de la valeur de la ductilité **D** pour différents échantillons renforcés avec 0, 0,5, 1 et 2% de fibre de caoutchouc sont regroupés dans le tableau 3.18 et illustrés dans la figure 3.45. L'observation de cette figure montre que la valeur de **D** pour un échantillon avec un taux de ciment de 10% augmente de 1,8 à 5, lorsque le taux de fibres augmente de 0,5% à 2%. Cependant, la valeur **D** ne semble pas dépendre du ratio du ciment à 0% des ratios de fibres. Sung-Sik a étudié la résistance à la compression et la ductilité du sable cimenté renforcé de fibres de PVA et a conclu que le sable cimenté renforcé de fibres avec un taux de ciment de 2% était 3,5 fois plus élevé que le sable cimenté non renforcé de fibres. L'effet de l'inclusion de fibres était le plus apparent dans les échantillons cimentés à 2% [SUN11]. Sung-Sik Park [SUN11] a également indiqué que la valeur de **D** pour un spécimen avec le taux de ciment de 6% et un ratio de fibres de 1% est d'environ 4,5, ce qui est approximativement similaire à celle de 5 pour le spécimen de cette étude avec un taux de ciment de 10% et un taux de 2% de fibres. Cet indice peut indiquer le degré d'extensibilité des fibres dans la bentonite cimentée et faciliter la sélection des fibres appropriées pour une cimentation donnée. Pour les sols légèrement cimentés, l'utilisation de fibres de caoutchouc semble créer une forte interaction de friction entre les fibres et les particules de bentonite.

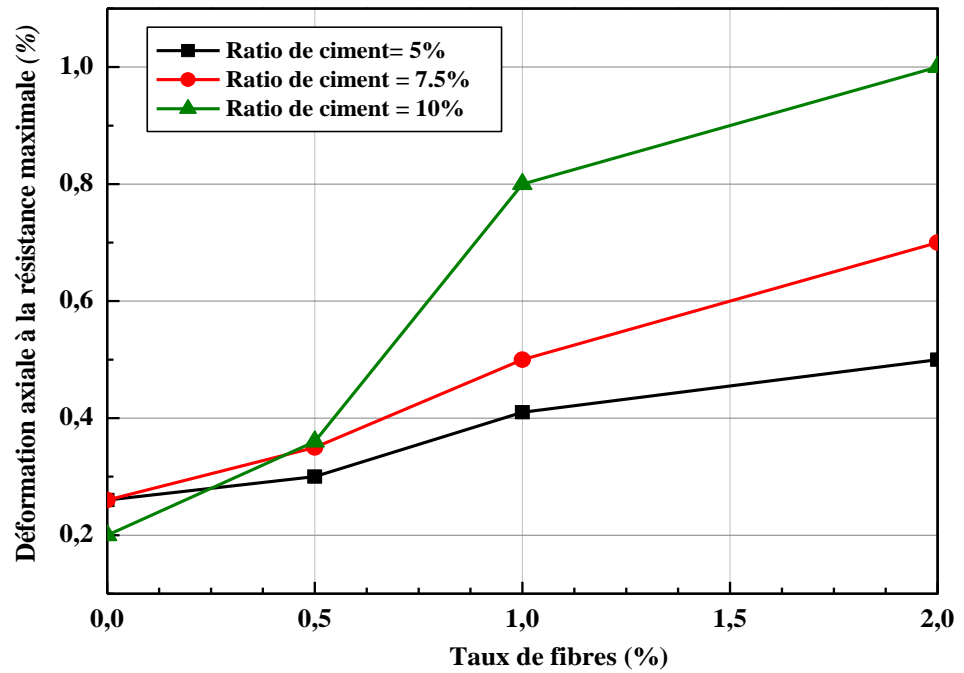


Figure 3.44. Effets de taux de fibres sur la déformation axiale à la résistance maximale pour différents mélanges [BEK19].

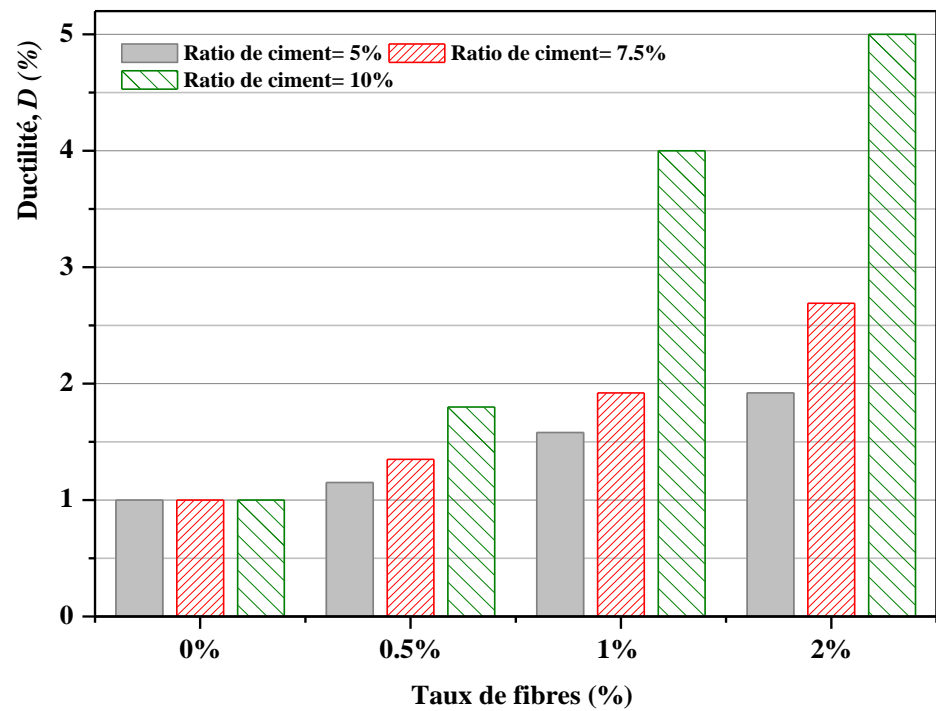


Figure 3.45. Influence de la teneur en fibres sur la ductilité D de différents mélanges [BEK19].

3.8 Conclusion

Plusieurs conclusions ont été tirées dans la première partie dans ce chapitre, à travers les séries d'essais effectués sur l'effet de l'ajout de fibres de caoutchouc de pneus usés sur plusieurs paramètres des deux sols argileux (Bentonite et argile) à savoir : la granulométrie, les limites de consistances, les paramètres de compactage, les paramètres de gonflement, la densité et les paramètres de la résistance aux cisaillements. Nous allons en citer les plus remarquables :

- Selon le système de classification des sols (Unified USCS) et après la classification de diagramme de Casagrande, le sol Ayaida (A) est défini comme une argile à faible plasticité (CL) et La bentonite de Maghnia est définie comme étant une argile à haute plasticité (CH).
- La classification des sols basée sur la surface spécifique totale montre que, la bentonite de Maghnia contient un fort pourcentage en montmorillonite Na^+ et que l'argile Ayaida contient un fort pourcentage en Montmorillonite calcique.
- Le pourcentage des particules fines et la surface spécifique de la Bentonite de Maghnia sont élevés par rapport à l'argile d'Oran.
- Selon la classification Chassagneux et al. (1996) l'essai au bleu de méthylène, les deux sols A et B classent un sol très argileux.
- L'ajout des fibres en caoutchouc de pneus usés pour les deux sols B et A réduit généralement les limites de consistances.
- Les résultats d'une campagne expérimentale visant à déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques des agrégats des pneus usés dont les résultats trouvés sont synthétisés avec ceux de la littérature. A partir de cette base de données expérimentale, on propose des modèles mathématiques d'estimation des principales caractéristiques physique et mécanique nécessaires pour l'ingénieur. Les résultats donnés par les modèles mathématiques cubiques sont en très bonne concordance avec les résultats expérimentaux.
- Selon la littérature, l'angle de frottement interne augmente avec le taux de déformation imposé. Par rapport à la taille des particules, la cohésion et l'angle de frottement interne ne présentent pas une régression linéaire.
- Les indices de compression et de recompression augmentent progressivement avec la teneur en caoutchouc des pneus usés pour les deux sols argileux. Ils dépassent le double pour 50% de fibres.

- Les mélanges échantillons d'argile expansive avec des fibres de caoutchouc des pneus usés réduisent le potentiel et la pression de gonflement. Ceci peut être attribué au remplacement de l'argile gonflante en fibre de caoutchouc de pneus usés, et la résistance offerte par les fibres de gonflement au contact de l'argile-fibre.
- Les essais de gonflement libre ont permis de définir le potentiel de gonflement et la pression de gonflement des sols argileux. Cependant, les variations de ces grandeurs sont en fonction de l'état initial du sol (teneur en eau, densité sèche), de la charge et du chemin de contrainte appliqués.
- La réduction du potentiel de gonflement pour 10% de teneur en caoutchouc de pneus usés est d'environ 1,5 pour l'argile à faible plasticité par rapport à l'argile de haute plasticité. Pour 20%, 25% et 50% de teneur en fibres de caoutchouc de pneus usés ; la réduction est d'environ le même pour les deux sols argileux.
- L'effet de la teneur de caoutchouc est similaire pour les deux argiles étudiées sur les paramètres mécaniques des sols (C , ϕ), plus la teneur en caoutchouc de pneus usés augmente plus la réduction de la cohésion et l'angle de frottement diminue.

La deuxième partie vise à identifier l'effet des fibres de caoutchouc de pneus usés sur le sol argileux (bentonite) stabilisé par le ciment. Les détails de la présente étude peuvent être notés comme suit :

- La teneur en eau optimale a augmenté tandis que la densité sèche maximale diminue avec l'ajout de fibres et de ciment. La densité sèche diminue en raison du poids léger des fibres de caoutchouc du pneu, tandis que la teneur en eau optimale augmente en raison de l'absorption excessive de l'eau par le ciment.
- Renforcer les échantillons d'argile gonflante avec des fibres de caoutchouc de pneus et du ciment réduit le potentiel et la pression de gonflement. Cela peut être attribué au remplacement de l'argile expansive par des fibres de caoutchouc et de ciment, ainsi que par la résistance des fibres au gonflement par contact des fibres d'argile.
- Les indices de compression et de recompression augmentent proportionnellement avec l'augmentation du contenu en fibres des pneus usés de caoutchouc et ciment.

- Le R_c des spécimens cimentés renforcés de fibres augmentait avec la teneur en ciment. Le ciment augmente la durabilité et la dureté des échantillons de sol argileux.
- Le R_c du sol argileux stabilisé par le ciment augmente avec la teneur en fibres de caoutchouc et le R_c maximum a été atteint avec une teneur en fibres de caoutchouc de 2%. Les fibres de caoutchouc de pneus usés ont contribué à une augmentation précieuse de la ductilité de l'échantillon renforcé par des fibres par rapport à l'échantillon renforcé par du ciment, en conséquence d'une augmentation considérable de la cohésion au sein de cet échantillon renforcé par des fibres.
- La valeur de déformabilité augmente avec l'augmentation de la teneur en fibres de caoutchouc.
- L'indice de ductilité (D) augmente de manière significative avec l'augmentation du taux de fibres, et le maximum (D) a été atteint avec une teneur en fibres de caoutchouc de 2%. À 0% du ratio de fibres de caoutchouc, (D) n'était pas influencé par le ratio du ciment.

Un bon accord général entre les différentes classifications considère que le potentiel et la pression de gonflement de l'argile de Maghnia sont plus élevés que ceux de l'argile Ayaida. Néanmoins, ce classement reste à confirmer par estimation indirecte par des modèles mathématiques du potentiel et la pression de gonflement des mixtures.

4 Estimation mathématique du potentiel et la pression de gonflement des mixtures

3.9 Introduction

Les méthodes indirectes consistent à établir une corrélation entre le taux de gonflement ou la pression de gonflement et quelques paramètres géotechniques faciles à obtenir au laboratoire. Ainsi, après avoir déterminé les paramètres géotechniques du sol, l'emploi de formules empiriques permet d'estimer rapidement le potentiel de gonflement du sol, c'est-à-dire d'estimer ou de quantifier le gonflement et (ou) la pression de gonflement qui peuvent se développer en cas de variations des conditions hydriques et (ou) mécaniques.

Ainsi dans ce chapitre, on traite les deux premiers points, c'est-à-dire l'identification et la prévision. À cet effet, sont présentées les diverses classifications utilisées dans la pratique pour apprécier le caractère gonflant des sols et mixtures sol-fibres de caoutchouc aux deux argiles (la Bentonite de Maghnia et l'argile d'Oran) ; celles-ci sont basées sur des paramètres déterminés à partir d'essais géotechniques simples. Une synthèse des modèles statistiques disponibles dans la littérature, qui permettent d'estimer indirectement la pression et l'amplitude de gonflement, est également proposée. Ainsi pour estimer l'amplitude et la pression de gonflement, on a programmé les calculs avec le logiciel du calcul scientifique <Scilab> pour réaliser le travail et directement par l'essai œdométrique de gonflement libre en mesurant les paramètres de gonflement «la pression et le taux de gonflement».

4.2 Position du problème

Il s'agit d'estimer mathématiquement le potentiel de gonflement et la pression de gonflement des différentes mixtures formées d'argiles et les fibres de caoutchoucs de pneus usés.

4.2.1 Objectifs

A partir des modèles mathématiques d'estimation du gonflement, le potentiel et la pression de gonflement sont calculés puis comparés aux valeurs expérimentales.

4.2.2 Outil (scilab)

Le logiciel de calcul <Scilab> : abréviation de « scientific laboratory », est un logiciel de calcul scientifique développé depuis 1990 par L'INRIA « Institut National des Recherches en Informatique et en Automatique de France » et L'ENPC « Ecole National des Ponts et Chaussées de Paris ». Il est téléchargeable gratuitement à l'adresse <http://www.scilab.org>.

Le Scilab est un environnement agréable pour faire du calcul numérique et il permet d'accéder de façon aisée à des méthodes usuelles de cette discipline, par exemple :

- ✓ Résolution de systèmes linéaires,
- ✓ Calcul de valeurs propres, vecteurs propres,
- ✓ Transformée de Fourier rapide,
- ✓ Plusieurs méthodes de résolution d'équations différentielles et d'équations aux dérivées partielles,
- ✓ Plusieurs algorithmes d'optimisation,
- ✓ Résolution d'équations non-linéaires

Il existe deux moyens d'utiliser un programme (ou une fonction) :

a. La fenêtre console :

A l'intérieur de cette fenêtre (Figure 4.1), on peut rentrer une suite d'instructions sur la ligne matérialisée par une flèche --> qu'exécutera ensuite le logiciel. Si l'instruction est suivie d'un point virgule, elle est simplement exécutée. Si elle est suivie d'une virgule ou simplement d'un return / entrée le résultat apparaît dans la fenêtre. Dans le cas où l'instruction ne comporte pas d'affectation (signe =) à une variable, le résultat apparaît à la suite du mot "ans" (answer=réponse). Les appels à des fonctions graphiques entraînent l'ouverture d'une fenêtre spécifique. Les instructions très longues peuvent être tapées sur plusieurs lignes en utilisant le symbole de continuation à la fin de la ligne.

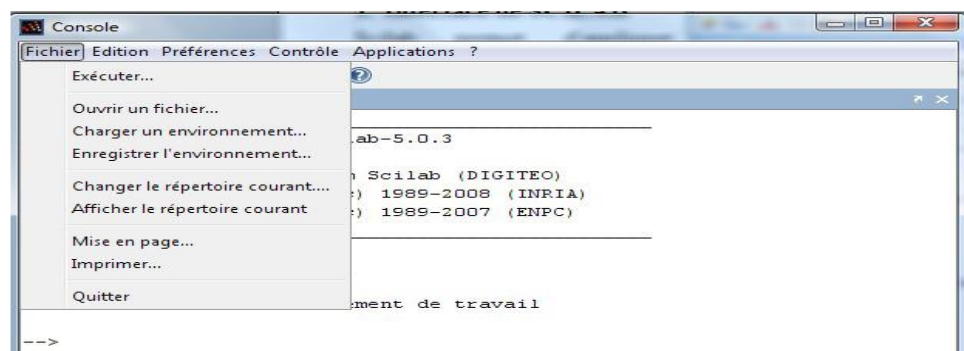


Figure 4.1. La fenêtre console du logiciel Scilab (Marie Postel, 2009)

b. L'éditeur Scipad :

Depuis la version 2.7 Scilab propose un éditeur Scipad (Figure 4.2) intégré permettant d'écrire les scripts sans sortir de l'environnement. L'utilisateur peut aussi démarrer un éditeur que l'on peut trouver dans l'onglet Applications (le Bloc Note de Windows ou tout autre éditeur simple peut également convenir). Une fois le programme ou la suite de fonctions enregistrés dans un fichier (normalement au format `.sce` ou `.sci` mais Scilab peut ouvrir les fichiers `.txt`), il faut aller dans l'onglet Fichier de Scilab pour l'exécuter ou bien dans l'onglet Exécuter de l'éditeur.

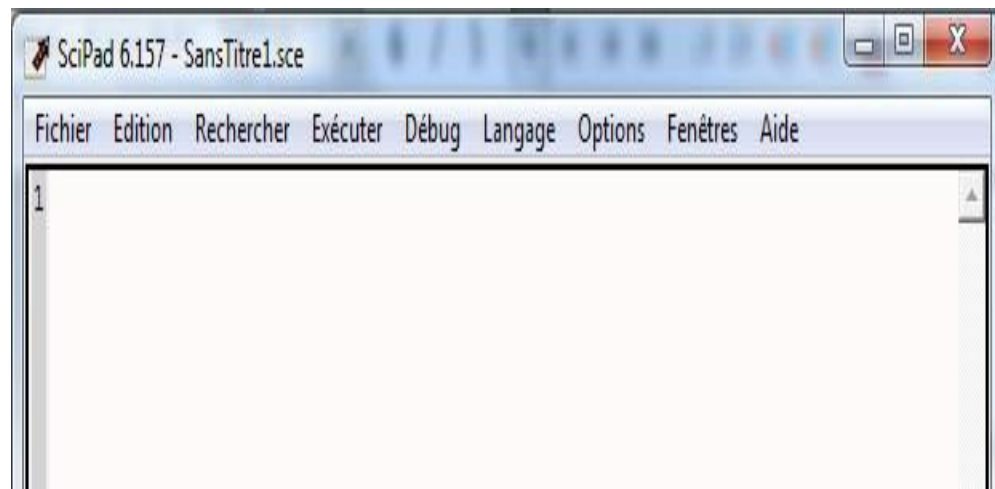


Figure 4.2. *L'éditeur Scipad (Marie Postel, 2009)*

4.3 Estimation indirecte du potentiel de gonflement

Un nombre considérable d'approches empiriques introduites par différents auteurs pour évaluer le potentiel de gonflement des sols, en corrélation avec les limites de consistance, teneur en eau, la densité sèche et la profondeur des échantillons de sol [SEE62]; [CHE87].

Le tableau 4.1 présente le potentiel de gonflement estimé des sols et de leurs mélanges selon Seed et al. (1962), Daksanamurthy Raman (1973) et Chen (1987).

Tableau 4.1. *Potentiel de gonflement estimé (en fonction des limites d'Atterberg) des échantillons testés.*

Echantillon	Potentiel de gonflement estimé		
	Seed et al. (1962)	Daksanamurthy and Raman (1973)	Chen (1987)
100% A	Elevé	Moyen	Elevé
90% A +10 % F	Elevé	Moyen	Elevé
80% A +20 % F	Elevé	Moyen	Elevé
75% A +25 % F	Elevé	Moyen	Elevé
50% A +50 % F	Moyen	Moyen	Moyen
100% B	Très élevé	Très élevé	Très élevé
90% B +10 % F	Très élevé	Très élevé	Très élevé
80% B +20 % F	Très élevé	Très élevé	Très élevé
75% B +25 % F	Très élevé	Très élevé	Très élevé
50% B +50 % F	Elevé	Très élevé	Très élevé

En se basant sur les paramètres géotechniques, une évaluation qualitative du potentiel de gonflement des argiles de la bentonite de Maghnia, et l'argile d'Oran est effectuée selon la classification proposée dans la littérature. La comparaison des prévisions de potentiels de gonflement en utilisant cette classification est donnée par le Tableau (4.1). D'après ce tableau nous avons constaté un bon accord général entre ces diverses classifications.

Les caractéristiques physiques sont de bons indicateurs pour l'estimation du gonflement des sols.

Les modèles utilisés pour la prévision de l'amplitude et la pression de gonflement ont été rapportés de la littérature et leurs expressions sont données dans le Tableau 4.2 et le Tableau 4.3. Ces modèles sont utilisés pour prédire le taux et la pression de gonflement des échantillons testés d'argile. Ces modèles empiriques mettent en relation les paramètres de gonflement avec les paramètres géotechniques déterminés à partir des essais d'identification.

Les modèles de Seed et al, ne tiennent pas compte la teneur en eau naturelle qui, à notre avis, reste un paramètre déterminant dans le processus de gonflement. Ces modèles n'utilisent que des paramètres interdépendants (la teneur en argile, l'activité et l'indice de plasticité),

4.4 Modèles mathématique de prévision de gonflement

Afin d'évaluer l'applicabilité et l'utilité des nombreux modèles empiriques de prévision proposés par différents auteurs, une estimation des paramètres de gonflement des sols étudiés (*taux de gonflement et pression de gonflement*) a été effectuée, en utilisant quelques modèles empiriques qui font intervenir en plus des paramètres géotechniques simples, les conditions initiales comme la teneur en eau et/ou le poids volumique sec.

4.4.1 Estimation du taux de gonflement

Afin d'apprécier l'aptitude au gonflement des sols étudiés, des méthodes indirectes et directes sont employées. Les méthodes indirectes sont basées sur des paramètres déterminés à partir d'essais géotechniques simples. Les méthodes directes s'appuient sur la mesure de paramètres expérimentaux de gonflement obtenus par l'essai œdométrique [DJE01]. Après choisir les modèles empiriques et pour faciliter les calculs on a travaillé avec le logiciel de calcul <Scilab>.

Les modèles empiriques utilisés ont été développés à partir de l'analyse des résultats obtenus, à la fois sur des sols compactés à l'optimum Proctor (équations 1, 2, 3, 6, 7, 8 et 12) et aussi, sur des sols naturels intacts à différentes teneurs en eau et différents poids volumiques secs (équations 4, 5, 9, 10, 11, 13, 14 et 15).

Tableau 4.2. Modèles d'estimation du taux de gonflement (S %)

Modèles empiriques	Expression mathématique
Taux de gonflement (S %)	
Seed et al 1 (1962) (eq.1 et eq.2)	$S = 0,1670877.A.C+0,8221577$ $S = 2,16.10^{-3} (I_p)^{2,44}$ S et I_p sans unités (-)
Nayak et Christensen (1971) eq(3)	$S=0,0229.(I_p)1.45.C/W_n+6.38$
Vijayvergiya et Ghazzaly (1973) (eq.4 et eq.5)	$\log S = 1/19,5(6,242\gamma_d + 0,65W_L - W_n - 130,5)$ $\log S = 1/12(0,4W_L - W_n + 5,5)$ γ_d (kN/m ³), w_L et w_n en chiffre décimal et S en pourcent.
Johnson et Snethen (1978) (eq.6)	$\log S = 0,036W_L - 0,0833W_n + 0,458$ S est le gonflement libre en pourcent ; w_L et w_n en chiffre décimal.
Seed et al 2 (eq.7)	$S = 0,1823723.I_p + 0,4559623$
Bekkouche et Aissa mamoun (2000) eq(8)	$\text{Log } S = -0,1.Z + 1,06.A - 0,22 \gamma_d - 0,04.W_n + 0,8$

4.4.2 Estimation de la pression de gonflement

Le Tableau 4.3 regroupe les modèles d'estimation de la pression de gonflement

Tableau 4.3. Modèles d'estimation de la pression de gonflement (P_s , %)

Modèles empiriques	Expression mathématique
Pression de gonflement (P_s)	
David et Komornik (cités par Kabbaj, 1989) Eq(9)	$\log P_s = 2,08W_L + 0,00688\gamma_d - 2,69W_n + 0,132$ P_s en kPa ; w_L et w_n en chiffre décimal et γ_d en kN/m^3 .
Vijayvergiya et Ghazzaly(1973) eq(10) et eq (11)	$\log P_s = 1/19,5(6,24\gamma_d + 0,65W_L - 100)$ $\log P_s = 1/12(0,4W_L - 2,69W_n + 23,6)$ P_s en kPa, γ_d en kN/m^3 , w_L et w_n sont en chiffre décimal
Brackley (1975) (eq.12)	$\log P_s = (5.3-147e_v/I_p)$; P_s en kPa
David et komornik (Bekkouche et al, 2000c) (eq.13)	$\log P_s = -0.0078182W_L + 0.006432451 \gamma_d - 0.00611536W_n + 1.1328183$
Bekkouche et Aissa mamoun (2000) Eq(14) et eq (15)	$\log P_s = 0.01I_p + 1.26.\gamma_d - 0.008W_n - 0.1M - 2.179$ $\log P_s = -0.001W_n I_p + 0.024W_L + 0.1M - 0.713$

Dans les relations ci-dessus, A , C , Z , w_n , w_L , γ_d , I_p représentent respectivement l'activité, la teneur en argile (en pourcent), la profondeur (en m), la teneur en eau naturelle (en pourcent), la limite de retrait (en pourcent), la limite de liquidité (en pourcent), le poids volumique sec (en kN/m^3), l'indice de plasticité. Le paramètre M est un facteur qui caractérise le poids de la procédure utilisée pour mesurer le paramètre en question. Ce paramètre est égal à 1 pour la procédure du gonflement libre [DJE01].

Pour l'amplitude et la pression du gonflement, les résultats des modèles restent discutables à cause des écarts constatés entre les mesures directes et les calculs estimés par programmation de 'Scilab'.

4.5 Dépouillement et interprétation des résultats

Afin de tester l'efficacité des nombreux modèles empiriques de Préviation proposés par différents auteurs, celles-ci ont été appliquées à des sols gonflants, l'argile d'Ayaida et la bentonite (*taux de gonflement et pression de gonflement*), en utilisant quelques modèles empiriques qui font intervenir en plus des paramètres géotechniques simples, les conditions initiales comme la teneur en eau et /ou le poids volumique sec (Tableau 4.2

et le Tableau 4.3). Les résultats des estimations de taux et pression de gonflement à l'aide de programmation de Scilab sont trouvées dans l'Annexe IV et regroupés dans les Tableaux (4.4- 4.5). La Figure (4.3) suivante montre le programme proposé pour calculer le taux et la pression de gonflement.

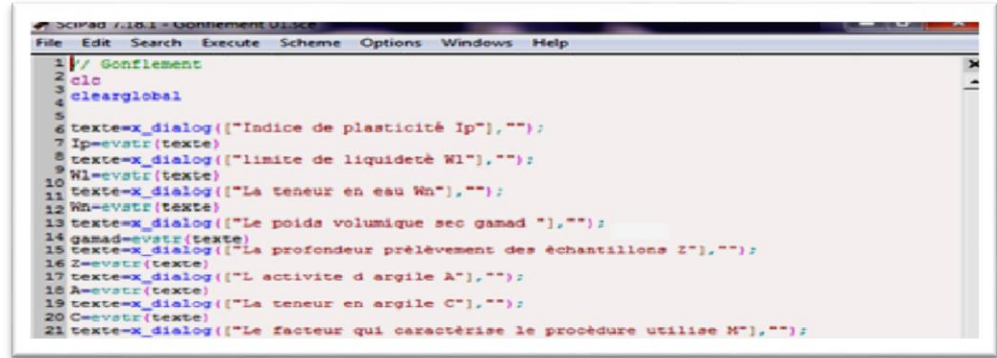


Figure 4.3. Programme propose pour le calcul de taux et pression de gonflement

4.5.1 Taux de gonflement

Les résultats des estimations des taux de gonflement sont donnés dans le Tableau 4.4.

Tableau 4.4. Taux de gonflement mesuré et estimé pour les sols étudiés.

Échantillons	Taux de gonf. Mesuré (%)	Taux de gonflement estimé (%)							
		Eq1	Eq2	Eq3	Eq4	Eq5	Eq6	Eq7	Eq8
100% B	15.75	15.50	130.17	924.7	34.95	3.07	3.09	17	/
90%B +10% P	14.25	15.81	126.7	944.3	9.69	3.06	3.08	16.87	/
80%B +20% P	10.55	11.09	51.0	652.5	1.61	3.00	3.02	11.76	/
75%B +25% P	9.75	6.80	13.5	381.5	0.87	2.94	2.96	7.02	/
50%B +50% P	3.25	5.85	8.68	319.0	0.20	2.93	2.95	5.93	/
100%A	4.75	4.48	4.07	139.7	15.61	2.861	2.867	4.47	/
90%A +10% P	4.1	4.66	4.54	145.7	1.40	2.859	2.865	4.65	/
80%A +20% P	3.25	4.30	3.64	133.6	0.10	2.857	2.862	4.29	/
75%A +25% P	3.00	3.81	2.50	115.5	0.05	2.855	2.86	3.74	/
50%A +50% P	1.05	2.65	0.75	73.0	0.004	2.842	2.846	2.46	/

De grands écarts sont constatés entre les valeurs des paramètres de gonflement directement mesurées et celles fournies par les modèles. Ceci

montre globalement que les modèles étudiés sont inadaptés pour estimer le gonflement des sols étudiés. Seul le taux de gonflement des deux Argiles étudiées (sol A et B) estimé par le modèle de Seed et al1. , (Eq 1 et Eq 2 pour l'argile) et Seed et al2 (Eq 7), reste globalement dans l'intervalle des valeurs mesurées expérimentalement. Ce modèle fait intervenir des paramètres qui semblent déterminants dans le comportement gonflant de ces argiles : l'indice de plasticité, la fraction argileuse et la teneur en eau naturelle. Cependant, il surestime de façon considérable le pourcentage de gonflement de tous les autres échantillons testés. Cette surestimation est due à la grande sensibilité du modèle à l'indice de plasticité (I_p).

Les modèles de Vijayvergiya et Ghazzaly (Eq 5), de Johnson et Snethen (Eq 6) sous-estiment le taux de gonflement des Argiles études et surestiment le taux de gonflement pour les modèles de Vijayvergiya et Ghazzaly (Eq 4). Ces modèles sont très sensibles à la limite de liquidité et de teneur en eau naturelle. La même remarque s'applique aux résultats des modèles de Nayak et Christensen (Eq3) et Johnson et Snethen (Eq 8). Les prévisions de gonflement de ce modèle ne sont pas comparables aux mesures. Ce modèle est très sensible à la teneur en eau naturelle.

4.5.2 Pression de gonflement

Les valeurs estimées pour les pressions de gonflement à l'aide de ces modèles sont inférieures ou supérieures aux résultats expérimentaux pour les argiles (Tableau 4.5).

Tableau 4.5. *Pression de gonflement mesurée et estimée pour les sols étudiés.*

Echantillons	Pression de gonf. Mesuré (%)	Pression de gonflement estimé (%)						
		Eq9	Eq10	Eq11	Eq12	Eq13	Eq14	Eq15
100% B	148	368.02	1394.4	92.79	/	20.28	/	0.252
90%B +10% P	110	310.1	385.5	92.57	/	19.76	/	0.251
80%B +20% P	74	85.92	63.2	90.75	/	18.97	/	0.251
75%B +25% P	70	25.62	33.97	89.02	/	18.67	/	0.25
50%B +50% P	36	21.49	7.64	88.82		18.12	/	0.20
100%A	65	4.42	595.1	86.46	/	19.66	/	0.2474
90%A +10% P	51	4.00	53.41	86.40	/	18.72	/	0.2471
80%A +20% P	39	3.60	3.90	86.33	/	17.76	/	0.2472
75%A +25% P	36	3.38	1.92	86.26	/	17.51	/	0.2474
50%A +50% P	28	2.40	0.14	85.87	/	16.58	/	0.2474

Le modèle de Nayak et Christensen (Eq 11) donne des valeurs de pression de gonflement dans l'intervalle des valeurs mesurées expérimentalement.

Les modèles de Vijayvergiya et Ghazzaly (Eq 10), et de David et Komornik (Eq 9) surestiment la pression de gonflement pour les deux sols. Par contre, les modèles de David et Komornik (Eq 13) et Bekkouche et Aissa mamoun (Eq 15) sous-estiment la pression de gonflement.

Certains modèles utilisés sont déterminés à partir d'échantillons remaniés dont le comportement n'est pas identique à celui des échantillons naturels correspondants. Les écarts importants constatés entre les gonflements mesurés et les valeurs des modèles indiquent que le gonflement des sols étudiés est probablement régi par des paramètres non représentés dans les modèles utilisés. Ces paramètres non pris en compte dans les modèles de prévision proviennent de la nature minéralogique des sols et de leur microstructure interne. Des caractéristiques telles que la nature des minéraux constituant la fraction non gonflante (carbonates dans les argiles d'Argenteuil par exemple), la forme des particules et leur arrangement structurel affectent considérablement le gonflement des sols. Même si les paramètres qui sont utilisés dans les expressions des modèles de prévision dépendent étroitement de ces caractéristiques structurelles, ces dernières n'interviennent pas explicitement dans les modèles.

4.6 Conclusion

Ce chapitre regroupe l'ensemble des essais de gonflement conduits sur les sols étudiés et leurs mélanges dans leurs états remaniés.

L'étude menée sur la prévision du taux et de la pression de gonflement, en privilégiant les modèles basés sur des paramètres, obtenus sur sol remanié, faciles à déterminer en laboratoire, a montré que les modèles de prévision ne sont pas automatiquement applicables à des sols autres que ceux qui ont servi à leur établissement. Globalement, les résultats des calculs effectués avec l'ensemble des modèles diffèrent des mesures.

Pour les sols gonflants, les praticiens ne s'intéressent qu'aux grandeurs mesurables qui sont généralement la pression et l'amplitude de gonflement. Ces valeurs les guident dans le choix du système de fondation.

5 Estimation des modules d'élasticité des mixtures sols - fibres

5.1 Introduction

L'évaluation du comportement effectif d'un composite à l'aide des méthodes analytiques nécessite une connaissance profonde des différentes approches existantes dans la littérature abondante dans ce domaine. Comme l'expliquent Gilormini et Bréchet [GIL99], le choix d'un modèle est gouverné par plusieurs paramètres, et notamment par la géométrie du milieu hétérogène, le contraste mécanique entre les phases et la fraction volumique des renforts.

La prédiction des propriétés mécaniques effectives des composites à l'aide des lois de mélange convenablement validées revêt un grand intérêt pratique en toutes circonstances où les essais sont impossibles, difficiles ou coûteux.

L'homogénéisation est parfois appelée la micromécanique ou la modélisation multi-échelle. C'est une discipline relativement ancienne puisque la loi de mélange bien connue remonte à 1889 avec Voigt. Cependant, beaucoup de travaux théoriques ont été accomplis dans les années 1960 et numériques dans le milieu des années 1980 qui rendent cette discipline jeune et active.

Dans cette étude, il est destiné à appliquer des modèles de matériaux composites pour estimer le module d'élasticité du sol de fibres de caoutchouc de pneus usés. Pour calculer le module d'élasticité en utilisant les méthodes mises au point par des travaux antérieurs et comparés aux modules d'élasticité de référence sont déterminées par des essais expérimentaux.

Nous nous intéressons en premier lieu à une présentation du cas traité en donnant un aperçu sur les différents modèles rhéologiques biphasiques de Voigt, Reuss, Hirsch-Dougill, Popovics, Halpin-Tsai, Hashin et l'estimation de Bache & Napper-Christensen; qui servent à prédire le module d'Young effectif d'un composite biphasique (Sol de fibres de caoutchouc). En deuxième lieu, une étude comparative a été présentée, un calcul de module d'Young effectif des composites (sol-fibres) testés expérimentalement.

5.2 Position du problème

Il s'agit d'estimer le module d'élasticité des sols et des mixtures à partir des lois mélanges biphasiques.

5.2.1 Objectifs

Partant des modules d'élasticité du sol et des fibres de caoutchouc ainsi que les fractions volumiques, les modules d'élasticité seront estimés en utilisant les lois des mélanges biphasiques puis comparés aux modules d'élasticité donnés à partir des modules œdométriques des mixtures.

5.2.2 Méthodologie

La méthodologie ci-dessous sera suivie :

- Choisir les modèles analytiques biphasiques.
- Déterminer les modules d'élasticité pour les deux sols (A et B) et leurs mixtures à partir de l'essai œdométrique.
- Choisir le module d'élasticité des fibres de caoutchouc de pneus usés.
- Les fractions volumiques des sols et des fibres de caoutchouc.
- Calculer le module d'élasticité pour les composites (sol-fibre), utilisant un programme de calcul " Scilab ".
- Comparer des modules d'élasticité des composites après le calcul avec des modules œdométriques testés expérimentalement.

5.3 Techniques d'homogénéisation

Comme l'expliquent Gilormini et Bréchet [GIL99], le choix d'un modèle est gouverné par plusieurs paramètres, et notamment par la géométrie du milieu hétérogène, le contraste mécanique entre les phases matricielles (sols) et la fraction volumique des renforts (fibres de caoutchouc). Rappelons que dans notre cas, nous étudions un matériau composite (sol-fibres de caoutchouc de pneus usés) hétérogène composé de deux phases homogènes: les fibres(ou l'inclusion ; phase a) de fraction volumique V_a , noyé dans le sol (ou matrice, phase m). Chacune de ces deux phases présente un comportement élastique linéaire, homogène et isotrope. Les deux phases sont supposées parfaitement collées entre elles (liaison matrice/inclusion, est supposée une adhérence parfaite), ce qui justifie la

représentation biphasique. Les fibres de caoutchouc de pneus usés sont distribuées de façon homogène dans la matrice de sol. La description multiphasique des matériaux composites constitués d'une matrice élastique.

5.3.1 Lois biphasiques de mélange

La détermination des propriétés effectives consiste alors dans ce cas, à définir le comportement homogène équivalent sol-fibres à partir des caractéristiques de sol et des fibres de caoutchouc de pneus usés.

Les deux lois de mélange de Voigt et Reuss sont simples et incapables de déterminer avec précision acceptable le module d'élasticité du composite parce qu'elles ne tiennent nullement compte de la morphologie du matériau, de la discontinuité du renfort, ni de son orientation et de la véritable nature d'interface matrice/renfort, ces deux bornes sont enrichies en les combinant entre elles. Deux combinaisons proposées par de Larrard [DEL95], Le module d'élasticité effectif est donné pour les deux modèles (Voigt et Reuss) dans le tableau (5.1) par les équations (1) et (2).

Les modèles biphasiques de Hirsch-Dougill, Halpin-Tsai, Popovics & Napper-Christensen conçues à l'origine pour les composites aux particules [NIE68], proposent des modules d'élasticité effectif du composite par les équations (3), (4), (5), (6) et (7) successivement. Les modules d'élasticité effective sont donnés par les expressions dans le Tableau (5.1).

Tableau 5.1. *Le module d'élasticité effectif par les différents modèles analytiques.*

Les modules d'élasticité effectifs	Expression
Modèle Voigt Eq1	$E_{C\text{Voigt}} = E_m V_m + E_a V_a$
Modèle Reuss Eq2	$E_{C\text{Reuss}} = \frac{V_m}{E_m} + \frac{V_a}{E_a}$
Modèle Hirsch-Dougill Eq3	$\frac{1}{E_{CHirsch}} = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{E_{C\text{Voigt}}} + \frac{1}{E_{C\text{Reuss}}} \right)$
Modèle Popovics Eq4	$E_{C\text{Popovics}} = \frac{1}{2} (E_{C\text{Voigt}} + E_{C\text{Reuss}})$
Modèle Halpin – Tsai Eq5	$E_{CHalpin-Tsai} = \frac{3}{8} E_{C\text{Voigt}} + \frac{5}{8} E_{C\text{Reuss}}$
Modèle Hashin Eq6	$E_{CHashin} = \frac{(E_m + E_a) + (E_a - E_m)V_a}{(E_m + E_a) - (E_a - E_m)V_a} E_m$
Modèle Bache et Napper – Christensen Eq7	$E_{CBache} = E_m^V E_a^V$

Où E_m est le module d'élasticité de la matrice du sol, E_a est le module d'élasticité de la phase des fibres, E_C est le module d'élasticité de sol-fibres,

V_m est la fraction volumique du sol comme matrice et V_a est la fraction volumique des fibres de caoutchouc de la phase de renfort. E_C Prend les indices du modèle composite utilisé pour l'estimation du module d'élasticité, Par exemple, E_C Voigt exprime le module d'élasticité de sol-fibres estimées en utilisant le modèle composite de Voigt.

5.3.2 La phrase matricielle "le sol"

Deux sols d'origine et de propriétés physiques différentes ont été choisis. Le premier échantillon provient de la région d'Ayaida à Oran dans le nord-ouest de l'Algérie. Ce sol était à l'origine de plusieurs désordres au niveau des bâtiments. Le deuxième échantillon est de la bentonite fournie par l'unité Bental de Maghnia dans le nord-ouest de l'Algérie.

5.3.2.1 Module de Young élastique du sol

Le module de Young du sol, qui réfère généralement au module élastique de sol, est un paramètre élastique de sol et une mesure de la rigidité du sol. Il est défini comme le rapport de la contrainte le long d'un axe au-dessus de la racine selon l'axe dans la plage du comportement élastique du sol. Le module d'élasticité est souvent utilisé pour l'estimation du tassement du sol et de l'analyse de déformation élastique.

Le module d'élasticité du sol peut être estimé à partir au laboratoire ou in situ ou des tests basée sur la corrélation avec d'autres propriétés du sol. En laboratoire, il peut être déterminé à partir de l'essai triaxial ou indirectement de l'essai œdométrique. Sur le terrain, elle peut être estimée à partir de test de pénétration standard, test de pénétration de Cône, pressiomètre ou indirectement, à partir d'essai dilatométrique. En général, la rigidité du sol et un module d'élasticité dépendent de la cohérence et la densité du sol.

Les valeurs typiques du module de Young pour le matériau cohésif (MPa) (basé sur Obrzud & Truty 2012[OBR12]; compilés de Kezdi 1974; [KER74] et de Prat et al 1995; [PRA95]).

Tableau 5.2. Les valeurs typiques du module de Young pour le matériau cohésif

USCS	Description	Très douce à douce	Moyen	Très rigide à raide	Dur
CL	Argiles à faible et moyen plasticité	0.5-5	5-8	8-30	30-70
CH	Argiles à haute plasticité	0.35-4	4-7	7-20	20-32

CL: Clays with low-medium Plasticity; CH: Clays with high plasticity.

Selon le système unifié de classification des sols (USCS), le sol d'Ayaida est défini comme argile à faible et moyen plasticité (CL). La bentonite de Maghnia est définie comme étant une argile à haute plasticité (CH).

D'après le Tableau (5.2) et la classification des sols (USCS) on choisit le module de Young pour les deux sols étudiés :

Pour tout ce qui suit, la valeur moyenne du module de Young de sol d'Ayaida E_m est égale à $3.509MPa$. Pour la bentonite de Maghnia $E_m=3.972MPa$.

5.3.3 La phase renforcement (Fibres de caoutchouc)

Les fibres de caoutchouc proviennent du déchiquetage mécanique, de trois pneus usagés de véhicule léger, à température ambiante. Une séparation magnétique est ensuite effectuée pour enlever la totalité des fibres d'acier et textile par la densité. Les fibres sont allongées entre 3 mm et 10 mm de long, avec une longueur moyenne de 8 mm: l'échantillon contient aussi de la poudrette de caoutchouc des pneus usés (environ 41% du poids). La densité de la poudrette de caoutchouc est déterminée grâce à un pycnomètre à hélium, elle est de l'ordre de 0.83 et l'absorption d'eau insignifiante. Une photographie de l'échantillon utilisé en caoutchouc de pneus usés est représentée sur la Figure 5.1.

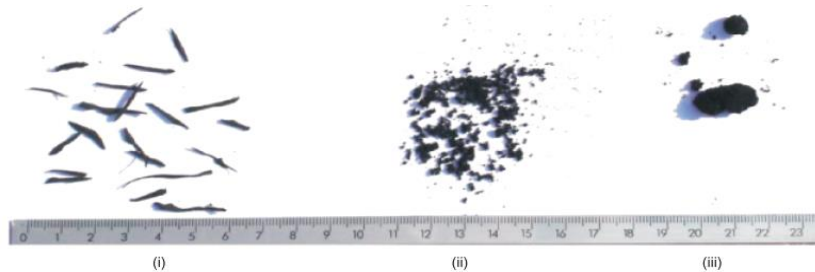


Figure 5.1. Photographies montrant (i) des fibres de caoutchouc des pneus usés, (ii) et (iii) la poudrette de caoutchouc [TRO12].

5.3.3.1 Module de Young élastique des fibres de caoutchouc de pneus usés (la phase deux)

L'étude du module de Young de pneu en caoutchouc elle-même a été étudiée par de nombreux auteurs. Une étude de copeaux des pneus provenant de trois fournisseurs différents, en utilisant les mesures de compressibilité verticale et horizontale de contrainte pour le chargement /

déchargement à faible niveau de contrainte [HUM93]. Les valeurs des modules d'Young varient de 1.2 à 5.1 MPa et les valeurs moyennes de l'éventail de rapport de Poisson 0.20-0.32. L'essai triaxial sur copeaux des pneus de 0.08 à 2.01 po (2 à 51 mm) en taille [BRE84] ; [AHM93] ; [BEN153] ; [MAS96] ; [WU155] et [LEE99].

Des essais ont été effectués en compression à chargement sauf Wu et al [WU97], qui, en outre, l'essai de chargement-déchargement effectuées où de la pression σ_3 de confinement a été réduite par paliers de la pression de consolidation initiale tout en augmentant la charge verticale pour la maintenir constante σ_1 . Le module tangent initial des courbes de contrainte-déformation, analogue au module d'Young, est compris entre 0.3 et 2.5 MPa avec des valeurs plus élevées à des contraintes de confinement supérieur. Hernández-Olivares et Barluenga, [HER04] présentent des propriétés nominales de caoutchouc des pneus de camion, le module d'Young varie de 1.97 MPa à 22.36 MPa, $E = 1.97$ MPa est évaluée à 100% de déformation [AIE10]. La valeur moyenne du module de Young des déchets de caoutchouc de pneus usés E_a est égale à 2.214 MPa qui est trouvée dans ma recherche.

Le coefficient de Poisson du caoutchouc de pneus usés est supposé être de 0.45.

5.4 Module de Young expérimental des deux sols étudiés

L'essai à été réalisé selon la norme (ASTM D 2435) sur tous les échantillons compactés. Cet essai à été effectué dans l'œdomètre conventionnel de 50 mm de diamètre et 20 mm d'épaisseur. La charge est appliquée par paliers maintenus constants successivement croissante suivant un programme défini (0 ; 0.013 ; 0.025 ; 0.051 ; 0.102 ; 0.408 ; 0.815 ; 1.630) MPa. Les variations de la hauteur de l'éprouvette sont mesurées pendant l'essai en fonction de la durée d'application de la charge. Le principe de cette campagne expérimentale est de confectionner des éprouvettes des sols composites et leurs mélanges avec différentes teneurs en fibres (0% ,10%, 20%, 25% et 50%) identiques de même teneur en eau et densité (matériau homogène et isotrope). Les matériaux sont conditionnés dans des sachets fermés hermétiquement et sont conservés à la température ambiante de la salle d'essai ($\sim 20^\circ\text{C}$). Le temps de repos nécessaire pour assurer une répartition homogène de l'eau au sein de l'échantillon pour tous les matériaux composites. Le sol composite est placé dans une enveloppe rigide, on exerce une pression variable à l'aide d'un piston et on mesure les affaissements observés après stabilisation.

Le module œdométrique noté E' varie suivant les pressions correspondant à intervalle de contrainte (Sanglerat).

$$\Delta\sigma = \sigma_1 - \sigma \quad , \quad E' = \frac{1+e}{c_c} \cdot \frac{\Delta\sigma}{\lg\left(1+\frac{\Delta\sigma}{\sigma}\right)} \dots \dots \dots (5.1)$$

Avec e l'indice de vide et σ la contrainte caractérisent l'état initial.

$$E = E' \left(1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}\right) \dots \dots \dots (5.2)$$

Ou ν est le coefficient de poisson du matériau

On peut admettre que cette formule s'applique aux sols en première approximation. Le coefficient de poisson des sols est mal connu, peu de déterminations en ont été faites. Il semble toutefois que $\nu=0.33$ constitue une estimation raisonnable. On écrira donc, en adoptant cette valeur :

$$E = \frac{2}{3} E' \dots \dots \dots (5.3)$$

Le Tableau (5.3) compile le module de Young de composite sol-fibres mesure expérimentalement (E_c^{exp}). Ces premiers essais permettent de tracer les courbes de références pour les comparer ensuite avec des essais sur des composites sols – fibres de caoutchouc avec différentes fraction volumiques. L'essai de compressibilité à l'œdomètre pour les deux sols étudiés est représenté dans l'annexe I.

Tableau 5.3. *Le module d'élasticité de composite sol-fibres mesuré expérimentalement*

Echantillons	σ (MPa)	$\Delta \sigma$ (MPa)	e	c_c	E_c^{exp} (MPa)
A1	1.63	0.815	0.595	0,24	2,05
A2			0.285	0,28	1,41
A3			0.550	0,34	1,41
A4			0.689	0,39	1,34
A5			0.357	0,503	0,83
B1			0.799	0,2591	2,14
B2			0.773	0,34	1,61
B3			0.698	0,4	1,31
B4			0.853	0,55	1,04
B5			0.598	0,923	0,53

5.5 Dépouillement et interprétation des résultats

Les données bibliographiques pour différents sols testés expérimentalement sont compilées dans le tableau 5.4. Les données mécaniques sont E_m le

module d'Young de la matrice, E_a celui des fibres de caoutchouc et E_c^{exp} le module d'Young du sol mesuré expérimentalement. Ainsi que différentes fractions volumiques pour les composites sol-fibres.

Tableau 5.4. *Caractéristiques expérimentales et la fraction volumique pour les composites sol-fibres*

Réf.	V_a	V_m	E_a (MPa)	E_m (MPa)	E_c^{exp} (MPa)
A1	0	1			2,05
A2	0,1	0,9		3.509	1,41
A3	0,2	0,8			1,41
A4	0,25	0,75			1,34
A5	0,5	0,5	2.214		0,83
B1	0	1			2,14
B2	0,1	0,9		3.972	1,61
B3	0,2	0,8			1,31
B4	0,25	0,75			1,04
B5	0,5	0,5			0,53

Dans notre travail on a testé 2 types des sols argileux avec les modules d'Young (3.509 et 3.972) MPa. Chaque type de sol matriciel est mélangé avec renfort des fibres de caoutchouc ayant les modules d'Young (2.214) MPa. Ce qui correspond à un rapport de contraste entre les deux phases variant de (E_a/E_m) variant de 0.56 à 0.63.

5.5.1 Résultats des Approches Prédicatives

A partir des relations explicites des différents modèles analytiques cités ci-dessus. Les modules d'Young des sols sont calculés à partir des essais expérimentalement. Le module d'élasticité effectifs à été estimé en utilisant les modèles composites à l'aide d'une programmation de logiciel de Scilab qui est représenté sur la Figure 5.2 et montre à l'annexe V, et pour une représentation plus lisible, on regroupe les résultats obtenus dans le Tableau 5.5 et représente sur la Figure 5.3 et 5.4 pour les deux sols d'après l'exécution de programme de Scilab.

```

1 /// modules d'elasticité effectifs des sol-fibres
2 clc, ///clear all, close all
3 clear global
4 texte=x_dialog(["Le module de YOUNG de la phase matrice (argile) Em (MPa)"], "");
5 Em=evstr(texte);
6 texte=x_dialog(["Le module de YOUNG de la phase renforcement (fibres de caotchouc) Ea (MPa)"], "");
7 Ea=evstr(texte);
8 texte=x_dialog(["La fraction volumique de la phase matrice (argile) Vm"], "");
9 Vm=evstr(texte);
10 texte=x_dialog(["la fraction volumique de la phase renforcement (fibres de caotchouc) Va"], "");
11 Va=evstr(texte);
12
13
14 close

```

Figure 5.2. *Programme propose pour estimer le module d'élasticité en utilisant les modèles analytiques.*

Tableau 5.5. Modules d'élasticité effectifs des sols-fibres obtenus par les différents modèles analytiques (MPa).

Réf.	$E_{C\text{Voigt}}$	$E_{C\text{Reuss}}$	$E_{C\text{Hirsch}}$	$E_{C\text{Popovics}}$	$E_{C\text{Halpin-Tsai}}$	$E_{C\text{Hashin}}$	$E_{C\text{Bache}}$
A1	3.509	0.285	0.527	1.897	1.494	3.509	3.509
A2	3.380	0.302	0.543	1.841	1.456	3.354	3.351
A3	3.250	0.318	0.560	1.784	1.418	3.205	3.200
A4	3.185	0.327	0.569	1.756	1.399	3.133	3.127
A5	2.862	0.368	0.619	1.615	1.303	2.796	2.787
B1	3.972	0.252	0.474	2.112	1.647	3.972	3.972
B2	3.796	0.272	0.492	2.034	1.593	3.752	3.747
B3	3.620	0.292	0.511	1.956	1.540	3.545	3.534
B4	3.533	0.302	0.522	1.917	1.513	3.445	3.432
B5	3.093	0.352	0.581	1.722	1.380	2.984	2.965

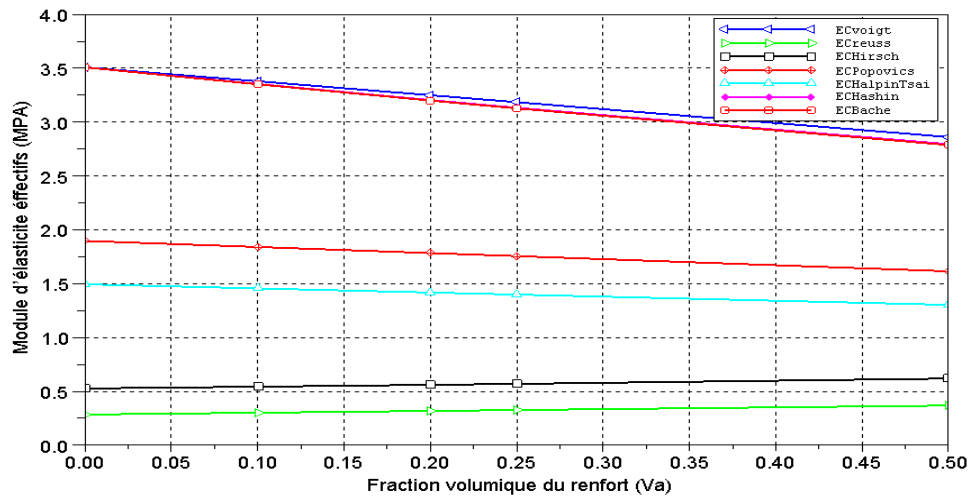


Figure 5.3. Modules d'élasticité effectifs en fonction de la fraction volumique du renfort pour les différents modèles analytiques de l'argile

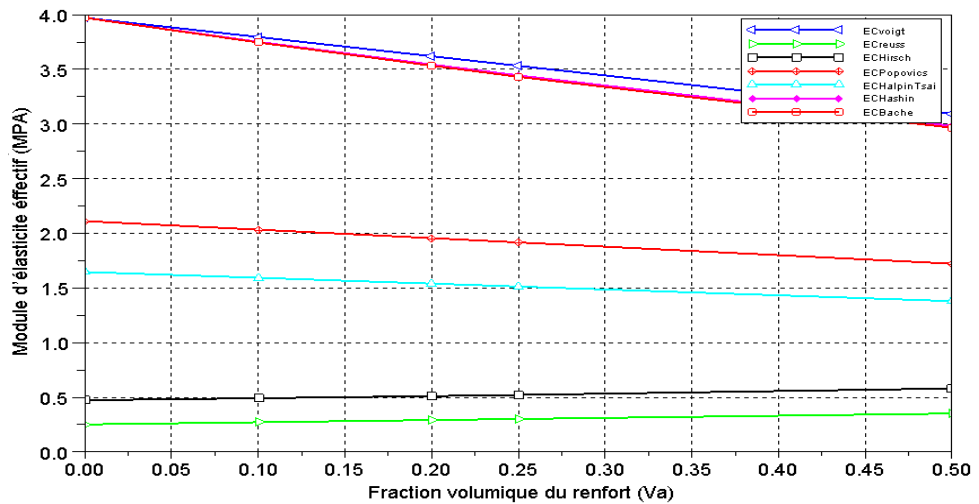


Figure 5.4. Modules d'élasticité effectifs en fonction de la fraction volumique du renfort pour les différents modèles analytiques de la bentonite de Maghnia.

5.5.2 Confrontation des résultats

Nous présentons dans le tableau (5.6) nos résultats issus de l'application des approches analytiques et ceux obtenus par résultats expérimentaux. Afin de tirer le modèle le plus proche pour calculer le module d'Young effectif, on a calculé les écarts (Tableau 5.7) entre les différents modèles prédictifs et les résultats expérimentaux. Les écarts relatifs moyens entre les modules d'Young expérimentaux E_c^{exp} mesurés et les prédictions numériques E_c^{cal} sont calculés par la relation ci-dessous :

$$E_{cart} = \left| \frac{E_c^{cal} - E_c^{exp}}{E_c^{exp}} \right| \times 100 \% \dots \dots \dots (5.4)$$

Tableau 5.6. Modules d'élasticité effectifs (MPa): Confrontation des différents modèles analytiques aux résultats expérimentaux.

Réf	E_{CVoigt}	E_{CReuss}	$E_{CHirsch}$	$E_{CPopovics}$	$E_{CHalpin-Tsai}$	$E_{CHashin}$	E_{CBache}	E_c^{exp}
A1	3.509	0.285	0.527	1.897	1.494	3.509	3.509	2,05
A2	3.380	0.302	0.543	1.841	1.456	3.354	3.351	1,41
A3	3.250	0.318	0.560	1.784	1.418	3.205	3.200	1,41
A4	3.185	0.327	0.569	1.756	1.399	3.133	3.127	1,34
A5	2.862	0.368	0.619	1.615	1.303	2.796	2.787	0,83
B1	3.972	0.252	0.474	2.112	1.647	3.972	3.972	2,14
B2	3.796	0.272	0.492	2.034	1.593	3.752	3.747	1,61
B3	3.620	0.292	0.511	1.956	1.540	3.545	3.534	1,31
B4	3.533	0.302	0.522	1.917	1.513	3.445	3.432	1,04
B5	3.093	0.352	0.581	1.722	1.380	2.984	2.965	0,53

Tableau 5.7. Ecarts (%) sur les modules d'Young entre les prédictions des modèles analytiques et des résultats expérimentaux.

Réf.	E_{CVoigt}	E_{CReuss}	$E_{CHirsch}$	$E_{CPopovics}$	$E_{CHalpin-Tsai}$	$E_{CHashin}$	E_{CBache}
A1	41,58	/	74,29	8,07	37,22	41,6	41,6
A2	58,28	/	61,49	23,41	3,16	58,0	57,9
A3	56,62	/	60,28	20,96	0,56	56,0	55,9
A4	57,93	/	57,54	23,69	4,22	57,2	57,1
A5	71,00	/	25,42	48,61	36,30	69,7	70,2
B1	46,12	/	77,85	1,33	29,93	46,1	46,1
B2	57,59	/	69,44	20,85	1,07	57,1	57,0
B3	63,81	/	60,99	33,03	14,94	63,0	62,9
B4	70,56	/	49,81	45,75	31,26	69,8	69,7
B5	82,86	51	9,62	69,22	61,59	82,2	82,1

L'approximation de Popovics, et Halpin-Tsai présente la gamme des écarts raisonnable qui varie de 1,33% à 69.22% pour Popovics et 0.56% à 61.59%, pour Halpin-Tsai, cela attire notre attention et nécessite une illustration sous forme d'un graphe permettant de distinguer la courbe la plus proche de celle de résultat expérimental.

Les figures (5.5) et (5.6), donnent l'évolution de module d'Young effectif obtenue par les différentes approches prédictives traitées d'après le programme de Scilab et le module expérimentale pour les deux sols ;

l'argile et la bentonite en fonction de fraction volumique de fibres de caoutchouc.

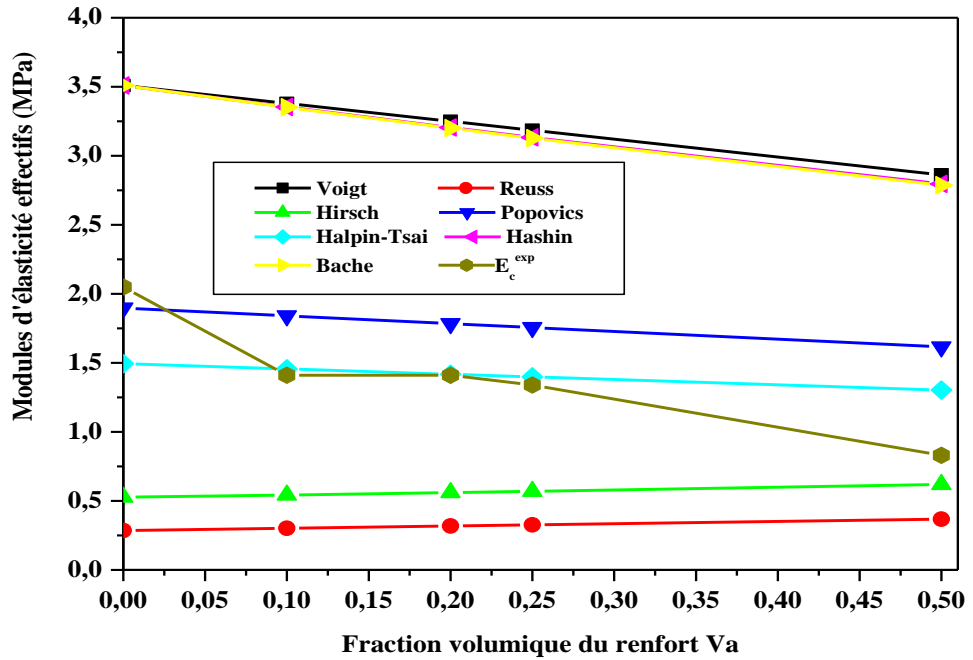


Figure 5.5. Modules d'élasticité effectifs en fonction de la fraction volumique du renfort confrontation des résultats analytiques et expérimentaux pour l'argile d'Ayaida.

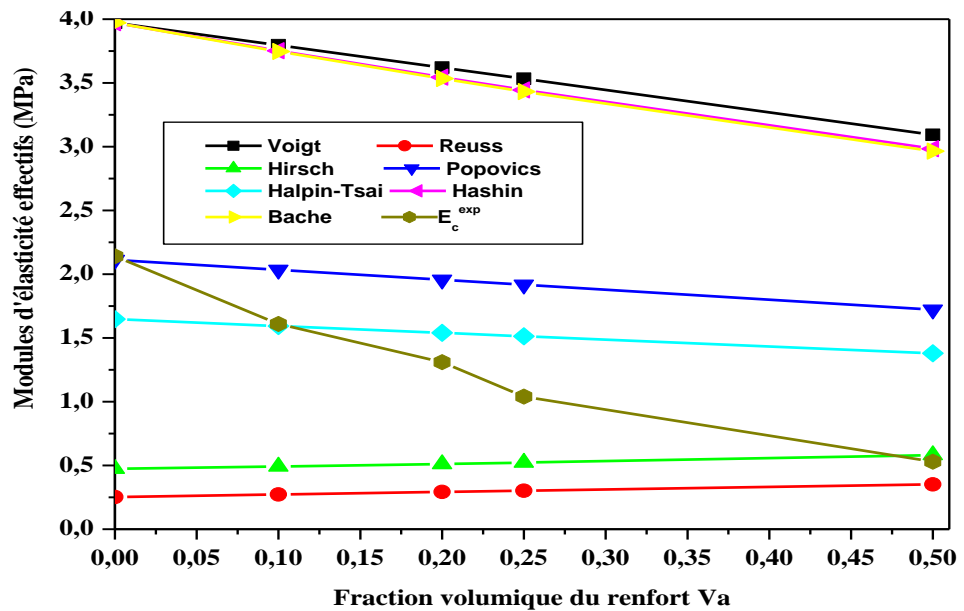


Figure 5.6. Modules d'élasticité effectifs en fonction de la fraction volumique du renfort confrontation des résultats analytiques et expérimentaux pour la Bentonite de Maghnia.

5.6 Conclusion

Notre étude comparative nous permet de conclure que:

- Les résultats obtenus par les approches prédictives illustrés dans les figures 5.5 et 5.6 montrent bien que les modèles Popovics, et Halpin-Tsai donnent des valeurs acceptables que celles des résultats expérimentaux pour les deux sols avec l'ajout de teneur en fibres de caoutchouc de pneus usés. Ce qui rend ces modèles capables de prédire le comportement effectif des composites (sols/fibre).
- Les résultats donnés, montrent que l'ajout des fibres de caoutchouc de pneus usés dans la matrice argileuse, généralement réduit le module d'élasticité pour une teneur en caoutchouc allant de 0 à 50%.
- En outre, le calcul précis et modules étroits de valeurs d'élasticité peuvent évidemment être obtenus en utilisant ces modèles composites. En outre, les modèles composites dans l'estimation du module d'élasticité des sols argileux avec fibres peuvent également être utilisés à la place des modèles de travail précédents avec les hypothèses nécessaires et appropriées.

6 Conclusion générale et perspectives

L'objectif général de cette recherche était d'apporter une contribution à la compréhension et à la caractérisation du retrait-gonflement des sols argileux, à partir de l'étude de deux formations argileuses reconnues comme étant responsables de nombreux dommages observés sur le bâti, en Algérie. Une campagne expérimentale entreprise au laboratoire de mécanique des sols et matériaux du département de Génie Civil à l'UDL et NHC de Sidi Bel Abbès, visant à connaître l'effet d'addition des fibres de caoutchouc issue de pneus usés sur les sols gonflants stabilisés par ciment ou sans ciment.

Les pneumatiques usagés non rechapage représentent des déchets abondants et très préoccupants. Les filières de valorisation classiques n'en traitent qu'une petite quantité de ces déchets. De plus, ces filières sont presque toutes au pays développés.

Ce matériau présente plusieurs avantages. D'abord, les pneus usagés sont des déchets très disponibles et bien répartis sur l'ensemble du territoire. Sa mise en œuvre est facile et ne nécessite pas un matériel spécifique ni des compétences particulières. Les domaines d'utilisation de ces nouveaux matériaux sont variés: ouvrages de soutènements, répartiteurs des contraintes, réducteurs de poussées, absorbeur d'énergie ..., etc.

L'objectif principal de cette thèse s'inscrit dans le cadre de la stabilisation des argiles gonflantes par addition des fibres de caoutchouc issu de pneus usagés. Ainsi, l'influence des fibres de caoutchouc de pneus usés pour évaluer la résistance du sol stabilisé par ciment à l'aide d'essais de compression simple, de comportements de gonflement et de ductilité.

La première étape du programme expérimental de cette étude consiste à la détermination des caractéristiques géotechniques, l'estimation du potentiel de gonflement de deux types d'argile par les méthodes indirectes et la mesure des paramètres de gonflement (*amplitude et pression de gonflement*) par les méthodes directes. Les méthodes indirectes consistent à déterminer une corrélation entre le gonflement libre et/ou la pression de gonflement et quelques paramètres géotechniques. Les méthodes directes se basent généralement sur les méthodes oedométriques. Le plus souvent, les méthodes indirectes restent grossières, et ne peuvent pas remplacer les essais directs. L'essai de compressibilité à l'œdomètre nous a permis de

Conclusion générale

caractériser la déformabilité des sols étudiés et d'obtenir les propriétés suivantes : les coefficients de compressibilité et de gonflement.

Dans la deuxième étape réservée à l'étude du comportement mécanique des argiles stabilisées par l'addition des fibres de caoutchouc issu de pneus usagés (résistance au cisaillement), en plus, on s'intéresse à l'effet sur le comportement mécanique.

L'argile cimentée (bentonite) a été renforcée avec des fibres de caoutchouc de pneus usés distribuées de manière aléatoire pour améliorer la résistance et le comportement fragile du sol. Une série d'essais de résistance de compression a été réalisée sur des échantillons cimentés avec des fibres distribuées de manière aléatoire qui adhèrent bien au ciment. Une étude a été faite L'effet du taux de fibres et du ciment sur la résistance et la ductilité de l'argile cimentée.

L'évaluation du comportement effectif d'un composite à l'aide des méthodes analytiques nécessite une connaissance profonde des différentes approches existantes dans la littérature abondante dans ce domaine pour estimer le module d'Young effectif de matériaux composite (sol-fibres de caoutchouc de pneus usés).

Sur la base des résultats obtenus, plusieurs conclusions peuvent être signalées :

- ✓ L'évaluation des paramètres de gonflement obtenus par les deux méthodes indirectes et directes sont très proches les unes des autres. D'où, une identification primaire à partir des résultats d'essais simples, peut présenter un intérêt considérable puisqu'elle permettra de mieux orienter les reconnaissances ultérieures.
- ✓ L'étude menée sur la prévision du taux et de la pression de gonflement, en privilégiant les modèles basés sur des paramètres faciles à déterminer en laboratoire, a montré que les modèles de prévision ne sont pas automatiquement applicables à des sols autres que ceux qui ont servi à leur établissement. Globalement, les résultats des calculs effectués avec l'ensemble des modèles diffèrent des mesures.
- ✓ En général, l'ajout des fibres de caoutchouc réduit tous les paramètres des consistances pour les deux argiles étudiées.

Conclusion générale

- ✓ En ce qui concerne les paramètres de gonflement, une réduction progressive a été enregistrée avec l'ajout des fibres de caoutchouc. Pour la Bentonite, le taux de gonflement maximal est de 15.75%. Une fois mélangée à des fibres de caoutchouc, le taux de gonflement diminue jusqu'à atteindre 3.25% pour un taux de fibres de 50% avec une réduction d'environ 79%. Pour l'argile d'Oran le taux de gonflement maximal noté est de 4.75 %, avec une réduction de gonflement allant de 13.68% pour un taux de fibres de 10% à une réduction de 77.89% pour un taux des fibres de 50%.
- ✓ Mélange des échantillons d'argile expansive avec des fibres de caoutchouc de pneus usés réduit le potentiel et la pression de gonflement.
- ✓ L'addition des fibres de caoutchouc aux argiles gonflantes réduisent les paramètres mécaniques des sols, l'angle de frottement, la contrainte de cisaillement et la cohésion.
- ✓ L'inclusion des fibres de caoutchouc de pneus a un effet significatif sur la résistance à la compression simple (R_c) et sur la déformation axiale à la résistance maximale. L'argile cimentée renforcée par des fibres (bentonite) avec un taux de fibres de 2% était plus résistante que l'argile cimentée non renforcée. L'effet de l'inclusion de fibres est le plus apparent dans les échantillons cimentés à 10%.
- ✓ En raison du comportement ductile des éprouvettes renforcées de fibres, la déformation axiale à la résistance maximale des éprouvettes avec un ratio de 10% de ciment augmente avec l'augmentation du ratio de fibres. La ductilité augmente de manière significative avec l'augmentation du taux de fibres.
- ✓ L'estimation de modèles Popovics, et Halpin-Tsai est confondue avec celle expérimentale. Ce qui rend ce modèle capable de prédire le comportement effectif des composites (inclusion/Matrice).

Conclusion générale

Ces résultats sont encourageants, et nous pouvons dire que les fibres de caoutchouc issu des pneus usagés semblent être un bon stabilisateur pour les sols expansifs. De plus, la résistance et la ductilité du sol expansif augmentent dans le cas des fibres et du ciment.

Les perspectives de notre travail sont les suivantes :

- ✓ Il serait souhaitable d'effectuer des études supplémentaires et approfondies sur les méthodes de stabilisations.
- ✓ Il serait intéressant de mener une étude sur le comportement mécanique (résistance au cisaillement) des sols stabilisés par ajout des fibres de caoutchouc issu de pneus usagés à l'aide de l'essai triaxiale.
- ✓ Pensé à l'application pratique de la méthode de stabilisation combinée à un site expérimental, voir avantages et inconvénients, pour la validation de cette méthode.
- ✓ De point de vue économique, il serait souhaitable, de mener une étude comparative entre cette méthode et d'autres méthodes de stabilisations.
- ✓ Dans ce travail, l'étude de gonflement a été menée sous une charge faible. L'étude du comportement de ces sols sous une charge et/ou une succion contrôlée dans une gamme étendue de valeurs, entre un état saturé et un état sec, permettrait d'améliorer l'analyse du comportement de ces sols sous des conditions proches de la réalité.
- ✓ Les conductivités hydrauliques et thermiques des sols étudiés sont inconnues. Or ; ces paramètres sont indispensables dans les modélisations des échanges sol-atmosphère et dans la modélisation du comportement mécanique des sols gonflants.

7

Référence bibliographique

- [ABD99] W.S. Abdullah, K.A. Alshibli, M.S. Al-Zou'bi, Influence of pore water chemistry on the swelling behaviour of compacted clays. *Applied Clay Science*, vol. 15(1999), pp. 447-462.
- [ABD87] C. Abdelouahab, H. Ait Amar, A. Gaid, Fixation sur des argiles bentonitiques d'ions métalliques dans les eaux résiduaires, *Rev. Int.Sci. De l'eau*, 3, 33-40. (1987).
- [ABO04] N.Aboubeker, S.M. Aissa Mamoune, Stabilisation des sols gonflants par les sels. Conférence internationale de géotechnique, Beyrouth .pp.1-6 ,2004.
- [ADE99] ADEME - ETRA Journées techniques: Pneumatiques usagés - Mettez la gomme sur la valorisation. Recueil des interventions - Paris -18/11/1999.
- [AHM93] I. Ahmed, "Laboratory study on properties of rubber-soils." Purdue University, Indiana, Joint highway research project, report N°. FHWA/IN/JHRP-93/4. (1993).
- [AFE00] M. Afes, G. Didier, "Stabilisation des sols gonflants" : cas d'une argile en provenance de Mila (Alger), *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, (2000)9, 75-83.
- [AIE10] M. A. Aiello, F. Leuzzi, "Waste tyre rubberized concrete: Properties at fresh and hardened state". *Waste Management*, 30(2010), 1696-1704.
- [AIT84] P.C. Aitcin, G. Ballivy, & R. Parizeau, The use of condensed silica fume in grouting. *Innovative Cement Grouting*. ACI Detroit MI, USA, Publication SP-83, (1984) 1-18.
- [AKB07] S. Akbulut, S. Arasan, E. Kalkan, Modification of clayey soils using scrap tire rubber and synthetic fibers, *Applied Clay Science* 38(2007). pp. 23-32.
- [AKB04] S. Akbulut, A.S. Hasiloglu, Pamukcu, Data generation for shear modulus and damping ratio in reinforced sands using adaptive neuro-fuzzy inference system. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24, No. 11(2004), 805-814.
- [ALA08] N.M. Al-Akhras, M. F. Attom, K. M. Al-Akhras, A. I. H. Malkawi, Influence of fibres on swelling properties of clayey soil. *Geosynthetics International*, 15, No. 4(2008), 304-309.
- [ALA06] A. Alaa, M. Rory, C. Delfin, A. Fikret, Stabilization of marginal soils using recycled materials. Florida department of transportation., (2006).
- [ALA11] L. A. Alamo-Nolea, O. Perales-Pereza, F. R. Roman-Velazquez, "Sorption study of toluene and xylene in aqueous solutions by recycled tires crumb rubber. " *Journal of Hazardous Materials*, 185, No. 1(2011), 107-111.

- [ALO87] E. Alonso, D. W. Gens, Special problems soils. (Session 5) General report. 9th European conference. Soil, mech. And Fond. Eng. Dublin, 1987.
- [ALR05] A.A. Al-Rawas, A.W. Hago, H. Al-Sarmi, "Effect of lime, cement and sarooj (artificial pozzolan) on the swelling potential of an expansive soil from Oman", Building and Environnement, vol. 40(2005), p. 681-687.
- [ALR99] A. A. Al-Rawas, A. McGown, Microstructure of Omani expansive soils. Geotech. J. Can., 36(1999), pp 272-290.
- [AMA99] T. Amari, N. Themelis, I. Wernick, Resource recovery from used rubber tires. Resources Policy, 25, No. 3, 170–188. (1999).
- [ATT97] M.F Attom, The effect of compactive energy level on some soil properties. Applied Clay Science, 1997; 12(1–2): 61-72
- [BAR96] J. Barnon, J. P. Ollivier, «Les bétons bases et données pour leur formulation.» Edition Eyrolles, 1996.
- [BAR97] J. P. Bardet, Experimental soil mechanics, Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ, USA, pp. 583. (1997).
- [BEA82] J. J. Beaudoin "Béton renforcé de fibres" Institut de recherche en construction (IRC), Conseil National de Recherche, Canada, p. 04, 1982.
- [BEK19] M. Bekhiti, H. Trouzine, M. Rabehi—Influence of waste tire rubber fibers on swelling behavior, unconfined compressive strength and ductility of cement stabilized bentonite clay soil—Construction and Building Materials— 2019. Vol. 208, pp 304–313.
- [BEK14] M. Bekhiti, H. Trouzine, A. Asroun — Properties of Waste Tire Rubber Powder— Engineering, Technology & Applied Science Research — 2014. Vol. 4 (4), pp 669-672
- [BEK12] M. Bekhiti, H. Sellaf, H. Trouzine A. Asroun, "Propriétés mécaniques des granulats de caoutchouc issue du broyage des pneus usés", 1st International Conference on Civil Engineering, 8-9 may 2012, Laghouat Algeria [In French].
- [TOU12] H. Trouzine, M. Bekhiti, A. Asroun — Effects of Scrap Tire Rubber Fibre on Swelling Behaviour of Two Clayey Soils in Algeria — Geosynthetics International —2012, Vol. 19 (2), pp. 124-132.
- [BEL93] FG, Bell FG, Engineering treatment of soils, E & FN Spon, London, UK, 1993, pp. 302.
- [BRA10] M. Braja, Das Soil Compaction, in: Principles of Geotechnical Engineering, 7th ed., Cengage Learning, USA, 2010, pp. 114–159.

- [BYU04] J.o. Byung-Wan, Ductility Evaluation of Prestressed Concrete Beams with CFRP Tendons. *Journal of Reinforced Plastics and Composites*. 2004;23(8):843-859.
- [BEL14] F. Belabdelouhab, H. Trouzine, Research and enhancement of used tyres, such as material innovative in Algeria. *Physics Procedia*. 2014;(55):68-74.
- [BEN95] C.C. Benda, "Engineering properties of scrap tire used in geotechnical applications." Vermont agency of transportation, Montpelier, Report No. 95-1(1995)
- [BEN05] B. Benguela, "Etude physico-chimique de la Bentonite de Maghnia " (Tlemcen). 2^{ème} journée d'étude sur les sols gonflants.2005.
- [BER99] J.M. Bertholet, "Matériaux composites comportement mécanique et analyse des structures." 3^{ème} Edition, 1999.
- [BES90] G. Besson, A. Decarreau, A. Manceau, J. Sanz, H. Suquet, Organisation interne du Feuillet: connaissance du Feuillet. Dans A. Decarreau (dir.), *Matériaux argileux: Structure, propriétés et applications*, Soc. Fr. Min. Cristal., Paris, (1990), pp. 7-32.
- [BLA94] B.A Black, A. Shakoor, "A geotechnical investigation of soil/tire mixtures for engineering applications", *Proceedings on the First International Conference on Environmental Geotechnics*, pp. 617-623, 1994.
- [BLE99] A. K Bledzki, J. Gassan, *Composites reinforced with cellulose based fibers*, Elsevier, *Progress in polymer science*, volume 24, pp.221-274, 1999.
- [BOU92] M. Bouchekouk, *Etude du béton renforcé par des fibres de verre enduites de polymère thermoplastiques*. Thèse doctorat, INSA de Lyon, France, 1992.
- [BRA75] I.J. Brackley, Swell pressure and free swell in compacted clay. *Proc. 3rd Int. Conf. On Expansive soils*, Haifa, Vol. 1(1975), PP. 169 - 176.
- [BRE84] T. Bressette, "Used tire material as an alternative permeable aggregate." Report No. FHWA/CA/TL-84/07, Office of transportation laboratory, California department of transportation, Sacramento, CA. 1984.
- [BUL01] F. Bultel, *Prise en compte du gonflement des terrains pour le dimensionnement des revêtements des tunnels*, thèse doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2001.
- [CAI06] Y. Cai ,B. Shi, W.W. Charles, C. Tang, Effect of polypropylene fibre and lime admixture on engineering properties of clayey soil, *Engineering Geology*, 87(2006) , pp. 230-240.
- [CAL06] Caltrans, *Asphalt rubber usage guide*. Caltrans, State of California Department of Transportation, Sacramento, CA, USA (2006), 71 pp.

- [CET06] H. Cetin, M. Fener, O. Gunaydin, Geotechnical properties of tire-cohesive clayey soil mixtures as fill material. *Engineering Geology*, 88, No. 1-2 (2006), 110 – 120.
- [CHA95] O. Chaalal, "Contribution à l'étude de durabilité des tiges en fibres de verre comme armature à béton." *Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées (LCPC)*; N°199, Sept-Oct.1995.
- [CHE87] F. H. Chen, G. S. Ma, Swelling and shrinkage behaviour of expansive clays. 6th inter. Conf. Expansive soils, New Delhi, pp. 127-129, 1987.
- [COL74] K. Collins, A. McGown, The form and function of microfabric features in a variety of natural soils. *Géotechnique* 24(1974), n° 2, pp 223-254.
- [CON02] N.C. Consoli, J.P. Montardo, P.D.M. Prietto, G.S. Pasa, "Engineering behaviour of sand reinforced with plastic waste." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, volume 128, n°6(2002), pp. 462-472.
- [CON11] N. C. Consoli, R. R. Moraes, L. Festugato, Split tensile strength of monofilament polypropylene fiber-reinforced cemented sandy soils. *Geosynthetics International*, 18, No. 2(2011), 57-62.
- [DAL] N.L. Dallas, H.M. Eric, R.P. Jan, S. Barry, Cementitious Stabilization. *Transportation in the new millennium, A2J01*, Louisiana state university.
- [DEL95] F. De Larrard, "Une approche de la formulation des bétons légers de structure." *Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées*, janv.-fév., pp. 39-47,1995.
- [DER98] Z .Derriche, M. Kebaili. " Prévion du gonflement des argiles d'In Aménas ". *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées* -218-novembre – Décembre 1998-Réf.3865-pp.15-23, 1998.
- [DJE01] A. Djedid, A. Bekkouche et S.M .Aissa Mamoune, " Identification et prévion du gonflement de quelques sols de la région de Tlemcen (Algérie) ". *Bulletin .LCPC*, N° 233, Réf 4375, Juillet – Août, pp 67-75, Paris, France, 2001.
- [DON04] M. Donsimoni, C. Hatton, F. Giraud, M. Vincent, Cartographie de l'aléa retrait -gonflement des sols argileux dans le département du Val-d'Oise. *BRGM/RP-52598-FR*, 170P. (2004).
- [DRE98] G. Dreux, J. Festa "Nouveau guide du béton et ses constituants" Edition Eyrolles, Huitième Edition, Mai 1998.
- [DUN14] J. Dunham-Friel, J.A. Carraro, Effects of compaction effort, inclusion stiffness and rubber size on the shear strength and stiffness of expansive soil-rubber (ESR) mixtures, In: *Geo-Congress. 2014:3635-3644*.
- [ELS86] M.A. El Sohby, S.A Rabba, O. Mazen, Role of mineralogical composition in the activity of expansive soils. *Transp.Resc.Record*, 1032(1986), pp .24-33.

- [ESL88] E. Eslinger, D. Pevear, Clay Minerals for Petroleum Geologists and Engineer. Society of Economic Paleontologists and Mineralogists, Short courses notes, 22 p. Tulsa, 1988.
- [EST11] A. R. Estabragh, I. Beytollahpour, A. A. Javadi, "Effect of resin on the strength of soil-cement mixture". Journal of Materials in Civil Engineering, 23, No. 7(2011), 969-976.
- [GAS03] K. Gaspard, L. Mohammad, W. Zhong, Laboratory mechanistic evaluations of soil cement mixtures with fibrillated-polypropylene fibers. Proceedings of the 82nd Annual Meeting, Transportation Research Board, Washington, DC, USA. (2003).
- [GHA99] K. Ghavami, R. D. Toledo Filho, N. P. Barbosa, "Behaviour of composite Soil reinforced with Natural fibres". Cement and Concrete Composites 21 (1999) 39-48, pp.46-47.
- [GIL99] P. Gilormini, Y. Bréchet, "Syntheses: Mechanical properties of heterogeneous media: which material for which model? Which model for which material?", Modelling Simul. Mater. Sci. Eng., 7(1999), pp. 805-816.
- [GRA83] H.E. Gram, Durability of natural fibres in concrete, CBI Research No. 1-83, Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm, 1983, 255p.
- [GRI59] E. GRIM R, "Physico-chemical properties of soils clay minerals". Journal of the Soil Mechanics and Foundations. Division, ASCE, Vol 85, N° SM 2(1959), pp1-17.
- [GRO74] G. J. Gromko, Review of Expansive Soils. J. Geotech. Eng. Div., vol. 100(1974), GTG, pp. 667-687.
- [GUP67] M.L. GUPTA, R. SAKAL, the role of earthworms on the availability of nutrients in garden and cultivated soils. J. Indian Soc. Soil. Sci., 15, 149-151, 1967.
- [HAB93] S. A. Habib, D. Karube, Swelling pressure behavior under controlled suction. Geotech. Test., Vol. 16(1993), n° 2, pp. 271-275.
- [HAC99] A. Hachichi, J.M. Fleureau, Caractérisation et stabilisation de quelques sols gonflants d'Algérie. Revue Française de Géotechnique. N° 86(1999). PP 37-51.
- [HAC06] A. Hachichi, Etude du comportement hydromécanique et de la stabilisation des sols gonflants de la région d'Oran. Thèse Doctorat d'état 129 p, 2006.
- [HAC03] A. Hachichi, A. Benaissa, S. Bourokba. et M. Boudia, « Etude de la stabilisation chimique des sols gonflants de la région d'Oran ». Proc. 13th C.R.A. L'implication de la géotechnique dans le développement des infrastructures en Afrique. Marrakech. Maroc. 8-11 Dec 2003. pp 371-379.

- [HAF93] A. HAFSI, Théorie de la double couche et gonflement des argiles non saturées. Euromech colloquium N°209: Mechanics of swelling, Rhodos, Grèce, 1993.
- [HAL88] A. Halitim. (1988). « Sols des régions arides d'Algérie ». Edition OP
- [HAO93] H. Haouari, Contribution à l'étude du comportement du béton renforcé de fibres métalliques soumis à l'action des charges maintenues et cycliques. Thèse de doctorat, INSA Lyon, France, 1993.
- [HER04] F. Hernández-Olivares, G. Barluenga, "Fire performance of recycled rubber-filled high-strength concrete". Cement and Concrete Research, 34, 109– 117 (2004).
- [HOL56] W.G Holtz, H.J. Gibbs, "Engineering properties of expansive soils". Trans of ASCE, Vol. 121(1956), pp 641-679.
- [HOL91] W.G Holtz, H.J. Gibbs, Introduction à la géotechnique. Traduit par Lafleur, J, édition de l'école de polytechnique de Montréal, Canada, 794p. (1991).
- [HOU92] V. Houget, Etude des caractéristiques mécaniques et physico-chimiques de composites ciments fibres organiques. Thèse de doctorat, INSA, Lyon, France, 1992.
- [HUM93] D. Humphrey, T. Sandford, M. Cribbs, W. Manison, Shear strength and compressibility of tire chips for use as retaining wall backfill. Transportation Research Record, No. 1422, Transportation Research Board, Washington, DC. 29–35, (1993).
- [IKI08] S. B. Ikizler, M. Aytékina, E. Nas, Laboratory study of expanded polystyrene (EPS) geofoam used with expansive soil. Geotextiles and Geomembranes, 26 (2008) 189–195.
- [ILT79] M. Iltis, Contribution à l'étude du traitement des argiles gonflantes en cours de forage. Thèse de docteur ingénieur de l'Institut National des Sciences Appliquées, Lyon, 1979.
- [IZA09] J. Izawa, H. Ito, T. Saito, M. Ueno, J. Kuwano, Development of rational seismic design method for geogrid-reinforced soil wall combined with fibre-mixed soil-cement and its applications. Geosynthetics International, 16, No. 4(2009), 286–300.
- [JIN18] L. Jin, W. Song, X. Shu, B. Baoshan Huang, Use of water reducer to enhance the mechanical and durability properties of cement-treated soil. Construction and Building Materials. 2018; 159:690–694.
- [JOH78] L.D Johnson, D.R. Snethen, Prediction of potential heave of swelling soils. Geotechnical Testing Journal, vol.1 (1978), pp. 117–124.
- [KAL06] E. Kalkan, Utilization of red mud as a stabilization material for preparation of clay liners. Engineering Geology, 87, No. 3–4(2006), 220–229.

- [KAO94] F. Kaoua, Z. Derriche, N. Laradi, Contribution à l'étude de la stabilisation des sols gonflants par ajout de sable. Algérie Equipement. Revue Technique de l'Ecole National des Travaux Publiques. N° 15(1994). Septembre.pp.12-15.
- [KER74] A. Kezdi, Handbook of Soil Mechanics. Elsevier, Amsterdam. (1974)
- [KHA06] M. J. Khattak, M. Alrashidi, Durability and mechanistic characteristics of fiber reinforced soil-cement mixtures. International Journal of Pavement Engineering, 7, No.1 (2006), 53-62.
- [KHO10] M. Khorrami, A. Vafai, A. A. Khalilitabas, C. S. Desai, M. H. Ardakani, Experimental investigation on mechanical characteristics and environmental effects on rubber concrete. International Journal of Concrete Structures and Materials, 4, No. 1(2010), 17-23.
- [KOM94] H. Komine, N. Ogata, Experimental study on swelling characteristics of compacted bentonite. Can. Geotech. J., 31, pp. 478-490, 1994.
- [KOM69] A. Komornik, M. Livneh, Influence of granular constituents on the swelling characteristics of expansive clays. Proceeding of the second International Research and Engineering Conference on Expansive clay soils. Texas, 1969.
- [KOM69] A. Komornik, D. David, Prediction of swelling pressure of clays. Proc. ASCE, Journal of Soil Mech. & Found. Div., vol. 95(1969), n° SM1, pp. 209-225.
- [KOR15] A. Kordnaeij, F. Kalantary, B. Kordtabar, H. Mola-Abasi, Prediction of recompression index using GMDH-type neural network based on geotechnical soil properties. Soils and Foundations. 2015;55(6):1335-1345.
- [KRI05] A. Kriker, Caractérisation des fibres de palmier dattier et propriétés des bétons et mortiers renforcés par ces fibres en climats chaud et sec. Thèse de doctorat d'état, ENP, Algérie, 2005.
- [LAK12] M.R Lakshmikanth, P.C Prat, A. Ledesma. Experimental evidence of size effect in soil cracking. Can Geotech J. 2012;49(3):264-284
- [LAM53] T.W. Lambe, "The structure of inorganic soil". Proceedings, ASCE, vol. 79, N° 315(1953), 49 pp.
- [LAU87] D. Lautrin, "Une procédure rapide d'identification des argiles." Bulletin L.C.P.C, N° 152, 1987. p.76.
- [LEE99] J.H. Lee, R. Salgado, A. Bernal, C.W. Lovell, "Shredded tires and rubber sand as lightweight backfill." Journal of geotechnical and geo-environmental engineering, 125(2), 132-144. (1999).
- [Liu19] S. Liu, E. Alonso, L. Wang, L. Xu, Z. Li, Volume changes and mechanical degradation of a compacted expansive soil under freeze-thaw cycles. Cold Regions Science and Technology, 157 (2019) 206-214

- [MAS96] E. Masad, R.Taha, C.Ho, T. Papagiannakis, "Engineering properties of tire/soil mixtures as lightweight fill material." *Geotechnical testing journal*, 19(3) (1996), 297-304.
- [MCK92] R. G. McKeen, A model for predicting expansive soil behavior. *Proc. 7th Int. Conf. on expansive soils*, vol. 1(1992), Dallas, pp. 1-6.
- [MIM94] M. Mimouni, "Les renforts fibreux utilisés dans les matériaux de construction" *Algérie équipement ; N °15*, Sept.1994.
- [MIR13] M Mirzababaei, M. Miraftab, M. Mohamed, P , McMahon. Unconfined compression strength of reinforced clays with carpet waste fibres. *Geotext Geomembranes*. 2013;139(3): 483–493
- [MIT93] J.K. Mitchell, *Fundamentals of soil behaviour*. 2^{ème} ed. John Wiley and Sons, New York, (1993), 437p.
- [MIT76] J.K.Mitchel, *Fundamentals of soil behaviour*. John Wiley & sons. Inc; New York. 422 pp, 1976.
- [MOU88] P. Mouroux, P. Margron, J.-C. Pinte, *La construction économique sur sols gonflants*. B R G M, *Manuels et méthodes*, 14, 125 pages, 1988.
- [MOU69] P. Mouroux, *Contribution à l'étude des problèmes de retrait et de gonflement des sols*. Grade Docteur de spécialité. Faculté des Sciences de l'Université de GRENOBLE ,1969.
- [MUK17] K Mukherjee, AK Mishra, *The Impact of Scrapped Tyre Chips on the Mechanical Properties of Liner Materials*. *Environmental Processes*. 2017;(4):219–233.
- [NEL92] J.D. Nelson, D.J Miller , *Expansive Sols. Problems and Practice in Foundation and Pavement Engineering*. John Wiley and Sons. New York, USA. 1992.
- [NIE68] H. G. Nielsen, E. L. Chen, "Young's modulus of composites filled with randomly oriented short fibers". *Journal of Materials*, Vol. 3, No 2(1968), pp. 352-358.
- [NIL75] L.H. Nilsson, "Reinforcement of concrete with sisal and other vegetable fibres". *Swedish Council for Building Research, Document DIY*, Stockholm, Sweden, 1975, 68p.
- [OBR12] R. Obrzud, A. Truty, *the hardening soil model-a practical guidebook z soil*. Pc 100701 report, revised 31.01.2012.
- [OLG13] Olgun M. Effects of polypropylene fibre inclusion on the strength and volume change characteristics of cement-fly ash stabilized clay soil. *Geosynth Int*. 2013;20(4):263–275.
- [ÓZK07] A.H. Ózkul, G. Baykal, *Shear behavior of compacted tire fiber-clay composite in dreaned and undreamed loading*. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133, No. 7(2007), 767–781.

- [PAR80] P. Parcevaux, Etude microscopique et macroscopique du gonflement de sols argileux. Thèse doctorat, Université Paris VI, Ecole Nationale Supérieure des mines de Paris, 1980.
- [PAR93] E. Alonso, Effet des variations de teneur en eau dans les sols compactés, Rev. Franç. Géotech, n°62(1993), pp. 7-21.
- [PAR09] S.S. Park, Effect of fiber reinforcement and distribution on unconfined compressive strength of fiber reinforced cemented sand. Geotextiles and Geomembranes, 27, No. 2(2009), 162–166.
- [PHI97] G. Philipponnat, B.Huber, Fondations et ouvrages en terre. Edition Eyrolles. 548p. (1997).
- [PHI91] G. Philipponnat, Retrait gonflement des argiles, proposition de méthodologie. Revue Française de Géotechnique. N° 57(1991). pp 5-22.
- [POP86] G. Popescu, A comparaison between the behaviour of swelling and of collapsing soils. Engineering geology, Elseviers sciences publishers B.V., Amsterdam, 1986, pp .145-163.
- [PRA95] M. Prat, E. Bisch, A. Millard, P. Mestat, G. Cabot, La modelisation des ouvrages. Hermes, Paris. (1995).
- [PUP00] A.J Puppala, C. Musenda, Effects of fibre reinforcement on strength and volume change in expansive soils. Transportation Res Rec . 2000:134–140.
- [PUR12] G. S. Purushotham, R. S. Prashant, Geotechnical Properties of Problem Clay Stabilized with Crumb Rubber Powder. Bonfring International Journal of Industrial Engineering and Management Science, Vol. 2, No. 4. (2012)
- [SAV05] H. Savastano, Jr. P.G. Warden, R.S.P. Coutts, "Microstructure and mechanical properties of waste fibre-cement composites". Cement & Concrete Composites. (2005), pp.583–592.
- [SCH13] T. Schanz, L. Nguyen-Tuan, M. A. Datcheva, Column Experiment to Study the Thermo-Hydro-Mechanical Behaviour of Expansive Soils. Rock Mech Rock Eng, (2013) 46(6): 1287-1301.
- [SCH04] R.M. Schmitz, C. Schreoder, R. Charlier, Chemo-mechanical interactions in clay: a correlation between clay mineralogy and Atterberg limits, Appl. Clay. Sci. 2004;(26):351–358.
- [SCH15] T Schanz, M.B.D Elsayw, Swelling characteristics and shear strength of highly expansive clay–lime mixtures: A comparative study. Arab J Geosci. 2015;(8):7919–7927.
- [SED07] H. Seda, , J.C. Lee, J.A.H. Carraro, Beneficial use of waste tire rubber for swelling potential mitigation in expansive soils, Geo-Denver Conference. ASCE, GSP. 2007:1–9.

- [SEE62] H.B SEED, R.J WOODWARD, LUNDGREN R, "Prediction of swelling potential for compacted clays". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol.88 (1962), n° SM4, p.107-131.
- [SEE61] A.B Seed, C.K. Chan, "Compacted clays – a symposium, structure and strength characteristics, undrained strength after soaking". Trans. A.S.C.E, 126(1961), 3242, 1343-1425.
- [SVA00] P.V. Sivapullaiah, A.S. Ridharan, R.K.V. Bhaskar, Role of amount and type of clay in the lime stabilization of soils, Ground. Improvement. 2000;(4):37-45.
- [SER96] J. F. Serratrice, B. Soyez, "Les essais de gonflement". Bull. Labo. P. et C. n°204(1996). pp. 65-85.
- [SIG16] C.H Signes, J. Garzón-Roca, P. Martínez Fernández, M.E. Garrido de la Torre, R. Insa Franco, Swelling potential reduction of Spanish argillaceous marlstone Facies Tap soil through the addition of crumb rubber particles from scrap tyres, Applied Clay Science. 2016;(132-133):768-773.
- [SHA88] R. Y. Sharma, Mechanical behaviour of unsaturated highly expansive clays. Ph.D thesis, University of Oxford, Keble College, Oxford 1988.
- [SKE53] A.W. Skempton, The colloidal activity of clays. Proceedings of the Third International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering. Vol.1 (1953), pp 57-61.
- [SNE84] D.R. Snethen, Evaluation of expedient methods for identification and classification of potentially expansive soils, Proceedings, 5th International Conference on Expansive Soils, Adelaide (1984), pp. 22-26.
- [SRI86] A. Sridharan, S.M. Rao, N.S. Murthy, Compressibility behaviour of homoionised bentonites. Geotechnique. 36(4) (1986):551-564.
- [STE98] M. Steinberg, Geomembranes and the Control of Expansive Soils in Construction. McGraw-Hill. New York, USA. 1998.
- [SUN11] P. Sung-Sik. Unconfined compressive strength and ductility of fiber – reinforced cemented sand. Constr Build Mater ,2011;25:1134-1138.
- [SUR85] I. Suratman, Contribution à l'étude de la cinétique et de la stabilisation du gonflement des argiles. Diplôme de Docteur - Ingénieur. Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 1985.
- [TAN07] C. Tang, B. Shi, W. GAO, F. Chen, F. CAI, Strength and mechanical behaviour of short polypropylene fiber reinforced and cement stabilized clayey soil. Geotextiles and Geomembranes, 25, No. 3(2007), 194-202.
- [TAN12] C.H. Tang, B. Shi, Y.J. Cui, C. Liu, K. Gu, Desiccation cracking behavior of polypropylene fibre-reinforced clayey soil. Can Geotech J. 2012;49(9):1088-1101.

- [TEC96] Technique de l'ingénieur, (1996). Construction C2. [C301 (1-20), C 208 (1-15)].
- [TES84] D. Tessier, Etude expérimentale de l'organisation des matériaux argileux: Hydratations, gonflement et structuration au cours de la dessiccation et de la réhumectation. Thèse de l'université Paris VII, (1984), 362p.
- [TIS83] J.P.Tisot, " Mécanique des sols appliqués», Communications présentées aux 2ème journées universitaires "Bilans et perspectives Genie Civil" .E.N.S.G. Nancy, 19-20 Oct, 1983.
- [TRA81] N. L. Tran, "Utilisation de l'essai au bleu de méthylène en terrassements routiers ". Bulletin de Liaison .Labo .P. et Ch. 111(1981) .pp 5-16.
- [TRO12] H. Trouzine, M. Bekhiti, N. Asroun, Effects of scrap tire rubber fibre on swelling behaviour of two clayey soils in Algeria, Geosynthetics International, 19, N°. 2(2012), January 2012.
- [TRO11] H. Trouzine, A. Asroun, N. Asroun, F. Belabdelouhab, et N.T. Long, Problématique des pneus usagés en Algérie, Nature & Technologie, 5, 2011, 28-35.
- [RAD17] G. Radhakrishnan, , M. Anjan Kumar, G.V.R.P. Raju, Laboratory Evaluation of the Effects of 3-Chloride Compounds on the Geotechnical Properties of an Expansive Subgrade Soil. J. Inst. Eng. India Ser. A. 2017; 98(4): 477-482.
- [RAH18] M.N. Rahmat, N. Ismail, Effect of optimum compaction moisture content formulations on the strength and durability of sustainable stabilised materials. Applied Clay Science. 2018;157:257-266
- [VAN02] H. Van Damme , L'eau et sa représentation, dans O.Coussy et J. M. Fleureau (dir.), Mécanique des sols non saturés, Lavoisier, Paris ,2002, p. 23-68.
- [VAY78] B. Vayssade, contribution à l'étude du gonflement interparticulaire des sols argileux, Thèse Docteur-Ingénieur E.N.S.M.P., Paris, 30 Nov, (1978).
- [VIN06] M. Vincent, J. Bouchut, J.M.Fleureau, F. Masrouri, E.Oppenheim, J.-V.Heck, N.Ruaux, S.Le Roy, I. Dubus, N.Surdyk, Étude des mécanismes de déclenchement du phénomène de retrait-gonflement des sols argileux et de ses interactions avec le bâti- rapport final. BRGM/RP-(2006). 54862-FR, 378 p., 308 ill.
- [VIJ73] V.N. Vijayvergiya O.I. Ghazzaly, Prediction of swelling potential for natural clays. Proceedings of the 3 rd International Conference on Expansive Soils, vol. 1. (1973), Haïfa, pp. 227-236.
- [VIS09] B. V. S. Viswanadham, B. R. Phanikumar, R. V. Mukherjee, Effect of polypropylene tape fibre reinforcement on swelling behavior of an expansive soil. Geosynthetics International, 16 No. 5 (2009) 393-401.

- [WES80] D.J Weston, Expansive Roadbed Treatment for Southern Africa. Proceedings, 4th International Conference on Expansive Soils vol. 1 (1980), pp. 339–360.
- [WOL81] T. A. Wolfe, Addition of aliphatic amines to montmorillonite to improve its adsorption capacity for organic pollutants in aqueous solution: Ph.D. Thesis, Iowa State University, Ames, Iowa, 201 pp. (1981).
- [WU97] W.Y. Wu, C.C. Benda, R.F. Cauley, "Triaxial determination of shear strength of tire chips" Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 123 (5), 479-482, 1997.
- [YIL06] I. Yilmaz, Indirect estimation of the swelling percent and a new classification of soils depending on liquid limit and cation exchange capacity. Engineering Geology, n° 85(2006), pp 295-301.
- [YON75] R. N. Yong, B. P. Warkentin, Soil properties and behaviour. Elsevier, (1975).
- [YON99a] R. N. Yong, Soil suction and soil-water potentials in swelling clays in engineered clay barriers. Engineering Geology, 54(1999a), pp 3-13.
- [YON99b] R. N. Yong, Overview of modeling of clay microstructure and interactions for prediction of waste isolation barrier performance. Engineering Geology, 54(1999b), pp 83-91.
- [YOU75] R. N. Young, B. P. Warkentin, Soil properties and behaviour. Elsevier scientific publishing Co., New York, 449 pages, (1975).
- [ZEI87] A.K.M. Zein, Comparison of measured and predicted swelling behaviour of a compacted black cotton soil, 6th Inter. Conf. on expansive soils, New Delhi (1987), pp. 121 – 126.
- [ZHO14] H. Zhao, L. Ge, T.M. Petry, Y.Z. Sun, Effects of chemical stabilizers on an expansive clay. KSCE J Civ Eng. 2014;18(4):1009–1017.
- ASTM D 0854– Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer, Annual Book of ASTM Standards, March 2005
- ASTM D 4318–Test Method for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils, Annual Book of ASTM Standards, March 2005.
- ASTM D 3080 – 03 Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils under Consolidated Drained Conditions, ASTM International, West Conshohocken, USA
- ASTM C 117– Test Method for Materials Finer Than 75- μm (No.200) Sieve in Mineral Aggregates by Washing, Annual Book of ASTM Standards, March 2005
- ASTM C 136– Test Method for Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates, Annual Book of ASTM Standards, March 2005

ASTM C1777–Standard Test Method for Rapid Determination of the Methylene Blue Value for Fine Aggregate or Mineral Filler Using a Colorimeter, Annual Book of ASTM Standards, March 2005

ASTM D 698 – Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12,400 ft-lbf/ft³(600 kN-m/m³)). Annual Book of ASTM Standards, March 2005

ASTM C1605-04 Test Methods for Chemical Analysis of Ceramic White ware Materials Using Wavelength Dispersive X-Ray Fluorescence Spectrometry. Annual Book of ASTM Standards, April 2005.

ASTM D 2435 – Standard Test Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils. Annual Book of ASTM Standards, March 2005

ASTM D 4546 – Standard Test Methods for One-Dimensional Swell or Settlement Potential of Cohesive Soils. Annual Book of ASTM Standards, March 2005

ASTM D 5102. Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Compacted Soil-Lime Mixtures. Annual Book of ASTM Standards, 2009.

ASTM D 2166 – Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil. Annual Book of ASTM Standards, March 2005

Sites Web:

Aliapur : Filière Française de valorisation de pneus usagés [en ligne].
<http://www.aliapur.fr/modules/movie/scenes/home/> .(consultation le 12 mai 2014)

Michelin France-Pneu : pneumatique, pneus auto voiture, 4x4, moto [en ligne].
<http://www.michelin.fr/michelinfr/index.jsp> .(consultation le 15 juin 2013)

ONS : Office national des statistiques de l'Algérie [en ligne]. <http://www.ons.dz/>.(consultation le 15 mai 2013)

www.promex.dz
<http://www.scilab.org>

Annexes

L'argile d'Ayaida et la fraction volumique des fibres de caoutchouc de pneus usés.

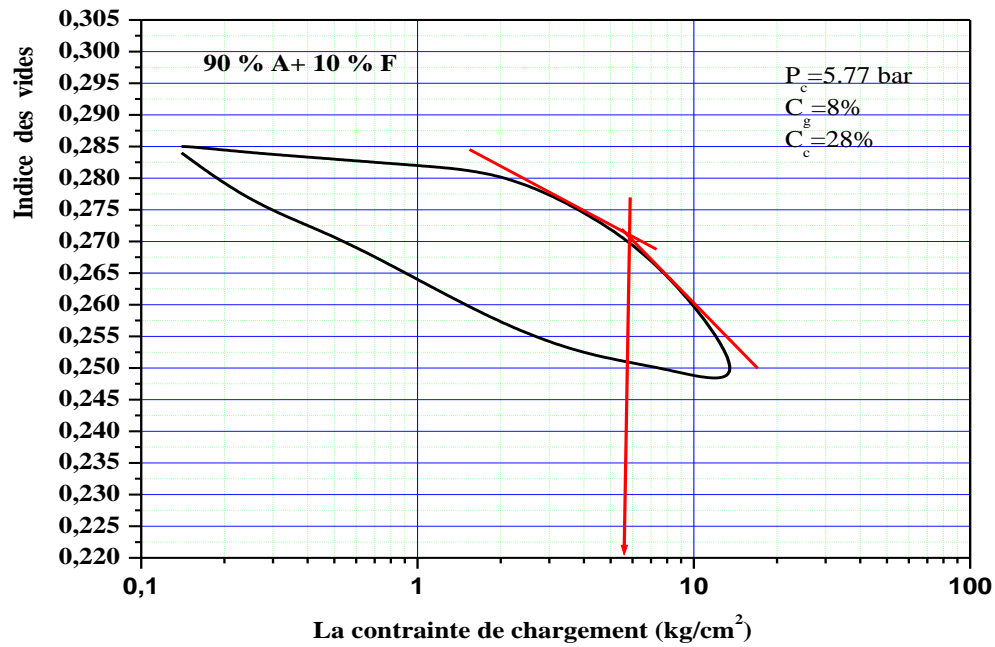


Figure 1. Courbe œdométrique de L'argile d'Ayaida 'Tests 90% Argile et 10% fibres'.

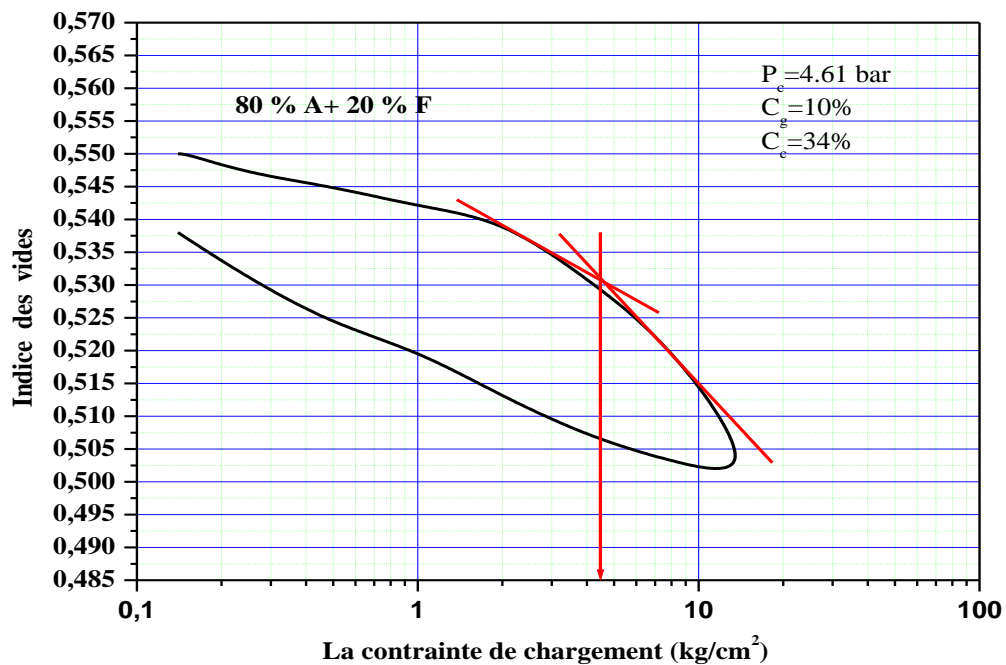


Figure 2. Courbe œdométrique de L'argile d'Ayaida 'Tests 80% Argile et 20% fibres'.

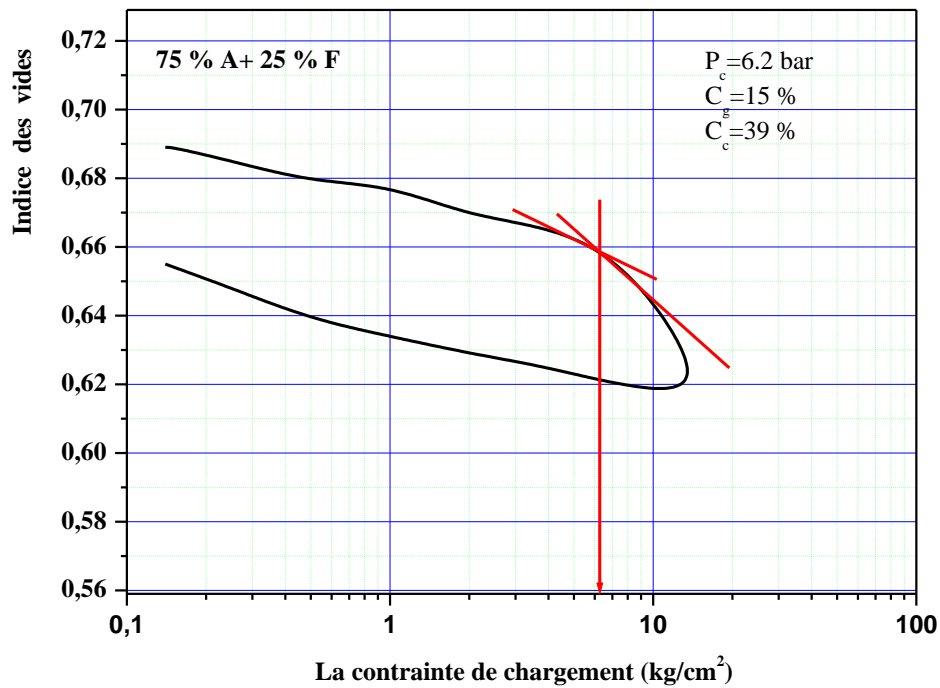


Figure 3. Courbe œdométrique de L'argile d'Ayaida 'Tests 75% Argile et 25% fibres'.

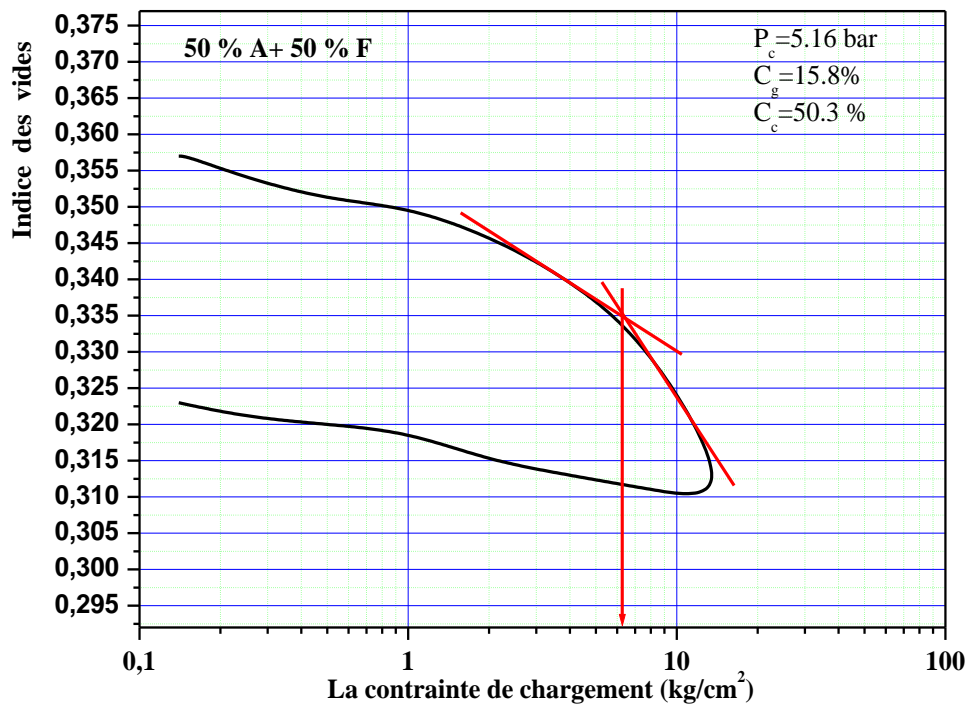


Figure 4. Courbe œdométrique de L'argile d'Ayaida 'Tests 50% Argile et 50% fibres'.

La Bentonite de Maghnia et la fraction volumique des fibres de caoutchouc de pneus usés

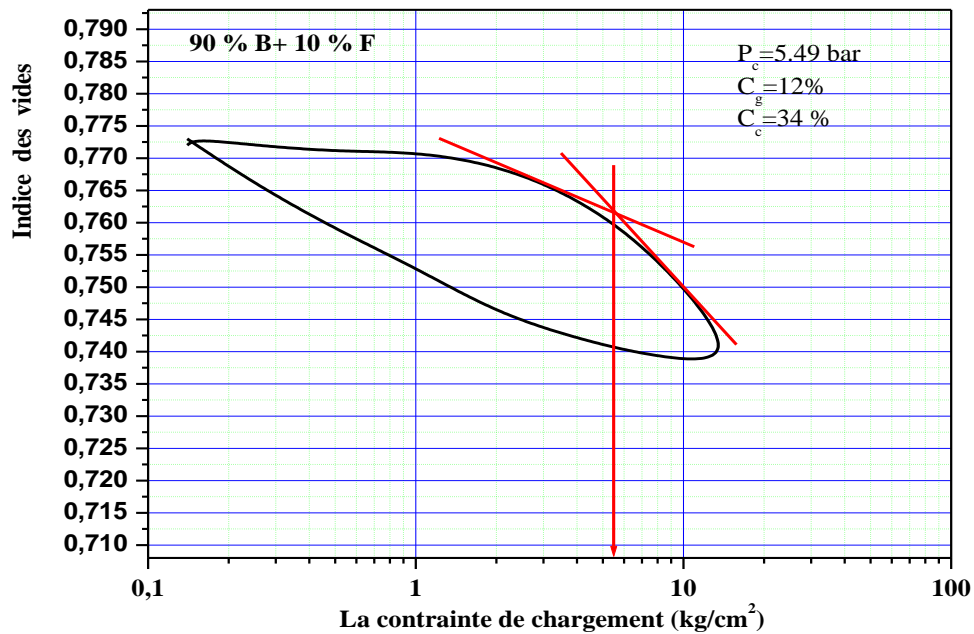


Figure 1. Courbe œdométrique de La Bentonite de Maghnia 'Tests 90% Argile et 10% fibres'.

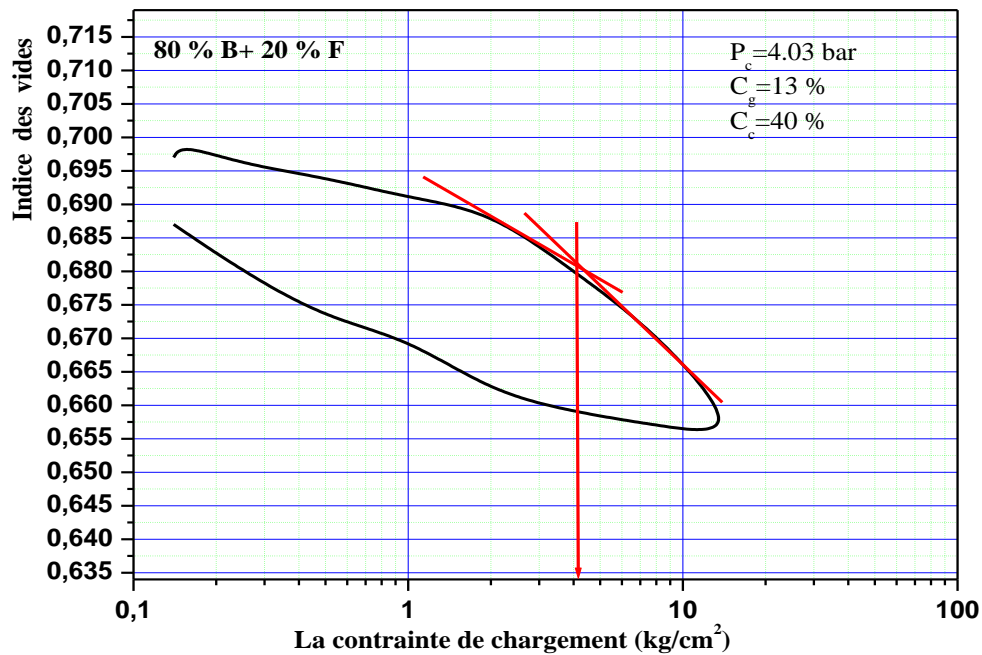


Figure 2. Courbe œdométrique de La Bentonite de Maghnia 'Tests 90% Argile et 20% fibres'.

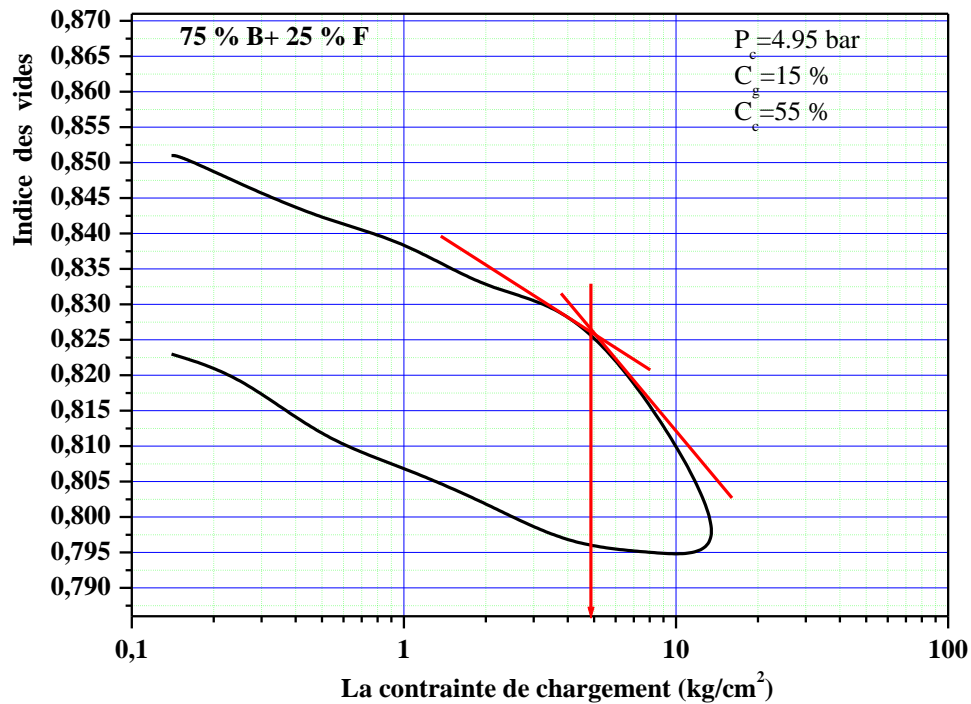


Figure 3. Courbe œdométrique de La Bentonite de Maghnia 'Tests 90% Argile et 25% fibres'.

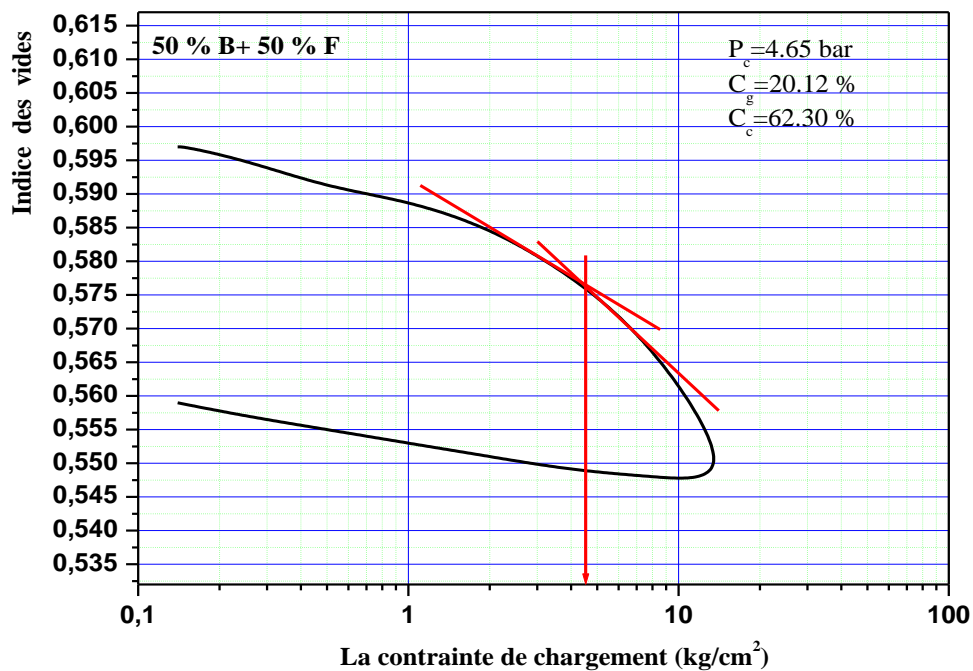


Figure 4. Courbe œdométrique de La Bentonite de Maghnia 'Tests 90% Argile et 50% fibres'.

La Bentonite de Maghnia et la fraction volumique des fibres de caoutchouc de pneus usés

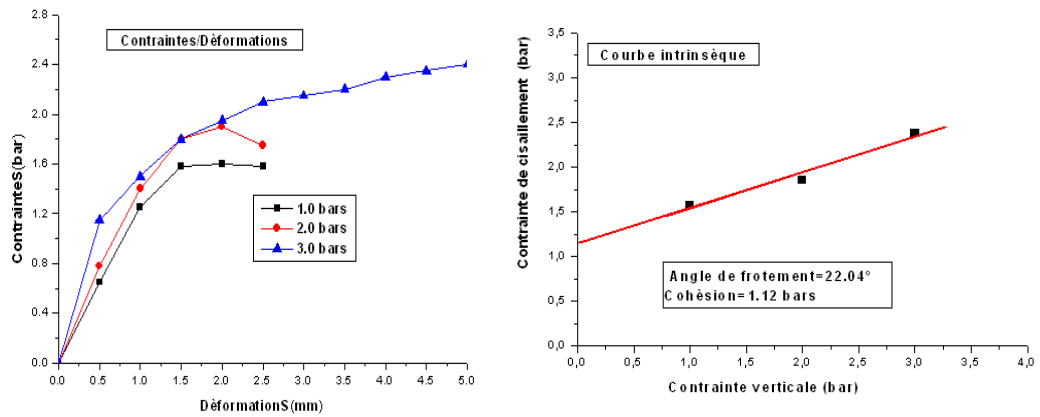


Figure 1. Les caractéristiques mécaniques de résistance au cisaillement ‘100% Bentonite’.

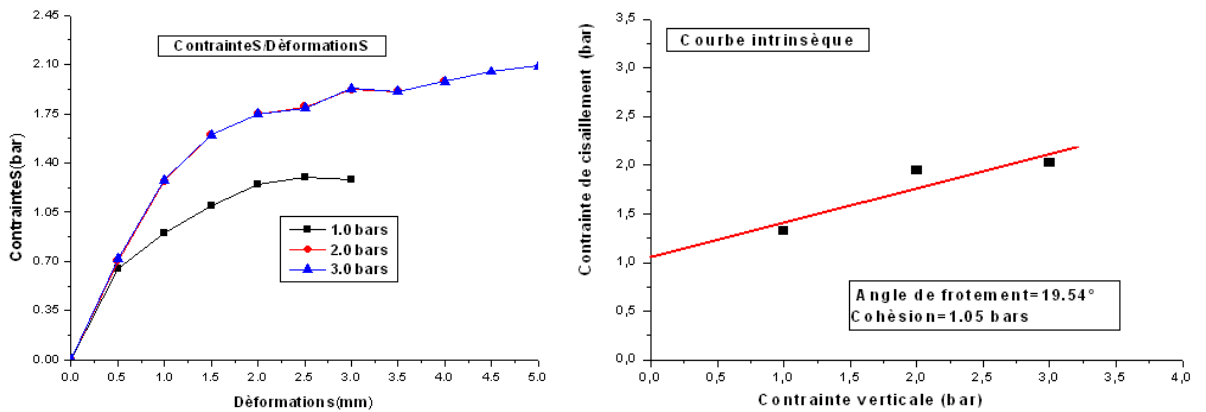


Figure 2. Les caractéristiques mécaniques de résistance au cisaillement ‘Tests 90% Bentonite et 10% fibres’.

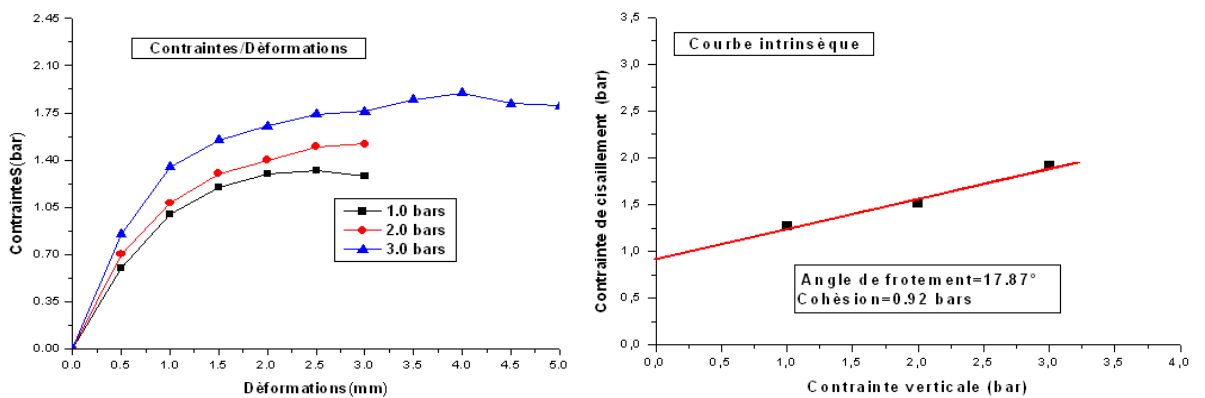


Figure 3. Les caractéristiques mécaniques de résistance au cisaillement ‘Tests 80% Bentonite et 20% fibres’.

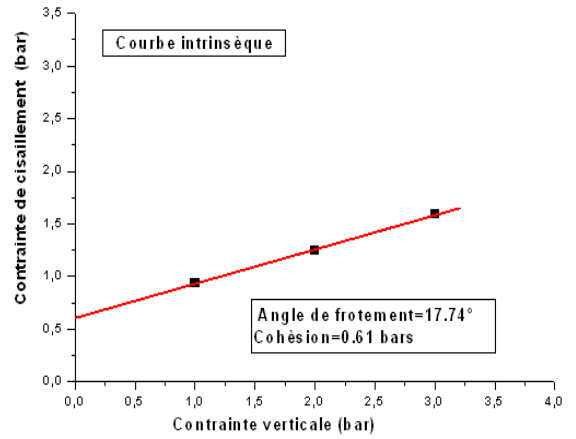
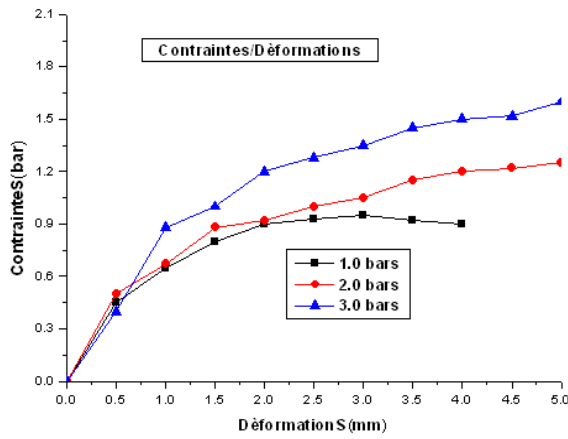


Figure 4. Les caractéristiques mécaniques de résistance au cisaillement ‘Tests 75% Bentonite et 25% fibres’.

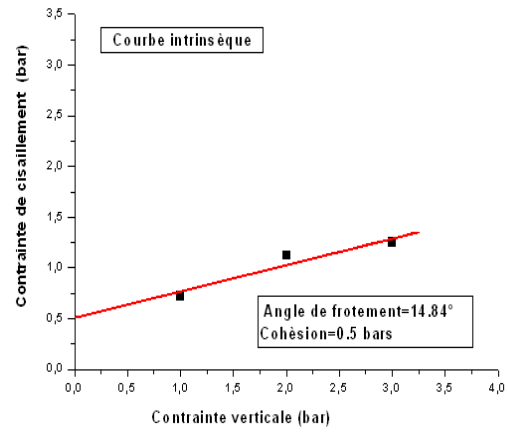
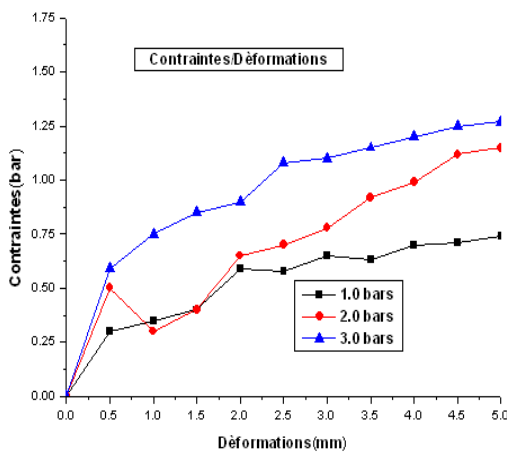


Figure 5. Les caractéristiques mécaniques de résistance au cisaillement ‘Tests 50% Bentonite et 50% fibres’.

L'argile d'Ayaida et la fraction volumique des fibres de caoutchouc de pneus usés

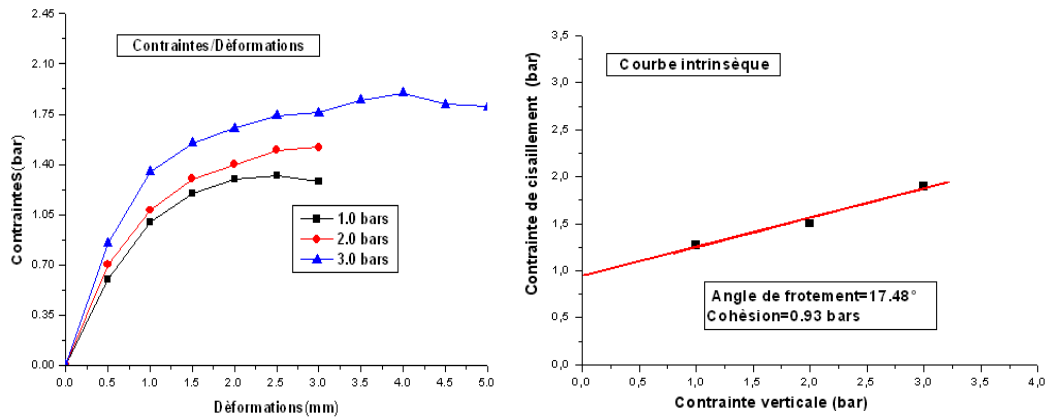
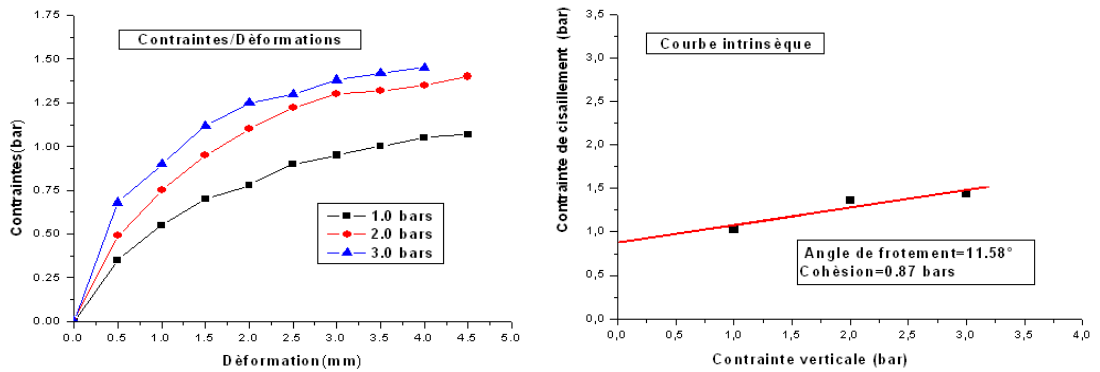


Figure 1. Les caractéristiques mécaniques de résistance au cisaillement '100% Argile'.



e
Figure 2. Les caractéristiques mécaniques de résistance au cisaillement 'Tests 90% Argile et 10% fibres'.

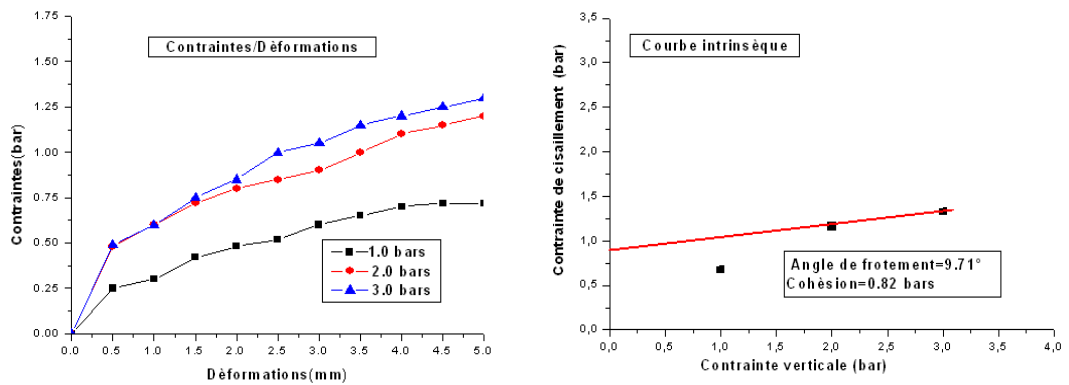


Figure 3. Les caractéristiques mécaniques de résistance au cisaillement '80% Argile+20% fibres)

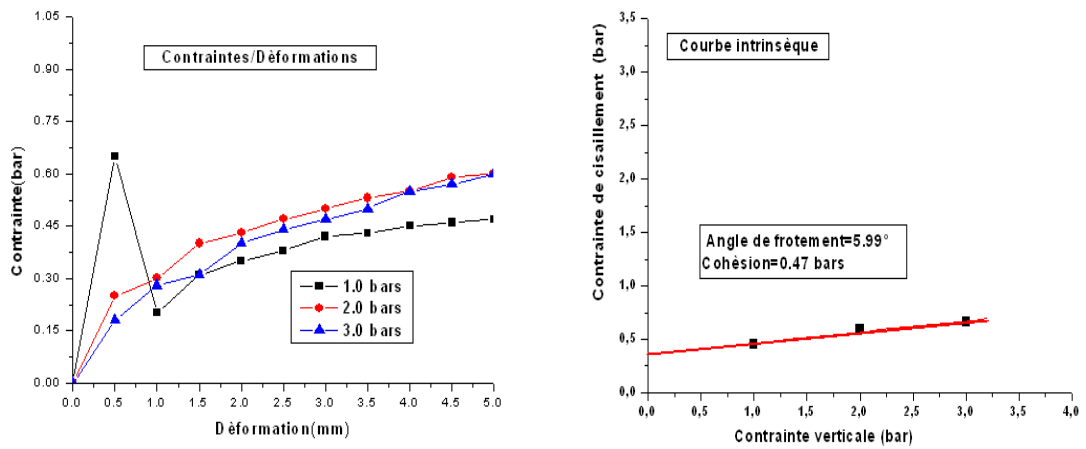


Figure 4. Les caractéristiques mécaniques de résistance au cisaillement (75% Argile+25% fibres)

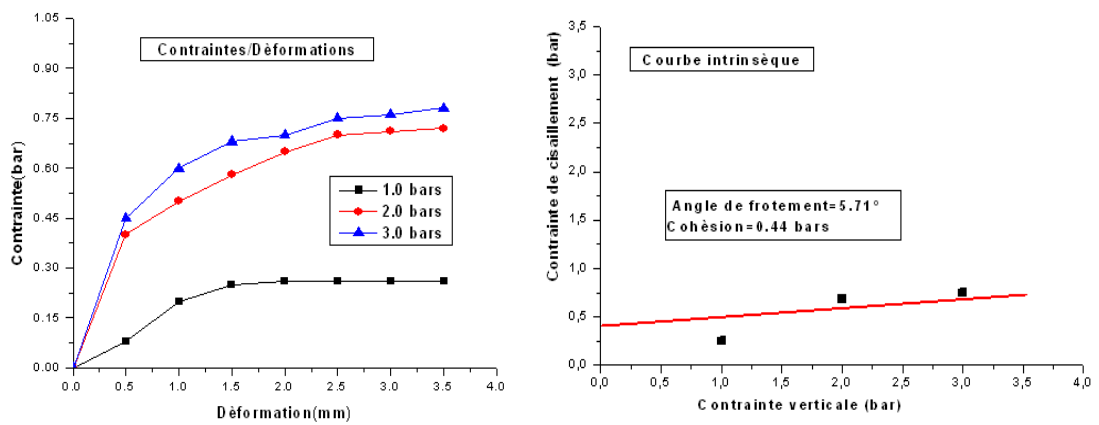


Figure 5. Les caractéristiques mécaniques de résistance au cisaillement (50% Argile+50% fibres)

Tableau 1. Relation entre le gonflement libre et l'indice de plasticité (Seed et al, 1962)

Ip(%)	ε_g (%)	Potentiel de gonflement
0-10	0-1,5	Faible
10-20	1,5-5	Moyen
20-30	5-25	Elevé
> 35	> 45	Très élevé

Tableau 2. Relation entre le potentiel gonflement et l'indice de retrait (Ranganatham et Satyanarayana, 1965)

I _R (%)	Potentiel de gonflement
0-20	Faible
20-30	Moyen
30-60	Elevé
>60	Très élevé

Tableau 3. Relation entre le potentiel gonflement et la Teneur en eau (Altmeyer, 1965)

W _s (%)	Potentiel de gonflement
< 10	Elevé
10-20	Critique
> 12	Faible

Tableau 4. Relation entre le potentiel gonflement et l'indice de plasticité (Snethen, 1980)

I _p (%)	Potentiel de gonflement
>20	Très élevé
22-48	Elevé
22-32	Moyen
< 18	Faible

Tableau 5. Le potentiel gonflement d'après BRE (1980)

I _p (%)	% < 2 μ m	Potentiel de gonflement
>20	> 95	Très élevé
22-48	60-95	Elevé
22-32	30-60	Moyen
< 18	< 30	Faible

Tableau 6. *Le potentiel gonflement d'après Ghen (1988)*

% < 74 μ m	W _L (%)	Pression de gonflement(Bars)	Potentiel de gonflement
> 35	> 60	10	Très élevé
22-48	40-60	1,5-2,5	Elevé
22-32	30-40	30-60	Moyen
< 18	< 30	< 0,5	Faible

Tableau 7. *Le potentiel de retrait d'après Holtz et Gibbs (1956)*

% < 2 μ m	I _p (%)	W _s (%)	U*(%)	Potentiel de retrait
> 28	> 3560	< 10	> 30	Très élevé
20-13	25-40	7-10	20-30	Elevé
13-23	15-30	10-15	10-30	Moyen

U* : Pourcentage de retrait.

Tableau 8. *Le potentiel de retrait d'après Holtz, Dakshanamrthy et Raman (1973)*

I _p (%)	W _s (%)	W _L *(%)	Potentiel de gonflement
< 18	> 15	20-35	Faible
15-25	10-15	35-50	Moyen
25-35	7-12	50-70	Elevé

Annexe VI Programme et exécution pour calculer les modules d'élasticités effectives des sols composites 'sols- fibres '

Le programme

```
// Gonflement
clc
clear global

texte=x_dialog(["Indice de plasticité Ip(%)", ""]);
Ip=evstr(texte)
texte=x_dialog(["limite de liquide Wl", ""]);
Wl=evstr(texte)
texte=x_dialog(["La teneur en eau Wn", ""]);
Wn=evstr(texte)
texte=x_dialog(["Le poids volumique sec gamad (kN/m3)", ""]);
gamad=evstr(texte)
texte=x_dialog(["La profondeur prélèvement des échantillons Z(m)", ""]);
Z=evstr(texte)
texte=x_dialog(["L activité d argiles A", ""]);
A=evstr(texte)
texte=x_dialog(["La teneur en argile C(%)", ""]);
C=evstr(texte)
texte=x_dialog(["Indice des vide initial e0", ""]);
e0=evstr(texte)
//Close
//constante

M=1
//Seed et al.1

S1=((0.1670877*A).*C+0.8221577)

S2=2.16*10^(-3)*(Ip)^(2.44)

//Nayak et Christensen

S3=(0.0229*(Ip)*1.451).*C/Wn+6.38

//Vijayvergiya et Ghazzaly

S4=10^(0.320102564*gamad+0.033333333*Wl-0.051282051*Wn-6.692307692)

S5=10^(0.033333333*Wl-0.083333333*Wn+0.458333333)

//Johnson et Sneathen

S6=10^(0.036*Wl-0.0833*Wn+0.458)

//Seed et al.2
```

Annexe VI Programme et exécution pour calculer les modules d'élasticités effectives des sols composites 'sols- fibres '

$$S7=0.1823723*Ip+0.4559623$$

// Bekkouche et Aissa mamoun (2000)

$$S8=10^{(-0.1*Z+1.06*A+0.22*gamad-0.04*Wn+0.82)}$$

//Komornik et David (1989)

$$Ps9=10^{(2.08*Wl+0.00688*gamad-2.96*Wn+0.132)}$$

//Vijayvergiya et Ghazzaly

$$Ps10=10^{(0.32*gamad+0.05416666*Wl-5.128205128)}$$

$$Ps11=10^{(0.03333333*Wl-0.2241666666*Wn+1.96666667)}$$

// Brackley (1975)

$$Ps12=10^{((5.3-147)*(e0/Ip))}$$

// David et komornik (Bekkouche et al, 2000c)

$$Ps13=10^{(0.0078182*Wl+0.006432451*gamad-0.00611536*Wn+1.1328183)}$$

//Bekkouche et Aissa mamoun (2000)

$$Ps14=10^{(0.01*Ip+1.26*gamad-0.008*Wn-0.1*M-2.179)}$$

$$Ps15=10^{(-0.001*Wn.*Ip+0.024*Wl+0.1*M-0.713)}$$

//end;

//end;

//else disp ("fin de programme");

//END

L'exécution de programme pour Argile d'Ayaida

Ip =
22.
23.
21.
18.
11.
Wl =
0.45
0.44
0.43
0.42
0.36
Wn =
0.2
0.2
0.2
0.2
0.2
gamad =
24.62
21.35
17.8
16.84
13.25
Z =
6.5
6.5
6.5
6.5
6.5
A =
0.6
0.63
0.57
0.49
0.3
C =
36.48
36.48
36.48
36.48
36.48
e0 =
0.595
0.285
0.55
0.689

Annexe VI Programme et exécution pour calculer les modules d'élasticités effectives des sols composites 'sols- fibres '

0.357

M = 1.

S1 =

4.4793733

4.6622341

4.2965125

3.8088838

2.6507655

S2 =

4.0734753

4.5401445

3.6363764

2.4964258

0.7506749

S3 =

139.71692

145.77769

133.65615

115.47384

73.048459

S4 =

15.608495

1.4005296

0.1022339

0.0503458

0.0035546

S5 =

2.8619805

2.8597847

2.8575905

2.8553981

2.8422787

S6 =

2.8677415

2.8653653

2.8629911

2.8606189

2.8464267

S7 =

4.4681529

4.6505252

4.2857806

3.7386637

2.4620576

S8 =

1638324.8

336356.64

48106.083

24333.243

Annexe VI Programme et exécution pour calculer les modules d'élasticités effectives des sols composites 'sols- fibres '

2483.1331

Ps9 =

4.4196268

4.000258

3.6046574

3.3842248

2.398612

Ps10 =

595.07248

53.410692

3.9001969

1.9201929

0.1352991

Ps11 =

86.463604

86.397266

86.33098

86.264743

85.868393

Ps12 =

0.0002159

0.0175450

0.0004088

0.0000569

0.0063179

Ps13 =

19.655331

18.722682

17.760479

17.506581

16.582109

Ps14 =

1.0D+21 *

91327170.

7085.9813

0.2277194

0.0131160

0.0000003

Ps15 =

0.2474002

0.2471497

0.2472407

0.2474458

0.2474230

L'exécution de programme pour la Bentonite de Maghnia

Ip =

- 91.
- 90.
- 62.
- 36.
- 30.

Wl =

- 1.37
- 1.34
- 1.08
- 0.83
- 0.8

Wn =

- 0.2
- 0.2
- 0.2
- 0.2
- 0.2

gamad =

- 25.62
- 23.88
- 21.47
- 20.67
- 18.65

Z =

- 0.
- 0.
- 0.
- 0.
- 0.

A =

- 1.4
- 1.43
- 0.98
- 0.57
- 0.48

C =

- 62.73
- 62.73
- 62.73
- 62.73
- 62.73

e0 =

- 0.799
- 0.773
- 0.698
- 0.583

Annexe VI Programme et exécution pour calculer les modules d'élasticités effectives des sols composites 'sols- fibres '

0.598

M =

1.

S1 =

15.496134

15.810576

11.093941

6.7965622

5.8532352

S2 =

130.17115

126.70842

51.037509

13.546648

8.6821965

S3 =

954.77571

944.35378

652.53971

381.56951

319.03793

S4 =

35.005014

9.6861634

1.6070817

0.8742237

0.1967956

S5 =

3.0666673

3.0643145

3.0037699

2.9466824

2.9399052

S6 =

3.0898685

3.0873083

3.0214819

2.9595113

2.9521607

S7 =

17.051842

16.869469

11.763045

7.0213651

5.9271313

S8 =

85585462.

38141696.

3751457.2

Annexe VI Programme et exécution pour calculer les modules d'élasticités effectives des sols composites 'sols- fibres '

919602.2
265338.34

Ps9 =
368.01507
310.09474
85.923825
25.621798
21.49374

Ps10 =
1394.4508
385.45901
63.196768
33.97451
7.6406129

Ps11 =
92.789749
92.576338
90.747221
89.022544
88.817798

Ps12 =
0.0552101
0.0606673
0.0796229
0.1208089
0.1144148

Ps13 =
20.281756
19.755069
18.973332
18.665649
18.105687

Ps14 =
1.0D+25 *
759626.31
5107.4015
2.4637691
0.1329230
0.0003299

Ps15 =
0.2522319
0.2518605
0.2514896
0.2510267
0.2513043