

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Hassiba Benbouali de Chlef

Faculté de Génie Civil et d'Architecture

Département de Génie Civil



# THÈSE

Présentée pour l'obtention du diplôme de

## DOCTORAT

Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

Par

**Maria ARAB**

Thème :

---

### ÉVALUATION DU COMPORTEMENT GÉOTECHNIQUE D'UN SOL FIN EXPANSIF MÉLANGÉ AVEC DES MATÉRIAUX GRANULAIRES RECYCLÉS

---

Soutenue le 07/07/2025, devant le jury composé de :

Noureddine DELLA	Professeur	Université de Chlef (UHBC)	Président
Missoum HANIFI	Professeur	UAIB Mostaganem	Examineur
Fethellah Mounir DERFOUF	Professeur	UMT Saida	Examineur
Said NOURI	MCA	Université de Chlef (UHBC)	Examineur
Ismail BENESSALAH	MCA	Université de Chlef (UHBC)	Rapporteur
Ahmed ARAB	Professeur	Université de Chlef (UHBC)	Co-rapporteur

## Avant-propos

Avant tout, je remercie Allah, le Tout-Puissant, de m'avoir accordé la force, la sagesse et la persévérance nécessaires pour mener à bien cette thèse.

Cette recherche a été menée au sein du Laboratoire de Sciences des Matériaux et de l'Environnement (LSME) du département de Génie Civil de l'Université de Chlef. À cette occasion, je tiens à exprimer ma gratitude à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à son aboutissement, ainsi qu'à celles qui ont manifesté un intérêt pour ce travail et m'ont soutenu dans sa réalisation, en particulier :

Je tiens à exprimer ma profonde reconnaissance à **Dr. Ismail BENESSALAH, Maître de conférences classe A**, qui a accepté d'être mon directeur de thèse durant ces années. Son soutien indéfectible, ses encouragements et ses précieux conseils m'ont été d'une aide inestimable. Qu'il trouve ici l'expression de ma sincère gratitude.

J'exprime également mes chaleureux remerciements à mon co-directeur de thèse, **Pr. Ahmed ARAB** pour m'avoir intégrée à leur équipe, m'avoir guidée, suivie et soutenue tout au long de ce parcours.

Je tiens à remercier tout particulièrement **Pr. Noureddine DELLA** pour avoir accepté de présider le jury de cette recherche. J'adresse également mes sincères remerciements aux membres du jury **Pr. Missoum HANIFI, Pr. Fethellah Mounir DERFOUF** et **Dr. Said NOURI** qui m'ont fait l'honneur de participer à l'évaluation de ce travail.

Je tiens à exprimer un immense merci au laboratoire de mécanique et énergétique de UHBC qui m'a permis d'effectuer mon expérience avec l'appareil de DRX, ainsi qu'au plateau technique d'analyses physico-chimiques de USTHB qui m'a accueillie et soutenue dans la réalisation de mon expérience de MEB.

## Dédicaces

Je dédie ce travail à ma famille, qui m'a soutenue tout au long de ce parcours et qui a été présente à chaque instant, faisant preuve de patience et de compréhension face à mes humeurs durant ma formation.

À mon père, pour son amour inconditionnel et ses sacrifices, à ma très chère grande mère, à ma mère, à ma belle-mère, à mes sœurs et mes frères.

À mon adorable petit neveu Younes, que cette thèse soit un témoignage de l'amour et de la persévérance qui nous portent dans la vie. Puisses-tu grandir avec la curiosité d'apprendre, la joie de découvrir et la confiance en toi pour réaliser tes rêves.

À tous mes amis qui m'ont accompagné, soutenu et encouragé tout au long de mon parcours universitaire, je tiens à exprimer ma profonde gratitude.

## Table des matières

Résumé.....	I
Abstract.....	II
ملخص.....	III
Notations.....	IV
Introduction générale.....	V

### Chapitre 01 : Étude bibliographique sur les sols fins expansifs et leur traitement par des matériaux recyclés

I.1. Introduction.....	1
I.2. Nature et structure des sols fins.....	1
I.2.1. Minéraux argileux.....	1
I.2.1.1. Tétraèdre de silice ( $\text{SiO}_4$ ).....	2
I.2.1.2. Octaèdre d'alumine ( $\text{Al}_2(\text{OH})_6$ ) ou de magnésium ( $\text{Mg}_3(\text{OH})_6$ ).....	2
I.2.2. Structure des minéraux argileux.....	2
I.2.2.1. Kaolinite.....	3
I.2.2.2. Illite.....	3
I.2.2.3. Smectite (Montmorillonite).....	4
I.3. Phénomènes de gonflement-retrait.....	5
I.3.1. Mécanisme de gonflement.....	5
I.3.2. Facteurs influençant le gonflement.....	7
I.4. Dommages causés par les sols expansifs.....	8
I.5. Traitement des sols par matériaux granulaires recyclés.....	10
I.5.1. Effet des MGR sur les caractéristiques de compactage.....	12
I.5.2. Effet des MGR sur le comportement œdométrique (Gonflement).....	14
I.5.3. Effet des MGR sur le comportement hydraulique.....	19
I.5.4. Effet des MGR sur le comportement mécanique.....	21
I.6. Conclusion.....	26

### Chapitre 02 : Matériaux et procédures expérimentale

II.1. Introduction.....	28
II.2. Caractérisation des matériaux utilisés.....	28
II.2.1. Bentonite de Mostaganem.....	28
II.2.1.1. Analyse minéralogique (DRX).....	29
II.2.1.2. Microscope électronique à balayage (MEB).....	30
II.2.1.3. Analyse granulométrique (par sédimentation).....	32
II.2.1.4. La masse volumique des particules solides.....	33
II.2.1.5. Essai Proctor Normal.....	33

II.2.1.6. Limites d'Atterberg .....	34
II.2.2. Matériaux granulaires naturels .....	36
II.2.2.1. Sable de Chlef.....	36
II.2.2.2. Sable normalisé .....	37
II.2.3. Matériaux granulaires recyclés.....	38
II.2.3.1. Granulats de béton recyclé .....	38
II.2.3.2. Granulats de Caoutchouc.....	39
II.3. Classification de Bentonite.....	40
II.4. Procédures expérimentales .....	42
II.4.1. Essai œdométrique.....	42
II.4.2. Essai de cisaillement direct.....	46
II.4.3. Essai de compression non confiné (uniaxial) .....	49
II.5. Conclusions .....	50
<b>Chapitre 03 : Comportement de compressibilité et de cisaillement des mélanges Bentonite-Sable</b>	
III.1. Introduction.....	49
III.2. Comportement à l'œdomètre des mélanges Bentonite/Matériaux granulaires.....	49
III.2.1. Transition de la teneur en Bentonite .....	51
III.2.2. Caractéristiques de compressibilité des mélanges Bentonite-Sable.....	54
III.3. Comportement de cisaillement des mélanges Bentonite/Matériaux granulaires.....	59
III.3.1. Effet de la contrainte normale .....	59
III.3.2. Effet de matériau granulaire naturel et la bentonite sur la résistance au cisaillement des mélanges.....	63
III.3.3. Effet de la teneur en bentonite sur la résistance maximale .....	66
III.3.4. Caractéristiques mécaniques des mélanges Bentonite-Sable .....	67
III.4. Conclusion .....	69
<b>Chapitre 04 : Comportement œdométrique des mélanges Bentonite-MGR</b>	
IV.1. Introduction.....	71
IV.2. Effet des matériaux granulaires recyclés sur le comportement de compressibilité.....	71
IV.3. Effet de matériau granulaire recyclé sur la consolidation des mélanges.....	78
IV.4. Conclusion .....	88
<b>Chapitre 05 : Comportement de cisaillement des mélanges Bentonite-MGR</b>	
V.1. Introduction .....	91
V.2. Effet des matériaux granulaires recyclés sur le comportement de compactage de la bentonite.....	91
V.3. Effet des matériaux granulaires recyclés sur le comportement au cisaillement de la bentonite.....	93
V.3.1. Effet des granulats de béton recyclé (GBR).....	94
a) Effet sur la contrainte de cisaillement.....	94

b) Effet sur la résistance au cisaillement maximale et les caractéristiques mécaniques .....	98
V.3.2. Effet des granulats de caoutchouc (GC).....	101
a) Effet sur la contrainte de cisaillement.....	101
b) Effet sur la résistance au cisaillement maximale et les caractéristiques mécaniques .....	106
V.4. Effet de la méthode de préparation sur la résistance au cisaillement .....	109
V.5. Effets des matériaux granulaires recyclés sur la résistance à la compression non confiné .....	111
V.6. Conclusion.....	115
Conclusion générale.....	117
Recommandations et Perspectives .....	119
Références.....	120

## Liste des figures

### Chapitre 01 : Étude bibliographique sur les sols fins expansifs et leur traitement par des matériaux recyclés

Figure I.1. Structure du tétraèdre (Bultel, 2001) .....	2
Figure I.2. Structure de l'octaèdre (Blutel, 2001) .....	2
Figure I.3. Schéma de la structure de la kaolinite (Mitchell et Soga, 2005). .....	3
Figure I.4. Schéma des structures de l'illite (Mitchell et Soga, 2005).....	4
Figure I.5. Schéma des structures de la montmorillonite (Mitchell et Soga, 2005). .....	5
Figure I.6. Schéma de double couche d'eau entourant une particule argileuse (Bultel, 2001) .....	6
Figure I.7. Mécanisme des sols expansifs (Reda et al., 2016, cité par Amakye et Abbey, 2021).....	7
Figure I.8. Dommages structurels à une maison causés par un 'soulèvement des extrémités' (Jones, 2017) .....	8
Figure I.9. Impact des sols expansifs sur les infrastructures de génie civil en Oman, Arabie Saoudite, Pakistan et aux États-Unis (Dafalla et Shamrani, 2011 ; Yong et Ouhadi, 2007 ; Al-Rawas et al., 2005 ; cité par Jalal et al., 2020) .....	9
Figure I.10. Désordres observés au sein de l'école primaire Remas Kerroum à Saïda (Benhamou et al., 2015) .....	10
Figure I.11. Pathologie des maçonneries due aux variations volumiques du sol de fondation (Khemissa et Mekki, 2007) .....	10
Figure I.12. Cas pathologique dans la ville de Saida (Houmadi et al., 2009) .....	10
Figure I.13. Composition de base des déchets de démolition (Oikonomou, 2005).....	11
Figure I.14. Évaluation des quantités de déchets inertes produites en millions de tonnes par an (DMA) .....	12
Figure I.15. Courbes de compactage des Mélange argile-déchets de démolition (Yu et al., 2024) .....	13
Figure I.16. Les caractéristiques de compactage des mélanges sol-verre recyclé (Yaghoubi et al., 2021) .....	14
Figure I.17. Variation de (a) la contrainte de pré consolidation ( $\sigma_p$ ) (b) l'indice de gonflement (Cs) (Klouche et al., 2022).....	15
Figure I.18. Courbes de compressibilité pour les trois matériaux en état saturé (Ouslimane et al., 2023) .....	16
Figure I.19. Variation de l'indice de compression ( $C_c$ ) et la pression de gonflement en fonction de la teneur en granulés de caoutchouc (Yadav et Tiwari, 2018) .....	16
Figure I.20. Variation de l'indice de compression ( $C_c$ ) et l'indice de gonflement (Cs) en fonction de la teneur des particules de caoutchouc (Hidalgo signes et al., 2016).....	17
Figure I.21. Variation (a) du potentiel de gonflement ; (b) du potentiel de retrait en fonction du nombre de cycles appliqués pour les échantillons testés (Soltani et al., 2019) .....	18

Figure I.22. Variation des types de gonflement en fonction de la teneur en RCCR (Al-Baidhani et Al-Taie, 2020) .....	18
Figure I.23. (a) Variation de coefficient du perméabilité des mélanges en fonction des différents nombres de cycles ; (b) Schéma des voies d'écoulement dans les sols expansifs à teneur croissante en caoutchouc (Lu et al., 2022).....	19
Figure I.24. Le coefficient de perméabilité en fonction de la pression normale du sol mélangé avec (a) copeaux de pneus fins ; (b) copeaux de pneus grossiers (Cetin et al., 2006) .....	20
Figure I.25. Résultats de perméabilité pour les différents mélanges (Islam et al., 2023) .....	21
Figure I.26. (a) Variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal ; (b) Variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal (Kianimehr et al., 2019)....	21
Figure I.27. Courbe contrainte-déformation de chaque mélange de sol (Yu et al., 2024) .....	22
Figure I.28. Résultats de l'UCS pour l'argile molle renforcée par granulats recyclés fins (Wang et al., 2024) .....	23
Figure I.29. Résultat de la microscopie (MEB) du mélange argile - 20% granulats de béton recyclé - 9% GBS à 28 jours (Sosahab et al., 2023) .....	23
Figure I.30. Effet de l'ajout de déchets de briques (a) sur la cohésion ; (b) sur l'angle de frottement d'un sol argileux (Saand et al., 2020).....	24
Figure I.31. Variation de la résistance à la compression non confinée d'une argile molle stabilisée par tuiles concassées recyclées (RCT) de 1.18 mm (Al-Bared et al., 2018) .....	25
Figure I.32. (a) Relations contrainte-déformation typiques pour le sol non traité et divers mélanges sol-TDA-M ; (b) Variations de la résistance à la compression non confinée (UCS) (Soltani et al., 2020) .	25
Figure I.33. Résultats de test sous chargement statique et cyclique (10 cycles) pour une contrainte normale de 168 kPa et une teneur de 20 % des GRP avec $D_r = 90\%$ : (a) résistance au cisaillement ; (b) déplacement vertical (Tabrizi et al., 2019) .....	26

## **Chapitre 02 : Matériaux et procédures expérimentale**

Figure II. 1. Bentonite de Mostaganem.....	29
Figure II. 2. Diffractomètre MiniFlex600 .....	29
Figure II. 3. Diagramme de diffraction X de bentonite.....	30
Figure II. 4. MEB d'un échantillon de bentonite : (a) Agrandissement 40 $\mu$ m, (b). Agrandissement 20 $\mu$ m, (c) Agrandissement 4 $\mu$ m.....	31
Figure II. 5. MEB d'un échantillon de bentonite (Méthode de calcul les propriétés chimiques).....	31
Figure II. 6. Variation de l'intensité en fonction de l'énergie .....	32
Figure II. 7. Courbe de distribution granulométrique de bentonite.....	33
Figure II. 8. Courbes de compactages de la bentonite.....	34
Figure II. 9. Méthode de calcul de la limite de liquidité .....	35

Figure II. 10. Courbe de distribution granulométrique des granulats naturels .....	37
Figure II. 11. Granulats de béton recyclé .....	38
Figure II. 12. Courbe de distribution granulométrique des granulats recyclés .....	39
Figure II. 13. Granulats de caoutchouc .....	40
Figure II. 14. Dispositifs utilisés : (a) Œdomètre, (b). Appareil de cisaillement, (c) Appareil de l'essai de compression.....	42
Figure II. 15. Principe de l'essai œdométrique (XP P 94-090-1).....	43
Figure II. 16. Cellule œdométrique .....	44
Figure II. 17. Principe d'essai de cisaillement à la boîte : (a) début de l'essai ; (b) durant le déplacement relatif (Head et Epps, 2011 ; figures d'après Flitti, 2018).....	47
Figure II. 18. Boite de cisaillement .....	47
Figure II. 19. Variation de contrainte de cisaillement ; (b). Variation de déplacement vertical en fonction de déplacement horizontal .....	49
Figure II. 20. Éprouvettes préparées pour l'essai de compression .....	50

### **Chapitre 03 : Comportement de compressibilité et de cisaillement des mélanges Bentonite-Sable**

Figure III. 1. Courbes de compressibilité des différents mélanges sable/bentonite .....	50
Figure III. 2. Courbes de compressibilité des différents mélanges : (a) Sables propres étudiés ; (b) Sables + 20% Bentonite ; (c) Bentonite + 20% de Sable .....	51
Figure III. 3. Variations du rapport des vides intergranulaires en fonction de la teneur en Bentonite pour les mélanges SC-B .....	53
Figure III. 4. Variations du rapport des vides intergranulaires en fonction de la teneur en Bentonite pour les mélanges SN-B.....	53
Figure III. 5. Variation de l'indice de compression des mélanges Bentonite-Sable .....	55
Figure III. 6. Paramètres de compressibilité ( $C_c$ et $C_c-s$ ) des mélanges Sable-Bentonite : (a) mélanges SC-B ; (b) mélanges SN-B.....	56
Figure III. 7. Variation de l'indice de gonflement des mélanges Sable-Bentonite .....	57
Figure III. 8. Variation de la contrainte de préconsolidation des mélanges Sable-Bentonite .....	58
Figure III. 9. Variation du module œdométrique des mélanges Sable-Bentonite .....	59
Figure III. 10. Résultats des essais de cisaillement (contrainte de cisaillement) des mélanges B-SC ...	61
Figure III. 11. Résultats des essais de cisaillement (contrainte de cisaillement) des mélanges B-SN ...	61
Figure III. 12. Résultats des essais de cisaillement (déplacement vertical) des mélanges B-SC .....	63
Figure III. 13. Résultats des essais de cisaillement (déplacement vertical) des mélanges B-SN .....	63
Figure III. 14. Variation de la contrainte de cisaillement des mélanges SC-B ( $\sigma_n = 100\text{kPa}$ ).....	64
Figure III. 15. Variation de la contrainte de cisaillement des mélanges SN-B ( $\sigma_n = 100\text{kPa}$ ). .....	65
Figure III. 16. Variation de déplacement vertical des mélanges SC-B ( $\sigma_n = 100\text{kPa}$ ). .....	66

Figure III. 17. Variation de déplacement vertical des mélanges SN-B ( $\sigma_n = 100\text{kPa}$ ).....	66
Figure III. 18. Variation de la résistance maximale au cisaillement ( $\sigma_n = 100\text{kPa}$ ) des mélanges étudiés. ....	67
Figure III. 19. Variation des caractéristiques mécaniques des mélanges étudiés en fonction de la teneur en sable.....	68
Figure III. 20. Variation des caractéristiques mécaniques des mélanges étudiés en fonction de la teneur en Bentonite. ....	69

#### **Chapitre 04 : Comportement œdométrique des mélanges Bentonite-MGR**

Figure IV. 1. Courbes de compressibilité des différents mélanges étudiées Bentonite-GBR.....	72
Figure IV. 2. Courbes de compressibilité des différents mélanges étudiées Bentonite-GC.....	74
Figure IV. 3. Courbes de compressibilité des mélanges de Bentonite-GBR.....	75
Figure IV. 4. Courbes de compressibilité des mélanges de Bentonite-GC.....	75
Figure IV. 5. Variation de l'indice de compression et de gonflement des mélanges Bentonite-GBR...	76
Figure IV. 6. Variation de l'indice de compression et de gonflement des mélanges Bentonite-GC.....	77
Figure IV. 7. Variation de la contrainte pré-consolidation (a). Mélange Bentonite-GBR ; (b). Mélange Bentonite-GC.....	78
Figure IV. 8. Courbe de consolidation de Bentonite sur un palier de chargement de 400-800kPa.....	79
Figure IV. 9. Compression immédiate, consolidation primaire, compression secondaire et compression tertiaire (Sexton, 2014).....	80
Figure IV. 10. Courbes de consolidations des mélanges Bentonite-GBR.....	82
Figure IV. 11. Courbes de consolidations des mélanges Bentonite-GC.....	83
Figure IV. 12. Variation de coefficient de consolidation (a). Mélange Bentonite-GBR ; (b). Mélange Bentonite-GC.....	83
Figure IV. 13. Variation de module œdométriques pour le mélange Bentonite-GBR.....	84
Figure IV. 14. Variation de module œdométriques pour le mélange Bentonite-GC.....	85
Figure IV. 15. Variation de coefficient de perméabilité pour le mélange Bentonite-GBR.....	86
Figure IV. 16. Variation de coefficient de perméabilité pour le mélange Bentonite-GC.....	86
Figure IV. 17. Variation de taux et de l'indice de fluage pour le mélange Bentonite-GBR.....	87
Figure IV. 18. Variation de taux et de l'indice de fluage pour le mélange Bentonite-GC.....	87
Figure IV. 19. Variation de la teneur en eau à la fin de l'essai œdométrique pour le mélange Bentonite-GBR.....	88
Figure IV. 20. Variation de la teneur en eau à la fin de l'essai œdométrique pour le mélange Bentonite-GC.....	88

## Chapitre 05 : Comportement de cisaillement des mélanges Bentonite-MGR

Figure V. 1. Courbes de compactages pour le mélange Bentonite-GBR .....	92
Figure V. 2. Variation des caractéristiques de compactage optimales en fonction de la teneur en GBR .....	92
Figure V. 3. Courbes de compactages pour le mélange Bentonite-GBR .....	93
Figure V. 4. Variation des caractéristiques de compactage optimales en fonction de la teneur en GC .....	93
Figure V. 5. Variation de la contrainte de cisaillement pour le mélange Bentonite-GBR ( $D_r=90\%$ , $\omega=5\%$ ) sous l'effet de : (a) $\sigma = 100\text{kPa}$ ; (b) $\sigma = 200\text{kPa}$ ; (c) $\sigma = 300\text{kPa}$ .....	95
Figure V. 6. Variation de déplacement vertical pour le mélange Bentonite-GBR ( $D_r=90\%$ , $\omega=5\%$ ) sous l'effet de : (a) $\sigma = 100\text{kPa}$ ; (b) $\sigma = 200\text{kPa}$ ; (c) $\sigma = 300\text{kPa}$ .....	96
Figure V. 7. Variation de la contrainte de cisaillement pour le mélange Bentonite-GBR ( $\rho_{dmax}$ , $\omega_{opt}$ ) sous l'effet de : (a) $\sigma = 100\text{kPa}$ ; (b) $\sigma = 200\text{kPa}$ ; (c) $\sigma = 300\text{kPa}$ .....	97
Figure V. 8. Variation de déplacement vertical pour le mélange Bentonite-GBR ( $\rho_{dmax}$ , $\omega_{opt}$ ) sous l'effet de : (a) $\sigma = 100\text{kPa}$ ; (b) $\sigma = 200\text{kPa}$ ; (c) $\sigma = 300\text{kPa}$ .....	98
Figure V. 9. Variation de la résistance maximale ( $\tau_{max}$ ) pour le mélange Bentonite-GBR ( $D_r=90\%$ , $\omega=5\%$ ).....	99
Figure V. 10. Variation des caractéristiques mécaniques pour le mélange Bentonite-GBR ( $D_r=90\%$ , $\omega=5\%$ ).....	100
Figure V. 11. Variation de la résistance maximale ( $\tau_{max}$ ) pour le mélange Bentonite-GBR ( $\rho_{dmax}$ , $\omega_{opt}$ ).....	100
Figure V. 12. Variation des caractéristiques mécaniques pour le mélange Bentonite-GBR ( $\rho_{dmax}$ , $\omega_{opt}$ ).....	101
Figure V. 13. Variation de la contrainte de cisaillement pour le mélange Bentonite-GC ( $D_r=90\%$ , $\omega=5\%$ ) sous l'effet de : (a) $\sigma = 100\text{kPa}$ ; (b) $\sigma = 200\text{kPa}$ ; (c) $\sigma = 300\text{kPa}$ .....	102
Figure V. 14. Variation de déplacement vertical pour le mélange Bentonite-GC ( $D_r=90\%$ , $\omega=5\%$ ) sous l'effet de : (a) $\sigma = 100\text{kPa}$ ; (b) $\sigma = 200\text{kPa}$ ; (c) $\sigma = 300\text{kPa}$ .....	103
Figure V. 15. Variation de la contrainte de cisaillement pour le mélange Bentonite-GC ( $\rho_{dmax}$ , $\omega_{opt}$ ) sous l'effet de : (a) $\sigma = 100\text{kPa}$ ; (b) $\sigma = 200\text{kPa}$ ; (c) $\sigma = 300\text{kPa}$ .....	105
Figure V. 16. Variation de déplacement vertical pour le mélange Bentonite-GC ( $\rho_{dmax}$ , $\omega_{opt}$ ) sous l'effet de : (a) $\sigma = 100\text{kPa}$ ; (b) $\sigma = 200\text{kPa}$ ; (c) $\sigma = 300\text{kPa}$ .....	106
Figure V. 17. Variation de la résistance maximale ( $\tau_{max}$ ) pour le mélange Bentonite-GC ( $D_r=90\%$ , $\omega=5\%$ ).....	107
Figure V. 18. Variation des caractéristiques mécaniques pour le mélange Bentonite-GC ( $D_r=90\%$ , $\omega=5\%$ ).....	107
Figure V. 19. Variation de la résistance maximale ( $\tau_{max}$ ) pour le mélange Bentonite-GC ( $\rho_{dmax}$ , $\omega_{opt}$ ).....	108

Figure V. 20. Variation des caractéristiques mécaniques pour le mélange Bentonite-GC ( $\rho_{dmax}$ , $\omega_{opt}$ )	109
Figure V. 21. L'effet de la méthode de préparation sur la variation de la contrainte de cisaillement sous l'effet d'une contrainte normale de 100kPa pour le mélange Bentonite-GBR : (a), 10 % GBR. (b), 20 %GBR. (c) 30 %GBR. (d), 40 %GBR.	110
Figure V. 22. L'effet de la méthode de préparation sur la variation de la contrainte de cisaillement sous l'effet d'une contrainte normale de 100kPa pour le mélange Bentonite-GC : (a), 5%GC. (b), 10%GC. (c) 15%GC.	111
Figure V. 23. Variation de la contrainte axiale en fonction de la déformation axiale : (a). temps = 07 jrs, (b). temps = 14 jrs, (c). temps = 28 jrs.	112
Figure V. 24. Variation de la résistance maximale à la compression non confiné (UCS) en fonction des trois temps de durcissement.	113
Figure V. 25. Photographies des échantillons des mélanges de Bentonite-GBR	115

## Liste des tableaux

### Chapitre 01 : Étude bibliographique sur les sols fins expansifs et leur traitement par des matériaux recyclés

Tableau I.1. Résultats des essais de perméabilité (Karami et al., 2021) .....	20
-------------------------------------------------------------------------------	----

### Chapitre 02 : Matériaux et procédures expérimentale

Tableau II. 1. Propriétés chimiques de bentonite .....	32
Tableau II. 2. Densité spécifique et poids volumique des particules solides de bentonite.....	33
Tableau II. 3. Caractéristiques de compactage de bentonite .....	34
Tableau II. 4. Limites d'Atterberg de bentonite.....	35
Tableau II. 5. Résultats de l'activité de bentonite de Mostaganem.....	36
Tableau II. 6. Propriétés physiques des matériaux granulaires naturels.....	37
Tableau II. 7. Propriétés physiques des granulats recyclés .....	39
Tableau II. 8. Classification du potentiel du gonflement en fonction la limite de liquidité .....	40
Tableau II. 9. Classification des sols expansifs en fonction de l'activité (Asuri et Keshavamurthy 2016) .....	41
Tableau II. 10. Classification du potentiel du gonflement en fonction de l'indice de plasticité .....	41
Tableau II. 11. Classification du potentiel du gonflement selon l'indice de plasticité modifié .....	41
Tableau II. 12. Indices des vides initiaux des différents mélanges.....	45
Tableau II. 13. Caractéristiques de compactage des mélanges Bentonite-MGR.....	48

### Chapitre 03 : Comportement de compressibilité et de cisaillement des mélanges Bentonite-Sable

Tableau III. 1. Transition de la teneur en bentonite dans les conditions de chargement par paliers verticaux.....	53
Tableau III. 2. Paramètres extraits des courbes de compressibilité.....	54

### Chapitre 04 : Comportement œdométrique des mélanges Bentonite-MGR

Tableau V. 1. Présentation schématique des sept modes de déformation avec leurs descriptions (Megrousse et al., 2025).....	114
-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-----

## Résumé

Les sols fins, caractérisés par des propriétés géotechniques médiocres, notamment un degré d'expansivité élevé, couvrent de vastes superficies. L'augmentation de la population et l'urbanisation croissante rendent leur exploitation nécessaire. Par ailleurs, le monde est confronté à une augmentation significative du stockage des déchets, conséquence directe du développement économique et industriel. Dans ce contexte, cette recherche vise à améliorer le comportement géotechnique d'un sol fin expansif en le stabilisant avec des matériaux granulaires naturels ou recyclés. L'étude analyse l'impact de ces matériaux sur plusieurs paramètres, notamment la compressibilité, le gonflement, la consolidation, la perméabilité et la résistance au cisaillement du sol traité. Pour ce faire, des essais œdométriques, de cisaillement direct et de compression non confinée ont été réalisés sur une argile à plasticité très élevée, mélangée à différentes teneurs de granulats naturels et recyclés.

Les résultats ont permis de constater que l'ajout de granulats naturels, notamment le sable de Chlef et le sable normalisé avec une teneur de 10, 20 et 30 %, améliore la compressibilité et réduit le gonflement de l'argile. Cependant, pour le comportement au cisaillement, les mélanges avec de faibles teneurs en sable de Chlef (10 et 20 %) ne présentent pas d'amélioration notable de la résistance au cisaillement, tandis que ceux contenant du sable normalisé montrent une amélioration significative.

Concernant les mélanges bentonite-granulats de béton recyclé, les résultats indiquent qu'une augmentation de la teneur en matériau recyclé de 10 % à 40 % entraîne une diminution de l'indice de compression, de l'indice de gonflement et de l'indice de fluage. En revanche, le coefficient de consolidation et le coefficient de perméabilité augmentent avec l'élévation du taux de granulats recyclés. Les essais de cisaillement révèlent également qu'une plus forte teneur en matériau recyclé se traduit par une augmentation progressive de la résistance au cisaillement, accompagnée d'une réduction du caractère contractant du sol. Par ailleurs, pour différents temps de durcissement et avec une teneur de 10 % en granulats de béton recyclé, la résistance à la compression non confinée augmente, atteignant une valeur significativement plus élevée que celle du sol non traité. En revanche, les mélanges traités avec des granulats de caoutchouc montrent une diminution de la compressibilité à mesure que la teneur en matériau recyclé augmente de 5 % à 35 %. Toutefois, le comportement au gonflement de la bentonite ne présente pas d'amélioration notable. Concernant la résistance au cisaillement, une légère amélioration a été observée, accompagnée d'une réduction du caractère contractant du sol. Ces résultats démontrent que l'utilisation de déchets de béton recyclé constitue une solution efficace et durable pour améliorer les propriétés des sols fins expansifs.

**Mots-clés :** Sol fin expansif, Sable, matériau granulaire recyclé, déchets de béton, compactage, gonflement, compressibilité, consolidation, perméabilité, résistance au cisaillement.

## Abstract

Fine-grained soils, characterized by poor geotechnical properties, including a high degree of expansiveness, cover vast areas. Population growth and increasing urbanization make their exploitation necessary. Furthermore, the world is facing a significant increase in waste disposal, a direct consequence of economic and industrial development. In this context, this research aims to improve the geotechnical behavior of expansive fine-grained soils by stabilizing them with natural or recycled granular materials. The study analyzes the impact of these materials on several parameters, including compressibility, swelling, consolidation, permeability, and shear strength of the treated soil. To this end, oedometric, direct shear, and unconfined compression tests were conducted on a clay with very high plasticity, mixed with varying contents of natural and recycled aggregates. The results showed that the addition of natural aggregates, particularly Chlef sand and standardized sand with contents of 10, 20, and 30%, improved compressibility and reduced clay swelling. However, regarding shear behavior, mixtures with low Chlef sand contents (10 and 20%) did not show a significant improvement in shear strength, while those containing standardized sand showed a significant improvement.

Regarding bentonite-recycled concrete aggregate mixtures, the results indicated that an increase in the recycled material content from 10% to 40% resulted in a decrease in the compression index, swelling index, and creep index. However, the coefficient of consolidation and coefficient of permeability increased with increasing the recycled aggregate content. Shear tests also reveal that a higher recycled material content results in a progressive increase in shear strength, accompanied by a reduction in the soil's contractility. Furthermore, for different curing times and with a 10% recycled concrete aggregate content, the unconfined compressive strength increases, reaching a significantly higher value than that of the untreated soil. On the other hand, the mixtures treated with rubber aggregates show a decrease in compressibility as the recycled material content increases from 5% to 35%. However, the swelling behavior of bentonite does not show any notable improvement. Regarding shear strength, a slight improvement was observed, accompanied by a reduction in the soil's contractility. These results demonstrate that the use of recycled concrete waste is an effective and sustainable solution for improving the properties of expansive fine soils.

**Keywords:** Expansive fine soil, Sand, recycled granular material, concrete waste, compaction, swelling, compressibility, consolidation, permeability, shear strength.

## ملخص

التربة الناعمة، التي تتميز بخصائص جيوتقنية ضعيفة، بما في ذلك درجة عالية من الانتفاخ، تغطي مساحات كبيرة. إن الزيادة في عدد السكان والتوسع الحضري المتزايد يجعل استغلالهم ضرورياً. علاوة على ذلك، يواجه العالم زيادة كبيرة في تخزين النفايات، وهي نتيجة مباشرة للتنمية الاقتصادية والصناعية. وفي هذا السياق، يهدف هذا البحث إلى تحسين السلوك الجيوتقني للتربة الناعمة المنتفخة عن طريق تثبيتها بمواد حبيبية طبيعية أو معاد تدويرها. وتحلل الدراسة تأثير هذه المواد على العديد من المعايير، بما في ذلك قابلية الانضغاط و الانتفاخ والتماسك والنفذية وقوة القص للتربة المعالجة. وللقيام بذلك، تم إجراء اختبارات القياس الإودوميترى واختبار القص المباشر واختبار الضغط غير المقيد على طين ذو مرونة عالية جداً، مخلوط بمحتويات مختلفة من المواد الخام الطبيعية والمعاد تدويرها. وأظهرت النتائج أن إضافة المواد الخام الطبيعية بما في ذلك رمل الشلف والرمل الموحد بنسبة 10 و 20 و 30% يحسن قابلية الانضغاط ويقلل من انتفاخ الطين. ومع ذلك، بالنسبة لسلوك القص، فإن الخلطات التي تحتوي على نسبة منخفضة من رمل الشلف (10 و 20%) لا تظهر أي تحسن ملحوظ في قوة القص، في حين أن تلك التي تحتوي على رمل موحد تظهر تحسناً كبيراً. بالنسبة لمخاليط الخرسانة المعاد تدويرها بالبتونيت، تشير النتائج إلى أن زيادة محتوى المواد المعاد تدويرها من 10% إلى 40% يؤدي إلى انخفاض في مؤشر الضغط ومؤشر الانتفاخ ومؤشر الزحف. ومن ناحية أخرى، يزداد معامل التماسك ومعامل النفذية مع زيادة معدل إعادة تدوير المواد الخام. وتكشف اختبارات القص أيضاً أن ارتفاع محتوى المواد المعاد تدويرها يؤدي إلى زيادة تدريجية في قوة القص، مصحوبة بانخفاض في الطبيعة الانكماشية للتربة. علاوة على ذلك، بالنسبة لأوقات المعالجة المختلفة ومع محتوى 10% من المواد الخرسانية المعاد تدويرها، تزداد قوة الضغط غير المحصورة، لتصل إلى قيمة أعلى بكثير من تلك الموجودة في التربة غير المعالجة. في المقابل، أظهرت المخاليط المعالجة بحبيبات المطاط انخفاضاً في قابلية الانضغاط مع زيادة محتوى المواد المعاد تدويرها من 5% إلى 35%. ومع ذلك، فإن سلوك الانتفاخ في البتونيت لا يظهر أي تحسن ملحوظ. وفيما يتعلق بمقاومة القص، لوحظ تحسن طفيف، مصحوباً بانخفاض في الطبيعة الانكماشية للتربة. وتوضح هذه النتائج أن استخدام نفايات الخرسانة المعاد تدويرها يشكل حلاً فعالاً ومستداماً لتحسين خصائص التربة المتوسعة الناعمة.

**الكلمات المفتاحية:** التربة الناعمة المتمددة، الرمل، المواد الحبيبية المعاد تدويرها، نفايات الخرسانة، الضغط، الانتفاخ، قابلية الضغط، التماسك، النفذية، قوة القص

## Notations

<b>MGR</b>	Matériau granulaire recyclé
<b>D<sub>10</sub></b>	Diamètre pour lequel le tamisât est de 10%
<b>D<sub>50</sub></b>	Diamètre moyen des grains
<b>C<sub>c</sub></b>	Coefficient de courbure
<b>C<sub>u</sub></b>	Coefficient d'Uniformité
<b>γ<sub>s</sub></b>	Poids volumiques des grains solides
<b>G<sub>s</sub></b>	Densité spécifique
<b>ω</b>	Teneur en eau
<b>ω<sub>L</sub></b>	Limite de liquidité
<b>ω<sub>p</sub></b>	Limite de plasticité
<b>I<sub>p</sub></b>	Indice de plasticité
<b>I<sub>p</sub>'</b>	Indice de plasticité modifié
<b>A</b>	Activité
<b>Dr</b>	Densité relative
<b>e</b>	Indice des vides
<b>e<sub>max</sub></b>	Indice des vides maximal
<b>e<sub>min</sub></b>	Indice des vides minimal
<b>γ<sub>dmax</sub></b>	Poids volumique sec maximal
<b>ω<sub>opt</sub></b>	Teneur en eau optimale
<b>Sr</b>	Degré de saturation
<b>Cc</b>	Indice de compression
<b>Cs</b>	Indice de gonflement
<b>Cc-s</b>	Indice de compression granulaire
<b>e<sub>i</sub></b>	Indice des vides initiale
<b>e<sub>s</sub></b>	Indice des vides intergranulaire
<b>Fc</b>	Fraction des fines
<b>B-SC</b>	Mélange Bentonite-Sable de Chlef
<b>B-SN</b>	Mélange Bentonite-Sable normalisé
<b>F<sub>B</sub></b>	Teneur en bentonite
<b>Cv</b>	Coefficient de consolidation
<b>Tv</b>	Facteur du temps
<b>Ca</b>	Taux de fluage
<b>C<sub>ae</sub></b>	Indice de fluage
<b>E<sub>oed</sub></b>	Module œdométrique
<b>σ'<sub>v</sub></b>	Contrainte verticale appliquée
<b>σ'<sub>p</sub></b>	Contrainte de pré-consolidation
<b>σ<sub>N</sub></b>	Contrainte normale
<b>C</b>	Cohésion

$\Phi$	Angle de frottement
$\tau$	Résistance au cisaillement
$\tau_{\max}$	Résistance maximale au cisaillement
<b>GBR</b>	Granulats de béton recyclé
<b>GC</b>	Granulats de caoutchouc
$\Delta V$	Déplacement vertical
$\Delta H$	Déplacement horizontale
$\sigma_a$	Contrainte axiale
$\varepsilon_a$	Déformation axiale
<b>UCS</b>	Résistance maximale à la compression non confiné

# **Introduction générale**

## Introduction générale

L'urbanisation croissante et le développement des infrastructures imposent des défis majeurs en ingénierie géotechnique, notamment dans les régions où les sols fins expansifs sont présents. Ces sols, caractérisés par leur forte sensibilité aux variations de teneur en eau, présentent des phénomènes de gonflement et de retrait susceptibles de compromettre la stabilité des ouvrages. Les dégradations causées par ces mouvements différentiels, telles que les fissurations des fondations et des chaussées, engendrent des coûts de maintenance élevés et réduisent la durabilité des infrastructures. Ainsi, la nécessité d'améliorer les propriétés mécaniques et hydrauliques des sols fins expansifs devient une préoccupation essentielle dans les études géotechniques.

Dans le même temps, la gestion des déchets issus des activités industrielles et de construction constitue un enjeu environnemental majeur. L'augmentation continue de ces déchets pose des problèmes de stockage et de pollution, nécessitant des stratégies efficaces de valorisation. Une approche innovante consiste à réutiliser ces matériaux granulaires recyclés comme stabilisants pour améliorer les propriétés mécaniques et hydrauliques des sols problématiques.

L'objectif principal de cette recherche est d'améliorer les propriétés géotechniques d'un sol fin expansif en le stabilisant par l'ajout de matériaux granulaires recyclés. Cette approche permet non seulement de limiter les effets néfastes du gonflement et du retrait, mais aussi de contribuer à la réduction des déchets en leur trouvant une application utile. L'étude s'attache à évaluer l'influence de ces matériaux recyclés sur les propriétés mécaniques et hydrauliques du sol traité, notamment en ce qui concerne la compressibilité, la consolidation, la perméabilité et la résistance au cisaillement. L'étude s'articule autour de cinq chapitres :

- Le premier chapitre est consacré à une revue bibliographique sur la nature et la composition des sols fins, leurs problèmes géotechniques (gonflement, retrait) et leurs impacts sur les structures. Il aborde également les méthodes d'amélioration des sols expansifs, avec un focus particulier sur l'utilisation des matériaux recyclés en ingénierie géotechnique et leurs effets sur les caractéristiques mécaniques et hydrauliques des sols stabilisés.
- Le deuxième chapitre présente les matériaux étudiés dans cette recherche, en détaillant leurs propriétés physiques, granulométriques et chimiques. Une classification de l'expansivité du sol fin utilisé est également effectuée. Par ailleurs, les procédures expérimentales mises en œuvre pour analyser le comportement des mélanges sol fin expansif/matériau granulaire (naturel ou recyclé) sont décrites en détail.
- Le troisième chapitre est consacré à l'étude du comportement des mélanges argile-matériau granulaire naturel à travers des essais œdométriques et de cisaillement. Il analyse l'effet de l'incorporation de matériau naturel sur la compressibilité de l'argile expansive, son comportement en cisaillement ainsi que l'influence de la présence d'argile expansive sur les propriétés mécaniques du sable. Ce chapitre permet de mieux comprendre les interactions entre les particules d'argile et de sable.

- Le quatrième chapitre présente les résultats des essais œdométriques réalisés sur des mélanges d'argile stabilisés avec deux types de matériaux granulaires recyclés. Il explore l'impact de ces matériaux sur plusieurs paramètres géotechniques, notamment la compressibilité, la consolidation, la perméabilité et le fluage. Cette analyse permet de déterminer si les matériaux recyclés offrent une alternative viable et performante aux stabilisants classiques utilisés en géotechnique.
- Le cinquième chapitre est dédié aux résultats des essais de compactage, de cisaillement et de compression non confinée sur les mélanges d'argile traités par les matériaux granulaires recyclés. Il met en évidence leur influence sur les caractéristiques de compactage, ainsi que sur les caractéristiques mécaniques.

Enfin, la thèse se conclut par une synthèse des résultats obtenus, mettant en évidence les bénéfices du traitement des sols expansifs par des matériaux recyclés, ainsi que des perspectives pour des recherches futures visant à approfondir l'étude des interactions entre sols fins et matériaux recyclés dans divers contextes géotechniques

# **Chapitre 01 : Étude bibliographique sur les sols fins expansifs et leur traitement par des matériaux recyclés**

# **Chapitre 01 : Étude bibliographique sur les sols fins expansifs et leur traitement par des matériaux recyclés**

## **I.1. Introduction**

Les sols fins ou qui ils ont appelés aussi les sols cohérents se caractérisent par un diamètre moyen des grains solides inférieur à 80 $\mu$ m. le comportement de ce type des sols est lié par son état hydrique, la nature des grains minéraux qui les composent et leur structure cristalline (c'est à dire l'arrangement des particules solides) (Schlosser, 1983). Les sols fins expansifs, principalement constitués d'argiles sensibles aux variations d'humidité, représentent un défi majeur en ingénierie géotechnique. Leur tendance au gonflement en présence d'eau et au retrait en période de sécheresse peut entraîner des dommages structurels importants aux infrastructures, notamment aux routes, aux bâtiments et aux ouvrages de soutènement (Dakshanamurthy et Raman, 1973 ; Hung, 2002 ; Bose, 2012). Ces phénomènes de déformation différentielle compromettent la stabilité ainsi que durabilité des structures, entraînant des frais conséquents d'entretien et de remise en état.

En réponse à ces problématiques, plusieurs techniques d'amélioration des sols ont été développées, notamment l'incorporation de matériaux recyclés. L'utilisation de matériaux granulaires recyclés en génie civil a pris de l'importance et constitue une solution à la fois économique et écologique (Azam et Cameron, 2013 ; Yadav et Tiwari, 2016 ; Noolu et al., 2021).

Ce chapitre propose une présentation générale des sols fins expansifs, leurs mécanismes de gonflement et de retrait, ainsi que des impacts engendrés sur les structures. Une revue bibliographique approfondie sera également menée sur l'utilisation des matériaux recyclés dans le traitement de ces types de sol.

## **I.2. Nature et structure des sols fins**

Les sols fins sont principalement composés de particules de faible dimension, telles que les limons et les argiles, se distinguent par leur composition minéralogique, qui influence fortement leurs propriétés physiques, chimiques et mécaniques. Cette composition est dominée par des minéraux argileux, dont la structure cristalline en couches est à l'origine de caractéristiques spécifiques, telles que la plasticité, la capacité d'échange cationique et le comportement en présence d'eau, notamment le gonflement et le retrait.

### **I.2.1. Minéraux argileux**

La fraction fine des sols est principalement constituée de minéraux argileux, qui appartiennent à la famille des phyllosilicates, c'est-à-dire des silicates en feuillets. Leur structure repose sur l'association de feuillets tétraédriques (riches en silice) et de feuillets octaédriques (contenant de l'aluminium ou du magnésium). Cette organisation confère aux argiles des propriétés physiques et chimiques particulières, influençant directement le comportement des sols.

# Chapitre 01 : Étude bibliographique sur les sols fins expansifs et leur traitement par des matériaux recyclés

## I.2.1.1 Tétrahédre de silice (SiO<sub>4</sub>)

Le tétraédre de silice (SiO<sub>4</sub>) représente l'unité fondamentale de la structure des silicates, y compris les minéraux argileux. Il joue un rôle essentiel dans la formation des phyllosilicates, constituant la principale composante de la fraction fine des sols. Cette unité est composée d'un atome de silicium (Si<sup>4+</sup>) au centre, entouré de quatre atomes d'oxygène (O<sup>2-</sup>), formant ainsi un tétraédre, c'est-à-dire une pyramide à base triangulaire (figure I.1). La charge nette d'un tétraédre isolé est de -4, ce qui favorise son association avec d'autres cations (ex. Al<sup>3+</sup>, Mg<sup>2+</sup>) ou avec d'autres tétraédres pour former des structures plus complexes.

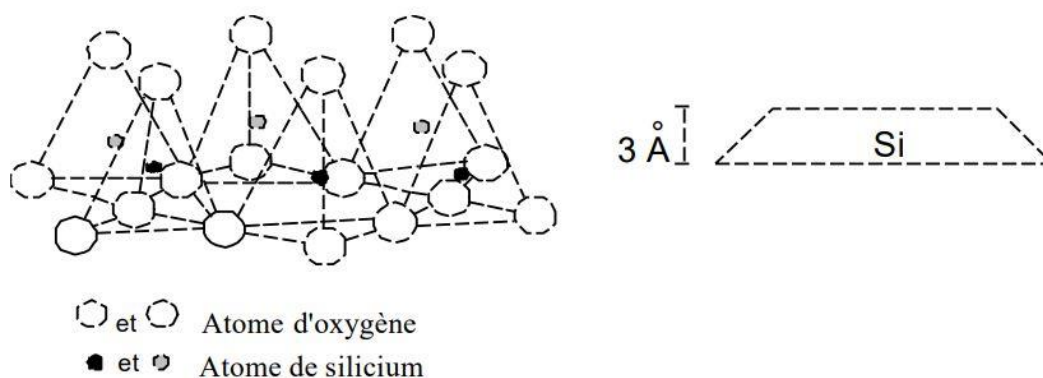


Figure I.1. Structure du tétraédre (Bultel, 2001)

## I.2.1.2. Octaèdre d'alumine (Al<sub>2</sub>(OH)<sub>6</sub>) ou de magnésium (Mg<sub>3</sub>(OH)<sub>6</sub>)

L'élément octaédrique est une unité structurale clé des phyllosilicates, notamment dans les minéraux argileux. Il est constitué d'un cation central (Al<sup>3+</sup> ou Mg<sup>2+</sup>) entouré de six groupements hydroxyles (OH<sup>-</sup>) ou d'oxygènes, disposés aux sommets d'un octaèdre qui est une structure géométrique à huit faces triangulaires (figure I.2). Octaèdre d'alumine (Al<sub>2</sub>(OH)<sub>6</sub>) est constitué des ions aluminium (Al<sup>3+</sup>) et est présent dans les argiles kaoliniques et les illites, où il contribue à la cohésion des feuillets. D'autre part, l'octaèdre de magnésium (Mg<sub>3</sub>(OH)<sub>6</sub>) contient des ions magnésium (Mg<sup>2+</sup>) et se retrouve dans certaines argiles comme les smectites et les chlorites, conférant une plus grande flexibilité structurale et influençant les propriétés gonflantes..

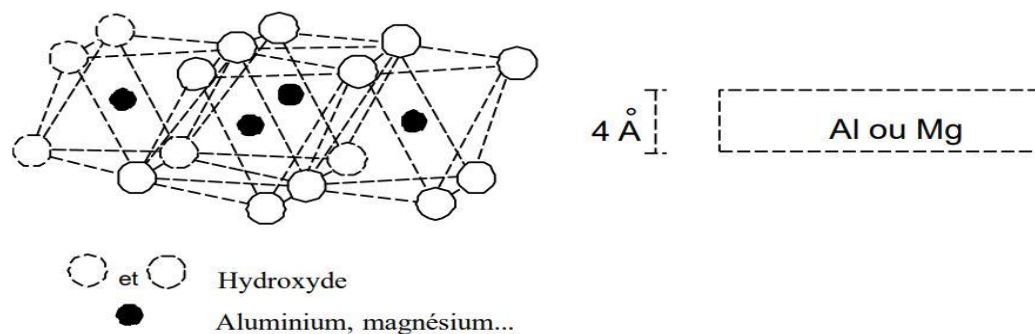


Figure I.2. Structure de l'octaèdre (Blutel, 2001)

## I.2.2. Structure des minéraux argileux

Les minéraux argileux Ils sont classés en fonction de leur organisation cristalline :

### I.2.2.1. Kaolinite

Les minéraux de kaolinite sont constitués d'une alternance de feuillets de silice et d'octaèdres d'alumine, comme l'illustre schématiquement la figure ci-dessous. Chaque couche présente une épaisseur de 7Å (angström, une unité de longueur principalement utilisée en cristallographie). (figure I.3). Les pointes des tétraèdres de silice ainsi qu'un des plans atomiques du feuillet octaédrique sont partagés. De plus, les pointes des tétraèdres sont toutes orientées dans la même direction, vers le centre de la couche unitaire. Sur le plan atomique partagé entre les deux feuillets, deux tiers des atomes sont des oxygènes, répartis entre le silicium et les cations octaédriques. Les atomes restants dans ce plan sont des groupes hydroxyles (OH), disposés de manière à se situer directement sous les espaces du réseau hexagonal formé par les bases des tétraèdres de silice (Mitchell et Soga, 2005).

Comparée à d'autres minéraux argileux, la kaolinite se distingue par une faible plasticité. En ce qui concerne son comportement au gonflement, elle présente une sensibilité réduite à l'eau. Contrairement à d'autres types d'argiles, elle absorbe peu d'eau, ce qui limite les variations de volume lorsqu'elle est en contact avec l'humidité. Cette propriété s'explique par la structure de la kaolinite, où les couches de silice et d'alumine sont solidement liées par des liaisons hydrogène, restreignant ainsi l'infiltration de l'eau entre les feuillets. Par conséquent, la kaolinite ne subit pas de gonflement significatif sous l'effet de l'humidité (Mekki, 2019).

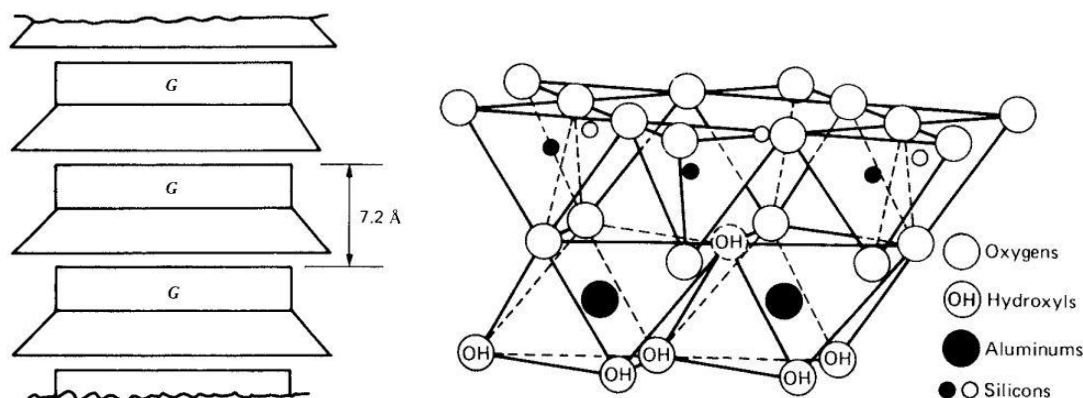


Figure I.3. Schéma de la structure de la kaolinite (Mitchell et Soga, 2005).

### I.2.2.2. Illite

La figure I.4 illustre la structure de l'illite. Son feuillet élémentaire est constitué de trois couches : une couche centrale d'alumine, composée d'octaèdres d'aluminium ( $AlO_6$ ), encadrée par deux couches de silice formées de tétraèdres de silicium ( $SiO_4$ ). Le cation intercalaire dominant est le potassium ( $K^+$ ), qui joue un rôle essentiel dans la stabilité de cette structure.

## Chapitre 01 : Étude bibliographique sur les sols fins expansifs et leur traitement par des matériaux recyclés

En raison de ses caractéristiques dimensionnelles, de sa charge électrique et de son degré de coordination, l'ion potassium s'intègre de manière optimale dans les anneaux hexagonaux formés par les atomes d'oxygène des feuillets tétraédriques adjacents. Cette disposition favorise une liaison ionique solide et imbriquée, renforçant ainsi la cohésion des feuillets et limitant l'infiltration des molécules d'eau dans l'espace interfoliaire. Contrairement aux smectites, qui gonflent en présence d'humidité, la structure de l'illite empêche toute expansion significative (Driss, 2022).

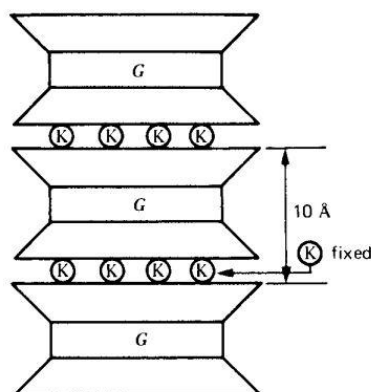


Figure I.4. Schéma des structures de l'illite (Mitchell et Soga, 2005).

### I.2.2.3. Smectite (Montmorillonite)

La montmorillonite, également appelée smectite, est un minéral argileux appartenant au groupe des phyllosilicates. Sa structure cristalline se compose d'un feuillet élémentaire constitué de deux couches tétraédriques de silice ( $\text{SiO}_4$ ) entourant une couche centrale octaédrique d'alumine ( $\text{AlO}_6$ ) (figure I.5).

Les feuillets de la montmorillonite sont maintenus ensemble par de faibles liaisons hydrogène, permettant aux molécules d'eau de s'intercaler facilement. Cette particularité entraîne un phénomène d'expansion lorsqu'elle absorbe de l'eau. Ainsi, les sols riches en montmorillonite sont extrêmement sensibles aux variations d'humidité, cela les rend sensibles aux phénomènes de gonflement et de retrait. En présence d'eau, la montmorillonite a la capacité d'absorber et de retenir une grande quantité d'eau, provoquant un gonflement important du sol. À l'inverse, en période de sécheresse, la perte d'eau entraîne un retrait significatif, pouvant causer des fissurations et des instabilités dans les sols ainsi que des désordres structurels.

Selon Mekki (2019), les substitutions isomorphes d' $\text{Al}^{3+}$  par  $\text{Mg}^{2+}$  dans les feuillets de montmorillonite génèrent un excès de charge négative, compensé par des cations  $\text{Ca}^{2+}$  ou  $\text{Na}^+$  afin de maintenir l'électroneutralité. Lorsque cette compensation est assurée par  $\text{Ca}^{2+}$ , on parle de montmorillonite calcique, la forme la plus courante. En revanche, lorsque le  $\text{Na}^+$  assure cette compensation, il s'agit de montmorillonite sodique, une variante plus rare. Le sodium

## Chapitre 01 : Étude bibliographique sur les sols fins expansifs et leur traitement par des matériaux recyclés

confère à la montmorillonite une capacité de gonflement plus élevée que le calcium, rendant ainsi les montmorillonites sodiques plus expansives que les montmorillonites calciques (Saiyouri, 1996).

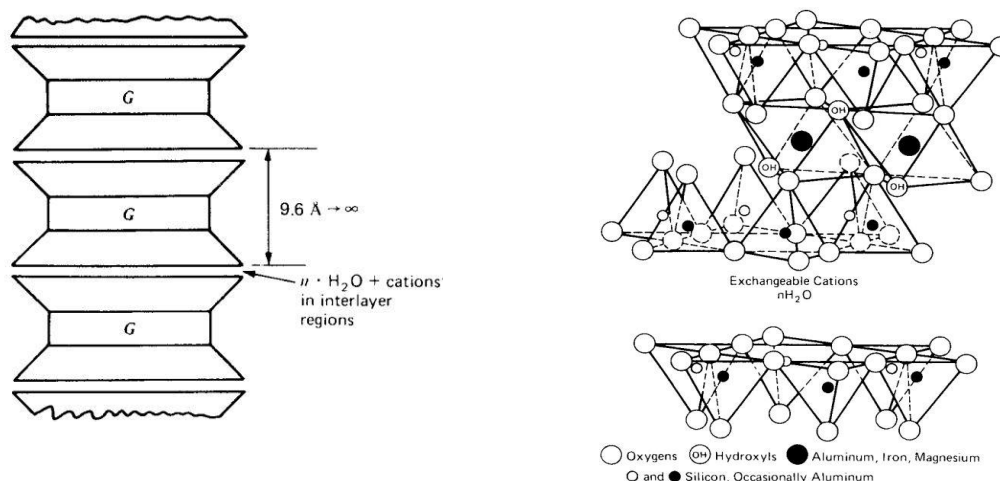


Figure 1.5. Schéma des structures de la montmorillonite (Mitchell et Soga, 2005).

### I.3. Phénomènes de gonflement-retrait

Un sol est considéré comme ayant une minéralogie argileuse expansive lorsque sa limite de liquidité dépasse 50 % et que son indice de plasticité excède 30 % (Elarabi, 2012). Les sols expansifs contiennent des minéraux argileux à treillis en expansion, principalement du groupe des smectites, dont la montmorillonite est le représentant majeur (Osman, 2018). Ces minéraux se caractérisent par de faibles forces de van der Waals entre leurs unités structurales, une substitution isomorphe importante générant de fortes charges de surface négatives, une capacité d'échange cationique élevée (80–150 meq/100 g) et une grande surface spécifique (400–900 m<sup>2</sup>/g). Ces propriétés les rendent particulièrement sensibles aux variations de leur environnement physico-chimique, à la différence des argiles non expansives, telles que la kaolinite, qui peut également être présente dans un sol naturel (Asuri et Keshavamurth, 2016).

#### I.3.1. Mécanisme de gonflement

Le phénomène de gonflement des argiles est principalement attribué à leur structure minéralogique et à leur interaction avec l'eau. Selon Bultel (2001), certaines argiles, comme les smectites (montmorillonite), possèdent des liaisons interfoliaires faibles, ce qui leur permet de fixer l'eau entre leurs feuillets et d'entraîner un gonflement interfoliaire. Ce phénomène, bien qu'il se produise à l'échelle microscopique, peut être particulièrement important. En revanche, pour d'autres types d'argiles, l'eau s'insère uniquement entre les particules, provoquant un gonflement interparticulaire plus modéré mais présent dans toutes

## Chapitre 01 : Étude bibliographique sur les sols fins expansifs et leur traitement par des matériaux recyclés

les argiles. Seules les argiles dites gonflantes subissent un gonflement intraparticulaire significatif.

Les sols argileux peuvent se dilater sous l'effet de l'eau en raison de mécanismes physico-chimiques et mécaniques influencés par leur texture. D'un point de vue physico-chimique, le modèle de la double couche explique ce phénomène par l'interaction entre les particules argileuses, chargées négativement, et les cations environnants, formant ainsi une couche électrique diffuse (figure I.6). La théorie initiale de Gouy-Chapman a été améliorée par Stern (1924) et cité par Bultel (2001), qui distingue une couche fixe, située à proximité de la particule, et une couche mobile, en transition avec l'eau environnante. Ce processus joue un rôle clé dans l'expansion des sols en présence d'eau et dans ses effets sur les infrastructures.

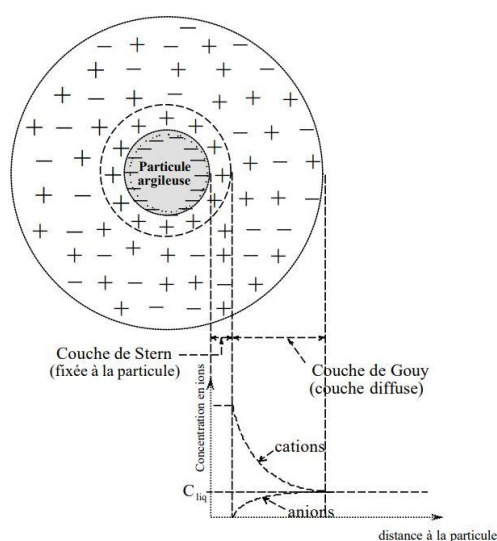


Figure I.6. Schéma de double couche d'eau entourant une particule argileuse (Bultel, 2001)

La figure I.7 illustre le phénomène d'expansion des sols argileux sous l'effet de l'humidité. La structure de l'argile sèche est représentée par des couches compactes et rapprochées, sans présence significative d'eau. Ce stade correspond à un état où les forces de cohésion entre les particules d'argile dominent, maintenant une faible distance inter-laminaire. Lorsque l'eau est absorbée, elle s'intercale entre les couches d'argile, augmentant l'espacement inter-laminaire. Ce processus entraîne une expansion du sol, ce qui peut provoquer des déformations et des dommages aux structures construites sur ces sols.

## Chapitre 01 : Étude bibliographique sur les sols fins expansifs et leur traitement par des matériaux recyclés

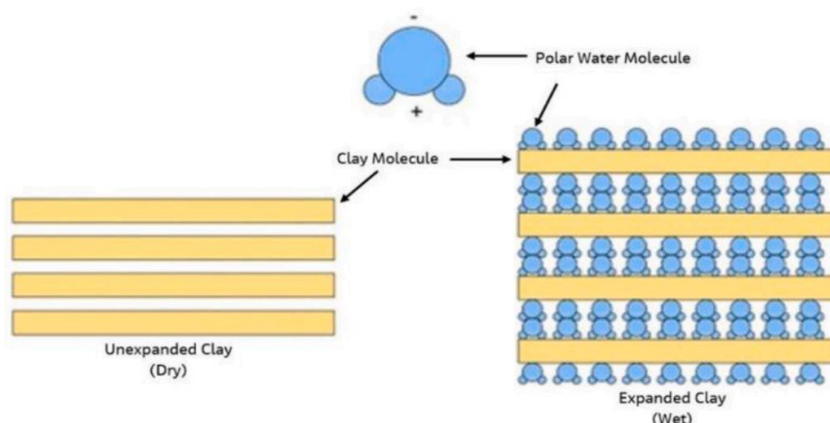


Figure I.7. Mécanisme des sols expansifs (Reda et al., 2016, cité par Amakye et Abbey, 2021)

### I.3.2. Facteurs influençant le gonflement

Le gonflement d'un sol expansif dépend de ses propriétés internes, des facteurs environnementaux modifiant son équilibre et de l'état de contrainte appliqué.

#### a) Effet des propriétés des sols

D'après Mokhtari et Dehghani (2012), la minéralogie de l'argile joue un rôle clé dans son comportement expansif. Les montmorillonites et les vermiculites figurent parmi les minéraux les plus sujets au gonflement. De plus, la composition chimique de l'eau du sol influence ce phénomène : une concentration élevée en cations et une valence plus importante réduisent l'expansion. Par exemple, les cations  $Mg^{2+}$  limitent davantage le gonflement que les cations  $Na^+$ . La succion du sol, résultant de la pression négative dans les sols non saturés, est influencée par plusieurs facteurs, notamment le degré de saturation, la gravité, la structure des pores, ainsi que les propriétés électrochimiques du sol et de l'eau. Toute diminution de la contrainte totale entraîne des déformations du sol. Il est particulièrement important de distinguer le gonflement causé par les variations de la contrainte effective. Ce type de gonflement survient lorsque la contrainte effective, c'est-à-dire celle réellement supportée par les particules du sol, diminue. Cette diminution entraîne une expansion du volume du sol, généralement sous l'effet d'un apport d'eau modifiant les forces internes entre les particules et favorisant leur dispersion (Jones et Jefferson, 2012).

La plasticité du sol constitue un indicateur fiable du potentiel de gonflement : plus un sol est plastique et présente des limites de liquidité élevées, plus son potentiel de gonflement est important. La structure et la texture du sol jouent également un rôle déterminant : les argiles floculées sont plus expansives que les argiles dispersées. Par ailleurs, la densité sèche influence le gonflement, une densité élevée entraînant un rapprochement des particules et une augmentation des forces de répulsion, favorisant ainsi l'expansion du sol. Il est établi que le potentiel et la pression de gonflement augmentent avec la teneur en particules argileuses et la densité sèche (Holtz et Gibbs, 1956 ; Seed et al., 1962 ; Mitchell, 1976 ; Chen, 1988 ; Rao, 2006).

## Chapitre 01 : Étude bibliographique sur les sols fins expansifs et leur traitement par des matériaux recyclés

### b) Facteurs environnementaux

Le taux de gonflement des sols expansifs est influencé de leur teneur en eau initiale. Les argiles sèches à très sèches, avec une teneur en eau inférieure à 15 %, présentent un risque élevé, car elles peuvent absorber rapidement de l'eau, atteignant jusqu'à 35 %, ce qui entraîne un gonflement préjudiciable aux structures. En revanche, les argiles ayant une teneur en eau supérieure à 30 % ont déjà subi l'essentiel de leur expansion, ce qui réduit considérablement leur potentiel de gonflement futur (Chen, 2012). Afin de limiter ce phénomène, il a été proposé de compacter les sols argileux à des teneurs en eau supérieures à leur valeur optimale (Gromko, 1974, cité par Rao, 2006).

### I.4. Dommages causés par les sols expansifs

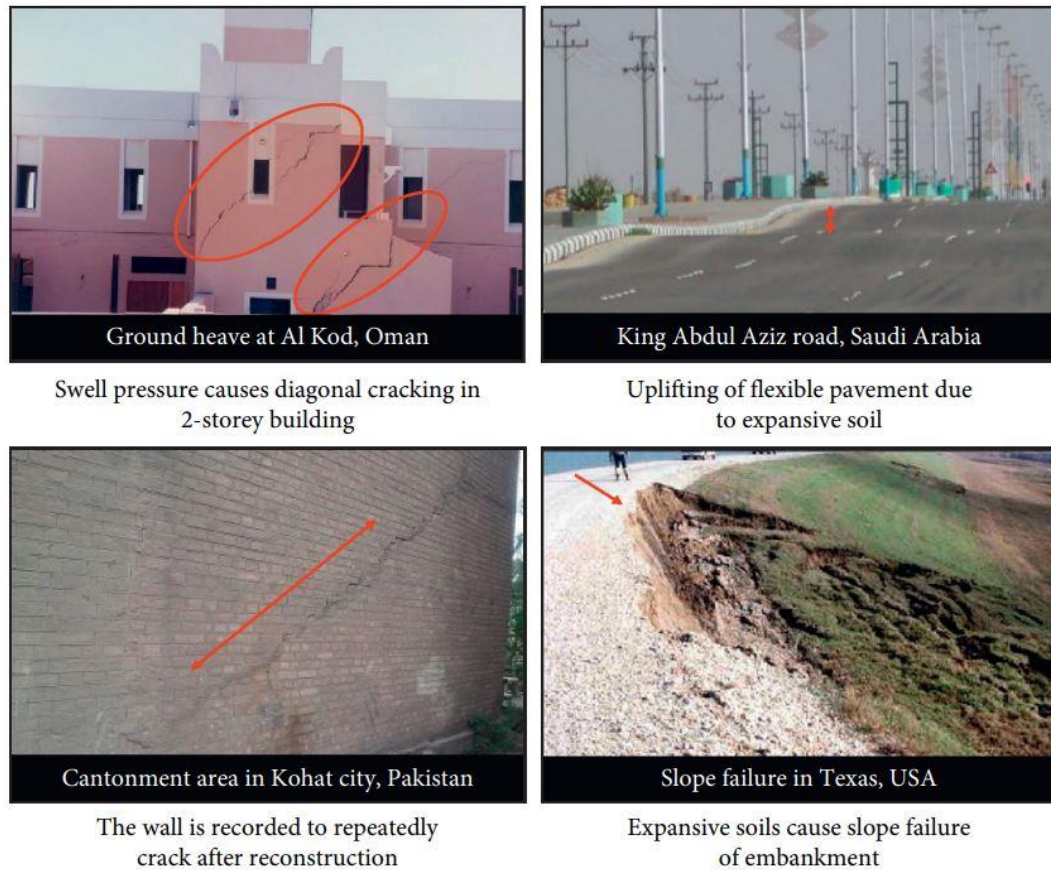
Les sols expansifs, en raison de leurs variations de volume liées aux changements d'humidité, causent des dommages significatifs aux infrastructures. Ces phénomènes provoquent l'apparition de fissures dans les bâtiments, la déformation des routes et l'instabilité des talus, engendrant des coûts de réparation importants. Le changement de la teneur en eau des sols argileux aux abords des bâtiments entraîne une modification de la pression de gonflement. En revanche, si la teneur en eau du sol sous le centre du bâtiment reste stable, cela peut entraîner une défaillance connue sous le nom de « soulèvement des extrémités » (Figure I.8) (Jones, 2017).



*Figure I.8. Dommages structurels à une maison causés par un 'soulèvement des extrémités' (Jones, 2017)*

La figure I.9 illustre les effets des sols expansifs sur les infrastructures dans différentes régions du monde. On y observe des fissures diagonales dans un bâtiment à Oman et un mur au Pakistan, provoquées par la pression de gonflement du sol. En Arabie Saoudite, un soulèvement du revêtement routier est visible, tandis qu'au Texas, une défaillance de talus met en évidence l'instabilité des sols expansifs. Entre les années soixante-dix et deux mille, les pertes annuelles liées aux dommages causés par ces sols ont augmenté à 140%, atteignant un coût total de 4.7 milliards de dollars américains aux États-Unis (Simons, 1991 ; Zhao et al., 2014 ; Jalal et al., 2020). Ces phénomènes soulignent la nécessité d'études géotechniques approfondies et de solutions adaptées.

## Chapitre 01 : Étude bibliographique sur les sols fins expansifs et leur traitement par des matériaux recyclés



*Figure 1.9. Impact des sols expansifs sur les infrastructures de génie civil en Oman, Arabie Saoudite, Pakistan et aux États-Unis (Dafalla et Shamrani, 2011 ; Yong et Ouhadi, 2007 ; Al-Rawas et al., 2005 ; cité par Jalal et al., 2020)*

L'Algérie, caractérisée par un climat contrasté, est particulièrement vulnérable au phénomène de retrait-gonflement des sols. Plusieurs problèmes majeurs liés à ce phénomène ont été observés sur diverses infrastructures à travers le pays, aussi bien au nord qu'au sud, notamment à In-Aménas qui est parmi les cas les plus emblématiques figurent les infrastructures pétrolières (Derrich et al., 1999), ainsi que l'hôpital de N'Gaous et la ligne de chemin de fer de Ramdane Djamel, situés dans le nord-est du pays. Au nord-ouest, à proximité de la ville d'Oran, l'hôpital de Sidi Chahmi et la briqueterie de Mers El Kébir ont également été touchés. Les sols de ces deux derniers sites ont provoqué d'importantes fissurations dans les bâtiments hospitaliers ainsi que des soulèvements notables au niveau des fonds de fouille (Hachichi et al., 2007).

Plusieurs recherches ont été menées pour analyser le phénomène de gonflement-retrait en Algérie (Hachichi et al., 2007 ; Houmadi et al., 2009 ; Khemissa et Mahamedi, 2014 ; Benhamou et al., 2015 ; Mahamedi et Khemissa, 2017). Ces recherches ont mis en évidence que plusieurs régions, telles que M'sila, Saïda, Oran, Tizi-Ouzou, Laghouat, Médéa, Mostaganem sont particulièrement touchées par ce phénomène (Ougemat, 2019). La figure I.10 met en évidence certains désordres observés au sein de l'école primaire Remas Kerroum à Saïda. La figure I.11 présente des photographies illustrant les dommages subis par un établissement scolaire situé dans la wilaya de M'sila. Quant à la figure I.12, elle révèle des

## Chapitre 01 : Étude bibliographique sur les sols fins expansifs et leur traitement par des matériaux recyclés

signes de détérioration, notamment des fissures affectant les superstructures, conséquences de la sécheresse ayant marqué les 3 dernières décennies dans la ville de Saïda, située dans le sud-ouest de l'Algérie (Houmadi et al., 2009).



*Fissures en croix à sur un pignon à l'entrée du bâtiment*



*Cisaillement d'une longrine avec Effritement du béton*



*Fissure très importante de l'ordre de 02cm sur une cloison en maçonnerie*



*Ouverture du joint*

**Figure I.10. Désordres observés au sein de l'école primaire Remas Kerroum à Saïda (Benhamou et al., 2015)**



**Figure I.11. Pathologie des maçonneries due aux variations volumiques du sol de fondation (Khemissa et Mekki, 2007)**



**Figure I.12. Cas pathologique dans la ville de Saïda (Houmadi et al., 2009)**

## Chapitre 01 : Étude bibliographique sur les sols fins expansifs et leur traitement par des matériaux recyclés

### I.5. Traitement des sols par matériaux granulaires recyclés (MGR)

Le développement des structures entraîne des opérations de démolition, générant une grande quantité de déchets, ce qui constitue une menace majeure pour l'environnement. Selon une enquête menée en Inde en 2010, les déchets de démolition étaient estimés à 24 millions de tonnes (Krishna et al., 2022).

En 2014, la Chine a généré plus d'un milliard de tonnes de déchets de construction et de démolition, se classant ainsi au premier rang mondial. Aux États-Unis, plus de 500 millions de tonnes de déchets du même type ont été produits cette année-là. Ces déchets étaient issus de bâtiments, de routes, de ponts et d'autres infrastructures. La construction a contribué à hauteur d'environ 28,9 millions de tonnes, tandis que la démolition en a généré 505,1 millions de tonnes. Les matériaux concernés comprenaient le béton, l'acier, le bois, la brique, etc. (Menegaki et Damigos, 2018 ; Kabirifar et al., 2020).

La production mondiale de déchets a considérablement augmenté depuis 2000 et devrait encore doubler d'ici 2050 par rapport à 2016 (Ferdous et al., 2021 ; Petrović et Thomas, 2024). Le diagramme de la figure I.13 présente une estimation d'Oikonomou (2005) sur la répartition approximative des matériaux de construction dans les déchets de démolition. Le béton représente 40 % des déchets, un chiffre significatif mais logique compte tenu de son utilisation massive. Cette estimation souligne la nécessité d'une gestion plus efficace des déchets de béton et des agrégats naturels.

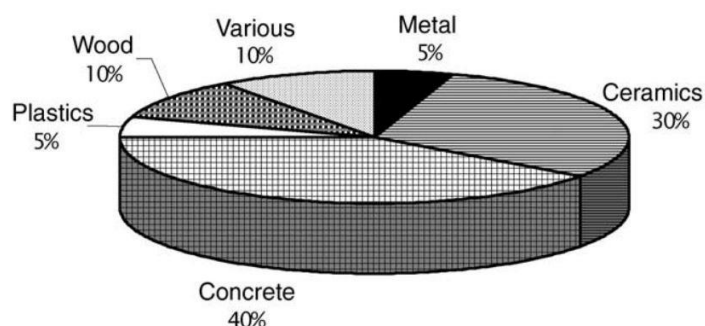


Figure I.13. Composition de base des déchets de démolition (Oikonomou, 2005)

Selon l'Office statistique européen, l'Allemagne, la France et l'Angleterre sont les plus grands producteurs de déchets de démolition, avec respectivement 83, 63 et 60 millions de tonnes en 2016. Une augmentation significative de leur volume a également été observée au fil du temps (Aytekin et Mardani-Aghabaglou, 2022).

En Algérie, le développement du secteur des travaux publics exige de grandes quantités de granulats. Ainsi, l'utilisation de matériaux granulaires recyclés, tels que les débris de béton et de verre, peut faire l'objet de recherches dans ce domaine en raison de leur disponibilité et de leur exploitation avantageuse sur les plans économiques et environnementaux (Boudlal et al., 2017).

## Chapitre 01 : Étude bibliographique sur les sols fins expansifs et leur traitement par des matériaux recyclés

Les entreprises de bâtiment et travaux publics sont parmi les principales sources de déchets inertes, tels que le béton et la brique. D'après un rapport sur la gestion des déchets en Algérie (DMA), la production annuelle de ces déchets s'élevait à environ 11 millions de tonnes en 2016. La figure I.14 illustre une estimation de la production de déchets de démolition et de construction pour l'année 2035, basée sur deux scénarios différents. Le premier scénario appelé **BAU**, représente une trajectoire tendancielle sans aucun changement par rapport à la situation actuelle. Selon ce scénario, la quantité estimée de déchets serait de 27 millions de tonnes. En revanche, le deuxième scénario, nommé **STRAT** (Stratégique), prévoit la mise en œuvre des actions proposées dans le **SNGID 2035** (Stratégie Nationale de Gestion Intégrée des Déchets). Dans ce cas, grâce aux mesures stratégiques adoptées, la production de déchets serait réduite à 25,7 millions de tonnes.

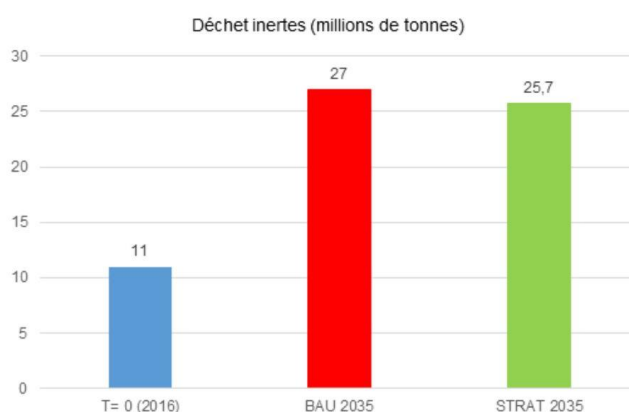


Figure I.14. Évaluation des quantités de déchets inertes produites en millions de tonnes par an (DMA)

D'autre part, concernant les déchets de pneus, en France et en 2021, 53.8 millions de pneumatiques ont été mis sur le marché, représentant plus de 567 000 tonnes. La même année, plus de 532 000 tonnes de pneumatiques utilisés ont été présentées, soit un taux de collecte nationale de 111,5 % (Pneumatiques Rapport Annuel Données, 2021). Les estimations de la quantité de pneus usagés générés annuellement en Algérie varient selon les sources et les méthodes de calcul. Selon Trouzine et al. (2011), l'Algérie générerait environ 1 439 514 pneus usagés par an, soit 25 918,5 tonnes. L'élimination des pneus usagés constitue l'un des principaux défis pour les industries et les gouvernements de nombreux pays, car ils représentent une part importante des déchets solides. Chaque année, environ 1,5 milliard de pneus sont fabriqués dans le monde, et près de 1 milliard de pneus arrivent en fin de vie (Yadav et Tiwari, 2016).

### I.5.1. Effet des MGR sur les caractéristiques de compactage

Yu et al. (2024) ont constaté que l'ajout de déchets de démolition recyclés (RDW) à base de brique, d'une taille comprise entre 0.075 et 5 mm, à une argile très plastique, caractérisée par une teneur en eau optimale de 28%, entraîne une augmentation de la masse volumique sèche. Cette augmentation s'accompagne d'une diminution de la teneur en eau optimale du sol (figure

## Chapitre 01 : Étude bibliographique sur les sols fins expansifs et leur traitement par des matériaux recyclés

I.15). Une tendance similaire dans la variation des paramètres de compactage a été observée par Basha et al. (2023) sur des mélanges de sable-granulats de béton broyé.

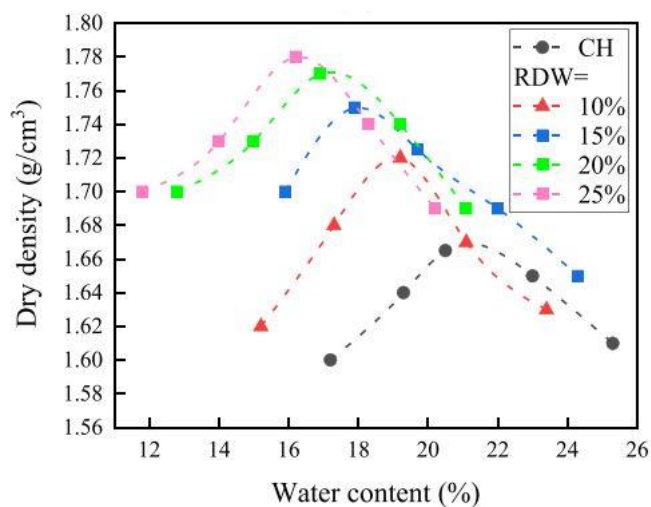


Figure I.15. Courbes de compactage des Mélanges argile-déchets de démolition (Yu et al., 2024)

Paul et Cyrus (2016) ont observé que la teneur en eau optimale diminue de 26 % à 22 %, tandis que la masse volumique maximale sèche augmente de 1.24 g/cm<sup>3</sup> à 1.46 g/cm<sup>3</sup> avec l'ajout de 40% de granulats de béton recyclé (de taille allant jusqu'à 2 cm) à un sol kaolinitique. Cette tendance intéressante de la masse volumique a une relation avec l'approche des indices des vides, qui diminuent lors de l'addition des particules de sable recyclé à un sol fin, ce qui entraîne une augmentation de la masse (Sosahab et al., 2023). Basha et al. (2023) et Dewanda et al. (2023) explique que cette réduction significative de la teneur en eau optimale est due au remplacement des particules argileuses, ayant une surface spécifique plus élevée, par des particules de granulats recyclés. Ce remplacement entraîne une diminution de la quantité d'eau nécessaire pour atteindre la masse volumique optimale.

Soltani et al. (2022) ont mené des essais de compactage sur une argile mélangée avec 2 tailles différentes des granulats de caoutchouc. Ils ont observé que, en raison de leurs nature hydrophobe, de leurs faible densité et de leur capacité élevée à absorber l'énergie, ces granulats diminuent les paramètres de compactage du sol. Cette diminution suit une tendance exponentielle à la baisse à mesure que la teneur en granulats recyclés augmente. En revanche, l'augmentation du diamètre moyen des granulats de pneus usagés n'a pas eu d'effets significatifs sur les caractéristiques de compactage du sol.

L'ajout de déchets plastiques sous forme de bandelettes, avec une proportion de 8 %, a entraîné une réduction globale de la masse volumique maximale sèche et de la teneur en eau optimale, respectivement de 5 % et de 12 % (Samueel et al., 2025).

Dans le but de l'utilisation des matériaux recyclés comme une solution pour améliorer les sols problématiques, Yaghoubi et al. (2021) ils ont effectué une série d'essai de compactage sur un sol argileux expansif traité par un verre broyé (CG) avec une taille similaire à la taille du sable et un diamètre maximale égale à 4.75mm. La figure I.16 qui illustre les caractéristiques de

## Chapitre 01 : Étude bibliographique sur les sols fins expansifs et leur traitement par des matériaux recyclés

compactage de tous les mélanges du sol contenant 0%, 10%, 20% et 30% de verre recyclé, montre que l'augmentation de la teneur du verre recyclé de 0% à 30% est accompagnée d'une réduction dans la teneur en eau optimale (OMC) de 24.3% à 19% et d'une augmentation dans la densité sèche maximale (MDD) de 1457 à 1585 kg/m<sup>3</sup>.

Aussi [Perera et al. \(2022\)](#) ont étudié l'effet de ce matériau recyclé avec des différents teneurs (0 %, 5 %, 10 %, 15 % et 20 %) et une taille maximale égale à 5mm, sur le comportement géotechnique d'une argile avec un degré d'expansivité très élevé pour l'utilisation comme un matériau de fondation dans les chaussées. Concernant les caractéristiques de compactage une tendance de variation globalement similaire au résultat de l'étude précédente a été observée, qu'ils ont expliquées par la densité élevée et le manque de l'absorption de l'eau du verre concassé. Egalement ils ont conclu que la flexibilité et la déformabilité du sol a été amélioré lors de l'ajout de verre recyclé.

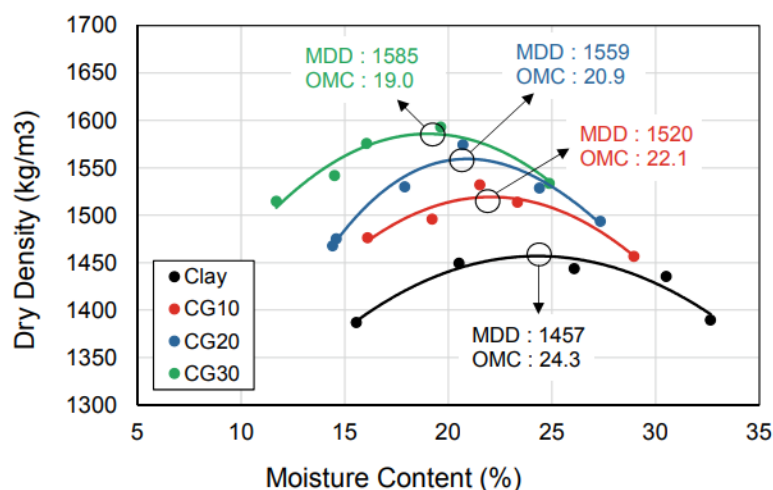


Figure I.16. Les caractéristiques de compactage des mélanges sol-verre recyclé ([Yaghoubi et al., 2021](#))

### I.5.2. Effet des MGR sur le comportement œdométrique (Gonflement)

La figure [I.17](#) illustre la variation de la contrainte de pré-consolidation ( $\sigma_p$ ) et de l'indice de gonflement ( $C_s$ ) d'après des essais œdométriques réalisés par [Klouche et al. \(2022\)](#) sur une argile caractérisée par une plasticité élevée de 40%, mélangée avec des déchets de béton d'une taille comprise entre 2 mm et 0.2mm. Ils ont observé que la contrainte de pré-consolidation augmentait de 119 kPa à 206 kPa avec l'ajout de 10 % de particules de déchets de béton. Ces observations les ont conduits à conclure que le comportement de tassement d'un sol argileux peut être amélioré par l'ajout de granulats de béton à certaines teneurs. Par ailleurs, l'indice de gonflement diminue avec l'ajout de granulats recyclés : pour un ajout de 10 %, il passe de 0.044 à 0.025.

## Chapitre 01 : Étude bibliographique sur les sols fins expansifs et leur traitement par des matériaux recyclés

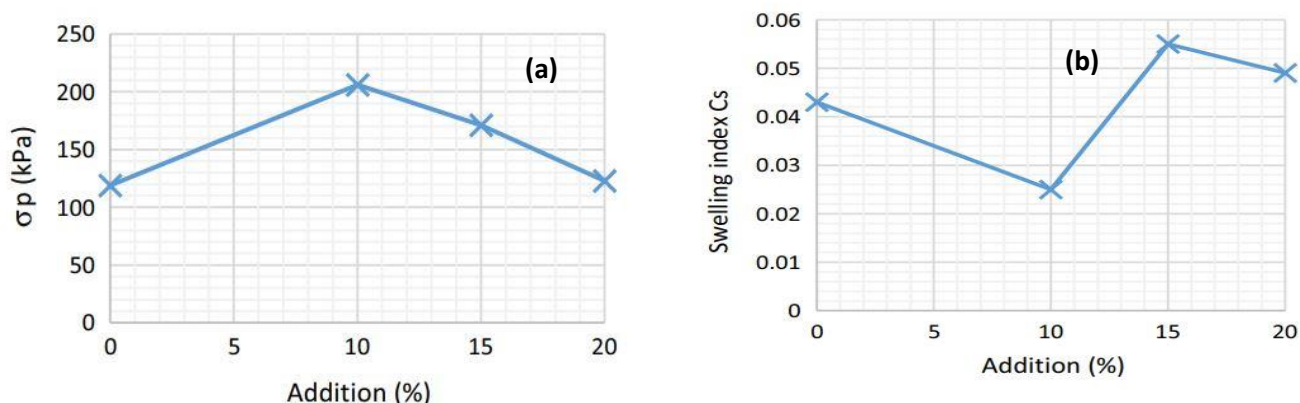


Figure I.17. Variation de (a) la contrainte de pré consolidation ( $\sigma_p$ ) (b) l'indice de gonflement ( $C_s$ ) (Klouche et al., 2022)

La figure I.18 représente la relation entre l'indice des vides et la contrainte verticale effective (en kPa) pour une argile naturelle mélangée avec deux types de granulats de déchets, à savoir les déchets de verre et de béton, d'après une étude réalisée par Ouslimane et al. (2023). D'après la figure, on observe que l'indice des vides de l'argile naturelle est initialement élevé, ce qui indique une structure de sol plus poreuse. Cela montre que l'argile naturelle est compressible et subit une réduction significative de volume sous charge. L'ajout de 20 % de déchets de verre réduit l'indice des vides par rapport à l'argile naturelle, indiquant ainsi une amélioration de la compressibilité du sol. Le mélange contenant 20 % de déchets de béton présente l'indice des vides le plus bas dès le départ, ce qui suggère que l'ajout de déchets de béton améliore davantage la densité et la résistance du sol à la compression. Concernant le comportement à la compressibilité, des résultats similaires ont été obtenus par Islam et al. (2023) sur deux types de sols mélangés avec 35 % de granulats de béton recyclé. Ils ont observé que ces granulats réduisent la déformation du sol en diminuant l'indice de compression et en renforçant sa résistance.

D'après Ahmed et al. (2024), l'indice de gonflement du sol naturel a été mesuré à 0.3 %. Pour un échantillon de sol contenant des particules recyclées de béton avec une teneur de 15 %, l'indice de gonflement a été observé à 0.216 %. L'ajout de verre broyé a significativement diminué le potentiel de gonflement et de retrait du sol argileux. Cet effet, prévisible, s'explique par la faible sensibilité du verre à l'humidité. Par ailleurs, sa texture angulaire favorise un mécanisme d'emboîtement efficace au sein de la matrice argileuse, renforçant ainsi la stabilité du sol et limitant les variations dimensionnelles des argiles à faible plasticité (Perera et al., 2025).

## Chapitre 01 : Étude bibliographique sur les sols fins expansifs et leur traitement par des matériaux recyclés

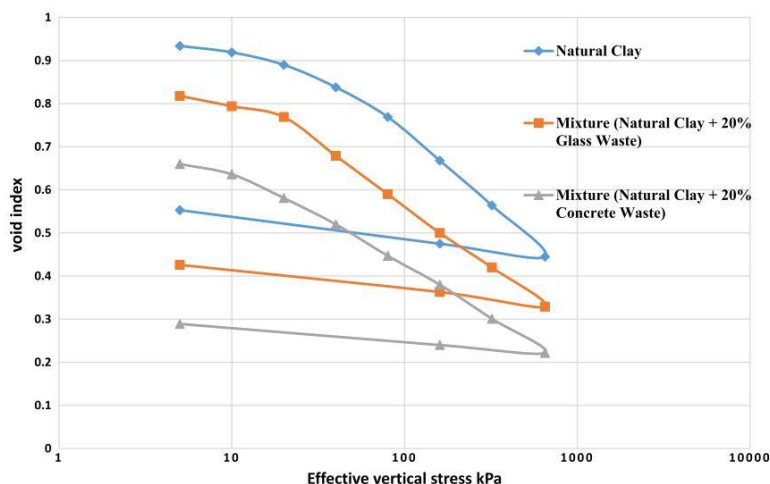


Figure I.18. Courbes de compressibilité pour les trois matériaux en état saturé (Ouslimane et al., 2023)

Yadav et Tiwari (2018) ont mené une recherche expérimentale sur l'effet de l'addition des déchets de pneus en caoutchouc, avec une taille variant entre 0.8 et 2 mm, sur le comportement géotechnique d'un sol argileux. La figure I.19 présente la variation de l'indice de compression ( $C_c$ ) et de la pression de gonflement en fonction de la teneur en granulats de caoutchouc. D'après leurs résultats, ils ont observé que l'inclusion de granulats de caoutchouc jusqu'à 10 % réduit la pression de gonflement de 70.12 à 45.78 kPa et contribue également à diminuer l'indice de compression. Concernant la pression de gonflement, des résultats similaires ont été trouvés par Elhakim et al. (2022) sur une argile gonflante mélangée avec des pourcentages de 5 %, 10 % et 15 % de pneus usés granulés. Ils ont noté une réduction de la pression de gonflement atteignant 61 % pour un mélange contenant 15 % de pneus usés granulés. Ils ont conclu que cette amélioration du comportement de gonflement est due à l'absence de réaction entre l'eau et les pneus usés granulés.

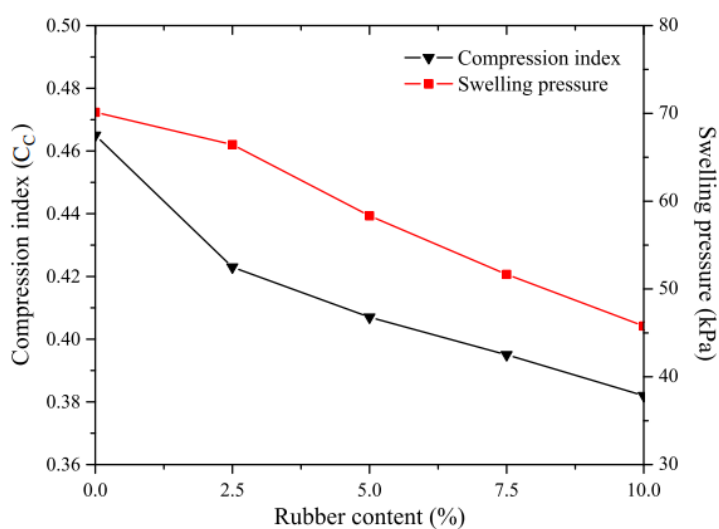


Figure I.19. Variation de l'indice de compression ( $C_c$ ) et la pression de gonflement en fonction de la teneur en granulés de caoutchouc (Yadav et Tiwari, 2018)

## Chapitre 01 : Étude bibliographique sur les sols fins expansifs et leur traitement par des matériaux recyclés

Sellaf et al. (2014) ont effectué des essais œdométriques sur deux types de sols (le tuf de Tizi et les sédiments de dragage du barrage de Fergoug en Algérie) avec différentes teneurs en caoutchouc, composé de 59% de fibres et de 41% de poudre. Ils ont constaté que l'ajout de caoutchouc issu de pneus usés, jusqu'à 50% pour les deux types de sols, entraîne une augmentation de l'indice de compression ( $C_c$ ) et de l'indice de recompression ( $C_r$ ), passant respectivement de 0.126 à 0.423 et de 0.114 à 0,261 pour le tuf de Tizi.

Hidalgo signes et al. (2016) ont réalisé plusieurs essais géotechniques pour analyser l'effet de l'inclusion de particules de caoutchouc, d'une taille maximale de 2mm, dans un sol argileux prélevé dans le sud-est de l'Espagne. Ils ont observé que l'ajout de particules de caoutchouc à différentes teneurs, jusqu'à 20%, n'entraîne que des variations minimales de l'indice de compression par rapport au sol non traité. En revanche, pour une teneur plus élevée de 25%, l'indice de compression affiche une valeur nettement supérieure aux autres mélanges. Par ailleurs, l'indice de gonflement présente une légère augmentation et une tendance croissante avec la proportion de particules de caoutchouc dans les échantillons (Figure I.20).

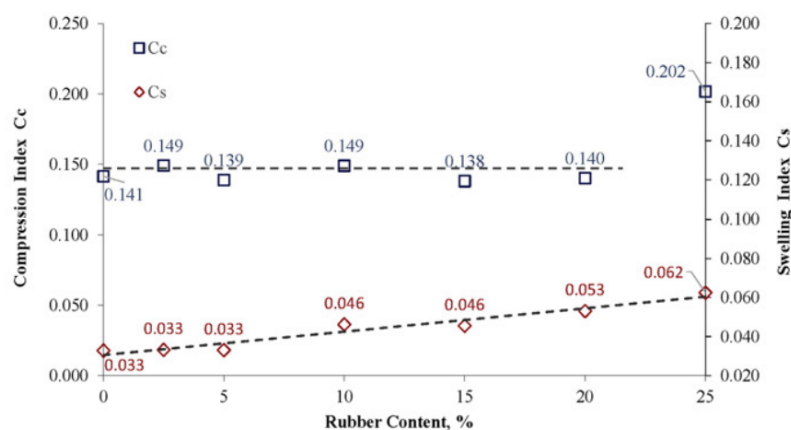


Figure I.20. Variation de l'indice de compression ( $C_c$ ) et l'indice de gonflement ( $C_s$ ) en fonction de la teneur des particules de caoutchouc (Hidalgo signes et al., 2016)

Seda et al. (2007) ont rapporté que le sol fin expansif mélangé avec une teneur de 20% et un diamètre moyen de 4mm de caoutchouc de pneus usagés devient plus compressible par rapport à son état initial (sol + 0% de caoutchouc), et que la pression de gonflement (contrainte de pré-consolidation) diminue de 125kPa à 31kPa lors de l'addition du caoutchouc.

L'effet des caoutchoucs de pneus recyclés sur le phénomène de retrait-gonflement d'un sol fin expansif a également été étudié par Soltani et al. (2019), qui ont réalisé des essais cycliques de mouillage-séchage sur une argile expansive mélangée avec une teneur de 10% et deux tailles différentes : fine (RA) et grossière (RB) de caoutchouc. Pour tout nombre de cycles, ils ont constaté que l'ajout de caoutchouc de pneus recyclés réduit le potentiel de gonflement et que plus la taille du caoutchouc ajouté est grande, plus le potentiel de gonflement devient

## Chapitre 01 : Étude bibliographique sur les sols fins expansifs et leur traitement par des matériaux recyclés

faible par rapport au sol non traité (C) (Figure I.21.a). La même observation a été faite pour la variation du potentiel de retrait (Figure I.21.b).

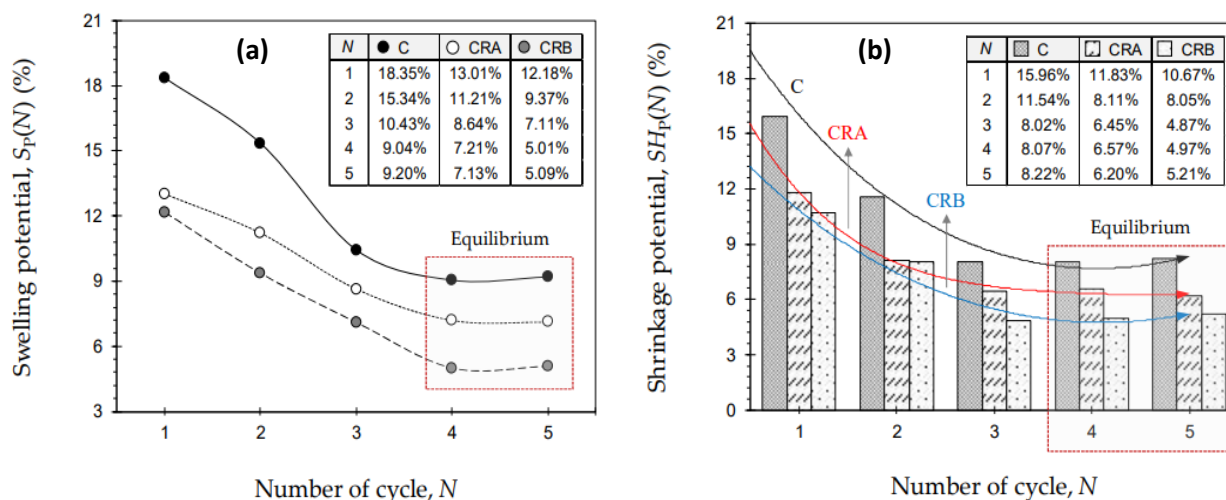


Figure I.21. Variation (a) du potentiel de gonflement ; (b) du potentiel de retrait en fonction du nombre de cycles appliqués pour les échantillons testés (Soltani et al., 2019)

Dans le but d'évaluer l'effet de l'ajout de déchets de céramique recyclés comme solution durable pour améliorer le comportement d'un sol fin à degré d'expansivité très élevé, Al-Baidhani et Al-Taie (2020) ont réalisé des tests œdométriques sur un mélange de sol fin et de débris de céramique broyés recyclés (RCCR). Ils ont observé une diminution du potentiel de gonflement avec l'augmentation de la teneur en RCCR jusqu'à 30%. Pour un taux de 40% et 50% de RCCR, le potentiel de gonflement augmente légèrement par rapport au mélange contenant 30% de RCCR, mais il reste inférieur à celui du sol fin seul. D'après les résultats du calcul des pourcentages des types de gonflement par rapport au gonflement total, présentés dans la figure I.22, ils ont conclu que l'addition de ce matériau avec différentes tailles (grosier et fin, notés RCCRC et RCCRF, respectivement) au sol augmente le temps nécessaire pour atteindre l'état final du gonflement initial et du gonflement primaire, tout en réduisant le temps nécessaire au gonflement secondaire.

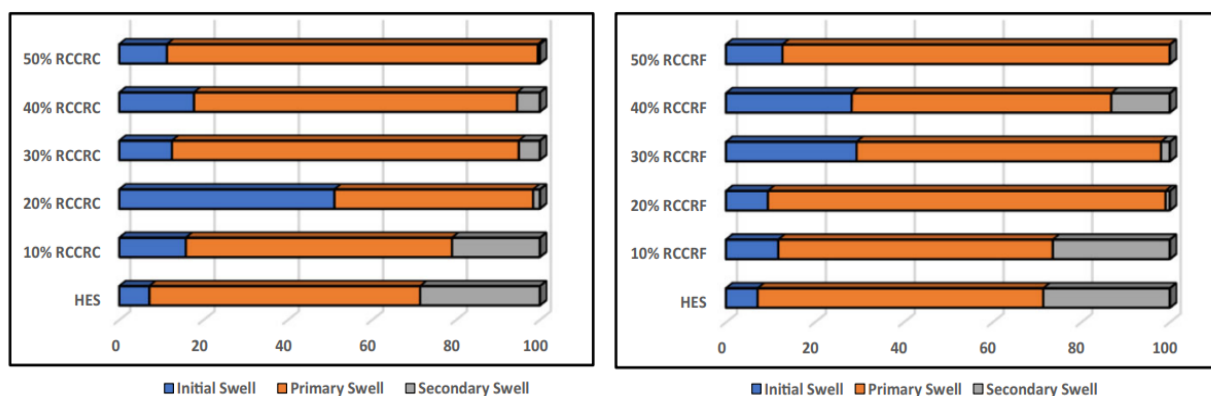


Figure I.22. Variation des types de gonflement en fonction de la teneur en RCCR (Al-Baidhani et Al-Taie, 2020)

## Chapitre 01 : Étude bibliographique sur les sols fins expansifs et leur traitement par des matériaux recyclés

Bekhiti et al. (2021) ont également noté une diminution de la pression de gonflement et du potentiel de gonflement de deux argiles expansives (A) et (B), prélevées dans une région située à Oran et Tlemcen en Algérie, respectivement, grâce à l'ajout de fibres de caoutchouc d'une longueur variant de 5 à 10 mm et d'une teneur de 0%, 1%, 2,5% et 10%.

### I.5.3. Effet des MGR sur le comportement hydraulique

Lu et al. (2022) ont étudié le comportement hydraulique d'un sol expansif avec différentes teneurs en caoutchouc sous forme de granulats et de poudre (0 %, 1 %, 3 %, 6 %, 10 %, 15 % et 25 %). Sous l'effet des cycles de gel-dégel, ils ont observé que le coefficient de perméabilité des mélanges présente des valeurs plus élevées lors de l'inclusion de caoutchouc, quelle que soit la teneur, pour un nombre de cycles de 0 et 1. Toutefois, pour une teneur de 1%, ce coefficient est inférieur à celui du sol non traité (Figure I.23.a). Ils ont noté que le caoutchouc granulaire est un élément hydrophobe qui limite la perméabilité à l'eau. De plus, la poudre de caoutchouc réduit la possibilité de déplacement de l'eau dans les mélanges, ce qui entraîne une diminution du coefficient de perméabilité d'un échantillon contenant une faible teneur en caoutchouc (1%) par rapport au sol naturel (Figure I.23.b). En revanche, lorsque la teneur en caoutchouc dépasse 1 %, l'indice des vides dans les mélanges augmente, ce qui entraîne une augmentation du coefficient de perméabilité.

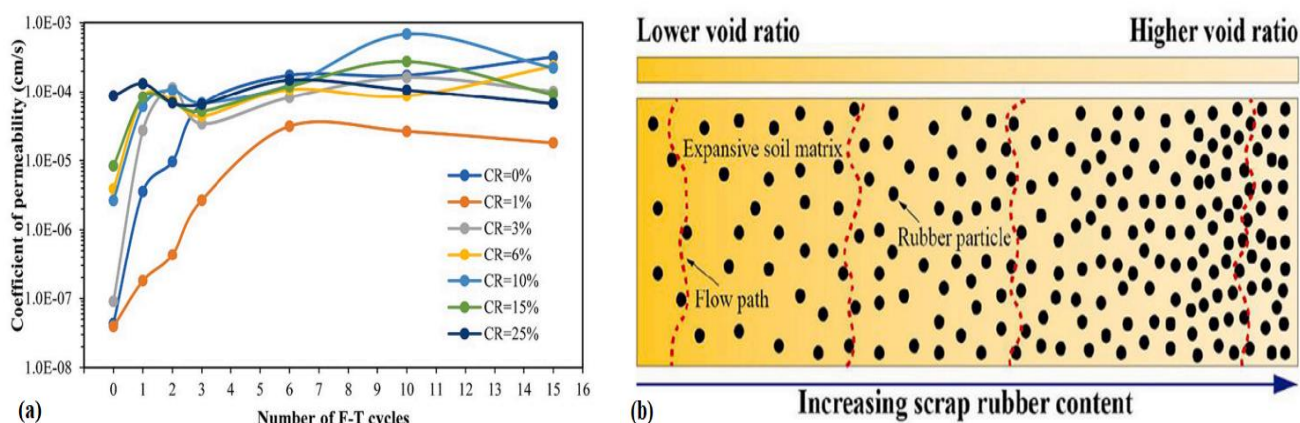


Figure I.23. (a) Variation de coefficient du perméabilité des mélanges en fonction des différents nombres de cycles ; (b) Schéma des voies d'écoulement dans les sols expansifs à teneur croissante en caoutchouc (Lu et al., 2022)

Plusieurs essais ont été réalisés par Cetin et al. (2006) sur un mélange d'un sol argileux cohésif avec différentes teneurs et tailles de pneus recyclés sous forme de copeaux. Ces tailles étaient soit fines (inférieures à 0.425 mm), soit grossières (comprises entre 2 mm et 4.75 mm). La figure I.24 présente les résultats des essais de perméabilité, à partir desquels ils ont observé que, quelle que soit la taille des copeaux, une augmentation de leur teneur entraîne une légère augmentation du coefficient de perméabilité. Cependant, la perméabilité reste faible pour tous les mélanges. Les résultats obtenus par Morais et al. (2018) sur un sol argileux mélangé avec plusieurs teneurs (0%, 5%, 10%, 15%, 20%) de caoutchouc sous forme de fibres montrent que la variation du coefficient de perméabilité présente généralement une augmentation presque

## Chapitre 01 : Étude bibliographique sur les sols fins expansifs et leur traitement par des matériaux recyclés

linéaire avec la proportion de déchets de caoutchouc dans les mélanges, ainsi qu'un coefficient de détermination ( $R^2$ ) égal à 0,91.

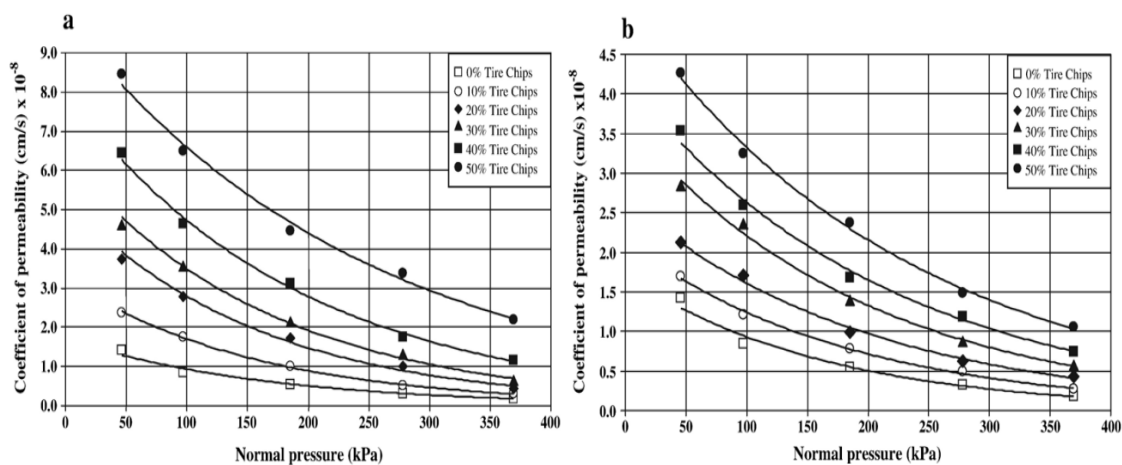


Figure 1.24. Le coefficient de perméabilité en fonction de la pression normale du sol mélangé avec (a) copeaux de pneus fins ; (b) copeaux de pneus grossiers (Cetin et al., 2006)

Pour l'utilisation d'un sol fin expansif dans les fondations des constructions, Karami et al. (2021) ont analysé le comportement géotechnique d'une argile limoneuse avec un degré d'expansivité très élevé, stabilisée par une teneur de 20 % de béton recyclé concassé, 1 % d'enzymes et 3 % de ciment. Concernant le comportement hydraulique du mélange, ils ont remarqué une diminution du coefficient de perméabilité lors de l'ajout des stabilisateurs, comme présenté dans le tableau I.1. Ils ont donc conclu que l'addition de béton recyclé avec certains stabilisateurs au sol expansif permet son application dans les fondations et les chaussées comme matériau de recouvrement.

En revanche, Islam et al. (2023) ont observé que l'ajout de granulats de béton recyclé avec une teneur de 30 % influence le comportement hydraulique de deux types de sols, car il entraîne une augmentation progressive du coefficient de perméabilité, passant de  $1.50 \times 10^{-7}$  à  $3.70 \times 10^{-7}$  pour le premier sol (GK) et de  $9.90 \times 10^{-8}$  à  $3.20 \times 10^{-7}$  pour le deuxième sol (BH) (figure 25).

Tableau I.1. Résultats des essais de perméabilité (Karami et al., 2021)

Sample Number	Coefficient of Permeability	
	Before Stabilisation (m/s)	After Stabilisation (m/s)
1	4.0E-07	1.0E-08
2	6.0E-07	–

## Chapitre 01 : Étude bibliographique sur les sols fins expansifs et leur traitement par des matériaux recyclés

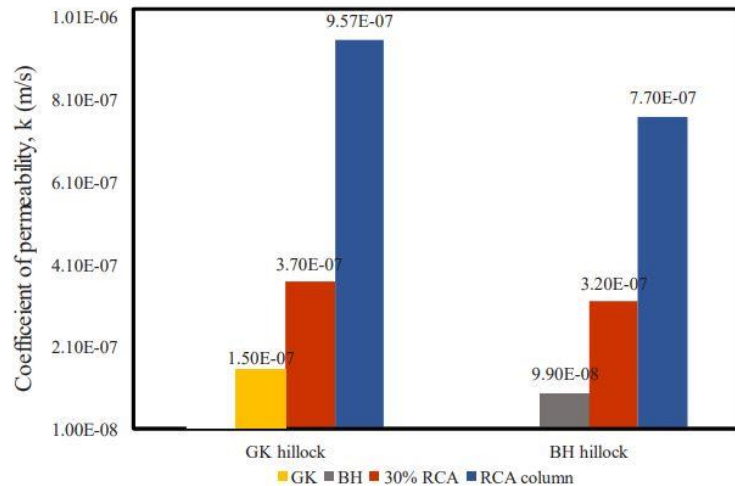


Figure I.25. Résultats de perméabilité pour les différents mélanges (Islam et al., 2023)

### I.5.4. Effet des MGR sur le comportement mécanique

Kianimehr et al. (2019) ont réalisé des essais de cisaillement direct pour analyser l'influence de l'ajout de granulats de béton recyclé (RCA) d'une taille maximale de 2.36mm pour l'amélioration d'un sol argileux. Ils ont observé que l'augmentation de la teneur en granulats de béton recyclé accroît la résistance au cisaillement (figure I.26.a). Cette augmentation s'accompagne d'une diminution de la phase de contractance pour des teneurs de 5 % et 10 % en RCA, ainsi que d'une phase de dilatance dès le début de l'essai pour une teneur de 15 % en RCA (Figure I.26.b). Ils ont expliqué cette amélioration de la résistance au cisaillement par l'interaction mécanique entre les grains de sable supplémentaires et les particules fines et moyennes du sable présent dans le sol argileux. De plus, ils ont recommandé l'application de ce mélange (sol argileux + 15 % RCA) pour une chaussée rigide, en tant qu'élément de fondation ou couche de fondation.

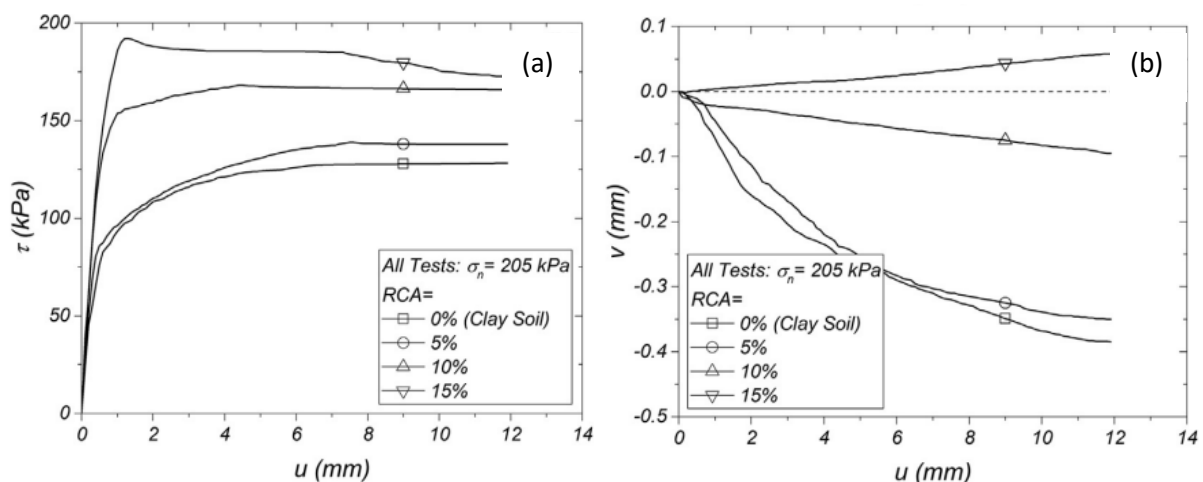


Figure I.26. (a) Variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal ; (b) Variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal (Kianimehr et al., 2019)

Concernant les caractéristiques mécaniques d'un sol, Ma et al. (2022) ont trouvé que l'ajout de certains agrégats recyclés, tels que les granulats de béton recyclé et de brique recyclée,

## Chapitre 01 : Étude bibliographique sur les sols fins expansifs et leur traitement par des matériaux recyclés

avec un taux de 15 % et une taille de 0,075 à 2 mm, au sol argileux, entraîne des valeurs de cohésion et un angle de frottement interne supérieurs à ceux du sol non traité. Ce résultat a également été observé par [Kianimehr et al. \(2019\)](#). Lorsque la teneur en granulats recyclés dépasse 15 %, la possibilité de contact direct entre ces granulats augmente, ce qui conduit à une augmentation continue de l'angle de frottement, car la surface des granulats recyclés est rugueuse ([Ma et al., 2022](#)). L'ajout de béton broyé avec une proportion de 10% au sol augmente l'angle de frottement de 29.5 à 34 et diminue la valeur de la cohésion 21kPa à 12.5kPa ([Gupta et al. 2025](#)).

[Islam et al. \(2023\)](#) ont constaté que l'augmentation de la teneur en matériaux recyclés, sous forme de granulats de béton, dans deux types de sable différents entraîne une augmentation de l'angle de frottement, passant de 20° à 29,5° pour le premier sol et de 20° à 26,1° pour le deuxième sol, pour une teneur de 35 % en granulats recyclés. En revanche, cette augmentation réduit la valeur de la cohésion interne. Cette tendance de variation des différentes caractéristiques mécaniques est similaire à celle trouvée par [Cinar \(2024\)](#) sur un sol argileux mélangé avec 0 %, 5 %, 10 %, 15 % et 20 % de déchets de démolition.

[Shourijeh et al. \(2022\)](#) ont étudié l'effet de 3 matériaux recyclés, des granulats de béton et deux types de fibres (fibres de pneus et fibres de verre), sur le comportement mécanique d'un sol argileux. Ils ont constaté que l'ajout de ces matériaux, avec des proportions de 0,5 % pour les fibres et de 10 % pour les granulats de béton, améliore la résistance à la compression non confinée (UCS) ainsi que la résistance à la traction (T). Ils ont également recommandé ce mélange pour une utilisation dans les couches de fondation et de sous-couche des chaussées, car il satisfait aux exigences de résistance nécessaires. [Yu et al. \(2024\)](#) ont mené une série d'essais sur une argile à indice de plasticité très élevé, mélangée à 25 % de granulats issus de différents déchets de démolition, principalement composés de briques. Ils ont observé une augmentation de la résistance à la compression, accompagnée d'une hausse du module élastique, ce qui améliore la rigidité du matériau (figure I.27).

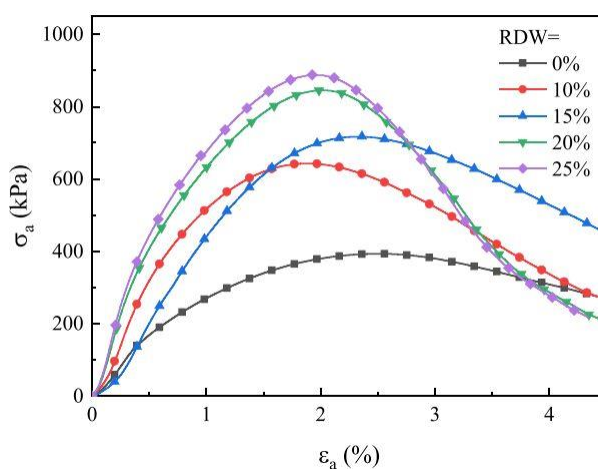


Figure I.27. Courbe contrainte-déformation de chaque mélange de sol ([Yu et al., 2024](#))

## Chapitre 01 : Étude bibliographique sur les sols fins expansifs et leur traitement par des matériaux recyclés

Le traitement d'un sol fin à forte expansivité avec 20 % de matériau recyclé (béton), ainsi que l'ajout de 3 % de ciment et de 1 % d'enzyme, constitue un mélange adapté aux revêtements. Ce mélange se distingue par une résistance élevée à la compression non confinée (UCS) et un coefficient de perméabilité très faible (Karami et al., 2021). L'utilisation de granulats recyclés fins (RFA), principalement composés de béton et de briques, pour traiter le sol d'argile molle a considérablement amélioré sa résistance à la compression (UCS) (figure I.28). L'augmentation de la proportion de granulats fins de 0 % à 30 % a entraîné une augmentation d'environ 39 % de la capacité portante du sol renforcé (Wang et al., 2024).

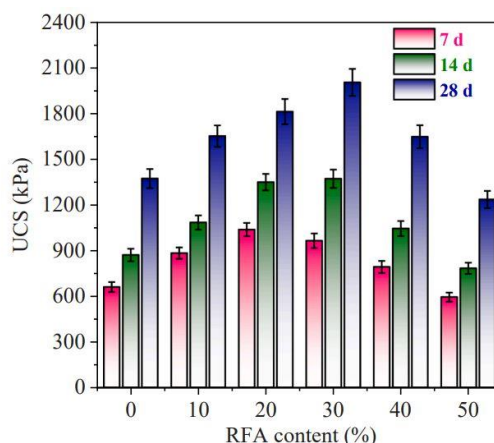


Figure I.28. Résultats de l'UCS pour l'argile molle renforcée par granulats recyclés fins (Wang et al., 2024)

Sosahab et al. (2023) ont réalisé des analyses MEB sur un mélange d'argile traité avec 20 % de granulats recyclés de béton (RCA) et 9 % de GBS (Ground Granulated Blast Furnace Slag en français : laitier granulé de haut fourneau), après un temps de durcissement de 28 jours, afin d'étudier les interactions entre les particules de cet échantillon (figure I.29). L'augmentation de la résistance à la compression non confinée (UCS) et de la rigidité est attribuée à la surface rugueuse des matériaux recyclés, favorisant un bon emboîtement avec l'argile. Cette réaction stabilise les particules d'argile et améliore la structure globale du sol, augmentant ainsi les valeurs de l'UCS.

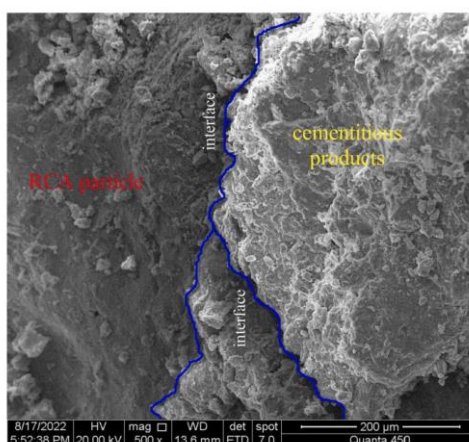
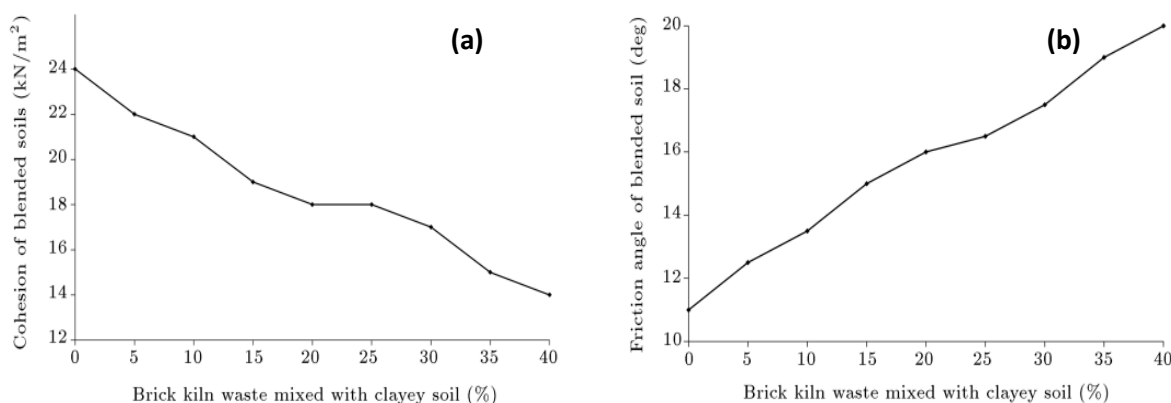


Figure I.29. Résultat de la microscopie (MEB) du mélange argile - 20% granulats de béton recyclé - 9% GBS à 28 jours (Sosahab et al., 2023)

## Chapitre 01 : Étude bibliographique sur les sols fins expansifs et leur traitement par des matériaux recyclés

Autrement, [Saand et al. \(2020\)](#) ont réalisé des essais de cisaillement pour étudier la stabilisation d'un sol argileux à l'aide de déchets de briques (BKW) avec différents pourcentages (0 %, 5 %, 10 %, 20 %, 25 %, 30 %, 35 % et 40 %) et une taille comprise entre 0,01 mm et 4,75mm. Ils ont constaté que l'augmentation de la teneur en déchets de briques diminue la cohésion, contrairement à l'angle de frottement interne, qui augmente progressivement avec l'ajout de ces déchets dans le sol (Figure I.30). Ils expliquent cette variation des caractéristiques mécaniques par la taille des particules plus grosses des déchets de briques : plus la teneur en ce matériau augmente, plus la proportion de particules grossières dans le mélange s'accroît, ce qui entraîne un angle de frottement plus élevé. Cette tendance dans la variation des paramètres de résistance au cisaillement a également été observée par [Sabat \(2012\)](#) pour un mélange de sol fin expansif avec des déchets de poussière de céramique.



**Figure I.30.** Effet de l'ajout de déchets de briques (a) sur la cohésion ; (b) sur l'angle de frottement d'un sol argileux (Saand et al., 2020)

Une série d'essais triaxiaux a été effectuée par [Onyelowe et al. \(2019\)](#) sur des échantillons d'un sol très plastique et expansif mélangé avec des déchets de verre broyés. D'après leurs résultats, ils ont observé que l'augmentation de la proportion des déchets de verre dans les mélanges entraînait une légère augmentation du module d'élasticité (module de Young). De plus, ils ont conclu que le coefficient de Poisson s'était amélioré lors de l'ajout des déchets de verre broyés.

À la base de leur étude, [Al-Bared et al. \(2018\)](#) ont déduit que l'ajout de tuiles concassées recyclées (RCT) avec certains pourcentages et tailles au sol argileux améliore le comportement mécanique du sol. En effet, la résistance à la compression non confinée augmente de 50 kPa à 250 kPa lors de l'ajout de 10 % de tuiles concassées recyclées d'une taille de 1,18 mm (Figure I.31.a). De plus, pour une taille de 0,03 mm de RCT et une teneur de 40 %, ils ont observé une augmentation significative de la résistance (Figure I.31.b), qu'ils ont expliquée par la formation de nouveaux composés de cimentation dans les mélanges (sol argileux–RCT fin). En effet, le magnésium et le sodium, présents dans les tuiles concassées recyclées à granulométrie fine, favorisent cette réaction.

## Chapitre 01 : Étude bibliographique sur les sols fins expansifs et leur traitement par des matériaux recyclés

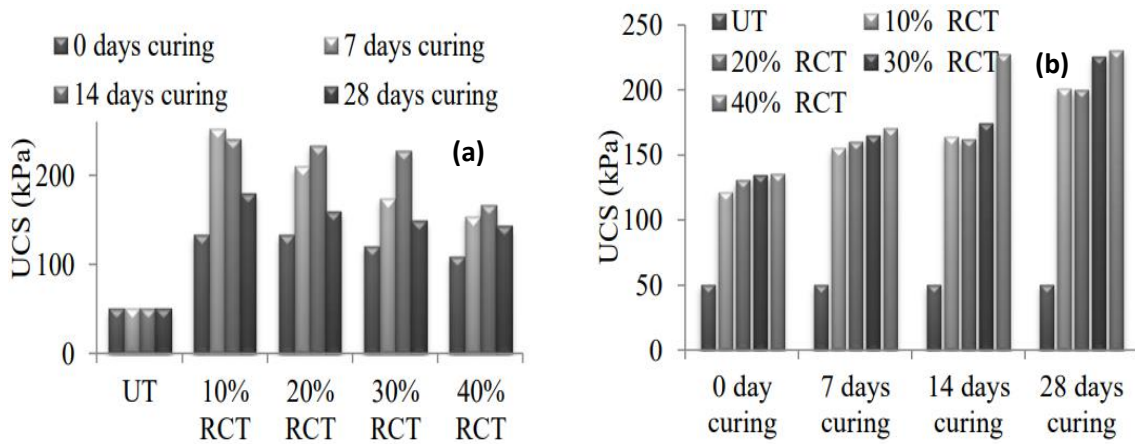


Figure I.31. Variation de la résistance à la compression non confinée d'une argile molle stabilisée par tuiles concassées recyclées (RCT) de 1.18 mm (Al-Bared et al., 2018)

Une étude expérimentale est menée par Soltani et al. (2020) sur l'utilisation des agrégats dérivés des pneus (noté TDA) comme solution pour améliorer le comportement géotechnique d'un sol fin très expansif. Ils ont réalisé des essais de compression non confinée sur un sol argileux mélangé avec des différentes teneurs (0%, 5%, 10% et 20%) et différentes tailles (TDA-F, TDA-M et TDA-C qui sont similaire à la taille du sable fin, moyen et grossier, respectivement) des agrégats dérivés des pneus. Ils ont constaté que la valeur de la résistance augmente avec l'ajout de 5% de TDA au sol, lors une augmentation supplémentaire dans la teneur de TDA au-delà de 5% la résistance diminue (Figure I.32.a). Pour l'influence de la taille des agrégats dérivés des pneus, ils ont observé que pour toute teneur de TDA, les sols argileux mélangés avec TDA-C (taille grossier 2–4.75 mm) montrent des valeurs de résistance à la compression non confinée plus élevées que celle des autres mélanges (Figure I.32.b).

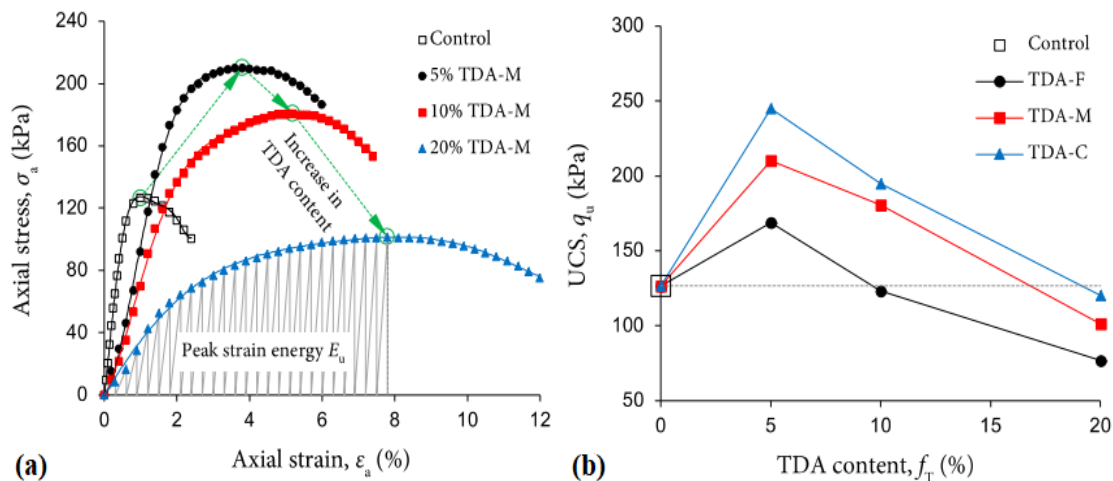


Figure I.32. (a) Relations contrainte-déformation typiques pour le sol non traité et divers mélanges sol-TDA-M ; (b) Variations de la résistance à la compression non confinée (UCS) (Soltani et al., 2020)

Ces résultats ont été similaires aux résultats trouvés par Taheri et al. (2021) qui ont observé une amélioration de la résistance à la compression non confinée dans le cas d'ajouter des produits de caoutchouc broyé (GR) avec une teneur de 5% au sol fin expansif.

## Chapitre 01 : Étude bibliographique sur les sols fins expansifs et leur traitement par des matériaux recyclés

Eslami et al. (2024) ont réalisé des essais de compression non confinée (UCS) sur un sol argileux très plastique mélangé avec quatre formes de déchets de pneus en caoutchouc recyclé (granulaire, poudre, copeaux et fibres) et des teneurs de 0 %, 6 %, 12 %, 18 % et 24 %. Ils ont constaté que les échantillons contenant du caoutchouc sous forme granulaire ont démontré la résistance la plus élevée à la compression uniaxiale (UCS), tandis que ceux composés de fibres et de copeaux de caoutchouc ont affiché des valeurs de résistance plus faibles. Lorsque la teneur en caoutchouc dépassait 6 %, une réduction notable de la résistance maximale a été constatée. De plus, il a été observé que les mélanges contenant des déchets de pneus en caoutchouc granulaire présentaient en moyenne une résistance supérieure de 10 % par rapport à ceux contenant du caoutchouc en poudre. Jaramillo et al. (2022) ont constaté que l'ajout de caoutchouc des pneus recyclés sous formes de fibres et copeaux avec une teneur de 10 % et 5 % respectivement, au sol argileux améliore le comportement élastique du sol.

Pour améliorer le comportement d'un sol fin Tabrizi et al. (2019) ont étudié l'effet d'addition des granulats de caoutchouc (noté GRP) au sol fin par des essais de cisaillement avec différents type de chargement (statique et cyclique). Ils ont remarqué pour des grandes valeurs des contraintes normales lorsque la teneur des GRP augmente jusqu'à 20 % le déplacement horizontal et la résistance au cisaillement augmentent, aussi l'angle de frottement augmente pour une teneur de 20 % des GRP par contre la cohésion devient inférieur lors de l'ajout des GRP. Pour l'effet du nombre de cycle ils ont observé que dans le premier cycle le déplacement horizontal le plus élevé s'introduit et devient moins pour les autres cycles, ils ont expliqué ce phénomène par la perte des granulats toute les contacts inter granulaires dans le premier cycle puis les granulats s'acclimatent sa nouvelle forme et position et produit des nouvelles liaisons ce qui est conduit a des résistances au cisaillement élevées (Figure I.33).

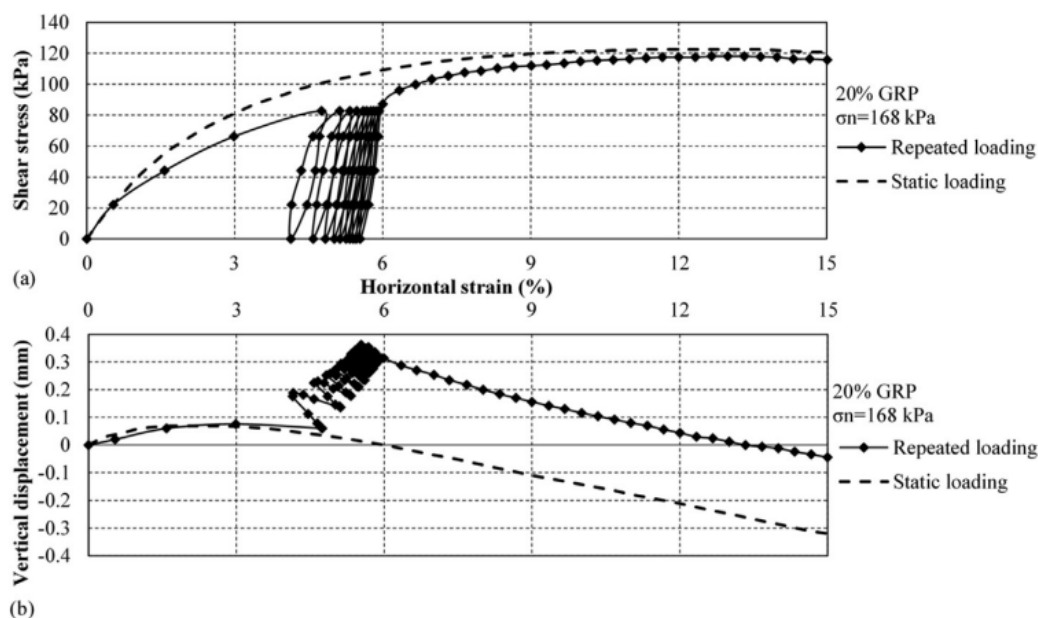


Figure I.33. Résultats de test sous chargement statique et cyclique (10 cycles) pour une contrainte normale de 168 kPa et une teneur de 20 % des GRP avec  $D_r = 90$  % : (a) résistance au cisaillement ; (b) déplacement vertical (Tabrizi et al., 2019)

## **Chapitre 01 : Étude bibliographique sur les sols fins expansifs et leur traitement par des matériaux recyclés**

### **I.6. Conclusion**

Les sols fins expansifs constituent un défi majeur pour les ingénieurs en raison de leur comportement instable sous l'effet des variations hydriques. Les méthodes traditionnelles de stabilisation peuvent être coûteuses et peu respectueuses de l'environnement. L'intégration de matériaux granulaires recyclés représente une alternative prometteuse, permettant d'améliorer la stabilité des sols tout en valorisant des déchets de construction. Cette approche contribue non seulement à la durabilité des infrastructures, mais aussi à la préservation des ressources naturelles. Ainsi, l'utilisation de ces matériaux recyclés mérite une attention accrue dans les recherches et les applications pratiques pour assurer des solutions efficaces et écologiques aux problèmes posés par les sols expansifs.

## **Chapitre 02 : Matériaux et procédures expérimentales**

## Chapitre 02 : Matériaux et procédures expérimentales

### II.1. Introduction

Dans toute étude géotechnique, la connaissance approfondie des matériaux utilisés est essentielle pour garantir la fiabilité des résultats et leur interprétation. Ce chapitre présente les matériaux impliqués dans notre recherche, notamment le sol fin expansif qui constitue l'objet principal de l'étude. Une caractérisation détaillée de ces matériaux est effectuée à travers différentes analyses physiques et chimiques afin de mieux comprendre leur comportement.

Nous proposons également une classification du sol étudié selon les normes et classifications en vigueur, permettant de situer ses propriétés par rapport aux sols expansifs connus. Enfin, les procédures expérimentales mises en place dans cette étude sont décrites en détail, incluant les essais réalisés pour évaluer la stabilité, la résistance mécanique et les effets des traitements éventuels. Cette approche méthodologique vise à assurer une analyse rigoureuse et complète du comportement du sol étudié.

### II.2. Caractérisation des matériaux utilisés

#### II.2.1. Bentonite de Mostaganem

La bentonite est une argile minérale qui présente des caractéristiques de rétention d'eau et de gonflement. Elle est constituée de montmorillonite (un type de smectite particulièrement gonflant) et est disponible en deux couleurs, à savoir gris et crème (Asad et al., 2013). L'expression « bentonite » est maintenant connue et employée pour désigner un matériau argileux dont les principaux constituants minéralogiques sont des smectites. Ce type d'argile est donc caractérisé par un degré d'expansivité très élevé (Gueddouda et al., 2011).

En Algérie, les gisements de bentonite sont situés principalement dans le nord-ouest du pays, par exemple le gisement de Hammam Boughrara (Maghnia) et celui de M'zila (Mostaganem). La réserve géologique de ces sédiments est estimée à plus de 10 millions de tonnes, dont seulement 3 millions sont exploitables (Babahoum et Ould Hamou, 2021).

La bentonite utilisée dans cette recherche est celle de M'zila, sélectionnée dans la ville de Mostaganem, située au nord-ouest de l'Algérie. Cette argile, commercialisée par l'ENOF (Entreprise Nationale des Produits Miniers Non Ferreux et des Substances Utiles), est caractérisée par une couleur grise (figure II.1). Ce type de bentonite a été utilisé dans plusieurs études précédentes (Louafi et Bahar, 2018 ; Debieche et Kaoua, 2019 ; Bounouara et al., 2020).



*Figure II. 1. Bentonite de Mostaganem*

### II.2.1.1. Analyse minéralogique (DRX)

Pour l'identification de la nature des phases présentes dans l'échantillon de bentonite, nous avons utilisé un diffractomètre aux rayons X (DRX), qui permet de connaître les différents composants minéraux de l'échantillon. L'essai a été réalisé au laboratoire de Mécanique et Énergétique de l'université Hassiba Benbouali de Chlef. L'appareil utilisé est un diffractomètre à rayons X MiniFlex600. Un système informatique est connecté à l'appareil, permettant d'analyser et de tracer les résultats obtenus (figure II.2).

La figure II.3 illustre le diagramme de diffraction X pour un échantillon de bentonite. D'après les résultats l'échantillon présente une bentonite riche en montmorillonite, la présence de quartz, feldspaths (albite et orthose) et calcite peut indiquer une origine sédimentaire complexe avec des impuretés minérales. Cet échantillon correspond bien à une bentonite, mais avec une proportion non négligeable d'impuretés minérales (quartz, calcite et feldspaths). Ces éléments peuvent influencer ses propriétés physico-chimiques et ses applications.



*Figure II. 2. Diffractomètre MiniFlex600*

## Chapitre 02 : Matériaux et procédures expérimentales

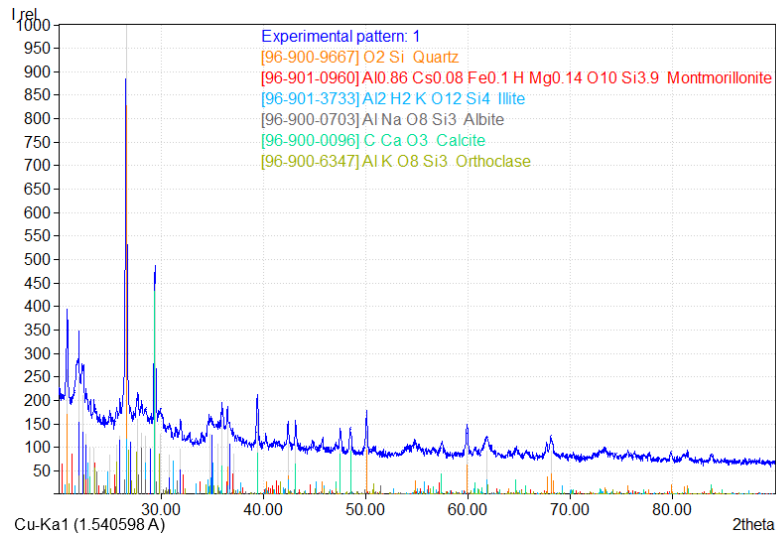
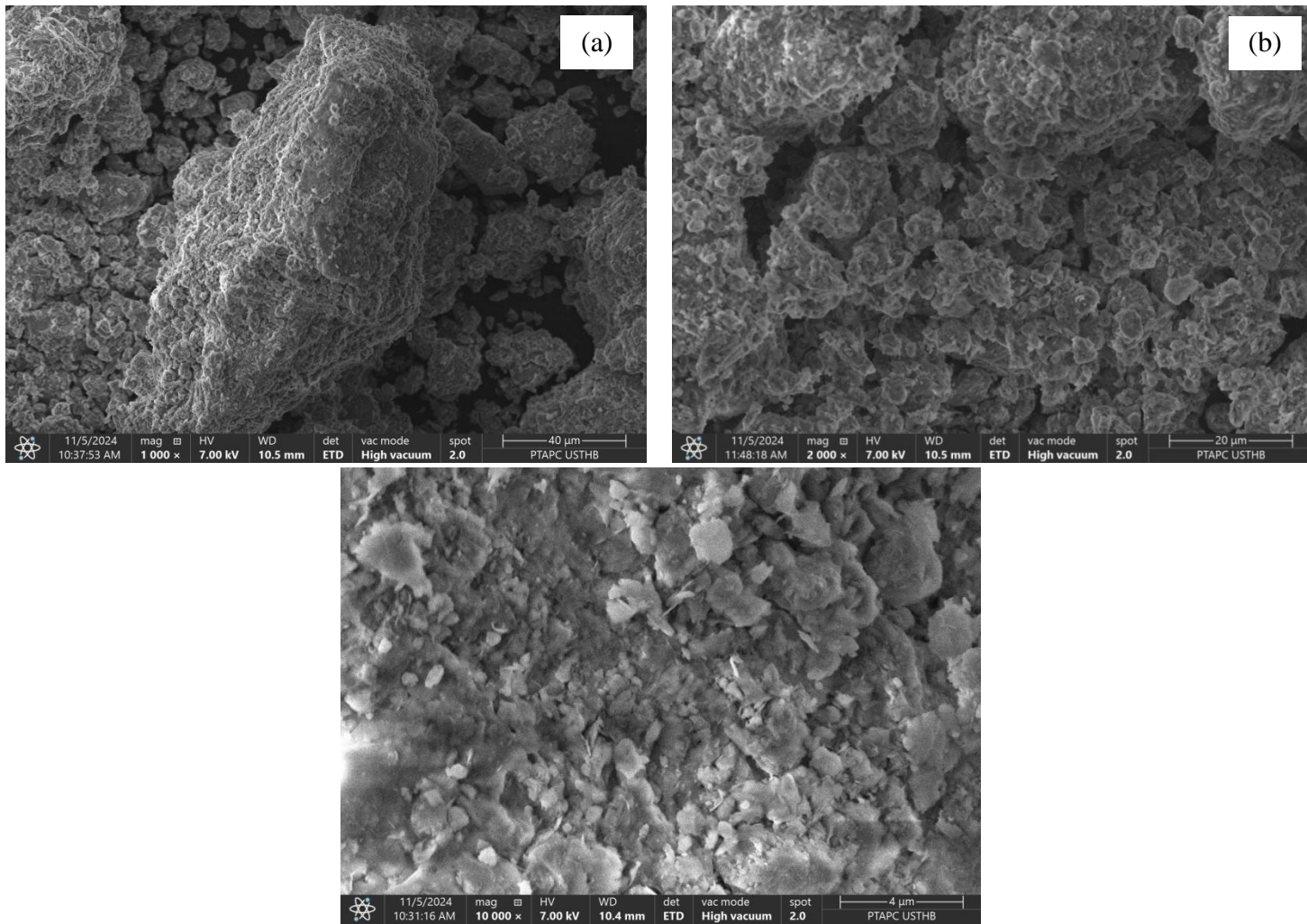


Figure II. 3. Diagramme de diffraction X de bentonite

### II.2.1.2. Microscope électronique à balayage (MEB)

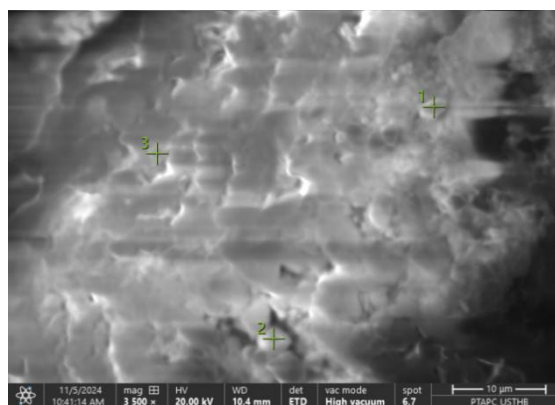
La microscopie électronique à balayage (MEB) est une technique d'imagerie qui offre une haute précision en capturant des images de la surface des échantillons, en exploitant les interactions entre les électrons et la matière. Cette technique permet d'obtenir plusieurs images avec différents niveaux d'agrandissement, comme illustré dans les figures suivantes (figure II.4), sur un échantillon de bentonite.

L'analyse MEB révèle une structure hétérogène avec une porosité notable, caractérisée par des variations d'intensité marquées. La présence de zones sombres et claires confirme l'existence de pores et de particules solides bien définies. Cette porosité influence les propriétés du matériau, notamment son adsorption et sa rétention d'eau.



**Figure II. 4. MEB d'un échantillon de bentonite sec : (a) Agrandissement 40 $\mu$ m, (b). Agrandissement 20 $\mu$ m, (c) Agrandissement 4 $\mu$ m**

D'autre part, ce type d'essai nous a permis de déduire les propriétés chimiques en trois points, comme présenté dans la figure II.5. Par exemple, le tableau II.1 montre les éléments chimiques constituant la bentonite ainsi que leurs pourcentages en poids (Wt. %) sur le point (2). La figure II.6 illustre la variation de l'intensité en fonction de l'énergie pour ce même point.



**Figure II. 5. MEB d'un échantillon de bentonite (Méthode de calcul les propriétés chimiques)**

Tableau II. 1. Propriétés chimiques de bentonite

Element	Line	At. %	Wt. %	Net Counts	At. % Error	Wt. % Error
C	K	18.9	11.3	77 578	0.1	0.1
O	K	43.5	34.4	524 263	0.2	0.2
Mg	K	0.5	0.6	32 044	0.0	0.0
Al	K	4.7	6.3	449 604	0.0	0.0
Si	K	30.2	41.9	3 059 491	0.1	0.1
K	K	0.5	1.0	48 168	0.0	0.0
Ca	K	0.2	0.4	16 439	0.0	0.0
Ti	K	0.4	1.1	37 269	0.0	0.0
Fe	K	1.1	3.0	70 138	0.0	0.1
Au	L	0.0	0.0	0	---	---

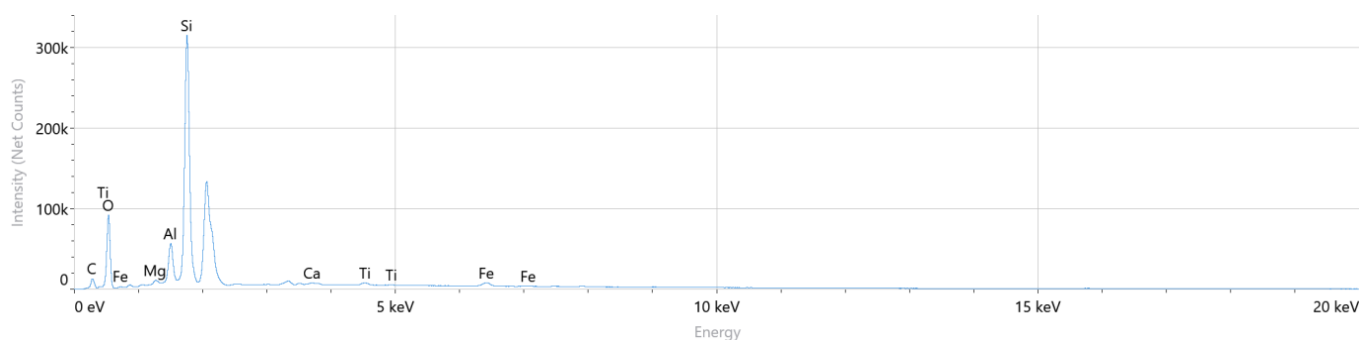


Figure II. 6. Variation de l'intensité en fonction de l'énergie

### II.2.1.3. Analyse granulométrique (par sédimentation)

L'analyse granulométrique vise à déterminer la répartition des grains d'un échantillon en fonction de leurs propriétés telles que le poids et la taille. Cette répartition dépend directement des caractéristiques des particules qui le composent. Deux méthodes sont utilisées pour cette analyse : le tamisage et la sédimentation dans l'eau, conformément à la loi de Stokes. La méthode appropriée pour notre sol est l'analyse par sédimentation, conformément à la norme **NF P 94-057 (1992)**, qui consiste à mesurer le temps de sédimentation dans une colonne d'eau. La figure II.7 illustre la courbe granulométrique de la bentonite. D'après cette figure, on observe que le pourcentage de particules inférieures à **80µm** est de **100%**, et que le diamètre moyen (**D<sub>50</sub>**) est d'environ **0.0023mm**.

## Chapitre 02 : Matériaux et procédures expérimentales

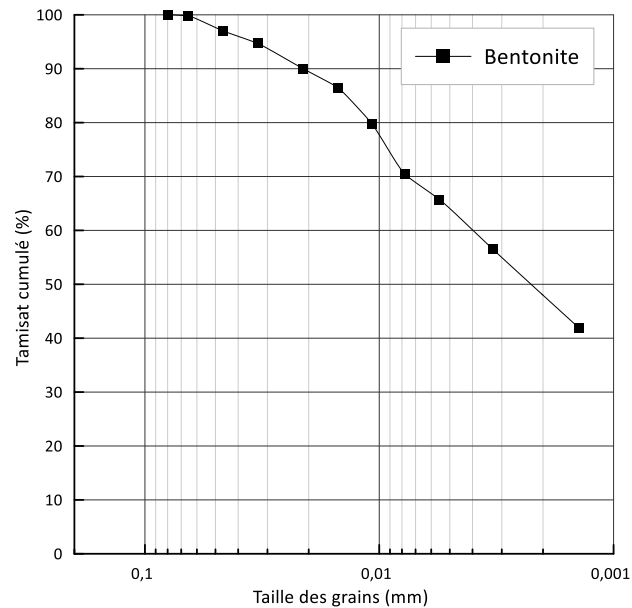


Figure II. 7. Courbe de distribution granulométrique de bentonite

### II.2.1.4. La masse volumique des particules solides

Cet essai consiste à mesurer la masse volumique des grains solides des sols à l'aide d'un pycnomètre. Ce type d'essai a été réalisé selon la norme [NF P 94-054 \(1991\)](#). La valeur moyenne de la densité spécifique ( $G_s$ ) de la bentonite est indiquée dans le tableau [II.2](#). Les résultats obtenus pour ce paramètre sont similaires à ceux trouvés par [Debieche et Kaoua \(2019\)](#) sur un échantillon de bentonite provenant de la même région (Mostaganem).

Tableau II. 2. Densité spécifique et poids volumique des particules solides de bentonite

Paramètres	Bentonite
$G_s$	2.74
$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	27.4

### II.2.1.5. Essai Proctor Normal

Une série de tests de compactage a été réalisée selon la norme [NF P 94-093 \(1999\)](#) afin de déterminer les caractéristiques de compactage, telles que le poids volumique sec maximal ( $\gamma_{dmax}$ ) et la teneur en eau optimale ( $\omega_{opt}$ ), ainsi que d'analyser la relation entre ces deux paramètres pour la bentonite. Les échantillons ont été humidifiés avec différentes teneurs en eau, puis placés dans des sacs hermétiques pendant **24 heures** afin que l'eau se répartisse uniformément dans tout le mélange. D'après la courbe de compactage présentée sur la figure [II.8](#), on peut en déduire les caractéristiques de compactage. Le tableau [II.3](#) présente les résultats de l'essai Proctor.

## Chapitre 02 : Matériaux et procédures expérimentales

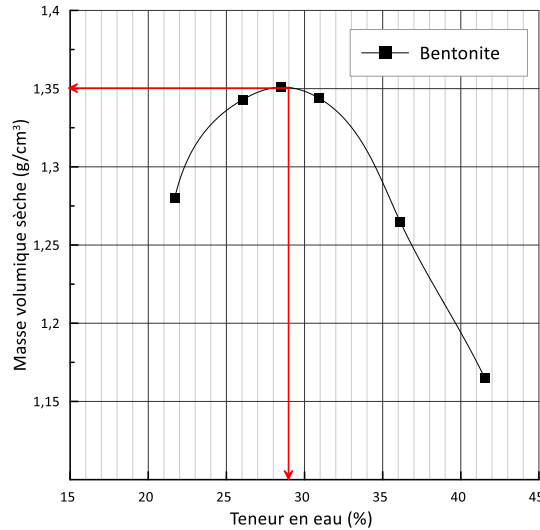


Figure II. 8. Courbes de compactages de la bentonite

Tableau II. 3. Caractéristiques de compactage de bentonite

Paramètres	Bentonite
$\gamma_{dmax}$ (kN/m <sup>3</sup> )	13.5
$\omega_{opt}$ (%)	29
Sr (%)	77

### II.2.1.6. Limites d'Atterberg

Les limites d'Atterberg sont des paramètres géotechniques fondamentaux qui déterminent les états de consistance des sols fins en fonction de leur teneur en eau. Parmi ces limites, on distingue :

- La limite de liquidité ( $\omega_L$ ) : elle représente la teneur en eau des sols au seuil de transition entre l'état liquide et l'état plastique.
- La limite de plasticité ( $\omega_P$ ) : elle correspond à la transition du sol entre l'état plastique et l'état solide.

Conformément à la norme [NF P 94-051 \(1993\)](#), nous avons déterminé la limite de liquidité ( $\omega_L$ ) et la limite de plasticité ( $\omega_P$ ). À partir de la figure II.9, qui représente la variation de la teneur en eau en fonction du nombre de coups, il est possible de déduire la valeur de la limite de liquidité. L'indice de plasticité ( $I_P$ ), caractérise l'étendue de la plasticité et correspond à la différence entre les limites d'Atterberg:

$$I_P = \omega_L - \omega_P$$

## Chapitre 02 : Matériaux et procédures expérimentales

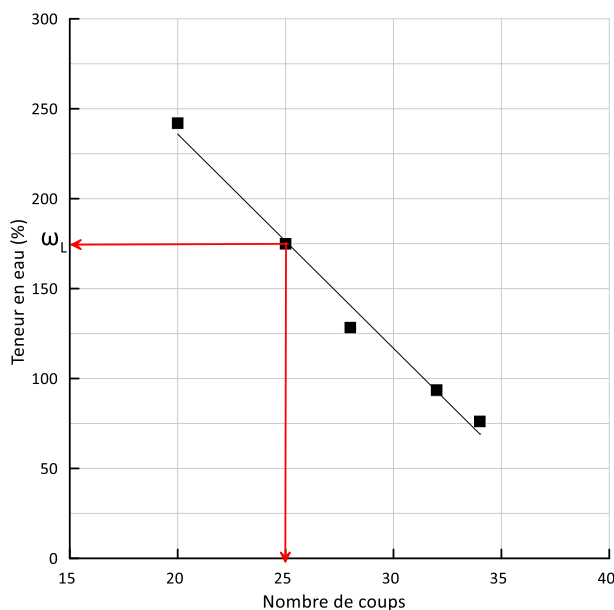


Figure II. 9. Méthode de calcul de la limite de liquidité

Les résultats des limites d'Atterberg de l'argile étudiée sont présentés dans le tableau II.4. Ces résultats sont proches à ceux obtenus par Louafi et Bahar (2018), ainsi que par Debieche et Kaoua (2019) sur la bentonite de Mostaganem.

Tableau II. 4. Limites d'Atterberg de bentonite

Paramètres	Bentonite
$\omega_L$ (%)	175
$\omega_P$ (%)	37
$I_p$ (%)	138

D'après le diagramme de plasticité de Casagrande, on peut dire que notre bentonite est une argile très plastique. Selon Chrétien et al. (2007), de nombreux auteurs, comme Skempton (1953), ont proposé une équation permettant d'estimer l'activité (A) de l'argile en fonction de l'indice de plasticité ( $I_p$ ) et du pourcentage de particules de taille inférieure à 2  $\mu\text{m}$  ( $C2 < 2 \mu\text{m}$ ).

$$A = \frac{I_p}{C2}$$

Pour les sols argileux compactés, Seed et al. (1962) ont modifié la définition de l'activité selon Skempton en proposant une nouvelle équation, présentée ci-dessous (Gueddouda, 2011).

## Chapitre 02 : Matériaux et procédures expérimentales

$$A_{cor} = \frac{I_p}{C2 - n}$$

Avec ;

$A_{cor}$  : activité corrigée.

Et  $n = 5$  cas d'un sol naturel ;  $n = 10$  cas d'un sol reconstitué.

Le tableau II.5 présente les résultats obtenus de l'activité de la bentonite calculée avec les deux méthodes.

*Tableau II. 5. Résultats de l'activité de bentonite de Mostaganem*

<i>Paramètres</i>	<i>Bentonite</i>
A (Skempton 1953)	2.88
$A_{cor}$ (Seed et al. 1962)	3.63

### II.2.2. Matériaux granulaires naturels

Deux types de sables ont été utilisés dans cette étude comme matériaux granulaires naturels, afin de comparer le comportement de notre sable régional (sable de Chlef) avec celui du sable normalisé de référence et d'analyser l'impact de l'ajout de matériaux granulaires sur le comportement de la bentonite avec de différentes granulométries.

#### II.2.2.1. Sable de Chlef

L'un des matériaux granulaires étudiés est le sable de Chlef, issu de la région du même nom, située au nord-ouest de l'Algérie. Il est classé comme un sable moyen et se caractérise par des granulats de forme arrondie (Arab, 2009 ; Della et al., 2009). Le sable de Chlef a été utilisé dans plusieurs recherches, anciennes et récentes, telles que celles de (Della et al. 2009, Belkhatir et al. 2010, Benessalah et al. 2016, Chemmam et al. 2016, Bouri et al. 2019, Aouali et al. 2019, Krim et al. 2024). Naturellement, ce type de sable n'est pas propre et contient une certaine proportion de fines. Cependant, dans cette étude, il a été utilisé sous une forme propre après avoir été lavé et tamisé avec un tamis de 80 $\mu$ m en laboratoire.

Le tableau II.6 résume les propriétés physiques des matériaux granulaires naturels déterminées conformément aux normes NF P 94- 056, NF P94-054 et NF P 94- 059. La figure II.10 présente la distribution granulométrique du granulat naturel utilisé dans cette étude. Selon Daïch et al. (2024), si  $C_u < 3$ , la granulométrie est uniforme ou encore serrée, ce qui est notamment le cas du sable de Chlef.

## Chapitre 02 : Matériaux et procédures expérimentales

Tableau II. 6. Propriétés physiques des matériaux granulaires naturels

Propriétés	Sable de Chlef (sable propre mal gradué)	Sable normalisé (sable propre bien gradué)
$D_{10}$ (mm)	0.266	0.143
$D_{50}$ (mm)	0.657	0.745
$C_U$	2.886	6.268
$C_C$	1.036	0.979
$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	26.88	26.60
$e_{\min}$	0.605	0.477
$e_{\max}$	1.032	0.757

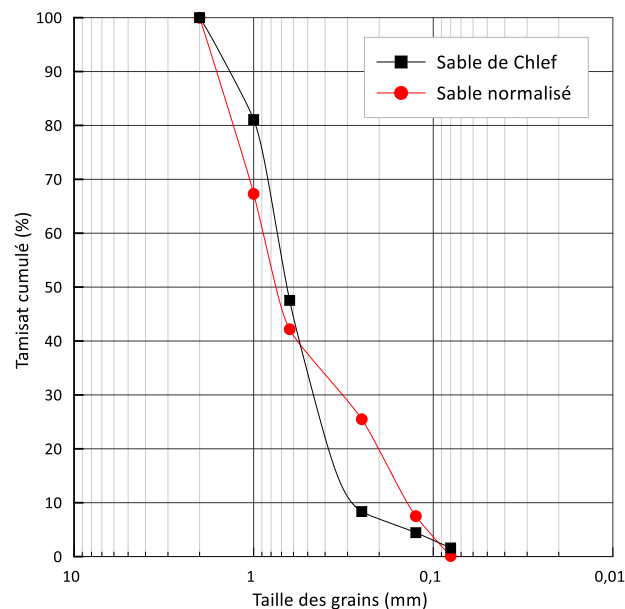


Figure II. 10. Courbe de distribution granulométrique des granulats naturels

### II.2.2.2. Sable normalisé

Le sable normalisé est un sable naturel traité selon des normes spécifiques afin de garantir une composition homogène et reproductible pour les essais en laboratoire. Principalement siliceux, il est propre et se caractérise par des grains de forme régulière. Séché, tamisé et conditionné dans des conditions contrôlées. Ce sable est couramment employé dans la littérature scientifique, notamment dans le domaine de la géotechnique et des matériaux de construction, comme l'illustre l'étude réalisée par [De Gennaro et al. \(2005\)](#). Le tableau II.6 présente les propriétés physiques du sable normalisé. La figure II.10 illustre la distribution granulométrique du sable normalisé. D'après le tableau, le coefficient d'uniformité est égal à

## Chapitre 02 : Matériaux et procédures expérimentales

6.268 ( $C_u > 3$ ), indiquant que la granulométrie du sable normalisé est variée, ou encore étalée et est un sable propre bien gradué (Daïch et al., 2024). L'objectif principal de l'utilisation du sable normalisé est d'étudier et comparer l'effet de l'ajout des deux sables avec des types granulométriques différents sur le comportement de la bentonite. à savoir que le sable normalisé présente des caractéristiques de résistance plus importantes que le sable de Chlef, considéré comme un sol vulnérable et liquéfiable (Della et al., 2011, Arab 2009).

### II.2.3. Matériaux granulaires recyclés

#### II.2.3.1. Granulats de béton recyclé

Les granulats de béton recyclé (GBR) sont utilisés dans cette étude en tant que matériau granulaire recyclé afin d'analyser le comportement géotechnique de la bentonite (figure II.11). Les déchets de béton sont issus du laboratoire des matériaux de génie civil de l'Université Hassiba Benbouali de Chlef. Les éprouvettes de béton ont été brisées à l'aide d'un concasseur, puis réduites en particules de taille comprise entre 2mm et 0.08mm à l'aide de l'appareil de Los Angeles. Ce type de matériau recyclé, en raison de sa disponibilité en grande quantité ainsi que de ses avantages écologiques et économiques, est utilisé avec différentes caractéristiques dans de nombreuses études récentes, notamment celles de (Shourijeh et al. 2022, Ma et al. 2022, Ouria et al. 2022, Islam et al. 2023, Basha et al. 2023, Sosahab et al. 2023 et Ouslimane et al. 2023). Le tableau II.7 ci-dessous résume les propriétés physiques des granulats recyclés, déterminées conformément aux normes NF P94-054, NF P94-056 et NF P94-059. La figure II.12 illustre la distribution granulométrique des granulats recyclés.



*Figure II. 11. Granulats de béton recyclé*

Tableau II. 7. Propriétés physiques des granulats recyclés

Propriétés	Granulats de béton recyclé	Granulats de caoutchouc
$D_{10}$ (mm)	0.400	0.750
$D_{50}$ (mm)	1.190	1.600
$C_U$	3.25	2.40
$C_C$	1.23	1.067
$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	24.44	10.4
$e_{min}$	0.794	-
$e_{max}$	1.229	-

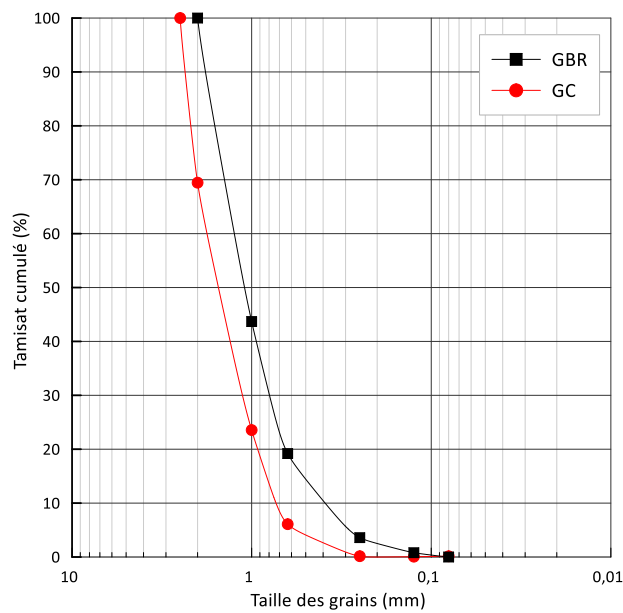


Figure II. 12. Courbe de distribution granulométrique des granulats recyclés

### II.2.3.2. Granulats de Caoutchouc

Le second matériau granulaire recyclé employé dans cette étude est composé de granulats de caoutchouc issus de déchets de pneus usagés (figure II.13). Ces granulats sont proposés à la vente par diverses entreprises. Ce matériau se caractérise par une taille de particules comprise entre 0.5 et 2mm. Le tableau II.7 résume les caractéristiques physiques des granulats de caoutchouc, tandis que la figure II.12 illustre leur distribution granulométrique.



Figure II. 13. Granulats de caoutchouc

### II.3. Classification de Bentonite

Le tableau II.8 fournit une estimation du potentiel de gonflement des sols argileux en fonction de leur limite de liquidité ( $w_L$ ). La bentonite utilisée dans cette étude possède une limite de liquidité de 175%, ce qui constitue une valeur très élevée, bien supérieure aux seuils de 90% et 60%. Selon les classifications de [Dakshanamurthy et Raman \(1973\)](#) ainsi que de [Snethen et al. \(1977\)](#), cela indique respectivement un potentiel de gonflement extra-élevé et élevé.

Tableau II. 8. Classification du potentiel du gonflement en fonction la limite de liquidité

Limite de liquidité $w_L$ (%)		Potentiel de gonflement
<a href="#">Dakshanamurthy et Raman (1973)</a>	<a href="#">Snethen et al, (1977)</a>	
0 - 20	-	Non gonflant
20 - 35	< 50	Faible gonflement
35 - 50	50 - 60	Gonflement moyen
50 - 70	> 60	Gonflement élevé
70 - 90	-	Gonflement très élevé
> 90	-	Gonflement extra élevé

D'après [Asuri et Keshavamurthy \(2016\)](#), on peut classer les sols en fonction de leur activité selon les directives données dans le tableau suivant. Les valeurs de l'activité de la bentonite, calculées selon les méthodes de [Skempton \(1953\)](#) et de [Seed et al. \(1962\)](#) (tableau II.5), sont supérieures à 1.25, ce qui permet de conclure que la nature du sol est active et que le degré probable du potentiel de gonflement est élevé

## Chapitre 02 : Matériaux et procédures expérimentales

Tableau II. 9. Classification des sols expansifs en fonction de l'activité (Asuri et Keshavamurthy 2016)

Activité ( $A_c$ )	Nature du sol	Degré probable de potentiel de gonflement
<0.75	Inactive	Faible
0.75 - 1.25	Normal	Moyen
>1.25	Active	Élevé

Le tableau II.10 présente les classifications du potentiel de gonflement selon Holtz et Gibbs (1956) et Chen (2012) d'après la valeur de l'indice de plasticité. Dans notre cas, le potentiel de gonflement est très élevé.

Tableau II. 10. Classification du potentiel du gonflement en fonction de l'indice de plasticité

Indice de plasticité $I_p$ (%)		Potentiel de gonflement
Holtz and Gibbs (1956)	Chen (2012)	
<18	0-15	Faible
15-28	10-35	moyen
25-41	20-55	élevé
>35	35 et plus	Très élevé

Le tableau II.11 résume une estimation du potentiel de changement de volume selon l'indice de plasticité modifié. L'équation établissant la relation entre l'indice de plasticité et l'indice de plasticité modifié, selon Jones et Jefferson (2012), est la suivante :

$$I_p' = I_p \times (\% < 425\mu\text{m}) / 100\%$$

Avec %<425 $\mu\text{m}$  : est le pourcentage des particules de diamètre inférieur à 425 $\mu\text{m}$ .

Pour notre étude, l'indice de plasticité modifié de la bentonite est équivalent à l'indice de plasticité car 100% d'éléments passant au tamis de 425 $\mu\text{m}$  donc le potentiel de changement de volume selon les classifications de BRE (1993) et NHBC (2011a) est très élevé.

Tableau II. 11. Classification du potentiel du gonflement selon l'indice de plasticité modifié

Indice de plasticité modifié $I_p'$ (%)		Potentiel de changement de volume
Jones et Jefferson (2012) (BRE, 1993)	Jones et Jefferson (2012) (NHBC, 2011a)	
< 20	10 - 20	Faible
20 - 40	20 - 40	moyen
40 - 60	> 40	élevé
> 60	-	Très élevé

### II.4. Procédures expérimentales

Des échantillons d'argile non traités et traités avec des matériaux granulaires naturels (sable de Chlef et sable normalisé) et recyclés (granulats de béton recyclé et granulats de caoutchouc) ont été utilisés dans cette étude. Trois types de dispositifs expérimentaux ont été employés (figure II.14) : un œdomètre pour caractériser la compressibilité et la consolidation des mélanges étudiés, une boîte de cisaillement direct pour évaluer le comportement mécanique, et un instrument d'essai de compression non confiné pour tester la résistance à la compression du sol sans aucune pression latérale.

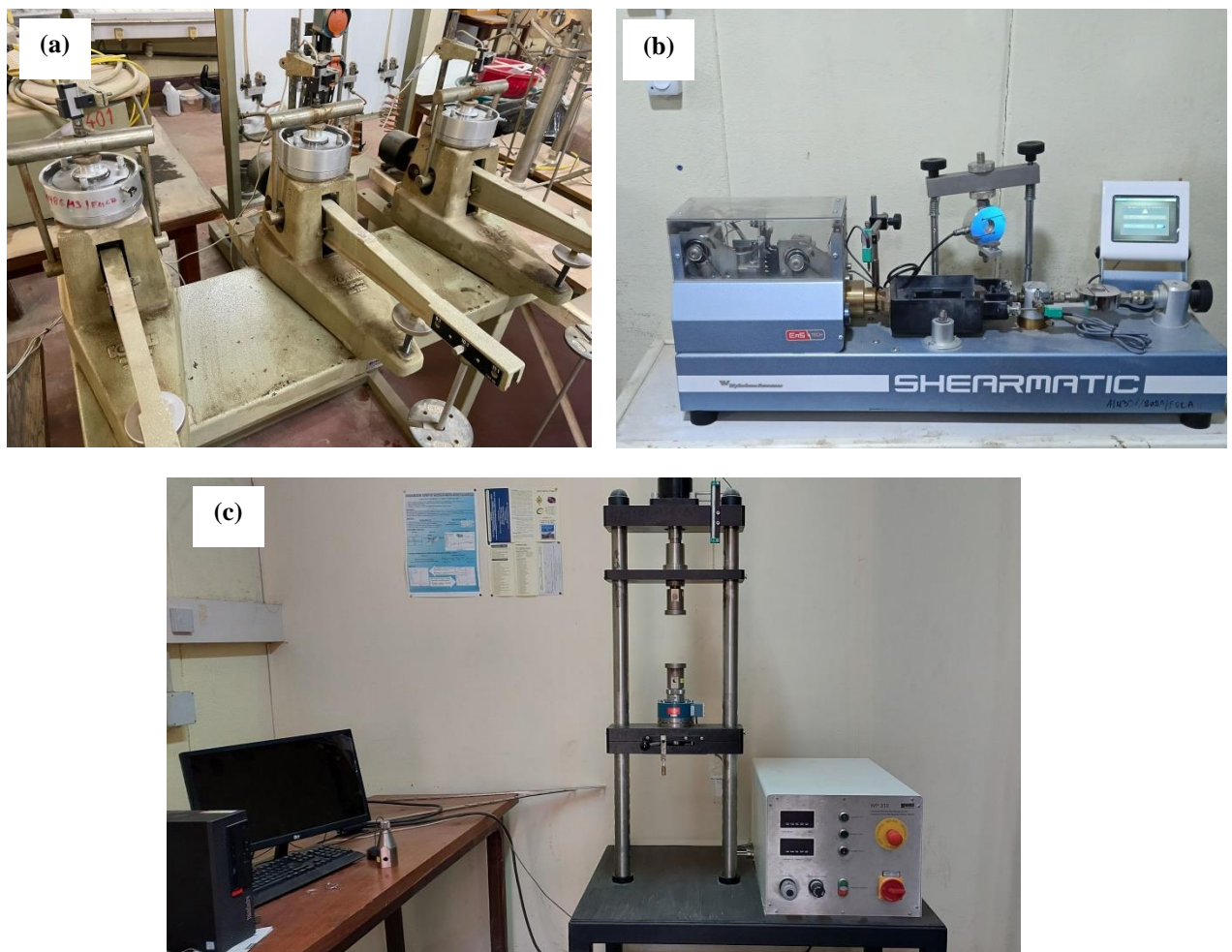


Figure II. 14. Dispositifs utilisés : (a) Œdomètre, (b). Appareil de cisaillement, (c) Appareil de l'essai de compression

#### II.4.1. Essai œdométrique

##### II.4.1.1. Principe de l'essai

Afin d'analyser l'impact de l'ajout de granulats naturels ou recyclés à la bentonite sur le comportement de compressibilité et de gonflement, une série d'essais œdométriques est réalisée sur différents mélanges Bentonite/Matériau granulaire (naturel ou recyclé)

## Chapitre 02 : Matériaux et procédures expérimentales

conformément à la norme [XP P 94-090-1 \(1997\)](#). Pour la réalisation de l'essai, l'échantillon du matériau est disposé sur une enceinte rigide sous forme cylindrique. Un mécanisme exerce une charge axiale verticale sur l'éprouvette, qui est drainée à ses extrémités (en haut et en bas) et maintenue en état saturé tout au long de l'essai (figure II.15). La charge est appliquée par étapes successives, en augmentant puis en diminuant progressivement selon un plan établi à l'avance. La hauteur de l'échantillon est surveillée et enregistrée en fonction de la durée d'application de la charge.

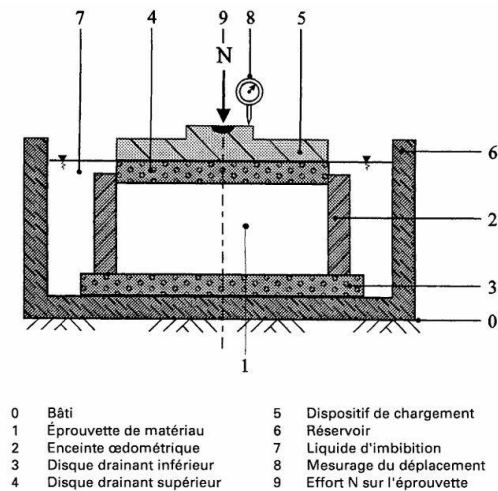


Figure II. 15. Principe de l'essai œdométrique (XP P 94-090-1)

### II.4.1.2. Appareillage

L'appareil utilisé pour l'essai, à savoir l'œdomètre, inclut :

- **Un bâti de chargement manuel classique par poids** : Il permet d'exercer une force sur le piston reposant sur la pierre poreuse supérieure et de la maintenir stable pendant une période définie.
- **La cellule œdométrique** (figure II.16) se compose par :
  - Une bague œdométrique avec une trousse coupante ou une enceinte cylindrique rigide conçue pour contenir l'échantillon.
  - Deux plaques poreuses, éventuellement équipées d'orifices, pour faciliter le passage de l'eau.
  - Réservoir servant de bac d'imbibition.
  - Un piston permettant de transmettre l'effort axial appliqué sur l'éprouvette.
- **Dispositif d'application de la charge**
- **Système de mesure**



Figure II. 16. Cellule œdométrique

### II.4.1.3. Exécution d'essai

Les étapes suivantes détaillent la procédure de préparation et d'exécution de l'essai œdométrique :

1. Préparation des échantillons : Les échantillons sont préparés et placés dans une cellule œdométrique de dimensions  $D \times H = 50 \text{ mm} \times 15 \text{ mm}$ .

29 essais œdométriques ont été réalisés sur différents mélanges bentonite-matériau granulaire. La masse des échantillons a été calculée à l'aide de l'équation suivante :

$$m = V_t \times \rho_s / (e + 1)$$

Avec :

- $V_t$  : volume de la boîte d'œdomètre,
- $\rho_s$  : masse volumique des grains solides,
- $e$  : indice des vides,
- $e$  déterminé par :  $e = [(1 - D_r) \times e_{\max}] + [D_r \times e_{\min}]$

Les essais ont été menés sur des mélanges à densité relative élevée ( $D_r = 90 \%$ ) et à une teneur en eau fixée à  $w = 5 \%$ . Compacter le sol en trois couches en veillant à appliquer un compactage statique identique pour tous les échantillons (même nombre de coups à chaque préparation). Le tableau suivant présente les différentes valeurs des indices des vides initiaux calculés à partir de la relation :

$$e_i = (H - h_p) / h_p$$

où :

## Chapitre 02 : Matériaux et procédures expérimentales

- $H$  : hauteur de l'éprouvette,
- $h_p$  : hauteur équivalente des solides, déterminée par :  $h_p = W_d / (\gamma_s \times S)$   
avec :
- $W_d$  : masse sèche de l'échantillon,
- $\gamma_s$  : poids volumique des solides,
- $S$  : section droite de l'éprouvette.

Tableau II.12. Indices des vides initiaux des différents mélanges

	Teneur en matériau granulaire (%)	Ei
<b>Bentonite</b>	0	1,482
<b>Sable de Chlef</b>	20	1,201
	80	0,897
	100	0,647
<b>Sable normalisé</b>	20	1,114
	80	0,556
	100	0,505
<b>GBR</b>	5	1,336
	10	1,246
	15	1,195
	20	1,034
	25	1,005
	30	0,919
	40	0,738
<b>GC</b>	5	1,338
	10	1,254
	15	1,135
	20	1,051
	25	0,938
	30	0,878
	35	0,814

2. Installation de la cellule : La cellule est installée sur le bâti de chargement.
3. Positionnement du dispositif de charge : Installer le dispositif permettant l'application de la charge verticale.
4. Installation du capteur : Mettre en place le capteur nécessaire à la mesure des déplacements.
5. Saturation des échantillons : Remplir le réservoir d'eau et laisser les échantillons saturer pendant 72 heures (dans le cas de mélanges contenant une forte teneur en bentonite) avant de commencer l'essai.
6. Réinitialisation du capteur : Remettre à zéro le capteur ou le comparateur une fois la saturation Complétée.
7. Chargement progressif : Une fois la saturation atteinte, appliquer des paliers de chargement successifs et croissants. La méthode de chargement varie en fonction de la nature du sol et de son interaction avec l'eau. Pour cet essai, les charges appliquées

## Chapitre 02 : Matériaux et procédures expérimentales

sont : 12.5 - 25 - 50 - 100 - 200 - 400 - 800 - 1000 kPa. L'effort vertical est exercé en plaçant des masses fendues sur le plateau de chargement. À chaque palier, le déplacement vertical ( $\Delta H$ ) de l'échantillon est mesuré en fonction du temps jusqu'à atteindre la stabilisation (au moins 24 heures pour les échantillons avec une teneur de bentonite élevée).

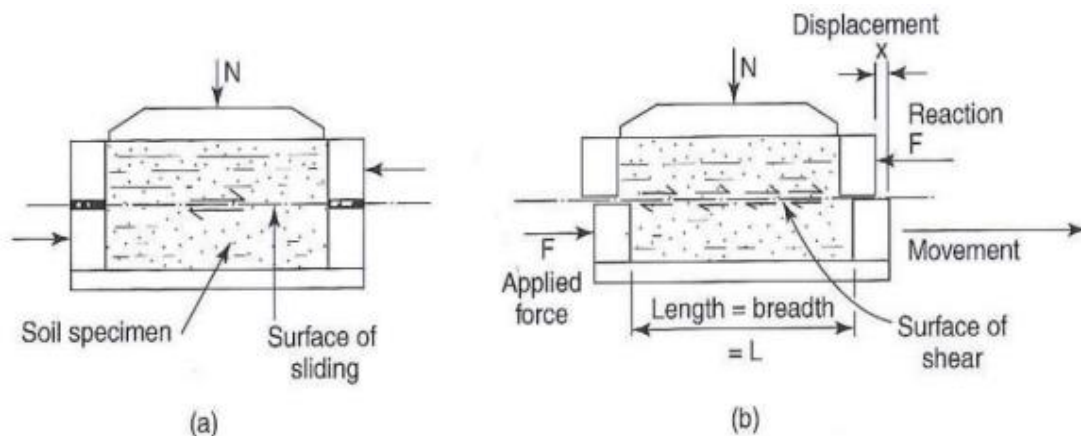
8. Déchargement progressif : Effectuer une série de déchargements en retirant progressivement les masses fendues, suivant la séquence inverse : 1000 - 800 - 400 - 200 - 100 - 50 - 25 - 12.5 - 0 kPa.

### II.4.2. Essai de cisaillement direct

Une série d'essais de cisaillement direct a été réalisée selon la norme [NF P 94-071-1 \(1994\)](#). L'essai de cisaillement direct à la boîte est l'un des tests les plus anciens permettant d'analyser le comportement mécanique des sols et d'évaluer leur résistance au cisaillement. Cette résistance correspond à la contrainte maximale qu'un sol peut supporter sous l'effet d'une contrainte de cisaillement ([Holtz et Kovacs. 1991](#)). Pour tous les types de sol, le frottement qui se produit entre les grains solides aux points de contact représente une partie de la résistance au cisaillement ([Schlosser, 1988](#)), il caractérise la résistance au cisaillement et il s'appelle « l'angle de frottement interne ». Ce paramètre mécanique est défini par [Luong \(1978\)](#) comme un facteur intrinsèque distingue la capacité d'enchevêtrement du sol. En plus du frottement intergranulaire, il existe des forces d'attraction entre les grains solides dans les sols fins qui résultent à partir de leur structure et de leur taille (dimension très faible), cette adhérence elle s'appelle « La cohésion » qui est la deuxième caractéristique mécanique essentielle du sol ([Schlosser, 1988](#)).

#### II.4.2.1. Principe de l'essai

Deux demi-boîtes constituent la boîte de cisaillement : une demi boîte supérieure, mobile, capable de glisser sur la demi boîte inférieure, fixe, le long d'un plan de cisaillement horizontal. Une fois le sol installé dans la boîte de cisaillement et lors de l'application d'une contrainte verticale (charge normale constante ( $N$ )) sur l'échantillon (figure), la force de traction ( $T$ ) augmente et le sol montre des déplacements verticaux (déformations volumétriques), jusqu'à où le sol se déforme complètement (figure [II.17](#)).



## Chapitre 02 : Matériaux et procédures expérimentales

*Figure II. 17. Principe d'essai de cisaillement à la boîte : (a) début de l'essai ; (b) durant le déplacement relatif (Head et Epps, 2011 ; figures d'après Flitti, 2018)*

### II.4.2.2. Appareillage

L'appareillage dédié à l'essai de cisaillement direct se compose des éléments suivants :

- **Le bâti** : Il s'agit de la structure principale de l'appareillage, qui soutient et maintient en place tous les autres composants. Il garantit la stabilité de l'ensemble du système pendant l'essai.
- **La boîte de cisaillement** : la boîte a une forme carrée et des dimensions de 60x60 mm et composée de deux demi-boîtes, contient l'échantillon de sol à tester. Elle est conçue pour résister aux forces appliquées lors de l'essai, tout en permettant la mesure précise des déplacements et des efforts sur l'échantillon (figure II.18).



*Figure II. 18. Boîte de cisaillement*

- **Le dispositif d'application de l'effort normal**: Ce dispositif permet d'appliquer une charge verticale (contrainte normale) sur les échantillons.
- **Le mécanisme de déplacement relatif horizontal entre les deux demi-boîtes** : Ce dispositif génère un mouvement horizontal entre les demi-boîtes entourant l'échantillon, reproduisant ainsi le phénomène de cisaillement du sol en appliquant un déplacement relatif.
- **Le système de mesure des efforts, des déplacements et du temps** : Ce système est composé d'instruments tels que des comparateurs ou des capteurs électroniques qui enregistrent les déplacements horizontaux et verticaux de l'échantillon, ainsi que l'effort horizontal. Des chronomètres sont également utilisés pour suivre l'évolution de l'essai tout au long de sa durée.

### II.4.2.3. Exécution d'essai

1. Montage de l'échantillon : L'échantillon de sol est placé dans la boîte de cisaillement, en fonction de la méthode de préparation de l'essai.

## Chapitre 02 : Matériaux et procédures expérimentales

Un total de 129 essais de cisaillement direct a été réalisé. Les échantillons ont été préparés selon deux méthodes : la première repose sur une densité relative élevée ( $D_r= 90\%$ ,  $w=5\%$ ), comme dans le cas de l'essai œdométrique précédent, tandis que la seconde est basée sur les caractéristiques de compactage. Le tableau suivant présente les caractéristiques de compactage de chaque mélange ainsi que leur degré de saturation.

*Tableau II. 13. Caractéristiques de compactage des mélanges Bentonite-MGR*

MGR		$\omega_{opt}$ (%)	$\gamma_{dmax}$ (kN/m <sup>3</sup> )	Sr (%)
-	0	29	13,5	77
GBR	10	23	14,59	72
	20	19,7	14,75	65
	30	17,9	14,94	61
	40	9,5	14,76	34
GC	5	22,9	12,71	56
	10	22	12,14	50
	15	24,1	11,72	53

2. Application de la contrainte normale : Une charge normale ( $\sigma_N$ ) est appliquée sur l'échantillon à l'aide d'un dispositif de chargement vertical. Pour notre étude Les mélanges ont été consolidés et soumis à un cisaillement sous trois contraintes normales de 100, 200 et 300 kPa.
3. Application du cisaillement : Une force de cisaillement ( $\tau$ ) est appliquée progressivement sur la moitié inférieure de la boîte, provoquant un glissement relatif entre les deux moitiés. Les échantillons sont cisailés avec une vitesse de 0.1 mm/min, jusqu'à ce qu'un déplacement horizontal de 7mm soit atteint sur le dispositif de cisaillement.

Pour bien analyser l'influence de la vitesse de l'essai de cisaillement, un essai de répétabilité a été réalisé. Deux essais de cisaillement direct ont été effectués sur deux échantillons de bentonite préparés dans des conditions identiques, soumis à une contrainte normale de 100 kPa pour la consolidation et le cisaillement. Les résultats de ces deux essais sont présentés dans la figure II.19. Il est observé que les courbes de variation de la résistance au cisaillement pour les deux essais sont identiques (figure II.19.a), avec une légère différence dans l'évolution du déplacement vertical (figure II.19.b). En conséquence, une vitesse de 0.1 mm/min a été choisie pour réaliser les essais de cisaillement, afin d'assurer des résultats fiables.

## Chapitre 02 : Matériaux et procédures expérimentales

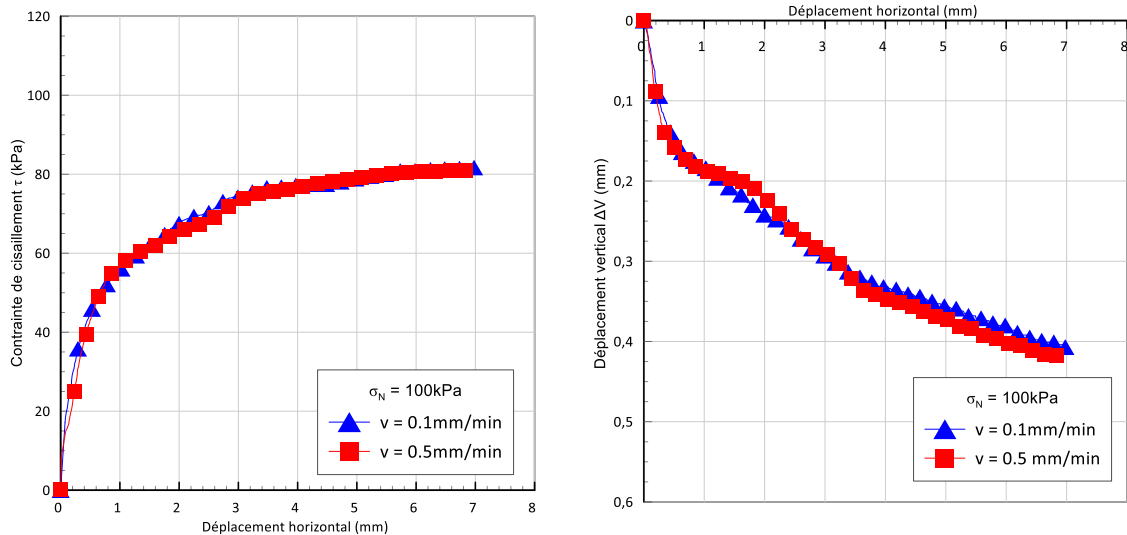


Figure II. 19. Variation de contrainte de cisaillement ; (b). Variation de déplacement vertical en fonction de déplacement horizontal

4. Mesures : La contrainte de cisaillement ( $\tau$ ) est déterminée en divisant la force appliquée par la surface de l'échantillon.

Les déplacements horizontaux et verticaux de l'échantillon sont mesurés. Le déplacement vertical permet d'évaluer les changements de volume (dilatation ou contraction) du sol pendant le cisaillement.

### II.4.3. Essai de compression non confiné (uniaxial)

#### II.4.3.1. Principe de l'essai

Série d'essais de compression non confiné a été effectuée selon la norme [NF P94-077](#) sur des mélanges de Bentonite/Granulats recyclés. L'essai de compression non confinée (UCS) est une méthode de laboratoire utilisée pour déterminer la résistance à la compression non confinée d'un sol cohérent. Contrairement à d'autres essais (comme l'essai triaxial), aucun confinement latéral n'est appliqué à l'échantillon. L'échantillon est soumis à un chargement axial uniquement, sans contrainte latérale (pression de confinement nulle).

#### II.4.3.2. Exécution d'essai

1. Préparation des échantillons : Chaque mélange est préparé et humidifié avec ces caractéristiques optimale et placé dans des sacs hermétiques pendant 24 heures. Les mélanges sont compactés en trois couches afin de former des éprouvettes de 38 mm de diamètre et 76 mm de hauteur (figure II.20), un total de 45 éprouvettes a été préparé (3 pour chaque mélange). Il est important que l'échantillon soit intact et représentatif des propriétés naturelles du sol.



*Figure II. 20. Éprouvettes préparées pour l'essai de compression*

2. Application de la charge axiale : L'échantillon est installé dans le dispositif de compression qui exerce une charge axiale à une vitesse de déformation constante, généralement comprise entre 0.5 % et 2 % de sa hauteur initiale par minute.. La charge est augmentée progressivement jusqu'à ce que l'échantillon échoue par rupture ou atteigne une déformation significative. L'écrasement des éprouvettes est effectué après un temps de durcissement de 7 jours, 14 jours et 28 jours.
3. Mesures effectuées : Pendant l'essai, les paramètres suivants sont mesurés : La charge axiale appliquée, permettant de calculer la contrainte axiale  $\sigma$ . Le déplacement axial ou la déformation verticale  $\varepsilon$ .

### **II.5. Conclusions**

Ce chapitre a permis de présenter et de caractériser les matériaux utilisés dans notre étude, en mettant particulièrement l'accent sur la classification du sol expansif. À travers des essais normalisés, nous avons identifié ses propriétés physiques et chimiques afin d'évaluer son potentiel de gonflement et son comportement mécanique.

La description des procédures expérimentales détaillées dans ce chapitre constitue une base essentielle pour le bon déroulement de l'analyse, assurant la cohérence des tests et la précision des données. Ces éléments permettront d'approfondir l'étude du sol et d'explorer des solutions d'amélioration adaptées à ses particularités.

# **Chapitre 03 : Compressibilité et résistance au cisaillement des mélanges Bentonite- Sable**

### III.1. Introduction

L'étude des sols et de leur comportement mécanique sous différentes sollicitations constitue une étape essentielle en ingénierie géotechnique. L'objectif principal de cet chapitre est d'évaluer l'influence de l'ajout de matériaux granulaires naturels sur les propriétés mécaniques d'un sol fin expansif (bentonite) et, d'autre part, d'examiner l'effet inverse des particules fines sur un sol granulaire, afin de déterminer si une faible teneur en fines peut modifier le comportement d'un sable propre et le rendre similaire à celui d'un sol fin. Cette approche permet de mieux comprendre les interactions entre les différentes fractions et leur impact sur la compressibilité ainsi que sur la résistance au cisaillement des mélanges.

L'essai œdométrique permet d'étudier la compressibilité et le tassement des mélanges sous chargement axial, tandis que l'essai de cisaillement permet de caractériser la résistance des sols au cisaillement ainsi que leur déformation sous l'effet des contraintes appliquées. L'ajout de sable dans la bentonite peut modifier sa perméabilité et réduire sa compressibilité, alors que l'introduction de fines dans un sable propre peut altérer ses propriétés de drainage et modifier sa résistance au cisaillement.

L'analyse des résultats expérimentaux met en évidence les interactions complexes entre les particules fines et grossières. Ces interactions ont un impact direct sur les paramètres géotechniques, notamment l'indice de compressibilité, la cohésion et l'angle de frottement interne. Ce chapitre vise donc à mieux comprendre ces effets et à en tirer des conclusions utiles pour améliorer le comportement mécanique des sols.

### III.2. Comportement à l'œdomètre des mélanges Bentonite/Matériaux granulaires

La norme AFNOR NF P 94-090-1 définit les modalités de réalisation des essais œdométriques sur lesquels cette étude s'appuie. Elle met particulièrement en avant deux types de courbes essentielles :

- La courbe de compressibilité : représente la relation entre la contrainte appliquée à un sol et sa déformation volumique, généralement exprimée en termes de l'indice des vides  $e = f(\log \sigma)$ .
- La courbe de consolidation : un graphique qui illustre la variation de la déformation d'un sol en fonction du temps sous l'effet d'une contrainte appliquée. suivant les relations  $\Delta H = f(\log t)$  ou  $\Delta H = f(\sqrt{t})$  (selon l'approche de Casagrande ou de Taylor, respectivement).

La Figure III.1 illustre les courbes de compressibilité de notre argile avec des teneurs de 0% à 100% du sable de Chlef ou de sable normalisé. Nous avons choisi de représenter les mélanges contenant 80% de sable dans la Figure III.1, car cette proportion constitue un seuil significatif en termes de résistance au cisaillement. Cette influence sera expliquée plus en détail dans la section III.2.1. L'incorporation de 20 % de sable de Chlef et de sable normalisé réduit

### Chapitre 03 : Compressibilité et résistance au cisaillement des mélanges Bentonite-Sable

l'indice des vides initial des mélanges, entraînant ainsi une compressibilité globalement plus faible que celle de la bentonite pure. Il est constaté que le sable contenant 20 % de bentonite présente une déformabilité supérieure à celle du sable de Chlef pur ou le sable normalisé (sable propre). Avec une augmentation de la teneur en bentonite jusqu'à 100 %, la déformabilité s'accroît également.

Les tests de compressibilité révèlent que l'incorporation de bentonite influence considérablement la capacité de compression des mélanges, en fonction des conditions de charge progressive. Les Figures III.1 et III.2 illustrent l'évolution des indices des vides globaux en fonction de la charge verticale appliquée pour chaque mélange, défini par sa teneur en bentonite. Par exemple, la Figure III.1.a (variation du rapport de vides du mélange de bentonite-sable de Chlef) montre que les valeurs initiales du rapport de vides des mélanges sont relativement dispersées dans une plage large ( $\Delta e = 0.835$ , entre 1.482 et 0.647). Toutefois, ces différences diminuent en fin d'essai ( $\Delta e = 0.143$ , entre 0.619 et 0.476).

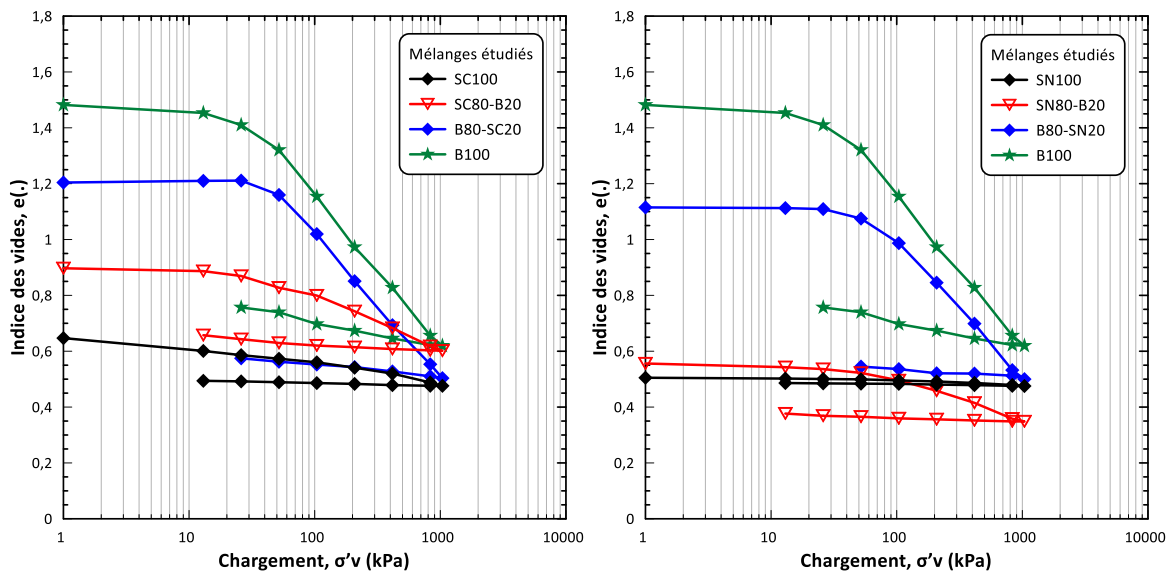


Figure III. 1. Courbes de compressibilité des différents mélanges sable/bentonite

Concernant l'évolution du rapport de vides initial, l'augmentation de la contrainte verticale effective jusqu'à 1039.4 kPa entraîne une faible variation du indice de vides pour les mélanges à faible teneur en bentonite (avec des variations moyennes de  $\Delta e = 0.171$  pour SC100, 0.295 pour SC80-B20, 0.701 pour B80-SC20 et 0.853 pour B100). Cette faible compressibilité est due à une compaction initiale réalisée à 90% de la densité sèche maximale. Sous une énergie de compactage plus élevée, les échantillons présentent une meilleure résistance et une moindre compressibilité, entraînant ainsi une variation plus faible du indice de vides (Hussain, 2017 et Nougat et al., 2021). Concernant la teneur en fines, la variation de l'indice de vides est plus faible pour les mélanges à faible teneur en fines par rapport à ceux riches en fines. En effet, dans les mélanges à faible teneur en fines, ces particules n'apportent pas de résistance au cisaillement, contrairement aux sables grossiers qui jouent un rôle dans le renforcement de la structure des sols lorsqu'ils sont mélangés à une forte teneur en fines (Benessalah et al., 2021).

### Chapitre 03 : Compressibilité et résistance au cisaillement des mélanges Bentonite-Sable

La Figure III.2 montre les courbes de compressibilité des sables purs. On observe que le sable normalisé est pratiquement incompressible, tandis que le sable de Chlef présente une déformation légèrement plus importante. Pour les deux mélanges Bentonite-Sable, l'augmentation de la teneur en bentonite accroît la déformabilité des deux sables, mais le mélange Bentonite-Sable de Chlef est plus compressible que le mélange Bentonite-Sable normalisé (Figure III.2.b et Figure III.2.c).

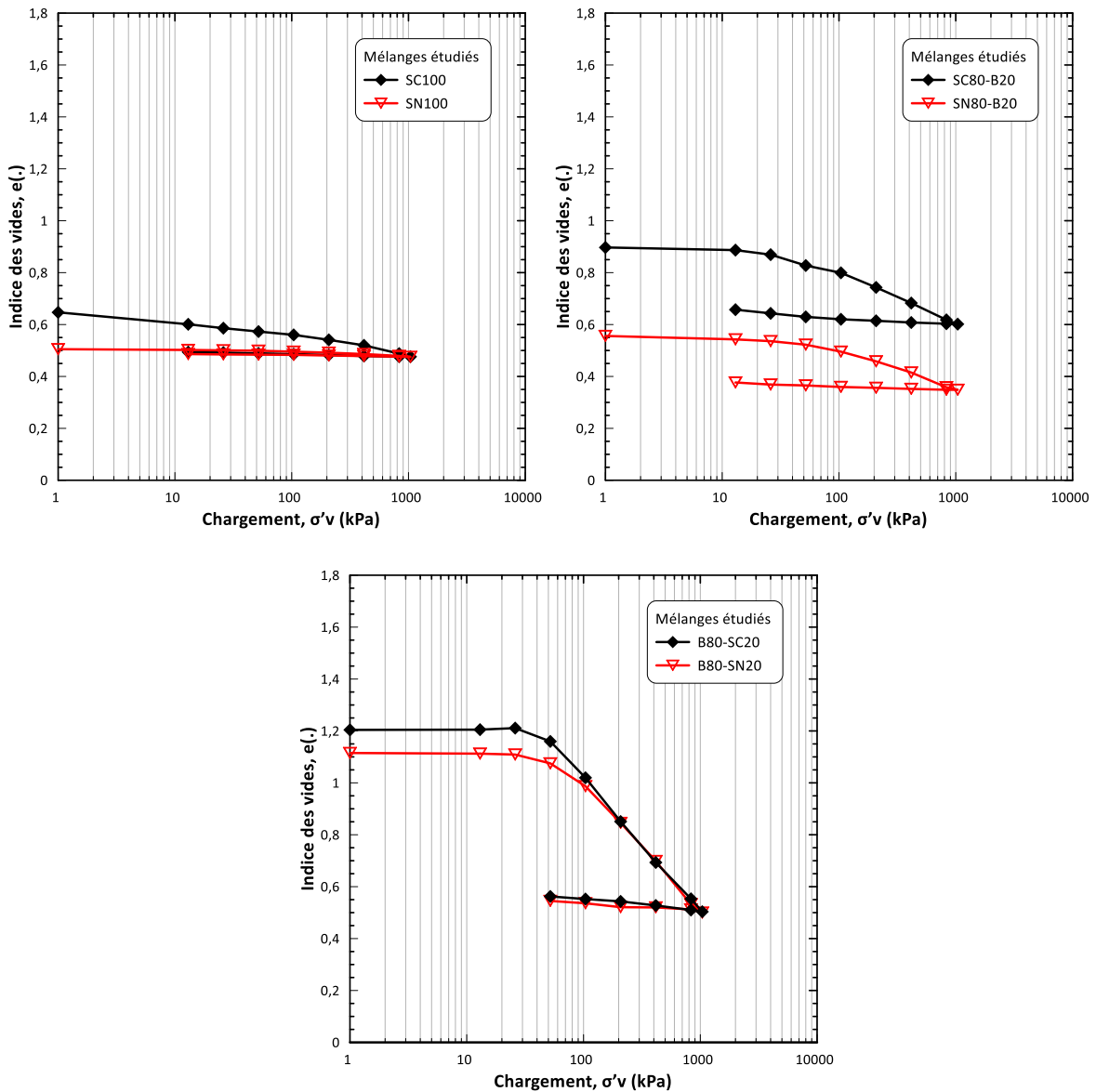


Figure III. 2. Courbes de compressibilité des différents mélanges : (a) Sables propres étudiés ; (b) Sables + 20% Bentonite ; (c) Bentonite + 20% de Sable

#### III.2.1. Transition de la teneur en Bentonite

De nombreuses études ont indiqué que l'indice de vides intergranulaires constitue une représentation pertinente et présente une bonne corrélation avec divers aspects du comportement du sable contenant des fines ou des particules fines (Benessalah et al., 2021, Murthy et al., 2007 et Yamamuro et Covert, 2001). L'indice de vides intergranulaires mesure le volume des vides entre les particules grossières d'un sol, en excluant l'espace occupé par

### Chapitre 03 : Compressibilité et résistance au cisaillement des mélanges Bentonite-Sable

les fines. et celui-ci peut être déterminé par l'équation (Eq. 1) (Kaothon et al., 2022 et Monkul, 2005). Il est important de noter que, dans notre cas, la bentonite représente essentiellement les particules fines. C'est pourquoi nous avons choisi d'utiliser l'indice de vides intergranulaires pour corrélérer le comportement mécanique des mélanges sable/bentonite étudiés.

$$e_s = \frac{e + \frac{G \times F_c}{G_f \times 100}}{\frac{G}{G_s} \times \left(1 - \frac{F_c}{100}\right)} \quad (\text{Eq.1})$$

Avec  $G$  représentant la densité du mélange (Sable/Bentonite),  $G_s$  la densité du sable pur,  $G_f$  la densité de la bentonite,  $e$  le rapport de vides global et  $e_s$  le rapport de vides intergranulaire.

Monkul et Ozden (2005) ont suggéré que la teneur en fines de transition (TFC) pourrait être un indicateur permettant de classifier le comportement d'un mélange comme étant dominé par les grains ou par l'argile. La TFC peut être définie lorsque la valeur du rapport de vides intergranulaire est égale l'indice de vides maximal ( $e_{\max}$ ) du matériau hôte (sable propre). Dans cette étude, le sable de Chlef avait un  $e_{\max} = 1.032$ , tandis que le sable normalisé étudié avait un  $e_{\max} = 0.757$  (voir chapitre 2). Les valeurs de l'indice de vides intergranulaire  $e_s$  ont été calculées à l'aide de l'équation (1), avec  $G_s = 2.688$  (Sable de Chlef),  $G_s = 2.660$  (Sable normalisé) et  $G_f = 2,736$  (Bentonite). Les Figures III.3 et III.4 illustrent la variation de l'indice de vides intergranulaire en fonction de la proportion en bentonite pour les deux types de sable étudiés, en considérant chaque charge de consolidation verticale.

L'indice des vides intergranulaires ( $e_s$ ) croît à mesure que la teneur en fines augmente. La TFC peut être estimée par l'intersection de la ligne rouge pointillée horizontale ( $e_{\max}$ ). Ainsi, la plage possible de TFC était de 12.7 à 20.7% pour les mélanges SC-B et de 14.1 à 21.7% pour les mélanges SN-B, respectivement, et ce, pour les huit différentes contraintes verticales effectives (12.992 à 1039.379 kPa). Les données de TFC, illustrées dans le Tableau III.1, augmentent en relation avec l'augmentation de la charge verticale appliquée. En effet, une contrainte effective plus élevée entraîne une augmentation des contacts entre les matériaux granulaires, ce qui se traduit par des valeurs de TFC plus élevées (Monkul et Ozden, 2007). Les résultats obtenus concordent bien avec ceux trouvés par Kaothon et al. (2022), qui ont déterminé que la plage de variation de la TFC se situe entre 21 et 26 % (pour des charges verticales comprises entre 24.52 et 784.53 kPa).

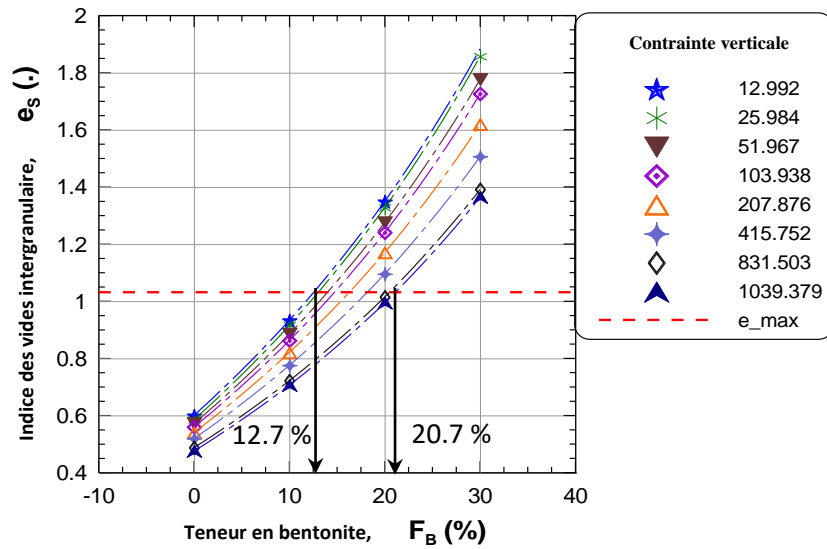


Figure III. 3. Variations du rapport des vides intergranulaires en fonction de la teneur en Bentonite pour les mélanges SC-B

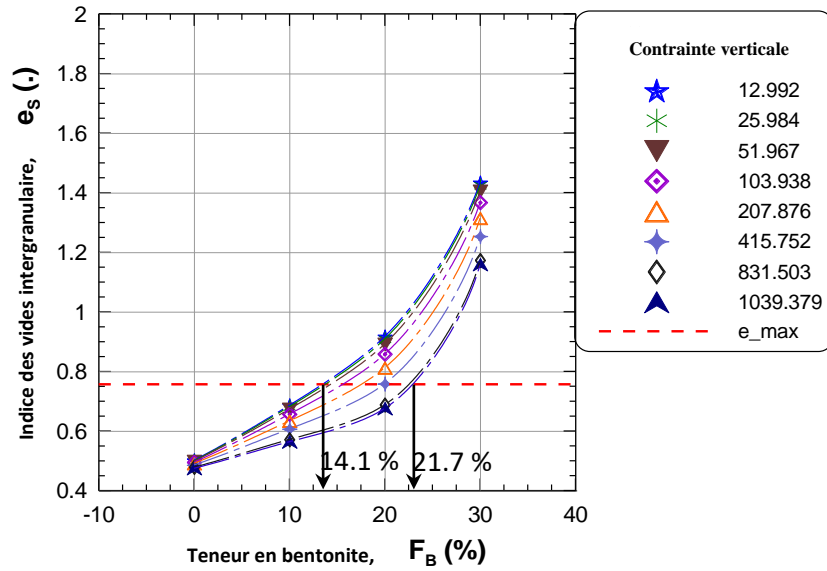


Figure III. 4. Variations du rapport des vides intergranulaires en fonction de la teneur en Bentonite pour les mélanges SN-B

Tableau III. 1. Transition de la teneur en bentonite dans les conditions de chargement par paliers verticaux

Charge vertical (kPa)	TFC (%) pour mélange Sable de Chlef/Bentonite (SC-B)	TFC (%) pour mélange Sable normalisé/Bentonite (SN-B)
12.992	12.75	14.12
25.984	13.21	14.35
51.967	14.12	14.63
103.938	14.89	16.60
207.876	16.32	17.89
415.752	17.97	20.42
831.503	20.12	21.50
1039.379	20.71	21.74

### Chapitre 03 : Compressibilité et résistance au cisaillement des mélanges Bentonite-Sable

Afin de mieux clarifier la compréhension et d'analyser le comportement en compressibilité et de gonflement des mélanges Bentonite/Sable, les indices de compression global (Cc) et de compression granulaire (Cc-s) ont été considérés. L'indice de compression granulaire (Cc-s) est similaire à l'indice de compression global (Cc), et tous deux peuvent être exprimés respectivement par les équations (Eq. 2) et (Eq. 3). Cette approche des indices de compression global et granulaire a également été utilisée dans la littérature, notamment par [Kaothon et al. \(2022\)](#). En outre, les courbes de compressibilité facilitent la détermination de Cs (indice de gonflement) et  $\sigma'_p$  (contrainte de préconsolidation) ainsi que le module œdométrique pour deux chargements successifs ( $E_{oed}$ , équation (4)). Le tableau III.2 ci-dessous synthétise et affiche les valeurs des différents paramètres obtenus à partir des courbes de compressibilité pour les divers mélanges analysés.

$$C_c = -\frac{\Delta e}{\Delta(\log \sigma_v)} \quad \text{and} \quad C_s = -\frac{\Delta e}{\Delta(\log \sigma_v)} \quad (\text{Eq. 2})$$

$$C_{c-s} = -\frac{\Delta e_s}{\Delta(\log \sigma_v)} \quad (\text{Eq. 3})$$

$$E_{oed} = \frac{(1+e)\Delta\sigma_v}{\Delta e} \quad (\text{Eq. 4})$$

**Tableau III. 2. Paramètres extraits des courbes de compressibilité.**

Teneur en Bentonite (%)	Cc (.)		Cc-s (.)		Cs (.)		$\sigma'_p$ (kPa)		$E_{oed}$ (MPa)	
	SC-B	SN-B	SC-B	SN-B	SC-B	SN-B	SC-B	SN-B	SC-B	SN-B
0	0.047	0.012	0.053	0.012	0.0045	0.0033	130	147	16.240	59.393
10	0.053	0.022	0.071	0.048	0.0062	0.0039	59	94	7.215	21.008
20	0.070	0.038	0.092	0.093	0.0075	0.0044	46	86	6.987	11.256
30	0.087	0.075	0.119	0.106	0.0081	0.0049	40	78	6.547	7.504
70	0.195	0.173	/	/	0.0184	0.0165	36	53	4.659	6.993
80	0.221	0.201	/	/	0.0230	0.0198	39	55	2.795	2.883
90	0.233	0.219	/	/	0.0282	0.0261	34	41	3.224	3.491
100	0.247		/		0.0343		32		3.553	

#### III.2.2. Caractéristiques de compressibilité des mélanges Bentonite-Sable

La variation de l'indice de compression (Cc) de la bentonite en fonction des sables naturels est illustrée dans la figure III.5. L'indice de compression de la bentonite décroît de façon exponentielle à mesure que la proportion de sable augmente de 10 % à 30 %, avec un coefficient de corrélation  $R^2 = 0,95$  pour le mélange B-SC et  $R^2=0.99$  pour le mélange B-SN. Pour le mélange B100 (bentonite pure), l'indice de compression atteint 0.247, ce qui signifie qu'il s'agit d'un sol assez fortement compressible. Avec l'incorporation de 10, 20 et 30 % de

### Chapitre 03 : Compressibilité et résistance au cisaillement des mélanges Bentonite-Sable

sable de Chlef, la valeur de l'indice de compression diminue progressivement jusqu'à atteindre 0.233, 0.221 et 0.195, respectivement. Les deux expressions suivantes sont proposées pour établir une relation entre l'évolution de l'indice de compression ( $C_c$ ) et la proportion du sable, pour un intervalle de 0 à 30 %, dans les deux mélanges étudiés (B-SC et B-SN, Eq. 5 et Eq. 6).

$$\ln(C_c) = -0.0076 * (\text{Teneur en Sable}) - 1.3855 \quad (\text{mélange B-SC}) \quad (\text{Eq.5})$$

$$\ln(C_c) = -0.0103 * (\text{Teneur en Sable}) - 1.4041 \quad (\text{mélange B-SN}) \quad (\text{Eq.6})$$

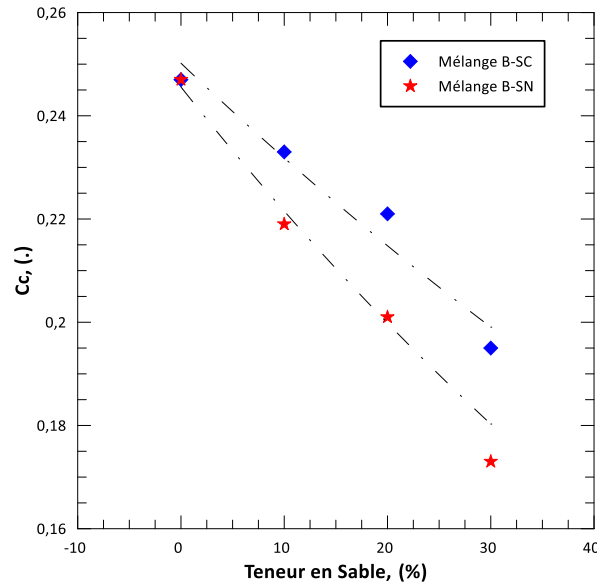


Figure III. 5. Variation de l'indice de compression des mélanges Bentonite-Sable

La Figure III.6 montre la variation de la masse volumique sèche ( $\gamma_{d,max}$ ) ainsi que des indices de compression global et granulaire ( $C_c$ ,  $C_c-s$ ) en fonction du taux de bentonite. Il est observé que  $C_c$  et  $C_c-s$  suivent une trajectoire ascendante, tandis que  $\gamma_{d,max}$  présente une tendance décroissante. Toutefois, pour des valeurs plus élevées de bentonite. L'indice de compression global ( $C_c$ ) présente des valeurs supérieures à celles de l'indice de compression granulaire ( $C_c-s$ ). Cela peut être expliqué par le fait que, dans les mélanges, les particules de sable jouent un rôle majeur dans le contrôle de la déformation. À des teneurs élevées en fines, l'indice  $C_c-s$  indique que la déformation est principalement influencée par les particules fines. Pour les études futures, il est recommandé d'utiliser l'indice de compression granulaire ( $C_c-s$ ) pour analyser le tassement des mélanges sable-bentonite. Une recommandation similaire a été faite par Kaothon et al. (2022), qui ont étudié le comportement au tassement des mélanges sable-kaolinite. Il a été observé que pour des valeurs de teneur en fines inférieures à 10 % à 15 % (mélange SC-B) et 12 % à 17 % (mélange SN-B), les valeurs de  $\gamma_{d,max}$  augmentent. Au-delà de ces valeurs,  $\gamma_{d,max}$  diminue. Cela signifie qu'une teneur en fines de 10-15 % (mélanges SC-B) et 12-17 % (mélanges SN-B) induit un comportement différent des mélanges.

Nous pouvons également observer sur les figures ci-dessous qu'à l'état normal, le sable propre de Chlef ou le sable normalisé pure ont un indice de compression ( $C_c$ ) respectivement

### Chapitre 03 : Compressibilité et résistance au cisaillement des mélanges Bentonite-Sable

égal à 0.047 et 0.012. Cela signifie qu'il s'agit d'un sol très peu compressible, selon les classifications des sols basées sur l'indice de compression ( $0.01 \leq C_c \leq 0.05$ ). Lorsque 20 % de bentonite est ajoutée, l'indice de compression augmente légèrement à 0.087 (pour les mélanges SC-B) et 0.075 (pour les mélanges SN-B). Cela indique que les échantillons deviennent légèrement compressibles avec l'introduction de bentonite. Ce phénomène peut probablement s'expliquer par les caractéristiques plastiques de la bentonite, qui augmentent la plasticité des mélanges. Les résultats obtenus sont en bon accord avec ceux trouvés par [Benessalah et al. \(2019\)](#), qui ont déterminé un indice de compression  $C_c = 0.058$  pour le sable de Chlef (le même sable étudié ici) et qui ont mis en évidence l'influence de l'introduction de particules de caoutchouc. Il convient également de noter que l'augmentation de l'indice de compression en fonction de la teneur en bentonite suit une tendance exponentielle, avec un coefficient de détermination  $R^2 = 0.991$  pour les mélanges SC-B et  $R^2 = 0.891$  pour les mélanges SN-B. Les deux expressions suivantes sont proposées pour établir la variation de  $C_s$  en fonction de pourcentage de Bentonite, sur un intervalle de 0 à 30 %, dans les deux mélanges étudiés (SC-B et SN-B, équations 7 et 8).

$$\text{Ln}(C_c) = 0.0165 * (F_B) - 3.0249 \text{ et} \quad (\text{mélange B-SC}) \quad (\text{Eq. 7})$$

$$\text{Ln}(C_c) = 0.0281 * (F_B) - 4.0081 \text{ et} \quad (\text{mélange B-SN}) \quad (\text{Eq. 8})$$

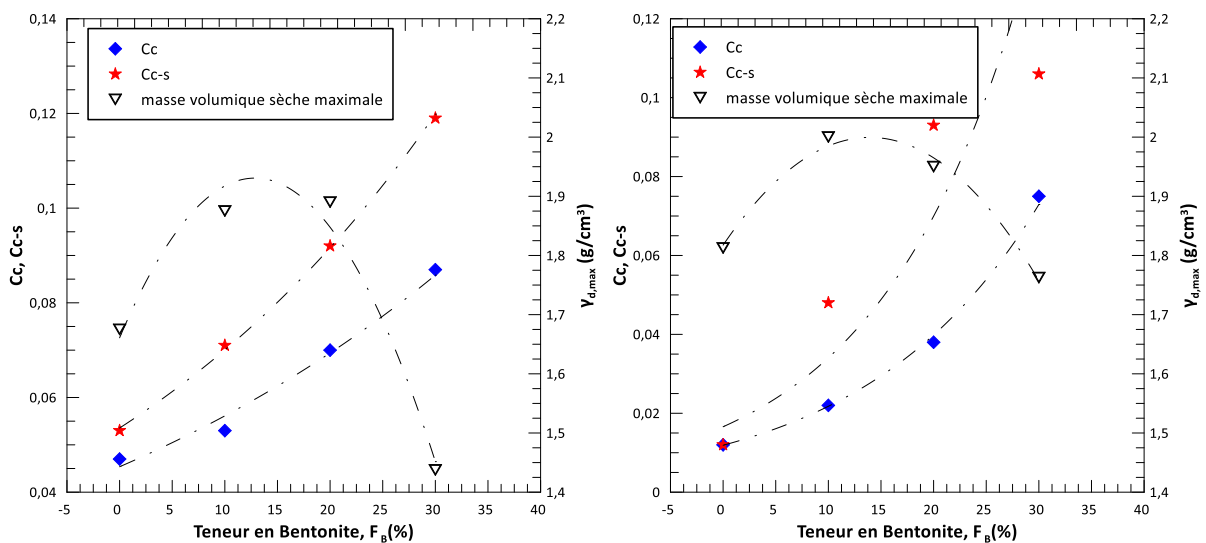


Figure III. 6. Paramètres de compressibilité ( $C_c$  et  $C_{c-s}$ ) des mélanges Sable-Bentonite : (a) mélanges SC-B ; (b) mélanges SN-B.

La Figure III.7 présente l'évolution de l'indice de gonflement ( $C_s$ ) en fonction de la proportion de bentonite. Cet indice correspond à la pente estimée de la courbe de compressibilité au cours de la partie de déchargement. Tous les mélanges bentonite-sable testés présentent des valeurs de  $C_s$  plus élevées que le sable pur. Cette augmentation de  $C_s$  due à l'ajout de bentonite suit une tendance exponentielle, avec un coefficient de détermination  $R^2 = 0.994$  pour le mélange B-SC et 0.983 pour le mélange B-SN. De plus, une augmentation progressive de la teneur en bentonite de 0 à 100 % entraîne une hausse significative de  $C_s$ . L'expression suivante est proposée afin d'établir une corrélation entre la variation de  $C_s$  et la teneur en fins. En analysant ces deux paramètres ainsi que les valeurs des

### Chapitre 03 : Compressibilité et résistance au cisaillement des mélanges Bentonite-Sable

limites d'Atterberg, On peut en conclure que plus un mélange contient de bentonite, plus il est compressible et sujet au gonflement. Ces résultats confirment ceux obtenus par Boudlal et al. (2014).

$$\ln(C_s) = 0.0197 * (F_B) - 5.3431 \quad \text{et} \quad R^2 = 0.994 \quad (\text{mélange B-SC}) \quad (\text{Eq. 9})$$

$$\ln(C_s) = 0.0241 * (F_B) - 5.8387 \quad \text{et} \quad R^2 = 0.983 \quad (\text{mélange B-SN}) \quad (\text{Eq. 10})$$

Dans le cadre de l'étude sur la stabilisation par ajout de sable, il a été constaté que le potentiel de gonflement se réduit progressivement à mesure que la teneur en sable augmente. Cette baisse du gonflement est liée à la granulométrie du sable utilisé, qui influence son effet stabilisant. En effet, l'ajout de sable à granulométrie grossière permet de réduire davantage le potentiel de gonflement (Hachichi et al., 2009). Dans notre cas, le sable normalisé se caractérise par un diamètre moyen plus important que celui du sable de Chlef. C'est pourquoi les mélanges contenant du sable normalisé présentent un indice de gonflement inférieur à celui des mélanges traités par sable de Chlef.

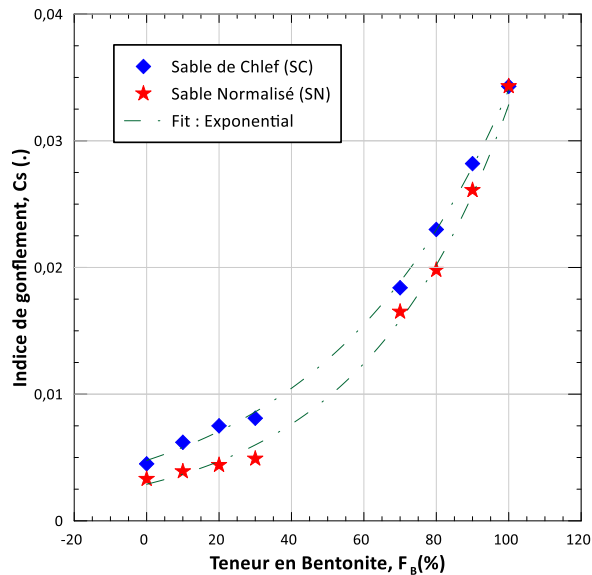


Figure III. 7. Variation de l'indice de gonflement des mélanges Sable-Bentonite

La figure III.8 représente l'évolution de la contrainte de préconsolidation ( $\sigma'_p$ ). Il est constaté qu'une hausse de la teneur en bentonite provoque une réduction de cette contrainte. Ainsi, l'ajout de bentonite au sable traité réduit la contrainte maximale que le sol a subie au cours de son histoire. Cette diminution suit une tendance logarithmique, ce qui nous a permis de proposer les expressions ci-dessous afin de corréliser cette variation en fonction de la teneur en bentonite.

$$\sigma'_p = - 11.3146 * \ln(F_B) + 81.8845 \quad \text{et} \quad R^2 = 0.921 \quad (\text{mélange B-SC}) \quad (\text{Eq. 11})$$

$$\sigma'_p = - 27.8213 * \ln(F_B) + 165.038 \quad \text{et} \quad R^2 = 0.936 \quad (\text{mélange B-SN}) \quad (\text{Eq. 12})$$

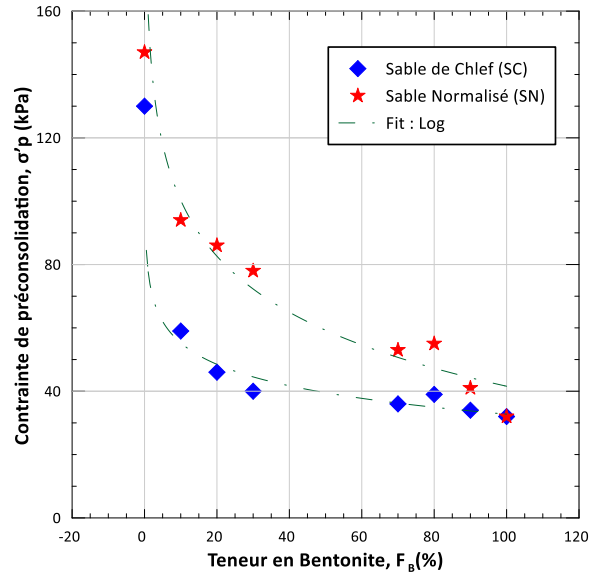


Figure III. 8. Variation de la contraite de préconsolidation des mélanges Sable-Bentonite

Une diminution logarithmique du module œdométrique ( $E_{oed}$ ) est également observée avec l'augmentation de la teneur en bentonite dans les mélanges sable-bentonite (Figure III.9). Les équations ci-dessous expriment la relation proposée pour corrélérer la variation du module œdométrique en fonction du pourcentage de bentonite. Il est bien établi que le module œdométrique ( $E_{oed}$ ) pour les deux sables purs ( $F_B = 0$ ), à savoir le sable de Chlef et le sable normalisé, a été respectivement déterminé comme étant de 16.24 MPa et 59.36 MPa. Ces valeurs ont été obtenues en appliquant une charge verticale successive comprise entre 831.503 kPa et 1039.379 kPa à l'aide de l'équation (Eq. 4). Ces résultats sont conformes à la classification du module œdométrique des sables, qui se situe dans la plage suivante :  $10 \text{ MPa} < E_{oed} < 100 \text{ MPa}$ . En revanche, pour tous les mélanges contenant entre 20% et 100% de bentonite, les valeurs du module œdométrique enregistrées sont comprises entre 1.5 MPa et 10 MPa. Ainsi, ces matériaux peuvent être assimilés à des argiles rigides. Les relations empiriques obtenues pour les mélanges sont les suivantes :

$$E_{oed} = -1.6647 * \ln(F_B) + 11.6125 \quad \text{et} \quad R^2 = 0.889 \quad (\text{mélange B-SC}) \quad (\text{Eq. 13})$$

$$E_{oed} = -7.1883 * \ln(F_B) + 34.7398 \quad \text{et} \quad R^2 = 0.862 \quad (\text{mélange B-SC}) \quad (\text{Eq. 14})$$

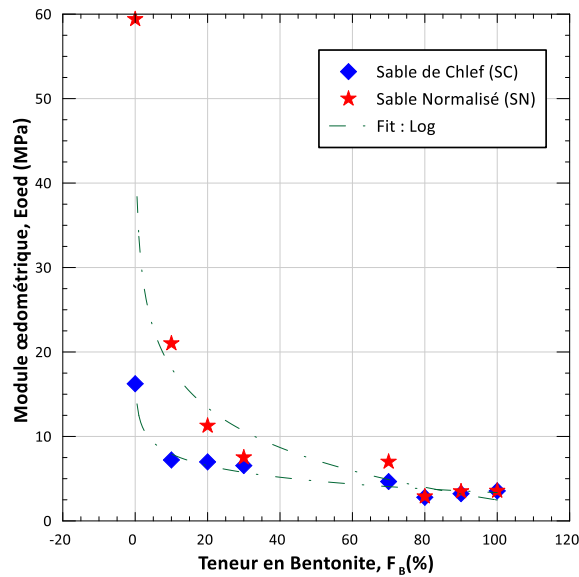


Figure III. 9. Variation du module œdométrique des mélanges Sable-Bentonite

### III.3. Comportement de cisaillement des mélanges Bentonite/Matériaux granulaires

#### III.3.1. Effet de la contrainte normale

Dans cette partie, un total de 63 essais de cisaillement rectiligne a été effectué sur des échantillons de bentonite combinés avec diverses proportions de sable, qu'il s'agisse de sable de Chlef ou de sable normalisé. Les échantillons ont été préparés avec une densité relative élevée de 90 % et une teneur en eau de 5 %. Le choix de cette densité repose sur plusieurs considérations expérimentales et références bibliographiques, notamment son effet bénéfique sur l'augmentation de la résistance et l'amélioration des caractéristiques mécaniques des sols (Bouri et al., 2020).

Dans la littérature, Della et al. (2011), Denine et al. (2022) ainsi qu'Aouali et al. (2019) ont adopté une approche similaire pour la préparation de leurs échantillons, en utilisant une teneur en eau de 3 %. Par ailleurs, certaines études indiquent que pour les sols fins, une teneur en eau inférieure à 5 % est considérée comme très sèche. Ainsi, une teneur en eau de 5 % a été jugée appropriée afin d'assurer une compaction efficace et d'optimiser les propriétés du sol compacté. Il est important de noter que ces échantillons ont été consolidés et cisailés sous trois contraintes verticales distinctes :  $\sigma_N = 50, 100$  et  $200$  kPa. La vitesse de déplacement horizontal a été maintenue constante pour l'ensemble des essais à  $1.00$  mm/min, conformément à la norme NF P 94-071-1. Cette vitesse de cisaillement a été utilisée dans la littérature par (Nougar et al., 2021, Boutouba et al., 2019 et Aouali et al., 2019).

Dans cette étude, tous les essais ont été réalisés jusqu'à un déplacement horizontal de 7 mm. Les Figures III.10 et III.11 montrent l'influence de la contrainte normale sur la résistance au cisaillement des mélanges testés. Elles illustrent l'évolution de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour les échantillons de bentonite mélangés avec le sable de Chlef et le sable normalisé.

### Chapitre 03 : Compressibilité et résistance au cisaillement des mélanges Bentonite-Sable

Pour les mélanges Bentonite-Sable de Chlef, on observe que toutes les courbes suivent une tendance similaire : la contrainte de cisaillement augmente avec le déplacement horizontal jusqu'à atteindre un pic (figure III.10). Ceci est un comportement classique des sols cohérents et non cohérents. Les courbes correspondant à 200 kPa sont systématiquement au-dessus des autres ( $\sigma_N = 50\text{kPa}$  et  $\sigma_N = 100\text{kPa}$ ), ce qui indique que plus la charge appliquée est élevée, plus la résistance développée par le matériau est importante. Lorsque la bentonite est pure à 100 % (sans ajout de sable de Chlef), la contrainte de cisaillement atteint ses valeurs maximales pour l'ensemble des niveaux de contrainte normale ( $\sigma_N$ ) et les courbes présentent une montée rapide suivie d'une stabilisation progressive, indiquant une résistance importante dès les premiers déplacements. Cela est dû à la forte cohésion du matériau. En augmentant progressivement la proportion de sable de Chlef (20%), on observe une diminution progressive de la contrainte de cisaillement. Cette diminution est marquée pour les contraintes normales plus élevée ( $\sigma_N = 200\text{kPa}$ ). Pour les différentes contraintes normales, les mélanges de bentonite + 80% de sable de Chlef présente une augmentation de la résistance au cisaillement, cette augmentation est très claire pour  $\sigma_N = 100$  et 200 kPa. Lorsque la teneur en sable atteint 100% (Bentonite 0%), la montée de la contrainte est plus lente et tend vers une valeur limite plus faible, traduisant un comportement granulaire classique où le frottement entre les grains devient prépondérant.

La figure III.11 présente la variation de la résistance au cisaillement des mélanges Bentonite-Sable normalisé. Les courbes présentent une tendance exponentielle. Pour les mélanges associant la bentonite à 20% de sable normalisé, il apparaît que la contrainte de cisaillement sous les contraintes normales appliquées ( $\sigma_N = 50$  et 200 kPa) ne montre aucune évolution claire par rapport à l'échantillon de 100% bentonite. Pour un mélange contenant 20 % de bentonite, il est observé que sa contrainte de cisaillement atteint les valeurs les plus élevées sous les trois contraintes appliquées, avec une hausse rapide et notable par rapport aux autres mélanges. Enfin, pour le mélange composé exclusivement de sable normalisé sans bentonite, les contraintes de cisaillement obtenues sous les trois contraintes appliquées restent faibles comparées à celles des autres mélanges étudiés. Lorsque la quantité de particules fines dépasse un seuil critique, le sol passe d'un comportement dominé par les propriétés du sable (granulaire, drainant, peu cohésif) à un comportement plus cohésif et plastique, typique des argiles. Cette transition modifie la résistance et la réponse mécanique du sol sous charge (Bayat et al., 2014).

### Chapitre 03 : Compressibilité et résistance au cisaillement des mélanges Bentonite-Sable

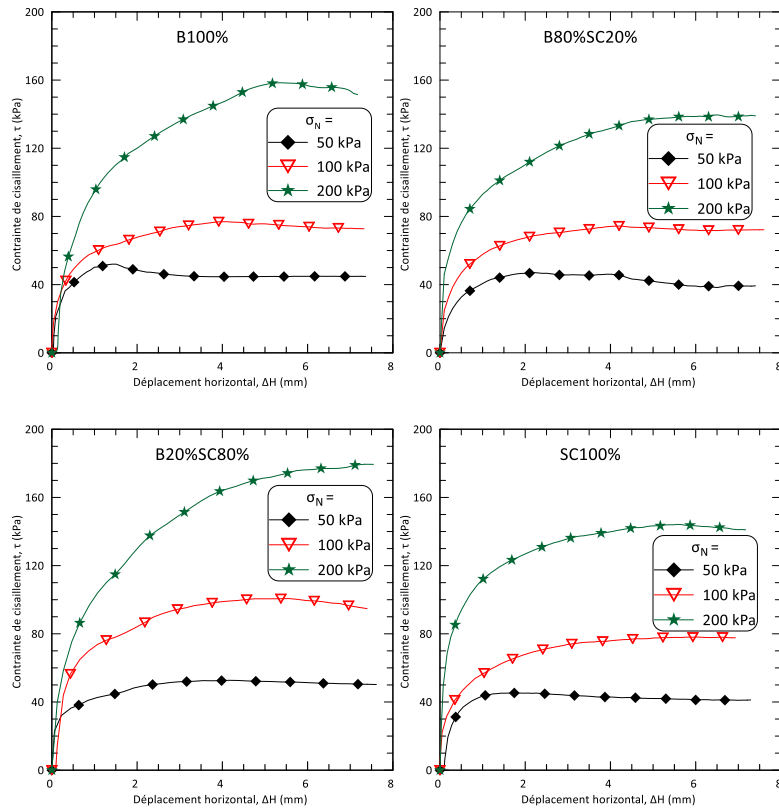


Figure III. 10. Résultats des essais de cisaillement (contrainte de cisaillement) des mélanges B-SC

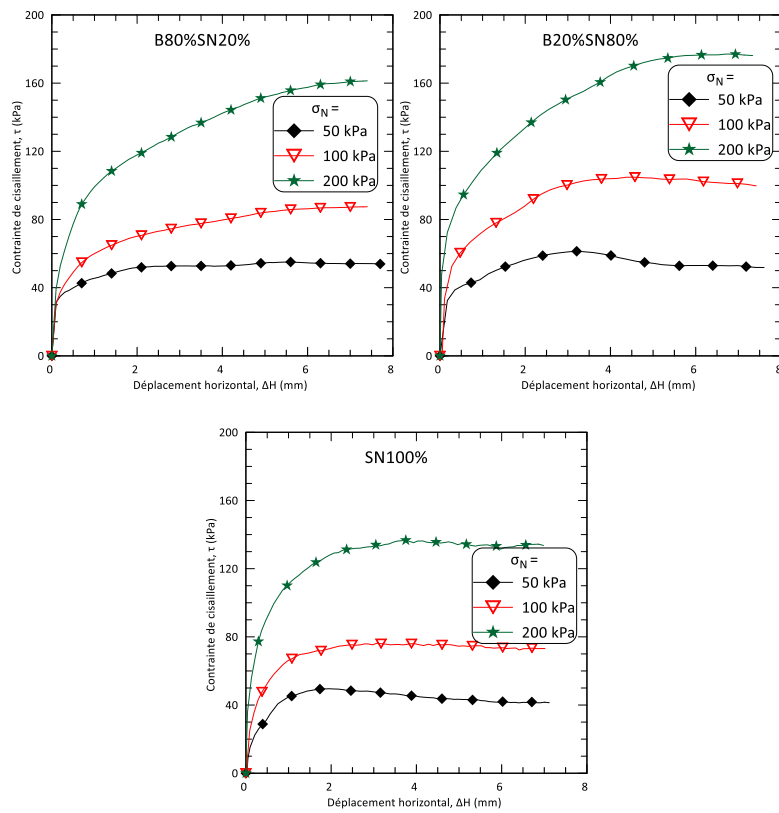


Figure III. 11. Résultats des essais de cisaillement (contrainte de cisaillement) des mélanges B-SN

### Chapitre 03 : Compressibilité et résistance au cisaillement des mélanges Bentonite-Sable

Les figures III.12 et III.13 présentent l'évolution des déplacements verticaux des mélanges de B-SC et B-SN, respectivement. Nous constatons que pour les échantillons qui contiennent 100% de bentonite les déplacements verticaux augmentent dans le sens de la contractance avec l'augmentation des déplacements horizontaux jusqu'à obtenir des valeurs de 0.078, 0.225 et 0.571 mm pour  $\sigma_N = 50, 100$  et 200kPa, respectivement. Pour des mélanges de bentonite + 20 % SC, on peut observer la présence du caractère de dilatance pour une contrainte normale de 50 kPa. Au-delà de cette proportion et avec plus de 20 % de SC, les valeurs des déplacements verticaux poursuivent leur diminution, révélant ainsi une phase de dilatance  $\sigma_N = 50$  kPa et 100 kPa. Pour 100 % de sable de Chlef, les déplacements verticaux augmentent (phénomène de contractance) avec l'accroissement des déplacements de cisaillement. Par exemple, pour  $\sigma_N = 200$  kPa, le tassement maximal atteint 0.506mm. En ce qui concerne les échantillons consolidés et cisailés sous une contrainte normale de 100 kPa, le sable de Chlef ne présente qu'une phase contractante. Par ailleurs, sous une contrainte normale de 50kPa, un caractère plus dilatant est observé, avec l'apparition d'une phase dilatante dès 1.8mm de déplacement horizontal. Ces résultats montrent que l'augmentation de la contrainte normale, qui correspond en réalité à la profondeur des échantillons de sol ( $\sigma_N = \gamma.H$ ), entraîne une augmentation du tassement des échantillons lors de l'essai, réduisant ainsi leur tendance à la dilatation. Ces observations sont en accord avec les travaux de [Nougar et al., \(2021\)](#) et [Boutouba et al., \(2019\)](#).

La Figure III.13 montre l'évolution du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal sous des contraintes normales de 50, 100 et 200 kPa, pour les mêmes mélanges que ceux étudiés dans la Figure III.11. Sous 50 kPa, la plupart des mélanges présentent un comportement dilatant, sauf pour 100% de bentonite, qui affichent un comportement contractant jusqu'à 1 mm de déplacement horizontal, avant de se stabiliser de déplacement vertical. Pour 80 et 100% de sable, le comportement est dilatant dès le début, atteignant un seuil de -0.77 mm avec 20% de bentonite et 80% de sable normalisé.

Sous 100 kPa, les mélanges 100% de bentonite ont un comportement contractant avec une valeur finale supérieur à 0.2mm. Pour 80% de bentonite, le déplacement vertical diminue, avec une valeur finale inférieure à 0.1mm. Pour 80% de sable, le comportement reste dilatant, avec un déplacement final de -0.55mm. Les échantillons de sable normalisé seul montrent une phase de dilatante apparaissant à partir de 4 mm de déplacement horizontal. Par ailleurs, sous une contrainte normale de 50 kPa, un caractère plus dilatant est observé, avec l'apparition d'une phase dilatante dès 1.5 mm de déplacement horizontal. Sous 200 kPa, tous les mélanges présentent un comportement contractant. La valeur finale du déplacement vertical atteint 0.453 mm pour 100% de sable normalisé.

### Chapitre 03 : Compressibilité et résistance au cisaillement des mélanges Bentonite-Sable

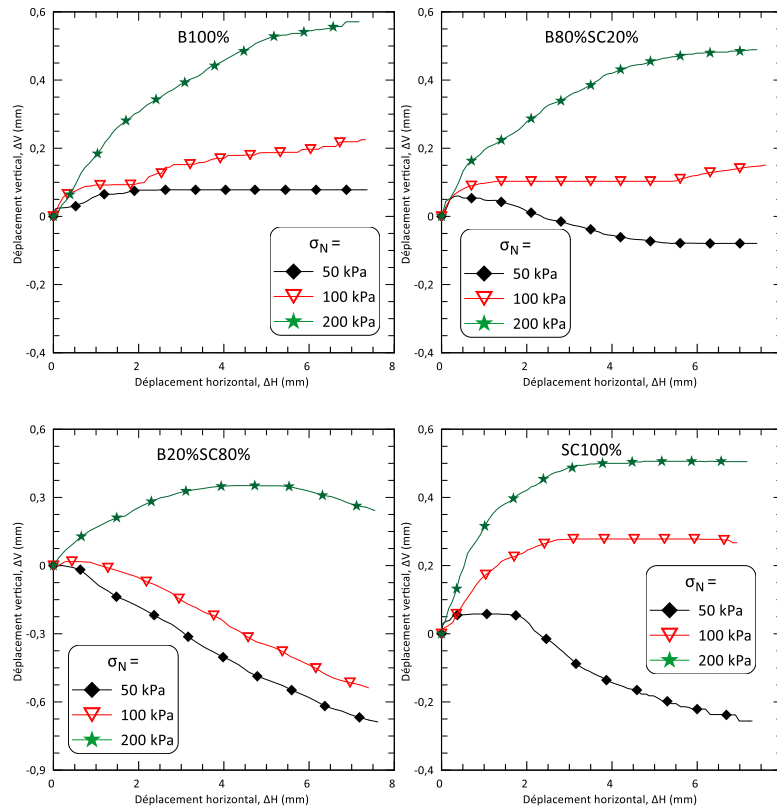


Figure III. 12. Résultats des essais de cisaillement (déplacement vertical) des mélanges B-SC

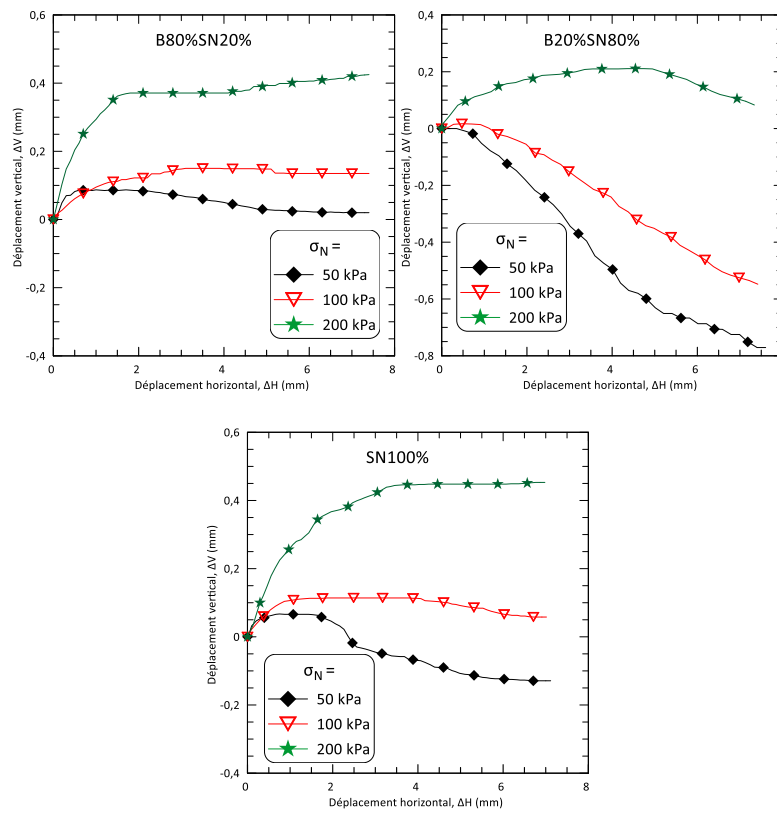


Figure III. 13. Résultats des essais de cisaillement (déplacement vertical) des mélanges B-SN

### III.3.2. Effet de matériau granulaire naturel et la bentonite sur la résistance au cisaillement des mélanges

La figure III.14 illustre la variation de la résistance au cisaillement des différents mélanges étudiés de Sable de Chlef-Bentonite sous l'effet d'une contrainte normale de 100 kPa. On peut observer que l'ajout de sable de Chlef à la bentonite avec 10% et 20% ne présente aucune amélioration de la résistance au cisaillement.

Une teneur élevée en bentonite réduit la résistance au cisaillement en diminuant la friction entre les grains de sable (Farooq et al., 2023). Une légère hausse de la résistance a été constatée lors de l'incorporation de 30 % à 50 % de SC. Pour des mélanges qui contiennent des teneurs élevées de sable de Chlef notamment 60, 70, 80, et 90% présente des contraintes de cisaillement plus supérieures aux autres mélanges étudiés. Il est observé que la contrainte de cisaillement du mélange sable de Chlef augmente avec l'ajout de bentonite jusqu'à 20 %, entraînant une résistance nettement supérieure à celle du sable pur (0 % de bentonite) au fur et à mesure de l'augmentation du déplacement horizontal. Cependant, lorsque la teneur en sable atteint 100 %, la résistance au cisaillement diminue et devient inférieure à celle du sable contenant 20 % de bentonite. Au-delà de cette teneur critique en bentonite ( $FB = 20\%$ ), le sol peut être classé comme étant dominé par les fines argileuses en termes de résistance au cisaillement (Monkul et Ozden, 2005). D'après ces résultats, on peut conclure que l'ajout de 20% de bentonite au sable de Chlef permet une augmentation notable de la résistance au cisaillement, avec un pourcentage de 29.45% sous une contrainte normale de 100 kPa et 24.47% sous 200 kPa. Cette amélioration peut s'expliquer, comme mentionné précédemment dans la section III.2.1, par le fait qu'une contrainte effective plus élevée favorise une augmentation des contacts entre les matériaux granulaires, ce qui entraîne une élévation des valeurs de TFC (Monkul et Ozden, 2007).

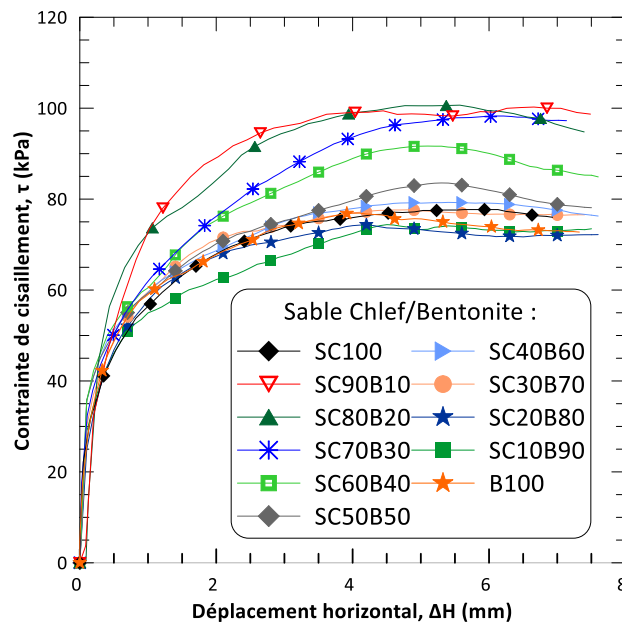


Figure III. 14. Variation de la contrainte de cisaillement des mélanges SC-B ( $\sigma_n = 100kPa$ ).

### Chapitre 03 : Compressibilité et résistance au cisaillement des mélanges Bentonite-Sable

La variation de la résistance au cisaillement des mélanges Sable normalisé-Bentonite en fonction du déplacement horizontal, pour des échantillons consolidés et cisailés sous une contrainte normale de 100 kPa est présentée dans la figure III.15. On constate que l'ajout de sable normalisé avec 10, 20, 30, 40 et 50% augmente la résistance au cisaillement avec 8.86, 10.47, 15.28, 15.08 et 14.79 kPa par rapport à la résistance d'un échantillon de bentonite pure (100%). D'autre part et concernant l'effet de l'ajout de bentonite au sable, Il ressort de cette figure que la résistance au cisaillement du sable normalisé contenant 20% de bentonite augmente progressivement lors du processus de cisaillement jusqu'à atteindre un pic d'environ 104.81 kPa. Cette résistance est nettement supérieure à celles des échantillons contenant 0, 10 et 30 % de bentonite.

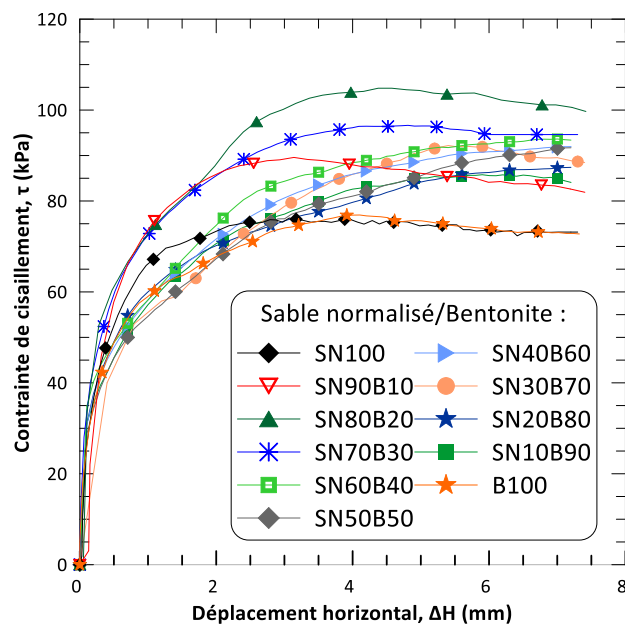


Figure III. 15. Variation de la contrainte de cisaillement des mélanges SN-B ( $\sigma_n = 100\text{kPa}$ ).

La figure III.16 représente l'évolution du déplacement vertical des mélanges de sable de Chlef et de bentonite en fonction du déplacement horizontal. Les échantillons ont été préalablement consolidés et cisailés sous une contrainte normale de  $\sigma_N = 100\text{ kPa}$ . L'ajout de 10, 20, 30 et 40 % de granulats de sable de Chlef entraîne une diminution progressive du déplacement final, passant de 0,225 mm à 0,199 mm, 0,151 mm, 0,089 mm et 0,078 mm, respectivement. Les mélanges contenant 50% et 60% de sable de Chlef montrent une phase de contractance accompagnée avec une phase de dilatance, le caractère dilatant commence à apparaître à partir de 3.8 mm et 3.7 mm de déplacement horizontal, respectivement. Pour les mélanges de sable de Chlef avec 0, 10, 20 et 30% de bentonite, On observe que le mélange sable + 20 % de bentonite présente une phase de dilatance lorsque le déplacement horizontal dépasse 0.658 mm, contrairement aux échantillons contenant 0% de bentonite, qui affichent une phase de contractance.

La figure III.17 illustre la variation du déplacement vertical des mélanges de sable normalisé-Bentonite. L'augmentation de teneur en sable normalisé de 10% jusqu'à 40% diminue le caractère contractant de bentonite. La présence de caractère dilatant dans les mélanges

### Chapitre 03 : Compressibilité et résistance au cisaillement des mélanges Bentonite-Sable

contenant 50% et 60% de sable normalisé à partir de 5.3 mm et 3.6 mm de déplacement horizontal. Une tendance similaire est observée à celle des mélanges SC-B, où l'ajout de 20 % de bentonite au sable normalisé accentue le caractère dilatant du matériau.

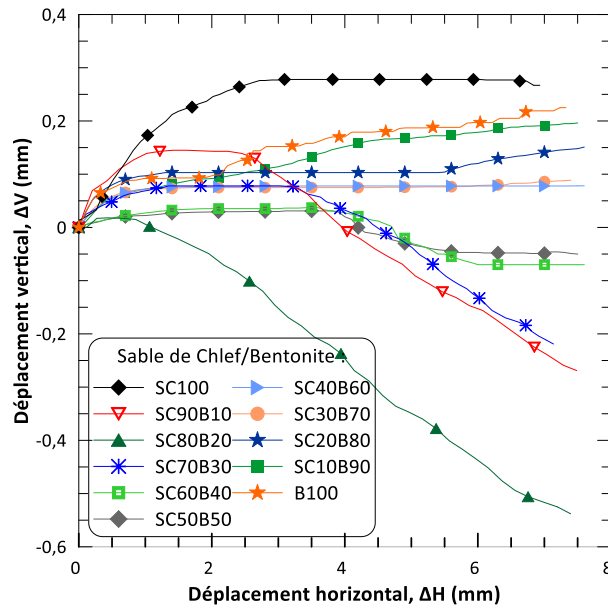


Figure III. 16. Variation de déplacement vertical des mélanges SC-B ( $\sigma_n = 100\text{kPa}$ ).

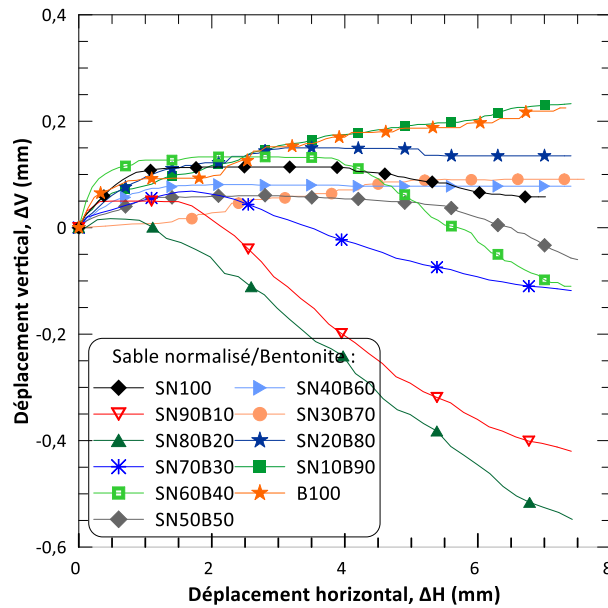


Figure III. 17. Variation de déplacement vertical des mélanges SN-B ( $\sigma_n = 100\text{kPa}$ ).

#### III.3.3. Effet de la teneur en bentonite sur la résistance maximale

La variation de la résistance maximale au cisaillement ( $\tau_{\max}$ ) des différents sables analysés en fonction du pourcentage de bentonite, allant de 0 à 100 % est illustrée dans la figure III.18. Selon l'analyse de la figure, lorsque la bentonite est absente (0%) et que le sable est à 100%, la résistance au cisaillement atteint respectivement 77.7 kPa pour le sable de Chlef et 76.25

### Chapitre 03 : Compressibilité et résistance au cisaillement des mélanges Bentonite-Sable

kPa pour le sable normalisé. Avec l'augmentation de la teneur en bentonite, cette résistance s'élève progressivement jusqu'à un maximum de 100.66 kPa pour le sable de Chlef et 104.81 kPa pour le sable normalisé à une teneur de 20 % de bentonite. Au-delà de cette proportion, la résistance au cisaillement commence à décroître avec les proportions croissantes de bentonite (30%, 40%, 50%, 60%, 70%, 80%, 90% et 100%), cette diminution devenant particulièrement marquée dès 40 % pour le sable de Chlef. En revanche, pour le sable normalisé, la réduction est plus progressive jusqu'à atteindre une valeur minimale de 76.92 kPa à 100% de bentonite pour les deux types de sable traités. On remarque également que la résistance au cisaillement la plus élevée est obtenue avec le mélange de sable normalisé traité à la bentonite, indiquant de meilleures performances par rapport au sable de Chlef.

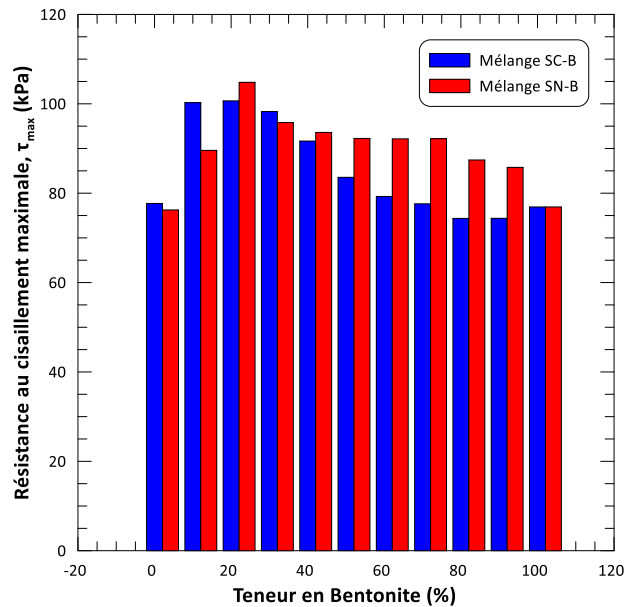


Figure III. 18. Variation de la résistance maximale au cisaillement ( $\sigma_n = 100\text{kPa}$ ) des mélanges étudiés.

#### III.3.4. Caractéristiques mécaniques des mélanges Bentonite-Sable

La figure III.19 illustre la variation des valeurs de l'angle de frottement et de la cohésion de la bentonite en fonction de la teneur en sable (sable de Chlef et sable normalisé). En ce qui concerne l'angle de frottement, lorsque l'échantillon ne contient aucune teneur en sable (bentonite pure), il atteint une valeur de  $33,56^\circ$ . Avec l'augmentation de la teneur en sable normalisé dans le mélange, on observe une hausse progressive de l'angle de frottement, atteignant  $36,30^\circ$  pour une teneur de 30%. Les résultats obtenus sont en parfaite concordance avec ceux de [Gueddouda et al. \(2012\)](#) concernant un sol argileux à fort potentiel d'expansivité, traité avec des granulats naturels de sable de dune. En revanche, pour le sable de Chlef, une augmentation de sa teneur dans les mélanges conduit à une légère réduction de l'angle de frottement, qui baisse progressivement jusqu'à atteindre  $32,2^\circ$  à une teneur de 30 % de sable de Chlef. Quant à la cohésion, avec 0% de sable, la valeur initiale est de 24.5 kPa pour la bentonite. Cependant, à mesure que la teneur en sable augmente, une diminution de la cohésion est constatée. Pour le sable normalisé, cette baisse est notable, avec des valeurs de 19.74 kPa, 18 kPa et 15.87 kPa pour des teneurs de 10%, 20% et 30%, respectivement.

### Chapitre 03 : Compressibilité et résistance au cisaillement des mélanges Bentonite-Sable

Concernant le sable de Chlef, la diminution de la cohésion est encore plus marquée, atteignant 14.24 kPa, 14.18 kPa et 13 kPa aux mêmes teneurs de 10%, 20% et 30%. La figure montre que les valeurs de cohésion et de l'angle de frottement sont généralement plus élevées pour le sable normalisé que pour le sable de Chlef.

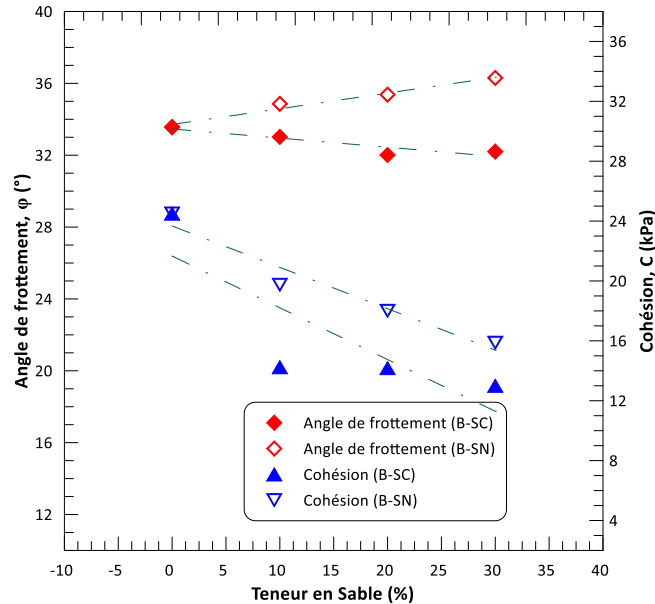


Figure III. 19. Variation des caractéristiques mécaniques des mélanges étudiés en fonction de la teneur en sable.

La figure III.20 présente les variations de la cohésion et de l'angle de frottement du sable de Chlef et du sable normalisé en fonction de la teneur en bentonite. Concernant l'angle de frottement, on observe une augmentation significative pour les deux types de sable lorsque la teneur en bentonite atteint 10 % et 20 %. Les valeurs correspondantes sont respectivement de  $38^\circ$  et  $39.93^\circ$  pour le sable de Chlef, et de  $35.1^\circ$  et  $37.39^\circ$  pour le sable normalisé, comparées aux valeurs initiales de  $33.41^\circ$  et  $30.29^\circ$  sans ajout de bentonite. Cependant, au-delà de 20 % de bentonite, une diminution progressive est constatée, atteignant  $33.56^\circ$  pour les deux sables lorsque la teneur en bentonite atteint 100%. L'argile remplit d'abord les espaces entre les grains de sable, augmentant la résistance. Au-delà d'une certaine teneur, elle les sépare, diminuant la friction et affaiblissant la structure et la résistance (Elkady et al., 2015).

En ce qui concerne la cohésion, la figure III.20 montre que le sable normalisé présente des valeurs supérieures à celles du sable de Chlef. Initialement, avec 100 % de sable, les valeurs de cohésion sont de 19.33 kPa pour le sable normalisé et de 12.23 kPa pour le sable de Chlef. Ces valeurs devraient être nulles pour des sables ; toutefois, dans ce cas, nous avons considéré lors de l'essai de cisaillement direct que ces valeurs représentent en réalité l'imbrication entre les particules du sol. Lorsqu'on introduit 20% de bentonite dans le sable normalisé, la cohésion augmente de manière significative jusqu'à atteindre 23.5 kPa. Contrairement à d'autres matériaux, l'augmentation de la teneur en bentonite n'affecte pas significativement la cohésion du sable de Chlef, qui reste proche des valeurs initiales, avant d'atteindre finalement 24.5 kPa avec une teneur de 100 % de bentonite. À l'état saturé, la bentonite accroît la

### Chapitre 03 : Compressibilité et résistance au cisaillement des mélanges Bentonite-Sable

cohésion effective en comblant les vides entre les grains de sable, ce qui modifie la structure du matériau et renforce les interactions entre les particules fines (Albadri et al., 2023).

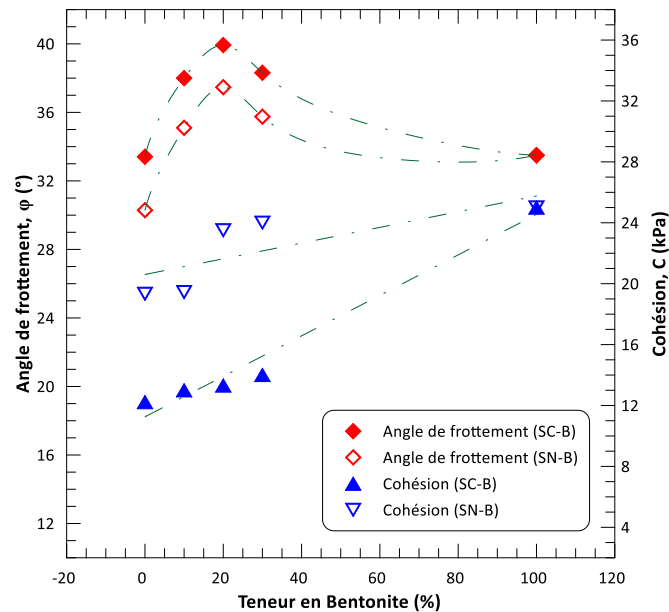


Figure III. 20. Variation des caractéristiques mécaniques des mélanges étudiés en fonction de la teneur en Bentonite.

#### III.4. Conclusion

Cette recherche a examiné l'impact de l'ajout d'un sable naturel (sable de Chlef et sable normalisé) à la bentonite, ainsi que l'effet de l'incorporation des fines dans un sol sableux, en s'appuyant sur des essais œdométriques et des tests de cisaillement. Les principaux enseignements issus de cette étude sont les suivants :

- Les résultats œdométriques montrent que l'ajout du sable avec une proportion de 10, 20 et 30% notamment sable de Chlef et sable normalisé à la bentonite réduit la compressibilité du mélange en limitant les effets de la plasticité d'argile.
- L'augmentation de la teneur en sable entraîne une diminution significative des indices de compression ( $C_c$ ) et de gonflement ( $C_s$ ) de la bentonite, améliorant ainsi ses propriétés de compressibilité. Cette amélioration est plus marquée dans les mélanges contenant du sable normalisé que dans ceux composés de sable de Chlef. Par ailleurs, l'ajout de granulats de sable favorise une augmentation de la contrainte de préconsolidation ( $\sigma'_p$ ) ainsi que du module œdométrique ( $E_{oed}$ ).
- L'incorporation de fines dans un sable modifie progressivement son comportement de compressibilité. Un seuil critique de fines a été identifié, au-delà duquel le matériau passe d'un comportement sableux à un comportement plus cohésif, modifiant ainsi sa réponse aux charges.
- L'ajout de granulats de sable normalisé, dans une proportion allant de 10 % à 50 %, contribue à renforcer la résistance au cisaillement et à améliorer l'angle de frottement. En ce qui concerne les mélanges bentonite-sable de Chlef, aucune amélioration

### Chapitre 03 : Compressibilité et résistance au cisaillement des mélanges Bentonite-Sable

notable n'a été observée pour de faibles proportions de sable (10 % et 20 %). Toutefois, une légère augmentation de la résistance au cisaillement a été constatée pour des teneurs en sable de Chlef de 30, 40 et 50 %. Par ailleurs, pour les deux types de sable, une augmentation de la teneur en granulats réduit le caractère contractant de la bentonite.

- L'influence de la teneur en bentonite et du type de sol sur le comportement en cisaillement des sables se manifeste à travers leur résistance au cisaillement et leurs déplacements verticaux. Les mélanges composés des deux types de sable avec 20 % de bentonite présentent des performances mécaniques globalement meilleures que celles des sables purs ou contenant une proportion plus élevée de bentonite. Ce taux de 20 % constitue un seuil critique, au-delà duquel l'apport de la bentonite à la résistance au cisaillement devient moins significatif. Par ailleurs, cette augmentation de résistance pour  $FB = 20\%$  s'accompagne d'une réduction des tassements, renforçant ainsi le caractère dilatant des mélanges.

- En comparant les mécanismes de déformation entre les deux conditions d'essai (œdométrique et cisaillement direct) :

Lors des essais de cisaillement, les déplacements verticaux (tassements) diminuent jusqu'à un seuil de 20 % de bentonite.

En revanche, lors des essais œdométriques, les tassements et les gonflements augmentent pour tous les échantillons contenant de la bentonite.

Ainsi, il est important de noter que le comportement des sols dans ces deux types d'essais est totalement différent, et que les résultats sont fortement liés au type de chargement initial, qui influence considérablement les variations de déformation du sol et, par conséquent, son comportement global.

Dans la continuité de cette étude, le chapitre suivant s'intéresse à l'incorporation d'autres types de matériaux granulaires, notamment des granulats de béton recyclé et les granulats de caoutchouc, afin d'évaluer leur impact sur les propriétés de la bentonite, en particulier sa compressibilité, son gonflement et sa perméabilité. Ce changement d'échelle et de nature des ajouts granulaires permet d'explorer des solutions alternatives et durables pour l'amélioration des performances des sols traités, en mettant en évidence les différences entre l'utilisation de matériaux naturels et recyclés dans le cadre des applications géotechniques.

# **Chapitre 04 : Comportement œdométrique des mélanges Bentonite-MGR**

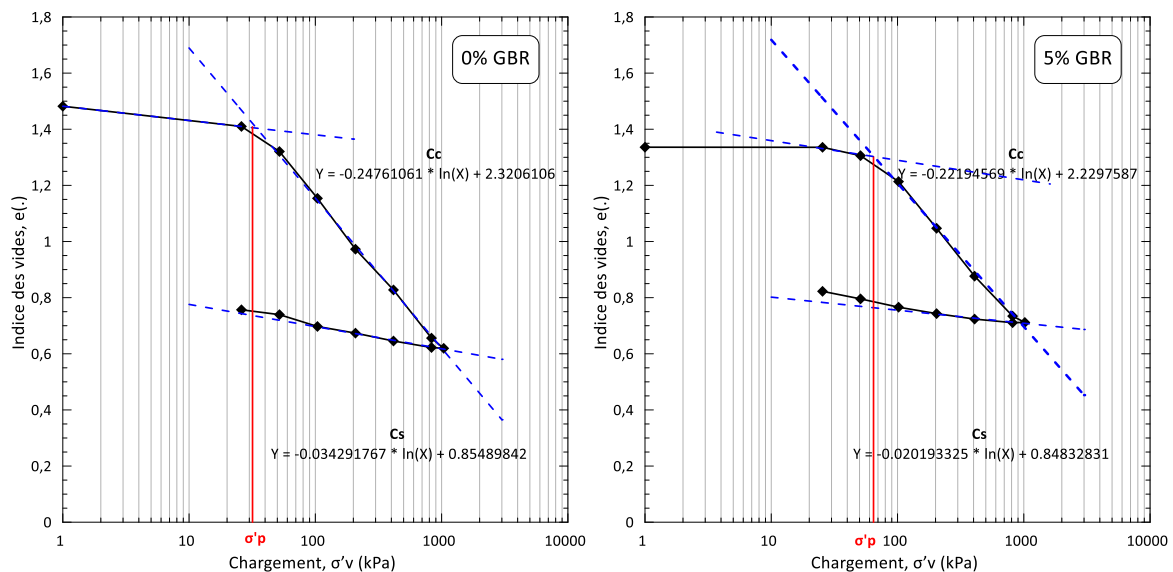
IV.1. Introduction

L'étude des performances géotechniques des mélanges de bentonite et de matériaux granulaires recyclés est essentielle pour évaluer leurs potentiels d'utilisation dans diverses applications, notamment en ingénierie environnementale. Les essais œdométriques constituent un outil fondamental pour analyser le comportement mécanique et hydraulique de ces mélanges sous chargement unidimensionnel.

Ce chapitre expose les résultats des essais œdométriques menés sur des compositions associant de la bentonite à deux types de matériaux granulaires recyclés : les granulats de béton recyclé (GBR) et les granulats de caoutchouc (GC). Ces matériaux ont été incorporés en diverses proportions. L'impact de ces matériaux recyclés sur plusieurs paramètres géotechniques clés est analysé, notamment la compressibilité, le gonflement, la consolidation, la perméabilité et le fluage. L'objectif est d'identifier les tendances d'évolution de ces propriétés en fonction de la teneur en matériaux recyclés et de comparer leurs effets respectifs sur les performances du mélange.

IV.2. Effet des matériaux granulaires recyclés sur le comportement de compressibilité

Les figures IV.1 et IV.2 illustrent les courbes de compressibilité, montrant la variation de l'indice des vides ( $e$ ) en fonction de la charge appliquée ( $\sigma'_v$ ), mesurée en kPa durant les essais réalisés sur les différents mélanges étudiés, composés de bentonite avec 0, 5, 10, 15, 20, 25, 30 et 40 % de granulats de béton recyclé, ainsi que de 5, 10, 15, 20, 25, 30 et 35 % de granulats de caoutchouc. Chaque courbe représente la méthode utilisée pour estimer les paramètres de compressibilité, tels que l'indice de compression ( $C_c$ ), l'indice de gonflement ( $C_s$ ) et la contrainte de pré-consolidation ( $\sigma'_p$ ).



## Chapitre 04 : Comportement œdométrique des mélanges Bentonite-MGR

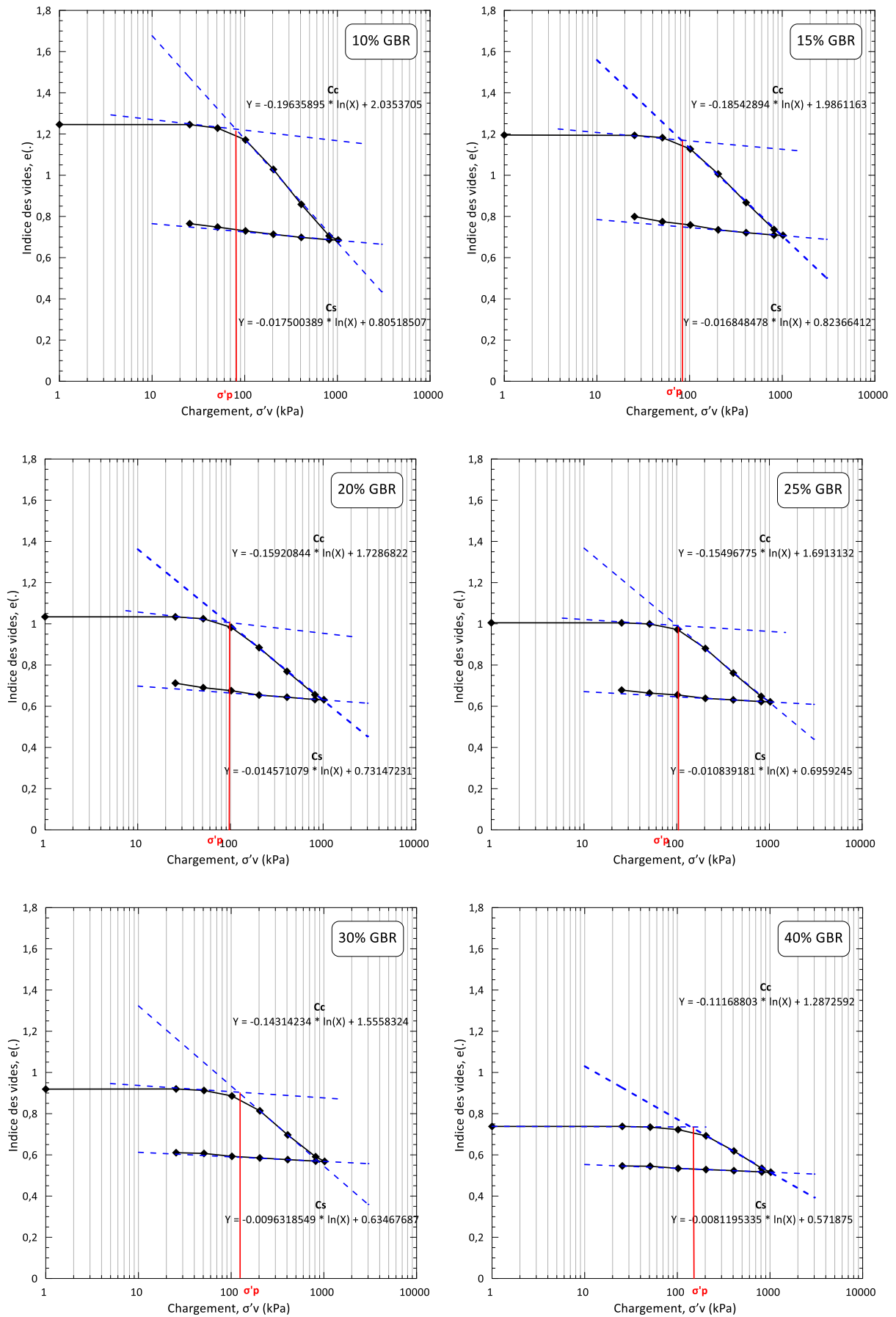
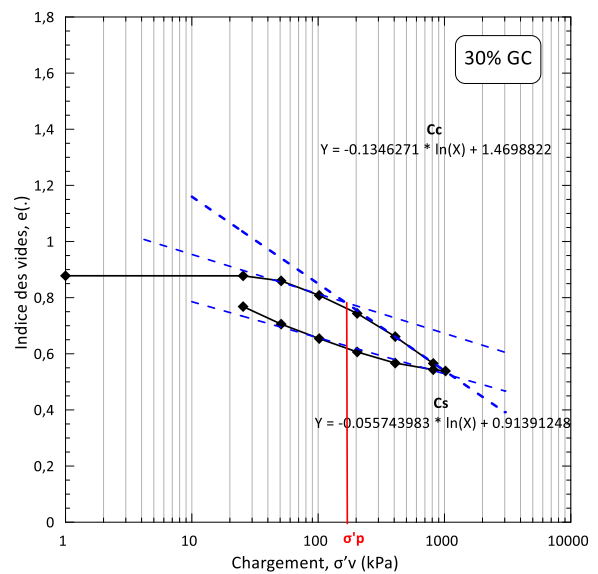
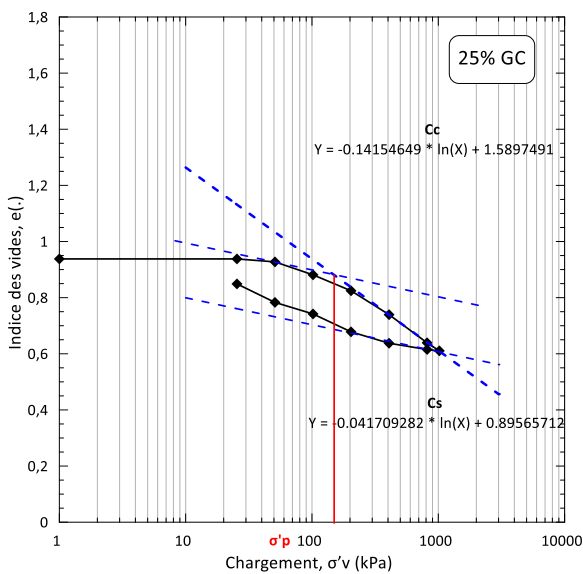
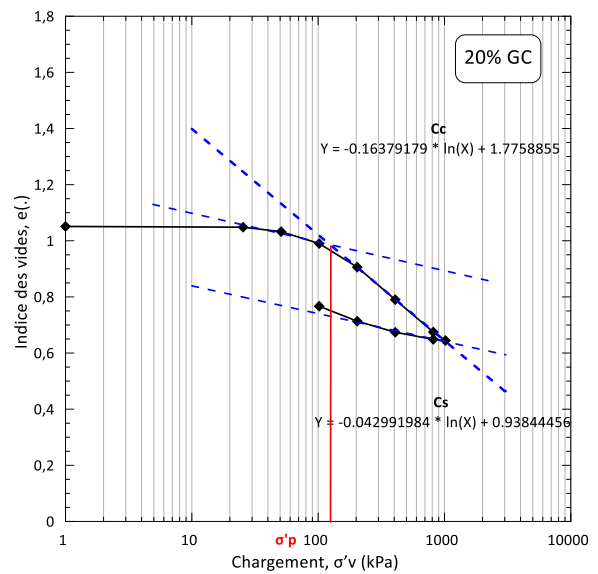
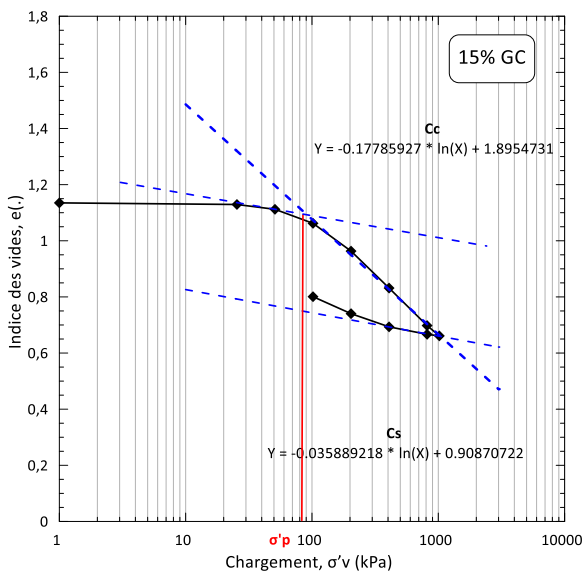
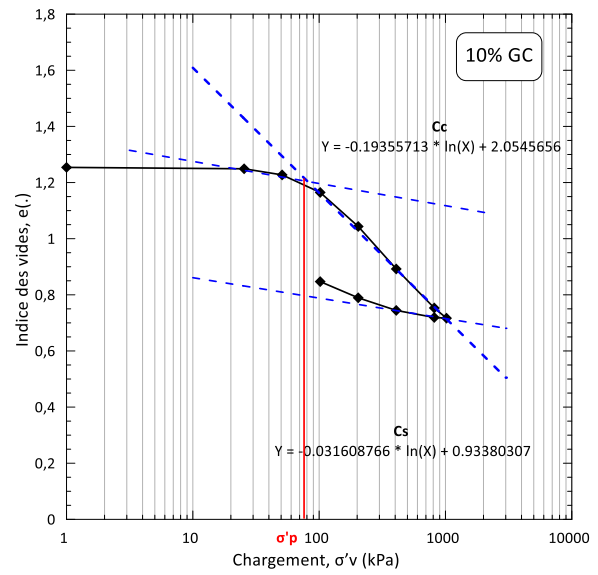
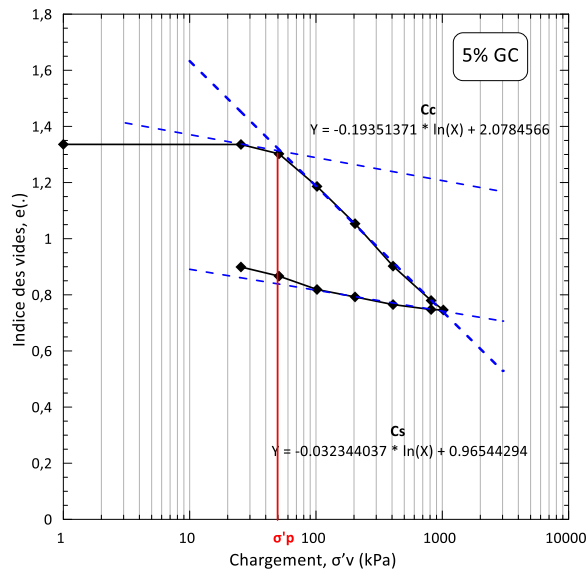
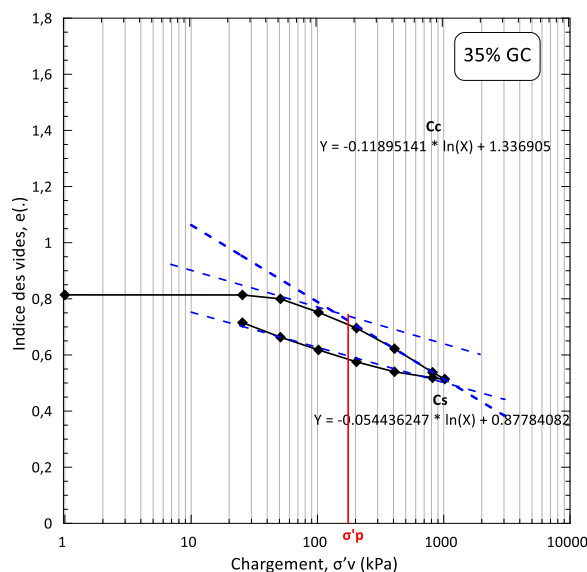


Figure IV. 1. Courbes de compressibilité des différents mélanges étudiés Bentonite-GBR

# Chapitre 04 : Comportement œdométrique des mélanges Bentonite-MGR





*Figure IV. 2. Courbes de compressibilité des différents mélanges étudiés Bentonite-GC*

La figure IV.3 met en évidence l'effet de l'ajout des granulats de béton recyclé sur la compressibilité de la bentonite. On observe que la courbe de l'échantillon constitué à 100% de bentonite est fortement descendante, indiquant une forte compressibilité. L'indice des vides initial élevé de cet échantillon ( $e = 1.482$ ) diminue fortement sous l'effet de la charge, ce qui démontre la grande déformabilité de ce matériau. Il s'agit clairement de l'échantillon le plus compressible.

L'ajout progressif de granulats de béton recyclé, de 5 % jusqu'à 40 %, entraîne une réduction de l'indice des vides initial, qui devient inférieur à celui de la bentonite pure. Pour un échantillon contenant 40 % de granulats de béton recyclé, cet indice est égal à 0.738. Pour les fortes teneurs en granulats recyclés (20, 25, 30 et 40 %), l'indice des vides initial reste presque stable sous les premières charges appliquées (25, 50 et 100 kPa). Cependant, avec l'augmentation de la charge, l'indice des vides diminue progressivement, mais la compressibilité des échantillons reste globalement plus faible que celle des mélanges contenant moins de granulats recyclés.

La figure IV.4 illustre les courbes de compressibilité de la bentonite mélangée avec des granulats de caoutchouc. L'ajout de granulats de caoutchouc entre 5 % et 35 % réduit l'indice des vides du sol traité. Cette diminution indique une meilleure compacité du mélange par rapport au sol non traité. De plus, la compressibilité des mélanges diminue, ce qui améliore leur stabilité. Les granulats de caoutchouc sont compressibles mais restent partiellement élastiques, ce qui peut limiter ou stabiliser la compressibilité (Lee et al. 2010).

## Chapitre 04 : Comportement œdométrique des mélanges Bentonite-MGR

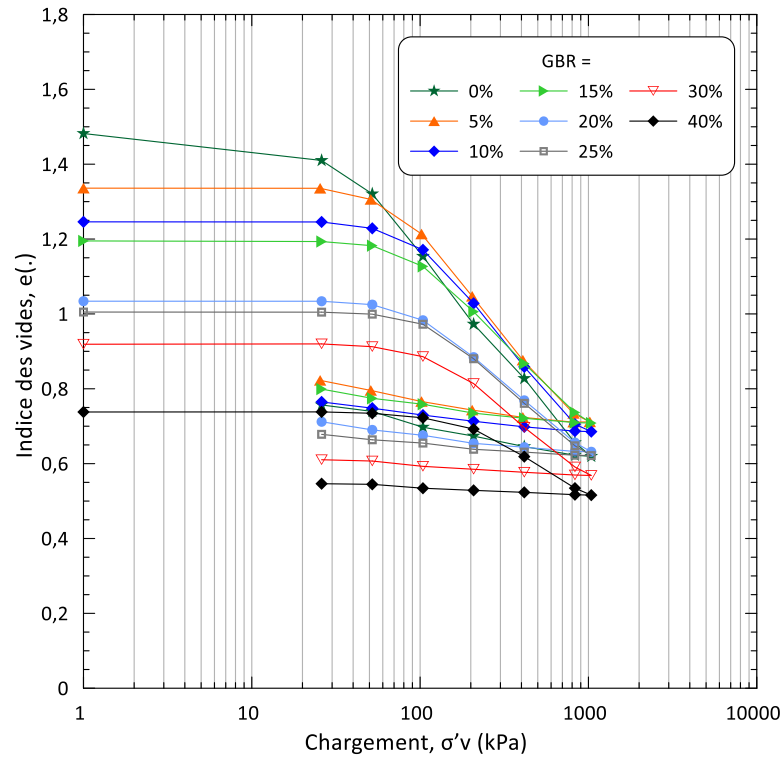


Figure IV. 3. Courbes de compressibilité des mélanges de Bentonite-GBR

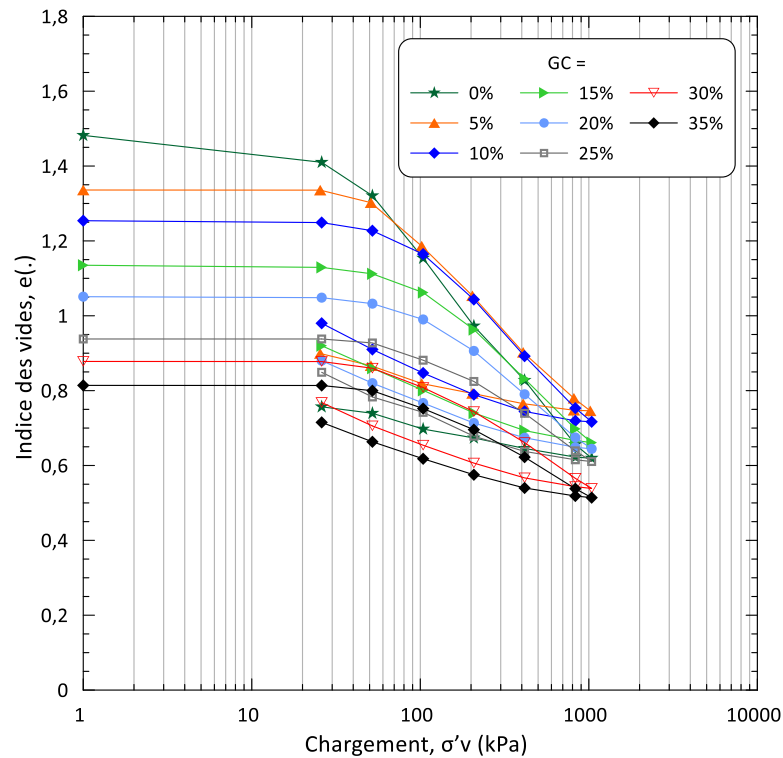


Figure IV. 4. Courbes de compressibilité des mélanges de Bentonite-GC

L'évolution de la compressibilité, notamment des indices de compression ( $C_c$ ) et de gonflement ( $C_s$ ), en fonction de la proportion de granulats de béton recyclé (GBR) est illustrée sur la figure IV.5. L'indice de compression ( $C_c$ ), qui représente la pente de la courbe de compressibilité en échelle logarithmique et traduit la déformation du sol sous une charge

## Chapitre 04 : Comportement œdométrique des mélanges Bentonite-MGR

croissante, diminue de manière exponentielle avec l'augmentation de la teneur en GBR, de 5 % à 40 %, avec un coefficient de corrélation  $R^2 = 0.99$ . Pour un échantillon de bentonite pure, la valeur de  $C_c$  est de 0.247, indiquant une argile compressible. Après l'ajout de 40 % de GBR, cette valeur diminue de 54.66%, atteignant 0.112, ce qui classe le matériau comme peu compressible (Sibille, 2018). Cette réduction traduit une amélioration des propriétés mécaniques du mélange.

L'indice de gonflement ( $C_s$ ), aussi appelé indice de recompression, qui reflète la capacité d'un sol à retrouver une partie de son volume après déchargement, montre également une diminution significative. Sa valeur décroît de 76.47 %, passant de 0.034 pour un échantillon non traité à 0.008 pour un échantillon contenant 40 % de GBR. La figure IV.5 montre clairement que l'augmentation de la teneur en GBR dans les mélanges entraîne une réduction exponentielle de  $C_s$ , avec un coefficient de corrélation  $R^2 = 0.96$ . Ce phénomène s'explique par le gonflement des particules de bentonite lors de la saturation, entraînant l'obstruction des micropores et l'effondrement de la microstructure. Toutefois, en présence de grains de GBR, ce phénomène est limité, car ces particules empêchent l'effondrement total de la structure et préservent partiellement l'anisotropie initiale du sol (Saba et al., 2014). Cette tendance de variation des caractéristiques de compressibilité est en bon accord avec les résultats obtenus par Islam et al. (2023), Ahmed et al. (2024) et Ouslimane et al. (2023). Les expressions suivantes sont proposées pour corréler la variation des indices  $C_c$  et  $C_s$  en fonction de la teneur en granulats de béton recyclé :

$$C_c = e^{-0.018957323 \times GBR\%} \times 0.24325922$$

$$C_s = e^{-0.033025144 \times GBR\%} \times 0.027530294$$

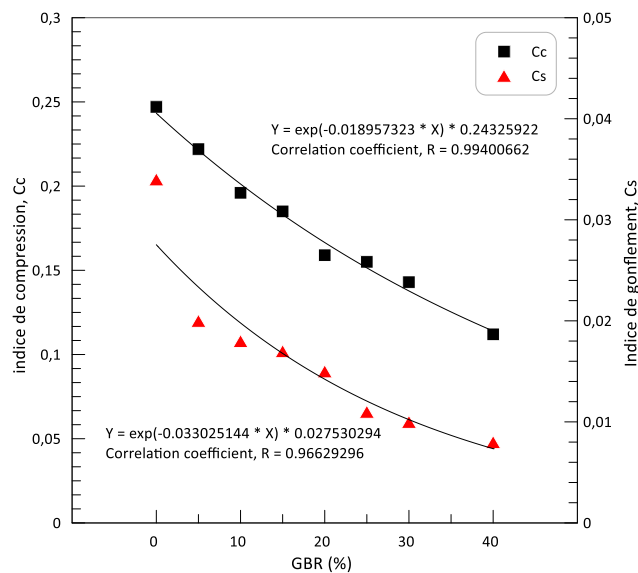


Figure IV. 5. Variation de l'indice de compression et de gonflement des mélanges Bentonite-GBR

La figure IV.6 illustre la variation des caractéristiques de compressibilité des mélanges bentonite/granulats de caoutchouc. Selon cette figure, on observe que l'ajout de granulats de caoutchouc, à des teneurs de 5, 10, 15, 20, 25, 30 et 35 %, entraîne une diminution progressive de l'indice de compression ( $C_c$ ). Celui-ci passe de 0.247 (bentonite pure) à 0.194, 0.178, 0.164, 0.142, 0.129 et 0.12, respectivement. Cette réduction indique une

## Chapitre 04 : Comportement œdométrique des mélanges Bentonite-MGR

amélioration de la résistance à la compression du mélange, suggérant que les granulats de caoutchouc limitent la déformation du matériau sous charge.

En revanche, l'indice de gonflement ( $C_s$ ) augmente de manière exponentielle avec l'accroissement de la teneur en granulats de caoutchouc, particulièrement à partir de 15% jusqu'à 35%, avec un coefficient de corrélation  $R^2 = 0.93$ . Cette hausse signifie que l'incorporation de granulats de caoutchouc accentue la capacité du mélange à récupérer une partie de son volume après déchargement. De plus, les valeurs de  $C_s$  sont supérieures à celles de l'échantillon d'argile pure, ce qui indique que la présence de granulats de caoutchouc influence significativement la microstructure du matériau, en augmentant son élasticité et sa capacité de rétention d'eau. Les expressions ci-dessous sont proposées pour corréler la variation des indices  $C_c$  et  $C_s$  en fonction de la teneur en granulats de caoutchouc :

$$C_c = e^{-0.018771913 \times GC\%} \times 0.23285758$$

$$C_s = e^{0.01672284 \times GC\%} \times 0.029946654$$

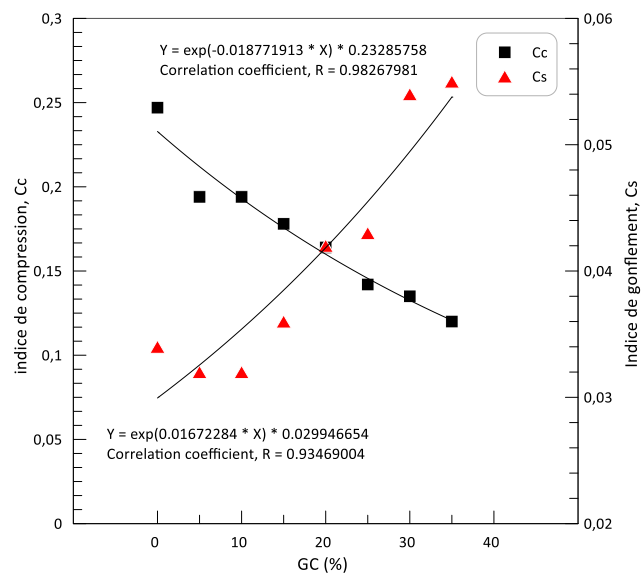


Figure IV. 6. Variation de l'indice de compression et de gonflement des mélanges Bentonite-GC

La contrainte de pré-consolidation ( $\sigma'_p$ ) représente la charge maximale qu'un sol a subie durant son histoire. Elle est un indicateur essentiel pour comprendre le comportement du sol sous chargement. L'étude de  $\sigma'_p$  permet de mieux comprendre l'évolution des propriétés mécaniques des sols traités et de prédire leur comportement sous charge.

La figure IV.7 ci-dessous résume la variation de la contrainte de pré-consolidation en fonction de la teneur en matériau granulaire recyclé des différents mélanges étudiés. Plus la teneur des granulats de béton recyclé augmenté dans les différents mélanges plus la contrainte de pré-consolidation présente des valeurs supérieures à celle trouvé pour un échantillon d'argile pur d'une manière linéaire (figure IV.7.a) avec un coefficient de corrélation  $R^2 = 0.98$ . Par exemple pour un mélange contenant 40% de granulats de béton recyclé la contrainte augmente avec 400% par rapport au sol non traité de 32 kPa jusqu'à obtenir une valeur de 160 kPa. Cette augmentation de la contrainte de pré-consolidation est due à la rigidité des

## Chapitre 04 : Comportement œdométrique des mélanges Bentonite-MGR

granulats de sable recyclé, car ces particules limitent la déformation de l'échantillon. Cela signifie que le sol devient moins sensible à la compression. Des résultats similaires ont été trouvés par Klouche et al. (2022) lors de l'addition de 10% de particules des déchets de béton.

La figure IV.7.b illustre la variation de la contrainte de pré-consolidation pour des mélanges traités par des granulats de caoutchouc. Même tendance de variation de contrainte a été observé à savoir que la contrainte augmente d'une manière linéaire avec un coefficient de corrélation  $R^2 = 0.98$ , jusqu'à obtenir une valeur de 160, 175 et 180 kPa pour des échantillons contenant 25, 30 et 35% de granulats de caoutchouc, respectivement. Les expressions ci-dessous sont proposées pour corréler la variation de la contrainte de pré-consolidation ( $\sigma'_p$ ) en fonction de la teneur des granulats recyclé :

$$\sigma'_p = 2.8907268 \times GBR\% + 42.230576$$

$$\sigma'_p = 4.6690476 \times GC\% + 29.16667$$

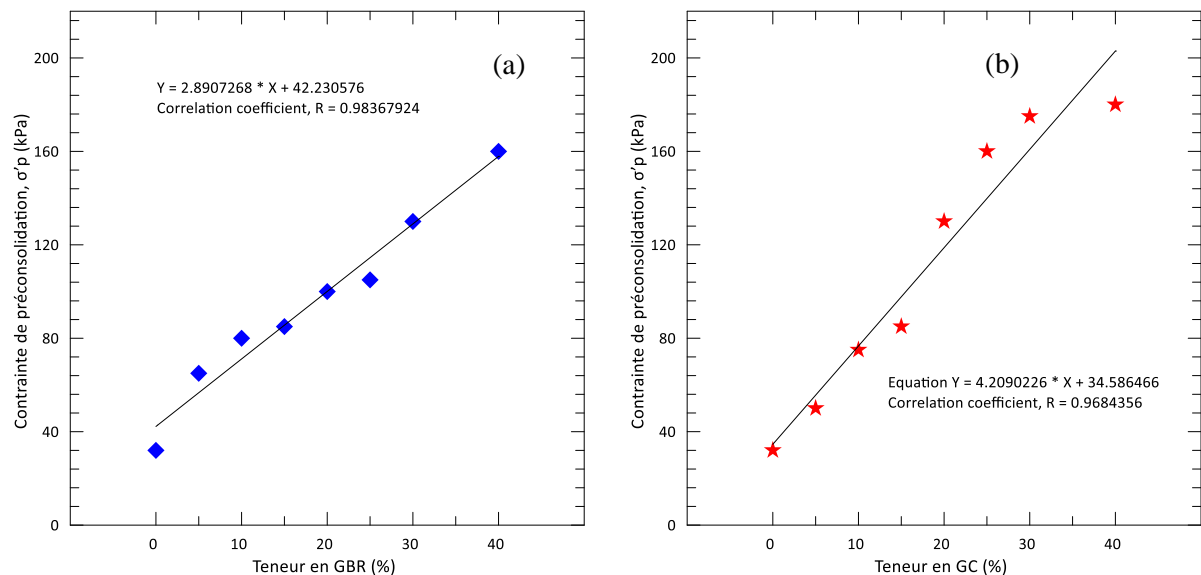


Figure IV. 7. Variation de la contrainte pré-consolidation (a). Mélange Bentonite-GBR ; (b). Mélange Bentonite-GC

### IV.3. Effet de matériau granulaire recyclé sur la consolidation des mélanges

La figure IV.8 illustre la courbe de consolidation d'un échantillon d'argile non traité dans un palier de chargement de 400-800 kPa, cette courbe traduit la variation de tassement en (mm) en fonction du temps ( $\log t$ ) en minute. Le coefficient de consolidation est calculé selon la méthode de Casagrande avec l'équation ci-dessous. Cette approche de calcul consiste à tracer deux lignes  $d_1$  et  $d_2$  qui représentent la tangente au point d'inflexion et la partie finale de tassement, respectivement (figure IV.8). L'intersection des deux droites permet de déduire la valeur finale du tassement primaire  $\Delta h_{100}$  et obtenir la valeur de  $\Delta h_{50}$ .

$$C_v = \frac{T_v \times h^2}{t_{50}}$$

## Chapitre 04 : Comportement œdométrique des mélanges Bentonite-MGR

Avec :  $T_v$ , facteur de temps (pour 50% de consolidation,  $T_v = 0.197$ ).

$h_{50}$ , hauteur de drainage après 50% de consolidation.

$t_{50}$ , temps nécessaire pour atteindre 50% de consolidation.

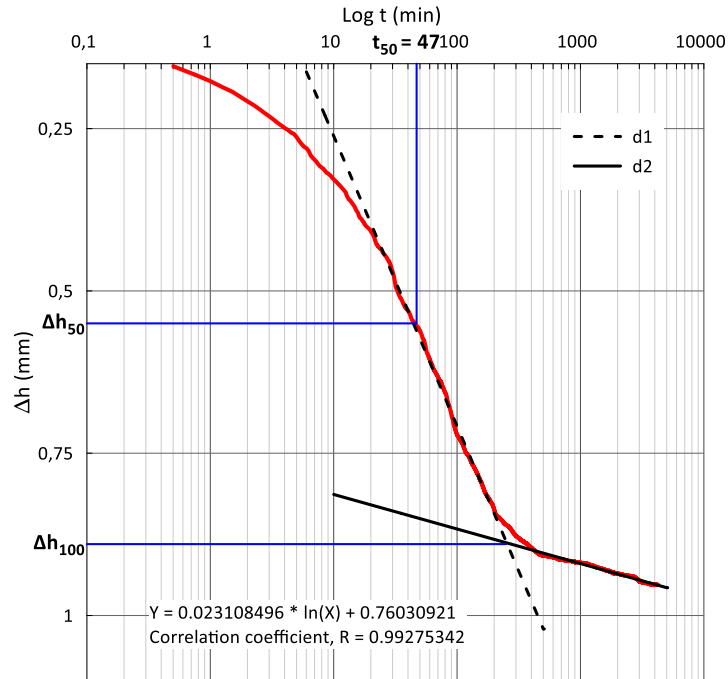


Figure IV. 8. Courbe de consolidation de Bentonite sur un palier de chargement de 400-800kPa.

Le modèle de consolidation unidimensionnelle le plus couramment utilisé se décompose en deux étapes distinctes. La première, désignée sous le terme de phase primaire, correspond à un processus de drainage régulé par le coefficient de consolidation ( $C_v$ ), durant lequel l'excès de pression interstitielle se dissipe progressivement. La seconde, appelée phase secondaire ou phase de fluage, est gouvernée par le coefficient de fluage ( $C_\alpha$ ) et traduit une déformation lente et continue du sol, même après la dissipation quasi totale de la pression interstitielle (figure IV.9). Cette dernière traduit la déformation lente et continue du sol sous charge constante, même après la dissipation complète de la pression interstitielle (Ayeb et al., 2017).

Le fluage est un phénomène qui caractérise le comportement des sols argileux sous charge constante. Il se manifeste par une déformation progressive et irréversible au fil du temps. Ce comportement est généralement observé lors d'essais de consolidation œdométrique et parfois en essai triaxial sous consolidation isotrope. L'une des principales difficultés réside dans la caractérisation du fluage lorsque les chemins de contrainte deviennent plus complexes en triaxial (Zhao et al., 2016).

Le fluage unidimensionnel des sols à l'œdomètre est couramment décrit par l'indice de fluage ( $C_{\alpha e}$ ), déterminé à partir de l'équation (1). Cet indice exprime le taux de fluage ( $C_\alpha$ ), qui correspond à la pente de la phase finale de la courbe de tassement  $\Delta h - \log(t)$ . Cette mesure est généralement effectuée entre 1 et 7 jours, voire jusqu'à 10 jours, après l'application de la charge (Khemissa et Magnan, 2000 ; Magnan et al., 2001).

$$C_{\alpha e} = (1 + e_i) \times C_\alpha$$

## Chapitre 04 : Comportement œdométrique des mélanges Bentonite-MGR

Avec :  $e_i$ , indice des vides initial ;  $C\alpha$ , taux de fluage.

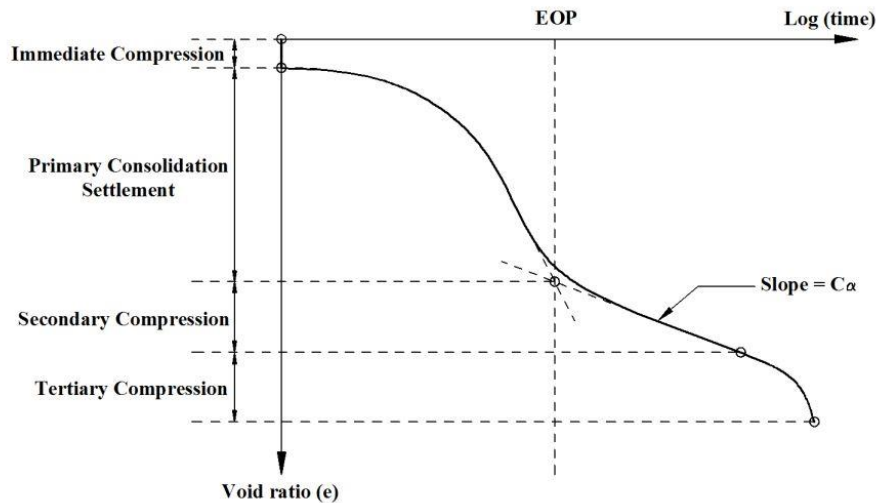


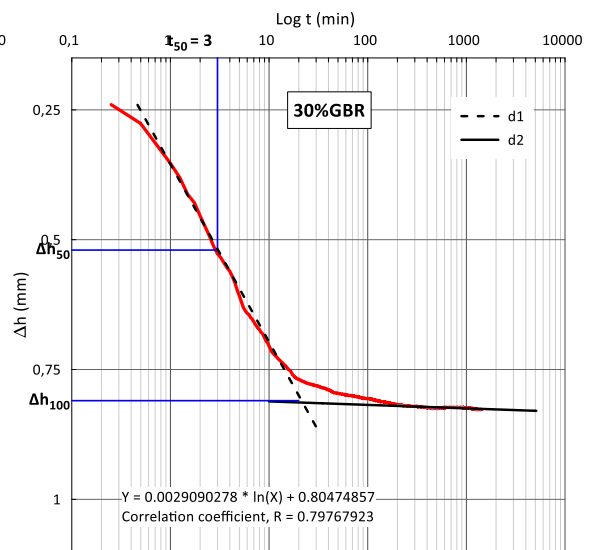
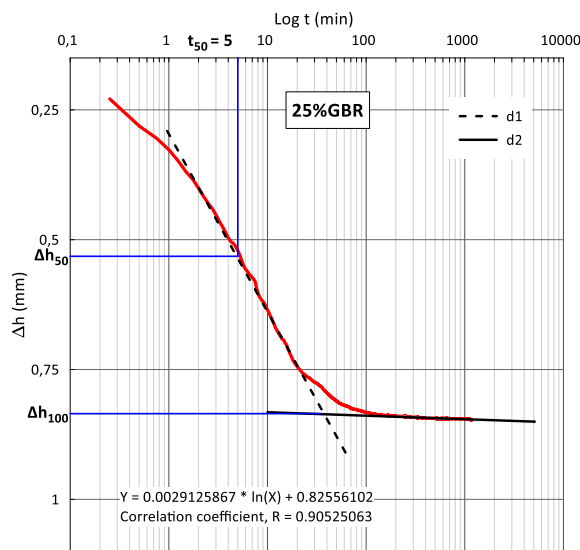
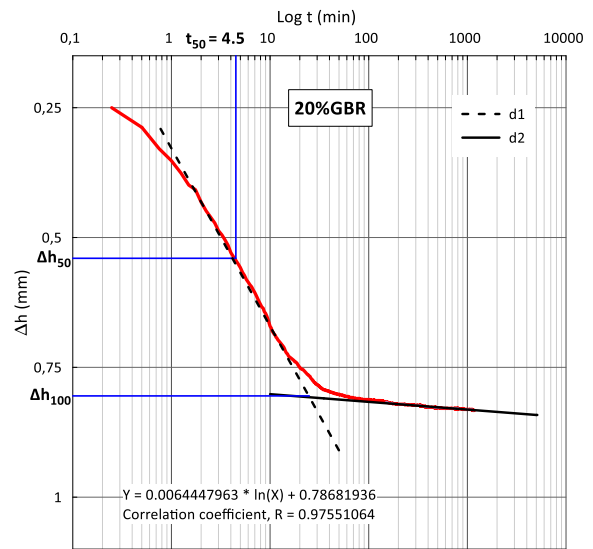
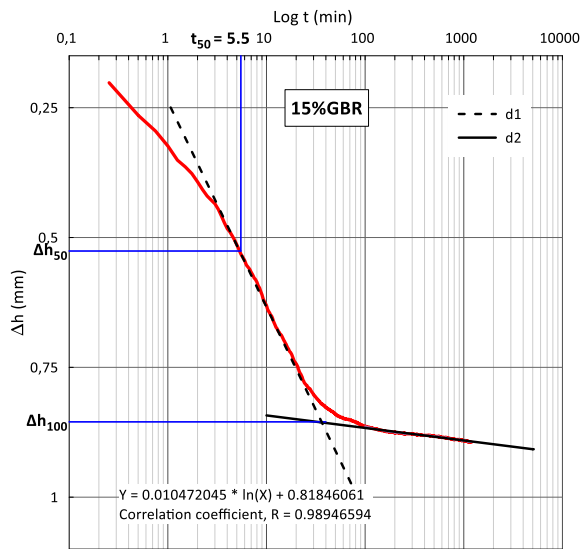
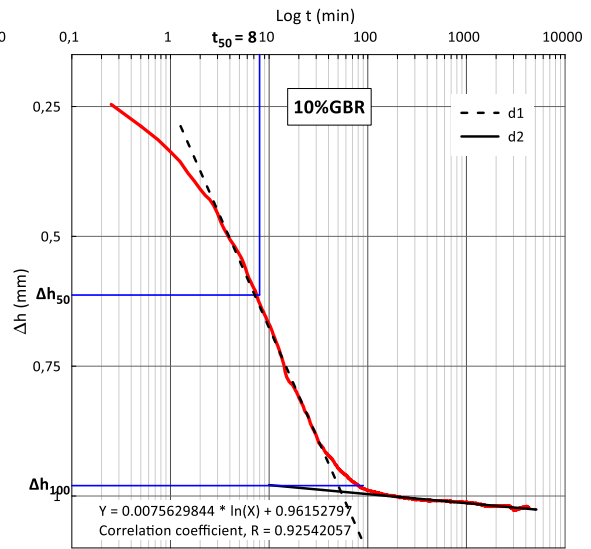
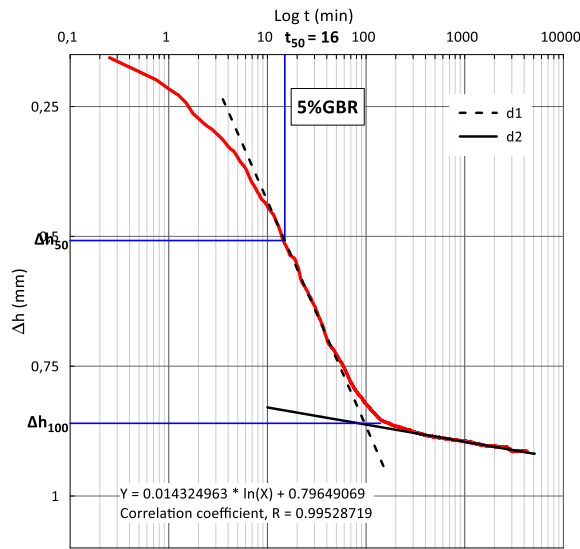
Figure IV. 9. Compression immédiate, consolidation primaire, compression secondaire et compression tertiaire (Sexton, 2014).

Les figures IV.10 et IV.11 illustrent les courbes de consolidation des différents mélanges étudiés, à savoir Bentonite/GBR et Bentonite/GC, sous un palier de chargement allant de 400 à 800 kPa. Ces courbes permettent d'observer l'évolution du tassement en fonction du temps et sont utilisées pour déterminer des paramètres de consolidation importants. À partir de ces courbes, la méthode de déduction du temps  $t_{50}$  et du taux de fluage, est clairement démontrée.

L'ajout des granulats de béton recyclé avec une teneur de 5, 10, 15, 20, 25, 30 et 40% diminue la valeur de temps nécessaire pour obtenir 50% de consolidation respectivement de ca valeur initial avec 65.96, 82.98, 88.30, 90.43, 89.36, 93.62 et 96.38% pour un palier de chargement de 400-800 kPa (figure IV.10). Cette évolution du temps de consolidation s'accompagne d'une réduction des valeurs de tassement, entraînant ainsi une augmentation des coefficients de consolidation.

Pour les échantillons d'argile mélangée avec des granulats de caoutchouc, le temps nécessaire pour atteindre 50 % de consolidation diminue de 36.17 % (de 2820 à 1800 s) pour un échantillon contenant 5 % de caoutchouc. Au-delà de cette proportion, l'augmentation de la teneur en granulats de caoutchouc entraîne une prolongation du temps de consolidation. Les échantillons contenant 25 et 30 % de GC nécessitent une durée de consolidation plus important que celui observé pour l'argile pure. (figure IV.11).

# Chapitre 04 : Comportement œdométrique des mélanges Bentonite-MGR



## Chapitre 04 : Comportement œdométrique des mélanges Bentonite-MGR

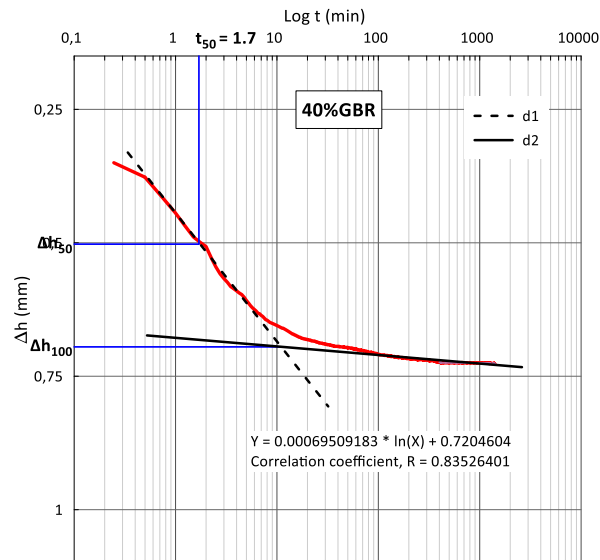
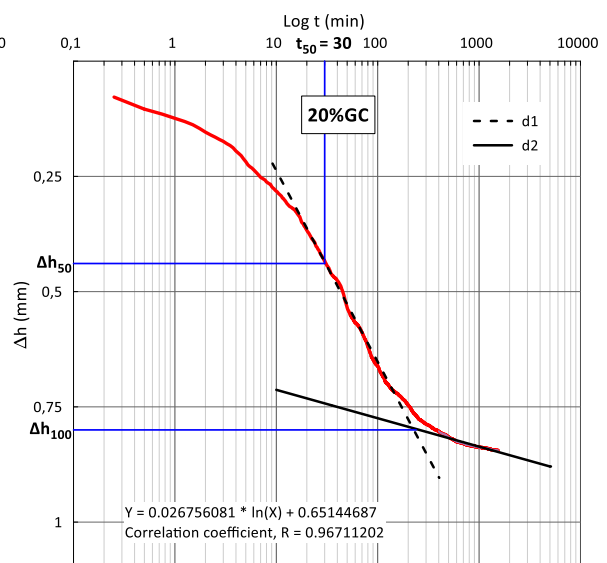
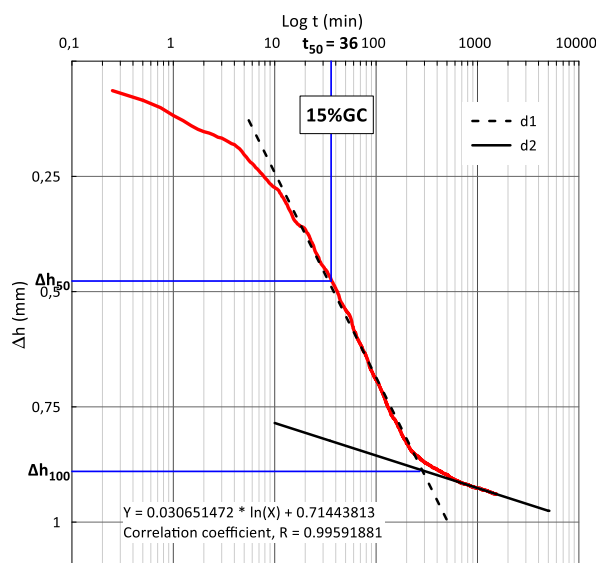
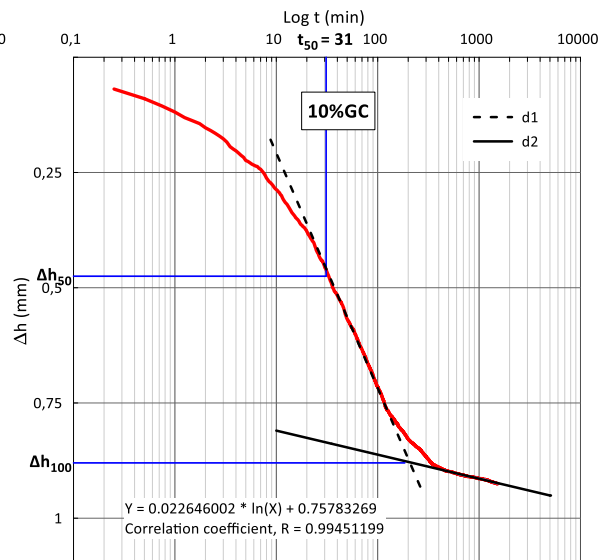
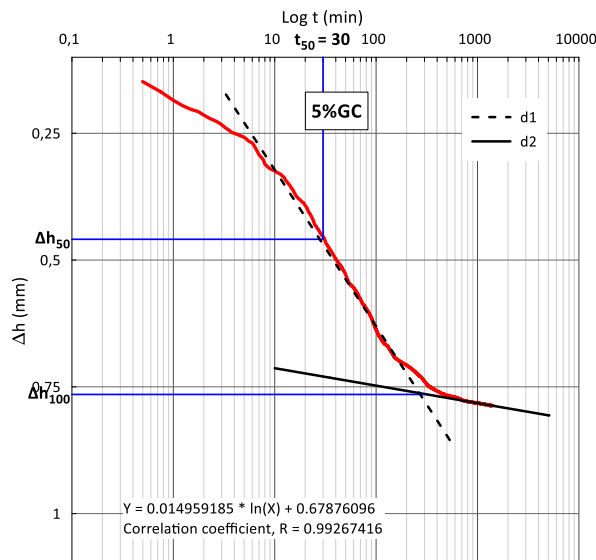


Figure IV. 10. Courbes de consolidations des mélanges Bentonite-GBR



## Chapitre 04 : Comportement œdométrique des mélanges Bentonite-MGR

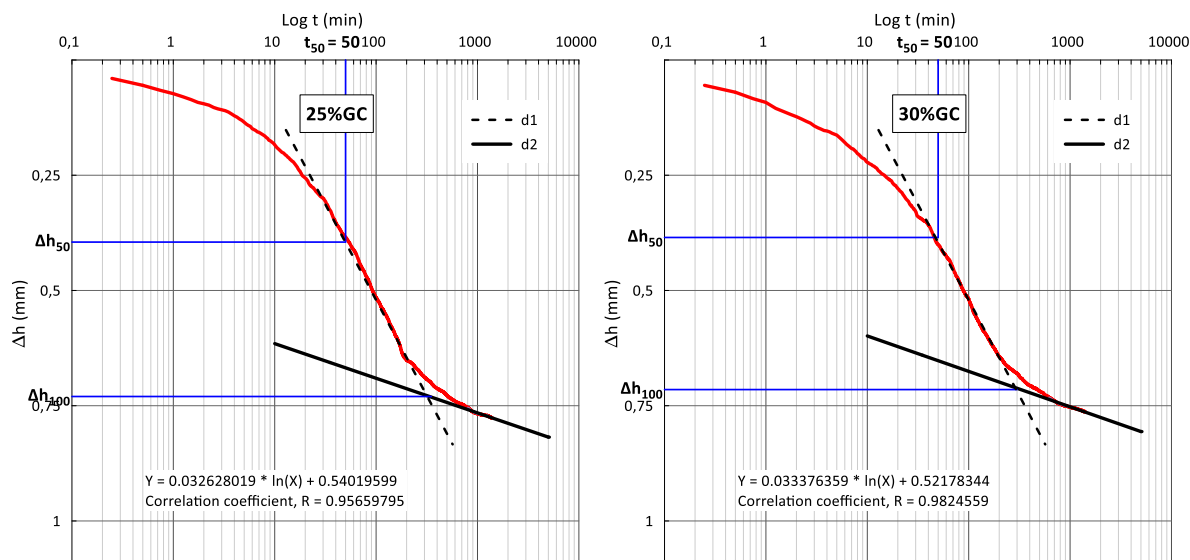


Figure IV. 11. Courbes de consolidations des mélanges Bentonite-GC

La figure IV.12 illustre la variation du coefficient de consolidation en fonction de la charge appliquée pour les différents mélanges étudiés. Pour les différentes contraintes verticales appliquées, l'augmentation de la teneur en granulats de béton recyclé de 5% à 40% augmente progressivement le coefficient de consolidation jusqu'à obtenir une valeur maximale de  $1.22 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  sous une charge verticale de 100 kPa (pour 40% des granulats recyclés) (figure IV.12.a). Une légère augmentation de coefficient de consolidation avec l'ajout des granulats de caoutchouc jusqu'à 20%, au-delà de cette teneur le coefficient de consolidation diminue (figure IV.12.b). Cette diminution est due à l'augmentation dans le temps nécessaire pour la consolidation. La tendance d'augmentation de coefficient de consolidation est plus claire dans les mélanges traités par les particules de béton recyclé que celle traitée avec des granulats de caoutchouc.

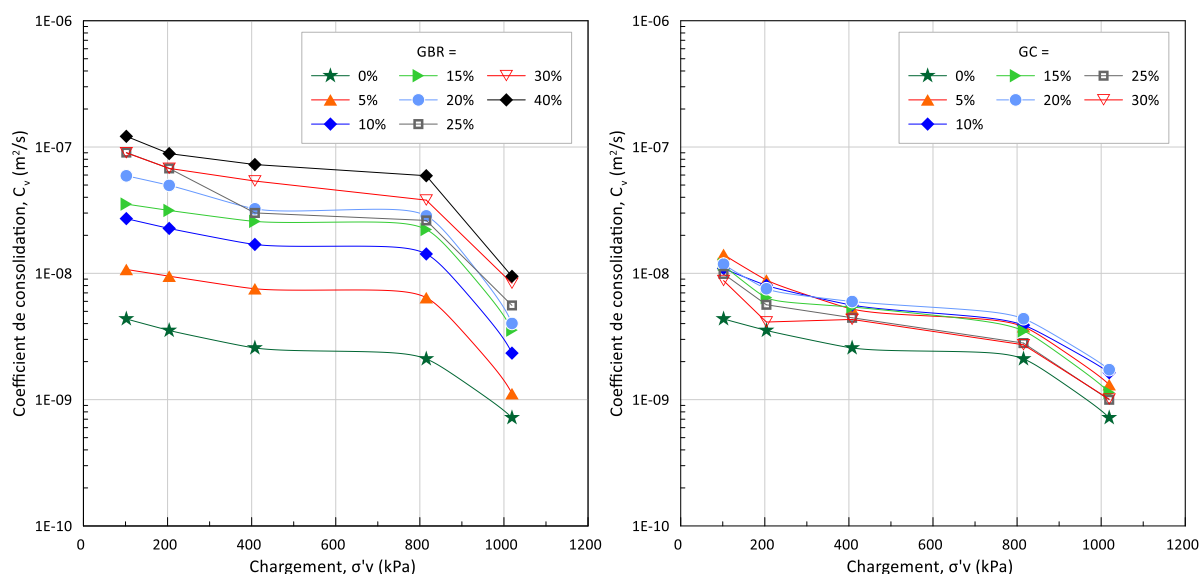


Figure IV. 12. Variation de coefficient de consolidation (a). Mélange Bentonite-GBR ; (b). Mélange Bentonite-GC

## Chapitre 04 : Comportement œdométrique des mélanges Bentonite-MGR

La variation du module œdométrique augmente d'une manière linéaire lors de l'ajout des granulats de béton recyclé comme il est présenté sur la figure (IV.13) pour les trois charges verticales appliquées. Le module œdométrique indique la capacité du sol à se comprimer lorsqu'il est soumis à une contrainte. Plus le module est élevé (comme le cas dans les mélanges avec des teneurs élevés de granulats recyclé), moins le sol se déforme sous la charge appliquée.

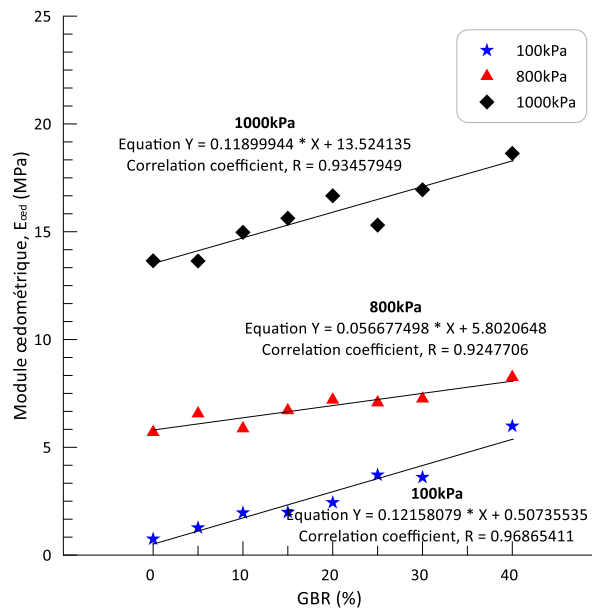


Figure IV. 13. Variation de module œdométriques pour le mélange Bentonite-GBR

Pour le mélange Bentonite-GC, le module œdométrique ne varie pas de manière significative et aucune tendance claire de variation n'est respectée pour ce paramètre (figure IV.14). L'absence de variation marquée du module œdométrique dans le mélange bentonite/granulats de caoutchouc peut être attribuée à plusieurs facteurs à savoir le comportement de la bentonite qui domine probablement la réponse mécanique du mélange, limitant ainsi l'influence des granulats de caoutchouc sur le module œdométrique. La distribution non uniforme des granulats de caoutchouc dans une matrice de bentonite peut entraîner des variations locales de rigidité, rendant difficile l'établissement d'une tendance généralisable à l'échelle macroscopique. Cette observation est corroborée par Edil et Bosscher (1994), qui ont étudié les propriétés des mélanges de sol et de granulats de caoutchouc, mettant en évidence que l'hétérogénéité introduite par ces granulats affecte le comportement mécanique global du mélange.

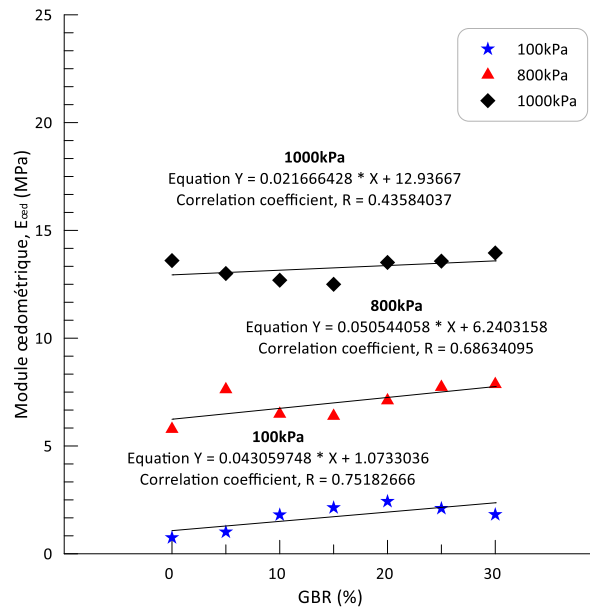


Figure IV. 14. Variation de module œdométriques pour le mélange Bentonite-GC

La figure IV.15 présente la variation du coefficient de perméabilité pour les différents mélanges étudiés en fonction de la contrainte verticale appliquée. Le coefficient de perméabilité diminue avec l'augmentation de la charge appliquée. L'argile utilisée dans cette étude est caractérisée par un coefficient de perméabilité ( $k$ ) très faible égale à  $3.68 \times 10^{-11}$  m/s dans un palier de chargement de 800 kPa. Il est recommandé d'utiliser un sol à faible coefficient de perméabilité pour les ouvrages ne nécessitant pas de drainage, afin de limiter l'accumulation de pression interstitielle. Toutefois, ce type de sol peut être associé à un matériau plus perméable pour améliorer le contrôle du drainage et réduire les risques liés à la pression de l'eau dans le sol (Cetin et al., 2006).

En plus de la teneur en bentonite, du taux d'humidité et de la taille des particules dans un mélange bentonite-sable, le facteur temporel joue un rôle clé dans l'évolution de la perméabilité. En effet, il existe une relation entre le temps et le coefficient de perméabilité, où une durée prolongée conduit à une réduction progressive de la perméabilité. Ce phénomène peut s'expliquer par la réorganisation des particules et le gonflement de la bentonite, qui réduisent progressivement les espaces intergranulaires et limitent ainsi la circulation de l'eau (Sällfors et Öberg-Högsta, 2002).

L'ajout des granulats de béton recyclée avec 5% jusqu'à une teneur de 40% à un effet sur le comportement hydraulique de la bentonite car il augmente progressivement la valeur de coefficient de perméabilité de  $3.68 \times 10^{-11}$  m/s à  $7.18 \times 10^{-10}$  m/s pour un échantillon de 40% des granulats recyclé (figure IV.15). Des résultats similaires ont déjà été rapportés par Islam et al. (2023) dans la littérature pour les mélanges argile / granulats de matériau recyclé. Plus la teneur en matériau recyclé augmente dans les mélanges plus l'indice des vides intergranulaire devient supérieur ce qui permet à la possibilité de déplacement de l'eau dans les échantillons et conduit à la augmentation du coefficient de perméabilité (Lu et al. 2022, Morais et al. 2018).

## Chapitre 04 : Comportement œdométrique des mélanges Bentonite-MGR

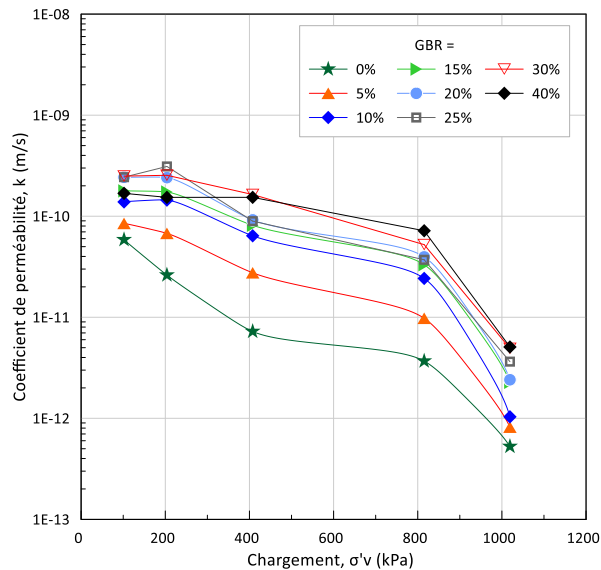


Figure IV. 15. Variation de coefficient de perméabilité pour le mélange Bentonite-GBR

La figure IV.16 présente l'évolution du coefficient de perméabilité des échantillons d'argile incorporant des granulats de caoutchouc. L'intégration de ces granulats jusqu'à une proportion de 20 % favorise une légère augmentation de la perméabilité. Toutefois, au-delà de ce seuil, une diminution progressive du coefficient de perméabilité est observée. L'augmentation de la perméabilité résultant du dépôt de caoutchouc dans les vides entre les particules, limitant leur glissement. Ce phénomène entraîne une modification de la structure du sol et une réduction significative du rapport des vides lors du compactage, influençant ainsi le passage de l'eau (Ismael et al., 2024).

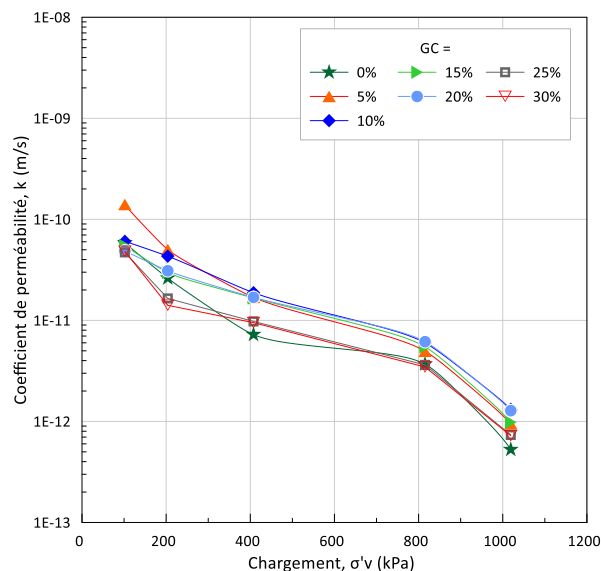


Figure IV. 16. Variation de coefficient de perméabilité pour le mélange Bentonite-GC

Les figures IV.17 montrent la variation de taux et de l'indice de fluage des échantillons traité par des granulats de béton recyclé. Quelle que soit la charge verticale appliquée, l'ajout de granulats de béton recyclé de 5 % à 40 %, induit une réduction du taux de fluage. Cette diminution s'accompagne d'une baisse des indices de fluage calculés. Pour une charge

## Chapitre 04 : Comportement œdométrique des mélanges Bentonite-MGR

verticale de 1000 kPa ; l'indice de fluage diminue respectivement de sa valeur initiale et qui est égale à 0.0432 avec 57.81, 73.44, 75.55, 96.93, 98.15, 98.55 et 99.56% lors de l'addition des granulats recyclés avec une teneur de 5, 10, 15, 20, 25, 30 et 40%.

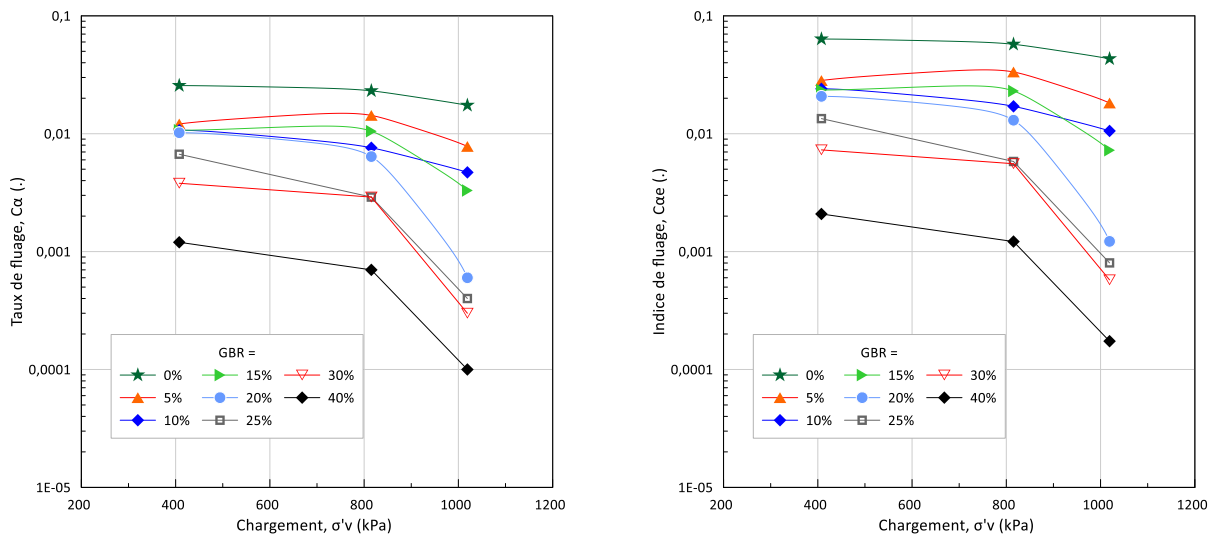


Figure IV. 17. Variation de taux et de l'indice de fluage pour le mélange Bentonite-GBR

Les figures IV.18 montrent la variation de taux et de l'indice de fluage des échantillons traité par des granulats de caoutchouc. L'addition de GC avec un pourcentage de 5 %, montre une légère amélioration dans le taux et l'indice de fluage. Par contre les échantillons avec une proportion de granulats de caoutchouc élevés n'ont aucune variation dans les paramètres de fluage.

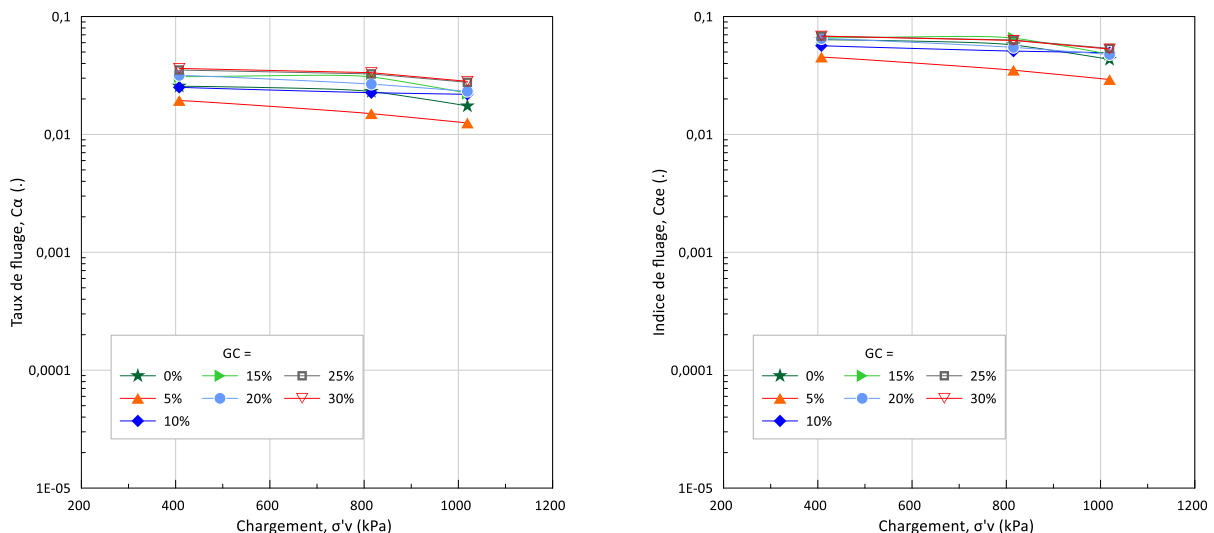


Figure IV. 18. Variation de taux et de l'indice de fluage pour le mélange Bentonite-GC

Nous pouvons observer l'effet du coefficient de perméabilité sur la teneur en eau à la fin de l'essai œdométrique. En effet, les mélanges contenant un pourcentage plus élevé de granulats de béton recyclé présentent une teneur en eau inférieure à celle de l'argile pure, comme illustré sur la figure (IV.19). La diminution de la teneur en eau suit une tendance exponentielle avec un coefficient de corrélation  $R^2 = 0.94$  de 42.33% à 22.61% (pour un

## Chapitre 04 : Comportement œdométrique des mélanges Bentonite-MGR

mélange de 40% GBR), indiquant une relation forte entre ces paramètres. Cette réduction progressive de la teneur en eau s'explique par une meilleure évacuation de l'eau interstitielle due à l'augmentation de la perméabilité du mélange. En conséquence, cette diminution contribue à l'amélioration du comportement au gonflement des mélanges, car une réduction de l'eau disponible limite l'expansion des particules argileuses.

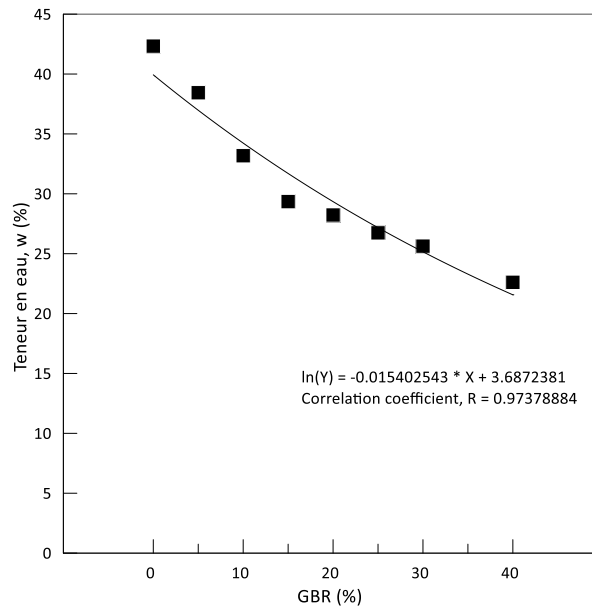


Figure IV. 19. Variation de la teneur en eau à la fin de l'essai œdométrique pour le mélange Bentonite-GBR

La figure IV.20 illustre la variation de la teneur en eau à la fin de l'essai œdométrique de l'argile mélangé avec des granulats de caoutchouc. On observe que la teneur en eau diminue légèrement lors de l'ajout de 5% de granulats recyclé jusqu'à obtenir une valeur de 32.27%, cette diminution explique l'augmentation de la perméabilité du mélange. Après un ajout de 10% jusqu'à 30%, la valeur calculée de la teneur en eau augmente et présente des valeurs plus élevées à celles de l'échantillon non traité.

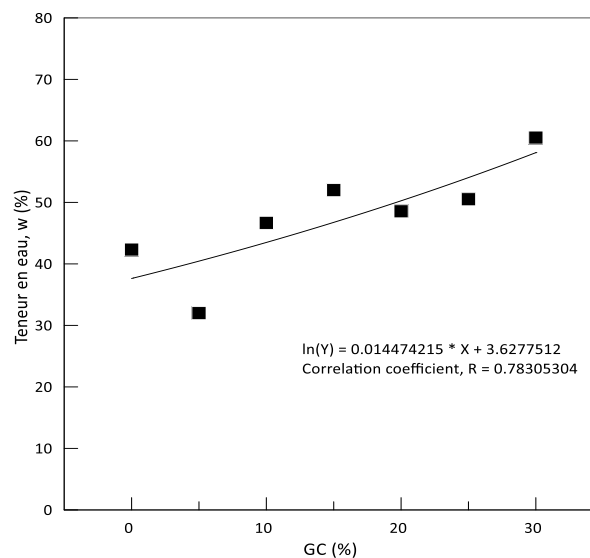


Figure IV. 20. Variation de la teneur en eau à la fin de l'essai œdométrique pour le mélange Bentonite-GC

### IV.4. Conclusion

Ce chapitre présente une étude paramétrique des résultats expérimentaux des essais œdométriques réalisés sur l'argile de bentonite mélangée à deux types de granulats recyclés. Les résultats sont analysés en termes de compressibilité, consolidation et perméabilité. Cette série d'essais a également permis d'évaluer les caractéristiques de fluage. Les principales conclusions tirées de cette étude sont les suivantes :

- La compressibilité des mélanges Bentonite / Matériau recyclé diminue généralement lorsque l'on augmente la proportion de matériau recyclé ;
- Une diminution très significative l'indice de compression ( $C_c$ ) et l'indice de gonflement ( $C_s$ ) lors de l'augmentation de la teneur en granulats de béton recyclé dans les mélanges. Par contre, pour les mélanges traités par des granulats de caoutchouc la valeur de l'indice de gonflement augmente avec l'augmentation de la teneur en matériau recyclé. la contrainte de pré consolidation augmente d'une manière linéaire avec la teneur en granulats recyclé ;
- Pour l'effet des matériaux granulaires recyclé sur la consolidation des mélanges, l'ajout des granulats de béton recyclé avec des différentes une teneur diminue la valeur de temps nécessaire pour obtenir 50% de consolidation pour les différents paliers de chargement qui conduit à une diminution dans les valeurs des tassements et par conséquent d'une augmentation dans les coefficients de consolidation. L'addition des granulats de caoutchouc avec une proportion jusqu'à 20% présente une légère augmentation de coefficient de consolidation.
- Le module œdométrique augmente d'une façon linéaire lors de l'ajout des granulats de béton recyclé, par contre pour les mélanges qui sont traité par des granulats de type de caoutchouc ne présente aucune variation remarquable pour ce paramètre.
- Le coefficient de perméabilité des mélanges augmente avec l'ajout des granulats recyclé, cette augmentation de perméabilité est plus claire et remarquable pour les échantillons de la bentonite mélangés avec des granulats de béton recyclé et qui peut être expliqué par les micropores de béton qui enveloppe les agrégats par rapport au sable naturel ;
- Les caractéristiques de fluage notamment le taux et l'indice de fluage présente une amélioration très significative lors de l'addition des granulats de béton recyclé, cette diminution des caractéristiques de fluage est très claire dans les échantillons contenant une teneur élevée de matériau recyclé. les mélanges de bentonite avec 5% des granulats de caoutchouc présente une légère diminution dans les caractéristiques de fluage, au-delà de cette teneur les paramètres de fluage raugmente.

# **Chapitre 05 : Comportement au cisaillement des mélanges Bentonite-MGR**

### V.1. Introduction

L'utilisation de granulats de béton recyclé (GBR) et de granulats de caoutchouc (GC) dans les sols argileux représente une approche prometteuse pour améliorer leurs propriétés géomécaniques, tout en favorisant la valorisation des déchets de démolition et des pneus usagés. En raison de sa structure colloïdale et de sa forte capacité de rétention d'eau, l'argile présente souvent des limitations, telles qu'une faible portance, pouvant restreindre son emploi dans les ouvrages de génie civil. L'incorporation de granulats recyclés pourrait ainsi modifier ses propriétés mécaniques en agissant sur des paramètres clés, notamment la densité de compactage, la résistance au cisaillement et la résistance à la compression non confinée.

Le compactage joue un rôle fondamental dans les travaux de terrassement, car il influence directement sur la stabilité et la portance des sols. L'intégration de matériaux granulaires recyclés peut modifier les caractéristiques des courbes de compactage, notamment en affectant la densité sèche maximale et l'optimum de teneur en eau. De plus, la résistance au cisaillement, essentielle pour assurer la stabilité des sols sous l'effet des charges appliquées, peut être altérée en raison des transformations structurelles induites et des interactions entre les particules. Enfin, la résistance à la compression non confinée, souvent utilisée pour évaluer la cohésion et la rigidité des sols cohérents sous charge axiale en l'absence de confinement latéral, peut être améliorée ou diminuée en fonction de la nature et du dosage des matériaux recyclés incorporés.

Ce chapitre vise à examiner l'impact de l'incorporation de granulats de béton recyclé et de granulats de caoutchouc sur trois caractéristiques essentielles des sols argileux. À travers une synthèse des travaux existants et une analyse expérimentale, nous cherchons à comprendre comment ces matériaux modifient le comportement mécanique de l'argile et à identifier les conditions optimales d'utilisation pour des applications géotechniques durables et performantes.

### V.2. Effet des matériaux granulaires recyclés sur les paramètres de compactage de la bentonite

Les résultats des tests de compactage sur une bentonite traitée avec différents teneurs des granulats de béton recyclé sont illustrés sur les figures V.1 et V.2. La figure V.1 montre Les courbes Proctor normal décrivent la variation de la masse volumique sèche en fonction de la teneur en eau pour chacun des mélanges étudiés.. La masse volumique sèche augmente de 8.15, 9.63, 10.37 et 9.77% avec l'ajout de 10, 20, 30 et 40% des granulats de béton recyclé, respectivement. Ces observations sont similaires aux résultats trouvés par (Ouslimane et al. 2023, Sosahab et al. 2023, Basha et al. 2023, Yu et al. 2024 et Ahmed et al. 2024). Cette tendance intéressante de poids volumique est liée à la réduction des indices des vides observée lors de l'ajout de particules de sable recyclé à un sol fin ce qui entraîne une augmentation dans la masse (Paul et Cyrus 2016, Sosahab et al. 2023).

## Chapitre 05 : Comportement au cisaillement des mélanges Bentonite-MGR

À mesure que le pourcentage de granulats de béton recyclé augmente, la teneur en eau diminue progressivement de 29 à 9.5% lorsque la teneur de matériau recyclé augmente de 0 à 40% (figure V.2). Cette réduction significative de la teneur en eau optimale est due au remplacement des particules argileux ayant une surface spécifique supérieure par rapport à celle des particules de granulats recyclés ce qui conduit à la diminution de la quantité d'eau nécessaire pour obtenir la masse volumique optimale (Basha et al. 2023 et Dewanda et al. 2023). L'ajout d'un béton recyclé à une influence sur le comportement mécanique particulièrement et géotechnique généralement, en augmentant la compactibilité du mélange par rapport au sol non traité (Ouslimane et al. 2023), C'est ce qui le rend un choix dans l'utilisation dans une fondation routière (Basha et al. 2023).

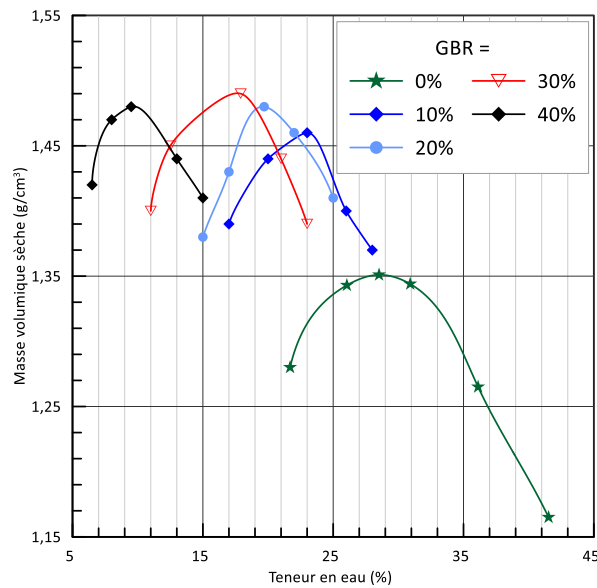


Figure V. 1. Courbes de compactages pour le mélange Bentonite-GBR

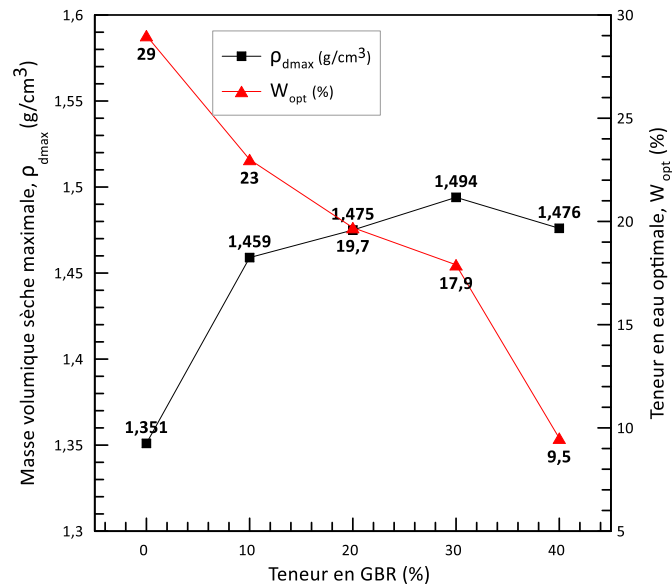


Figure V. 2. Variation des caractéristiques de compactage optimales en fonction de la teneur en GBR

## Chapitre 05 : Comportement au cisaillement des mélanges Bentonite-MGR

La figure V.3 présente les courbes de compactage de la bentonite associée à différentes proportions de granulats de caoutchouc. L'ajout de 5, 10 et 15 % de granulats de caoutchouc entraîne une réduction significative du poids volumique sec des mélanges. La masse volumique sèche de la bentonite diminue de 1.351 à 1.271, 1.214 et 1.172 g/cm<sup>3</sup> avec l'ajout de 5, 10 et 15% des granulats de caoutchouc, respectivement (figure V.4). Ces résultats sont en adéquation avec ceux rapportés par Soltani et al. (2022), cette diminution de la densité sèche est liée à la faible densité des granulats de caoutchouc. D'après la figure V.4, On observe que l'incorporation de 5 à 10 % de granulats recyclés entraîne une légère diminution de la teneur en eau optimale des mélanges. En revanche, lorsque la proportion de granulats de caoutchouc dépasse ce seuil et atteint 15 %, la teneur en eau optimale augmente à nouveau. Les granulats de caoutchouc sont moins denses et plus compressibles que les granulats du sol, ce qui augmente la porosité totale du mélange. Cette porosité accrue entraîne une demande en eau plus élevée pour combler les vides et assurer une bonne compacité. Par conséquent, la teneur en eau optimal du mélange s'en trouve augmentée (Ganjian et al., 2009).

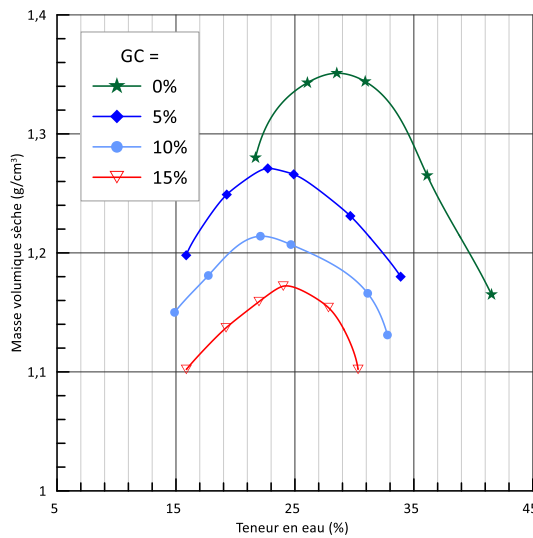


Figure V. 3. Courbes de compactages pour le mélange Bentonite-GBR

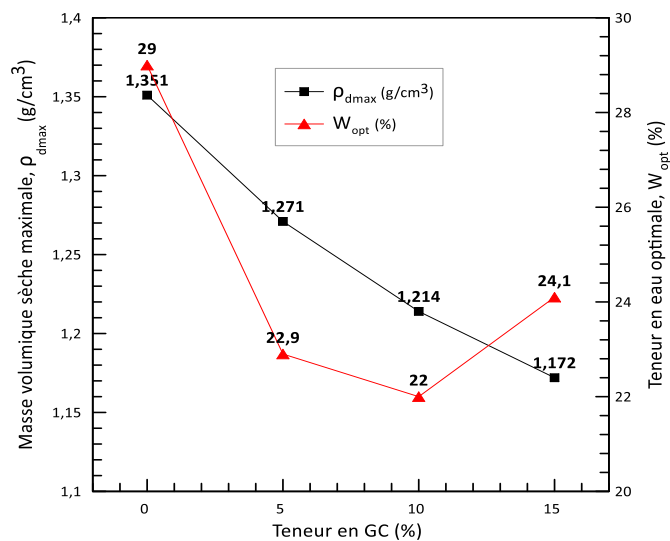


Figure V. 4. Variation des caractéristiques de compactage optimales en fonction de la teneur en GC

### V.3. Effet des matériaux granulaires recyclés sur le comportement au cisaillement de la bentonite

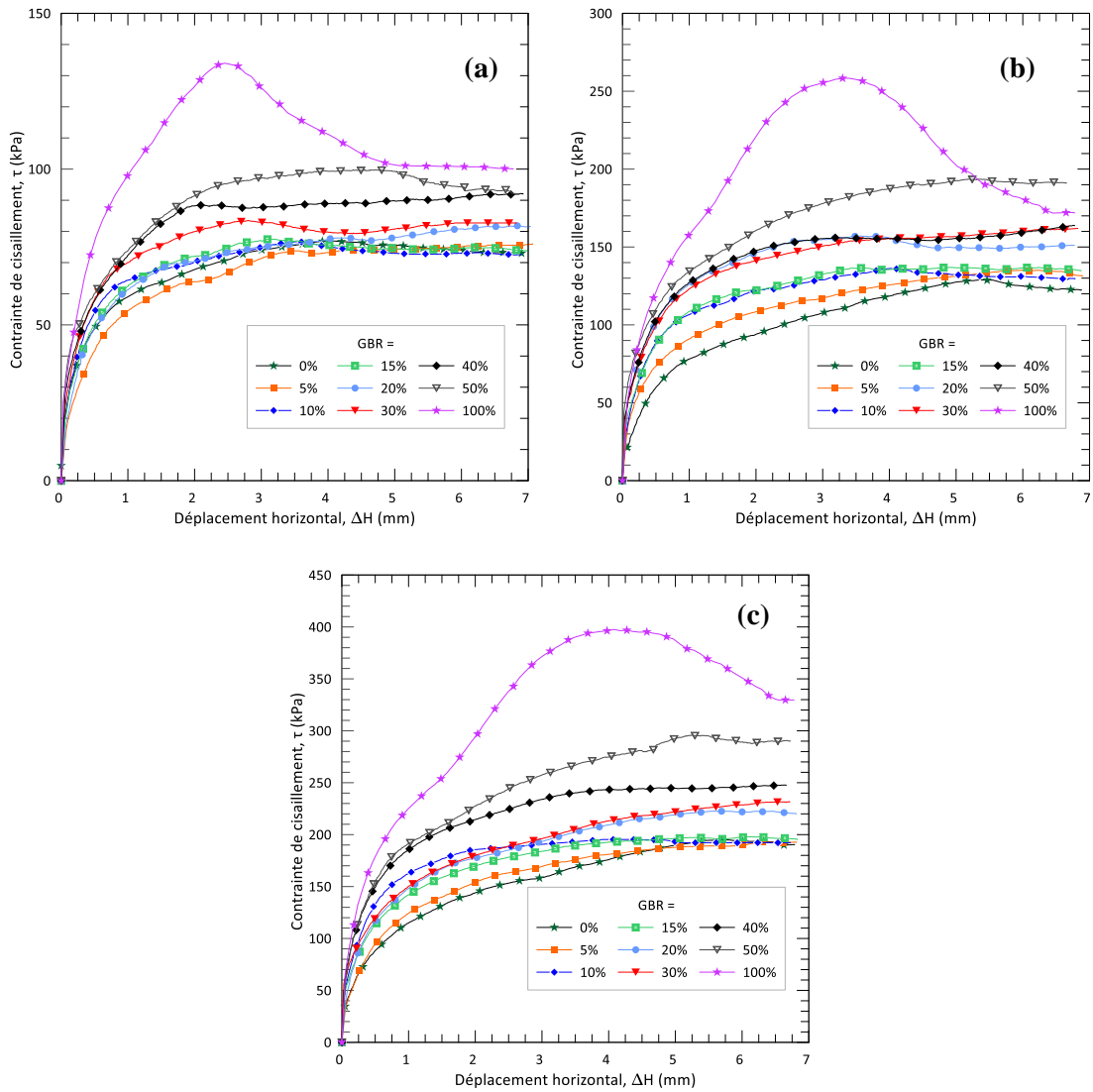
#### V.3.1. Effet des granulats de béton recyclé (GBR)

##### a) sur la contrainte de cisaillement

Une série d'essais de cisaillement direct a été réalisée sur les mélanges de bentonite-granulats de béton recyclé, préparée avec une densité relative élevée ( $D_r = 90\%$ ) et une teneur en eau  $\omega = 5\%$ . Les échantillons ont été soumis à une consolidation puis cisailés sous l'application de contraintes normales de  $\sigma_N = 100, 200$  et  $300$  kPa. Les résultats obtenus sont illustrés sur les Figures V.5 et V.6. L'ajout de 5 % de granulats de béton recyclé entraîne une légère diminution de la contrainte de cisaillement de la bentonite. Cette variation est particulièrement notable dans les résultats des échantillons soumis à une contrainte normale de 100 kPa. Au-delà de cette teneur, l'ajout des granulats recyclés jusqu'à 15% n'a aucune tendance de variation significative par rapport au échantillon non traité (figure V.5.a). Pour  $\sigma_N = 200$  et  $300$  kPa, on constate que l'augmentation de la proportion des granulats de béton recyclé de 5% jusqu'à 100% augmente significativement la résistance au cisaillement (figure V.5.b et V.5.c).

Cette augmentation peut être expliquée par la capacité des granulats de béton recyclé, caractérisés par leur surface rugueuse, à s'attacher directement les uns aux autres, formant ainsi un réseau granulaire plus stable et résistant aux déformations. Cette interaction favorise une meilleure transmission des forces au sein du mélange, ce qui contribue à l'augmentation de la résistance au cisaillement (Ma et al., 2022).

## Chapitre 05 : Comportement au cisaillement des mélanges Bentonite-MGR



**Figure V. 5. Variation de la contrainte de cisaillement pour le mélange Bentonite-GBR ( $D_r=90\%$ ,  $\omega=5\%$ ) sous l'effet de : (a)  $\sigma = 100\text{kPa}$  ; (b)  $\sigma = 200\text{kPa}$  ; (c)  $\sigma = 300\text{kPa}$ .**

La figure V.6 représente la variation des déplacements verticaux des divers mélanges Bentonite/GBR sous l'effet de contraintes normales de 100, 200 et 300 kPa. Tous les échantillons de bentonite traité par des granulats recyclé présente une phase de contractance, ce caractère est diminué significativement avec l'augmentation de la teneur en granulats de béton recyclé. Les mélanges de bentonite contenant 40 % et 50 % de granulats de béton recyclé montrent une phase de contractance plus inférieure par rapport aux autres mélanges. La phase de dilatance est particulièrement marquée dans les échantillons constitués à 100 % de matériau recyclé. Cependant, cette caractéristique tend à diminuer avec l'augmentation de la contrainte normale.

## Chapitre 05 : Comportement au cisaillement des mélanges Bentonite-MGR

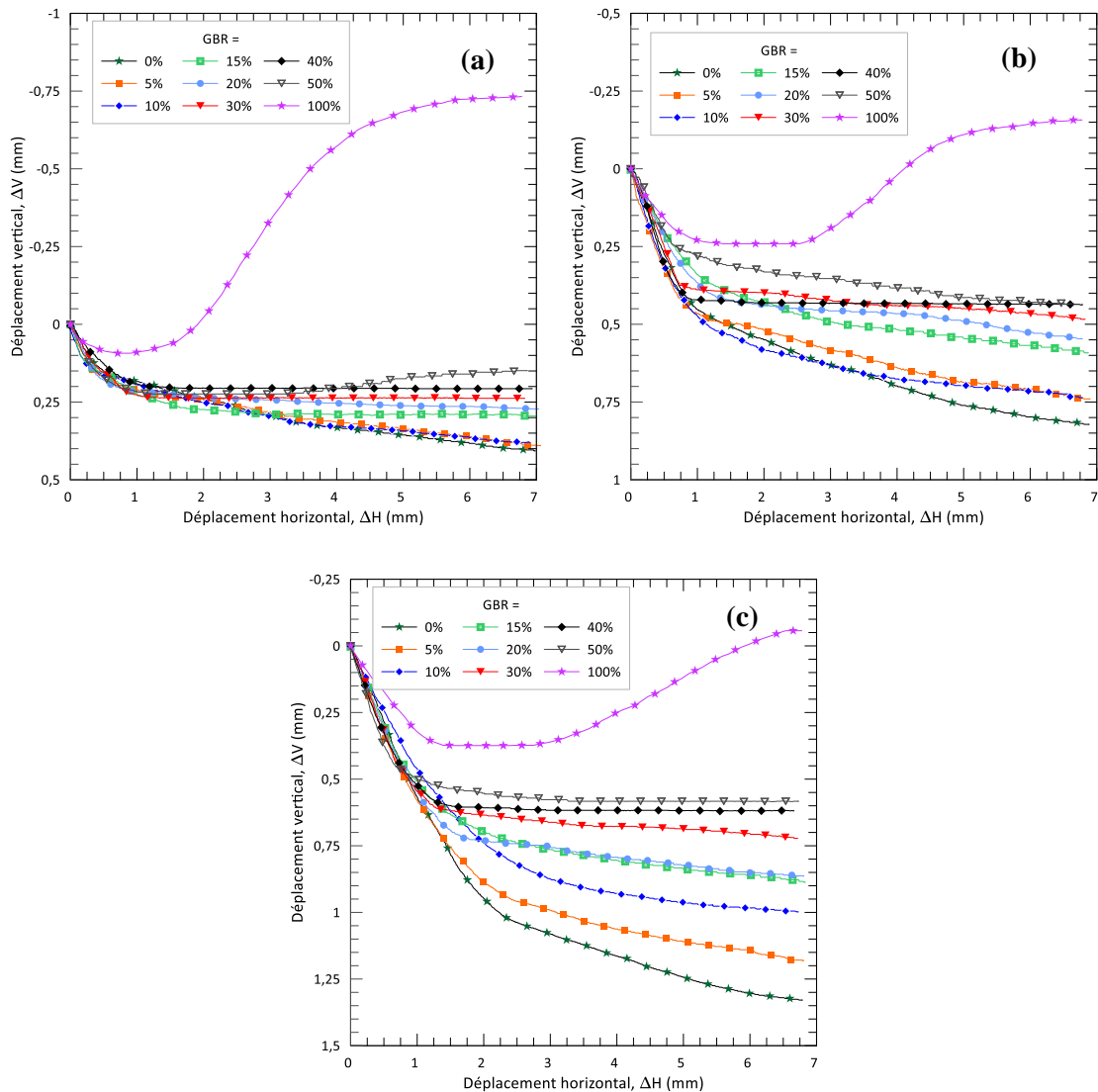


Figure V. 6. Variation de déplacement vertical pour le mélange Bentonite-GBR ( $D_r=90\%$ ,  $\omega=5\%$ ) sous l'effet de : (a)  $\sigma = 100 \text{ kPa}$  ; (b)  $\sigma = 200 \text{ kPa}$  ; (c)  $\sigma = 300 \text{ kPa}$ .

La figure V.7 présente la variation de la contrainte de cisaillement en fonction de  $\Delta H$  pour  $\sigma_N = 100, 200$  et  $300 \text{ kPa}$ . Chaque mélange est préparé en fonction de ses caractéristiques de compactage ( $\rho_{dmax}$  et  $\omega_{opt}$ ). On observe clairement que plus la teneur en granulats de béton recyclé augmente de 0 à 10, 20, 30 jusqu'à 40%, la résistance au cisaillement montre une augmentation très significative. D'après la figure V.7.c on constate une amélioration dans la contrainte de cisaillement pour des échantillons mélangés avec 10 et 40% de béton recyclé de ca valeur initiale avec 38.48 et 82.12%, respectivement. Pour une contrainte normale de 200 et 300 kPa, on observe que la courbe de cisaillement d'un échantillon non traité (0 % teneur en GBR) augmente jusqu'à se stabiliser lorsque le déplacement horizontal dépasse 5 mm. En revanche, Les courbes des mélanges traités avec des granulats recyclés affichent une hausse significative sans indiquer de phase de stabilisation évidente.

Kianimehr et al. (2019) ont obtenu des résultats similaires et ont expliqué cette amélioration de la résistance au cisaillement par deux types de réactions ; d'une part, les interactions mécaniques entre les particules de sable recyclé provenant du béton et, d'autre part, les

## Chapitre 05 : Comportement au cisaillement des mélanges Bentonite-MGR

interactions avec les fines particules de sable présentes dans l'argile. Ces mécanismes contribuent à renforcer la structure du mélange, entraînant ainsi une résistance au cisaillement plus élevée que celle de l'argile seule.

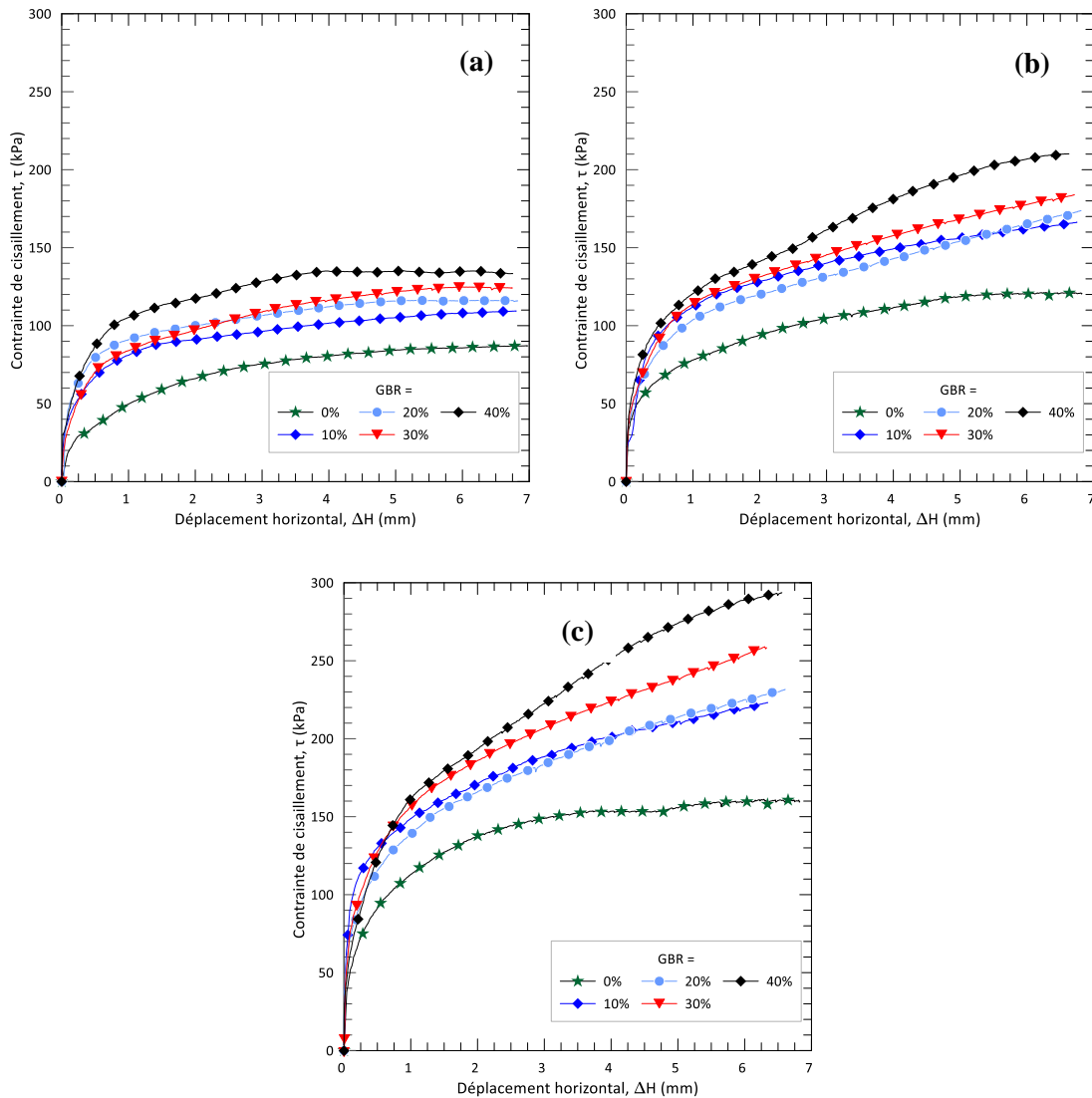


Figure V. 7. Variation de la contrainte de cisaillement pour le mélange Bentonite-GBR ( $\rho_{dmax}$ ,  $\omega_{opt}$ ) sous l'effet de : (a)  $\sigma = 100$  kPa; (b)  $\sigma = 200$  kPa; (c)  $\sigma = 300$  kPa.

La variation des déplacements verticaux des différents mélanges Bentonite-GBR et cisailé avec  $\sigma_N = 100, 200$  et  $300$  kPa sont illustrés sur la figure V.8. Pour une contrainte normale de  $100$  kPa l'échantillon de l'argile pure présente une phase de contractance, l'ajout de  $10$  et  $20\%$  de béton recyclé à l'argile diminue ce caractère. Par contre un caractère dilatant est observé pour des mélanges qui contiennent des teneurs de béton recyclé supérieur à  $20\%$  (figure V.8.a). Tous les échantillons soumis à des contraintes normales de  $200$  et  $300$  kPa affichent un comportement contractant au cours de leur déformation, ce caractère est diminué significativement avec l'augmentation de la proportion des GBR. Les mélanges de bentonite contenant  $40\%$  de GBR présentent une phase de contractance plus faible par rapport aux autres compositions plus inférieure par rapport aux autres mélanges (figure V.8.b et figure V.8.c).

## Chapitre 05 : Comportement au cisaillement des mélanges Bentonite-MGR

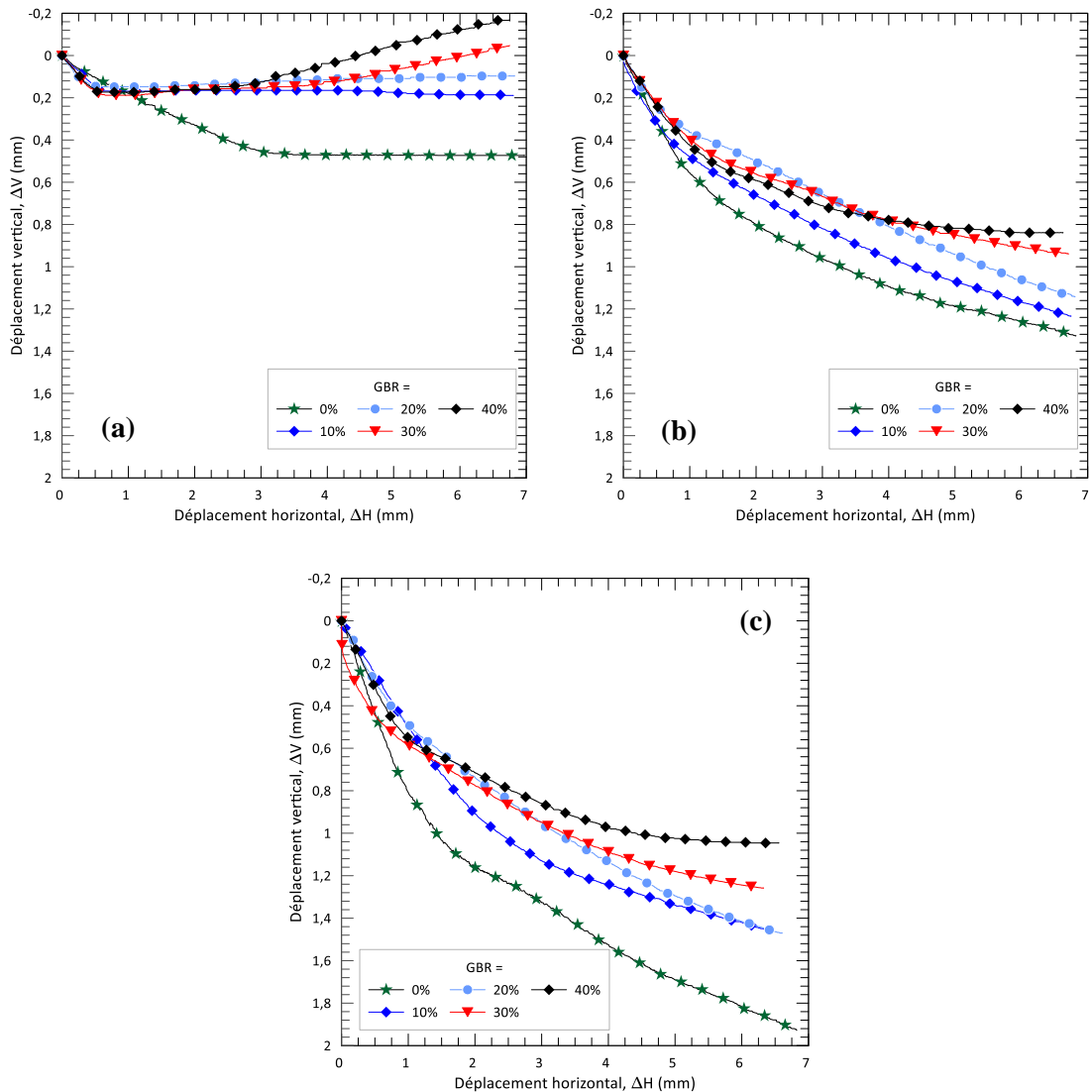


Figure V. 8. Variation de déplacement vertical pour le mélange Bentonite-GBR ( $\rho_{dmax}$ ,  $\omega_{opt}$ ) sous l'effet de :  
 (a)  $\sigma = 100kPa$ ; (b)  $\sigma = 200kPa$ ; (c)  $\sigma = 300kPa$ .

### b) sur la résistance au cisaillement maximale et les caractéristiques mécaniques

La figure V.9 illustre la variation de la résistance de cisaillement maximale en fonction des proportions de granulats de béton recyclé, ainsi que la relation entre la résistance au cisaillement et la contrainte normale pour la première méthode de préparation ( $D_r = 90\%$ ,  $\omega = 5\%$ ). L'analyse des résultats met en évidence une augmentation exponentielle de la résistance au cisaillement à mesure que la contrainte normale exercée sur le sol s'accroît. Les résultats indiquent que l'ajout des granulats de béton recyclé améliore généralement la résistance au cisaillement du sol par rapport à un sol non traité. Cependant, sous une contrainte normale de 100 kPa, un ajout de 5% de GBR entraîne une réduction de cette résistance, atteignant un minimum de 75.97 kPa, tandis qu'une teneur de 10% la fait légèrement remonter à 76.75 kPa, bien qu'elle reste inférieure à celle du sol témoin (Bentonite pure). À des proportions de 15%, la résistance au cisaillement ne montre pas d'amélioration notable. En revanche, pour des teneurs de 20, 30 et 40% et sous  $\sigma_N = 100$  kPa, une légère

## Chapitre 05 : Comportement au cisaillement des mélanges Bentonite-MGR

augmentation est observée, avec des valeurs comprises entre 81 et 90 kPa. Sous des contraintes normales de 200 et 300 kPa, l'amélioration devient significative : la résistance atteint 157.06 et 222.61 kPa pour 20%, 161.92 et 231.69 kPa pour 30%, et 163.92 et 247.77 kPa pour 40%. L'incorporation de 50 % de granulats de béton recyclé mélangé à de la bentonite entraîne une amélioration notable pour toutes les contraintes appliquées, avec des résistances atteignant 99.75 et 295.81 kPa pour  $\sigma_N = 100, 300$  kPa. Pour la teneur de 100 % en béton recyclé, la résistance au cisaillement atteint un pic maximal de 134.2, 258.31 et 397.52 kPa sous des contraintes normales de 100, 200 et 300 kPa, respectivement. Ces valeurs surpassent celles enregistrées pour des teneurs comprises entre 5 % et 50 %.

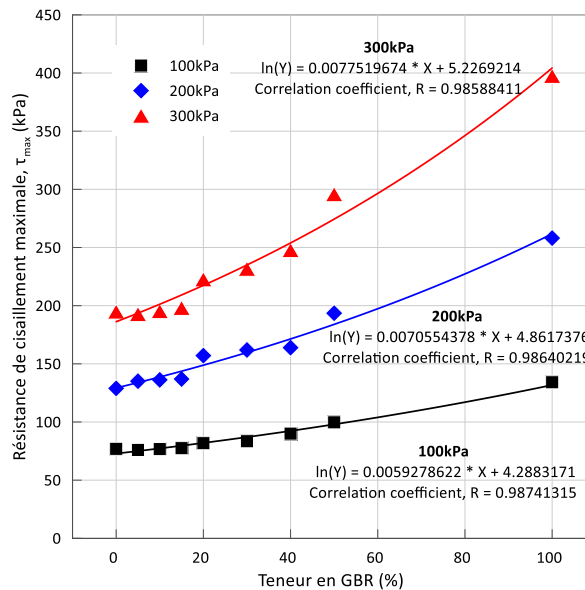


Figure V. 9. Variation de la résistance maximale ( $\tau_{max}$ ) pour le mélange Bentonite-GBR ( $D_r=90\%$ ,  $\omega=5\%$ )

La figure V.10 illustre la variation de la cohésion et de l'angle de frottement du mélange bentonite-GBR pour les échantillons préparés avec une densité relative de 90% et une teneur en eau de 5%. L'augmentation de la teneur en béton recyclé entraîne une progression notable de l'angle de frottement, qui atteint une valeur maximale de  $52^\circ$  pour une proportion de 100 %. Pour des mélanges contenant 20, 30 et 40% de GBR l'angle de frottement augmente de  $30.11^\circ$  à  $35.15^\circ$ ,  $36.54^\circ$  et  $38.27^\circ$ , respectivement. En revanche, la cohésion augmente légèrement avec une teneur de 10% de 15.7 à 17.82 kPa, puis commence à diminuer à 15% teneur en GBR, tout en restant supérieure à celle du sol non traité. À partir d'une teneur de 20 % et jusqu'à 100 %, elle continue de décroître, atteignant 0.02 kPa lorsque la proportion de granulats de béton recyclé atteint 100%. De plus, la présence de mortier résiduel dans les granulats recyclés peut réduire la masse volumique, affectant ainsi la densité et la cohésion du sol traité (Layachi et al., 2019).

## Chapitre 05 : Comportement au cisaillement des mélanges Bentonite-MGR

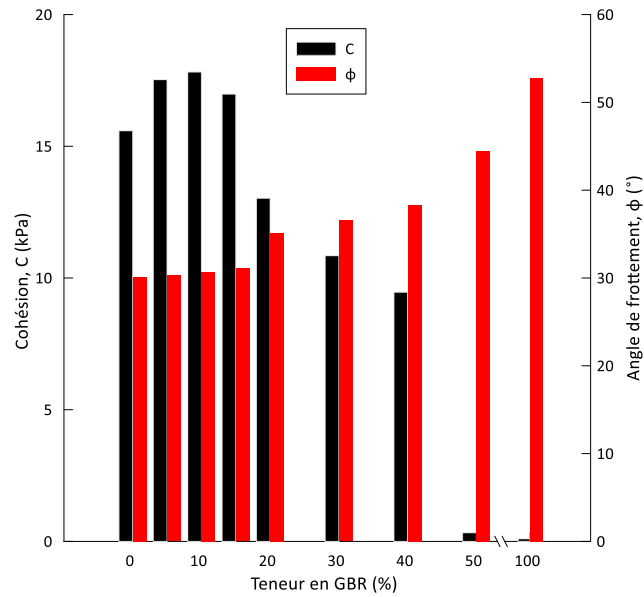


Figure V. 10. Variation des caractéristiques mécaniques pour le mélange Bentonite-GBR ( $D_r=90\%$ ,  $\omega=5\%$ )

La figure V.11 illustre la variation de la résistance au cisaillement maximale ( $\tau_{max}$ ) en fonction des teneurs en granulats de béton recyclé ainsi que de la contrainte normale pour des échantillons préparés avec ses caractéristiques de compactage ( $\rho_{dmax}$ ,  $\omega_{opt}$ ). Pour chaque niveau de contrainte normale, une augmentation de la teneur en granulats de béton recyclé se traduit par une augmentation de la résistance maximale avec un coefficient de corrélation  $R^2 = 0.97$ ,  $0.95$  et  $0.97$  pour  $\sigma_N = 100$ ,  $200$  et  $300$  kPa, respectivement. D'après les résultats obtenus, la résistance au cisaillement du sol s'améliore avec l'augmentation de la teneur en GBR par rapport à un sol non traité. Pour une teneur de 40%, les valeurs maximales atteignent respectivement 135.19, 210.14 et 293.47 kPa pour  $\sigma_N = 100$ ,  $200$  et  $300$  kPa.

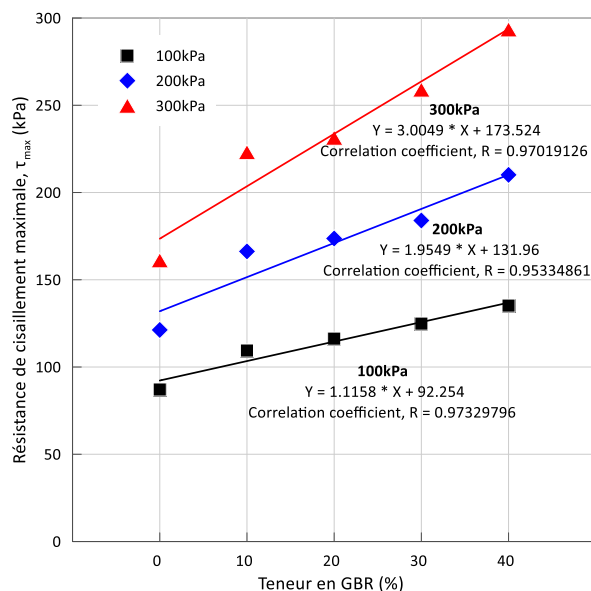


Figure V. 11. Variation de la résistance maximale ( $\tau_{max}$ ) pour le mélange Bentonite-GBR ( $\rho_{dmax}$ ,  $\omega_{opt}$ )

La figure V.12 montre la variation des caractéristiques mécaniques en fonction de la teneur en granulats de béton recyclé. Comme le montre la figure, l'ajout jusqu'à 20% de béton recyclé à

## Chapitre 05 : Comportement au cisaillement des mélanges Bentonite-MGR

la bentonite la cohésion augmente de 49.14kPa à 58.63kPa et d'autre part au-delà de 20% des granulats la valeur de la cohésion ré diminue. Pour le deuxième paramètre mécanique, l'ajout des granulats de béton recyclé avec des teneurs de 10%, 20%, 30% et 40% augmente l'angle de frottement interne et présente des valeurs supérieures à celle trouvé par la bentonite seule avec 45.77, 47.64, 66.58 et 88.78%, respectivement. Donc on peut donc constater qu'un bon compactage réduit la porosité et améliore la densité du mélange, ce qui renforce encore davantage ces effets positifs et se traduit par une amélioration des caractéristiques mécaniques.

En raison de l'angle de frottement particulièrement faible propre à la bentonite, l'ajout de matériaux granulaires constitue une solution efficace pour renforcer cette propriété et optimiser ses performances mécaniques (Albadri et al., 2023). Plus la quantité des granulats de béton recyclé augmente dans les différents mélanges plus la possibilité d'attouchement direct entre ces granulats augmente, Cette dynamique favorise une augmentation progressive de l'angle de frottement, attribuable à la texture rugueuse des granulats recyclés, qui renforce l'adhérence et l'interaction entre les particules du sol (Ma et al., 2022). Cette tendance de variation de différentes caractéristiques mécaniques est similaire à celle trouvé par Islam et al. (2023) et Cinar (2024).

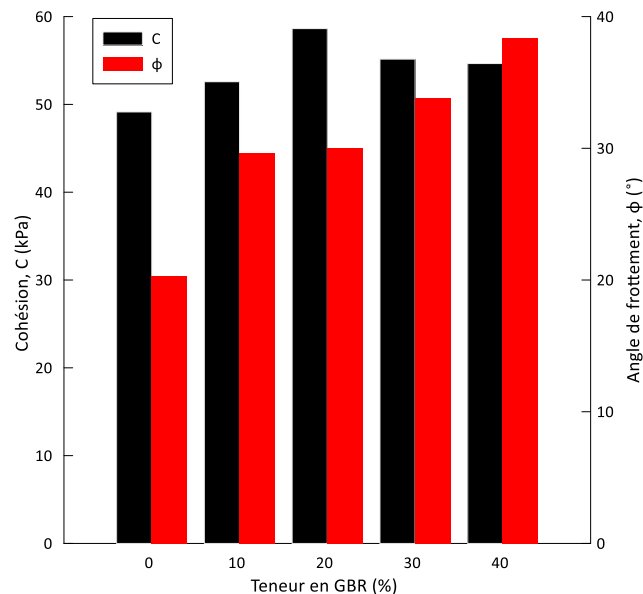


Figure V. 12. Variation des caractéristiques mécaniques pour le mélange Bentonite-GBR ( $\rho_{dmax}$ ,  $\omega_{opt}$ )

### V.3.2. Effet des granulats de caoutchouc

#### a) sur la contrainte de cisaillement

Les figures V.13 et V.14 montrent la variation de la contrainte de cisaillement et de déplacement vertical en fonction de  $\Delta H$  des mélanges de Bentonite-Granulats de caoutchouc (GC), respectivement. Les échantillons ont été préparés avec densité relative élevée ( $D_r = 90\%$ ) et une teneur en eau  $\omega = 5\%$ . Les résultats montrent que la résistance au cisaillement

## Chapitre 05 : Comportement au cisaillement des mélanges Bentonite-MGR

des échantillons soumis à  $\sigma_N = 100$  kPa augmente légèrement de 76.92 kPa avec l'augmentation de la teneur en matériau recyclé jusqu'à obtenir sa valeur maximale de 86.23 kPa pour une teneur de 15%, lorsque la proportion de matériau recyclé dépasse 15%, une diminution de la contrainte de cisaillement est observée. L'incorporation de 20 % de granulats recyclés dans la bentonite entraîne une légère amélioration de la résistance au cisaillement de 128.9 kPa à 150.85 kPa pour  $\sigma_N = 200$  kPa (figure V.13.b). Sous une contrainte normale élevée de 300 kPa, la contrainte de cisaillement des mélanges contenant différents pourcentages de granulats de caoutchouc (5 %, 10 %, 15 %, 20 %, 25 % et 30 %) ne présente aucune différence significative par rapport à celle du mélange ne contenant aucun granulats recyclés (0 %) (figure V.13.c).

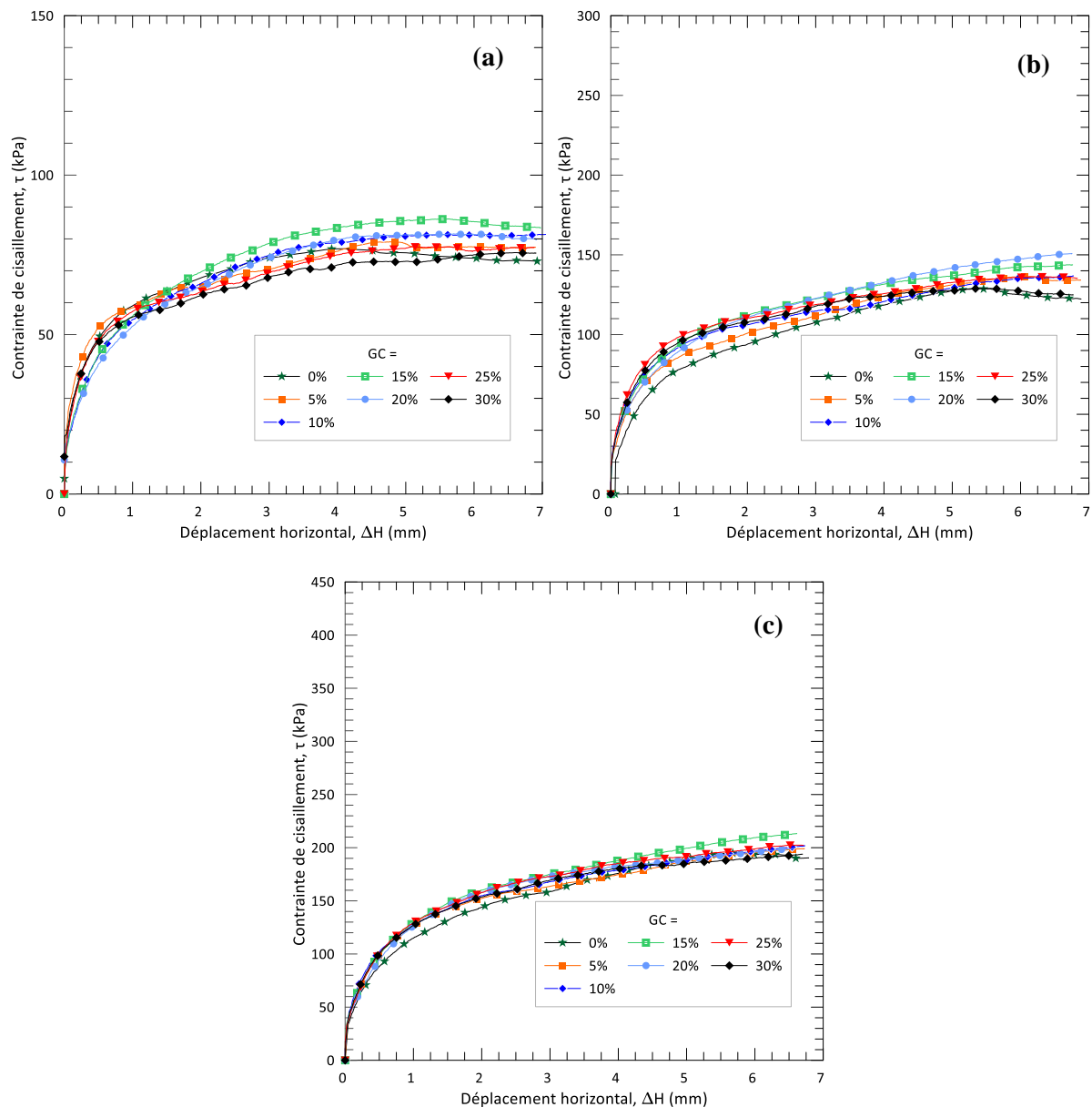


Figure V. 13. Variation de la contrainte de cisaillement pour le mélange Bentonite-GC ( $D_r=90\%$ ,  $\omega=5\%$ ) sous l'effet de : (a)  $\sigma = 100$  kPa ; (b)  $\sigma = 200$  kPa ; (c)  $\sigma = 300$  kPa.

## Chapitre 05 : Comportement au cisaillement des mélanges Bentonite-MGR

Pour la variation des déplacements verticaux, on observe que le caractère contractant est présent dans tous les mélanges et pour les différentes contraintes normales. L'ajout des granulats de caoutchouc (GC) avec une teneur de 5% et 10% diminue le déplacement vertical de 0.407mm à 0.393mm et 0.22mm, respectivement. Cette diminution de caractère contractant est très claire dans les échantillons soumis à une contrainte normale élevée de 200 et 300 kPa (figure V.14.b et V.14.c). Au-delà de cette teneur des granulats recyclé jusqu'à 25% la valeur du déplacement vertical ré augmente mais ça reste inférieur à celle présenté par l'échantillon de la bentonite seule.

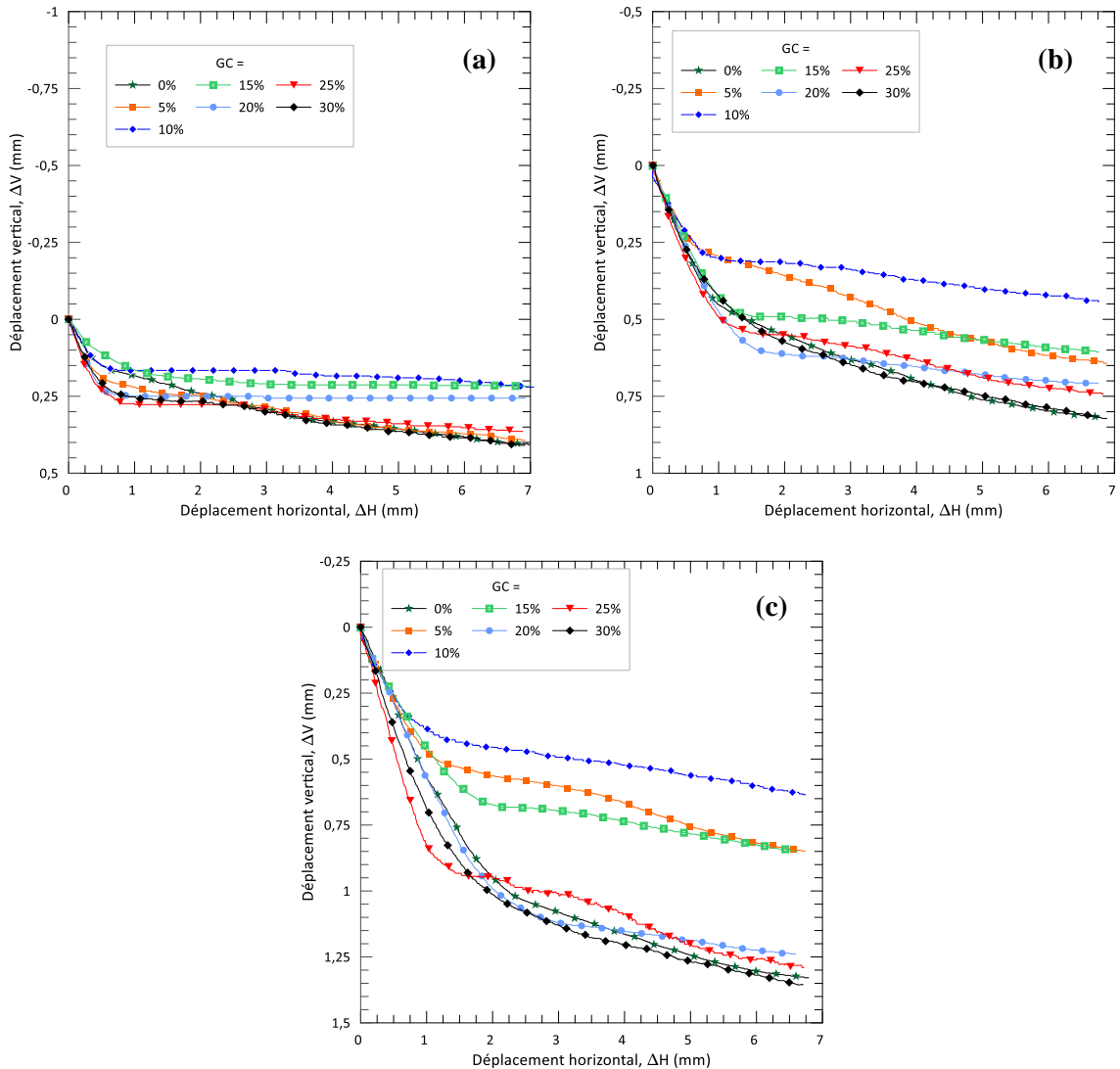


Figure V. 14. Variation de déplacement vertical pour le mélange Bentonite-GC ( $D_r=90\%$ ,  $\omega=5\%$ ) sous l'effet de : (a)  $\sigma = 100 \text{ kPa}$  ; (b)  $\sigma = 200 \text{ kPa}$  ; (c)  $\sigma = 300 \text{ kPa}$ .

La figure V.15 illustre l'évolution de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour des mélanges de bentonite et granulats de caoutchouc avec des teneurs de 0, 5, 10 et 15 %, préparé avec ses caractéristiques de compactage ( $\rho_{dmax}$ ,  $\omega_{opt}$ ) et soumis à des contraintes normales de 100, 200 et 300 kPa. Pour les différents contraintes normales appliquées, on observe une augmentation notable de la résistance au cisaillement jusqu'à environ 2.5mm de déplacement horizontal, suivie d'une progression plus modérée jusqu'à la

## Chapitre 05 : Comportement au cisaillement des mélanges Bentonite-MGR

fin de l'essai à 7mm. Cette variation de contrainte de cisaillement est plus claire pour un échantillon d'argile pure.

Sous une contrainte de 100 kPa, le sol non traité présente initialement une résistance plus élevée jusqu'à 5mm de déplacement horizontal, comparé aux mélanges contenant 5, 10 et 15 % de granulats de caoutchouc. Toutefois, aux alentours de 5 mm, une amélioration de la résistance est constatée pour la teneur de 5%, atteignant une valeur maximale de 90 kPa contre 85 kPa pour le sol non traité. Au-delà de cette teneur, la résistance diminue, comme observé pour les mélanges à 10 et 15 %. Sous des contraintes normales de 200 et 300 kPa, jusqu'à 2mm de déplacement horizontal, le sol non traité affiche une résistance plus élevée par rapport aux mélanges traité. Cependant, au-delà de 2mm, la résistance des sols contenant du caoutchouc de 5, 10 et 15 % dépasse celle du sol témoin. La teneur optimale semble être de 5%, atteignant des résistances maximales de 146 et 195 kPa respectivement pour les contraintes de 200 et 300 kPa. En revanche, pour des teneurs de 10 et 15 %, une diminution de la résistance au cisaillement est observée avec l'augmentation du pourcentage de caoutchouc. Les courbes montrent une augmentation continue de la résistance au cisaillement sans apparition de pic comme illustre [Benessalah el al. \(2018\)](#) pour des échantillons de sable humidifiés.

L'évolution de déplacement vertical des différents mélange Bentonite-Granulats de caoutchouc soumis à des contraintes normales de 100, 200 et 300 kPa sont illustrent dans la figure [V.16](#). Pour les différentes contraintes normales, les échantillons de la bentonite mélangés avec 0%, 5%, 10% et 15% de granulats recyclé présente une phase de contractance. Le déplacement vertical des mélanges contient 10% de granulats recyclé est inférieur aux autres mélanges.

## Chapitre 05 : Comportement au cisaillement des mélanges Bentonite-MGR

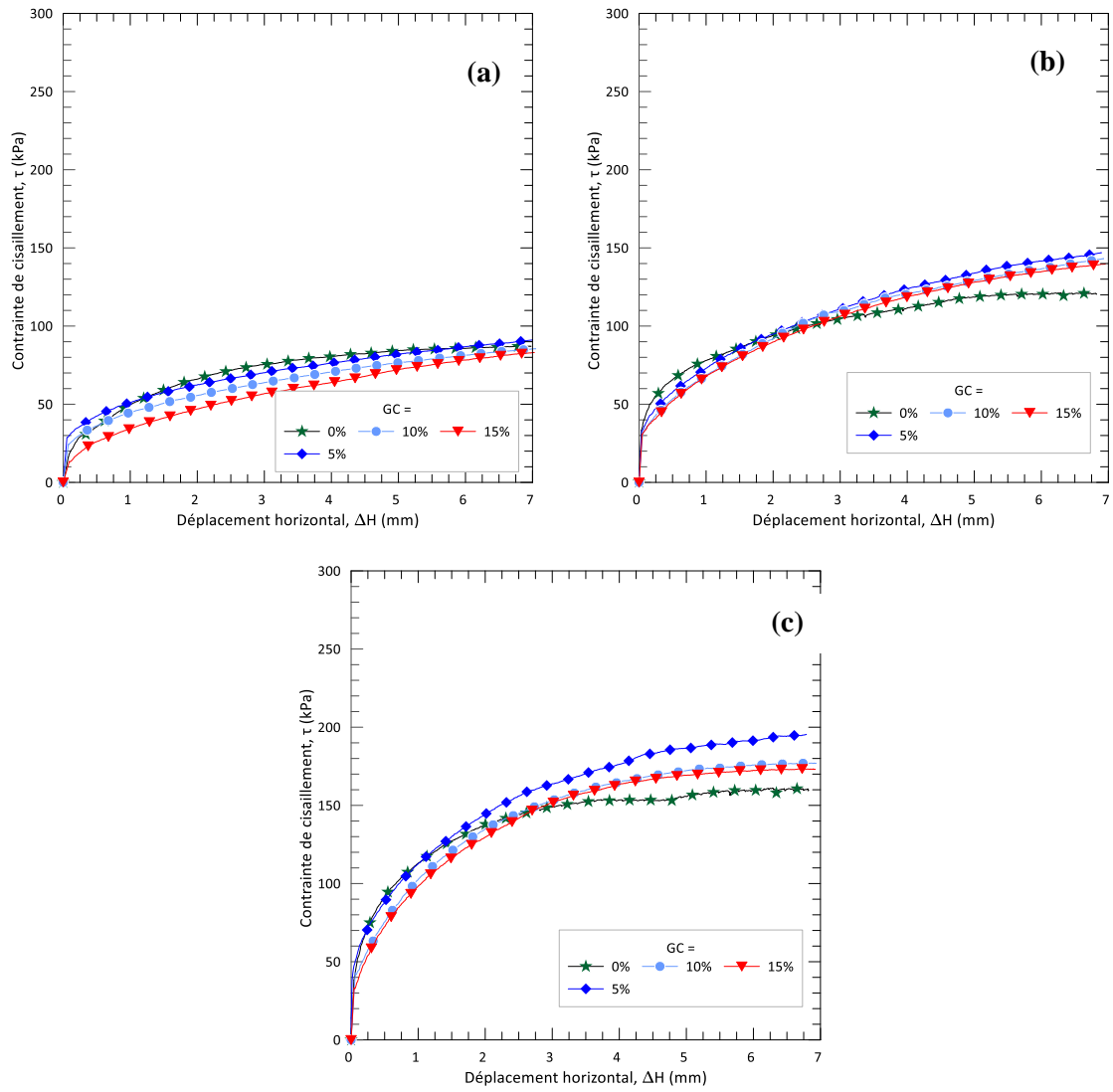


Figure V. 15. Variation de la contrainte de cisaillement pour le mélange Bentonite-GC ( $\rho_{dmax}$ ,  $\omega_{opt}$ ) sous l'effet de : (a)  $\sigma = 100 \text{ kPa}$ ; (b)  $\sigma = 200 \text{ kPa}$ ; (c)  $\sigma = 300 \text{ kPa}$ .

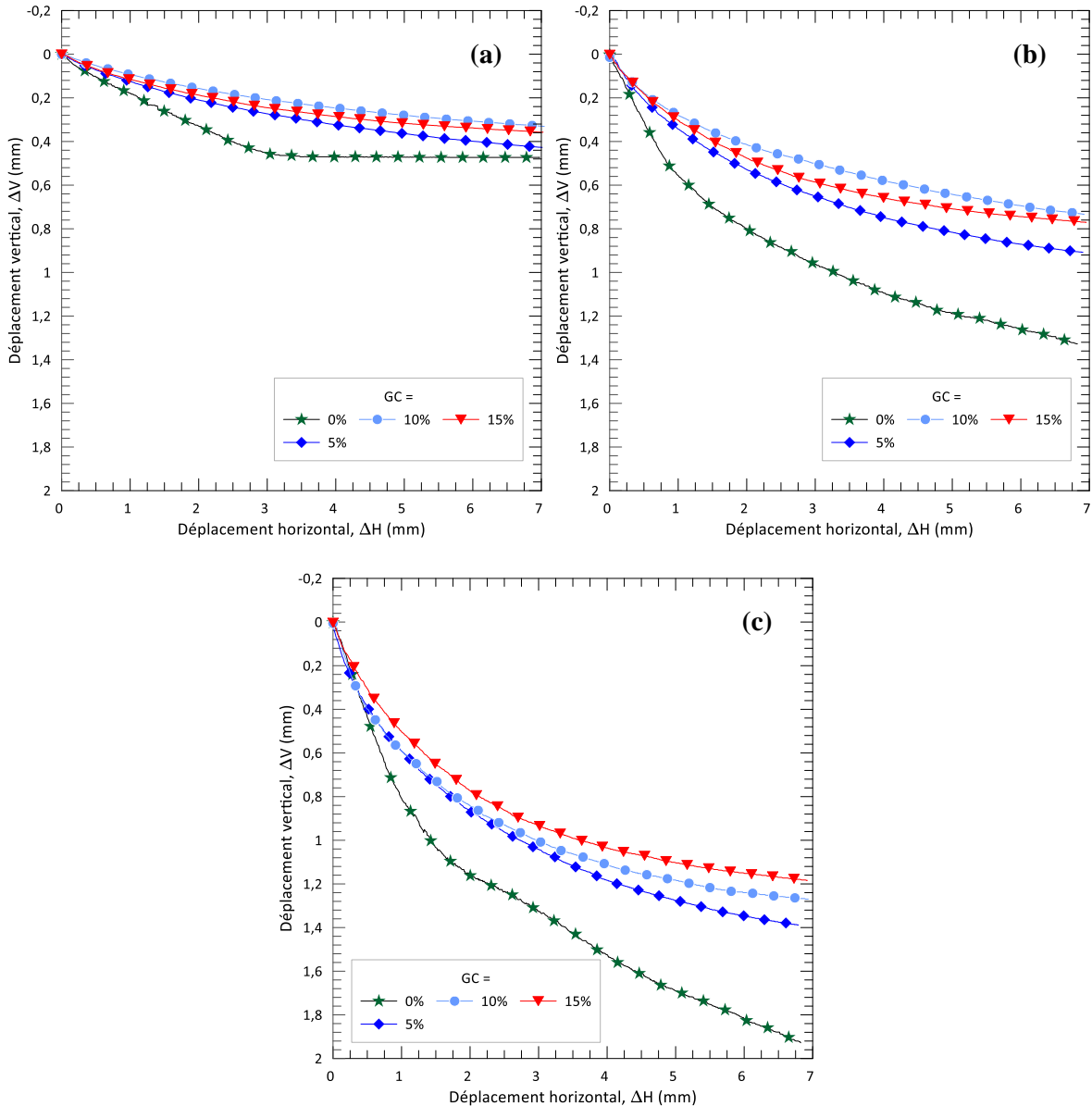


Figure V. 16. Variation de déplacement vertical pour le mélange Bentonite-GC ( $\rho_{dmax}$ ,  $\omega_{opt}$ ) sous l'effet de :  
 (a)  $\sigma = 100kPa$ ; (b)  $\sigma = 200kPa$ ; (c)  $\sigma = 300kPa$ .

**b) sur la résistance au cisaillement maximale et les caractéristiques mécaniques**

La figure V.17 illustre la variation de la résistance au cisaillement en fonction de la teneur en granulats de caoutchouc (GC) mélangés avec de la bentonite sous des contraintes normales de 100, 200 et 300 kPa pour la première méthode de préparation ( $D_r=90\%$ ,  $\omega=5\%$ ), ainsi qu'en fonction de la contrainte normale appliquée. D'après nos résultats, la résistance au cisaillement du sol non traité sous des contraintes normales de 100, 200 et 300 kPa atteint respectivement 77, 129 et 195 kPa. Pour les contraintes de 100 et 300 kPa, la résistance augmente progressivement avec la teneur en grains de caoutchouc, atteignant un maximum de 86.23 et 213.34 kPa à une teneur de 15%, avant de diminuer aux teneurs de 20, 25 et 30%, atteignant respectivement 75.6 et 193.93 kPa à 30%. Sous une contrainte normale de 200 kPa, la résistance augmente légèrement avec l'ajout de caoutchouc jusqu'à une teneur de 20%,

## Chapitre 05 : Comportement au cisaillement des mélanges Bentonite-MGR

atteignant 150.85 kPa, avant de diminuer progressivement pour rejoindre la valeur du sol non traité à 30%.

La figure V.18 illustre la variation des caractéristiques mécaniques. On observe que la cohésion augmente légèrement, atteignant 26 kPa pour une teneur de 20 % en grains de caoutchouc, en comparaison avec le sol non traité qui affiche une cohésion de 15.59kPa. Toutefois, au-delà de 20%, la cohésion diminue progressivement pour atteindre 13.91 et 14.03 kPa aux teneurs de 25 et 30 %, respectivement. Concernant l'angle de frottement, celui du sol non traité est de 30.11°. Il augmente légèrement pour atteindre 32° à une teneur de 15 %, avant de diminuer progressivement pour retrouver la valeur initiale du sol non traité à 30%.

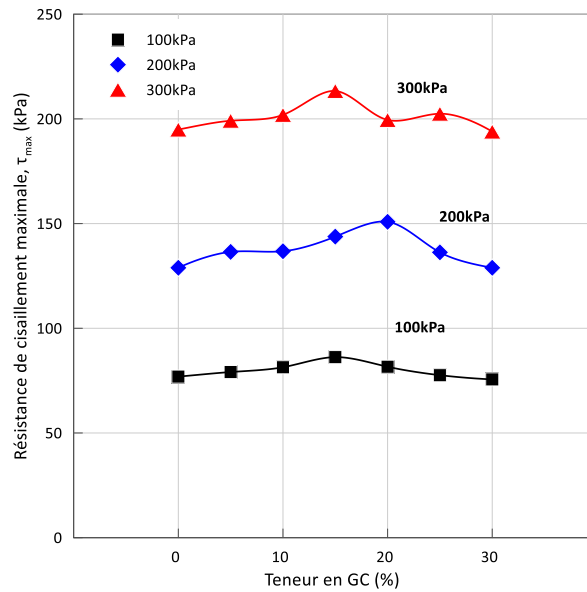


Figure V. 17. Variation de la résistance maximale ( $\tau_{max}$ ) pour le mélange Bentonite-GC ( $D_r=90\%$ ,  $\omega=5\%$ )

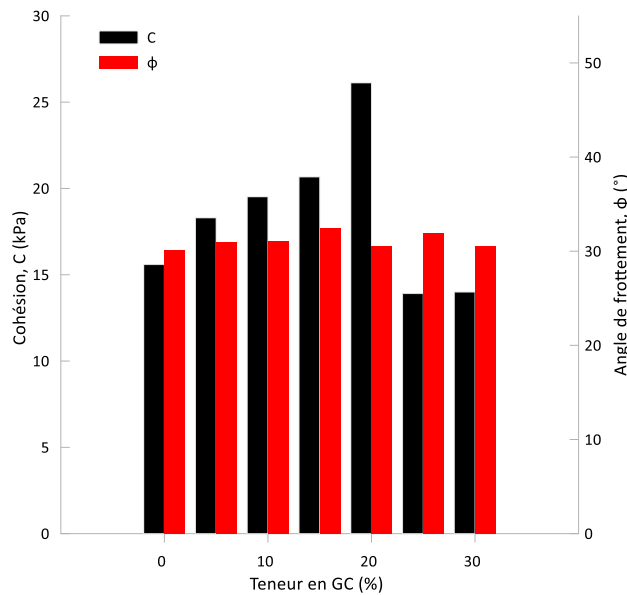


Figure V. 18. Variation des caractéristiques mécaniques pour le mélange Bentonite-GC ( $D_r=90\%$ ,  $\omega=5\%$ )

## Chapitre 05 : Comportement au cisaillement des mélanges Bentonite-MGR

La figure V.19 illustre l'évolution de la résistance au cisaillement obtenue à partir de la deuxième méthode de préparation, en fonction des proportions de granulats de caoutchouc et des contraintes normales appliquées de 100, 200 et 300 kPa. Les résultats montrent une augmentation de la résistance au cisaillement à mesure que la contrainte normale s'accroît. Plus précisément, pour le sol non traité, cette résistance atteint respectivement 87, 121 et 161 kPa sous ces trois niveaux de contrainte. Lorsqu'une teneur de 5% en grains de caoutchouc est ajoutée, la résistance atteint un pic de 91.24, 146.9 et 195.42 kPa. Une amélioration notable est ainsi constatée sous les contraintes de 200 et 300 kPa, tandis que sous 100 kPa, l'augmentation demeure modérée. Cependant, avec des teneurs de 10, 15 %, une diminution progressive de la résistance est observée, atteignant respectivement 83.06, 139.61 et 173.28 kPa pour une teneur de 15 %.

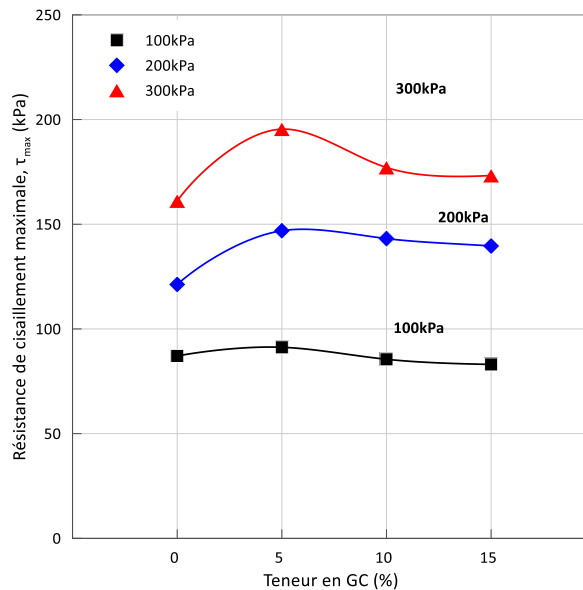


Figure V. 19. Variation de la résistance maximale ( $\tau_{max}$ ) pour le mélange Bentonite-GC ( $\rho_{dmax}$ ,  $\omega_{opt}$ )

La figure V.20 illustre la variation des caractéristiques mécaniques du mélange en fonction de la teneur en grains de caoutchouc. La cohésion du sol non renforcé est initialement de 49 kPa, mais elle diminue progressivement avec l'augmentation de la teneur en caoutchouc, atteignant 41.7 kPa pour une teneur de 15 %. Concernant l'angle de frottement, il est de 20° pour le sol non traité. Il augmente légèrement avec l'ajout de caoutchouc, atteignant un maximum de 27.47° à 5 %, avant de diminuer progressivement pour atteindre 24.22° à une teneur de 15 %. Des tendances similaires ont déjà été rapportées dans la littérature pour les mélanges sol argileux/particule de Caoutchouc sur la variation des caractéristiques mécaniques (Hidalgo Signes et al., (2016) et Cetin et al., (2006)).

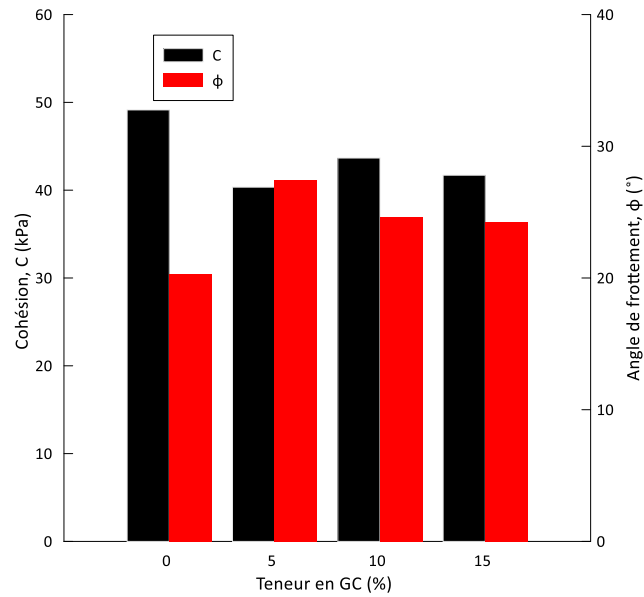


Figure V. 20. Variation des caractéristiques mécaniques pour le mélange Bentonite-GC ( $\rho_{dmax}$ ,  $\omega_{opt}$ )

### V.4. Effet de la méthode de préparation sur la résistance au cisaillement

Pour évaluer l'impact de la méthode de préparation des échantillons sur l'effet de l'incorporation de granulats de béton recyclé dans la bentonite, une analyse comparative des résultats obtenus a été réalisée. Les figures présentées mettent en évidence l'évolution de la contrainte de cisaillement des mélanges bentonite-granulats recyclés en fonction de différents taux d'ajout (10 %, 20 %, 30 % et 40 %). Cette étude repose sur la comparaison de deux approches distinctes de préparation des échantillons, permettant ainsi d'identifier les variations induites par chaque méthode :

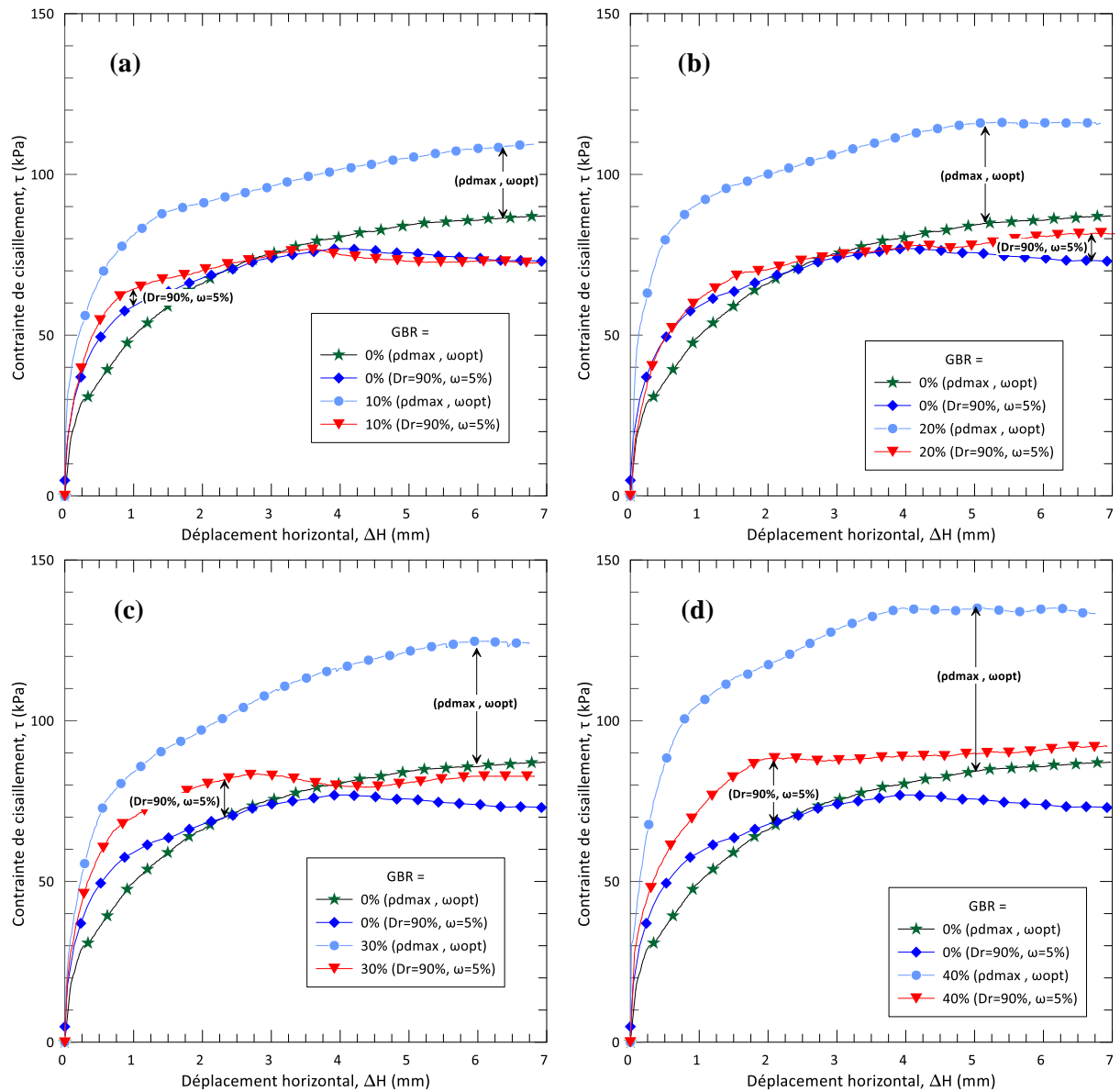
- Une préparation basée sur les caractéristiques de compactage.
- Une préparation avec une densité relative élevée de 90 % et une teneur en eau de 5 %.

L'addition de 10% de GBR à la bentonite ne présente pas une augmentation pour la méthode de ( $Dr=90\%$  et  $\omega=5\%$ ) car la résistance maximale pour un échantillon non traité égale à 76.92kPa après une augmentation dans la teneur la contrainte maximale devient 76.75kPa, donc on peut dire que cette méthode ne montre pas l'effet de l'ajout des granulats recyclé sur le comportement au cisaillement de la bentonite. En revanche une amélioration de résistance très claire pour des échantillons préparés avec les caractéristiques de compactage ( $\rho_{dmax}$  et  $\omega_{opt}$ ), car la résistance augmente de 87.11kPa jusqu'à atteint une valeur de résistance de 109.44kPa (figure V.21.a).

On peut voir que l'ajout des granulats recyclé avec 20% jusqu'à 40% avec les deux méthodes de préparation augmente la résistance au cisaillement de la bentonite. Cette amélioration de résistance est très claire et élevée dans les échantillons préparés avec les caractéristiques de compactage. Par exemple lors de l'ajout de 30% des GBR au bentonite, la résistance augmente avec 8.55% pour la méthode de préparation avec  $Dr=90\%$  et  $\omega=5\%$ , et augmente avec 43.34% par rapport à ça valeur d'un échantillon non traité selon la méthode de

## Chapitre 05 : Comportement au cisaillement des mélanges Bentonite-MGR

préparation avec les caractéristiques de compactage ( $\rho_{dmax}$  et  $\omega_{opt}$ ), une différence de 34.79% est marquée entre les deux méthode de préparation pour l'augmentation de la résistance au cisaillement (figure V.21.c).



**Figure V. 21. L'effet de la méthode de préparation sur la variation de la contrainte de cisaillement sous l'effet d'une contrainte normale de 100kPa pour le mélange Bentonite-GBR : (a), 10 % GBR. (b), 20 % GBR. (c) 30 % GBR. (d), 40 % GBR.**

La figure V.22 présente l'effet de la méthode de préparation pour les mélanges de bentonite-granulats de caoutchouc. On peut clairement voir que, pour les deux méthodes de préparation, l'ajout de granulats de caoutchouc n'entraîne pas d'amélioration significative de la résistance au cisaillement. Pour une teneur de 5, 10 et 15% de GC la résistance au cisaillement montre une légère augmentation par rapport au sol non traité pour des échantillons préparés avec  $Dr = 90\%$  et  $\omega = 5\%$ . Par contre pour des mélanges préparés avec ses caractéristiques de compactage, on peut observer que l'addition des granulats recyclés avec les différents teneurs ne montre aucune amélioration de résistance. On peut expliquer cette observation par la

## Chapitre 05 : Comportement au cisaillement des mélanges Bentonite-MGR

nature hydrophobe du caoutchouc et la teneur en eau élevée de chaque mélange. Par exemple, pour un échantillon contenant 5 % de granulats recyclés, sa teneur en eau optimale pour la préparation est de 22,9 %. Cette valeur élevée de teneur en eau permet à l'eau de se répartir uniformément dans tout le mélange, ce qui entraîne une diminution de la résistance de la bentonite.

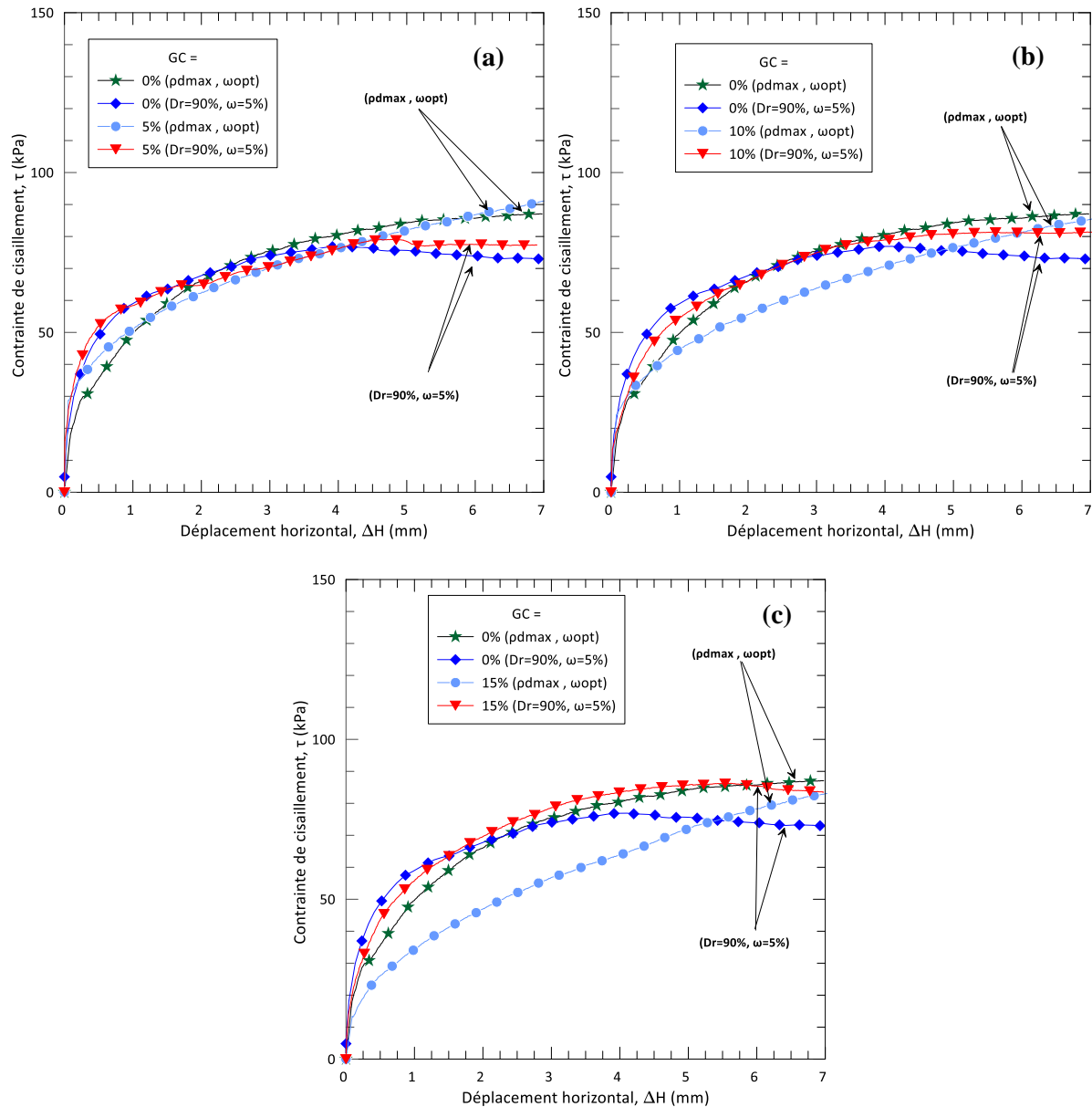


Figure V. 22. L'effet de la méthode de préparation sur la variation de la contrainte de cisaillement sous l'effet d'une contrainte normale de 100kPa pour le mélange Bentonite-GC : (a), 5%GC. (b), 10%GC. (c) 15%GC.

### V.5. Effets des matériaux granulaires recyclés sur la résistance à la compression non confiné

La figure V.23 illustre la variation de la contrainte axiale en fonction de la déformation axiale pour 7, 14 ET 28 jours de durcissement des différents mélanges étudiés. La contrainte axiale augmente jusqu'à se atteint son pic puis diminuer pour les différents mélanges. Pour 28 jours

## Chapitre 05 : Comportement au cisaillement des mélanges Bentonite-MGR

de séchage, La contrainte axiale maximale pour la bentonite pur est égale à 4041.7kPa, après l'ajout des granulats de sable recyclé avec une teneur de 10% la contrainte axiale augmente avec 28.6% de la valeur initial de la bentonite d'une manière très significative jusqu'à obtenir une valeur de 5197.7kPa. Pour un contenu de 20%, 30% et 40% des granulats recyclé la contrainte axiale diminue par rapport à la bentonite seule. En générale, on peut observer que la déformation axiale qui correspond à la contrainte maximale (UCS) diminue avec l'augmentation du pourcentage de granulats de béton recyclé.

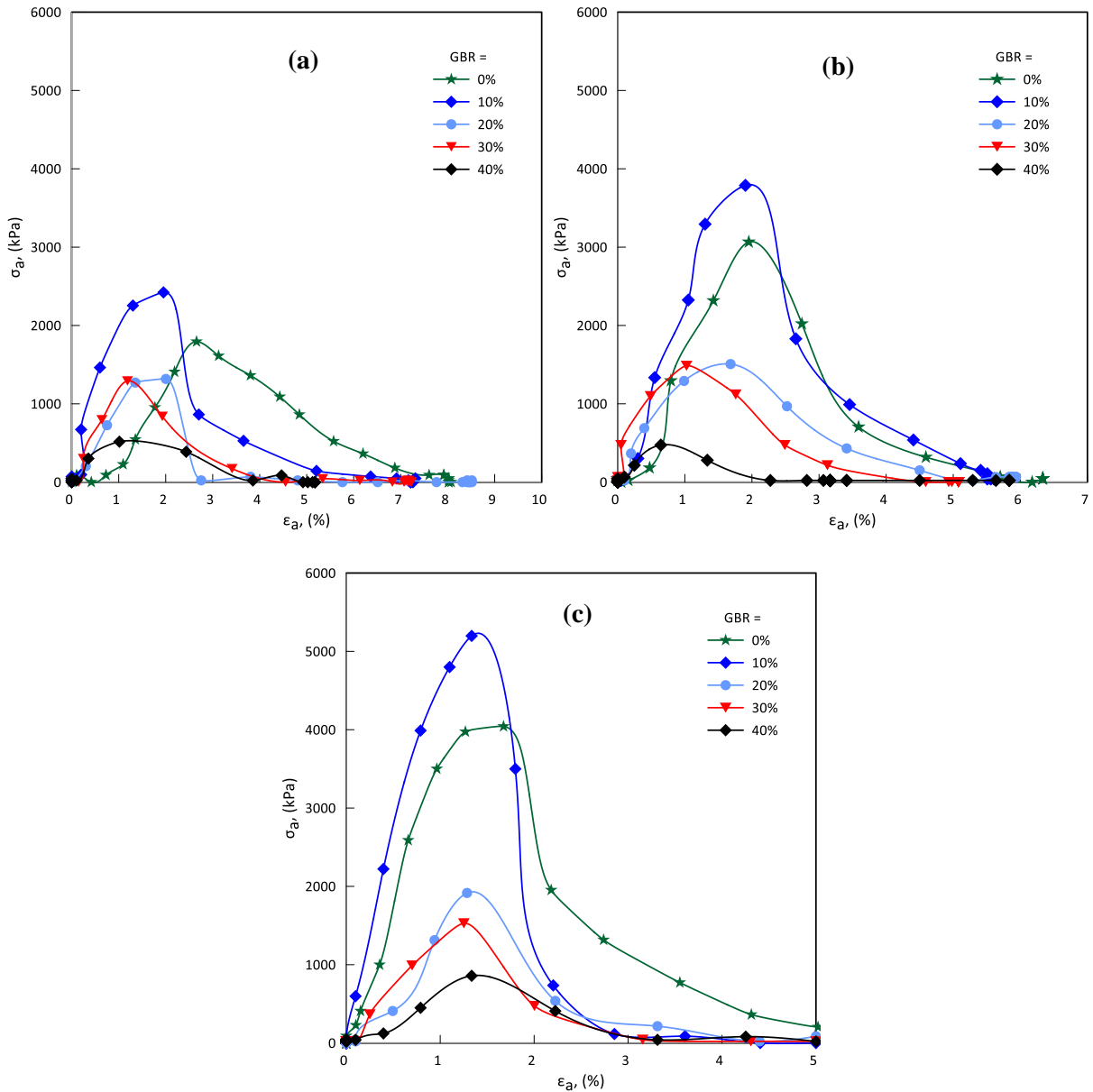


Figure V. 23. Variation de la contrainte axiale en fonction de la déformation axiale : (a). temps = 07 jrs, (b). temps = 14 jrs, (c). temps = 28 jrs.

La variation de la contrainte maximale (UCS) en fonction des trois temps de durcissement est présentée dans la figure V.24. Plus le nombre des jours augmente plus la contrainte devient supérieure pour tous les mélanges. Pour les différents temps de durcissement, l'addition de 10% des granulats de béton recyclé améliore la valeur maximale à la compression non

## Chapitre 05 : Comportement au cisaillement des mélanges Bentonite-MGR

confiné, au-delà de cette teneur la contrainte ré-diminue et présente des valeurs inférieures à celle de l'argile pure. Des tendances presque identiques ont déjà été rapportées dans la littérature concernant des mélanges argile-granulats de béton recyclé (Kianimehr et al. 2019 et Ma et al. 2022). Cette augmentation de la résistance à la compression est accompagnée avec une augmentation de la du module élastiques qui conduit à une amélioration de la rigidité (Yu et al., (2024)).

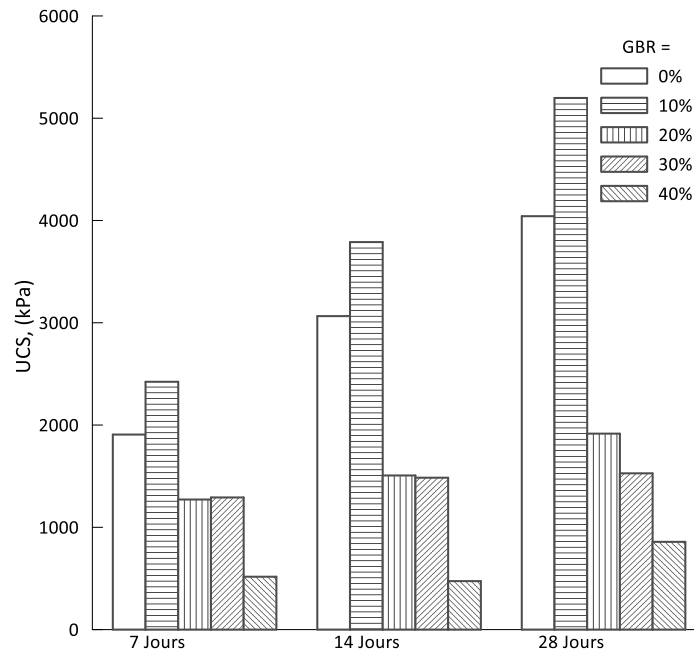


Figure V. 24. Variation de la résistance maximale à la compression non confinée (UCS) en fonction des trois temps de durcissement.








Le tableau V.1 illustre les différents modes de déformation et de rupture des matériaux sous contrainte, allant d'un comportement fragile à un comportement ductile. Les modes A, B et C décrivent des ruptures fragiles caractérisées par des fractures verticales, en plaques ou inclinées. Le mode D représente une transition entre la rupture fragile et la rupture ductile, marquée par des plans de cisaillement. Les modes E, F et G illustrent des déformations ductiles avec un écoulement plastique. Ce classement est basé sur les travaux de Hatibu et Hettiaratchi (1993) ainsi que de Liu et al. (2020) et cité par Megrouse et al. (2025).

La figure V.25 présente des photographies d'échantillons de bentonite contenant différentes proportions de granulats de béton recyclé, soumis à un essai de compression non confinée. L'observation des déformations et des fissures dans un échantillon de bentonite pure met en évidence une rupture de **type D**, caractérisée par la formation de plans de cisaillement ou de lignes de faille qui se propagent au sein de l'échantillon (figure V.25.a). En revanche, pour un échantillon incorporant 10 % de granulats de béton recyclé, un comportement plus ductile est observé, accompagné de déformations localisées. Ce mode de rupture se rapproche du **type E** (figure V.25.b). Concernant les échantillons contenant 20 %, 30 % et 40 % de granulats recyclés, un comportement fragile est constaté, avec l'apparition de fractures inclinées au sein de l'échantillon, correspondant au **mode de rupture C** (figure V.25.c, V.25.d et V.25.e). Ces observations indiquent clairement que l'ajout de 10 % de granulats de béton recyclé dans la

## Chapitre 05 : Comportement au cisaillement des mélanges Bentonite-MGR

matrice argileuse améliore la ductilité des échantillons, tandis qu'une teneur plus élevée tend à favoriser un comportement plus fragile.

*Tableau V. 1. Présentation schématique des sept modes de déformation avec leurs descriptions (Megrouse et al., 2025)*

Symbols	Mode	Description	References
A		Brittle behavior: brittle-columnar failure, characterized by vertical fractures extending through the specimen.	Hatibu et al. (1993) and (Liu et al. 2020).
B		Brittle behavior: slabbing, where horizontal layers of the specimen shear off.	
C		Brittle behavior: faulting, with inclined fractures forming within the specimen.	
D		Cataclastic or shear faulting: marks a transition from brittle to ductile behavior. Typically involves the development of shearing planes or fault lines within the specimen.	
E		Ductile-faulting or flowing behavior: with localized necking and deformation, resembling a necking failure in tension.	
F		Ductile-faulting or flowing behavior: more extensive ductile failure, with significant plastic deformation and necking observed throughout the specimen.	
G		Ductile-faulting or flowing behavior: where the specimen undergoes extensive plastic deformation and flow without a distinct failure plane.	

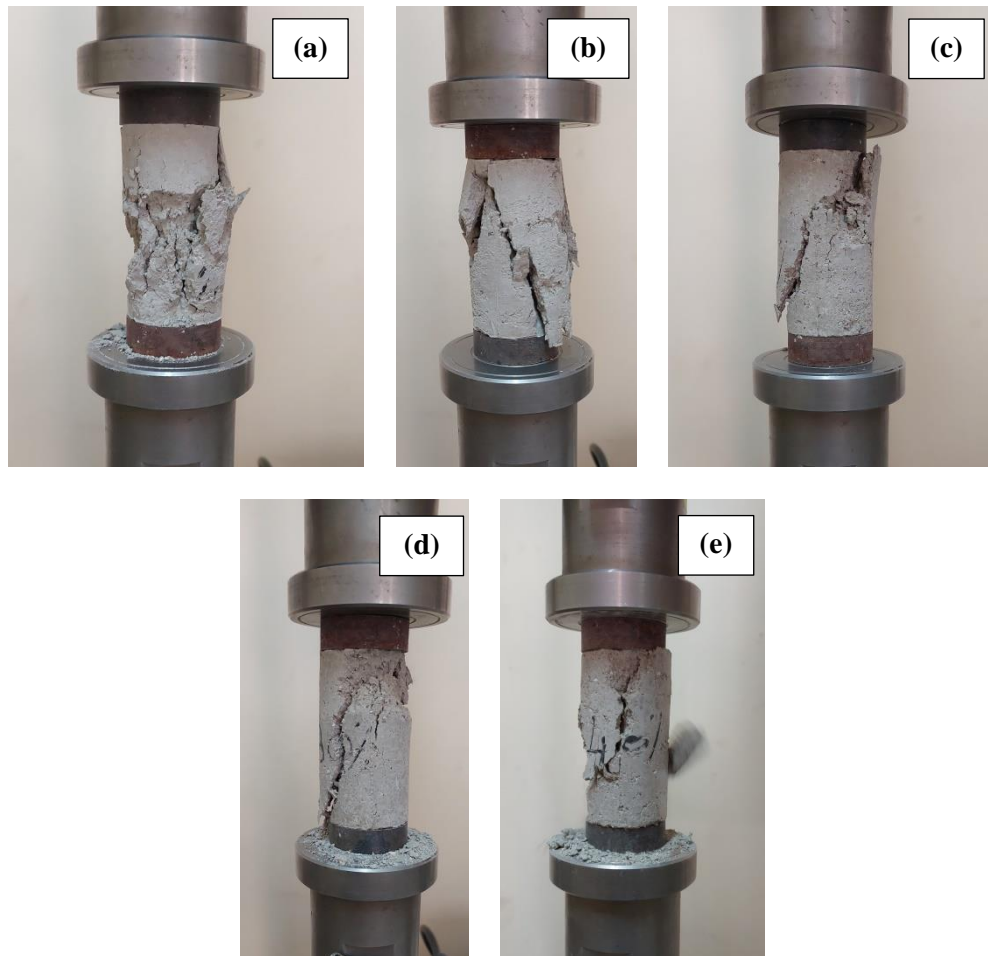


Figure V. 25. Photographies des échantillons des mélanges de Bentonite-GBR

## V.6. Conclusion

Ce chapitre propose une analyse détaillée des résultats expérimentaux issus des essais de compactage, de cisaillement direct et de compression non confinée, réalisés sur des mélanges de bentonite contenant divers granulats recyclés, notamment des granulats de béton recyclé (GBR) et des granulats de caoutchouc (GC). L'interprétation des données obtenues à partir de ces tests permet d'identifier les conclusions suivantes :

- Les essais de compactage ont mis en évidence l'influence significative de l'ajout de GBR et de GC sur la densité sèche maximale et l'humidité optimale des mélanges. L'incorporation de GBR tend à accroître la densité sèche maximale en raison de sa structure granulaire, tandis que l'ajout de GC la réduit en raison de sa faible masse volumique et de sa nature élastique.
- De manière générale, la teneur en eau optimale de la bentonite diminue avec l'ajout de granulats recyclés. Cette baisse est particulièrement significative dans les mélanges de bentonite contenant des granulats de béton recyclé.
- Quelle que soit la méthode de préparation des échantillons pour l'essai de cisaillement direct, l'ajout de granulats de béton recyclé entraîne une amélioration de la résistance au cisaillement des mélanges. De plus, l'incorporation de ces matériaux recyclés réduit

## Chapitre 05 : Comportement au cisaillement des mélanges Bentonite-MGR

le caractère contractant du sol argileux. Cette amélioration de la résistance au cisaillement est particulièrement significative dans les mélanges préparés en tenant compte des caractéristiques de compactage.

- Une amélioration de l'angle de frottement a été constatée pour les échantillons de bentonite incorporant des granulats de béton recyclé et préparés avec ( $D_r=90\%$ ,  $\omega=5\%$ ), cette progression étant proportionnelle à l'augmentation de la quantité de matériau recyclé. En revanche, la cohésion augmente légèrement avec une teneur de 10% puis commence à diminuer. Pour les échantillons préparés avec ( $\rho_{dmax}$ ,  $\omega_{opt}$ ) . les caractéristiques mécaniques à savoir la cohésion interne augmente avec l'addition des granulats de béton recyclé dans les mélanges jusqu'à une teneur de 20%, au-delà de cette teneur la cohésion diminue. La variation de l'angle de frottement présente une évolution.
- Les échantillons de la bentonite traitée avec des granulats de caoutchouc présente une légère amélioration de la résistance au cisaillement jusqu'à un seuil de 15% et 5% de matériau recyclé pour des échantillons préparé avec ( $D_r=90\%$ ,  $\omega=5\%$ ) et ( $\rho_{dmax}$ ,  $\omega_{opt}$ ), respectivement. l'ajout des granulats de caoutchouc avec 10% diminue le caractère contractant de la bentonite. Concernant les caractéristiques mécaniques des échantillons préparés avec ( $D_r=90\%$ ,  $\omega=5\%$ ), une légère augmentation de la cohésion et de l'angle de frottement jusqu'à une teneur de 20%, et 15%, respectivement. En revanche pour les mélanges préparés avec ( $\rho_{dmax}$ ,  $\omega_{opt}$ ), l'ajout des granulats recyclé de type de caoutchouc ne montre aucune amélioration des caractéristiques mécaniques.
- Concernant les essais de compression non confinée, les résultats ont montré une transition entre un comportement fragile et un comportement plus ductile en fonction du pourcentage de granulats recyclés. Un ajout modéré de GBR (environ 10 %) a amélioré la ductilité des échantillons, tandis que des proportions plus élevées ont conduit à un comportement plus fragile.

## **Conclusion générale et perspectives**

## Conclusion générale

Ce travail a été réalisé afin d'étudier l'effet de l'introduction de matériaux granulaires recyclés sur l'amélioration du comportement géotechnique d'un sol fin expansif. Avant cette étape, une étude expérimentale a été menée sur des mélanges de sol fin avec des granulats naturels afin de mieux comprendre l'impact d'un matériau granulaire sur les propriétés de ce type de sol. Le programme d'essais préconisé comprend une étude expérimentale basée sur des essais œdométriques réalisés sur différents mélanges de sol fin expansif avec des matériaux granulaires, qu'ils soient naturels ou recyclés. L'objectif est de déterminer l'influence de ces matériaux sur les paramètres mécaniques des mélanges et, en particulier, d'évaluer leur effet sur la déformation. Une autre série d'essais de cisaillement a également été réalisée afin d'analyser l'impact des matériaux granulaires sur la résistance au cisaillement et le comportement de la bentonite. Ce travail expérimental nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

- Les essais œdométriques pour les mélanges Bentonite-Sable ont mis en évidence l'influence de l'ajout de sable, qu'il soit de Chlef ou normalisé, sur la compressibilité des mélanges. L'incorporation de sable, dans des proportions de 10 à 30 %, entraîne une réduction significative des indices de compression ( $C_c$ ) et de gonflement ( $C_s$ ) de la bentonite, avec un impact plus marqué dans les mélanges contenant du sable normalisé. L'ajout de fines modifie progressivement le comportement compressible du matériau, jusqu'à un seuil critique au-delà duquel le sol passe d'un état sableux à un état plus cohésif, influençant ainsi sa réponse aux sollicitations. De plus, l'incorporation de granulats de sable normalisé, dans des proportions variant de 10 % à 50 %, améliore la résistance au cisaillement et augmente l'angle de frottement, tandis que dans les mélanges bentonite-sable de Chlef, cette amélioration demeure limitée pour des teneurs de 10 % et 20 %, bien qu'une légère augmentation de la résistance soit observée à partir de 30 % de sable de Chlef. Dans l'ensemble, une augmentation de la teneur en granulats contribue à réduire le caractère contractant de la bentonite.
- L'analyse comparative des mécanismes de déformation entre les essais œdométriques et les essais de cisaillement direct révèle des différences significatives. Dans les essais de cisaillement, les tassements diminuent jusqu'à une teneur de 20 % en bentonite, tandis que dans les essais œdométriques, tant les tassements que les gonflements augmentent pour tous les échantillons contenant de la bentonite. Ces résultats mettent en évidence l'influence du mode de chargement initial sur le comportement global du sol, les variations de déformation étant fortement dépendantes du type d'essai appliqué.
- étude du comportement unidimensionnel des mélanges bentonite-GBR à l'aide de l'appareil œdométrique a permis de conclure que l'ajout de 5 % à 30 % de granulats de béton recyclé (GBR), par incréments de 5 %, améliore la compressibilité et réduit le gonflement. Cet ajout diminue également la consolidation, accompagnée d'une baisse du taux de fluage de la bentonite. Par ailleurs, les GBR influencent significativement le coefficient de perméabilité, facilitant ainsi le passage de l'eau à

travers le matériau. Cela entraîne une réduction de la teneur en eau résiduelle dans l'échantillon, limitant ainsi l'impact de l'eau sur le sol expansif et améliorant son comportement géotechnique.

- Pour les mélanges de bentonite traités avec des granulats de caoutchouc, aucune amélioration significative du comportement unidimensionnel n'a été observée. L'ajout de granulats de caoutchouc, dans des proportions variant de 5 % à 35 % par paliers de 5 %, réduit l'indice de compressibilité sans réellement améliorer la performance mécanique. En revanche, ces granulats augmentent la capacité de gonflement du mélange. Concernant le comportement hydraulique, la présence de granulats de caoutchouc n'a pas d'impact notable, si ce n'est une augmentation de la teneur en eau des échantillons.
- Les essais de compactage ont mis en évidence l'influence de l'ajout de granulats de béton recyclé (GBR) et de granulats de caoutchouc (GC) sur la densité sèche maximale et l'humidité optimale des mélanges. De manière générale, l'humidité optimale de la bentonite diminue avec l'incorporation de granulats recyclés, cette diminution étant plus marquée dans les mélanges contenant du GBR. L'étude de la résistance au cisaillement révèle une amélioration significative avec l'ajout de GBR, accompagnée d'une réduction du caractère contractant du sol argileux, particulièrement lorsque les mélanges sont compactés selon des paramètres optimisés. Une augmentation de l'angle de frottement est observée pour les échantillons préparés avec ( $D_r = 90 \%$ ,  $\omega = 5 \%$ ), cette amélioration étant proportionnelle à la teneur en GBR. En revanche, la cohésion suit une évolution différente : elle augmente jusqu'à 10 % de GBR avant de diminuer, ou jusqu'à 20 % pour les échantillons compactés selon ( $\gamma_{dmax}$ ,  $\omega_{opt}$ ).
- Concernant l'incorporation de GC, une amélioration modérée de la résistance au cisaillement est constatée jusqu'à des seuils de 15 % et 5 % pour les échantillons préparés respectivement avec ( $D_r=90 \%$ ,  $\omega=5 \%$ ) et ( $\gamma_{dmax}$ ,  $\omega_{opt}$ ), tandis qu'une teneur de 10 % en GC permet de réduire le caractère contractant de la bentonite. Une légère augmentation de la cohésion et de l'angle de frottement est observée pour les échantillons compactés avec ( $D_r=90 \%$ ,  $\omega=5 \%$ ) jusqu'à des seuils respectifs de 20 % et 15 %, alors que ceux compactés selon ( $\gamma_{dmax}$ ,  $\omega_{opt}$ ) ne présentent aucune amélioration mécanique avec l'ajout de GC.
- Enfin, les essais de compression non confinée révèlent une transition progressive du comportement fragile vers un comportement plus ductile en fonction du taux de granulats recyclés, un ajout modéré de GBR (=10 %) favorisant la ductilité des échantillons, tandis que des proportions plus élevées induisent un comportement plus fragile.
- Comparativement aux autres matériaux utilisés dans cette recherche, notamment le sable de Chlef, le sable normalisé et les granulats de caoutchouc, les granulats de béton recyclé offrent une amélioration significative du comportement en termes de compressibilité et de gonflement. Leur utilisation présente plusieurs avantages : ils contribuent à améliorer les propriétés mécaniques et hydrauliques du sol fin étudié, le rendant moins sensible à l'eau. De plus, sur le plan environnemental, leur abondance

permet de limiter l'exploitation des granulats naturels, comme le sable de Chlef. Enfin, ils sont faciles à recycler et plus économiques que d'autres additifs, tels que le sable normalisé.

### **Recommandations et Perspectives**

Le traitement des sols fins expansifs par l'introduction de matériaux granulaires recyclés (MGR) constitue une solution prometteuse pour améliorer leur stabilité et réduire leur déformabilité. À cet effet, les travaux suivants pourraient être menés pour approfondir cette approche :

**Étude de l'influence de la taille des MGR :** Compléter les essais œdométriques et de cisaillement en testant différentes granulométries de MGR ; Afin d'analyser l'impact de la taille des particules sur la compacité, la perméabilité et la résistance mécanique des mélanges.

**Exploration d'autres types de matériaux recyclés :** Étudier l'effet de l'ajout de divers déchets recyclés (brique concassée, verre broyé, plastique, etc.) et comparer leurs performances avec celles des granulats naturels et recyclés déjà testés.

**Réalisation d'essais triaxiaux :** Effectuer des essais triaxiaux drainés sur des échantillons de sol fin traités aux MGR, pour vérifier la stabilité et le comportement mécanique sous différentes contraintes de charge.

**Modélisation numérique du comportement des mélanges :** Développer un modèle de prédiction basé sur les résultats expérimentaux et simuler le comportement du sol traité à l'aide des modèles de calcul existants dans la littérature. Comparer les prédictions numériques avec les résultats des essais en laboratoire.

Ces investigations permettront d'optimiser l'utilisation des MGR pour améliorer les propriétés géotechniques des sols fins expansifs et favoriser leur emploi dans les projets de construction et d'aménagement.

## Références

- Ahmed, S. T., Kabir, M. U., Zahid, C. Z. B., Tareque, T., & Mirmotalebi, S. (2024). *Improvement of subgrade California Bearing Ratio (CBR) using recycled concrete aggregate and fly ash*. *Hybrid Advances*, 5, 100153.
- Al-Baidhani, A. F., & Al-Taie, A. J. (2020). *Recycled crushed ceramic rubble for improving highly expansive soil*. *Transportation Infrastructure Geotechnology*, 7(3), 426-444.
- Al-Bared, M. A. M., Harahap, I. S. H., & Marto, A. (2018). *Sustainable strength improvement of soft clay stabilized with two sizes of recycled additive*. *GEOMATE Journal*, 15(51), 39-46.
- Al-Rawas, A. A., Hago, A. W., & Al-Sarmi, H. (2005). *Effect of lime, cement and Sarooj (artificial pozzolan) on the swelling potential of an expansive soil from Oman*. *Building and Environment*, 40(5), 681-687.
- Amakye, S. Y., & Abbey, S. J. (2021). *Understanding the performance of expansive subgrade materials treated with non-traditional stabilisers: A review*. *Cleaner Engineering and Technology*, 4, 100159.
- Aouali, N., Benessalah, I., Arab, A., Ali, B., & Abed, M. (2019). *Shear strength response of fibre reinforced Chlef (Algeria) silty sand: laboratory study*. *Geotechnical and Geological Engineering*, 37(2), 1047-1057.
- Arab, A. (2009). *Comportement monotone et cyclique d'un sable limoneux*. *Comptes Rendus Mécanique*, 337(8), 621-631.
- Asad, A., Kar, S., Ahmeduzzaman, M., & Hassan, M. (2013). *Suitability of bentonite clay: an analytical approach*. *International Journal of Earth Science*, 2(3), 88-95.
- Asuri, S., & Keshavamurthy, P. (2016). *Expansive soil characterisation: an appraisal*. *INAE letters*, 1, 29-33.
- Ayeb, M., Benechebli, M., & Ayeb, Y. (2017). *Nouvelle approche d'analyse de la consolidation unidimensionnelle des sols argileux*. *Revue Française de Géotechnique*, (153), 2.
- Aytekin, B., & Mardani-Aghabaglou, A. (2022). *Sustainable Materials: A Review of Recycled Concrete Aggregate Utilization as Pavement Material*. *Transportation Research Record*, 2676(3), 468-491.
- Azam, A. M., & Cameron, D. A. (2013). *Geotechnical properties of blends of recycled clay masonry and recycled concrete aggregates in unbound pavement construction*. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 25(6), 788-798.
- Babahoum, N., & Ould Hamou, M. (2021). *Characterization and purification of Algerian natural bentonite for pharmaceutical and cosmetic applications*. *BMC chemistry*, 15, 1-11.
- Basha, A., khalifa, F., & Fayed, S. (2023). *Experimental Study on Effect of Recycled Reinforced Concrete Waste on Mechanical Properties and Structural behaviour of the Sandy Soil*. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 17(1), 52.
- Bayat, M., Bayat, E., Aminpour, H., & Salarpour, A. (2014). *Shear strength and pore-water pressure characteristics of sandy soil mixed with plastic fine*. *Arabian journal of geosciences*, 7(3), 1049-1057.

- Bekhiti, M., Ghrieb, A., & Smaida, A. (2021). Influence of worn tire rubber fibres on the swelling potential and pressure of clay soils. *Materials Today: Proceedings*, 45, 5225-5230.
- Belkhatir, M., Arab, A., Della, N., Missoum, H., & Schanz, T. (2010). Liquefaction resistance of Chlef river silty sand: effect of low plastic fines and other parameters. *Acta Polytechnica Hungarica*, 7(2), 119-137.
- Benhamou Y., Ameur M., Mekerta B., Kazi-Aoual F., Semcha A., & Sadok A. (2015). *Pathologie des sols dans la région de Saida. 3e colloque international sur les sols non saturés, UNSAT Batna, Algérie.*
- Benessalah, I., Arab, A., Villard, P., Merabet, K., & Bouferra, R. (2016). Shear strength response of a geotextile-reinforced Chlef sand: a laboratory study. *Geotechnical and Geological Engineering*, 34, 1775-1790.
- Benessalah, I.; Arab, A.; Sadek, M.; Bouferra, R.: Laboratory study on the compressibility of sand–rubber mixtures under one dimensional consolidation loading conditions. *Granul. Matter* 21(1), 7 (2019)
- Benessalah, I., Arab, A., & Meziane, E. H. (2021). Intergranular void ratio and undrained monotonic behavior of Chlef sand containing low plastic fines. *Acta Mechanica*, 232(4), 1621-1640.
- Benessalah, I., Sadek, M., Villard, P., & Arab, A. (2022). Undrained triaxial compression tests on three-dimensional reinforced sand: effect of the geocell height. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 26(5), 1694-1705.
- Bose, B. (2012). Geo engineering properties of expansive soil stabilized with fly ash. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 17(1), 1339-1353.
- Boudlal, O.; Melbouci, B.; Khattaoui, M.; Pantet, A.: Etude de la stabilité des massifs sable-argile de la grande Kabylie (ALGERIE), *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur, JNGG (2014)*
- Boudlal, O., Djemai, M., Hamza, A., & Khattaoui, M. (2017). Valorisation de nouveaux matériaux naturels et recyclés dans la construction routière en Algérie. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 76, 523-535.
- Bounouara, Z., Malab, S., Mekerta, B., Benaissa, A., & Bourokba, S. A. (2020). Treatment of dredged sediments of bouhanifia dam for their valorization in passive barrier of landfill. *Geotechnical and Geological Engineering*, 38(4), 3997-4011.
- Bouri, D., Krim, A., Brahim, A., & Arab, A. (2020). Shear strength of compacted Chlef sand: effect of water content, fines content and others parameters. *Studia geotechnica et mechanica*, 42(1).
- Boutouba, K., Benessalah, I., Arab, A., & Henni, A. D. (2019). Shear strength enhancement of cemented reinforced sand: role of cement content on the macro-mechanical behavior. *Studia Geotechnica et Mechanica*, 41(4).
- Bultel, F. (2001). *Prise en compte du gonflement des terrains dans le dimensionnement des revêtements des tunnels (Doctoral dissertation, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées).*
- Cetin, H., Fener, M., & Gunaydin, O. (2006). Geotechnical properties of tire-cohesive clayey soil mixtures as a fill material. *Engineering Geology*, 88, 110–120.

- Chemmam, M., Arab, A., Belkhatir, M., & Bouferra, R. (2016). Behavior of loose silty sand of Chlef River: effect of low plastic fine contents and other parameters. *Marine Georesources & Geotechnology*, 34(4), 384-394.
- Chen, F.H. (1988). *Foundations on Expansive Soils*, Elsevier, New York.
- Chen, F. H. (2012). *Foundations on expansive soils (Vol. 12)*. Elsevier.
- Chrétien, M., Fabre, R., Denis, A., & Marache, A. (2007). Recherche des paramètres d'identification géotechnique optimaux pour une classification des sols sensibles au retrait-gonflement. *Revue française de géotechnique*, (120-121), 91-106.
- Cinar, M. (2024). Utilization of Earthquake Demolition Wastes and Afşin–Elbistan Fly Ash for Soil Improvement after the Kahramanmaraş Earthquake (6 February 2023). *Sustainability*, 16, 538.
- Dafalla, M., & Shamrani, M. (2011). Road damage due to expansive soils: survey of the phenomenon and measures for improvement. In *Proceedings of the Design, Construction, Rehabilitation, and Maintenance of Bridges*, 73–80.
- Daïch, E. (2024). Reconstruction de courbes granulométriques à partir d'un scanner à plat. *Academic Journal of Civil Engineering*, 42(1), 263-274.
- Dakshanamurthy, V., & Raman, V. (1973). A simple method of identifying an expansive soil. *Soils and foundations*, 13(1), 97-104.
- De Gennaro, R., Cappelletti, P., Cerri, G., de'Gennaro, M., Dondi, M., & Langella, A. (2005). Neapolitan Yellow Tuff as raw material for lightweight aggregates in lightweight structural concrete production. *Applied Clay Science*, 28(1-4), 309-319.
- Debieche, M., & Kaoua, F. (2019). Experimental study of the hydraulic performance of a soil reconstituted in a compact state (sand-bentonite). *Algérie Équipement*, (60), 13-24.
- Della, N., Arab, A., Belkhatir, M., & Missoum, H. (2009). Identification of the behavior of the Chlef sand to static liquefaction. *Comptes rendus. Mécanique*, 337(5), 282-290.
- Della, N., Arab, A., & Belkhatir, M. (2011). Static liquefaction of sandy soil: an experimental investigation into the effects of saturation and initial state. *Acta mechanica*, 218(1-2), 175-186.
- Denine, S., Della, N., Benziane, M. M., & Feia, S. (2022). Influence of sample preparation method on static liquefaction behaviour of geotextile reinforced sandy soil. *SN Applied Sciences*, 4(12), 322.
- Derrich, Z., Iguechtal, L., & Tas, M. (1999). Comportement des ouvrages dans les argiles expansives d'In-Aménas. *Revue française de géotechnique*, 89, 55-65.
- Dewanda, H., Jaiswal, P., & Reddy, S. (2023). Use of recycled concrete aggregates in stabilization of black cotton soil. *Sustainability, Agri, Food and Environmental*.
- DRISS, A. E. A. (2022). *Etude des propriétés physico-mécaniques des sols fins argileux améliorés par des ajouts minéraux (Doctoral dissertation, Université de Chlef)*.

Edil, T. B. and P. J. Bosscher (1994). "Engineering properties of tire chips and soil mixtures." *Geotechnical testing journal* 17(4): 453-464.

Elarabi, H. (2012). *Damage mechanism of expansive soils.*

Elhakim, A. F., Mohammed, M. J., & Elkhoully, M. A. (2022). *Improvement of expansive soil using granulated scrap tires. Innovative Infrastructure Solutions, 7, 1-11.*

Elkady, T. Y., Shaker, A. A., & Dhowain, A. W. (2015). *Shear strengths and volume changes of sand–attapulgite clay mixtures. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 74, 595-609.*

Eslami, A., Akbarimehr, D., Rahai, A., & Karakouzian, M. (2024). *Investigation of constitutive properties of high plasticity clay soils mixed with crushed rubber tire waste. Heliyon, 10(5).*

Farooq, K., ur Rehman, Z., Shahzadi, M., Mujtaba, H., & Khalid, U. (2023). *Optimization of sand-bentonite mixture for the stable engineered barriers using desirability optimization methodology: A macro-micro-evaluation. KSCE Journal of Civil Engineering, 27(1), 40-52.*

Ferdous, W.; Manalo, A.; Siddique, R.; Mendis, P.; Zhuge, Y.; Wong, H.S.; Lokuge, W.; Aravinthan, T.; Schubel, P. *Recycling of landfill wastes (tyres, plastics and glass) in construction—A review on global waste generation, performance, application and future opportunities. Resour. Conserv. Recycl. 2021, 173, 105745.*

FLITTI, A. (2018). *CONTRIBUTION A L'ETUDE DU COMPORTEMENT MECANIQUE ET HYDRAULIQUE DU SOL DE LA REGION DE CHLEF (Doctoral dissertation, Nouredine DELLA).*

Ganjian, E., Khorami, M., & Maghsoudi, A. A. (2009). *Scrap-tyre-rubber replacement for aggregate and filler in concrete. Construction and building materials, 23(5), 1828-1836.*

Gromko, G.J. (1974). *Review of expansive soils. Journal Geotechnical Division, ASCE 100, 667–687*

Gupta, R. R., Shubham, K., Harsh, K., & Sinha, A. K. (2025). *Dynamic Stability of Highway Embankments Reinforced with Construction and Demolition Wastes. Transportation Infrastructure Geotechnology, 12(1), 1-32.*

Gueddouda, M. K., Goual, I., Lamara, M., Smaida, A., & Mekarta, B. (2011). *Chemical stabilization of expansive clays from Algeria. Global Journal of researches in engineering, 11(5), 1-7.*

Gueddouda, M. K., Goual, I., Lamara, M., & Goual, M. S. (2012). *Comportement mecanique d'un sol expansif stabilisé par ajout de sable de dune. Revue des Sciences et Sciences de l'Ingénieur, 2, 20112.*

Hachichi, A., Bourokba, S., & Fleureau, J.-M. (2007). *Stabilisation chimique de deux sols gonflants de la région d'Oran. Revue Française de Géotechnique, 118, 3-11.*

Hachichi, A., Bourokba, S. A., Benaïssa, A., Fleureau, J. M., Hattab, M., & Taïbi, S. (2009). *Etude des phénomènes retrait-gonflement et stabilisation des sols gonflants de la région d'Oran. In Congrès Français de Mécanique.*

- Hamidi, A., Shirasb, A., & Ahmadi, M. M. (2021). Shear strength characteristics of a thermally cured sand-bentonite mixture. *Scientia Iranica*, 28(6), 3030-3045.
- Hatibu, N., & Hettiaratchi, D. R. P. (1993). The transition from ductile flow to brittle failure in unsaturated soils. *Journal of agricultural engineering research*, 54(4), 319-328.
- Hidalgo Signes, C., J. Garzón-Roca, & al. (2016). "Swelling potential reduction of Spanish argillaceous marlstone Facies Tap soil through the addition of crumb rubber particles from scrap tyres." *Applied Clay Science* 132-133: 768-773.
- Holtz, R. D., & Kovacs, W. D. (1991). *Introduction à la géotechnique*. Presses inter Polytechnique.
- Holtz, W. G., & Gibbs, H. J. (1956). Engineering properties of expansive clays. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 121(1), 641-663.
- Houmadi, Y., Mamoune, S. M. A., & Belakhdar, K. (2009). Swelling and Geotechnical Cartography of Saida Soils. *Jordan Journal of Civil Engineering*, 3(1), 32-40.
- Hung, V. Q. (2002). *Uncoupled and coupled solutions of volume change problems in expansive soils (Doctoral dissertation, University of Saskatchewan)*.
- Hussain, S. (2017). Effect of compaction energy on engineering properties of expansive soil. *Civil Engineering Journal*, 3(8), 610-616.
- Islam, S., Islam, J., Hoque, N. M. R., & Hasan, K. (2023). Improving geotechnical properties of soil of hillock slope using crushed recycled concrete aggregates. *Journal of engineering research*, 11(4), 293-300.
- Ismael, N., Ismael, D., & Al-Ahmad, A. (2024). Ground Tire Rubber as a Sustainable Additive: Transforming Desert Sand Behavior. *Geotechnical and Geological Engineering*, 1-15.
- Jalal, F. E., Xu, Y., Jamhiri, B., & Memon, S. A. (2020). On the Recent Trends in Expansive Soil Stabilization Using Calcium-Based Stabilizer Materials (CSMs): A Comprehensive Review. *Advances in Materials Science and Engineering*, 2020(1), 1510969.
- Jaramillo, N. A. D., dos Santos Ferreira, J. W., Malko, J. A. C., & Casagrande, M. D. T. (2022). Mechanical behavior of clayey soil reinforced with recycled tire rubber using chips and fibers. *Geotechnical and Geological Engineering*, 40(6), 3365-3378.
- Jones, L. D., & Jefferson, I. (2012). *Institution of civil engineers manuals series. Expansive Soils*; ICE Publishing British Geological Survey: Nottingham, UK, 413-441.
- Jones, L. (2017). *Expansive Soils. Encyclopedia of Engineering Geology*. P. Bobrowsky and B. Marker. Cham, Springer International Publishing: 1-7.
- Kabirifar, K., Mojtahedi, M., Wang, C. C., & Tam, V. W. Y. (2020). Construction and demolition waste management contributing factors coupled with reduce, reuse, and recycle strategies for effective waste management: A review. *Journal of Cleaner Production*, 263, 121458.

Kaothon, P., Lee, S. H., Choi, Y. T., & Yune, C. Y. (2022). The effect of fines content on compressional behavior when using sand–kaolinite mixtures as embankment materials. *Applied Sciences*, 12(12), 6050.

Karami, H., Robert, D., Costa, S., Tostovrsnik, F., O'donnell, B., & Setunge, S. (2021). Construction of working platforms on expansive soils using recycled concrete and stabilizers: a case study. In *ICSECM 2019: Proceedings of the 10th International Conference on Structural Engineering and Construction Management* (pp. 19-30). Springer Singapore.

Khemissa, M., & Magnan, J. P. (2000). Variabilité des résultats d'essais œdométriques sur l'argile molle de Guiche. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 227, 41-50.

Khemissa, M., & Mahamedi, A. (2014). Cement and lime mixture stabilization of an expansive overconsolidated clay. *Applied Clay Science*, 95, 104-110

Khemissa, M., & Mekki, L. (2007). CARACTERISATION DES ARGILES EXPANSIVES DE M'SILA (ALGERIE). Colloque. Sols et Matériaux à Problèmes. Tunisie.

Kianimehr, M., Shourijeh, P. T., Binesh, S. M., Mohammadinia, A., & Arulrajah, A. (2019). Utilization of recycled concrete aggregates for light-stabilization of clay soils. *Construction and Building Materials*, 227, 116792.

Klouche, F., Kara Mostefa, E., Sekkel, A., Maliki, M., & Bouguenaya, M. (2022). Effect of waste concrete on the compressibility of clay from the Bouhanak region (Algeria). *Euro-Mediterranean Journal for Environmental Integration*, 7(2), 191-200.

Krim, A., Brahimi, A., Bouri, D. E., Nougar, B., Lamouchi, B., & Arab, A. (2024). Effect of Non-plastic Fines Content and Gradation on the Liquefaction Response of Chlef Sand. *Transportation Infrastructure Geotechnology*, 1-33.

Krishna, A. S., Sudhara, & Reddy, S. R. (2022). Reuse of Crushed Concrete in Granular Sub-Base in Pavements. In *Recent Advancements in Civil Engineering: Select Proceedings of ACE 2020* (pp. 713-720). Springer Singapore.

Layachi, B., Molez, L., & Nouredine, A. (2019). Influence de la nature des granulats recyclés sur les propriétés des bétons. In *37e rencontres Universitaires de Génie Civil-Vers des ouvrages intelligents*.

Liu, J., Bai, Y., Song, Z., Kanungo, D. P., Wang, Y., Bu, F., ... & Shi, X. (2020). Stabilization of sand using different types of short fibers and organic polymer. *Construction and Building Materials*, 253, 119164.

Louafi, B., & Bahar, R. (2018). Simple evaluation of the influence of an inert additive on the swelling characteristics of clay soil. In *MATEC Web of Conferences* (Vol. 149, p. 02075). EDP Sciences.

Lu, Y., Zhang, Y., Liu, S., Guo, W., & Xu, F. (2022). Mechanical behaviour and permeability of expansive soils mixed with scrap tire rubbers subjected to freeze-thaw cycles. *Cold Regions Science and Technology*, 199, 103580.

Luong, M. P. (1978). *Characteristic state soil mechanics. COMPTES RENDUS HEBDOMADAIRES DES SEANCES DE L'ACADEMIE DES SCIENCES SERIE B*, 287(15), 305-307.

Ma, Q., Hu, Z., Hu, Z., & Li, J. (2022). *Strength characteristics and micro-scale mechanism of high liquid limit clay treated by recycled construction and demolition wastes (CDW) aggregates. Construction and Building Materials*, 332, 127367.

Magnan, J. P., Bertaina, G., Khemissa, M., & Reiffsteck, P. (2001). *A propos des indices de fluage déterminés à l'oedomètre. In International Conference on soil mechanics and geotechnical engineering (pp. 203-206).*

Mahamedi, A., & Khemissa, M. (2017). *Shear Strength of an Expansive Overconsolidated Clay Treated with Hydraulic Binders. Geotechnical Engineering Journal of the Southeast Asian Geotechnical Society and Association of Geotechnical Societies in Southeast Asia*, 48(4).

Megrouse, M., Mahmoudi, Y., Cherif Taiba, A., Azaiez, H., & Belkhatir, M. (2025). *Mechanical Properties of Sand Enhanced by Combined Polymer Stabilizer and Natural Fibers. Transportation Infrastructure Geotechnology*, 12(1), 12.

MEKKI, L. (2019). *Université Mohamed Boudiaf-M'sila (Doctoral dissertation, Université de M'sila).*

Menegaki, M., & Damigos, D. (2018). *A review on current situation and challenges of construction and demolition waste management. Current Opinion in Green and Sustainable Chemistry*, 13, 8-15.

Meziane, E. H., Benessalah, I., & Arab, A. (2021). *An insight into the liquefaction resistance of sand using cyclic undrained triaxial tests: effect of the relative density and the loading amplitude. Acta Geotechnica Slovenica*, 18.

Mitchell, J.K. (1976). *Fundamentals of Soil Behaviour, John Wiley, New York.*

Mitchell, J. K., & Soga, K. (2005). *Fundamentals of soil behavior.*

Mokhtari, M., & Deghani, M. (2012). *Swell-shrink behavior of expansive soils, damage and control. Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 17, 2673-2682.

Monkul, M. M. (2005). *Influence of intergranular void ratio on the one dimensional compression (Master's thesis, Dokuz Eylul Universitesi (Turkey)).*

Monkul, M. M., & Ozden, G. (2005, May). *Effect of intergranular void ratio on one-dimensional compression behavior. In Proceedings of international conference on problematic soils (Vol. 25, p. 27). International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering Famagusta, Turkish Republic of Northern Cyprus, Vol. 3.*

Monkul, M. M., & Ozden, G. (2007). *Compressional behavior of clayey sand and transition fines content. Engineering Geology*, 89(3-4), 195-205.

- Morais, M., Bandeira, F. O., & Menegotto, M. L. (2018). *Propriedades geotécnicas de misturas de solo residual de basalto com resíduos de borracha de pneus. Geotecnia, (144), 35-50.*
- Murthy, T. G., Loukidis, D., Carraro, J. A. H., Prezzi, M., & Salgado, R. (2007). *Undrained monotonic response of clean and silty sands. Géotechnique, 57(3), 273-288.*
- NF P 94-054. (1991). *Sols: reconnaissances et essais, Détermination de la masse volumique des particules solides des sols, Méthode du pycnomètre à eau. French Standard, AFNOR, Paris.*
- NF P 94-057. (1992). *Analyse granulométrique des sols-Méthode par sédimentation. French Standard, AFNOR, Paris.*
- NF P 94-051. (1993). *Sols: Reconnaissance et essais. Détermination des limites d'Atterberg. Limite de liquidité à la coupelle—Limite de plasticité au rouleau. French Standard, AFNOR, Paris.*
- NF P 94-071-1. (1994). *Sols: reconnaissance et essais—Essai de cisaillement rectiligne à la boîte. Partie, 1. French Standard, AFNOR, Paris.*
- NFP 94-056. (1996). *Sols: reconnaissance et essais-Analyse granulométrique-Méthode par tamisage à sec après lavage. French Standard, AFNOR, Paris.*
- NF P 94-093. (1999). *Sols: Reconnaissance et essais. Détermination des références de compactage d'un matériau. French Standard, AFNOR, Paris.*
- NF P 94-059. (2000). *Sols: Reconnaissance et essais—Détermination des masses volumiques minimale et maximale des sols non cohérents.*
- Noolu, V., Rao, G. M., & Chavali, R. V. P. (2021). *Strength and durability characteristics of GGBS geopolymers stabilized black cotton soil. Materials Today: Proceedings, 43, 2373-2376.*
- Nougar, B., Brahimi, A., Bouri, D. E., Arab, A., & Benessalah, I. (2021). *Laboratory investigation into the effect of fines plasticity on the mechanical behavior of sand/fines mixtures. Transportation Infrastructure Geotechnology, 8(3), 438-451.*
- Oikonomou, N. D. (2005). *Recycled concrete aggregates. Cement and Concrete Composites, 27(2), 315-318.*
- Onyelowe, K., Igboayaka, C., Orji, F., Ugwuanyi, H., & Van, D. B. (2019). *Triaxial and density behaviour of quarry dust based geopolymers cement treated expansive soil with crushed waste glasses for pavement foundation purposes. International Journal of Pavement Research and Technology, 12, 78-87.*
- Osman, K. T. (2018). *Expansive soils. Management of Soil Problems, 117-143.*
- Ouguemat, A. (2019). *Comportement hydromécanique des sols argileux.[texte imprimé]: application aux ouvrages géotechniques (Doctoral dissertation, Université Mouloud MAMMARI de TIZI-OUZOU).*

- Ouria, A., Heidarli, E., & Karamzadegan, S. (2022). Utilization of recycled concrete aggregates as coarse material sandwich to improve the pullout strength of geosynthetics in a fine sand. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, 8(5), 55.
- Ouslimane, N., Barebita, H., & Belfaquir, M. (2023). Recovery and valorization of crushed concrete and glass waste in road construction in Morocco. *Innovative Infrastructure Solutions*, 8(9), 239.
- Paul, H., & Cyrus, S. (2016, December). Stabilization of weak subgrade soil using demolished concrete aggregate. In *Indian Geotech Conference IGC (Vol. 2, No. 1, pp. 93-105)*.
- Perera, S. T. A. M., Saberian, M., Zhu, J., Roychand, R., & Li, J. (2022). Effect of crushed glass on the mechanical and microstructural behavior of highly expansive clay subgrade. *Case Studies in Construction Materials*, 17, e01244.
- Perera, S. T. A. M., Saberian, M., Zhu, J., Roychand, R., Li, J., Ren, G., & Yamchelou, M. T. (2025). Improvement of low plasticity clay with crushed glass: A mechanical and microstructural study. *International Journal of Pavement Research and Technology*, 18(1), 213-233.
- Petrovic, E., & Thomas, C. (2024). "Global Patterns in Construction and Demolition Waste (C&DW) Research: A Bibliometric Analysis Using VOSviewer." *Sustainability* 16: 1561.
- Rao, S. M. (2006). Identification and classification of expansive soils. In *Expansive Soils* (pp. 27-36). CRC Press.
- Reda, A., Ibrahim, E., & Houssami, L. A Cure for Swelling 2016.
- Saand, A., Zardari, M. A., Keerio, M. A., Shaikh, S. H., & Bangwar, D. K. (2020). Suitability of brick kiln waste as a stabilizer for clayey soils. *Scientia Iranica*, 27(5), 2258-2263.
- Sabat, A. K. (2012). Stabilization of expansive soil using waste ceramic dust. *Electronic journal of Geotechnical engineering*, 17(Z), 3915-3926.
- Saiyouri, N. (1996). *Approche microstructurale et modélisation des transferts d'eau et du gonflement dans les argiles non saturées* (Doctoral dissertation, Châtenay-Malabry, Ecole centrale de Paris).
- Sällfors G, Öberg-Högsta AL (2002) Determination of Hydraulic Conductivity of Sand-Bentonite Mixtures for Engineering Purposes. *Geotechnical and Geological Engineering*, 20(1):65-80.
- Samueel, Z. W., Abd Al-Kaream, K. W., & AL-Soudany, K. Y. (2025). RECYCLED CRUSHED PLASTIC WASTE STRIPS (PWS) FOR IMPROVING EXPANSIVE CLAY. *GEOMATE Journal*, 28(125), 101-108.
- Schlosser, F. (1983). *Eléments de mécanique des sols*.
- Seda, J. H., Lee, J. C., & Carraro, J. A. H. (2007). Beneficial Use of Waste Tire Rubber for Swelling Potential Mitigation in Expansive Soils. *Geo-Denver 2007: New Peaks in Geotechnics, ASCE, GSP 172*.
- Seed, H. B., Woodward Jr, R. J., & Lundgren, R. (1962). Prediction of swelling potential for compacted clays. *Journal of the soil mechanics and foundations division*, 88(3), 53-87.

- Sellaf, H., Trouzine, H., Hamhami, M., & Asroun, A. (2014). *Geotechnical Properties of Rubber Tires and Sediments Mixtures*. *Engineering, Technology & Applied Science Research*, 4(2), 618-624.
- Sexton, B. G. (2014). *The influence of creep on the settlement of foundations supported by stone columns*. A thesis of the doctor. National University of Ireland, Galway.
- Shourijeh, P. T., Rad, A. M., Bigloo, F. H. B., & Binesh, S. M. (2022). *Application of recycled concrete aggregates for stabilization of clay reinforced with recycled tire polymer fibers and glass fibers*. *Construction and Building Materials*, 355, 129172.
- Sibille, L. (2018). *Bases de la Géotechnique Module MXG4 IUT Génie Civil et Construction Durable*.
- Simons, K. B. (1991). *Limitations of residential structures on expansive soils*. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 5(4), 258–270.
- Skempton, A. W. (1953). *The colloidal activity of clays*. *Selected papers on soil mechanics*, 1, 57-61.
- Snethen, D. R., Johnson, L. D., & Patrick, D. M. (1977). *An evaluation of expedient methodology for identification of potentially expansive soils (No. FHWA-RD-77-94)*. United States. Federal Highway Administration. Office of Research and Development.
- Soltani, A., Deng, A., Taheri, A., Mirzababaei, M., & Vanapalli, S. K. (2019). *Swell–shrink behavior of rubberized expansive clays during alternate wetting and drying*. *Minerals*, 9(4), 224.
- Soltani, A., Taheri, A., Deng, A., & O’Kelly, B. C. (2020). *Improved geotechnical behavior of an expansive soil amended with tire-derived aggregates having different gradations*. *Minerals*, 10(10), 923.
- Soltani, A., Taheri, A., Deng, A., & O’Kelly, B. C. (2022). *Stabilization of a highly expansive soil using waste-tire-derived aggregates and lime treatment*. *Case Studies in Construction Materials*, 16, e01133.
- Sosahab, J. S., Ardakani, A., & Hassanlourad, M. (2023). *Resilient response and strength of highly expansive clay subgrade stabilized with recycled concrete aggregate and granulated blast furnace slag*. *Construction and Building Materials*, 408, 133816.
- Stern, O. (1924). *Zur theorie der elektrolytischen doppelschicht*. *Zeitschrift für Elektrochemie und angewandte physikalische Chemie*, 30(21-22), 508-516.
- Tabrizi, M. K., Abrishami, S., Hosseininia, E. S., Sharifi, S., & Ghorbani, S. (2019). *Experimental investigation on the behavior of fine-grained soils containing waste rubber tires under repeated and static loading using direct shear apparatus*. *Construction and Building Materials*, 223, 106-119.
- Taheri, A., Saadat, M., Soltani, A., & Dastoor, N. (2021). *Improving the behaviours of expansive soils using recycled tyres*. *Highway Engineering Australia*, 52(6), 34-37.
- Trouzine, H., Asroun, A., Asroun, N., Belabdelouhab, F., & Thanh Long, N. (2011). *Problématique des pneumatiques usagés en Algérie*. *Revue Nature et Technologie*, 3(2), 28-35.
- Wang, A., Yang, J., Duan, W., Pu, S., Chen, L., Li, X., ... & Niu, Q. (2024). *Reinforcement of soft clay using industrial residue-based soil stabilizer and recycled fine aggregate: A comprehensive investigation*. *Construction and Building Materials*, 436, 136958.

- XP P 94-090-1. (1997). *Sols: reconnaissance et essais. Essai œdométrique: essai de compressibilité sur matériaux fins quasi saturés avec chargement par paliers. Partie, 1.*
- Yadav, J. S., & Tiwari, S. K. (2016). *Effect of inclusion of crumb rubber on the unconfined compressive strength and wet-dry durability of cement stabilized clayey soil. Journal of building materials and structures, 3(2), 68-84.*
- Yadav, J. S., & Tiwari, S. K. (2018). *Influence of crumb rubber on the geotechnical properties of clayey soil. Environment, Development and Sustainability, 20, 2565-2586.*
- Yaghoubi, E., Yaghoubi, M., Guerrieri, M., & Sudarsanan, N. (2021). *Improving expansive clay subgrades using recycled glass: Resilient modulus characteristics and pavement performance. Construction and Building Materials, 302, 124384.*
- Yamamuro, J. A., & Covert, K. M. (2001). *Monotonic and cyclic liquefaction of very loose sands with high silt content. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 127(4), 314-324.*
- Yong, R. N., & Ouhadi, V. R. (2007). *Experimental study on instability of bases on natural and lime/cement-stabilized clayey soils. Applied Clay Science, 35(3-4), 238–249.*
- Yu, X. Q., Zhang, M., Li, C. Y., Hayano, K., & Kang, X. (2024). *Synergistic effects of recycled demolition waste and GGBS-FA based geopolymers on the mechanical properties and stabilization mechanism of high plasticity clay. Case Studies in Construction Materials, 20, e03261.*
- Zhao, D., Hattab, M., Yin, Z., & Hicher, P. Y. (2016). *Comportement au fluage de l'argile sur chemin œdométrique. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'ingénieur-Nancy-France, 1-8.*
- Zhao, H., Ge, L., Petry, T. M. & Sun, Z. Y. (2014). *Effects of chemical stabilizers on an expansive clay. KSCE Journal of Civil Engineering, 18(4), 1009–1017.*