



AVERTISSEMENT

Ce document est le fruit d'un long travail approuvé par le jury de soutenance et mis à disposition de l'ensemble de la communauté universitaire élargie.

Il est soumis à la propriété intellectuelle de l'auteur. Ceci implique une obligation de citation et de référencement lors de l'utilisation de ce document.

D'autre part, toute contrefaçon, plagiat, reproduction illicite encourt une poursuite pénale.

Contact : ddoc-theses-contact@univ-lorraine.fr

LIENS

Code de la Propriété Intellectuelle. articles L 122. 4

Code de la Propriété Intellectuelle. articles L 335.2- L 335.10

http://www.cfcopies.com/V2/leg/leg_droi.php

<http://www.culture.gouv.fr/culture/infos-pratiques/droits/protection.htm>



Thèse

Pour l'obtention du Grade de :

DOCTEUR de L'UNIVERSITÉ de LORRAINE

Spécialité : **Mécanique des sols**

Présentée par :

Ouardia SEDIKI

**Étude des mécanismes d'instabilité et d'envol des particules
en lien avec l'hydratation des sols fins**

Soutenue publiquement le 11 juin 2018

Devant le jury composé de :

Jean-Marie FLEUREAU	Examineur
Nadia SAIYOURI	Rapporteur
Cyrille CHAZALLON	Rapporteur
Olivier CUISINIER	Examineur
Lamine IGHIL AMEUR	Examineur
Frédérique LARRARTE	Examineur
Andry RAZAKAMANANTSOA	Encadrant de la thèse
Mahdia HATTAB	Directrice de thèse
Philippe GOTTELAND	Invité
Pascal INSENGA	Invité
Tangi LE BORGNE	Invité

« Dans la vie, rien n'est à craindre, tout est à comprendre »

Marie Curie

DEDICACES

A

Mes chers parents

Mon tendre époux et ma future fille

Ma grande sœur, son mari et leur petit

Mon frère et mes deux petites sœurs

REMERCIEMENTS

Je tiens en premier lieu à exprimer ma reconnaissance et ma profonde gratitude à Mme Mahdia HATTAB, Professeure à l'Université de Lorraine et directrice de thèse, pour sa disponibilité, ses conseils formateurs et ses encouragements tout au long de ce travail de recherche.

Ma reconnaissance et mes remerciements s'adressent également à M. Andry RAZAKAMANANTSOA et M. Tangi LE BORGNE, co-encadrants de la thèse pour les précieux conseils qu'ils m'ont donnés pendant toute la durée du travail.

Je remercie vivement Mme Nadia SAIYOURI, Professeure à l'Université de Bordeaux, et M. Cyrille CHAZALLON, Professeur à l'INSA de Strasbourg, d'avoir accepté d'être rapporteurs de ce travail de thèse. Je remercie également M. Jean-Marie FLEUREAU, Professeur Emérite à Centrale Supélec, Mme Frédérique LARRARTE, directrice de recherche à l'Ifsttar, M. Olivier CUISINIER, maître de conférence à l'Université de Lorraine, et M. Lamine IGHIL AMEUR, chargé de recherches et d'études au Cerema, d'avoir accepté d'être membres de jury.

Je souhaite aussi remercier M. Rodolphe COULON, M. Pascal INSENGA de Vinci Construction Terrassement, M. Philippe GOTTELAND, Directeur Technique de la FNTF, et M. Thierry DUBREUCQ, Docteur au laboratoire GMG de l'Ifsttar, pour leurs conseils et discussions constructives.

Mes remerciements s'adressent également à toute l'équipe du laboratoire GMG pour leur disponibilité et leurs conseils dans la réalisation des nombreux essais expérimentaux. Je tiens à remercier tout particulièrement Magali pour son soutien et son encouragement dans les moments difficiles de la thèse.

Enfin, je voudrais adresser mes remerciements à toute ma famille qui m'a toujours soutenue en toutes circonstances. Je pense à mon époux Kamel et notre future fille, mes parents Aomar et Farida, mon frère Hakim, mes sœurs Amel, Camelia et Kenza, mon beau-frère Abdelhak, et en particulier mon neveu Yacine. Je remercie également tous ceux qui de près ou de loin m'ont soutenue durant ces années de thèse.

RESUME

L'objectif de cette thèse est de caractériser les mécanismes de déstructuration en surface des sols compactés, soumis à des sollicitations cycliques de roulement. Ces chargements cycliques, générés par le trafic, sont principalement responsables de l'envol de particules fines et poussières sur les chantiers de terrassement. La présente étude est réalisée en collaboration avec la Fédération Nationale des Travaux Publics et le Syndicat Professionnel des Terrassiers de France, dans le cadre de leur engagement volontaire, qui vise à mieux contrôler les consommations en eau sur les chantiers de terrassement, utilisée pour réduire les particules fines en vol.

La première partie du rapport consiste à aborder l'évolution des propriétés des sols compactés au moyen de différentes méthodes de compactage, au laboratoire comme in-situ. La méthode de compactage par roulement a été adoptée, à l'échelle du laboratoire, afin de reproduire une rotation des tenseurs de contraintes similaire à celle appliquée in-situ. L'étude a confirmé que la méthode de compactage par roulement proposée permet, à la fois de reproduire une rotation continue du tenseur de contraintes, et de conserver un état de densité moyen proche de celui de la référence de compactage du laboratoire. L'étude microstructurale a souligné que la taille des pores inter-agrégats est gouvernée par le compactage, tandis que la taille des pores intra-agrégats est influencée par l'humidification du sol.

L'étude des mécanismes de déstructuration de surface de sol sous sollicitations de roulement, responsables de l'envol, a été effectuée dans la seconde partie de l'étude. Cette partie met en évidence l'influence des cycles de roulement sur l'état de surface du sol compacté et son évolution. Les premiers cycles de roulement génèrent un détachement d'agréats de grande taille, puis, sous l'effet des passages répétitifs, ces agrégats se décomposent en plus petits agrégats, voire en particules fines sujettes à l'envol. La déstructuration de surface est liée aux conditions de mise en œuvre, à l'état de compacité, au processus du séchage, ainsi qu'au type de sol.

La troisième partie de la thèse porte sur l'étude du potentiel d'adsorption et d'infiltration de l'eau dans les sols non consolidés lors de leur arrosage par brumisation. Des corrélations entre la surface spécifique et le potentiel d'adsorption avec la conductivité hydraulique du sol ont été établies. L'analyse de la structure de la surface via le traitement d'images a démontré le phénomène d'agrégation sous humidification, qui est fonction de la composition granulométrique et minéralogique du sol. Sur la base de l'étude d'adsorption et d'infiltration, un paramètre d'arrosage est proposé pour lier les propriétés hydrauliques du sol avec le matériel d'arrosage in-situ.

Mots clés : Sols fins non saturés, cohésion, compactage, déstructuration de surface, succion.

ABSTRACT

The aim of this thesis is to characterize the soil surface degradation mechanisms of compacted soils subjected to cyclic rolling solicitations. These cyclic loadings generated by traffic are the main responsible of dust emission during earthworks. The present study was carried out in collaboration with “Fédération Nationale des Travaux Publics” and “Syndicat Professionnel des Terrassiers de France”, as part of their voluntary commitment to better control the water consumption during earthworks implementation, and particularly for dust abatement.

The first part of the report deals with the evolution of soil compaction properties obtained by using different compaction methods, at laboratory and in-situ scales. The rolling compaction method has been considered, at laboratory scale in order to reproduce a stress tensor rotation similar to that applied in-situ. The study confirmed that the proposed rolling compaction method allows both to reproduce a continuous rotation of the stress tensor, and to maintain an average density state close to that of the laboratory compaction reference. The microstructural study highlighted that inter-aggregate pore size is governed by compaction, while intra-aggregate pore size is influenced by soil humidification.

The study of mechanisms of soil surface degradation under rolling loads, responsible for the dust emission, was carried out in the second part of the study. This part demonstrates the influence of rolling cycles on the soil surface state of compacted soil and its evolution. The first rolling cycles generates a pullout aggregates, and then, under the effect of repetitive passages, these aggregates break down into smaller aggregates, or even fine particles with high dust emission potential. Soil surface degradation occurs to be linked to the implementation conditions, the compaction degree, the drying process as well as the type of soil.

The third part of the study deals with the water adsorption and infiltration potential of unconsolidated soils during spraying phase by water mist. Correlations between soil specific surface area and adsorption potential with the hydraulic conductivity of the soil have been established. The analysis of the surface structure via image processing demonstrated the aggregation phenomenon under humidification, which is a function of the granulometric and mineralogical composition of the soil. Based on the adsorption and infiltration study, a spraying parameter is proposed to link the hydraulic properties of soil with the spraying system used in-situ.

Key words: Unsaturated fine soils, cohesion, compaction, surface destructuration, suction.

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE.....	24
CHAPITRE I. SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE.....	27
I.1. ETAT DE L'ART SUR L'ENVOL DES POUSSIÈRES	31
I.1.1. Définition de la poussière et réglementation	31
I.1.2. Mécanismes de transport de particules solides	31
I.1.3. Forces stabilisantes et déstabilisantes des particules fines	32
I.2. GENERALITES SUR LES SOLS FINS.....	35
I.2.1. Composition et organisation d'un sol fin.....	35
I.2.1.1. Rappel des structures argileuses.....	35
I.2.1.2. Classification des minéraux argileux.....	36
I.2.1.3. Notion de surface spécifique.....	36
I.2.1.4. Quelques définitions.....	37
I.2.2. Forces inter-particulaires.....	38
I.2.2.1. Notion de « double couche diffuse »	38
I.2.2.2. Forces de Van der Waals.....	39
I.2.2.3. Forces capillaires.....	39
I.2.3. Les propriétés des phases dans les sols partiellement saturés.....	39
I.2.3.1. Interactions des phases dans les sols.....	40
I.2.3.2. Succion dans les sols.....	41
I.2.3.3. Relation succion – Humidité relative.....	42
I.2.3.4. Propriétés hydriques des sols : courbe de rétention d'eau.....	43
I.2.3.5. Détermination de la courbe de rétention d'eau sur chemin de séchage à partir des résultats de porosimétrie au mercure.....	46
I.3. COMPORTEMENT DES SOLS AU COMPACTAGE.....	48
I.3.1. Guide et référentiel pratiques de compactage	48
I.3.1.1. Guide de compactage de terrain : le GTR.....	48
I.3.1.2. Référentiel de compactage au laboratoire : Proctor.....	52
I.3.2. Mécanismes de compactage.....	52
I.3.2.1. Au niveau du sol.....	52
I.3.2.2. Inventaire des efforts à l'interface « sol/roue de compactage » par roulement.....	55
I.3.3. Facteurs influençant le compactage des sols : échelle macro	57
I.3.4. Influence du compactage sur la modification de microstructure du sol	62
I.3.5. Méthodes théoriques de prédiction des propriétés de compactage.....	67

**I.4. INSTABILITES DANS LES SOLS COMPACTES SOUS SOLLICITATIONS
HYDROMECHANQUES EXTERNES.....68**

- I.4.1. Comportement des sols compactés aux sollicitations d'origine hydromécanique ...68
- I.4.2. Comportement des sols compactés sous sollicitations d'origine hydrique73
- I.4.3. Comportement des sols compactés aux sollicitations de frottement de surface80

CHAPITRE II. MATERIELS ET METHODES – PROPRIETES DES MATERIAUX84

II.1. MATERIAUX.....88

- II.1.1. Propriétés physiques et minéralogiques.....88
- II.1.2. Paramètres d'état.....91
- II.1.3. Propriétés granulométriques92
- II.1.4. Classification des sols d'étude95
- II.1.5. Préparation des matériaux96

II.2. PROPRIETES AU COMPACTAGE.....97

- II.2.1. Compactage Proctor Normal.....97
- II.2.2. Compactage par méthodes conventionnelles – méthodes expérimentales et étude.....98
 - II.2.2.1. Dispositifs expérimentaux.....98
 - II.2.2.2. Démarche méthodologique et programme des essais.....99
 - II.2.2.3. Etude comparative des méthodes conventionnelles.....101
 - II.2.2.4. Classification et hiérarchisation des facteurs d'influence.....103
- II.2.3. Compactage par roulement au laboratoire – méthode expérimentale.....104
- II.2.4. Compactage in-situ.....111

**II.3. METHODES POUR LA DESTRUCTURATION DE SURFACE DES SOLS COMPACTES
.....113**

**II.4. CARACTERISATION MECANIQUE ET HYDROMECHANIQUE – METHODES
ADOPTÉES.....118**

- II.4.1. Caractérisation mécanique.....118
 - II.4.1.1. Cisaillement des sols à l'interface.....118
 - II.4.1.2. Essais d'effondrabilité par imbibition à l'oedomètre.....119
- II.4.2. Caractérisation hydromécanique.....120
 - II.4.2.1. Mesure des propriétés de surface.....120
 - II.4.2.2. Mesures de succion.....122

II.5. DEMARCHE EXPERIMENTALE POUR L'ARROSAGE DES SOLS.....125

II.6. METHODES D'ANALYSE MICROSTRUCTURALE.....130

- II.6.1. Mesure des profils de poids volumique humide au banc gamma-densimétrique.....130
- II.6.2. Préparation des échantillons pour l'étude de la microstructure.....131

II.6.3. Mesures de Porosimétrie par Intrusion de Mercure PIM et Observations au Microscope Electronique à Balayage MEB.....	131
II.6.4. Etude microstructurale du compactage par méthodes conventionnelles.....	132
II.6.4.1. Profils d'indice des vides.....	132
II.6.4.2. Distributions porales.....	136
II.6.4.3. Equivalence macro / micro.....	139
II.6.4.4. Observations au MEB.....	141

CHAPITRE III. ETUDE DU COMPACTAGE - ASPECT MACRO/MICRO.....148

III.1. COMPACTAGE PAR ROULEMENT151

III.1.1. Choix d'épaisseur à compacter par chargement de roulement	151
III.1.2. Niveau de chargement et Compactage à l'OPN	154
III.1.3. Niveau de chargement et Compactage du côté sec de l'OPN.....	158
III.1.4. Corrélation entre les paramètres de compactage liés au LRC	160
III.1.4.1. Loi de corrélation pour la prédiction du poids volumique sec visé.....	161
III.1.4.2. Validation expérimentale.....	162
III.1.5. Compactage conventionnel et compactage par roulement – étude comparative.....	163

III.2. COMPACTAGE IN-SITU ET COMPARAISON AVEC LE COMPACTAGE PAR ROULEMENT AU LABORATOIRE165

III.2.1. Propriétés du sol compacté in-situ	165
III.2.2. Compactage LRC au laboratoire et compactage in-situ	166

III.3. ANALYSE DE LA MICROSTRUCTURE169

III.3.1. Analyse de l'effet du niveau de chargement au LRC	169
III.3.2. Analyse de l'effet du mode de compactage	172
III.3.3. Analyse de l'influence de la vibration du compactage in-situ	177
III.3.4. Analyse comparative entre le compactage LRC et le compactage de terrain.....	178

CHAPITRE IV. MECANISME DE DESTRUCTURATION DE SURFACE DE SOLS COMPACTES SOUS CYCLES DE ROULEMENT182

IV.1. MECANISME DE DESTRUCTURATION DES SURFACES.....185

IV.1.1. Evolution de la déstructuration de surface.....	186
IV.1.2. Mécanisme de déstructuration de surface proposé.....	191
IV.1.3. Validation expérimentale.....	194

IV.2. CONDITIONS DE DESTRUCTURATION DES SURFACES.....	195
IV.2.1. Etude des échanges hydriques dans les sols à différents états de consolidation.....	195
IV.2.2. Conditions de mise en œuvre et déstructuration en surface	198
IV.2.3. Conditions de mise en œuvre et modification de microstructure	209
IV.2.4. Corrélation entre la déstructuration à la surface et les propriétés des sols ...	216
IV.3. DURABILITE DES SOLS COMPACTES SOUS 100 000 CYCLES.....	218
IV.4. COMPORTEMENT DES SOLS AU CISAILLEMENT.....	221
IV.4.1. Propriétés des sols au cisaillement.....	221
IV.4.2. Caractéristiques de cisaillement à l'interface.....	223
CHAPITRE V. POTENTIEL D'ADSORPTION ET D'INFILTRATION DE L'EAU DANS LES SOLS	226
V.1. CAPACITE D'INFILTRATION DE L'EAU DANS LES SOLS.....	229
V.1.1. Définition des mécanismes de transfert d'eau dans le sol.....	229
V.1.2. Choix des conditions d'expérimentation basées sur l'analyse des échanges hydriques dans le sol et dans l'air.....	229
V.1.2.1. Cinétique de l'humidité relative dans l'air et dans le sol pendant l'arrosage.....	230
V.1.2.2. Influence du temps d'équilibre sur les échanges hydriques.....	232
V.1.3. Indice d'adsorption en eau des sols.....	233
V.2. RELATIONS ENTRE LES CARACTERISTIQUES D'ADSORPTION DU SOL ET LA CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE	237
V.2.1. Détermination de la conductivité hydraulique.....	237
V.2.2. Corrélation entre l'indice d'adsorption du sol et la conductivité hydraulique	238
V.2.3. Corrélation entre la surface spécifique du sol et la conductivité hydraulique	239
V.3. ANALYSE DE LA STRUCTURE DU SOL EN SURFACE PAR TRAITEMENT D'IMAGES.....	241
V.4. COMPORTEMENT A L'EFFONDREMENT DES SOLS SOUS IMBIBITION : CAS DE SOL COMPACTE.....	243
V.4.1. Compressibilité des sols compactés à « B ».....	243
V.4.2. Potentiel d'effondrement sous imbibition des sols compactés à « B »	246

V.5. DETERMINATION DU PARAMETRE D'ARROSAGE « Q/S EAU » : VOLET PRATIQUE.....	248
V.5.1. Au laboratoire : Q/S eau du sol.....	248
V.5.2. In-situ : Q/S eau du matériel d'arrosage	249
V.5.3. Combinaison entre « Q/S eau du sol » et « Q/S eau du matériel d'arrosage ».....	251
 CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES.....	 253
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	256
ANNEXES.....	269

TABLE DES ILLUSTRATIONS

Figure I.1. Différents modes de transport des particules de sable (Mutch et al. 1976, tiré de Vinkovic, 2005).....	32
Figure I.2. Forces stabilisatrices et déstabilisatrices exercées sur la particule fine (Picotti et al. 2018).....	33
Figure I.3. Représentation de la structure cristallographique des minéraux argileux (d'après Mitchell, 1993, cité dans Delage et Cui, 2000).....	35
Figure I.4. Unités texturales d'après (a) Bergaya and Lagaly (2006) et (b) Touret et al. (1990).....	38
Figure I.5. Représentation schématique des différents états de l'eau dans un sol : (a) régime pendulaire, (b) régime pendulaire entre deux sphères, (c) régime funiculaire, et (d) saturation insulaire de l'air (Bear et Cheng,, 2009).....	40
Figure I.6. Interactions microscopiques eau-solide dans les sols non saturés : (a) régime funiculaire, (b) régime pendulaire (Mitchell et Soga, 2005)	41
Figure I.7. Représentation du ménisque : succion capillaire	42
Figure I.8. Influence du type de sol sur les courbes de rétention d'eau (Murray et Sivakumar, 2010).....	44
Figure I.9. Chemins de drainage/humidification du matériau de LaVerne pour 3 teneurs en eau différentes [symboles pleins pour l'essai de séchage – symboles vides pour l'essai d'humidification] (Fleureau et al. 2002).....	45
Figure I.10. Courbe de rétention d'eau déterminée à partir des courbes porosimétriques (Prapaharan et al. 1985).....	47
Figure I.11. Synoptique de classification des matériaux selon leur nature (LCPC, SETRA 1992).....	49
Figure I.12. Modalités de compactage pour un sol de classe A1, C1A1 selon le GTR (LCPC, SETRA, 1992)	50
Figure I.13. Etat de contraintes dans le sol sous chargement par roulement selon Lekarp et al. (2000).....	53
Figure I.14. Chemins de compactage œdométrique, triaxial de compression répété et triaxial de compression-extension alterné (Biarez, 1980).....	54
Figure I.15. Cas général d'une roue libre (a) Phénomène de déformation de la roue, (b) Phénomène d'enfoncement de la roue dans le sol	56
Figure I.16. Courbes de compactage de huit sols compactés au Proctor Standard (après Johnson et Sallberg, 1960).....	57
Figure I.17. Influence de la teneur en eau sur les profils de densités des éprouvettes compactées (Turnbull, 1956 cité par Holtz et al. 2010)	58
Figure I.18. Influence de la méthode de compactage de laboratoire sur les courbes de compactage (Mesbah et al. 1999)	59

Figure I.19. Courbes de compactage obtenues par (1) compactage statique double de laboratoire, 13700 kPa (2) Proctor Modifié (3) Proctor standard (4) compactage statique de laboratoire 1370 kPa (5) compactage de terrain sous pneumatique sous 6 couches (6) compactage de terrain au compacteur à pied dameurs après 6 passes (après Turnbull 1956, cité par Holtz et al. 2010).....	60
Figure I.20. Influence du nombre de passes d'un rouleau vibrant sur le profil de densité d'un sable de dune « poorly graded » (D'Appolonia et al. 1969)	61
Figure I.21. Schéma de la procédure de détermination de l'épaisseur appropriée des couches élémentaires à partir du profil de densité tel que décrit par D'Appolonia et al. (1969)	62
Figure I.22. Organisation des particules en fonction de la teneur en eau du sol et de l'effort de compactage (Lambe 1958).....	63
Figure I.23. Résultats de porosimétrie au mercure de Delage et al. 1996 (a) courbes cumulées, (b) courbes dérivées.....	64
Figure I.24. Résultats de microscopie électronique à balayage (Delage et al. 1996)	64
Figure I.25. Courbes porosimétriques d'une argile kaolinite sous deux contraintes de compactage (Tarantino et De Col, 2008)	66
Figure I.26. Evolution des cycles contrainte-déformation au cours des chargement (Corté et al. 1998)	69
Figure I.27. (a) Influence des cycles et de la durée de repos sur la déformation permanente, (b) Influence de la teneur en eau du sol sur la déformation permanente sous chargement répétés (Elliott et al. 1998, cité dans Li, 2015)	71
Figure I.28. Influence de la teneur en fines sur le potentiel d'effondrement (Lawton et al. 1992).....	77
Figure I.29. Principales liaisons intergranulaires (tirée de Lins (2009) d'après Barden et al. 1973).....	78
Figure I.30. Potentiel d'effondrement en fonction de la contrainte verticale nette (d'après Yudhbir, 1982).....	79
Figure I.31. (a) Influence de la contrainte appliquée sur l'effondrement, pour différentes teneurs en eau initiales de compactage d'un sable limoneux ; (b) Influence du degré de saturation sur l'effondrement sous une même charge verticale (441 kN/m ²) (d'après Booth, 1977).....	80
Figure I.32. Modes de rupture des matériaux granulaires et la courbe d'état critique CSL (Ghafghazi et al. 2014)	81
Figure II.1 : Spectres de Diffractions des Rayons X : (a) K, (b) S, (c) S50K50 et S75K25, (d) L, (e) SC.....	90
Figure II.2 : Observations au MEB des sols d'étude : (a) K, (b) S, (c) L, (d) SC	91
Figure II.3. Distributions granulométriques des sols d'étude - méthode granulométrie et sédimentométrie.....	93
Figure II.4. Distributions granulométriques des sols d'étude - méthode granulométrie au laser	93

Figure II.5. Classification des sols d'étude sur l'abaque de Casagrande.....	95
Figure II.6. Classification des sols d'étude selon le GTR	96
Figure II.7. Courbes de compactage Proctor des sols d'étude	97
Figure II.8. Dispositifs de compactage par méthodes conventionnelles (a) Dispositif Proctor dynamique (b) Presse de compactage statique	98
Figure II.9. Configurations de compactage par méthodes conventionnelles (a) P3D_120 (b) P1D_120 et (c) P1D_40 mm (d) P1S_40 mm	99
Figure II.10. Comparaison des poids volumiques secs de monocouches compactées en dynamique et en statique	102
Figure II.11. Influence de l'épaisseur de l'éprouvette sur les poids volumiques secs	102
Figure II.12. Influence du nombre de couches sur les poids volumiques secs moyens	103
Figure II.13. Représentation schématique du compacteur roulant LRC	105
Figure II.14. Schéma de montage du système de calibration.....	106
Figure II.15. Courbe de calibration du LRC.....	107
Figure II.16. Photos du compacteur LRC au cours du compactage (a) vue de face, (b) vue de profil	109
Figure II.17. Schéma des conditions de teneur en eau et de poids volumique sec analysés, exemple du S50K50	110
Figure II.18. Représentation des planches de compactage in-situ	111
Figure II.19. Compacteur de terrain « Bomag BW 219 DH »	112
Figure II.20. (a) Représentation schématique du simulateur de trafic, (b) Vue de face de la roue du simulateur de trafic	114
Figure II.21. (a) Méthode de mesure au pied à coulisse de profondeur, (b) Points de mesure de profondeur lors de l'essai de déstructuration de surface	114
Figure II.22. Positionnement des configurations de déstructuration de surface testées	115
Figure II.23. (a) Préparateur d'échantillons, (b) Analyseur d'échantillons et système d'acquisition	121
Figure II.24. Isothermes d'adsorption des sols d'étude	122
Figure II.25. (a) Schéma de principe de l'hygromètre à miroir refroidi (Murray et Sivakumar 2010) (b) Photo du Water PotentialMeter WP4C	123
Figure II.26. (a) Sonde thermo-hygrométrique, (b) Thermo-Hygro Boutons	124
Figure II.27. Représentation du dispositif d'arrosage de la chambre aéraulique	125
Figure II.28. Préparation des éprouvettes pour l'essai d'arrosage	126
Figure II.29. Prise de vue de la surface du sol après arrosage	126
Figure II.30. (a) Image brute de K au 4ème arrosage, (b) L'image après binarisation	128
Figure II.31. Points de mesures des profils de poids volumique humide (a) des éprouvettes cylindriques (b) des éprouvettes parallélépipèdes	130

Figure II.32. Comparaison des profils d'indice des vides des monocouches compactés en dynamique et en statique	133
Figure II.33. Comparaison des profils d'indice des vides des monocouches de 120 mm et 40 mm d'épaisseur	134
Figure II.34 Variation de l'indice des vides en profondeur des multicouches et monocouches	135
Figure II.35. Distributions porales des monocouches compactés en dynamique et en statique (a) L, (b) K, (c) S50K50, (d) S75K25.....	137
Figure II.36. Comparaison des distributions porales des monocouches de 120 mm et 40 mm d'épaisseur (a) L, (b) K, (c) S50K50, (d) S75K25.....	138
Figure II.37. Comparaison des distributions porales des multicouche et monocouche (a) L, (b) K, (c) S50K50, (d) S75K25.....	139
Figure II.38. Observations au MEB des échantillons monocouches compactés en dynamique et en statique – organisation à l'échelle de la macroporosité	142
Figure II.39. Observations au MEB des échantillons monocouches compactés en dynamique et en statique – organisation à l'échelle de la microporosité	143
Figure II.40. Observations au MEB des échantillons monocouches de 120 mm et 40 mm – organisation à l'échelle de la macroporosité	144
Figure II.41. Observations au MEB des échantillons multicouches et monocouches – organisation à l'échelle de la macroporosité	145
Figure II.42. Observations au MEB des micropores des échantillons de (a) K et (b) L	146
Figure III.1. Evolution du poids volumique sec sous épaisseurs imposées de 2 , 10 et 20 mm pour (a) L, (b) K, (c) S50K50 et (d) S75K25.....	152
Figure III.2. Profils d'indice des vides des éprouvettes compactées sous épaisseurs imposées de 2, 10 et 20 mm pour (a) L, (b) K, (c) S50K50 et (d) S75K25	153
Figure III.3. Influence de l'effort de compactage sur l'évolution du poids volumique sec des éprouvettes de (a) L, (b) K, (c) S50K50 et (d) S75K25	155
Figure III.4. Influence de l'effort de compactage sous LRC sur les profils d'indice des vides pour (a) L, (b) K, (c) S50K50 et (d) S75K25.....	156
Figure III.5. Influence du type de sol sur l'évolution du poids volumique sec	157
Figure III.6. Influence du type de sol sur les profils de densité en profondeur	157
Figure III.7. Courbes d'équi-densités des sols étudiés sous compactage LRC pour (a) L, (b) K, (c) S50K50, et (d) S75K25	159
Figure III.8. Comparaison entre les poids volumiques secs moyens prédits et mesurés des essais au LRC et les résultats des essais d'Anjaneyappa et al. (2014)	162
Figure III.9. Comparaison des poids volumiques secs moyens entre LRC et Proctor Normal	163
Figure III.10. Profils d'indice des vides des éprouvettes compactées en dynamique, statique et par LRC.....	164

Figure III.11. Variation d'indice des vides en profondeur des éprouvettes de terrain compactées par vibrations (V) et sans vibrations (NV)	166
Figure III.12. Comparaison des profils d'indice des vides pour les éprouvettes de terrain compactées avec et sans vibrations et de laboratoire compactées au LRC.....	167
Figure III.13. Influence de l'effort de compactage sous LRC sur les distributions porales des échantillons (a) L, (b) K, (c) S50K50, (d) S75K25	169
Figure III.14. Observations au MEB des échantillons compactés au LRC sous les efforts de compactage F1 et F4 – organisation à l'échelle de la macroporosité.....	171
Figure III.15. Distributions porales des éprouvettes compactées en dynamique, statique et par LRC (a) L, (b) K, (c) S50K50, (d) S75K25.....	172
Figure III.16. Observations au MEB des échantillons de L compactés au LRC_F4 (a et d), au Proctor (b et e) et en statique (c et f)	174
Figure III.17. Observations au MEB des échantillons de K compactées : (a) au LRC_F4, (b) en dynamique, (c) en statique	175
Figure III.18. Observations au MEB des échantillons de S50K50 compactées : (a) au LRC_F4, (b) en dynamique, (c) en statique	175
Figure III.19. Observations au MEB des échantillons de S75K25 compactées : (a) au LRC_F4, (b) en dynamique, (c) en statique	176
Figure III.20. Distributions porales des échantillons de terrain compactés sans vibrations (NV) et avec vibrations (V).....	177
Figure III.21. Observations au MEB des échantillons de terrain SC compactés sans vibrations (NV) et avec vibrations (V)	178
Figure III.22. Distributions porales des échantillons de terrain compactés sans vibrations (NV) et avec vibrations (V) et de laboratoire compactés avec LRC.....	179
Figure III.23. Observations au MEB du sol SC compactés sans vibrations (NV) et au LRC_F4 (LRC_F4)	180
Figure IV.1. Configurations de compactage testées pour les essais de déstructuration de surface	185
Figure IV.2. Influence des cycles de roulement sur la déstructuration en surface à la configuration « C »	187
Figure IV.3. Observations au MEB du sol de référence (a et c) et du sol dégradé (b et d) pour L_C	188
Figure IV.4. Observations au MEB du sol de référence (a et c) et du sol dégradé (b et d) pour K_C.....	188
Figure IV.5. Observations au MEB du sol de référence (a et c) et du sol dégradé (b et d) pour S50K50_C.....	189
Figure IV.6. Observations au MEB du sol de référence (a et c) et du sol dégradé (b et d) pour S75K25_C.....	189
Figure IV.7 Evolution des distributions granulométriques à 1 000, 5 000 et 10 000 cycles pour S75K25_C.....	190

Figure IV.8. (a) Formation des agrégats lors de l'humidification et du compactage (b) Mécanisme de déstructuration en surface sous cycles de roulement	192
Figure IV.9. Observations MEB de la surface des éprouvettes soumises à 10 000 cycles de trafic	193
Figure IV.10. Evolution des distributions granulométriques pour S75K25_B à 5 000, 10 000 et 100 000 cycles	194
Figure IV.11. Courbes de rétention d'eau sur chemin de séchage des sols secs.....	197
Figure IV.12. Courbe de rétention d'eau sur chemin de séchage des sols compactés à l'OPN	198
Figure IV.13. Image représentative d'une éprouvette de L après 10 000 cycles de trafic (a) vue de haut de l'éprouvette et (b) vue de face de la zone sollicitée	199
Figure IV.14. Evolution des déformations verticales cumulées en fonction des cycles de trafic (a) L, (b) K, (c) S50K50, (d) S75K25.....	200
Figure IV.15. Influence du type de sol sur la déformation verticale finale	202
Figure IV.16. Evolution de la déstructuration de surface en fonction des cycles de roulement (a) L, (b) K, (c) S50K50, (d) S75K25.....	203
Figure IV.17. Influence du type de sol sur la déstructuration en surface sous cycles de trafic	204
Figure IV.18. Influence des cycles de trafic sur les distributions granulométriques des particules dégradées (a) L, (b) K, (c) S50K50, (d) S75K25	205
Figure IV.19. (a) Poids volumique sec en fonction de la teneur en eau de la fraction d'argile, (b) Influence du pourcentage d'argile sur la déstructuration de surface	208
Figure IV.20. Influence de l'état hydrique, l'état de compacité et les cycles de trafic sur les distributions porales des sols (a) L, (b) K, (c) S50K50, (d) S75K25	211
Figure IV.21. Influence du séchage et les cycles de trafic sur les distributions porales des sols (a) L, (b) K, (c) S50K50, (d) S75K25	213
Figure IV.22. Influence de la mise en œuvre et les cycles de trafic sur les distributions porales des sols (a) L, (b) K, (c) S50K50, (d) S75K25	215
Figure IV.23. Corrélation entre la déstructuration de surface D et les caractéristiques granulométriques et de cisaillement du sol Q	217
Figure IV.24. Déstructuration de surface des sols compactés à « B » à 5 000, 10 000 et 100 000 cycles	218
Figure IV.25. Distributions granulométriques des particules dégradées en surface de à « B » à 5 000, 10 000 et 100 000 cycles (a) L, (b) K, (c) S50K50 et (d) S75K25	219
Figure IV.26. Distributions porales des sols compactés à « B » soumis à 10 000 et 100 000 cycles	220
Figure IV.27. Courbes de cisaillement des sols (a) K, (b) L, (c) S50K50 et (d) S75K25	221
Figure IV.28. Cohésion et angle de frottement interne des sols d'étude	222

Figure IV.29. Courbes de cisaillement des sols aux interfaces (a) K, (b) L, (c) S50K50 et (d) S75K25	223
Figure V.1. Cinétique de l'humidité relative dans l'air et dans le sol à différentes pendant l'arrosage (a) K, (b) L, (c) S50K50, (d) S75K25, (e) SC	230
Figure V.2. Comparaison des courbes de rétention d'eau des sols sur chemin d'humidification.....	232
Figure V.3. Cinétiques des volumes d'eau cumulées dans les bacs de sol et d'eau durant l'arrosage (a) K, (b) L, (c) S50K50, (d) S75K25, (e) SC	234
Figure V.4. Calcul des pentes des indices d'adsorption IA et IB	235
Figure V.5. Corrélation entre les indices d'adsorption IA et IB	236
Figure V.6. Schéma de l'infiltration de l'eau dans la couche de surface	237
Figure V.7. Corrélation entre l'indice d'adsorption IB et la conductivité hydraulique k	239
Figure V.8. Corrélation entre la surface spécifique des sols Sa et la conductivité hydraulique k	240
Figure V.9. Images représentatives de l'évolution des fissures au cours de l'arrosage (a) K, (b) S50K50 et (c) S75K25	241
Figure V.10. Evolution de la densité des fissures pendant l'essai d'arrosage	242
Figure V.11. Courbes de compressibilité (a) L, (b) K, (c) S50K50, (d) S75K25 et (e) SC	244
Figure V.12. Dispositif d'arrosage in-situ : sections de sortie d'eau	249
Figure V.13. Planche d'essai de l'essai d'arrosage in-situ	250
Figure V.14. Q/S du matériel d'arrosage à différentes vitesses de passage	250
Figure V.15. Corrélations entre « Q/S du sol » et « Q/S de l'arroseuse »	251

TABLE DES TABLEAUX

Tableau I.1. Identification des points caractéristiques O, A et B des résultats de Mesbah et al. (1999).....	59
Tableau I.2. Pourcentage de déformations permanentes (Eliott et al., 1998 cité par Li, 2015)	70
Tableau I.3. Critères pour l'identification des sols effondrables (Das, 1995)	74
Tableau I.4. Classification de l'indice d'effondrement I_e (ASTM D 5333, 1996)	76
Tableau I.5. Valeurs seuils du degré de saturation au-delà duquel le sol ne s'effondre plus (Schwartz, 1985)	79
Tableau II.1 : Propriétés / Provenance des matériaux d'étude et nomenclature.....	88
Tableau II.2 : Propriétés physiques et texturales des matériaux d'étude.....	92
Tableau II.3. Coefficients de courbure C_c et d'uniformité C_u des matériaux d'étude.....	94
Tableau II.4. Comparaison des méthodes de mesure des distributions granulométriques des sols – classique et au laser.....	94
Tableau II.5. Tableau de classification du sol selon la norme AASHTO.....	96
Tableau II.6. Valeurs de teneur en eau et de poids volumique sec à l'Optimum Proctor Normal	97
Tableau II.7. Comparaison des poids volumiques secs de monocouches compactés en dynamique et en statique par rapport au multicouche Proctor Normal	101
Tableau II.8. Résultats de l'étude statistique ANOVA	104
Tableau II.9. Tableau récapitulatif des chargements de compactage par LRC	108
Tableau II.10. Conditions de préparation des éprouvettes pour l'essai de simulation de trafic	115
Tableau II.11. Paramètres de mesure et de calcul de l'essai d'arrosage	127
Tableau II.12. Comparaison des indices des vides macros (e_{yd}) et micros (e_{PIM}) des éprouvettes	140
Tableau III.1. Valeurs de l'angle de frottement et de la contrainte d'adhérence à l'interface sol/acier.....	154
Tableau III.2. Nombre de passes nécessaire pour atteindre les poids volumiques secs du côté sec de la courbe Proctor pour chaque effort de compactage, type de sol ainsi que son état hydrique	160
Tableau III.3. Poids volumiques secs des éprouvettes de SC compactées sur terrain.....	165
Tableau III.4. Comparaison des teneurs en eau et poids volumiques secs sur différentes fractions granulométriques	167
Tableau IV.1. Conditions de préparation des éprouvettes pour l'essai de simulation de trafic	185
Tableau IV.2. Indices des vides des éprouvettes avant l'essai de simulation de trafic	201

Tableau IV.3. Influence de l'état de compacité et des cycles sur les indices des vides macro (eyd) et micro (ePIM).....	210
Tableau IV.4. Influence du séchage et des cycles sur les indices des vides macro (eyd) et micro (ePIM).....	212
Tableau IV.5. Influence combinée de l'état hydrique et de compacité sur les indices des vides macro (eyd) et micro (ePIM).....	214
Tableau IV.6. Caractéristiques d'adhérence et de frottement aux interfaces du sol et de la gomme	216
Tableau IV.7 : Paramètres de cisaillement des sols aux interfaces.....	224
Tableau V.1. Poids volumiques sec des éprouvettes de sol avant l'essai d'arrosage	231
Tableau V.2. Contraintes de préconsolidation des sols compactés à « B »	245
Tableau V.3. Déformations verticales sous chargement œdométrique avec et sans imbibition	245
Tableau V.4. Potentiel d'effondrement CP lors de l'imbibition	246
Tableau V.5. « Q/S eau du sol » des matériaux non consolidés testés.....	248

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Face à la prise de conscience collective des enjeux du réchauffement climatique et de la raréfaction des ressources non renouvelables, les entreprises de terrassement doivent proposer des solutions concrètes, innovantes, économiques et conformes aux objectifs du développement durable.

Dans ce contexte, et sous l'égide de leurs organisations professionnelles (Fédération Nationale des Travaux Publics, Syndicat Professionnel des Terrassiers de France), ces entreprises de terrassement se sont volontairement engagées en 2009 pour répondre à ces attentes. La thèse s'inscrit dans ce cadre, elle vise à répondre à la question d'optimisation de la consommation en eau sur les chantiers de terrassement pour atteindre une réduction de 50 % à l'horizon 2020. Du point de vue environnemental, il est nécessaire de se donner les moyens pour traiter les besoins en termes de préservations des ressources naturelles, en l'occurrence l'eau.

Sur les chantiers de terrassements, l'eau est principalement utilisée pour la mise en œuvre des matériaux, pour les phases de traitement des sols, et enfin pour l'inhibition de l'envol des poussières par arrosage régulier des pistes. Cette dernière activité est la moins codifiée et représente donc le principal levier d'économie en eau sur un chantier de terrassement. L'utilisation d'importantes quantités sur les chantiers pourrait conduire au phénomène de stress hydrique, l'une des préoccupations des agents de la profession.

Les poussières, ou les particules fines en situation d'envol, sont principalement générées par le passage des engins sur les pistes non revêtues. Ces poussières entraînent des nuisances environnementales aux alentours des chantiers, notamment leur dépôt sur les végétations, ainsi que des nuisances sécuritaires dues au manque de visibilité pendant les travaux.

La double préoccupation, environnementale d'une part et économique d'autre part pour réduire les consommations en eau nécessite de traiter plus en profondeur et « à la source » le problème d'envol des particules fines. Cette question passe par une étude de la dégradation en surface du sol sur les chantiers de terrassement.

L'objectif principal de la thèse est donc d'étudier les mécanismes de génération des poussières induites par le passage des engins sur les sols compactés.

Les travaux présentés dans ce rapport de thèse consistent en une analyse approfondie du phénomène de déstructuration et de dégradation de surface des sols compactés. Il s'agit de :

- caractériser et maîtriser les propriétés des sols d'étude lors du compactage,
- comprendre les mécanismes de déstructuration des surfaces de sols compactés sous sollicitations cycliques de trafic, responsable de l'envol,
- étudier la stabilité des sols fins en lien avec leur hydratation en étudiant leur potentiel d'adsorption et d'infiltration au cours de leur humidification par arrosage.

Ce mémoire est structuré en cinq chapitres :

Le **premier chapitre** fournit une revue de la bibliographie. Une description des études réalisées sur l'envol de particules est présentée dans le premier volet du chapitre. La composition et les propriétés des sols fins sont ensuite présentées dans le second volet. Le comportement du sol aux sollicitations de compactage, ainsi qu'aux sollicitations hydromécaniques externes, est discutée dans le dernier volet.

Le **deuxième chapitre** est dédié à la présentation des matériaux d'étude, des différents systèmes expérimentaux utilisés ainsi que les méthodes de mesures adoptées.

Le **troisième chapitre** est centré sur l'évolution des propriétés des sols sous sollicitations de compactage. Une méthode de compactage par roulement de laboratoire est proposée, puis comparée aux différentes méthodes de compactage de laboratoire et de terrain. Les analyses sont réalisées à l'échelle macroscopique et microscopique.

Dans le **quatrième chapitre**, nous présenterons l'étude des mécanismes de déstructuration des surfaces de sol compacté sous sollicitations de trafic, au laboratoire. Une méthode de simulation de trafic de laboratoire est également présentée. L'influence des cycles de trafic, des sollicitations de séchage et des conditions de mise en œuvre des sols est analysée sous différentes échelles d'observations.

Enfin, le **dernier chapitre** a pour objectif d'étudier l'affinité à l'eau des sols par l'analyse de leur potentiel d'adsorption et d'infiltration d'eau. Un système expérimental, entièrement développé au laboratoire, est utilisé à cet effet.

CHAPITRE I

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE I. SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

INTRODUCTION.....	29
I.1. ETAT DE L'ART SUR L'ENVOL DES POUSSIÈRES.....	31
I.1.1. Définition de la poussière et réglementation	31
I.1.2. Mécanismes de transport de particules solides	31
I.1.3. Forces stabilisantes et déstabilisantes des particules fines	33
I.2. GENERALITES SUR LES SOLS FINS.....	35
I.2.1. Composition et organisation d'un sol fin.....	35
I.2.2. Forces inter-particulaires.....	38
I.2.3. Les propriétés des phases dans les sols partiellement saturés.....	39
I.3. COMPORTEMENT DES SOLS AU COMPACTAGE.....	48
I.3.1. Guide et référentiel pratiques de compactage	48
I.3.2. Mécanismes de compactage.....	52
I.3.3. Facteurs influençant le compactage des sols : échelle macro	57
I.3.4. Influence du compactage sur la modification de microstructure du sol ...	62
I.3.5. Méthodes théoriques de prédiction des propriétés de compactage.....	67
I.4. INSTABILITES DANS LES SOLS COMPACTES SOUS SOLlicitATIONS HYDROMECHANQUES EXTERNES.....	68
I.4.1. Comportement des sols compactés aux sollicitations d'origine hydromécanique	68
I.4.2. Comportement des sols compactés sous sollicitations d'origine hydrique	73
I.4.3. Comportement des sols compactés aux sollicitations de frottement de surface	80
CONCLUSION.....	83

INTRODUCTION

Les travaux de terrassement englobent la réalisation des déblais et des remblais pour le bâtiment et le génie civil (routes, autoroutes, voies ferrées, digues, barrages). Chaque étape d'exécution des travaux nécessite l'utilisation d'importantes quantités d'eau, d'un côté, pour le compactage des matériaux pour prévenir les déformations éventuelles des ouvrages durant leur durée de vie. De l'autre côté, l'eau est utilisée pour réduire les nuisances liées à l'envol des poussières sur les pistes non revêtues.

Cependant, les méthodes pratiques actuelles pour la réduction des nuisances liées à l'envol sont empiriques. Par conséquent, les quantités d'eau utilisées ne sont pas optimisées. De ce fait, et dans le cadre de l'engagement signé par les entreprises de terrassement sur la réduction des consommations en eau, il s'avère nécessaire d'étudier la problématique d'envol des poussières à la source.

En effet, la source principale de génération des poussières sur les chantiers est le passage des engins sur les pistes compactées. Ainsi, pour répondre à cette problématique multi échelle, il est nécessaire de faire un état de l'art lié à l'envol des poussières, en allant des définitions de base sur les sols fins à leur comportement au compactage et aux sollicitations hydromécaniques externes, sous différentes échelles d'observations. Ce chapitre est articulé en plusieurs volets :

Le **premier volet** de ce chapitre est dédié à un aperçu général sur la poussière. Un résumé des travaux concernant l'envol des particules fines est présenté.

Etudier le comportement des sols sous sollicitations hydromécaniques externes requiert une compréhension complète des propriétés des sols fins tant à l'échelle globale que locale. Le **second volet** regroupe les notions basiques et sur les sols fins. On entend par « sol fin » des sols contenant plus de 35 % de fines (de taille $< 80 \mu\text{m}$) selon la norme NF P 11 300 ([AFNOR, 1992](#)). Ils sont composés en partie ou en totalité de minéraux argileux. Trois aspects seront abordés : (i) L'organisation structurale d'un sol fin car le comportement à l'échelle macroscopique est intimement lié à la structure microstructurale du sol, en particulier sa minéralogie. (ii) Ensuite, nous allons nous intéresser à l'analyse des forces mises en jeu entre les composants du sol, notamment en présence d'eau. En effet, l'eau présente dans le sol peut changer significativement son comportement. Les problèmes liés au compactage, au gonflement/retrait des sols ainsi que les problèmes de tenue mécanique révèlent l'importance du rôle de l'eau dans le comportement et le fonctionnement des sols. (iii) Enfin, la dernière partie sera dédiée à rappeler le comportement d'un sol fin non saturé sous sollicitations hydriques et mécaniques (courbe de rétention d'eau, ...). Les influences du type de sol, de son état hydrique et de sa compacité seront mises en évidence.

Le **troisième volet** résume l'état de connaissances sur le compactage des sols à différentes échelles d'observations. Les limites des études réalisées à ce jour nous permettent de justifier certains choix réalisés dans notre étude.

Le **dernier volet** de ce chapitre est orienté vers la caractérisation du comportement des sols compactés sous sollicitations hydromécaniques externes. Les études sur les pathologies générées par le passage des engins seront détaillées dans ce chapitre, à savoir le comportement structural du sol par l'étude de l'orniérage et de l'effondrement par imbibition,

ainsi que son comportement textural par l'étude de l'influence des frottements sur les grains du sol.

Enfin, nous terminerons ce chapitre par une conclusion générale permettant de résumer l'apport des résultats de la littérature ainsi que leurs limites, et discuter les points liés à notre problématique.

I.1. ETAT DE L'ART SUR L'ENVOL DES POUSSIÈRES

I.1.1. Définition de la poussière et réglementation

La poussière est définie comme l'ensemble des particules fines de taille inférieure à 75 à 80 μm sujettes à l'envol. Dans le domaine de la pollution atmosphérique, les poussières de très faibles tailles de diamètre inférieur à 2.5, 4 ou 10 μm sont considérées.

Dans le domaine du génie civil, la réglementation française relative aux limitations des émissions de poussières dans les installations classées pour la protection de l'environnement sont expliquées dans la loi N°76-663 du 19 juillet 1976, abrogé par l'Ordonnance n°2000-914 du 18 septembre 2000 – art. 5 (V) au JORF 21 septembre 2000). L'article 1^{er} énonce : « *Sont soumis aux dispositions de la présente loi les usines, ateliers, dépôts, chantiers, et d'une manière générale les installations exploitées ou détenues par toute personne physique ou morale, publique ou privée, qui peuvent présenter des dangers ou des inconvénients soit pour la commodité du voisinage, soit pour la santé, la sécurité, la salubrité publiques, soit pour l'agriculture, soit pour la protection de la nature et de l'environnement, soit pour la conservation des sites et des monuments. Les dispositions de la présente loi sont également applicables aux exploitations de carrières au sens des articles 1^{er} et 4 du code minier* » ¹.

Toutefois, cette réglementation cible les chantiers fixes tel que : les usines, ateliers et carrières; mais elle ne concerne pas les chantiers mobiles dont les chantiers de terrassements.

I.1.2. Mécanismes de transport de particules solides

Les mécanismes d'envol et de transport des particules est largement étudié dans la littérature, notamment pour les sables (Bagnold, 1941 ; Vinkovic, 2005). Bagnold (1941) fut le premier à définir le mécanisme fut le premier à décrire les mécanismes de l'envol et à bâtir une théorie sur des observations effectuées au cours d'expériences réalisées en soufflerie sur site naturel (dunes de sable de Libye).

Owen, en 1964, s'est basé sur la théorie de Bagnold (1941) et montre qu'il existe trois formes de déplacement d'un lit de particules de sable suivant leur diamètre (Figure I.1):

¹ <http://www.legifrance.gouv.fr/>

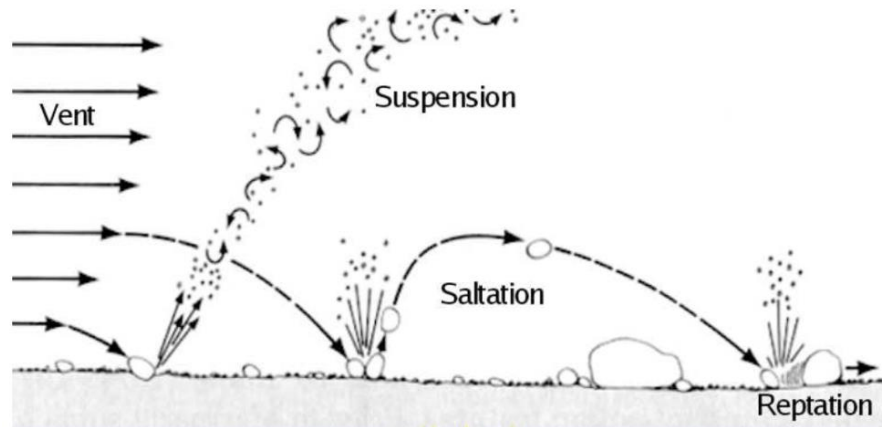


Figure I.1. Différents modes de transport des particules de sable (Mutch et al. 1976, tiré de Vinkovic, 2005)

- Pour des diamètres $> 500 \mu\text{m}$, le déplacement se fait par translation des particules sur le plan horizontal, appelé reptation,
 - Pour des diamètres intermédiaires entre 70 et $500 \mu\text{m}$, on définit le déplacement par saltation où le mouvement des particules se produit par petits bonds successifs. Les particules se redéposent sous l'effet de leur poids,
 - Pour les **particules fines**, ou **poussières**, dont les diamètres sont inférieurs à $70 \mu\text{m}$, elles se mettent en suspension dans l'air.
- **La saltation** : Le mouvement de la particule en saltation peut être décomposé en trois phases :
 - Lorsque la vitesse de l'écoulement est assez importante, la particule s'envole en subissant une accélération verticale. C'est la phase de mise en mouvement.
 - Ensuite, la particule prend de l'altitude. La force de pesanteur devient prépondérante et la vitesse verticale augmente jusqu'à ce qu'elle s'annule à une hauteur maximale.
 - Enfin, la particule se redépose et continue d'avancer grâce à l'entraînement par le vent suivant une trajectoire quasi-rectiligne. Au point d'impact, la particule se redépose sur le lit et distribue son énergie cinétique pour la déformation du lit et/ou l'envol d'autres grains. L'énergie déployée pour l'écoulement est suffisamment intense pour faire décoller une particule de la même taille que la première. Ainsi cette énergie va pouvoir faire envoler une particule de taille légèrement plus importante ou un nuage de particules formées par de petites particules par cet apport d'énergie.
 - **La suspension** : La suspension est un mécanisme de transport de sédiment par l'eau ou par le vent. Les particules sont emportées, sans se redéposer, sur de longues distances.
 - **La reptation** : La reptation concerne les particules ayant des diamètres supérieurs à $500 \mu\text{m}$. Les particules glissent ou roulent à ras du sol. Trop lourdes pour être soulevées par le vent, elles sont mises en mouvement par l'impact des particules en saltation plus que par la force éolienne directe.

I.1.3. Forces stabilisantes et déstabilisantes des particules fines

Le transport des particules de la surface du sol par le vent résulte de l'interaction entre un écoulement proche de la surface du sol, avec un ensemble de particules solides de tailles variables se trouvant sur la couche supérieure de la surface.

L'envol des particules fines est la conséquence de la combinaison de deux types de forces agissant sur la particule : les forces stabilisantes et les forces aérodynamiques. Les deux sollicitations tendent à déplacer les particules depuis la surface (Figure I.2). L'équilibre entre les forces stabilisantes et les forces déstabilisantes peuvent donner lieu ou non à l'arrachement d'un grain du sol. L'équilibre des forces dépend de plusieurs facteurs : type de sol (texture du sol, propriétés hydriques,...etc.), le climat (vent, température, humidité,...etc.) ainsi que la structure du sol (compacité, agrégation,...etc.).

L'ensemble des forces déstabilisantes sont exercées par le vent, à savoir : la force de traînée aérodynamique F_d et la force de portance aérodynamique F_l . La première s'oppose au mouvement du grain dans l'air et la seconde permet au grain de s'envoler et de se maintenir en altitude. Tandis que les forces stabilisantes regroupent les forces de gravité F_g et les forces inter-particulaires F_{ip} . Parmi ces dernières, on trouve les forces électrostatiques de Van Der Waals, les forces capillaires dues aux ponts capillaires entre les grains ainsi que les forces hygroscopiques d'adsorption. Toutes ces forces affectent le seuil de vitesse qui est la valeur minimale de la vitesse du vent requise pour initier l'envol ([Ravi et al. 2006](#), [Picotti et al. 2018](#)).

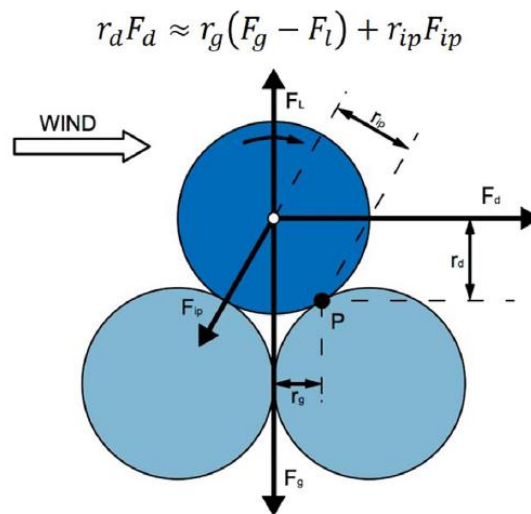


Figure I.2. Forces stabilisatrices et déstabilisatrices exercées sur la particule fine ([Picotti et al. 2018](#))

L'équilibre entre les forces stabilisantes et les forces déstabilisantes peuvent donner lieu ou non à l'arrachement d'un grain du sol. Cet équilibre dépend du type de sol (texture du sol, propriétés hydriques...), le climat (vent, température, précipitations...) ainsi que de l'état du sol (teneur en eau, compacité...).

Cet aperçu général sur l'envol des poussières permet de mettre en évidence l'intérêt de focaliser l'étude sur le sol à l'origine de l'envol. [Bolander et Yamada \(1999\)](#) ont démontré que la réduction de la poussière pouvait être effectuée de plusieurs façons: agglomération de particules fines, augmentation de l'adhérence des particules à la surface du sol ou

augmentation de la densité du matériau de la surface de la route. [Thenoux et al. \(2007\)](#), avaient proposé que la tenue de surface des pistes non revêtues pourrait être améliorée en agissant sur l'homogénéité du sol et la qualité du compactage. En revanche, ces recommandations n'ont pas été vérifiées.

Dans les prochains volets, nous nous intéresserons à l'ensemble des phénomènes liés à l'envol des poussières : les différents éléments constituant le sol et le rôle de l'eau dans les forces inter-particulaires, ainsi que leur comportement au compactage et aux sollicitations de trafic, responsables de l'envol. En effet, selon [Lohnes et Corree, \(2002\)](#), la désagrégation des agrégats de sol produits lors du chargement mécanique de la surface de la piste pendant le trafic constitue la source principale de la génération de particules fines.

I.2. GENERALITES SUR LES SOLS FINS

L'étude du comportement d'un sol sous sollicitation hydrique ou mécanique nécessite la bonne connaissance des propriétés minéralogiques des sols fins et les interactions qui y existent entre les phases constitutives du sol, en particulier en présence d'eau.

I.2.1. Composition et organisation d'un sol fin

I.2.1.1. Rappel des structures argileuses

Avant d'aborder la structure de la phase argileuse et ses relations avec l'eau, il est utile de rappeler les principales caractéristiques des espèces minéralogiques que l'on rencontre dans les sols. Selon leurs textures, les sols sont divisés en trois classes granulométriques classiques : les sables, les limons et les argiles. Du point de vue minéralogique, les sables et les limons sont essentiellement composés de quartz. Dans la pratique, les deux familles peuvent se distinguer par rapport à leur distribution granulométrique. La taille des particules de sables sont comprises entre 2000 à 50 μm , et de 50 à 2 μm pour les limons (Coussy et Fleureau, 2002).

Les argiles, quant à elles, sont définies comme étant la fraction inférieure à 2 μm . Cette délimitation granulométrique semble être insuffisante pour prendre en compte la constitution minéralogique. En effet, une grande variété minéralogique des argiles existe, malgré qu'elles soient toutes des phyllosilicates. Leur caractéristique structurale essentielle est composée d'une couche bidimensionnelle continue de tétraèdres d'atomes d'oxygène coordonnant des atomes de Si, et éventuellement de Al ou Fe. Cette couche tétraédrique est liée à une couche à coordinance octaédrique dans laquelle des oxygènes ou des hydroxyles (OH) coordonnent des cations Al^{3+} , Mg^{2+} , Fe^{3+} , Fe^{2+} ou Li^+ (Figure I.3). La structure formée en liant une couche octaédrique à une couche tétraédrique est appelée un **feuillet 1 : 1** dont l'épaisseur est d'environ 0.7 nm. Si une couche tétraédrique est collée de chaque côté d'une couche octaédrique, un feuillet 2 : 1 est formé, dont l'épaisseur est de 0.9 nm. L'empilement de plusieurs feuillets forme la « **particule** » et l'assemblage de plusieurs particules est appelé « **agrégat** ».

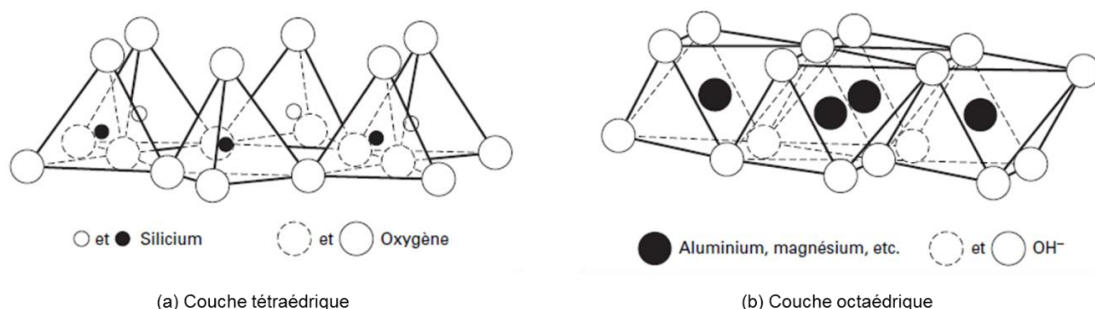


Figure I.3. Représentation de la structure cristallographique des minéraux argileux (d'après Mitchell, 1993, cité dans Delage et Cui, 2000)

En fonction de la charge qui peut se trouver à la surface des couches formées, les feuillets ne sont pas forcément électriquement neutres, tels que les feuillets 1 : 1 et 2 : 1. Des substitutions

ioniques dans le réseau cristallin (Al^{3+} octaédrique substitué par Mg^{2+} par exemple) peuvent induire un déficit de charge positive, ce qui se traduit par une charge nette négative.

I.2.1.2. Classification des minéraux argileux

Le type de feuillet, sa charge de surface ainsi que la nature des espèces interfoliaires sont à la base de la classification des argiles [Brown \(1984\)](#). Un bref descriptif des notions qui seront utiles pour la suite du manuscrit est présenté ci-après.

La **kaolinite** est une argile de type 1 :1, avec une charge de réseau nulle. Elle ne contient pas d'espèces interfoliaires et les feuillets s'empilent en étant liés les uns aux autres par des liaisons hydrogènes et des forces de Van der Waals. Les plaquettes formées par l'empilement de ces feuillets présentent une extension latérale de quelques centaines de nanomètres et une épaisseur de quelques dizaines de nanomètres. L'eau ne pénètre pas l'espace interfoliaire des kaolinites. Dans cette argile, les plaquettes s'orientent spontanément parallèlement les unes aux autres sous forme de paquets. La surface accessible à l'eau se situe entre 10 à 20 m^2/g .

Les **smectites** ont des propriétés pratiquement opposées aux kaolinites. Elles sont composées par des feuillets de type 2 :1, dont le déficit de charges est important, et compensé par des cations interfoliaires hydratés, qui sont dans les smectites naturelles sont le plus souvent des ions de calcium, magnésium ou sodium. L'énergie d'hydratation de ces ions permet à l'eau de pénétrer l'espace interfoliaire, ce qui les rend facilement échangeable. Cette expansion peut former des grandes distances de séparation. C'est le gonflement cristallin. L'aire théoriquement accessible à l'eau est de l'ordre de 800 m^2/g ([Fripiat et al. 1982](#)).

Les **illites** sont des argiles proches de smectites à substitution tétraédrique, mais présentent un déficit de charge plus élevé et les cations interfoliaires sont tous des ions K^+ . Ceux-ci ont la particularité de pouvoir s'imbriquer étroitement dans les cavités formées par les atomes d'oxygène ce qui les rend non hydratable et non échangeable. Les feuillets 2 :1 s'empilent donc solidement les uns aux autres pour former des cristallites en forme de plaquettes dont le capacité de gonflement est faible dans l'eau, et s'orientent localement plus ou moins parallèlement les unes aux autres comme dans les kaolinites ([Coussy et Fleureau, 2002](#)). La faible taille des cristallites confère cependant aux illites une surface spécifique accessible à l'eau pouvant atteindre 150 m^2/g .

Les **chlorites** sont des minéraux 2 :1 dans lesquels la charge du réseau est compensée par une couche interfoliaire d'hydroxyde de magnésium. Comme les illites, les chlorites ne gonflent pas et forment des plaquettes rigides.

Dans les sols courants, l'argile se présente sous forme de mélange complexe des principales familles évoquées ci-dessus. Les argiles les plus fréquentes sont les illites, les chlorites, les kaolinites, les interstratifiés, et enfin les smectites de type montmorillonite plus ou moins riches en Fe(II) et Fe(III) ([Coussy et Fleureau, 2002](#)). En résumé, on peut donc distinguer plusieurs pôles, selon la charge, la morphologie, la rigidité des particules et la surface accessible à l'eau. Cette dernière est également appelée surface spécifique.

I.2.1.3. Notion de surface spécifique

Les particules de sols peuvent se présenter sous différentes formes: sphérique lisses ou angulaires, aplaties ou sous formes de plaquettes. La surface spécifique d'un sol correspond à la somme des surfaces élémentaires de chaque grain/particule qui constitue le sol par masse

du solide, exprimée en (m^2/g). La connaissance de la surface spécifique d'un sol permet de comprendre l'affinité de celui-ci au contact avec de l'eau. Les mécanismes d'interaction entre le solide-liquide qui se produisent à l'interface des particules, notamment l'adsorption.

Valencia (2008) cite certains facteurs influençant la valeur de la surface spécifique des argiles, dont : la taille, la forme des particules argileuses, la composition minéralogique ainsi que l'état de surface.

Selon Eslinger and Peaver (1988) la surface spécifique totale des particules argileuses se définit comme la somme de deux surfaces : une surface externe comprise entre les particules et une surface interne correspondant à l'espace interfoliaire. Les auteurs donnent la surface spécifique de certaines argiles, par exemple les kaolinites, qui ne possèdent pas de surface interne, présente des valeurs de l'ordre de $15 \text{ m}^2/\text{g}$. La smectite, quant à elle, possède une surface totale de $800 \text{ m}^2/\text{g}$ environ.

Yukselen and Kaya (2006) (cité dans Valencia, 2008) ont regroupé les différentes méthodes de mesure de la surface spécifique en deux catégories principales :

- L'adsorption de gaz qui mesure la surface spécifique externe par adsorption des molécules simples telles que l'azote (N_2) à basses températures.
- L'adsorption des molécules qui mesure la surface spécifique totale des particules par l'adsorption des liquides polaires tels que l'éthylène glycol, le bleu de méthylène, etc.

I.2.1.4. Quelques définitions

La structure en agrégats d'un sol peut prendre deux définitions en fonction de la composition minéralogique du sol. Ainsi, le terme « agrégat » peut signifier,

- Un assemblage d'un groupe de grains qui peuvent être de même nature (grain-grain) dans le cas de sols granulaires,
- Pour des mélanges de minéraux argileux (phyllosilicates) et de sol à grains solides, le terme « agrégat » peut être utilisé pour un groupe de grains constitué d'un assemblage de (grain-particule d'argile) ou (particule d'argile-particule d'argile).
- Dans un assemblage (particule d'argile –particules d'argile), deux cas peuvent se présenter en fonction de la minéralogie de l'argile (Figure I.4).

Cette structure des sols, composée d'agrégats, comprend des pores de différentes tailles. On distingue ainsi la porosité inter-foliaire, la porosité inter-particulaires (ou intra-agrégats) et la porosité inter-agrégats (Delage et Lefebvre, 1984).

La porosité interfoliaire est essentiellement constituée d'eau adsorbée. En revanche, dans les porosités inter-agrégats et intra-agrégats, on trouve l'eau libre ou liée en fonction de la distance entre la molécule d'eau et la surface externe de la particule d'argile, ce qui accentue l'importance de ces pores vis-à-vis des écoulements, donc la texture du sol.

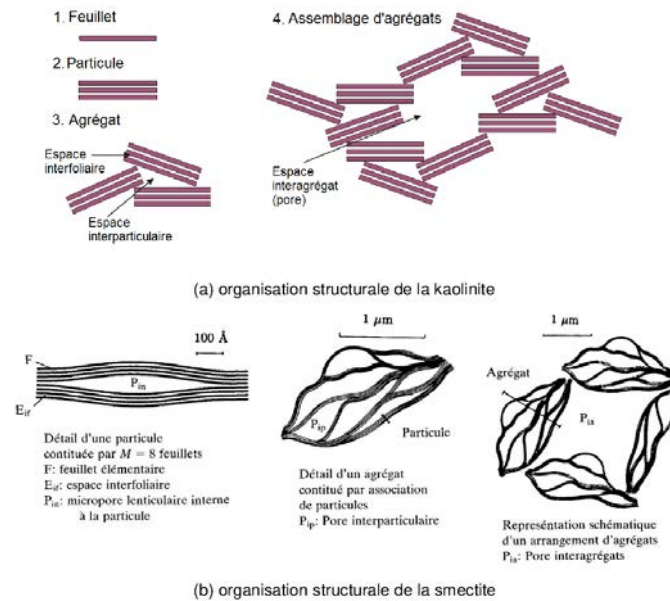


Figure 1.4. Unités texturales d'après (a) [Bergaya and Lagaly \(2006\)](#) et (b) [Touret et al. \(1990\)](#)

A partir de la taille des pores, différents types de pores ont été distingués ([Pusch, 1982](#) ; [Tessier et al. 1992](#)). Les termes micro-pores, mésopores et macropores sont évoqués. [Al mukhtar et al., 1996](#), citant différents auteurs, indiquent que la taille moyenne des pores de l'ultrastructure (intra-particule) est comprise entre 10 et 15 Å°, celle des micropores (inter-particule ou intra-agrégat) entre 25 et 2000 Å°, et celle des macropores (inter-agrégat) supérieurs à 2000 Å°.

I.2.2. Forces inter-particulaires

Les effets de l'eau sur le comportement des sols à l'échelle macroscopique sont la conséquence de phénomènes qui se produisent à l'échelle locale, c'est-à-dire à l'échelle de la particule/grain. L'eau peut en particulier interagir avec les minéraux des particules du sol. Ces interactions physico-chimiques sont particulièrement importantes dans le cas des argiles ([Delage et Cui, 2000](#)). L'attraction exercée par les particules d'argile sur l'eau est engendrée par le déficit de charges électriques (double couche électrique) et par la création de liaisons hydrogènes ([Mitchell, 1993](#)).

I.2.2.1. Notion de « double couche diffuse »

Lorsque l'eau interstitielle contient un soluté ionique, un nuage de contre-ions, de signe opposé à celui de la surface des plaquettes, se forme à leur voisinage appelé « double couche ionique ». Ces doubles couches sont le siège de phénomènes complexes. Selon la distance entre les plaquettes, la nature des ions en solution et leur concentration, les doubles couches peuvent donner lieu à des forces répulsives ou attractives, générant des phénomènes de dispersion et de floculation, respectivement. Cette attraction engendre la formation d'une structure organisée de molécules d'eau, entourant les agrégats de particules argileuses, appelée eau adsorbée interparticulaire ([Chappuis, 1999](#)).

I.2.2.2. Forces de Van der Waals

L'attraction entre deux plaquettes est due aux forces de Van der Waals. Elles sont dues aux champs électriques résultant du mouvement des électrons sur leurs orbites. La force totale provient de l'assemblage de trois types de combinaisons pouvant survenir entre des molécules ou des particules, à savoir les forces dipolaires correspondant au terme Keesom (équation (I.1)), les forces de polarisation traduites par le terme Debye (équation (I.2)), ainsi que les forces de dispersion exprimées par le terme London (équation (I.3)), dues aux dipôles électriques induits par les fluctuations des distributions électroniques.

$$E_{Keesom} = -\frac{2 \mu_1^2 \mu_2^2}{3 k T} \frac{1}{R^6} \quad (I.1)$$

Avec : μ_1, μ_2 , moments dipolaires permanents ; T , température absolue; R , distance entre les molécules, k , constante de Boltzmann.

$$E_{Debye} = -\mu_1^2 \alpha_2 \frac{1}{R^6} \quad (I.2)$$

Avec : α , la polarisabilité dipolaire moyenne

$$E_{London} = -\frac{3 h \nu \alpha_1 \alpha_2}{(4 \pi \varepsilon_0 \varepsilon)^2} \frac{1}{R^6} \quad (I.3)$$

Avec : h , constante de Planck, ν , fréquence électronique d'absorption (Hz)

Les forces les plus communes sont les forces de London, car elles existent entre toutes les entités moléculaires, quel que soit leur taille.

Ces forces intermoléculaires varient inversement proportionnellement à une puissance élevée de la distance. Il se crée autour des particules de sol une pellicule d'eau adsorbée ou eau liée. Elle est maintenue à la surface des grains par des forces d'attraction moléculaires. Les dipôles d'eau sont orientés perpendiculairement à la surface des grains. La couche d'eau adsorbée joue un rôle de lubrifiant entre les grains. Son influence est considérable sur les propriétés mécaniques du sol.

I.2.2.3. Forces capillaires

Les forces capillaires résultent de la condensation de l'eau dans les contacts inter-grains/particules. Ces forces peuvent se produire entre toutes les surfaces des particules de sol, pour autant que l'humidité relative soit suffisante (Coussy et Fleureau, 2002).

I.2.3. Les propriétés des phases dans les sols partiellement saturés

Le comportement du sol est en grande partie lié à la quantité de l'eau qu'il contient, en plus de sa composition minéralogique et granulométrique. En effet, l'eau présente dans le sol peut changer significativement son comportement. Les problèmes liés au compactage, au

gonflement/retrait des sols, phénomène du gel/dégel ainsi que les problèmes de tenue mécanique révèlent l'importance du rôle de l'eau dans le comportement et le fonctionnement des sols (Holtz et Kovacs, 1991). Ce comportement à l'échelle macrostructurale est dû à la combinaison du comportement du fluide dans l'espace poral avec le comportement mécanique de la matrice solide.

I.2.3.1. Interactions des phases dans les sols

La tenue des sols fins non saturés est assurée par les interactions entre les différentes phases qui le constituent : solide, liquide et gazeuse.

L'interaction entre la phase solide et la phase liquide est définie par l'**adsorption**. Comme expliqué précédemment, lorsque le solide est en contact avec l'eau, notamment dans les sols argileux, un film d'eau adsorbée est créé autour des particules d'argile sous l'effet des forces de Van der Waals et de la double couche diffuse.

A l'interface gaz-eau, c'est le phénomène de **tension superficielle** qui se met en place. L'interface liquide-gaz se comporte comme une membrane tendue caractérisée par une tension superficielle σ_s qui s'oppose à ses déformations. Elle résulte de la différence entre les pressions d'air et d'eau, qui génèrent une attirance des molécules d'eau vers les molécules du gaz. Ainsi, il se produit une tension superficielle à cette interface (Delage et Cui, 2000).

Les interactions entre les trois phases conduisent à la notion de « **capillarité** ». Lorsque la quantité d'eau est suffisante, un **pont capillaire** se forme entre deux grains/particules de sol, qui confère au sol une **cohésion**. Dans un pont capillaire de forme concave, où l'eau est le fluide interstitiel, la pression du gaz est supérieure à la pression du liquide. La différence de pression génère une action attractive entre les grains appelée « **suction** ».

La cohabitation de l'air et de l'eau dans les pores diffère selon la teneur en eau du sol. Ainsi, il est possible de définir plusieurs régimes de l'eau dans les sols non saturés: le régime hygroscopique et pendulaire où l'eau est discontinue, le régime funiculaire où la phase liquide est continue ainsi que la phase saturation dans laquelle quelques bulles d'air piégées peuvent être trouvées (Bear et Cheng, 2009). La Figure I.4 montre les états microscopiques de l'eau, et la Figure I.5 résume les interactions microscopiques eau-solide dans les régimes funiculaire et pendulaire.

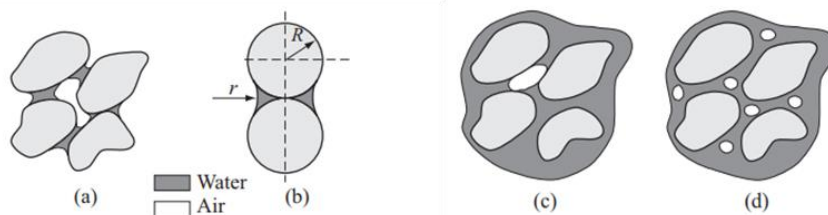


Figure I.5. Représentation schématique des différents états de l'eau dans un sol : (a) régime pendulaire, (b) régime pendulaire entre deux sphères, (c) régime funiculaire, et (d) saturation insulaire de l'air (Bear et Cheng, 2009)

Dans le régime hygroscopique, l'eau est adsorbée ou liée à la surface des particules de sol, notamment les sols argileux, de par l'action de phénomènes d'attraction moléculaire et électrostatique. Lorsque la teneur en eau augmente, les forces de capillarité apparaissent. Ces forces agissent aux contacts entre les particules du sol dans le régime pendulaire, et aux

alentours de toute la particule dans le régime funiculaire (Mitchell et Soga, 2005). Enfin, ces forces sont très faibles, voire nulles, à la saturation.

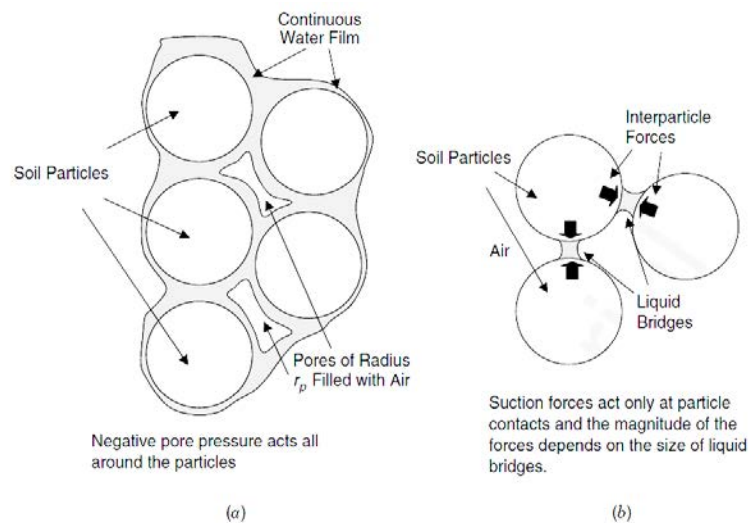


Figure 1.6. Interactions microscopiques eau-solide dans les sols non saturés : (a) régime funiculaire, (b) régime pendulaire (Mitchell et Soga, 2005)

Le passage de l'état de l'eau du régime pendulaire au régime funiculaire s'accompagne par une rupture des ponts capillaires qui relient les grains/particules du sol, c'est le phénomène de coalescence des ponts capillaires (Rynhart *et al.*, 2002 ; Murase *et al.* 2004; Wang *et al.* 2017). Selon Murase *et al.* (2004), dans le cas d'un assemblage de trois grains de même taille, la coalescence est le résultat de l'augmentation de la force verticale qui agit sur les grains supérieurs.

Du point de vue énergétique, la coalescence est le résultat de l'équilibre entre la libération de l'énergie, due à une reconfiguration de l'interface liquide-vapeur donc de la tension superficielle, et de la dissipation d'énergie, due à l'écoulement visqueux du liquide aux contacts inter-agrégats.

Ghezzehei et Or (2000) stipulent que le début et la fin de la coalescence sont déterminés soit par la condition de contrôle basée sur la résistance du sol, soit par la géométrie du col solide. Les conditions basées sur la résistance du sol stipulent que la coalescence n'a lieu si l'énergie de l'écoulement de l'eau est suffisamment supérieure à la résistance du sol. Tandis que la contrainte géométrique, elle est principalement due à la déformation des contacts inter-agrégats (arrondissement ou lissage) après la coalescence, qui limite le potentiel matriciel (énergie maximale disponible).

I.2.3.2. Succion dans les sols

La succion traduit l'intensité des pressions développées à l'interface liquide-solide-gaz. Elle prend des valeurs faibles pour des sols relativement saturés et atteint des valeurs maximales pour des sols relativement secs. La succion totale traduit l'ensemble de la succion matricielle et de la succion osmotique. La succion matricielle est liée essentiellement aux effets capillaires ($u_c = u_a - u_w$) et la succion osmotique est liée aux concentrations de sels dissous dans l'eau (noté ϕ_0) (Baker et Frydman, 2009).

Si la concentration de sel dans l'eau est faible, la succion osmotique peut être négligée. Dans ce cas, la succion totale est donnée par la loi de Jurin-Laplace selon l'équation (I.4) qui permet de relier la succion capillaire existant au niveau de l'interface eau-air des pores, au rayon d'un pore équivalent (Figure I.7).

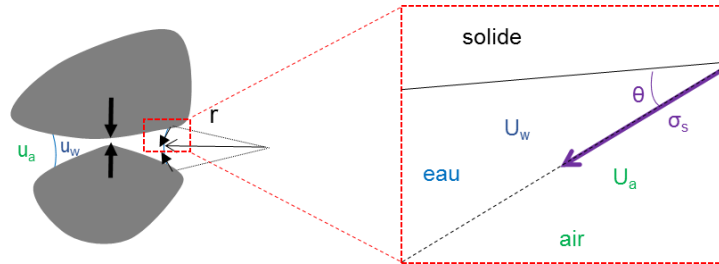


Figure I.7. Représentation du ménisque : succion capillaire

$$u_a - u_w = \frac{2\sigma_s \cos \theta}{r} \quad (I.4)$$

Avec :

u_a : pression de l'air ; u_w : pression de l'eau ; σ_s : tension de surface eau-air (N/m) ; r : rayon du pont capillaire (m) ; θ : angle de raccordement du ménisque

On a pour l'eau : $\sigma_s = 72.75 \times 10^{-3} \text{ N/m}$ et $\cos \theta = 1$.

I.2.3.3. Relation succion-humidité relative

Le potentiel d'un sol à absorber de l'eau peut être défini comme l'état d'énergie libre de l'eau du sol (Edlefsen et Anderson, 1943). La pression partielle de vapeur d'eau peut être utilisée pour mesurer l'état d'énergie libre du sol (Richards, 1965), et la relation thermodynamique existante entre la succion du sol et la pression de vapeur partielle est définie par la loi de Kelvin en fonction de la température (équation (I.5)).

$$u_a - u_w = \frac{RT}{gM} \ln(h_r) \quad (I.5)$$

Avec :

h_r : humidité relative, égale au rapport de la pression partielle de la vapeur d'eau P dans l'atmosphère considérée, à la pression de vapeur saturante P_0 qui dépend de la température T ($P_0 = 1.75 \text{ cmHg}$ à $T = 20^\circ \text{C}$).

M : masse molaire de l'eau ($M = 18.016 \text{ g/mol}$);

g : accélération due à la pesanteur (m/s^2);

R : constante molaire des gaz ($R = 8.314 \text{ J.mol}^{-1}.K^{-1}$)

T : température thermodynamique (K)

En effet, la température est un facteur qui influence le comportement non saturé des sols. Par exemple, dans les sols exclusivement capillaires (sables propres), cette relation montre que le rayon du ménisque est défini par l'humidité de l'atmosphère dans laquelle le sol se trouve, indépendamment de la nature du sol lui-même. La pression partielle de la vapeur d'eau est inférieure à la pression de vapeur d'eau saturante à proximité du ménisque, et est d'autant plus faible que le rayon de courbure est faible.

I.2.3.4. Propriétés hydriques des sols : courbe de rétention d'eau

De très nombreux problèmes géotechniques font intervenir les variations d'état hydrique du sol sous l'action de contraintes d'origine capillaire. Parmi ces phénomènes, nous pouvons citer celui du retrait-gonflement des sols, ainsi que le phénomène d'infiltration et d'évaporation dans la géotechnique routière, notamment notre problématique sur des sols soumis à l'arrosage. Le comportement du sol sous ces sollicitations hydriques est étudié par des chemins d'humidification et de séchage, également appelée « courbe de rétention d'eau du sol ».

La courbe de rétention d'eau schématise la relation entre la succion et l'état d'humidité du sol, sur un chemin d'humidification ou de séchage. L'état d'humidité du sol peut être exprimé par le degré de saturation du sol, la teneur en eau volumique, la teneur en eau gravimétrique ainsi que le volume d'eau spécifique. Les interactions des phases du sol sont dominées par les mécanismes d'adsorption et de capillarité, qui sont intimement liés à la composition minéralogique du sol, sa microstructure, sa surface spécifique, sa température et la chimie des fluides dans les pores (Romero et al. 2011 ; Or et Tuller, 1999). Parmi ces études, nous pouvons citer celle d'Or et Tuller (1999) qui met en évidence le rôle des forces de capillarité et des surfaces d'adsorption. Les auteurs ont conclu que les forces capillaires dominent à de faibles valeurs de succion, tandis que les forces d'adsorption régissent le comportement hydraulique à des succions supérieures à 1 MPa. La quantité d'eau adsorbée est fortement liée à la surface spécifique (Tuller et Or, 2005), et elle est influencée par la structure intra-agrégat du sol et par les interactions chimiques de la surface solide avec le fluide interstitiel.

Les caractéristiques des courbes de rétention d'eau des sols ont été largement analysées pendant ces dernières décennies : (i) par des équations de corrélation (Brooks and Coney, 1964 ; Fredlund et Xing, 1994), (ii) influence des conditions de compactage (Vanapalli et al. 1999 ; Miller et al. 2002 ; Verbrugge et Fleureau, 2002 ; Fleureau et al. 2002), (iii) modélisation de l'hystérésis (Pham et al. 2005) (iv) influence de la température (Tang et Cui, 2005 ; Salager et al. 2006). Parmi les différents travaux existants, nous présenterons ci-dessous quelques-uns essentiels qui nous permettront d'expliquer certains phénomènes en lien avec notre étude.

Selon Fredlund et al. (2012), la nature du sol a une influence sur la courbe de drainage du fait des phénomènes d'adsorption liés à l'activité physico-chimique de la fraction argileuse du sol, ainsi que des phénomènes capillaires liés à la taille des pores (Figure I.8) . Le premier aspect de l'influence de la nature du sol est observé que la succion de désaturation du sol. Elle peut être déduite à partir des courbes de rétention d'eau, et correspond au premier point d'inflexion de la courbe. En partant d'un état saturé, le sable semble se désaturer rapidement avec des valeurs de succion relativement faibles comparé à l'argile marine, sous une même valeur de succion. La faible valeur de succion d'entrée d'air montre que le sol présente des pores de grande taille qui ont tendance à se désaturer rapidement. Ce comportement est souvent observé pour les sols granulaires de granulométrie uniforme (Murray et Sivakumar, 2010).

L'argile marine, quant à elle se désature lentement mais atteint des valeurs de succion nettement supérieures même à de faibles valeurs de teneur en eau de l'ordre de 0.1.

L'étendue du domaine sur lequel le sol reste insaturé est liée en partie à l'effet très marqué de sa minéralogie ainsi que son affinité à l'eau, quantifiée par la surface spécifique. [Fleureau et al. \(2002\)](#) ont comparé le comportement de deux types de sols (limon de Jossigny et l'argile gonflante FoCa) sur les chemins de drainage. Les résultats montrent que la succion d'entrée d'air prend une valeur de 800 kPa pour le limon de Jossigny et dépasse 1200 kPa pour l'argile FoCa.

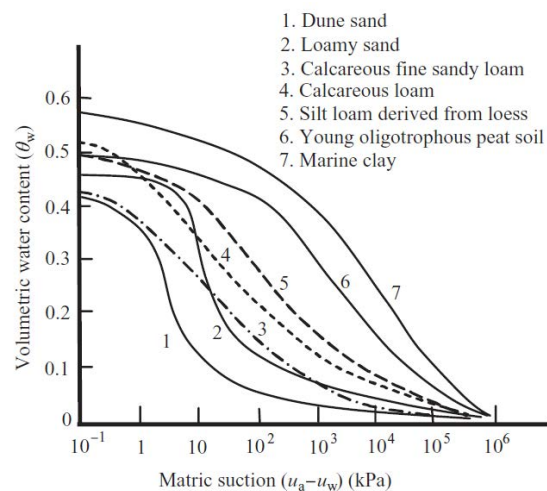


Figure 1.8. Influence du type de sol sur les courbes de rétention d'eau ([Murray et Sivakumar, 2010](#))

Cette forte relation entre les courbes de rétention d'eau et la distribution des tailles des pores a poussé certains auteurs à proposer des modèles de prédiction à partir de la distribution des pores obtenue par la porosimétrie au mercure. Parmi ces auteurs on peut citer par exemple [Simms et Yanful \(2002\)](#) et [Casini et al. \(2012\)](#). La méthode de détermination de la courbe de rétention d'eau est détaillée plus loin (section 2.3.5).

[Fleureau et al. \(2002\)](#) ont suivi les chemins d'humidification/séchage d'un mélange d'argile et de sable provenus des sites de Chambon (LaVerne). Sur les trois échantillons testés, à des teneurs en eau différentes (w_{OPN} ; $w_{OPN+3\%}$; $w_{OPN+5\%}$), les auteurs montrent que la différence entre les chemins d'humidification des éprouvettes suivant des teneurs en eau différentes reste limitée (Figure 1.9). Les auteurs concluent que ce paramètre influence peu le comportement des chemins de drainage et d'humidification.

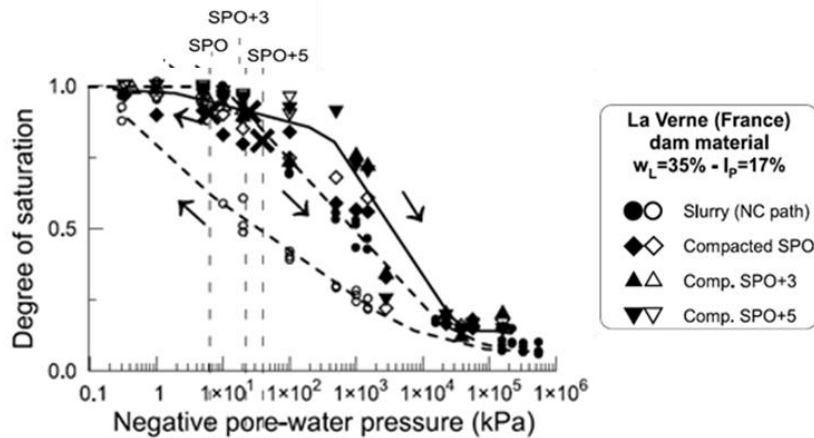


Figure 1.9. Chemins de drainage/humidification du matériau de LaVerne pour 3 teneurs en eau différentes [symboles pleins pour l'essai de séchage – symboles vides pour l'essai d'humidification] (Fleureau et al. 2002)

Par ailleurs, l'influence du mode de compactage et de la contrainte de compactage étudiée, entre autres par Fleureau et al. (2002), les résultats des essais sur des échantillons de limon de Jossigny compactés au Proctor et d'autres consolidé à l'œdomètre montrent que la pression d'entrée d'air de l'échantillon consolidé à l'œdomètre pour une contrainte de consolidation de 0.1 MPa est la même que celle atteinte pour l'échantillon compacté à l'optimum Proctor. Tandis que l'échantillon compacté à 1 MPa qui suit presque le chemin de l'échantillon compacté à une succion de désaturation, dans ce cas, plus grande. Sur chemins d'humidification, pour la contrainte de consolidation de 1 MPa, les résultats sont presque superposés à ceux de l'échantillon compacté au Proctor.

A partir de ces résultats, les auteurs concluent que les chemins d'humidification et de drainage des échantillons compactés à teneur en eau optimale et à densité sèche maximale sont semblables aux chemins des échantillons en boue, et presque superposés pour les échantillons consolidés à une contrainte importante.

L'influence de l'état initial du sol sur les courbes de rétention d'eau est également mise en évidence par Fleureau et Kheirbek-Saoud (2001). La discussion des auteurs a porté sur le rôle de l'arrangement des grains de sol dans le comportement hydrique du sol. En comparant les courbes de drainages de deux échantillons saturés de kaolinite P300, l'un compacté sous une contrainte verticale de 100 kPa puis saturé et l'autre préparé sous forme de pâte à teneur en eau égale à un et demi la teneur en eau de liquidité du sol, les auteurs notent que l'état initial du matériau gouverne son comportement.

Les sols compactés constituant les pistes non revêtues sont souvent soumis, lors de l'arrosage ou en cas de températures élevées, à des échanges sol-atmosphère. Ces échanges peuvent induire des sollicitations hydriques supplémentaires du sol, notamment le cycle de séchage et d'humidification dans le sol. Les travaux de Vanapalli et al. (1999) et Fleureau et al. (2002) justifient la nécessité de suivre le comportement du sol suivant les chemins de séchage et d'humidification. L'étude du comportement du sol soumis à ces sollicitations permet de prévenir les risques d'instabilité de la surface du sol.

I.2.3.5. Détermination de la courbe de rétention d'eau sur chemin de séchage à partir des résultats de porosimétrie au mercure

Plusieurs auteurs ont proposé des méthodes de déduction de la courbe de rétention d'eau sur chemin de séchage à partir des résultats de porosimétrie au mercure ([Prapaharan et al. 1985](#) ; [Casini et al. 2012](#)). En effet, en considérant que le volume de mercure injecté équivaut à une extraction d'eau, l'équation de Washburn (équation (I.6)) peu s'écrire pour le mercure et pour l'eau respectivement selon les équations (I.7) et (I.8).

Avec : γ_s le poids spécifique du sol

En écrivant la loi de Washburn (I.4(I.6)) pour le mercure et pour l'eau :

$$P = \frac{2\sigma_s \cos \theta}{r} \quad (I.6)$$

Avec :

P : pression d'injection du fluide (MPa)

σ_s : tension de surface fluide-air (N/m)

r : rayon d'entrée du pore (m)

θ : angle de raccordement du ménisque fluide-pore

Pour le mercure :

$$P_{Hg} = \frac{2\sigma_{sHg} \cos \theta_{Hg}}{r} \quad (I.7)$$

Et pour l'eau :

$$P_w = \frac{2\sigma_{sw} \cos \theta_w}{r} \quad (I.8)$$

D'où :

$$P_w = \frac{\sigma_{sw} \cos \theta_w}{\sigma_{sHg} \cos \theta_{Hg}} P_{Hg} \quad (I.9)$$

En prenant $\sigma_{sw} = 0.073 \text{ N/m}$, $\theta_w = 0^\circ$, $\sigma_{Hg} = 0.484 \text{ N/m}$, $\theta_{Hg} = 147^\circ$, on aboutit à la relation suivante :

$$P_w \approx 0.196 P_{Hg} \quad (I.10)$$

Il est donc simple d'établir une relation entre P_w et r en partant d'un essai de porosimétrie au mercure (Croney, 1952 cité par Cui, 1993 ; Casini et al. 2012). Les résultats de Prapaharan et al. (1985), présentés dans la Figure I.10, une assez bonne correspondance entre les résultats expérimentaux et la modélisation a été déduite par les auteurs.

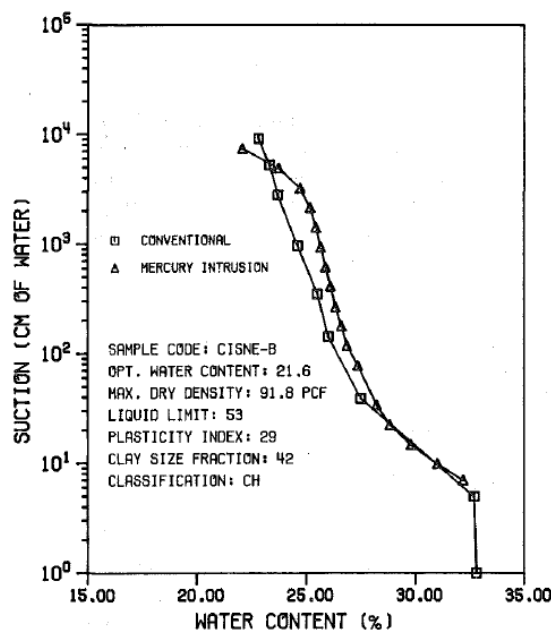


Figure I.10. Courbe de rétention d'eau déterminée à partir des courbes porosimétriques (Prapaharan et al. 1985)

Les différentes études bibliographiques présentées, sur le comportement des sols non saturés, ont montré que le sol présente des comportements différents selon sa nature minéralogique, son état initial, son état de compacité ainsi que son chemin de chargement hydrique et mécanique. Néanmoins, l'étude sur des sols secs non consolidés n'est pas considérée. Un intérêt particulier sera porté sur les sols non consolidés dans notre étude.

I.3. COMPORTEMENT DES SOLS AU COMPACTAGE

L'étude du comportement des sols non saturés aux sollicitations externes nécessite une bonne connaissance du comportement des sols pendant leur mise en œuvre, c'est-à-dire le compactage.

Nous présenterons dans ce volet, les guide et référentiel pratiques utilisés in-situ et au laboratoire, ainsi que les principaux travaux menés sur l'étude du compactage à l'échelle macroscopique et microscopique sous différentes méthodes de compactage de laboratoire et de terrain.

I.3.1. Guide et référentiel pratiques de compactage

Aujourd'hui, le compactage des sols se base sur des guides pratiques et référentiels normalisés issus, en grande partie, des expériences de terrain. A l'échelle du terrain, le Guide des Terrassements Routiers (GTR) est utilisé en phase de préparation de chantier et pendant les travaux. Les recommandations qui y sont inscrites, notamment les propriétés optimales de compactage du sol, sont basées sur l'essai de référence de laboratoire Proctor.

I.3.1.1. Guide de compactage de terrain : le GTR

Le document « Recommandation pour les Terrassements Routiers, RTR » fut le premier document d'outil méthodologique utilisé pour les principaux aspects techniques liés à l'étude des projets et la conduite des travaux de construction des remblais et des couches de forme. Suite aux enseignements recueillis durant les quinze ans d'application du RTR, le SETRA et le LCPC ont publié une version révisée du document, appelé « Guide des Terrassements Routiers, GTR » en 1992. Le GTR s'articule autour de 4 chapitres :

- La classification (sols, matériaux rocheux, sols organiques et sous-produits industriels) qui fait également l'objet de la norme AFNOR (NF P 11-300)
- Les conditions d'utilisation des matériaux en remblai
- Les conditions d'utilisation des matériaux en couche de forme
- Les modalités de compactage et de réglage des matériaux

Nous discuterons dans ce qui suit le contenu des chapitres 1 et 4 du GTR ([LCPC](#), [SETRA 1992](#)).

a. Classification des sols selon le GTR

Suivant la granulométrie, les paramètres d'identification et d'état d'un sol, il est possible de distinguer de nombreux types de sols, qui peuvent présenter des comportements géotechniques très différents. Dans le domaine des terrassements, le GTR met à disposition des praticiens des tableaux de classification des sols pour prédire le comportement du sol, et ainsi pouvoir mieux appréhender leur comportement à priori lors de la réalisation d'un chantier.

Les matériaux sont classés en 3 catégories :

Les sols : classés en 4 classes (A, B, C et D) selon les paramètres de nature (tamisat à 2 mm ; passant à 80 μ m, IP, VBS), de comportement mécanique (les coefficients Los Angeles

(LA) et Micro-Deval en présence d'Eau (MDE) sur la fraction granulaire 10/14, ou à défaut 6.3/10) et le coefficient de friabilité des sables (FS) sur la fraction 0/1 ou 0/2), et d'état (état hydrique), déterminés sur la fraction 0/50 mm.

Les matériaux rocheux (classe R) : Deux classes principales sont distinguées suivant les familles des roches habituellement considérées : les matériaux rocheux issus des roches sédimentaires et ceux issus des roches magmatiques et métamorphiques.

Les sous-produits industriels (classe F) classés en 9 familles, notamment les matériaux naturels refermant des matières organiques (F1), matériaux de démolition (F7) ainsi que les autres déchets et sous-produits industriels (F9).

La Figure I.11 présente le tableau synoptique de classification des matériaux selon leur nature.

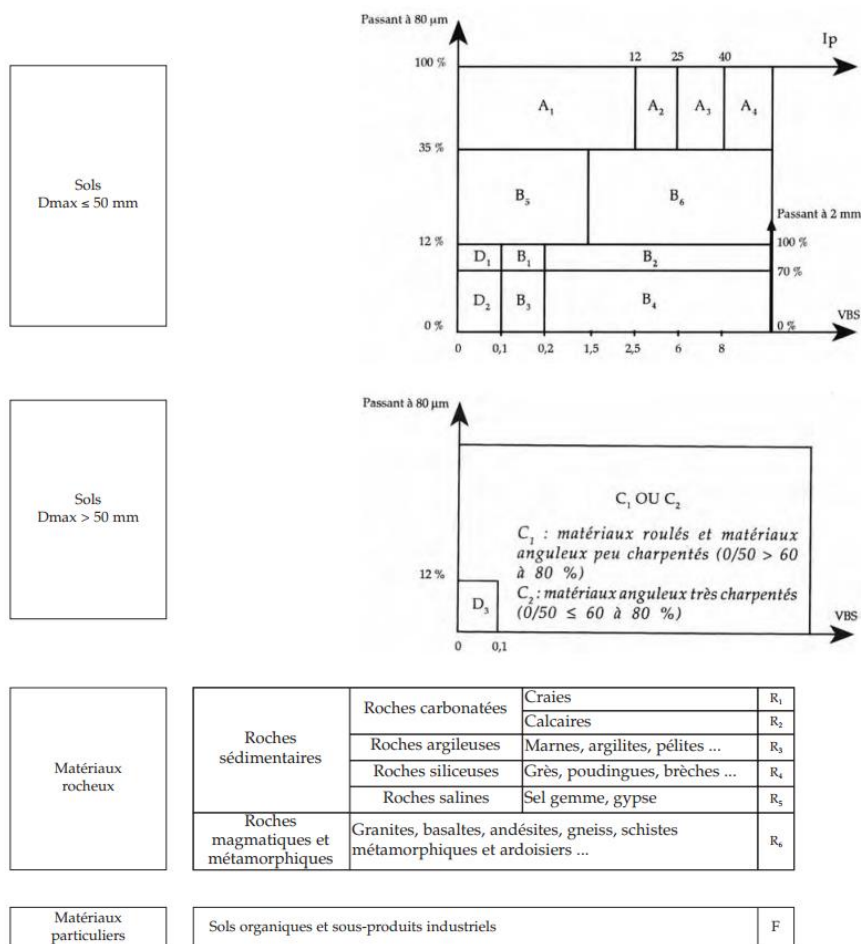


Figure I.11. Synoptique de classification des matériaux selon leur nature (LCPC, SETRA 1992)

b. Les modalités de compactage et de réglage des matériaux

Le GTR donne des prescriptions pour le compactage du sol in-situ selon la nature des ouvrages, et cela afin de limiter les tassements des corps de remblai et assurer leur stabilité. Ainsi, deux objectifs de densification, q3 et q4, sont définis en tant qu'objectif requis pour les couches de forme et de remblais, respectivement. Par exemple, les masses volumiques sèches nécessaire pour une couche de forme (q3) sont de 98.5% et de 96 % de la masse

volumique de l'optimum Proctor normal, respectivement, sur toute l'épaisseur compactée et en fond de couche.

Concernant les modalités de compactage, elles sont définies par les paramètres suivants :

- Le paramètre Q/S, exprimé en m³/m², représente le rapport entre le volume de sol compacté pendant un temps donné (Q) et la surface balayée par le compacteur pendant le même temps (S).
- Du point de vue pratique, Q/S représente l'épaisseur d'un matériau donné que peut compacter un compacteur donné en une application de charge pour obtenir la compacité recherchée.
- L'épaisseur compactée (valeur maximale)
- La vitesse de translation selon la famille du compacteur

Les tableaux de compactage, définis dans le GTR, sont consultés au préalable de chaque chantier afin de connaître les conditions de compactage requises (qualité, énergie de compactage) en fonction des conditions d'utilisation (état d'humidité, métrologie, traitement). La Figure I.12 donne un extrait du tableau qui reproduit les modalités de compactage à appliquer pour l'utilisation des sols de classe A₁, C₁A₁.

A ₁ , C ₁ A ₁ (*)		Compacteur															
		Modalités															
Energie de compactage faible	Q/S	0.080	0.120	0.180	0.055	0.085	0.125	0.165	0.205	0.055	0.085	0.165	0.205	0.265	0.070	0.100	0.065
	e	0.30	0.45	0.60	0.25	0.35	0.30	0.50	0.35	0.65	0.40	0.80	0.25	0.30	0.30	0.35	0.40
	(1)	(1)	(1)				(1)	(1)	(1)	(1)	(2)	(2)	(2)	(2)	(2)	(2)	(1)
	V	5.0	5.0	5.0	2.0	2.5	4.0	2.5	5.0	2.5	5.0	2.0	3.0	4.0	5.0	8.0	1.0
	Code 3	N	4	4	4	5	5	3	4	3	4	2	4	5	4	2	3
Energie de compactage moyenne	Q/L	400	600	900	110	215	500	315	825	415	1025	515	110	255	660	1025	65
	Q/S	0.045	0.065	0.095		0.040	0.065	0.085	0.100			0.040	0.085	0.100	0.130	0.040	
	e	0.25	0.35	0.45		0.25	0.30	0.40	0.30	0.50	0.30	0.60		0.25	0.30	0.30	
	(2)				0								0	(2)	(2)	(2)	0
	V	5.0	5.0	5.0		2.0	2.5	2.0	3.5	2.0	4.0	2.0		2.0	2.5	3.5	
Energie de compactage intense	Code 2	N	6	6	5	7	5	7	4	6	3	6		7	4	3	
	Q/L	225	325	475		80	165	130	300	170	400	200		80	215	350	
	Q/S		0.035	0.050		0.025	0.040	0.050	0.065			0.025	0.050	0.065	0.085	0.035	
	e		0.20	0.30		0.20		0.30	0.30	0.40	0.30	0.45		0.20	0.30	0.30	
	(3)				0								0				0
Code 1	V		5.0	5.0		2.0		2.0	2.5	2.0	3.0	2.0		2.0	2.0	2.5	
	N		6	6		8		8	6	8	5	7		8	6	5	
	Q/L		175	250		50		80	125	100	195	130		50	100	165	
	Q/S																
	e																

Figure I.12. Modalités de compactage pour un sol de classe A₁, C₁A₁ selon le GTR (LCPC, SETRA, 1992)

c. Exemples d'engins usuels de compactage de terrain

Les engins de compactage sont habituellement partagés en trois groupes d'après leur principe d'action:

Engins agissant par compression et pétrissage : ce sont des compacteurs roulants qui compactent le sol à l'aide de leurs passages cycliques sur les sols. Ils sont répartis en trois familles :

Rouleaux à pieds dameurs : sont considérés comme les seuls compacteurs capables de compacter le sol sans générer de stratification grâce à leur méthode de mixage, ce qui permet une bonne distribution de l'eau dans le sol et ainsi d'atteindre un degré de compactage et une densité uniformes. Ces compacteurs offrent 8 à 12% de couverture avec des pressions de contact entre 1400 à 7000 kPa en fonction de la taille du rouleau. Ils sont généralement utilisés pour le compactage des sols à grains fins ([Holtz et al. 2010](#)). Ils sont classés dans la famille des compacteurs statiques SPi et vibrants VPi dans le GTR.

Rouleaux lisses non vibrants : ces compacteurs peuvent être utilisés pour tous les types de sol, mais ils sont plus efficaces dans les sols fins grenus ou des mélanges de sable-gravier bien gradués. Ils fournissent une couverture de 100% sous la roue en acier, avec des pressions de contact pouvant aller jusqu'à 400 kPa.

Compacteurs à pneus, notés Pi dans le GTR : ces compacteurs fournissent une couverture de 80% avec une pression d'environ 700 kPa ([Holtz et al. 2010](#)). Ils peuvent être utilisés pour compacter les sols grossiers et fins dans la construction de barrages routiers et terrestres. Cependant, pour les sols à grain fin, la stratification entre les couches peut poser problème, surtout si le sol est compacté du côté humide de l'optimum ([Rollings et Rollings 1996](#)). Dans certains cas, les pneus peuvent être inclinés afin de produire un effet de malaxage dans le sol ([Bowels, 1979](#)).

Engins agissant par chocs : qui sont des engins mécaniques munis d'un mouton d'une masse constante tombant à chute libre sur le sol. Nous pouvons distinguer ***les Moutons à chute libre, plaques d'acier ou plaques de béton armé*** : le poids suspendu peut aller de 60 à 400 N sur une hauteur généralement comprise entre 10 et 40 m, en fonction du type de sol et du matériel disponible ([Zou et al. 2005](#)). Ce type de matériel est principalement utilisé dans les vastes zones de sols granulaires, où l'utilisation de rouleaux est économiquement irréalisable pour atteindre la plus grande profondeur de compactage. La méthode de compactage dynamique permet d'augmenter la densité du sol à des profondeurs supérieures à celles des compacteurs à rouleaux ([Holtz et al. 2010](#)).

Engins agissant par vibrations : ce type d'engins permet de combiner entre les contraintes de cisaillement avec l'énergie de vibration déployée par l'engin. Les plus utilisés sont :

Les plaques vibrantes : ce sont des plaques rectangulaires manuelles qui sont généralement utilisées pour les travaux de moindre envergure. L'épaisseur des couches varie entre 100 et 200 mm. Les plaques vibrantes sont essentiellement utilisées pour le compactage des sols granulaires ayant < 12% de fraction < 75 µm.

Les rouleaux vibrants à pneus, lisses (Vi dans le GTR) ou à pieds dameurs : ces compacteurs, lorsqu'ils sont vibrants, compactent mieux lorsque le sol a une teneur en eau légèrement plus grande que la teneur en eau optimale ([Hall, 1968](#)). Ils sont utilisés pour le

compactage des couches granulaires, des matériaux de roche pour les barrages en terre, des sols fins grenus ainsi que pour des mélanges de sable-gravier bien gradués.

L'utilisation des différents types d'engins est souvent dictée par le type de sol et la condition d'humidification (Bowels 1979 et Holtz et al. 2010). Cependant, il n'y a pas de règles fixes pour sélectionner la méthode de compactage la plus appropriée, seulement des directives justifiées sur des expériences de terrain.

Dans la littérature, le pilonnage, le pétrissage, la pression, la vibration et le compactage dynamique peuvent être reconnus comme les méthodes de compactage les plus couramment utilisées dans l'industrie de la construction. Rollings and Rollings (1996) suggèrent d'utiliser des forces dynamiques telles que la vibration ou l'impact pour les sols à grains grossiers et les rouleaux de moutons pour les sols fins. Holtz et al. (2010) suggèrent des rouleaux vibrants pour compacter les sols granulaires grossiers à utiliser dans la base et la sous-fondation pour la construction d'autoroutes, les aires de stationnement, etc. De leur côté, Zou et al. (2005) évaluent l'utilisation du compactage dynamique sur les remblais routiers et suggèrent que le taux de construction et le degré de compactage sont plus élevés lorsque le compactage dynamique est utilisé plutôt que lorsque le compactage au rouleau est utilisé.

I.3.1.2. Référentiel de compactage au laboratoire : Proctor

La caractérisation des sols compactés au laboratoire est réalisée généralement avec l'essai Proctor, défini selon les normes NF P 94-093, ASTM D 1557-91 et ASTM D 698-91. L'essai Proctor permet d'établir une relation entre l'énergie de compactage, la teneur en eau du sol ainsi que l'évolution de sa masse volumique sèche. En réalisant des essais de compactage, à énergie dynamique fixe appliquée par impact, sur un sol humidifié à différentes teneurs en eau, Proctor (1933) a observé que le sol présentait une courbe finale de « teneur en eau en fonction de la densité » en forme de « cloche ». Ainsi, l'auteur met en évidence l'existence d'une teneur en eau optimale qui permet d'avoir une densité maximale du sol, sous énergie fixe.

I.3.2. Mécanismes de compactage

Le mécanisme de compactage peut être défini selon le chemin de contraintes soumis à un sol permettant sa plastification. Au niveau du sol, cela se traduit par le chemin de contraintes suivi par tout point du sol sous l'effort de compactage. Celui-ci dépend fortement des efforts appliqués à l'interface du sol avec l'outil de compactage.

I.3.2.1. Au niveau du sol

Le mécanisme de compactage des sols se définit, dans l'espace des contraintes et des déformations, par l'évolution du tenseur de contraintes dans le sol lors de l'application de l'effort. Selon le type de l'effort appliqué : effort vertical, horizontal ou de rotation, le tenseur de contraintes suit une cinétique différente malgré que l'état de densité final du sol soit, le plus souvent, équivalent. Ci-dessous un bref descriptif des mécanismes de compactage sous les méthodes de compactage de laboratoire et in-situ.

a. Chemins par roulement in-situ

A l'échelle du terrain, le compactage du sol consiste en la densification du sol par des passages cycliques de compacteur par roulement. Les compacteurs à rouleau créent en chaque point du sol sous la roue un tenseur de contrainte. La translation horizontale de la roue par rotation induit la rotation continue du tenseur des contraintes dans le sol. L'application cumulative du tenseur des contraintes génère des déformations du sol entraînant une densification maximale du sol (Biarez, 1980, Lekarp et al. 2000).

Différentes études mettent en évidence l'influence de l'interaction sol/rouleau sur le tenseur des contraintes développé lors de la densification (D'Appolonia et al. 1969 ; Ansell et Brown, 1978 ; Biarez, 1980 ; Raper et al. 1995 ; Ansoy et Godwin, 2007 ; Holtz et al. 2010 ; Ferhadi et al. 2013).

Selon Biarez (1980), le compactage par roulement génère une expansion du sol dans les directions perpendiculaires à la compression. Lorsqu'un rouleau (non vibrant) passe au-dessus d'un point du sol, la déformation de ce dernier résulte de la rotation continue du tenseur de contraintes principales.

Brown and Ansell (1980) puis Lekarp et al. (2000) schématisent l'effet du roulement sur le sol. La Figure I.13 illustre que tout élément dans une structure de sol est soumis à un tenseur de contraintes consistant en des composantes verticales, horizontales et de cisaillement. En chaque point, les contraintes horizontales et verticales sont positives, tandis que la contrainte de cisaillement est inversée au passage de la charge, générant ainsi une rotation des principaux axes de la contrainte.

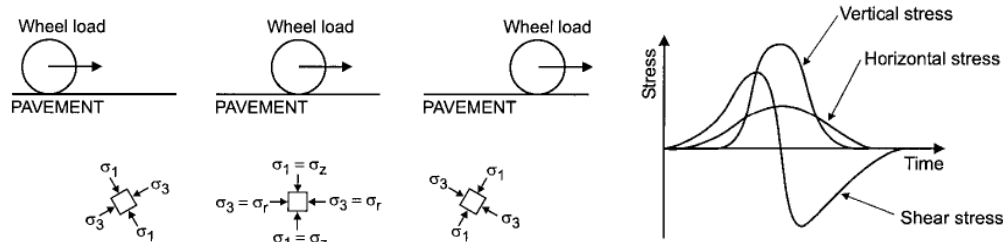


Figure I.13. État de contraintes dans le sol sous chargement par roulement selon Lekarp et al. (2000)

L'efficacité de la rotation du tenseur de contrainte peut être améliorée par des cycles de passages. En cas de cycles répétés dans le même sens, la translation de la roue de compactage induit une déformation du sol due à l'alternance de cycles de compression et de dilatance. En revanche, dans les cas de cycles alternés, une rotation du tenseur de contrainte dans le sens opposé de la translation de la roue de compactage se produit accentuant la densification (Biarez, 1980).

A l'effet des cycles alternés et/ou répétés, s'ajoute l'effet des contraintes localisées. Ce type de contraintes est généré par le rouleau à pieds dameurs. La présence de crampons induit des contraintes déviatoriques qui améliorent la densification du sol (Hilf, 1991, Holtz et al., 2010).

Par ailleurs, lors du compactage par vibrations, l'accélération de la vibration induit la propagation des ondes de contrainte dans le sol (Farzaneh, 1996), ce qui améliore la densification du sol (Brown and Ansell, 1980). En d'autres termes, l'application de vibrations

au sol revient à décaler le critère de rupture en lui donnant une cohésion fictive, ce qui permet une entrée facile en plasticité parfaite. En revanche, cela ne s'applique qu'aux sols pulvérulents car la cohésion, notamment capillaire, limite le mouvement des grains. Dans ce cas, le paramètre important est l'accélération des grains de sol (Rollings and Rollings, 1996).

b. Chemins statiques et quasi-statiques de laboratoire

A l'échelle du laboratoire, différents chemins de contraintes dans des configurations statiques et dynamiques conduisent à la densification. Nous présenterons dans ce qui suit les chemins de contraintes quasi-statiques utilisés au laboratoire, selon leur ordre d'efficacité: chemins de cisaillement isotropes, œdométriques, triaxiaux de compression, triaxiaux de compression-extension.

Pour des valeurs de contraintes données, le compactage effectué dans des conditions isotropes permet de générer une densification isotrope uniforme du sol. En revanche, son efficacité est limitée par les déformations relativement faibles, sans rotation du tenseur des contraintes (Biarez et al. 1992). D'autre part, le chemin œdométrique, lui aussi, ne permet pas la rotation du tenseur des contraintes, mais la densification œdométrique entraîne une plastification de sol plus efficace grâce à la contrainte déviatorique qu'il applique.

Biarez et al. (1992) affirment que l'appareil triaxial permet de reproduire des chemins plus complexes, souvent plus proches des chemins suivis par les matériaux lors du compactage in-situ. Dans les conditions de comportement contractile du sol, le chemin triaxial standard de compression n'a pas la possibilité d'appliquer une rotation du tenseur des contraintes car celui-ci consiste à réaliser un chargement isotrope non consolidé, suivi d'un écrasement à contrainte isotrope constante. Dans ce cas, le déviateur de contraintes augmente linéairement avec la pression moyenne jusqu'à la plasticité parfaite (Biarez et al. 1992).

Parmi les essais triaxiaux, la rotation du tenseur de contrainte n'est possible que dans un trajet de compression-extension, mais là encore, l'angle de rotation de la contrainte principale ne peut prendre que les valeurs de 0° ou 90° (Biarez, 1980). La Figure I.14 résume les trois méthodes de compactage citées.

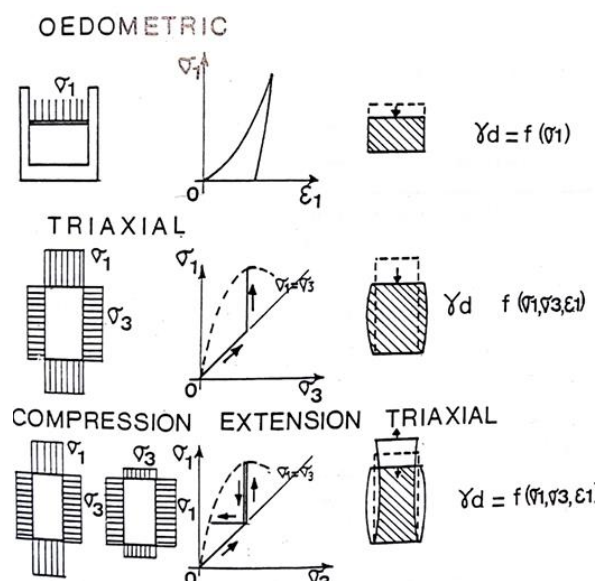


Figure I.14. Chemins de compactage œdométrique, triaxial de compression répété et triaxial de compression-extension alterné (Biarez, 1980)

[Bjerrum et Landva \(1966\)](#) soulignent que seul l'essai de cisaillement à la boîte développé par le NGI (Norwegian Geotechnical Institute) permet d'obtenir la densification maximale en raison de la rotation continue du tenseur des contraintes, contrairement aux essais triaxiaux. Nous pouvons retrouver ce mécanisme dans les essais de pétrissage au laboratoire.

c. Chemin dynamique de laboratoire

Parmi les essais dynamiques de compactage au laboratoire, le plus utilisé est le compactage Proctor. Le mécanisme de compactage sous les impacts de la dame peut s'expliquer comme suit : chaque coup de la dame génère une onde de choc locale élevée qui se propage à l'intérieur du sol et se dissipe par déformations plastiques. Une partie de l'onde de contrainte est réfléchiée par le moule et les parois ainsi que la surface de surface du sol, puis se combine avec l'onde incidente, créant une contrainte locale élevée. Dans ce cas, les contraintes ne sont ni homogènes, ni constantes dans le temps et évolue pendant le compactage ([Proctor, 1933](#); [Lee et Suedkamp, 1972](#)). Cette contrainte augmente avec la rigidité du sol et entraîne une déformation volumétrique irréversible jusqu'à une densité maximale de l'échantillon. La répétition des impacts de la dame améliore la répartition des contraintes et l'homogénéité du compactage, en raison du déplacement local cumulatif (déformations) du sol dû au petit diamètre du marteau par rapport au moule.

En résumé, le compactage par ondes de choc permet d'associer : une contrainte locale comparativement forte par rapport à l'appareil utilisé, une mise en plasticité du sol parfaite sous l'effet de la contrainte déviatoire, due au refoulement du sol autour de la dame, ainsi qu'une homogénéité du sol due aux chocs appliqués. L'avantage de l'essai Proctor réside dans le fait qu'il soit répétable, reproductible, facile à mettre en œuvre et, en plus, indépendant du type de sol.

La revue de littérature présentée montre à quel point l'étude des mécanismes conduisant à la densification du sol dans les conditions de terrain est complexe. En effet, malgré la multitude des chemins, qui permettent d'atteindre la plasticité parfaite du sol au laboratoire, ces méthodes ne permettent pas de reproduire les chemins observés in-situ. Par conséquent, l'application directe des résultats de laboratoire sur chantier peut induire à une application fautive des résultats dans les deux échelles.

Dans ce contexte de comparaison entre les résultats de compactage au laboratoire et sur terrain, très peu d'études ont été réalisées, en plus, la comparaison se limite souvent aux densités moyennes, notamment avec l'essai Proctor pour sa facilité de mise en place. A titre d'exemple les travaux de [Thompson and Schmitt \(2013\)](#), qui ont étudié le comportement d'un « glacial till », estiment que l'effort de compactage requis pour atteindre le poids volumique sec maximal du sol est plus important in-situ qu'au laboratoire. Le rapport étant compris entre 1.01 et 1.27.

I.3.2.2. Inventaire des efforts à l'interface « sol/roue de compactage » par roulement

Comme expliqué précédemment, le chemin de contraintes dans le sol est directement influencé par les sollicitations appliquées à l'interface entre le sol et la roue de compactage d'un engin roulant. L'étude des sollicitations appliquées commence par la connaissance des efforts appliqués lors du roulement, qui diffèrent selon :

- Le type de connexion de la roue au moteur : libre ou motrice

- Le système mécanique : statique ou vibrant
- Le type de contact du palier entre la roue et son axe : palier lisse ou à roulement

Nous présenterons ci-dessous trois cas de figures : cas d'une roue libre, cas d'une roue motrice ainsi que le cas de présence d'un palier.

a. Cas d'une roue libre

L'application des efforts entre le sol et une roue libre est différente d'une roue motrice et/ou vibrante. Lorsqu'une roue ; en position statique, est posée sur le sol, deux cas de figures peuvent être distingués, soit l'enfoncement de la roue dans le sol ou sa déformation. La formation de ces phénomènes est liée à la rigidité des corps en contact, c'est-à-dire que le corps qui a une faible rigidité qui se déforme.

En règle générale, sous l'effet de l'effort revenant à la roue, la force de contact entre la roue et le sol se déplace d'une distance horizontale « a » par rapport au centre de la roue. Le pivotement autour du point de contact entre la roue et le sol peut être expliqué au niveau local de la manière suivante: en position statique, la pression de contact entre le sol et la roue peut être représentée comme une force uniformément répartie; tandis que lors du roulement, et du fait de la difficulté que rencontre la roue pour se déplacer à cause de la matière débordant à son contact lors de sa translation, cette force s'incline et prend sa valeur maximale du côté du bord. Aussi, de l'autre côté de la surface de contact, la roue se décolle lors du roulement et le sol n'exerce aucune action sur cette partie. La Figure I.15 illustre ce phénomène (Fanchon, 2007).

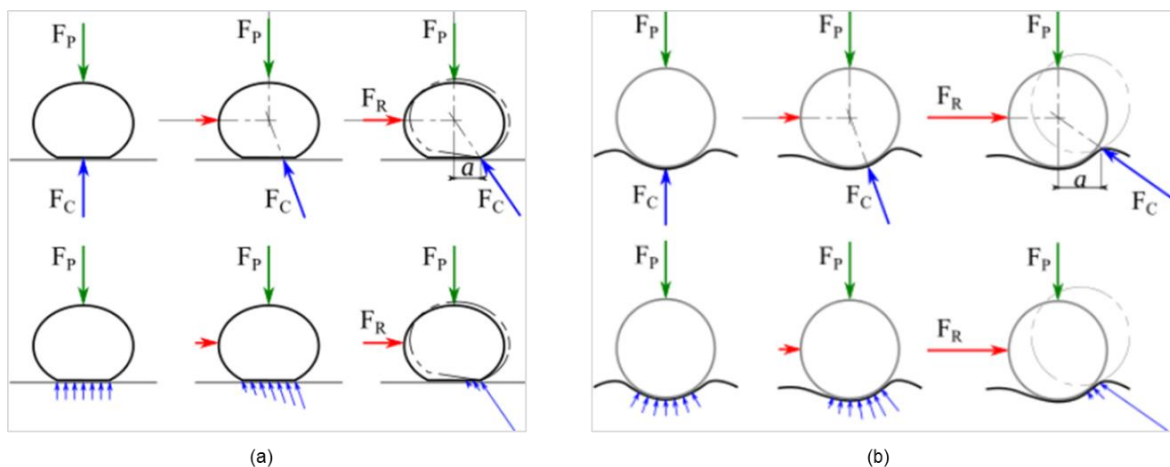


Figure I.15. Cas général d'une roue libre (a) Phénomène de déformation de la roue, (b) Phénomène d'enfoncement de la roue dans le sol

b. Présence de palier : lisse ou à roulement

Dans un palier lisse, l'arbre (ou l'axe) est soumis au frottement de glissement entre les deux surfaces lisses. Le régime de fonctionnement du palier le plus courant est de type hydrodynamique, dit « à film fluide ». Dans ce type de contact, l'arbre est séparé de l'alésage de la roue par un film d'huile.

Le principe de fonctionnement du phénomène hydrodynamique est le suivant :

- A l'arrêt, ou à faible vitesse, l'arbre est en contact direct sur l'alésage.

- A partir d'une certaine vitesse, le lubrifiant, entraîné par la rotation de l'arbre, arrive à s'immiscer entre les surfaces : c'est le régime hydrodynamique.

Tandis que dans palier à roulement, où le contact s'effectue par l'intermédiaire de billes ou des rouleaux. Le phénomène de « résistance au roulement » apparaît, celui-ci permet une plus grande charge sur les paliers et une plus grande vitesse de rotation.

L'influence du mécanisme de compactage est quantifiée à différentes échelles d'observations, selon différents facteurs d'influence. Les facteurs d'influence majeurs à l'échelle macrostructurale et microstructurale sont présentés dans les deux sections suivantes.

I.3.3. Facteurs influençant le compactage des sols : échelle macro

Mis à part le mécanisme de compactage qui confectionne la microstructure du sol et gouverne le comportement futur du sol, l'efficacité du compactage dépend de plusieurs autres paramètres qu'il faut considérer lors de l'exploitation des résultats de compactage. Ci-dessous une liste non exhaustive de ces paramètres, certains sont liés aux sols, d'autres aux méthodes de compactage.

Le type de sol et sa granulométrie influencent l'efficacité du compactage vis-à-vis des paramètres de compactage : teneurs en eau optimales et densités maximales du sol. Des courbes typiques de compactage pour différents sols peuvent être illustrées dans la Figure I.16 (après [Johnson et Sallberg \(1960\)](#)). Le sable bien gradué (courbe 1) présente une densité sèche maximale par rapport aux sols uniformes (courbe 8). A titre d'exemple, les limites supérieures de γ_{dmax} sont d'environ 20 kN/m³ pour une argile, 22kN/m³ pour un sable de granulométrie étendue et contenant des fines, 25kN/m³ pour un mélange de gravier, de sable et d'argile.

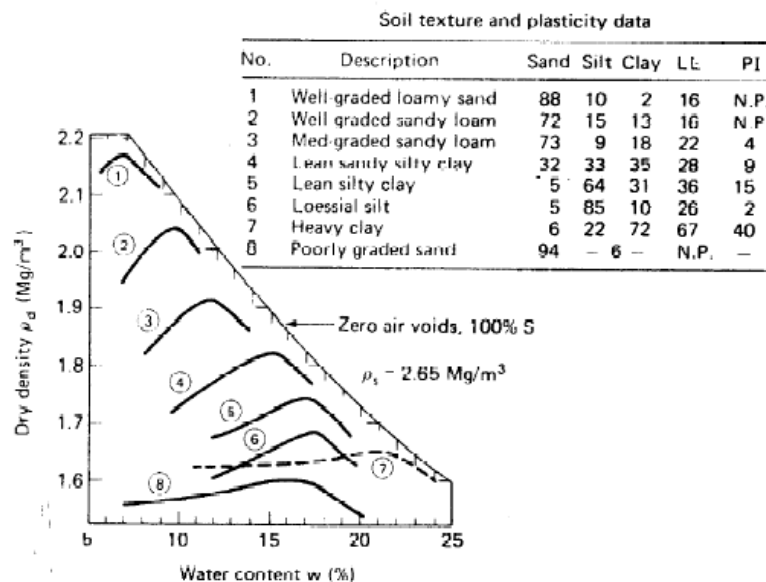


Figure I.16. Courbes de compactage de huit sols compactés au Proctor Standard (après [Johnson et Sallberg, 1960](#))

[Holtz et al. \(2010\)](#) relie l'importance de la densité du sable à la grande taille des grains de sable, car la taille confère une force de gravité plus importante que les forces de surface,

améliorant la densité du sol. Quant aux sols argileux, la densité maximale tend à diminuer avec l'augmentation de la plasticité du sol.

Ajouter à cela, le compactage a une influence plus grande sur la densité sèche finale des sols fins que sur les sols grossiers (Bowels, 1979). Comme le montre la Figure I.16, la forme de la courbe de compactage lorsque le sol contient une plus grande quantité de limon ou d'argile présente un pic prononcé. Dans ce cas, l'étendue granulométrique joue un rôle dans le compactage, car plus un sol a une granulométrie uniforme, plus la porosité est élevée et moins elle est sensible à une variation de la teneur en eau; il en résulte une courbe de compactage aplatie avec un maximum peu accentué. Dans le cas contraire, une granulométrie étalée correspond à un matériau dont les grains ont des dimensions très différentes pouvant s'imbriquer les uns dans les autres et donnant une courbe de compactage plus pointue.

La teneur en eau du sol durant le compactage est également un paramètre important dans l'étude du compactage. La Figure I.17 donne l'évolution des densités en profondeur d'éprouvettes compactées d'argile limoneuse à 15%, 17% et 19% de teneurs en eau obtenus par Tumbull (1956). L'argile limoneuse testée se trouvait dans une couche meuble de 85 cm d'épaisseur, compactée par un rouleau à pneus de 45 t. Les courbes de compactage ont été représentées à différentes épaisseurs notées 1, 2, 3 et 4.

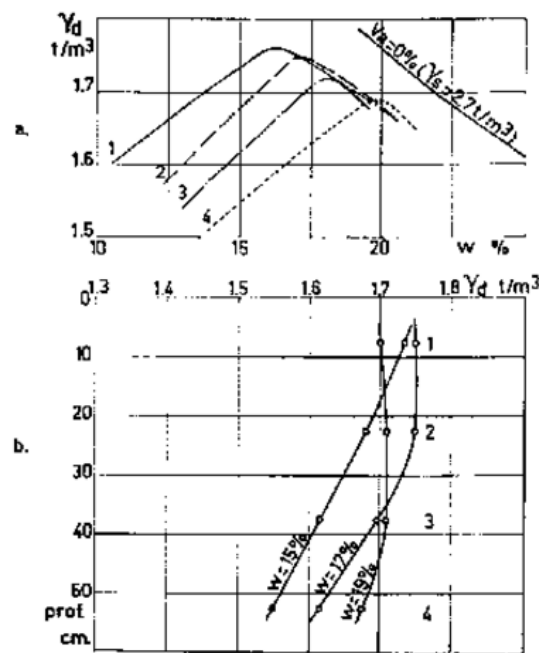


Figure I.17. Influence de la teneur en eau sur les profils de densités des éprouvettes compactées (Tumbull, 1956 cité par Holtz et al. 2010)

A partir des résultats, l'auteur a établi la relation entre la teneur en eau et la profondeur de compactage, telle que : pour une teneur en eau inférieure à l'optimum, γ_d décroît à peu près linéairement avec la profondeur; en revanche, aux teneurs en eau élevées (19 %), les courbes de compactage sont pratiquement confondues et le gradient de compacité devient nul. Cela

s'explique par l'efficacité du transfert des contraintes dans le sol, qui est accentuée par la présence d'eau (Bulinski and Leszczynski, 2012).

D'autre part, l'efficacité du compactage est fortement liée à l'énergie de compactage transmise par l'engin au sol. Cette énergie est contrôlée par la combinaison de divers paramètres tels que : poids et taille de l'engin, pressions transmises par l'engin au sol, surface de contact engin-sol, fréquence de vibration, la vitesse de passage, le nombre de passes, la pression de gonflage dans le cas des engins pneumatiques, l'épaisseur du sol, le poids de la dame dans le compactage dynamique, et le chargement isotrope dans un compactage statique.

A l'échelle du laboratoire, Mesbah et al. (1999) ont effectué des essais de compactage sur des sols fins argileux en utilisant différents modes de compactage : dynamique et statique. Les résultats obtenus sont résumés dans le Tableau I.1 et la Figure I.18.

Tableau I.1. Identification des points caractéristiques O, A et B des résultats de Mesbah et al. (1999)

Définitions	w : Teneur en eau (%) :	γ_d / γ_w : densité sèche	Energie (kJ/m ³)
O : Optimum Proctor Normal	13,8	1,89	550 délivrée
A : compactage statique	13,8	1,96	550 fournie
B : compactage statique	13,8	1,89	300 fournie

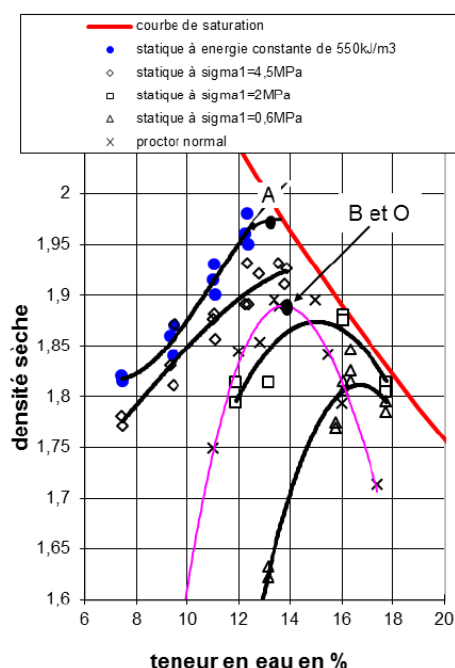


Figure I.18. Influence de la méthode de compactage de laboratoire sur les courbes de compactage (Mesbah et al. 1999)

Mesbah et al. (1999) arrivent aux conclusions suivantes :

- L'énergie dissipée lors de l'essai Proctor en dehors de l'échantillon (dans les vibrations du bâti, par frottement sur les parois) est de 250 kJ/m³. Cette énergie

correspond à la différence entre les énergies entre les points O et B, soit 45% de l'énergie totale qui n'est pas utilisée, pour atteindre un même état de densités finales.

- Pour les mêmes énergies appliquées, la densité sèche obtenue au compactage statique est supérieure à l'énergie Proctor Normal de 0.07 g/cm^3 .

Holtz et al. (2010) ont tenté de transposer les courbes de compactage obtenues au laboratoire et sur le terrain pour un sol cohésif (Figure I.19). L'influence de l'énergie de compactage au laboratoire (courbes 1, 2, 3 et 4) ainsi que sur terrain (courbes 4, 5 et 6) est très clairement identifiée dans la Figure I.19. La tendance générale de la courbe de compactage n'est pas influencée, en revanche, la teneur en eau optimale et la densité maximale du sol sont gérées par l'intensité de l'énergie. Le compactage de terrain semble se situer entre le compactage Proctor Standard et le compactage Proctor modifié.

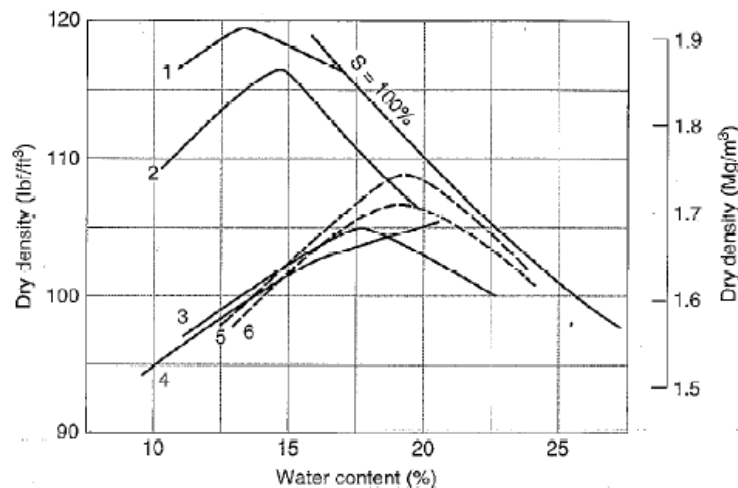


Figure I.19. Courbes de compactage obtenues par (1) compactage statique double de laboratoire, 13700 kPa (2) Proctor Modifié (3) Proctor standard (4) compactage statique de laboratoire 1370 kPa (5) compactage de terrain sous pneumatique sous 6 couches (6) compactage de terrain au compacteur à pied dameurs après 6 passes (après Turnbull 1956, cité par Holtz et al. 2010)

Les différences observées sont générées, à la fois, par des facteurs agissant à l'échelle de laboratoire et à l'échelle de terrain lors du compactage. Un autre facteur peut être mentionné, à savoir la présence de matériaux surdimensionnés sur le terrain qui ne sont pas considérés dans les tests de laboratoire ($D_{\max} < 20\text{mm}$). En outre, les particules de sol peuvent se dégrader sous la dame de compactage à l'échelle du laboratoire, ce qui augmente la fraction fine dans l'échantillon (Holtz et al. 2010).

D'autre part, Taghavifar et Mardani (2014) ont étudié l'influence de trois paramètres sur des engins roulants : la charge revenant à la roue, le nombre de passes ainsi que la vitesse de passage sur la densification du sol, exprimée par la résistance à la pénétration d'un loam argileux. Les essais ont été réalisés à l'aide d'un engin pneumatique sous trois niveaux de chargement (1, 2 et 3 kN), à trois niveaux de vitesses (0.5, 0.75 et 1m/s) et avec 1,2, et 3 passages. Les auteurs ont conclu que la charge de la roue était la principale cause de la

densification du sol comparé au nombre de passes et à la vitesse d'avancement de la roue pour l'effort maximal. Les auteurs expliquent qu'une vitesse d'avancement plus faible permet d'augmenter la densité du sol en raison du contact plus long entre le sol et la roue. De ce fait, la réorganisation des constituants du sol se fait progressivement, contrairement aux grandes vitesses.

Néanmoins, l'efficacité de compactage et la profondeur de compactage commencent à diminuer après un nombre seuil de passages (D'Appolonia et al. 1969, Biarez, 1980). D'Appolonia et al. (1969) reportent que lorsque le nombre de passes augmente, l'effort de compactage et la profondeur de compactage augmentent également. En revanche, l'efficacité du compactage et la profondeur de compactage diminuent après un certain nombre de passes. La Figure I.20 montre la variation de la densité en fonction de l'épaisseur compactée d'un sable de dunes compacté avec un engin vibrant de 1.2 m de diamètre et 2 m de largeur à différents nombre de passes, avec une pression de contact de 68 MPa. La tendance générale du profil de densité montre que la densité augmente avec la profondeur jusqu'à atteindre son maximum, puis diminue en profondeur de la couche compactée. La diminution de la densité en profondeur est expliquée par l'atténuation de l'effet de la contrainte en s'éloignant de la source de l'effort (Biarez, 1980).

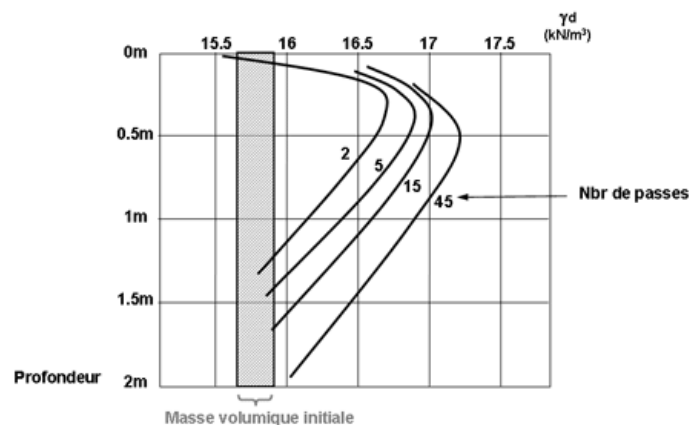


Figure I.20. Influence du nombre de passes d'un rouleau vibrant sur le profil de densité d'un sable de dune « poorly graded » (D'Appolonia et al. 1969)

Par ailleurs, les auteurs expliquent que la diminution de la densité en surface est due aux sur-vibrations des particules du sol près de la surface (D'Appolonia et al. 1969).

D'Appolonia et al. (1969) ont également étudié l'effet de la hauteur de couche. Le sable de dunes testé est un sable mal gradué, la taille moyenne des grains est de 0.18 mm et le coefficient d'uniformité est d'environ 1.5. Les auteurs concluent que lorsque le remblai est mis en place en plusieurs couches, la hauteur de chaque couche doit être suffisamment petite pour éviter la discontinuité des couches aux interfaces. Ceci peut être réalisé en choisissant une hauteur de couche qui n'est pas significativement supérieure à la profondeur à laquelle la quantité maximale de compactage est atteinte pour une hauteur de couche unitaire. De plus, la hauteur de couche ne doit pas être significativement inférieure à la profondeur à laquelle un compactage maximal se produit pour une seule couche, sinon une grande partie de l'effort de compactage sera perdue.

De ce fait, [D'Appolonia et al. \(1969\)](#) ont évalué la profondeur d'influence effective d'un rouleau vibrant (diamètre de 1.2 m, largeur de 2 m et pression de 86 MPa) dans un sol grossier. Ils suggèrent que le choix approprié de l'épaisseur des couches élémentaires peut être déterminé en prenant le profil de densité de toutes les couches élémentaires compactées en utilisant un compacteur donné avec cinq nombre de passages. La densité dans l'épaisseur élémentaire doit être supérieure à 75% de la densité relative en tout point de cette couche. Le schéma de la procédure est montré dans la Figure I.21.

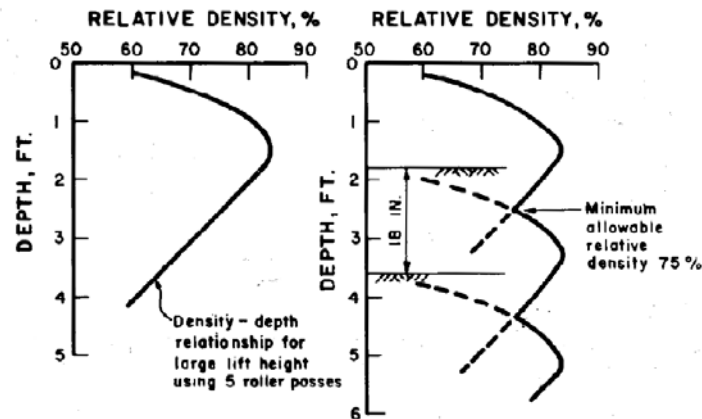


Figure I.21. Schéma de la procédure de détermination de l'épaisseur appropriée des couches élémentaires à partir du profil de densité tel que décrit par [D'Appolonia et al. \(1969\)](#)

Les études sur la densification des sols à l'échelle macroscopique nous ont permis de noter l'importance de chaque facteur sur la densification du sol. En revanche, les résultats sont exprimés en termes de densités sèches, ou par des propriétés mécaniques à long terme. Néanmoins, le comportement du sol à l'échelle macroscopique est fortement affecté par sa microstructure, dont certaines études sont détaillées dans la section suivante.

I.3.4. Influence du compactage sur la modification de microstructure du sol

Cette synthèse sera consacrée à l'étude de la réponse des sols compactés à l'échelle microstructurale. Ces observations nous permettront d'expliquer certains phénomènes observés lors de notre étude. La microstructure est définie par [Collins et McGown \(1974\)](#) par l'arrangement dans le sol des particules solides et des vides entre elles. L'arrangement compte :

- La forme ainsi que la taille des particules
- La position des particules, incluant leur arrangement et la distribution des pores
- La porosité de l'échantillon, la taille des pores et leur distribution au sein de l'échantillon
- Enfin, la connectivité entre les particules

Du point de vue expérimental, différentes techniques complémentaires permettent d'analyser l'état de la microstructure des sols. La Porosimétrie par Intrusion de Mercure (MIP) couplée à l'observation au Microscope Electronique à Balayage (MEB) sont les techniques les plus souvent utilisées.

Les travaux réalisés par (Diamond 1970 ; Ahmed et al. 1974 ; Prapaharan et al. 1985 ; Vanapalli et al. 1999 ; Fleureau et al. 2002 ; Romero et Simms, 2008 ; Tarantino et De Col, 2008 ; Zhang et al. 2010) à l'aide de la porosimétrie au mercure et la microscopie électronique à balayage ; ont montré que la structure dépendait de l'énergie appliquée, du mode de compactage, l'état de contraintes et surtout de la teneur en eau de compactage. Dans ce qui suit, nous présenterons les principaux travaux menés sur l'étude de l'évolution de la microstructure sur différents chemins de compactage et d'états hydriques, sur différents types de sol.

Depuis les travaux de Proctor en 1933, les travaux de compactage ont concerné le rôle de l'eau comme lubrifiant et la théorie de la double couche diffuse (Lambe, 1958). Selon cette dernière, le sol compacté du côté sec de l'Optimum présentait une structure floculée, et de l'autre côté une structure plutôt dispersée. Cela a conduit beaucoup de chercheurs à étudier l'évolution de l'orientation des particules, suivant la courbe Proctor (Mitchell, 1993 ; Bowels, 1979, Holtz et al. 2010). Dès lors, cette théorie est devenue la plus utilisée. Lambe (1958), a expliqué que du côté sec de l'optimum, l'épaisseur de la double couche est faible, ce qui engendre des actions capillaires faibles et une prédominance des attractions de Van Der Waals, ce qui explique la structure floculée observée. Contrairement au côté humide, où la double couche est formée intégralement et les actions de répulsion dominant, ce qui explique le type de structure développée (la structure dispersée) (Figure I.22).

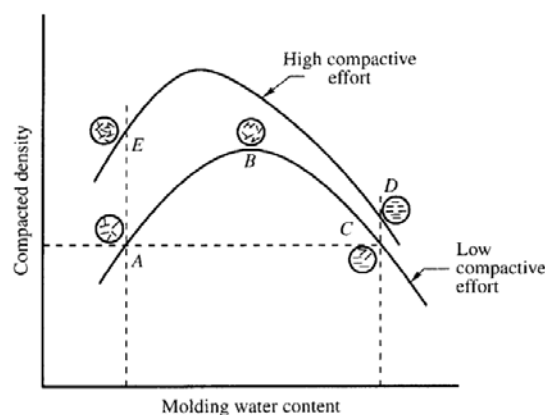


Figure I.22. Organisation des particules en fonction de la teneur en eau du sol et de l'effort de compactage (Lambe 1958)

Par ailleurs, un fort effort de compactage disperse les particules du sol compacté du côté sec, et produit un meilleur alignement des particules le long du plan horizontal sur le côté humide de l'optimum comparé à un faible effort de compactage (Lambe et Whitman, 1969).

Diamond (1970) a abouti, à l'aide d'un microscope électronique à balayage, sur une kaolinite et une illite, à la conclusion suivante : du côté sec de l'optimum, les agrégats sont séparés l'un des autres par des pores inter-agrégats de dimension de l'ordre du micron. En revanche, une structure massive à l'optimum et du côté humide a été observée.

La Figure I.23 montre les courbes (cumulées et dérivées) porosimétriques des divers échantillons de limon de Jossigny compactés à l'énergie Proctor à différentes teneurs en eau, obtenus par Delage et al. (1996). Le poids volumique sec des échantillons sec et humide sont pris égaux pour faciliter la comparaison. Les auteurs observent que du côté sec de l'optimum et à l'optimum, la courbe porosimétrique est bimodale. Les pics correspondent à une famille

de micropores et une famille de macropores. Tandis que du côté humide de l'optimum, la courbe porosimétrique est unimodale. Le pic correspond à la famille des micropores.

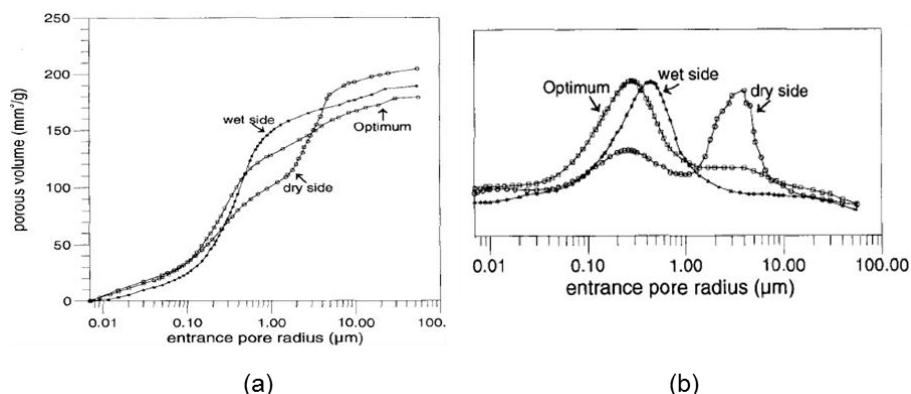


Figure 1.23. Résultats de porosimétrie au mercure de [Delage et al. 1996](#) (a) courbes cumulées, (b) courbes dérivées

Sur la Figure 1.23a, on voit que la macroporosité de l'échantillon sec est nettement supérieure aux deux autres porosités, ce qui montre que la réduction de la macroporosité peut se produire en augmentant l'énergie mécanique (Optimum Proctor) ou l'augmentation de la teneur en eau. Cette réduction de macroporosité est suivie par une augmentation de la microporosité. La microporosité de l'échantillon à l'optimum Proctor et humide sont bien plus importantes que la microporosité de l'échantillon du côté sec.

Ces observations quantitatives ont été complétées par d'autres qualitatives effectuées au microscope électronique à balayage (Figure 1.24). Sur l'échantillon sec, il a été clairement vu des agrégats de diamètre maximal de 100 μm avec des pores de 8 μm de rayon entre les agrégats. La phase argileuse est peu apparente. Du côté humide, les auteurs observent une structure différente de celle de l'échantillon sec malgré l'égalité des densités des échantillons. Les agrégats de diamètre 100 μm vus dans l'échantillon sec ne sont plus évidents et les agrégats sont plus vêtus par les plaquettes d'argile, ce qui n'était pas clair dans l'échantillon sec. L'ensemble de l'espace inter-granulaire semble être rempli de la fraction argileuse. Quant à l'échantillon compacté à l'optimum, les agrégats sont moins visibles et le sol semble présenter une structure plus massive par rapport à l'échantillon sec.

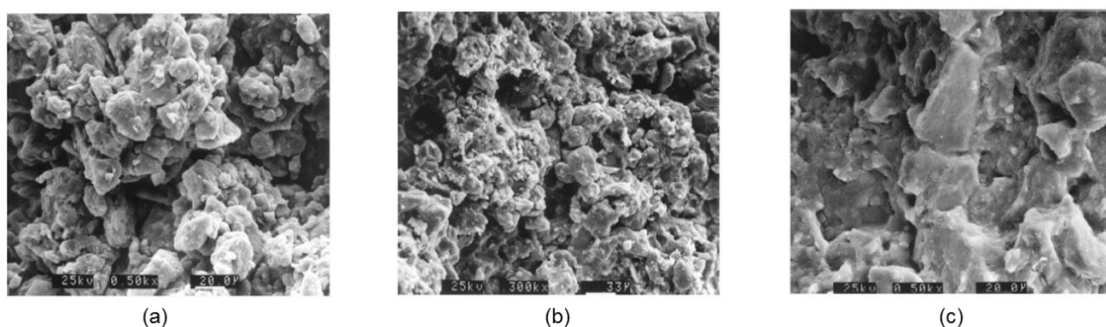


Figure 1.24. Résultats de microscopie électronique à balayage ([Delage et al. 1996](#))

Les auteurs expliquent que lorsque la teneur en eau est faible, la succion dans ce cas est forte, et la cohésion interne entre les grains est tellement forte qu'il faut une contrainte élevée pour que les liens puissent être cassés par le compactage. Ce qui génère l'existence

d'agrégats et des pores dilatés inter-agrégats qui empêchent le sol d'atteindre une densité sèche au Proctor.

Sur le côté humide, les auteurs expliquent que l'augmentation du volume de la phase argileuse qui comble les gros pores inter-agrégats est due du fait que : avant l'ajout de l'eau, l'argile existe essentiellement entre les grains, et joue le rôle de "colle" à l'intérieur des agrégats. La forte teneur en eau de l'échantillon, ramollit et fait probablement gonfler les composantes inter-stratifiées de ces argiles, sous l'effet d'une contrainte extérieure, les grains de limon entourés d'argile se rapprochent les uns des autres, l'argile se trouvant proche d'un contact inter-grain pouvant être extrudé et combler ainsi les pores préexistants. Dans ce cas, l'effet du compactage est dissipé, pas en décomposant ou en remodelant les grains plus ou moins résistants mais par une déformation plastique de la pâte d'argile.

A l'optimum, les auteurs ont observé que les agrégats avec une plus grande quantité d'argile sont ceux qui sont les moins déstructurés. Ceci montre que ce sont ces derniers qui résistent le mieux aux contraintes extérieures.

Ce phénomène est plus clairement observé dans les sols à grains fins compactés du côté humide de l'optimum (Mitchell et Soga, 2005). Lorsque les sols sont compactés du côté humide de l'optimum, un alignement des particules ou des groupes de particules est produit le long du plan horizontal alors que les particules compactées du côté sec ont tendance à être plus floculées (Lambe et Whitman, 1969).

Zhang et al. (2010) ont mesuré les distributions porales de 5 types de sol classés selon la classification ASTM à CL, ML, SC, SM et GW-GM, et contiennent une fraction granuleuse de 20, 40, 58, 76 et 93%, respectivement. Les sols ont été testés sous différentes conditions : compactés à l'optimum Proctor, compactés et saturés, compactés et saturés puis séchés. Les auteurs observent des distributions porales bimodales pour tous les sols compactés non saturés à l'optimum, et que la taille des pores inter-agrégats augmente avec l'augmentation de la fraction granuleuse pour les sols testés. Les volumes des intra-agrégats dans les sols CL, ML, SC, SM et GW-GM sont, respectivement, 0.25, 0.16, 0.15, 0.11, et 0.04 cm³/g. Les sols ayant une fraction granuleuse < 70% (i.e. CL, ML et SC) semblent avoir des structures contrôlées par les fines, dans lesquels des agrégats d'argile sont formés et sont facilement influencés par les changements de teneur en eau. Une structure bimodale a été observée pour les éprouvettes compactées à l'OPN.

D'autre part, Tarantino et De Col (2008) ont étudié l'influence de la contrainte de compactage sur la microstructure d'une argile kaolin Speswhite, compactée statiquement. Les résultats présentés dans la Figure I.25 montrent que l'augmentation de la contrainte verticale n'affecte que les pores inter-granulaires et les pores intra-granulaires ne sont pas affectés par cette contrainte. Ces résultats concordent avec ceux obtenus par Delage et Lefebvre (1984) sur l'argile de Champlain non remaniée. Les auteurs ont constaté que seuls les pores inter-agrégats étaient impliqués, les pores intra-agrégats ne sont pas touchés par les contraintes appliquées $\sigma_v' = 1452 \text{ kPa}$, car la déformation se fait au niveau des liens entre les agrégats. Le même mécanisme de déformation a été observé sur l'argile de Pusan intacte consolidée sur chemin œdométrique jusqu'à 1280 kPa (Ninjarav et al. 2007).

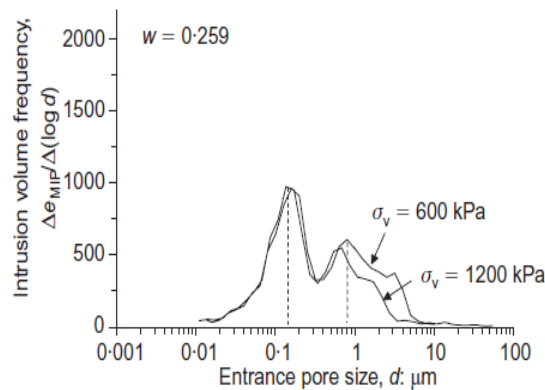


Figure 1.25. Courbes porosimétriques d'une argile kaolinite sous deux contraintes de compactage (Tarantino et De Col, 2008)

Casini et al. (2012) ont constaté que l'obtention des micropores est liée à l'hydratation du sol précédant le compactage. Lors de l'humidification d'un sol, des agrégats sont formés soit par l'enrobage de la fraction non argileuse par la fraction argileuse pour un mélange d'argile/sable, ou le groupement de plusieurs particules d'argile. C'est à ce moment que les pores intra-agrégats se forment, leur taille est tellement petite qu'ils ne sont pas affectés par l'effort de compactage appliqué. En revanche, Casini et al. (2012) observent une légère augmentation de la taille de ces pores à des teneurs en eau supérieures à la teneur en eau du limon de Jossigny testé (18% et 21%). Cette tendance peut être associée à une certaine perte d'homogénéité de l'échantillon lors du compactage à des teneurs en eau élevées (agrégats collants induits à des teneurs en eau élevées). Zhang (2010) affirme que, pour des sols ayant une fraction granuleuse < 70%, le volume des pores intra-agrégats est augmenté lorsque le sol est humidifié (jusqu'à saturation) à cause du gonflement des particules argileuses. Ce volume diminuait durant le processus de séchage, résultat du rétrécissement des agrégats argileux. Monroy et al. (2010) montrent que, pour l'argile de Londres compactée statiquement, l'augmentation de la taille des micropores est liée à la forte activité de l'argile testée.

La conclusion que l'on peut retenir est que le gros changement de l'espace poral se fait au niveau des macropores, les plus petits ne sont pas impliqués. Dans certains cas, la taille des micropores est modifiée du fait de l'importance de la teneur en eau, et cela est fonction de la nature minéralogique de sa fraction argileuse. En revanche, encore une fois, les comparaisons sont effectuées sur des échantillons compactés au laboratoire, souvent en statique.

Des différences notables sont observées entre les chemins de compactage en laboratoire et in situ. Cependant, la comparaison entre les deux échelles d'observation reste peu étudiée. La récente étude de Andrianatrehina (2016) propose une comparaison entre les distributions porales de deux échantillons de marne, l'un compacté au laboratoire (Proctor Normal) l'autre extrait d'un remblai expérimental compacté aux mêmes conditions de densité. Les résultats de l'étude ne semblent pas être concluants, à part la concordance entre la taille des micropores.

Dans la présente étude, des explications complémentaires seront apportées sur le lien entre le comportement macroscopique et microscopique du sol à l'échelle du laboratoire, puis en comparaison avec le terrain.

I.3.5. Méthodes théoriques de prédiction des propriétés de compactage

Plusieurs auteurs se sont intéressés à la possibilité d'estimer le poids volumique sec d'un sol à partir de ses caractéristiques intrinsèques ou des paramètres liés au compactage (Li and Sego 2000, Nagaraj et al. 2006, Thompson et al. 2010). La plupart de ces corrélations prennent en compte les résultats de compactage de terrain directement, dont l'énergie fournie par le compacteur, ce qui rend difficile la comparaison avec le laboratoire. D'autre part, les corrélations obtenues par les essais de laboratoire incluent uniquement les paramètres liés au sol, sans prendre en compte les paramètres liés aux conditions de compactage. Ci-dessous un résumé de deux corrélations existantes, la première prend en compte les propriétés physiques du sol, notamment sa teneur en eau de liquidité (Fleureau et al. 2002), et la seconde permet de prendre en compte les paramètres de compactage (Anjaneyappa et al. 2014).

Prise en compte des propriétés physiques du sol (Fleureau et al. 2002)

Fleureau et al. (2002) proposent une corrélation entre le poids volumique sec de l'optimum Proctor en fonction de la limite de liquidité des sols argileux, tel qu'exprimé dans l'équation (I.11).

$$\gamma_{dopt} = 21 - 0.113 w_L + 0.00024 w_L^2 \quad (I.11)$$

Taibi et al. (2011) valident cette corrélation. En revanche, celle-ci s'applique que pour les sols ayant une limite de liquidité comprise entre 25% et 170%, et les prédictions sont vérifiées pour des essais de compression simple.

Prise en compte des propriétés de compactage (Anjaneyappa et al. 2014)

Anjaneyappa et al. (2014) proposent une autre corrélation (Equation (I.12)) pour prédire le poids volumique sec du sol obtenu avec trois « légers » matériels de compactage de terrain: plaque de compactage, rouleau simple de compactage, double rouleau de compactage. Les essais de compactage ont été réalisés sur du sol limoneux avec des épaisseurs de couches de 50, 100, 150 et 200 mm.

$$\gamma_{d field} = 10.47 + 0.48 F + 0.27 w + 0.14 N - 0.0036 h \quad (I.12)$$

Avec: $\gamma_{d field}$ – poids volumique sec sur terrain, F - chargement appliqué (kN); w - teneur en eau du sol (%), N - nombre de passes du rouleau et h - épaisseur de couche.

L'équation de prédiction proposée par Anjaneyappa et al. (2014) a été vérifiée pour les trois types de compacteurs utilisés avec un coefficient de corrélation de $R^2=0.77$.

Les deux corrélations discutées se limitent soit aux propriétés du sol ou aux propriétés de compactage. Or, il a été démontré dans les études antérieures que les caractéristiques liées à la granulométrie et à l'argilosité du sol restent des paramètres très importants dans l'efficacité du compactage. Nous allons porter un intérêt particulier sur l'influence de ces paramètres sur l'évolution de la densité moyenne du sol.

I.4. INSTABILITES DANS LES SOLS COMPACTES SOUS SOLLICITATIONS HYDROMECHANQUES EXTERNES

Les sols compactés en terrassement sont soumis à de multiples sollicitations hydriques, mécanique ou hydromécanique : variations de température, variations d'état hydrique, sollicitations mécaniques externes... Ces sollicitations, selon leur type et intensité, peuvent générer des instabilités structurelles et/ou texturales au sol observées à court ou à long terme.

Parmi les pathologies observées sur les sols compactés, nous pouvons citer :

- L'orniérage, feuilletage et le matelassage dues aux sollicitations de trafic
- L'effondrement due aux sollicitations hydriques par imbibition
- Les fissurations dues aux cycles de gel/dégel ou d'humidification/séchage
- Les déformations volumiques dues aux cycles d'humidification et de séchage
- Défaut d'interface dues aux instabilités de contact : cisaillement/frottement aux interfaces

Nous présenterons dans cette section certaines de ces instabilités, en lien avec notre problématique. Nous nous intéresserons en particulier sur les instabilités générées par les sollicitations de trafic sur les pistes non revêtues, à savoir l'orniérage, l'effondrement par imbibition ainsi que sur la rupture des grains par frottements.

I.4.1. Comportement des sols compactés aux sollicitations d'origine hydromécanique

Cette section présente une synthèse des modes d'instabilités des matériaux rapportées dans la littérature à savoir : l'orniérage, le matelassage, le feuilletage... Les résultats de la littérature nous permettront d'expliquer certains phénomènes en lien avec notre problématique de déstructuration de surface.

L'orniérage représente une déformation plastique (ou déformation permanente) d'un matériau due à des sollicitations ou chargements. Comme le compactage, lorsque qu'une charge se déplace sur un sol compacté, un volume élémentaire du sol est soumis, sur ses facettes à des contraintes normales et de cisaillement. Ces dernières ne sont nulles qu'au droit de la charge ([Paute et Le Fort, 1984](#)).

La plupart des recherches sont principalement réalisés sur les agrégats grossiers. En revanche, dans les routes à faible trafic, une forte contrainte est générée sur les sols de fondation à grains fins et à grains grossiers qui peuvent causer une déformation permanente appréciable. Les mécanismes de déformation ne sont pas tout à fait les mêmes pour les sols à grains grossiers et à grains fins. Les mécanismes de déformation des sols grenus sont régis par le réarrangement et / ou l'écrasement des particules et les déformations dues au cisaillement. L'importance de la déformation dépend du type de compactage, de la taille et de la distribution des grains, de la forme du grain, de la teneur en eau et de la fraction de fines ([Hoff, 1999](#); [Lekarp et Dawson, 1998](#), [Gidel et al. 2001](#), [Hornych et al. 2006](#)).

Dans les sols à grains fins tels que l'argile et le limon, la consolidation et la déformation au cisaillement sont les modes dominants de déformation et leur comportement est affecté par le chemin des contraintes, la teneur en eau et l'effort de compactage ([Brown et al., 1975](#) ; [Elliott](#)

et al., 1999 ; Puppala et al., 2009 ; Li, 2015). L'accumulation de déformations plastiques sur les sols à grains fins et à grains grossiers est influencée par des facteurs liés à la charge tels que le niveau de contrainte, la pression de confinement, le nombre d'applications de charge et la rotation des contraintes principales (Martinez, 1980 ; Paute et Le Fort, 1984 ; Horny et al. 1993 ; Paute et al. 1994 ; Horny et al. 1998, Allou et al. 2007).

Du point de vue expérimental, l'orniérage est caractérisé par un essai normalisé, appelé essai d'orniérage, et défini dans la norme NF EN 12697-22 (AFNOR, 2013). L'essai consiste à caractériser la résistance à l'orniérage du matériau dans les conditions comparables aux contraintes appliquées sur la route. Le principe est de mesurer la profondeur de l'ornière en fonction du nombre de cycles, exprimé en pourcentage de l'épaisseur de la couche considérée.

Selon la norme, la profondeur de l'ornière sur les bétons bitumineux peut être calculée avec l'équation (I.13).

$$y = A \left(\frac{N}{1000} \right)^b \quad (I.13)$$

Avec :

y : profondeur d'ornière à N cycles

A : profondeur d'ornière à 1 000 cycles

b : pente de la droite dans le plan de l'ornière en fonction du nombre de cycles (en coordonnées logarithmiques)

Parmi les études réalisées sur les bitumes, nous pouvons trouver les travaux de Corté et al. (1998). Les auteurs se sont intéressés à l'étude de l'orniérage sur des enrobés en utilisant l'essai de simulation à l'orniéreur du Laboratoire des Ponts et Chaussées LPC à la température de 60°C en tant que température retenue par les normes françaises sur les enrobés. Parmi les facteurs d'influence étudiés, on retrouve l'influence de la granulométrie (pourcentage de sable) (Figure I.26). Les auteurs concluent qu'en dessous de 30% de sable, l'enrobé présente une assez bonne résistance à l'orniérage, puisque l'essai a été mené jusqu'à 30 000 cycles avec moins de 10 % de déformation. Au-delà de ce seuil, une faible augmentation de la proportion de sable entraîne une augmentation importante de la sensibilité à l'orniérage.

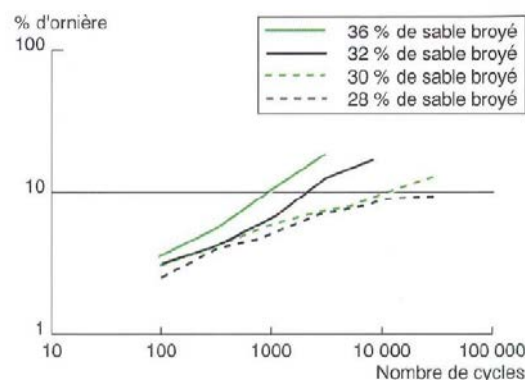


Figure I.26. Evolution des cycles contrainte-déformation au cours des chargement (Corté et al. 1998)

La plupart des études réalisées sur les dégradations de surface par orniérage, dues aux sollicitations cycliques du trafic, concernent soit les bétons bitumineux ou les graves non traitées. Les mécanismes d'orniérage sont bien mis en évidence. En revanche, les études sur des sols sont utilisées des méthodes (essais triaxiaux cycliques) non comparables aux sollicitations in-situ.

Les recherches sur les déformations des sols par orniérage sous charges cycliques sur les sols remontent aux années 1950. [Seed et al. \(1955, 1956, 1958, 1960\)](#) ont étudié l'effet des chargements répétés sur la déformation d'une argile limoneuse de Vicksburg (w_L :37 %, w_P :23%). Les sols sont compactés par pétrissage avec des degrés de saturation de 92% à 97%, puis chargés à l'essai triaxial. L'éprouvette est confinée sous un chargement de σ_3 =100 kPa. La contrainte déviatoire appliquée est comprise entre 200 et 800 kPa avec une fréquence d'application de 0.1 s qui représenterait le temps de chargement d'un véhicule en mouvement à 88 km/h ([Seed et al. 1955](#)). Le nombre de chargement simulé est de 100 000 cycles. Les auteurs montrent que le module d'élasticité du sol augmente avec l'augmentation de la contrainte appliquée. Par ailleurs, à de faibles valeurs de contraintes, la fréquence n'influence pas significativement la déformation et la densité du sol. En outre, une forte contrainte déviatoire pourrait générer une rupture relativement brutale de l'échantillon sans déformation excessive préalable. [Larew et Leonards \(1962\)](#) ; [Mitchell et King, \(1976\)](#) et [Diaz-Rodriguez \(1989\)](#) ont confirmé ces résultats. Les auteurs suggèrent qu'il existe un état critique pour le déviateur de contraintes au-delà duquel les sols sont susceptibles de rompre.

Quelques années plus tard, [Elliott et al. \(1998\)](#) ont réalisé plusieurs essais sur des sols compactés afin d'étudier leur comportement réversible et permanent. Plusieurs facteurs ont été étudiés : cycles de chargement (jusqu'à 100 000 cycles), la pression de confinement (41, 62 et 83 kPa) ainsi que la teneur en eau (105, 110 ou 120% w_{OPN}). Les échantillons testés sont compactés par pétrissage, puis mis sous chargement à l'appareil triaxial de chargement répétés.

Tableau I.2. Pourcentage de déformations permanentes ([Elliott et al., 1998](#) cité par [Li, 2015](#))

q (kPa)	1 ^{ère} (%)	10 ^{ème} (%)	100 ^{ème} (%)	1 000 ^{ème} (%)	10 000 ^{ème} (%)
6	54	66	83	92	100
8.5	49	65	82	92	100
11	36	59	80	92	100
13	59	74	91	98	100
17	61	77	92	97	100
21	68	76	92	98	100
Moyenne	55	69	87	95	100

Les résultats ont indiqué que le premier cycle produit une moyenne de 55% de la déformation accumulée à 10 000 cycles. Les pourcentages à 10, 100 et 1 000 cycles sont respectivement de 69, 87 et 95% (Tableau I.2). La relation entre le nombre de cycles et les déformations devient linéaire entre 10 000 et 100 000 cycles (Figure I.27a). Concernant la teneur en eau, [Elliott et al. \(1998\)](#) ont constaté que la déformation à 120% de w_{OPN} est égale à 3 et 5 fois la déformation à 110 et 105% de w_{OPN} , respectivement (Figure I.27b).

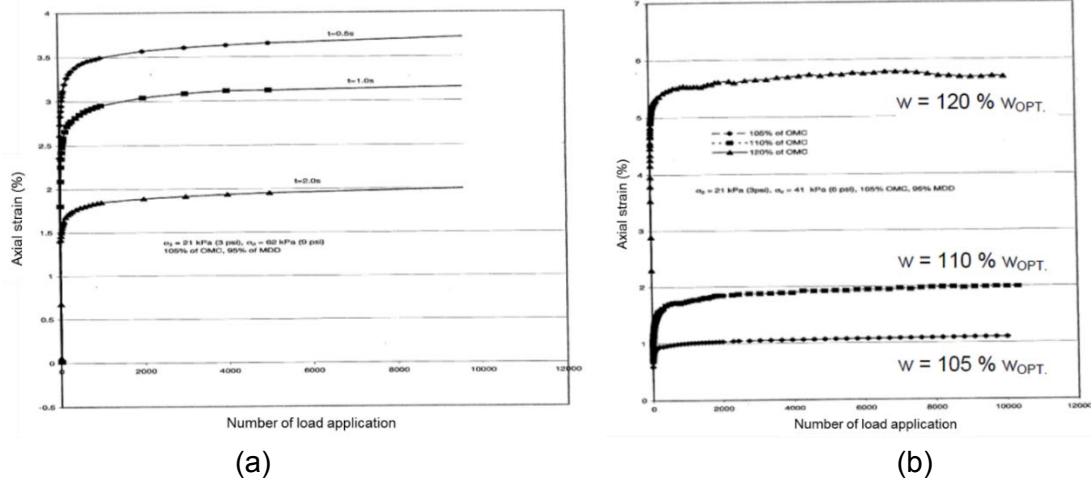


Figure 1.27. (a) Influence des cycles et de la durée de repos sur la déformation permanente, (b) Influence de la teneur en eau du sol sur la déformation permanente sous chargement répétés (Elliott et al. 1998, cité dans Li, 2015)

Dans une seconde série d'essais de Elliott et al. (1999), les auteurs notifient l'influence de la densité sèche et du chemin de contraintes déviatoires sur la déformation permanente du sol. Les études sont menées sur quatre sols fins de l'Arkansas. En effet, une forte densité du sol permet d'atténuer la déformation permanente du sol en raison de la meilleure résistance du sol. Par ailleurs, l'augmentation de la contrainte déviatoire de 28 kPa à 62 kPa pendant le chargement génère un écrouissage important du sol.

Les études réalisées par Ho et al. (2014) sur des sables naturels argileux compactés à différentes teneurs en eau et à la même densité, ont montré que l'augmentation de la teneur en fines (de 4.5 à 7 %) entraîne une augmentation des déformations volumiques et des contraintes de cisaillement pour toutes les teneurs en eau. Les auteurs considèrent que l'influence de la teneur en eau est négligeable par rapport à l'influence du contenu fin.

Li (2015) a réalisé plusieurs séries d'essais de chargement cyclique en utilisant une presse hydraulique. Les essais ont été réalisés sur un sol fin argileux ($88\% < 80\mu\text{m}$, $w_L = 70.5\%$, $I_p = 33.5\%$). L'auteur a confirmé l'influence de la teneur en eau sur le module sécant du sol. La résistance pour une teneur en eau de 20.8% est d'environ 6 fois plus élevée que celle à 42.4% pour des échantillons compactés sous 25 coups (Proctor).

Les recherches concernant l'étude de la déformation permanente des sols de fondation sont abondantes (Allou et al. 2007 ; Ho et al. 2014). Cependant, il n'existe pas de modèle unique défini de manière constitutive pour l'estimation de la déformation permanente. Différents chercheurs ont utilisé différentes approches. La plupart des modèles établissent un lien entre la déformation plastique et le nombre de cycles, le niveau de contrainte ou les deux. Le modèle empirique le plus connu est le modèle de puissance, proposé par Monismith et al. (1975) qui est montré dans l'équation (I.14).

$$\varepsilon_p = AN^b \quad (I.14)$$

Avec :

ε : la déformation permanente cumulée (%)

N : nombre de cycles de charge

A, b : coefficients de régression déduits des données

Selon les auteurs, b est relativement stable et dépend principalement du type de sol et de l'état de contrainte. Quant au paramètre A , il dépend de la contrainte appliquée et l'état physique du sol (densité, teneur en eau).

En 2007, [Allou et al. \(2007\)](#) ont proposé un modèle simplifié pour prédire l'orniérage des couches en graves non traitées des chaussées à faible trafic. La prédiction avec le modèle proposé coïncidait avec des résultats issus des expériences réalisées au manège de fatigue du LCPC ([Hornych \(2005\)](#)).

[Yesuf et Hoff \(2015\)](#) ont proposé un modèle numérique qui tient en compte l'effet du chargement appliqué et, en particulier, les paramètres fondamentaux du sol à savoir la cohésion du sol et son angle de frottement. Les auteurs ont conclu que les déformations plastiques d'un sol sont intimement liées à ces deux paramètres. [Puppala et al. \(2009\)](#) indiquent que la résistance non drainée d'un sol argileux ($w_L=28.19\%$, $I_p=12.55\%$) diminue significativement avec l'augmentation de la teneur en eau, alors qu'elle est peu influencée par l'augmentation de la pression de confinement, notamment à des teneurs en eau supérieures à l'optimum Proctor en raison de la faible cohésion du sol. D'autre part, la résistance d'un sol ayant un angle de frottement faible ($<20^\circ$) est légèrement améliorée par l'augmentation de la pression de confinement.

[Djonkamla et al. \(2016\)](#) ont proposé un modèle qui permet de tenir en compte les paramètres représentants les propriétés physiques du sol dans la structure mathématique du modèle de l'équation (I.14). Il s'agit plus spécifiquement de corréliser les paramètres a et b du modèle aux propriétés physiques de sol. Afin d'atteindre cet objectif, les principaux mécanismes de la déformation permanente à savoir le post-compaction et la plastification sont associés aux propriétés physiques d'influence, notamment les paramètres de distribution granulométrique et la taille des particules ainsi que les paramètres d'état du sol. En effet, il est bien documenté que lorsque le facteur de distribution granulométrie change d'étalée à continue et le facteur taille change de petits grains à grands grains, la résistance à la déformation permanente augmente ([Sousa et al. 1991](#); [Bilodeau 2009](#)). Ces facteurs peuvent affecter la déformation permanente par les mécanismes du post-compaction et de la plastification et les paramètres pouvant les représenter sont : le coefficient de courbure, le coefficient d'uniformité, la surface spécifique ou la valeur au bleu et les pourcentages de passant de certains tamis. Par ailleurs, parmi les paramètres d'état du sol, les auteurs ont considéré le degré d'humidité et la compacité. En effet, [Hornych et al. \(1993\)](#) ont montré que l'augmentation de la teneur en eau s'accompagne d'une augmentation de la déformation permanente du sol. En revanche, l'intensité de compaction s'accompagne d'une diminution de la déformation permanente ([Barksdale 1972](#)). Le degré d'humidité peut influencer la déformation permanente par le mécanisme du postcompaction tandis que la compacité, par les mécanismes de postcompaction et de la plastification.

L'ensemble des études présentées permettent d'enrichir les connaissances sur les déformations plastiques des sols fins soumis à des charges répétées et permettent de

rassembler des éléments pour prédire les déformations in-situ. En revanche, les sollicitations reproduites par les essais de laboratoire sont fondamentalement différentes de celles appliquées in-situ. Par ailleurs, peu d'études se sont intéressées à la loi phénoménologique à l'interface entre le sol et l'engin appliquant les cycles et/ou l'influence du type de sol sur le comportement à l'interface.

I.4.2. Comportement des sols compactés sous sollicitations d'origine hydrique

Parmi les instabilités dues à un changement de teneur en eau du sol, nous pouvons trouver l'effondrement par imbibition. Ce dernier fait partie des pathologies rencontrées pour les sols non saturés. Il est dû à des déformations importantes et irréversibles qui résultent d'un réarrangement brutal des particules/grains du sol, suite à l'élimination des ponts capillaires sous des valeurs élevées du degré de saturation.

A titre d'exemple, nous pouvons citer l'effondrement observé par [Delage \(1989\)](#) dans un remblai d'accès d'un pont dû à un défaut de compactage. Le compactage du schiste résiduel n'était pas suffisant (été sec et énergie de compactage trop faible), des tassements jusqu'à 25 cm sont observés. Une montée de la nappe phréatique, due à d'importantes pluies, était un élément déclencheur de l'effondrement. [Booth \(1977\)](#) a observé le même phénomène pour un remblai d'Afrique du Sud. D'un point de vue pratique, l'étude a montré que la teneur en eau de compactage ne doit pas être inférieure à l'optimum Proctor et que celle-ci doit être maintenue tout au long de la durée de la construction où le chargement mécanique augmente.

[Bruchon et al. \(2013\)](#) ont tenté d'expliquer du point de vue microstructural les mécanismes conduisant à l'effondrement capillaire. Les auteurs ont caractérisé en 3D le phénomène d'effondrement capillaire à l'aide de la tomographie par rayons X sur un échantillon de sable d'Hostun HN31 non saturé en contrôlant la succion. Les auteurs concluent que le changement de volume de l'échantillon à l'échelle locale a commencé à une teneur en eau particulière (25%) qui coïncidait avec la coalescence des ponts capillaires entre les agrégats. En dessous de cette valeur, les pores inter-agrégats se remplissaient progressivement mais la microstructure est suffisamment forte pour supporter son poids propre. Le mécanisme à l'échelle locale d'après [Bruchon et al. \(2013\)](#) se résume ainsi : lorsque le remplissage des macropores se produit, le nombre et la force des ponts capillaires intergranulaires diminuent alors que la charge mécanique (poids propre de l'échantillon) augmente pendant l'imbibition. L'équilibre limite a été atteint à cette valeur de teneur en eau pour laquelle la charge mécanique dépassait la résistance des granulats.

a. Méthodes de reconnaissance d'un sol effondrable

La reconnaissance préalable du potentiel d'effondrement d'un sol est une étape importante dans l'étude du sol car elle conditionne les conditions de mise en œuvre au moment de la conception de l'ouvrage. Les méthodes de reconnaissance d'un sol effondrable sont nombreuses dans la littérature, le Tableau I.3 résume quelques-unes de ces méthodes.

La méthode de [Denisov \(1951\)](#) prend en compte la limite de liquidité du sol w_L et la fraction argileuse ($e_{sat}(w_L) = w_L G_s$ avec G_s la densité spécifique de la fraction solide) et l'état de

densité à l'état naturel ($e_{nat} = \frac{G_s \gamma_w}{\gamma_d} - 1$ avec γ_w le poids volumique de l'eau). Priklonskij (1952) propose une relation qui utilise uniquement la teneur en eau naturelle et les limites d'Atterberg. Ainsi, un sol qui présente une teneur en eau supérieure à la limite de liquidité est considéré fortement effondrable, quelle que soit la densité. Ce sol sera considéré comme gonflant si sa teneur en eau initiale est inférieure à la limite de plasticité. A l'inverse, le critère proposé par Clevenger (1958) tient compte seulement de la densité sèche du sol. Une densité sèche de 14.1 kN/m³ est considérée une limite qui définit l'effondrabilité du sol, ainsi, le sol ayant une densité supérieure à cette densité critique n'est pas effondrable. Fedá (1964) a proposé un critère plus avancé qui prend en compte la densité initiale et l'indice de plasticité du sol I_p . En se basant sur le critère de Denisov (1951), Gibbs et Bara (1962) ont proposé une relation fondée sur la limite de liquidité et la teneur en eau à l'état saturé. Le code Russe de la construction reprend ce paramètre de limite de liquidité et ajoute un degré de saturation de 60% au-delà duquel le sol n'est plus susceptible de s'effondrer. La relation proposée par Handy (1973), quant à elle, considère une dépendance entre le pourcentage d'argile et le potentiel d'effondrement d'un loess. En effet, même si les limites d'Atterberg donne une indication sur la sensibilité à l'eau de l'argile, le comportement du sol va dépendre de sa fraction argileuse. L'activité du sol est donc un paramètre pertinent car elle prend en compte la plasticité et le pourcentage des fines inférieures à 2 μm (Ayadat et Ouali, 1999). Quant à Karsiff et Henkin (1967), ils considèrent le produit de la densité sèche par la teneur en eau sans prendre en compte l'activité de l'argile.

Tableau 1.3. Critères pour l'identification des sols effondrables (Das, 1995)

Denisov (1951)	coefficient de subsidence $K = \frac{e(w_l)}{e(w_{nat})}$ $K = 0,5-0,75$: fortement effondrable $K = 1,5-2$: non effondrable
Priklonskij (1952)	$K_D = \frac{w_l - w_{nat}}{I_p}$ $K_D < 0$: fortement effondrable $K_D > 0,5$: non effondrable $K_D > 1$: gonflant
Clevenger (1958)	$\gamma_d < 12,6 \text{ kN/m}^3$: tassements importants $\gamma_d > 14,1 \text{ kN/m}^3$: tassements faibles
Gibbs et Bara (1962)	$R = \frac{w_{sat}}{w_l}$ $R > 1$: effondrable
Code Russe de la construction (1962)	$L = \frac{e(w_{nat}) - e(w_l)}{1 + e(w_{nat})}$ $S_r < 60\%$ et $L > -0,1$: effondrable
Feda (1964)	$K_L = \frac{\frac{w_{nat}}{S_r} - w_p}{I_p}$ $S_r < 100\%$ et $K_L > 0,85$ effondrable
Handy (1973)	loess de l'Iowa avec une teneur en argile : $< 16\%$: haut risque d'effondrement $> 32\%$: généralement pas de risque
Karsiff et Henkin (1967)	$\gamma_d w_{nat} < 15$: fortement effondrable avec γ_d exprimé en g.cm^{-3} et w_{nat} en pourcentage
e : indice des vides w_{nat} : teneur en eau naturelle w_p : limite de plasticité w_l : limite de liquidité I_p : indice de plasticité ($w_l - w_p$) S_r : degré de saturation γ_d : poids volumique sec	

Ces différentes formules permettent de savoir au préalable le potentiel d'effondrement du sol. En revanche, elles s'appuient parfois sur des notions simples, ou l'un des paramètres est favorisé par rapport à d'autres. Or, le caractère d'effondrement du sol est lié à plusieurs paramètres du sol. Des essais complémentaires de laboratoire permettent d'estimer les tassements attendus et s'assurer ainsi du caractère effondrable du sol. Sur terrain, des essais spécifiques peuvent être réalisés comme l'essai à la plaque avec un apport d'eau complémentaire ([Houston et al. 1988](#)), mais restent rarement utilisés en raison de leur difficulté d'exploitation.

Au laboratoire, l'essai le plus utilisé pour caractériser le potentiel d'effondrement d'un sol est l'essai à l'œdomètre. Cet essai est usuellement utilisé pour caractériser la compressibilité et la consolidation des sols saturés. Pour évaluer le niveau d'effondrement, on peut retrouver deux protocoles selon deux normes : la norme roumaine [STAS 8921/1-89 \(1989\)](#) et la norme américaine [ASTM D 5333 \(1996\)](#).

La norme roumaine préconise l'utilisation de la méthode du double œdomètre. Cette méthode consiste à faire subir à deux échantillons deux chemins de contraintes totales identiques. Le premier échantillon placé dans un état non saturé avec une teneur en eau initiale et chargé à teneur en eau constante. Le second échantillon est saturé sous faible chargement (3 kPa) puis chargé. Les courbes résultantes sont tracées sur la même courbe pour en déduire l'effondrement prévisible à la saturation en fonction de la surcharge appliquée. L'effondrement en % est constaté sous chargement de 300 kPa, et calculé comme la différence de tassement relatif entre les deux courbes œdométriques, selon l'équation (I.15). Si la valeur de l'effondrement, noté IM3, dépasse 2%, le sol est considéré effondrable.

$$IM3 = \left(\frac{\Delta H_{NS}}{H_{NS}} - \frac{\Delta H_S}{H_S} \right) \times 100\% \quad (I.15)$$

Avec :

$\frac{\Delta H_{NS}}{H_{NS}}$: tassement relatif de l'éprouvette non saturée

$\frac{\Delta H_S}{H_S}$: tassement relatif de l'éprouvette saturée

H_{NS} et H_S : hauteurs initiales des éprouvettes non saturée et saturée

D'autre part, la norme américaine Measurement of Collapse Potential of Soils ([ASTM D 5333, 1996](#)) propose une méthode de mesure de l'effondrement quel que soit le chargement appliqué. L'éprouvette non saturée est chargée sous une contrainte puis saturée avec de l'eau déionisée. Cette norme distingue deux paramètres à calculer à partir des résultats des essais œdométriques : l'indice d'effondrement (I_e) et le potentiel d'effondrement (I_c). L'indice d'effondrement I_e est égal aux déformations produites lors de la saturation du sol sous chargement vertical de 200 kPa. Le potentiel d'effondrement (I_c), quant à lui, est déduit pour n'importe quel niveau de chargement. Ce potentiel est utilisé pour estimer les tassements d'une couche de sol connaissant la charge verticale prévue. Les deux paramètres I_e et I_c sont calculés selon l'équation (I.16).

$$I_c = \left[\frac{d_f - d_0}{h_0} - \frac{d_i - d_0}{h_0} \right] \times 100\% = \left[\frac{d_f - d_i}{h_0} \right] \times 100\% \quad (I.16)$$

Avec :

d_f : tassement sous le chargement considéré après saturation

d_0 : tassement sous le poids propre de la boîte

d_i : tassement sous le chargement considéré avant saturation

h_0 : hauteur initiale de l'éprouvette

L'équation (I.16) peut être écrite en termes d'indice des vides :

$$I_c = \left[\frac{\Delta e}{1 + e_0} \right] \times 100\% \quad (I.17)$$

Avec :

Δe : différence d'indice des vides résultant de la saturation

e_0 : indice des vides initial

Une classification de la susceptibilité à l'effondrement est proposée par la norme ASTM (Tableau I.4).

Tableau I.4. Classification de l'indice d'effondrement I_e (ASTM D 5333, 1996)

I_e (%)	0	0.1 à 2	2.1 à 6	6.1 à 10	> 10
Degré	aucun	léger	modéré	Modérément sévère	Sévère

b. Paramètres influençant l'effondrement

Comme observé dans le Tableau I.3, l'effondrement dépend de plusieurs paramètres liés à l'état naturel du sol et l'activité de sa fraction argileuse. Yudhbir (1982) a isolé d'autres paramètres qui peuvent influencer l'effondrement, tels que : le type de sol (granulométrie et minéralogie), la nature des agents de liaison et de cimentation, la contrainte appliquée, le degré de saturation, la densité initiale ainsi que la quantité et la dynamique de mouillage (nappe phréatique, infiltration des eaux de pluies et d'arrosage). Barden et al. (1973) ont cité trois principales origines de l'effondrement :

- Une structure ouverte, potentiellement instable et partiellement saturée,
- Une contrainte existante ou supplémentaire suffisamment importante,

- Des éléments de liaison suffisamment résistants pour stabiliser les contacts inter-granulaires, mais relativement faibles pour être fragilisés lors de l'imbibition.

Les effets de certains facteurs sont résumés ci-dessous :

Granulométrie : Rogers (1995) a listé les principaux types de sols effondrables en les classant suivant leur taille caractéristique : sableux (ex : sable éorlien du Sahara), limoneux (loess), et fins (cendres volcaniques étudiées par Herrera et al. 2007), volantes de charbon (Trivedi et Sud, 2004). Par cette classification, l'auteur met en évidence la susceptibilité d'effondrement de tout type de sol, dont la principale formation des sols effondrables est les sols résiduels (issus de l'altération physico-chimique des roches mères) et les loess (limons altérés et transportés par le vent).

Cependant, à ce jour, l'influence de la granulométrie sur le degré d'effondrement n'est pas bien comprise. Dans la vallée de San Joaquin, les sols qui présentaient un maximum d'effondrement sont les sols ayant une teneur en argile de 12%. En dessous de 5%, peu d'effondrement était mesuré, et au-dessus de 30% le sol gonflait (Dudley, 1970). La diminution du niveau d'effondrement généré par l'augmentation de la teneur en argile a été confirmée par Bell et Bruyn (1977).

Plusieurs auteurs (El Sohby et Rabbaa, 1984 ; Lawton et al. 1992 ; Abbeche et al. 2007) ont tenté d'évaluer l'impact des particules fines sur le potentiel d'effondrement en reconstituant des échantillons à différentes teneurs en fines. Les résultats ont montré que, jusqu'à 30% en masse, la teneur en fines influence l'indice d'effondrement I_e lorsque l'argile est peu plastique. Au-delà d'une certaine quantité, un gonflement est même observé lorsque l'argile est très plastique. La Figure I.28 présente ces tendances où l'effondrement correspond aux déformations volumiques négatives (Lawton et al. 1992).

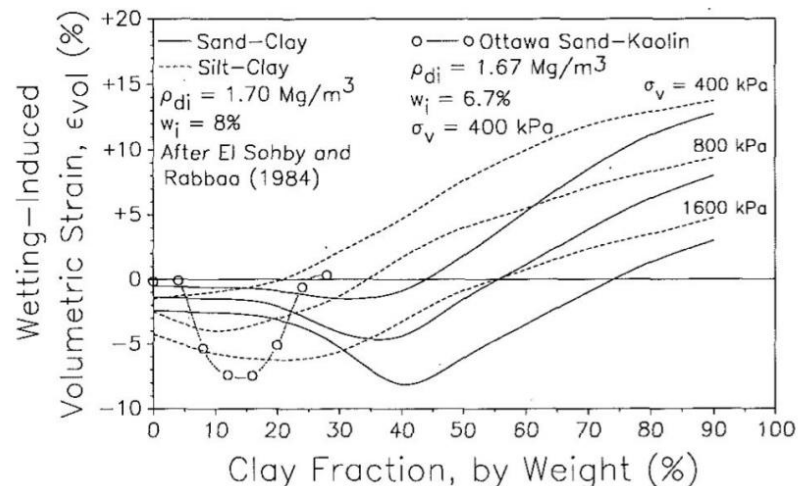


Figure I.28. Influence de la teneur en fines sur le potentiel d'effondrement (Lawton et al. 1992)

Ayadat et Hanna (2007) ont étudié l'effet du coefficient d'uniformité et du coefficient de Hazen du sol sur l'effondrement d'échantillons compactés. A même poids volumique sec (15.5 kN/m³) et mêmes teneurs en eau initiales (8% et 2%), une augmentation de C_u de 10 à 110 induit un effondrement supplémentaire de 5% à 10% respectivement.

Nature des contacts inter-granulaires : les liaisons entre grains à l'origine de la cohésion dans les sols non saturés sont diverses. La Figure I.29 résume les trois types de cohésion rencontrées.

- Cohésion capillaire entre grains de sable ou de limon
- Cohésion induite par des plaquettes d'argile répartis autour des grains de sable ou de limon, qui assurent la tenue du mélange et une meilleure résistance au cisaillement à faible teneur en eau.
- Cohésion chimique par des oxydes de fer par exemple, ou mécanique par d'autres matériaux d'apports tel que les liants hydrauliques. Une des méthodes de traitement des sols effondrables in-situ est la création d'une cohésion chimique à partir d'une injection de produits chimiques (Sokolovich et Semkin, 1984), de liants hydrauliques ou de bactéries.

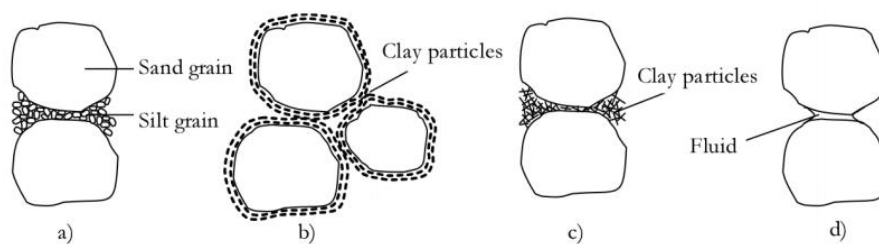


Figure I.29. Principales liaisons intergranulaires (tirée de Lins (2009) d'après Barden et al. 1973)

Ces différentes liaisons présentent différentes résistances mécaniques et différents processus de dégradation selon le type de liaison. D'après Barden et al. (1973), l'effondrement est brutal si la cohésion est principalement capillaire, plus lent en présence d'argile et encore plus lent si la cimentation est chimique. Les résultats de Booth (1973) ont montré que l'imperméabilité des ponts d'argile (nature et fraction d'argile) permet d'apporter 20 à 30% d'effondrement différé dans le temps de l'effondrement total. Le caractère brutal ne caractérise donc pas l'effondrement par imbibition (Rogers, 1995).

Niveau de contrainte : le niveau d'effondrement est également influencé par le niveau de contrainte appliqué sur le sol lors de l'imbibition. La Figure I.30 montre que le potentiel d'effondrement augmente avec l'augmentation de la contrainte jusqu'à une valeur seuil, puis diminue, pour différents types de sol (résiduels, éoliens). Vargas (1973) situe le maximum d'effondrement autour de la contrainte de préconsolidation pour les sols résiduels partiellement saturés.

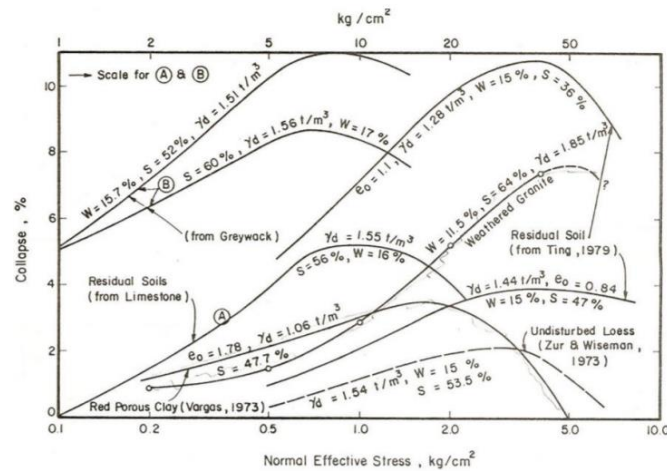


Figure 1.30. Potentiel d'effondrement en fonction de la contrainte verticale nette (d'après Yudhbir, 1982)

Degré de saturation

Le niveau d'effondrement change également avec le degré de saturation initial des sols naturels ou compactés. Différentes études bibliographiques ont défini des degrés de saturation seuils au-delà desquels le sol ne se déforme plus (Tableau I.5).

Tableau I.5. Valeurs seuils du degré de saturation au-delà duquel le sol ne s'effondre plus (Schwartz, 1985)

Type de sol	Degré de saturation critique	Référence
- Sable argileux 35% de fines	46-51%	Knight (1961)
- Sable limoneux 40% de fines	61%	
- Gravier fin	6-10%	Jennings et Knight (1975)
- Sable limoneux	50-60%	
- Limon argileux	90-95%	
- Sable rouge de Berea 25% de fines	69%	Errera (1977)
- Granite altéré 15 % de fines	52%	
- Sable de Sishen 10% de fines	21%	

Booth (1977) a montré que pour le sable limoneux étudié (56% sable, 34% de limon et 8% d'argile), le niveau d'effondrement du sol compacté dépend de la teneur en eau de compactage (Figure I.31a). Ganeshan (1982) ajoute que, pour des degrés de saturation supérieurs à 50-60%, le potentiel d'effondrement est très faible et indépendant du niveau de chargement appliqué lors de l'imbibition (Figure I.31b).

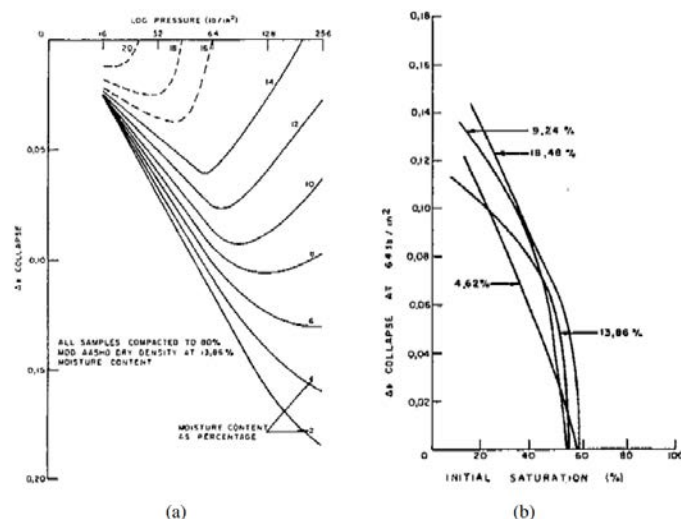


Figure 1.31. (a) Influence de la contrainte appliquée sur l'effondrement, pour différentes teneurs en eau initiales de compactage d'un sable limoneux ; (b) Influence du degré de saturation sur l'effondrement sous une même charge verticale (441 kN/m^2) (d'après Booth, 1977)

Densité et microstructure initiales : Plusieurs études ont abouti à des valeurs seuils de masse volumique critique au-delà desquels le sol ne peut plus s'effondrer : (1400 (Clevenger, 1958) et 1600 kg/m^3 (Fedaa, 1966 ; Booth, 1977). En revanche, Jennings et Knight (1975) préconisent de ne pas prendre la densité sèche comme unique critère d'instabilité, car des contre-exemples peuvent y exister : sols moins denses mais non effondrables (Dudley, 1970) et plus denses mais effondrables (El Sohby et Rabaa, 1984).

La microstructure initiale du sol est sans doute un paramètre influent sur le comportement à l'effondrement du sol. En effet, les expériences de Booth (1977) ont montré que pour des éprouvettes de mêmes densités mais l'une compactée à une teneur en eau inférieure à l'optimum et l'autre supérieure à l'optimum, l'une des deux est effondrable et l'autre non. Les auteurs relient ceci à l'organisation microstructurale. En effet, du côté sec les agrégats de sol créent de gros pores par rapport à un sol de même densité mais plus homogène. Les pores de plus grande taille sont amenés à s'effondrer en premier lors de l'imbibition d'après Jennings et Knight (1957).

A partir de ces études sur l'effondrement par imbibition, nous constatons que le problème d'effondrement des sols touche potentiellement tous les sols compactés. La prédiction de celui-ci, soit par les critères d'identification ou par les essais complémentaires de laboratoire, est indispensable pour la conception des structures d'ingénierie.

1.4.3. Comportement des sols compactés aux sollicitations de frottement de surface

Le passage des engins sur les surfaces de sol compactées représente un exemple pertinent de frottement de surface entre les roues et la surface de sol générée par les forces de cisaillement dues au passage répétitif des charges à cette interface.

Par ailleurs, les sollicitations de frottement peuvent générer une rupture des grains du sol. Dans les sols granulaires, la fragmentation des grains est l'un des phénomènes observés lors des sollicitations externes. L'endommagement des grains du sol peut se produire soit par un changement de taille, de forme, de morphologie ou encore de rugosité de surface. En effet, la réponse du sol à un chargement externe dépend des interactions entre les particules (McDowell et al. 2002 cité par Fatin et al. 2011). Les caractéristiques d'écrasement des grains de sable sous un chargement par compression étaient le sujet de plusieurs études réalisées soit par microscopie directe (Nakata et al. 2001) ou en utilisant la modélisation par éléments discrets (Cheng et al. 2004 ; Bolton et al. 2008). Les études de Bolton et al (2008) ont montré que sous un chargement de compression, un écrasement des grains de sable est observé pour un sable uniformément classé, tandis que pour un sable bien gradué, le mode de rupture observé concerne la rupture des aspérités et le lissage des surfaces du sable.

Dans leur étude sur l'influence des caractéristiques des particules du matériau dans le comportement des sols granulaires, Cavaretta et al. (2010) ont souligné le rôle des forces de contact dans la modification des caractéristiques des particules. Les observations des réactions à l'échelle de la particule sous compression axiale ont été définies selon les auteurs en 3 stage : 1) rotation initiale de la particule, dont le comportement est contrôlé par la dilatance des grains de sable, suivie par 2) un endommagement mineur des particules soit par rupture ou lissage des aspérités avant (3) la réponse élastique de Hertz de la particule. Ces stages sont représentés par Ghafghazi et al. (2014) sur le plan e -log p' (où e représente l'indice des vides et p' la contrainte effective) (Figure I.32). La courbe représente les segments de la courbe critique ou CSL pour Critical State Locus.

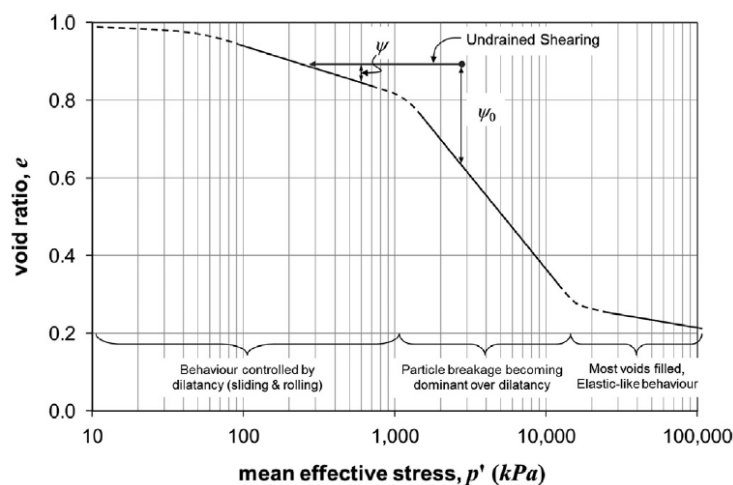


Figure I.32. Modes de rupture des matériaux granulaires et la courbe d'état critique CSL (Ghafghazi et al. 2014)

Altuhafi et Coop (2011) quant à eux ont étudié l'effet de différents modes de chargement sur les caractéristiques des particules d'un sable siliceux uniformément gradué. Les auteurs ont montré que la rupture des particules sur le matériau testé sous chargement par compression ou cisaillement a généré la production de nouvelles particules moins sphériques et moins convexes que le matériau initial. La rupture est plus importante durant le cisaillement malgré que le chargement vertical est faible. Pendant le cisaillement, la nature des chargements des particules est dominée par l'abrasion de surface et le lissage des aspérités, ce qui génère une

production de fines plus importante qu'en compression. A l'inverse, le chargement par compression génère des particules moins sphériques et plus angulaires. Quant à la rugosité de surface de sol, une diminution significative de la rugosité a été observée en cisaillement, les auteurs relient ceci à différents mécanismes par lequel les particules sont rompus. [Coop et al. \(2004\)](#) ont souligné qu'à de fortes valeurs de déformations, la distribution granulométrique du sol devient stable. Celle-ci dépend non seulement de l'intensité du chargement mais également de l'uniformité et la taille des grains du matériau initial.

Ces études ont permis de mettre en évidence certains modes de rupture des matériaux sous différents types de chargements externes mais se limitent aux matériaux granulaires.

Comme le démontre l'étude bibliographique présentée, l'étude de la structure du sol sous les différentes sollicitations est bien développée. Cependant, peu d'études traitent le problème par une approche d'instabilité de contact à l'interface, origine de la génération des particules fines susceptibles à l'envol.

CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons tenté d'exposer les principales avancées de plusieurs études de la littérature ayant traité les diverses problématiques de notre recherche. Le point principal qui marque toutes les parties de ce chapitre bibliographique est l'aspect multi-échelle des problématiques en mécanique des sols.

Dans le premier volet qui concerne l'envol des poussières, on a montré que la mise en suspension et/ou sa stabilisation au sol dépend des forces stabilisantes et déstabilisantes qui lui sont exercées. Celles-ci dépendent, entre autres, à la taille des particules fines, leur nature minéralogique ainsi que leur affinité à l'eau. Cette dernière gouverne les forces de cohésion entre les particules. L'ensemble des études démontrent l'intérêt d'étudier le sol duquel les poussières proviennent.

Les études présentées dans le second volet nous ont permis de rappeler les généralités sur la constitution des sols fins. La connaissance de l'organisation des sols ainsi que les interactions entre les phases qui le constituent est nécessaire pour la compréhension du comportement du sol à l'échelle macrostructurale. Par ailleurs, de nombreuses études présentées ont souligné que la réponse hydrique du sol sous chemin d'humidification ou de séchage est intimement liée à : (i) sa composition granulométrique, qui gouverne la désaturation du sol, (ii) sa nature minéralogique, qui affecte son affinité à l'eau, ainsi que (iii) son organisation microstructurale qui régit l'évolution des forces interparticulaires et le mouvement de l'eau dans la matrice. En revanche, les études sur les chemins d'humidification/séchage sont limitées aux matériaux consolidés. Nous nous intéresserons dans notre étude aux sols non consolidés.

Les études bibliographiques du troisième volet, nous ont permis de montrer que l'étude du comportement du sol aux sollicitations externes commence par la compréhension de son comportement lors de sa mise en œuvre. L'étude des mécanismes de compactage à l'échelle du sol a permis de mettre en évidence la différence entre les mécanismes appliqués par les méthodes de laboratoire et celles utilisées in-situ.

Par ailleurs, les études bibliographiques ont permis de montrer que l'efficacité du compactage peut être gérée en faisant un choix adéquat des paramètres, notamment la teneur en eau du sol, l'épaisseur de couche et l'effort appliqué. L'analyse de la microstructure des sols nous a montré à quel point son apport peut être déterminant dans l'explication des phénomènes macroscopiques. En revanche, peu d'études à l'échelle microscopique sont réalisées pour clarifier les différences liées aux mécanismes de compactage entre les méthodes de compactage de laboratoire et de terrain. Nous tenterons dans notre étude d'éclaircir ces différences.

Enfin, le quatrième volet concernant les instabilités des sols compactés sous sollicitations hydromécaniques externes nous a permis de montrer que l'étude de la structure du sol sous les différentes sollicitations est bien développée. Cependant, peu d'études traitent le problème par une approche d'instabilité de contact à l'interface, origine de la génération des particules fines susceptibles à l'envol, cela concerne l'objet principal de notre étude.

CHAPITRE II

MATERIELS ET METHODES – PROPRIETES DES MATERIAUX

CHAPITRE II. MATERIELS ET METHODES – PROPRIETES DES MATERIAUX

INTRODUCTION.....	86
II.1. MATERIAUX.....	88
II.1.1. Propriétés physiques et minéralogiques.....	88
II.1.2. Paramètres d'état.....	91
II.1.3. Propriétés granulométriques	92
II.1.4. Classification des sols d'étude	95
II.1.5. Préparation des matériaux	96
II.2. PROPRIETES AU COMPACTAGE.....	97
II.2.1. Compactage Proctor Normal.....	97
II.2.2. Compactage par méthodes conventionnelles – méthodes expérimentales et étude.....	98
II.2.3. Compactage par roulement au laboratoire – méthode expérimentale.....	104
II.2.4. Compactage in-situ.....	111
II.3. METHODES POUR LA DESTRUCTURATION DE SURFACE DES SOLS COMPACTES	113
II.4. CARACTERISATION MECANIQUE ET HYDROMECHANIQUE – METHODES ADOPTÉES.....	118
II.4.1. Caractérisation mécanique.....	118
II.4.2. Caractérisation hydromécanique.....	120
II.5. DEMARCHE EXPERIMENTALE POUR L'ARROSAGE DES SOLS.....	125
II.6. METHODES D'ANALYSE MICROSTRUCTURALE.....	130
II.6.1. Mesure des profils de poids volumique humide au banc gamma- densimétrique.....	130
II.6.2. Préparation des échantillons pour l'étude de la microstructure.....	131
II.6.3. Mesures de Porosimétrie par Intrusion de Mercure PIM et Observations au Microscope Electronique à Balayage MEB.....	131
II.6.4. Etude microstructurale du compactage par méthodes conventionnelles.....	132
CONCLUSION.....	147

INTRODUCTION

Nous présenterons dans ce chapitre les propriétés des matériaux utilisés dans cette étude, les systèmes expérimentaux, et la démarche expérimentale.

Différents dispositifs expérimentaux ont été utilisés pour caractériser les sols sous différentes sollicitations mécaniques (compactage, déstructuration de surface, hydromécanique, d'hydratation) ainsi que pour caractériser leurs microstructures.

➤ Dispositifs de compactage

Les essais de compactage permettent de caractériser les propriétés de mise en œuvre des sols dont les sollicitations de compactage sont appliquées sous différents modes de laboratoire et in-situ.

Les dispositifs utilisés au laboratoire comprennent : (i) des dispositifs de compactage conventionnels, à savoir le Proctor pour le compactage dynamique, et la presse de compactage pour le compactage statique, (ii) et un dispositif de compactage par roulement, appelé « LRC », permettant de reproduire des sollicitations similaires à celles appliquées par les engins in-situ.

Quant au compactage in-situ, il est réalisé avec un compacteur roulant usuel.

➤ Dispositifs de déstructuration de surface

Les sols compactés sont soumis aux cycles de trafic. Ces chargements représentent la source principale de génération et d'envol des poussières.

Les cycles de roulement sont reproduits au laboratoire à l'aide d'un dispositif de simulation de trafic. Cette étape vise à mettre en évidence les mécanismes de déstructuration de surface des sols sous sollicitations de roulement.

➤ Dispositifs de caractérisation mécanique et hydromécanique

La caractérisation mécanique consiste à l'étude (i) des propriétés d'adhérence et de frottement des sols à différentes interfaces de contact, à l'aide des essais de cisaillement à la boîte ; (ii) et, du potentiel d'effondrement par humidification des sols par des essais œdométriques.

La caractérisation hydromécanique est réalisée par (i) des mesures des propriétés de surface des sols par la méthode d'adsorption de gaz (ii) ainsi que des mesures de succion par des méthodes directes à l'aide du WP4C et indirectes par les Thermo-Hygro Boutons THB et la sonde hygrométrique.

➤ **Dispositif d'arrosage**

L'inhibition de l'envol et la réduction des émissions des poussières résultant de la dégradation de surface sont intimement liées à l'affinité des particules avec l'eau. Cette dernière est étudiée au laboratoire en utilisant un dispositif d'arrosage, entièrement développé au laboratoire. Les essais permettront d'étudier la capacité d'adsorption et d'infiltration de l'eau dans le sol pendant son arrosage.

➤ **Dispositifs de caractérisation de la microstructure**

Les dispositifs de caractérisation de la microstructure comprennent : (i) le banc gammadensimétrique pour la mesure des profils de densité par absorption des rayons gamma, (ii) le porosimètre au mercure pour la mesure de la distribution des pores, ainsi que (iii) le microscope électronique à balayage pour l'observation de la structure.

II.1. MATERIAUX

Les matériaux d'étude, leurs propriétés physiques et minéralogiques, leurs paramètres d'état ainsi que leurs distributions granulométriques sont présentés dans cette section. Ces matériaux sont essentiellement constitués de sols fins susceptibles à l'envol. L'ensemble des propriétés vont permettre d'établir la classification des sols selon les différentes chartes de référence.

II.1.1. Propriétés physiques et minéralogiques

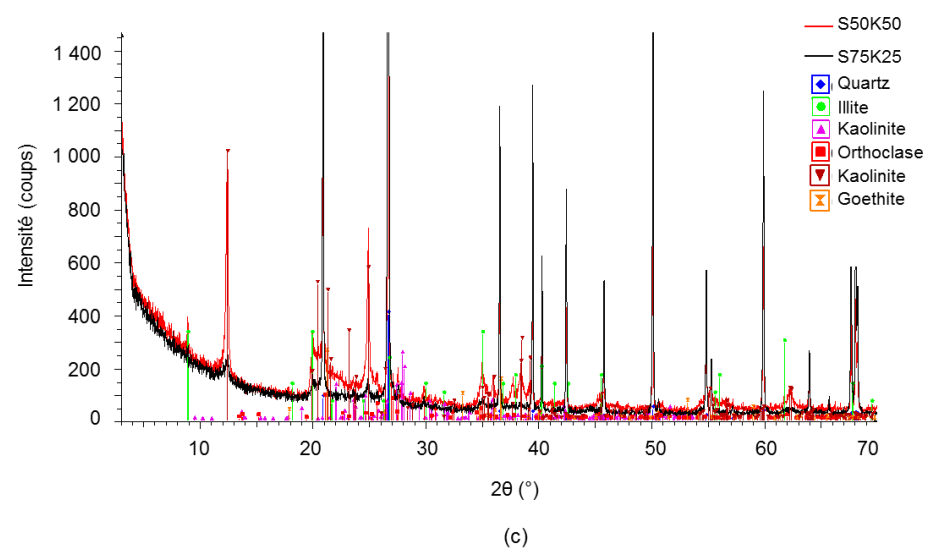
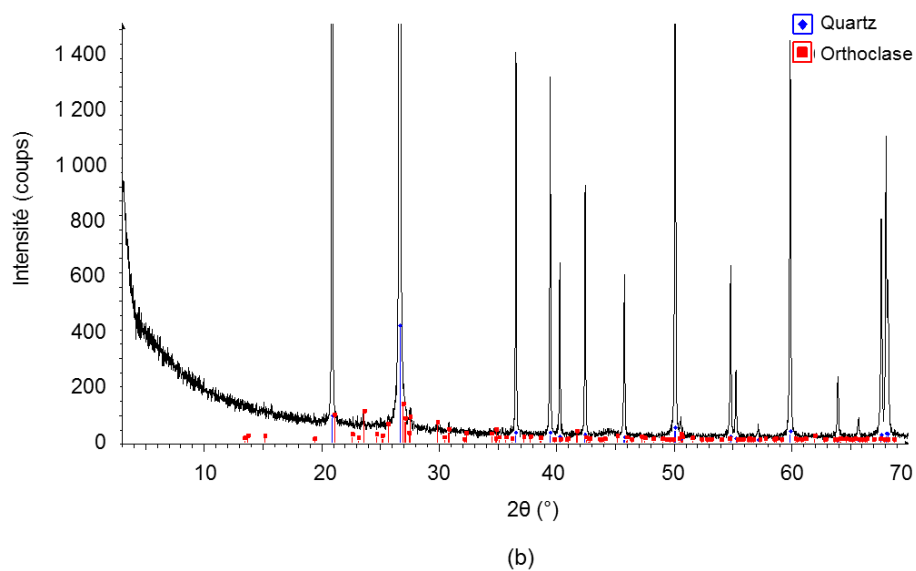
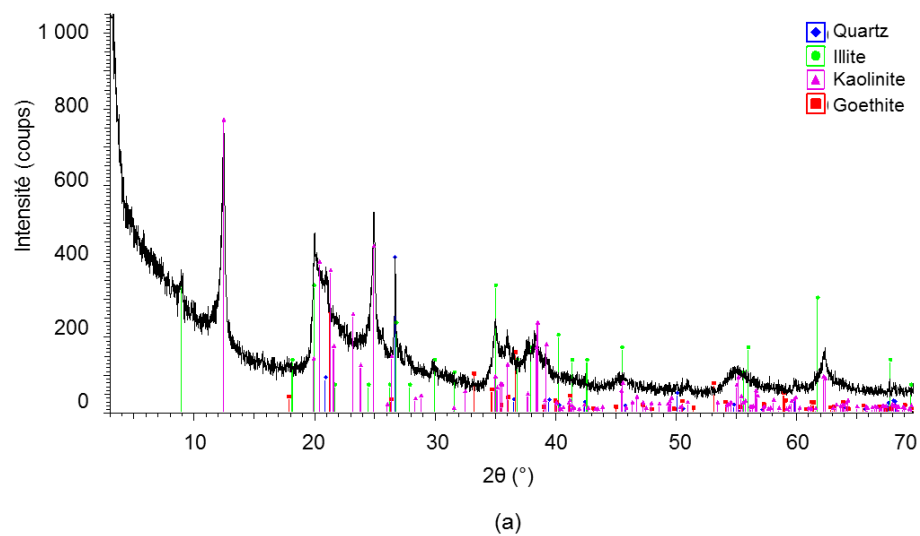
Cinq matériaux fins ont été utilisés : trois matériaux de laboratoire et deux matériaux de terrain. Les matériaux de laboratoire sont formulés à partir de mélanges, en différents pourcentages, de deux matériaux de base : le Kaolin Speswhite (K) et le sable d'Hostun HN38 (S). Les matériaux de terrain, quant à eux, ont été prélevés sur des chantiers en phase de construction en France. Le Tableau II.1 récapitule les nomenclatures, les caractéristiques des mélanges de sols du laboratoire ainsi que la provenance des sols du terrain.

Tableau II.1 : Propriétés / Provenance des matériaux d'étude et nomenclature

Sol		Nomenclature	Propriétés / Provenance
Sols de laboratoire	Argile	K	Argile kaolin speswhite
	Mélange d'argile et de sable	S50K50	50% de kaolin speswhite + 50% de sable d'Hostun HN38
	Mélange d'argile et de sable	S75K25	75% de sable d'Hostun HN38 + 25% de kaolin speswhite
Sols de terrain	Limon	L	Val d'Europe, Magny Le Hongre (77)
	Argile à Silex	SC	St-Calais, Conflans Sur Anille (72)

Les propriétés minéralogiques de ces matériaux, présentés dans la Figure II.1, ont été déterminées par Diffraction de Rayons X (DRX). La méthode de mesure est expliquée en détail dans l'Annexe A1.

Dans ce qui suit, pour nommer les sols, nous utiliserons la nomenclature.



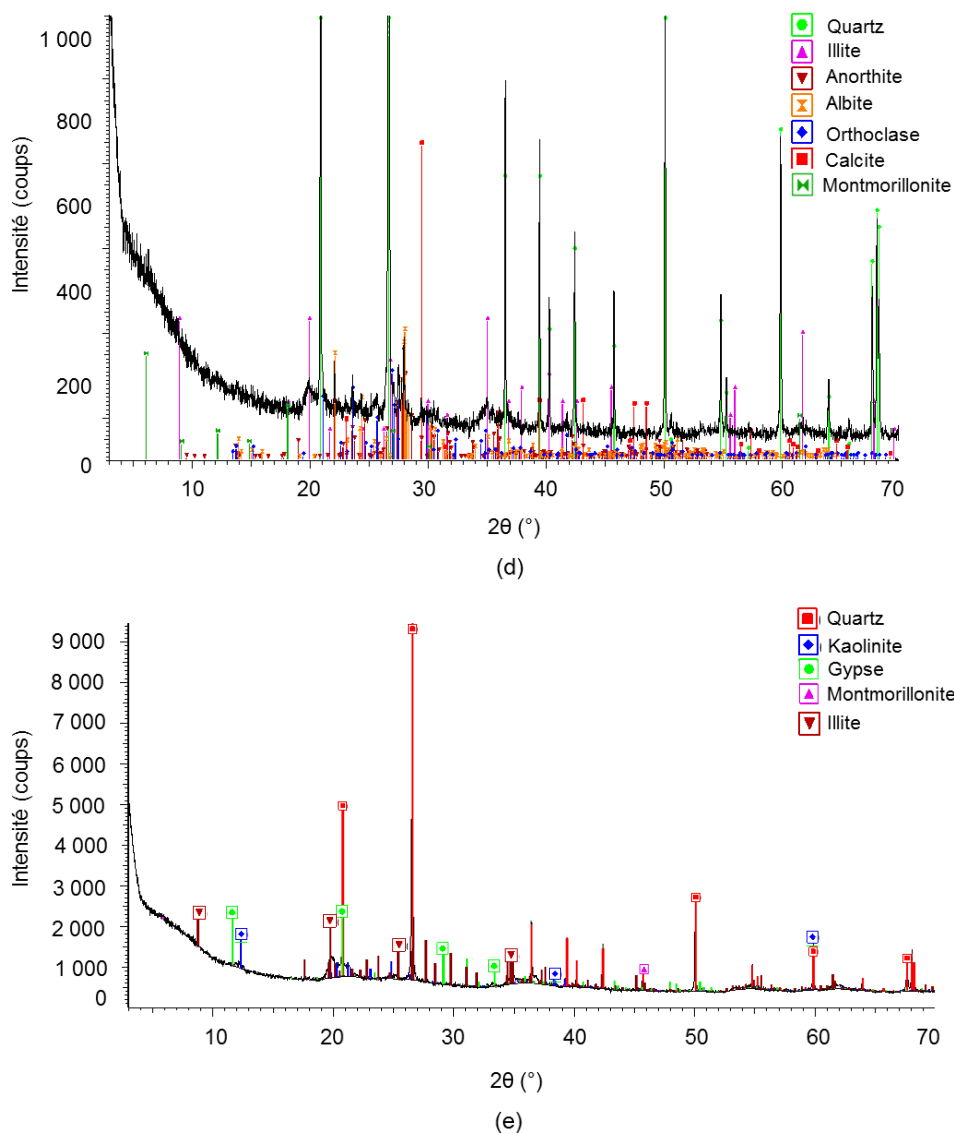


Figure II.1 : Spectres de Diffractions des Rayons X : (a) K, (b) S, (c) S50K50 et S75K25, (d) L, (e) SC

Les résultats des essais DRX, montrent que les sols de base sont composés principalement de quartz et d'orthoclase pour le sable S, et de particules de kaolinite, des traces d'illite et une faible quantité de quartz pour K. Les mélanges S50K50 et S75K25 présentent la composition des deux matériaux qui les composent. Quant aux sols de terrain, les analyses par DRX montrent que L est principalement composé de quartz, de calcite, d'illite, des traces de montmorillonite et des feldspaths, et SC est composé de quartz, illite, de kaolinite, des traces de gypse et de montmorillonite.

Par ailleurs, les observations au Microscope Electronique à Balayage montrent clairement des particules de géométrie hexagonale, caractéristique des particules de kaolinite dans K (Figure II.2a). Les grains de quartz anguleux à surface lisse ont également été bien identifiés pour S (Figure II.2b).

En ce qui concerne L, la Figure II.2c montre un mélange de fraction grossière anguleuse à surface lisse correspondant à des grains de quartz, ainsi qu'une fraction d'agrégats de sol.

Des grains de quartz bien cristallisé, de petite taille comparée aux autres sols sont observés sur les échantillons de SC. Les faces des tétraèdres des cristaux de quartz sont clairement visibles au MEB (Figure II.2d). Les grains de quartz sont mélangés avec des agrégats de sol fins, leurs caractéristiques minéralogiques sont indiquées dans les résultats de DRX.

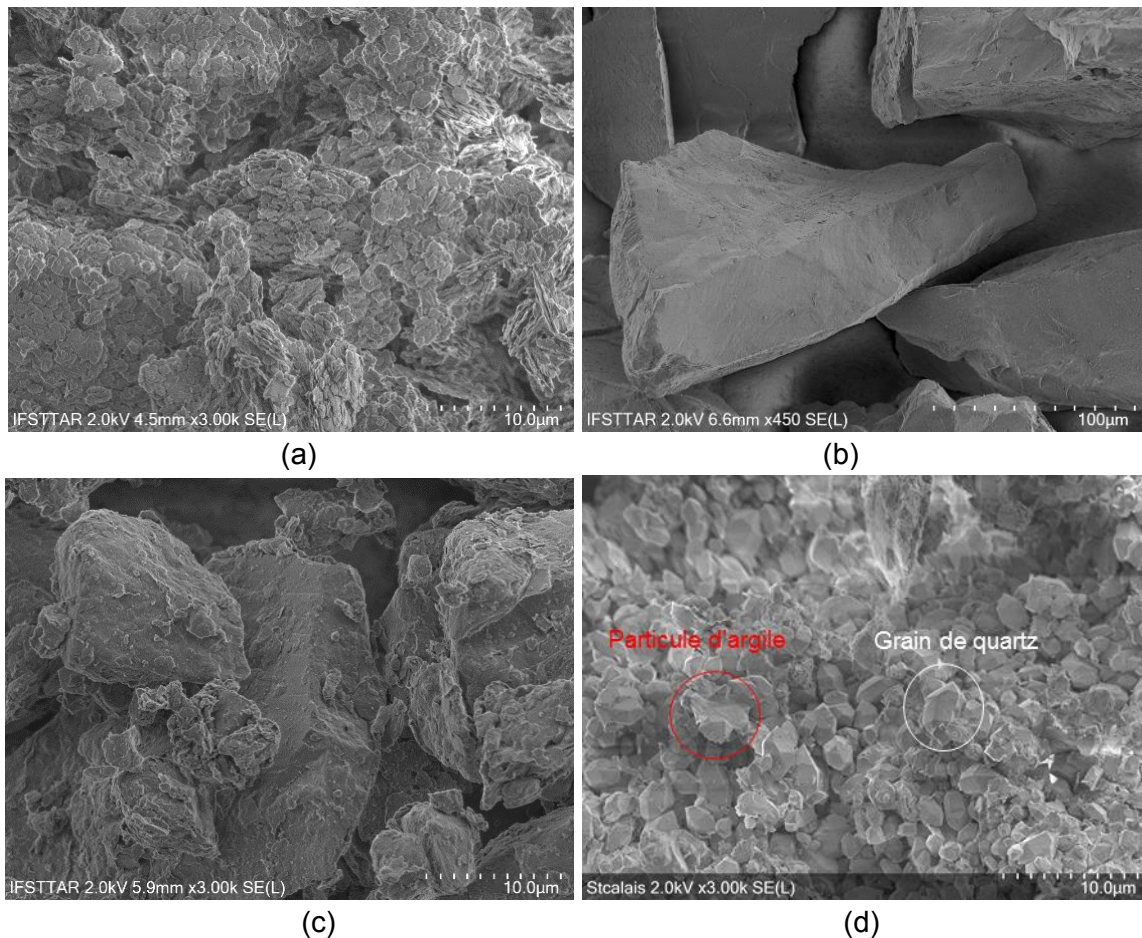


Figure II.2 : Observations au MEB des sols d'étude : (a) K, (b) S, (c) L, (d) SC

Les propriétés minéralogiques des sols mesurées par DRX sont ainsi confirmées par les observations au MEB.

II.1.2. Paramètres d'état

Les paramètres d'état des sols sont mesurés au moyen d'essais d'identification. Les paramètres d'état et de texture des sols sont résumés dans le Tableau II.2. La surface spécifique a été mesurée par la méthode d'adsorption des gaz au BET, la procédure est décrite dans l'annexe A3.

Tableau II.2 : Propriétés physiques et texturales des matériaux d'étude

Sol	Paramètres d'état				Paramètre de texture
	w _L (%)	IP (%)	VBS (g/100g)	ρ _s (g/cm ³)	S _a (cm ² /g)
L	36.5	15.7	3.87	2.59	30.25
K	55.0	25.0	1.56	2.62	10.65
S50K50	29.9	12.6	0.74	2.61	5.28
S75K25	23.1	7.6	0.43	2.63	2.47
SC	81.0	40.6	6.80	2.67	59.76

Les paramètres d'état permettent d'établir le lien entre la plasticité du sol, sa liquidité et l'activité de sa fraction argileuse. Cette dernière est fonction de la nature de la fraction argileuse du sol. C'est ce qu'on constate par exemple pour SC et la Kaolinite K. Les deux matériaux contiennent respectivement de la montmorillonite et de la kaolinite. Les résultats sur les matériaux d'étude sont conformes aux sols fins proposés dans la littérature ([Boussaid, 2005](#) ; [Le Borgne, 2010](#)).

La surface spécifique des sols, présentée également sur le Tableau II.2, est définie comme un paramètre de texture du sol. Les valeurs de surface spécifique élevées sont mesurées pour le sol SC et L, en raison de leur composition minéralogique. Cela signifie que la surface accessible à l'eau dans ces matériaux est plus importante comparé aux autres sols.

Les valeurs des paramètres d'état et de texture concordent avec les résultats d'analyse par DRX. Pour un même volume de matériau testé, la taille des particules est inversement proportionnelle à sa surface spécifique. Pour S75K25, S50K50 et K, l'augmentation du pourcentage de K génère une augmentation de la S_a. La surface spécifique des particules de kaolinite apparait plus importante que celle du quartz. Pour L, la présence d'illite et de montmorillonite dans le sol semble induire à une augmentation de S_a en raison de leur faible taille comparée à K. La valeur élevée de S_a mesurée pour SC peut être expliquée, à la fois, par la présence de particules d'argiles de petite taille ainsi que par la faible taille des grains de quartz qui le composent.

II.1.3. Propriétés granulométriques

Deux méthodes de mesure des distributions granulométriques des sols ont été utilisées et comparées : la méthode usuelle de granulométrie par tamisage et sédimentométrie, et la méthode de granulométrie au laser décrite dans l'annexe A2 (NF ISO 13320-1 2009). Les résultats obtenus avec les deux méthodes sont représentés respectivement dans les Figure II.3 et Figure II.4, et leurs valeurs sont reportées dans le Tableau II.4.

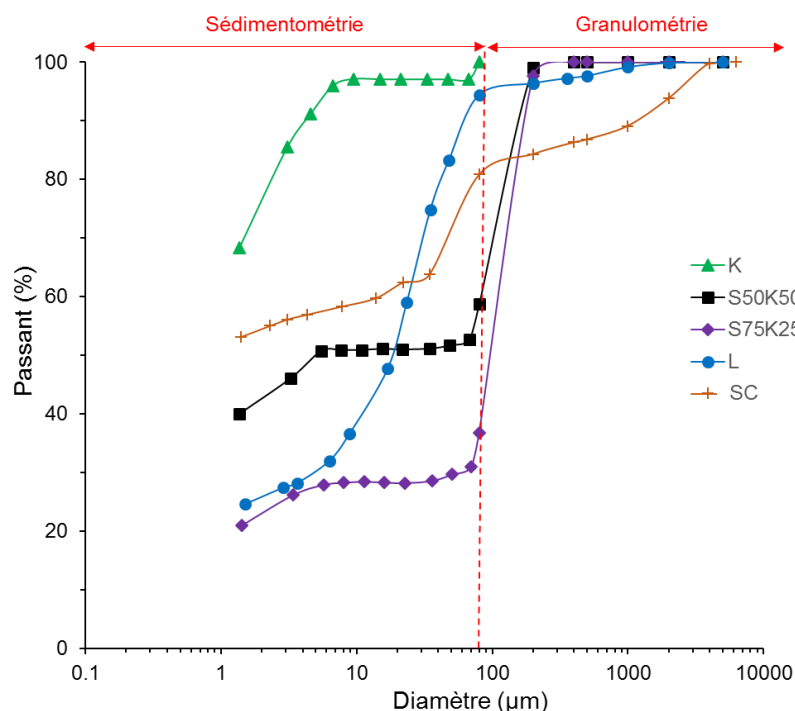


Figure II.3. Distributions granulométriques des sols d'étude - méthode granulométrie et sédimentométrie

Les matériaux peuvent être répartis en trois classes selon leurs distributions granulométriques (Figure II.3) :

- Le sol fin « K » dont 100 % des particules sont inférieurs à 80 μm ,
- Les sols naturels L et SC qui présentent des distributions étalées avec des fractions fines de 94 % et 81 % respectivement.
- Les sols reconstitués au laboratoire S50K50 et S75K25 qui présentent une grande fraction grossière. Ces résultats sont prévisibles, notamment les paliers observés à 51 % et 28 % qui résultent des mélanges confectionnés.

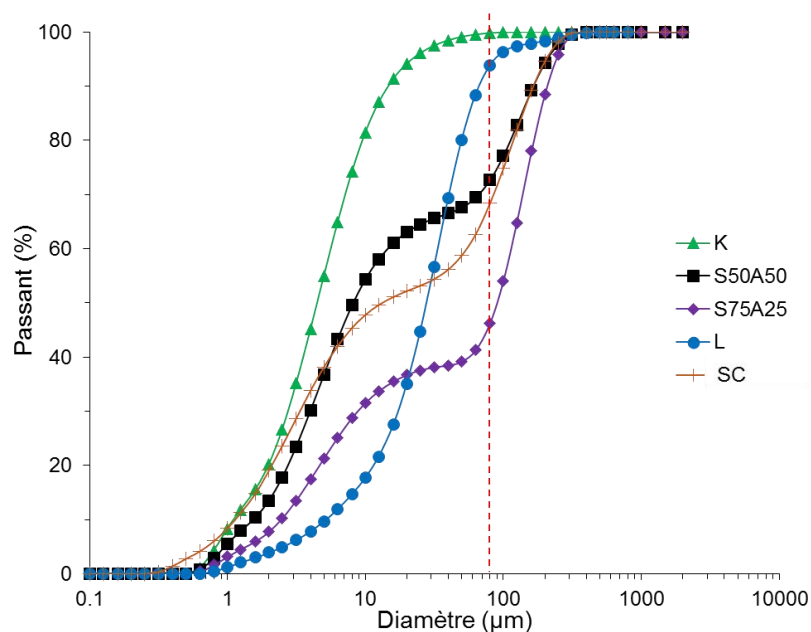


Figure II.4. Distributions granulométriques des sols d'étude - méthode granulométrie au laser

Les résultats des distributions granulométriques obtenues à l'aide du granulomètre au laser sont conformes aux mesures de granulométrie par tamisage et sédimentométrie. K contient 100 % des particules fines, L et SC présentent des distributions étalées, et les distributions granulométriques des mélanges mettent en évidence leurs compositions respectives de sable et d'argile.

L'étalement granulaire et la graduation des sols sont qualifiés, à partir des coefficients de Hazen obtenus à l'aide des résultats d'analyse granulométrique au laser :

- Le coefficient d'uniformité ($C_u = d_{60}/d_{10}$)
- Le coefficient de courbure ($C_c = (d_{30})^2/(d_{10} \cdot d_{60})$)

Les résultats de calcul, représentés dans le Tableau II.3, montrent que tous les sols sont bien gradués ($C_u > 5$ et $1 < C_c < 3$) et présentent une granulométrie étalée ($C_u > 2$).

Tableau II.3. Coefficients de courbure C_c et d'uniformité C_u des matériaux d'étude

Sol	K	L	S50K50	S75K25	SC
C_c	1.2	1.7	0.7	0.5	1.3
C_u	5.1	6.5	9.6	46.3	12.1

Le Tableau II.4 présente une comparaison synthétique des distributions granulométriques obtenues à l'aide des deux méthodes de mesure utilisées en termes de fraction fine ($< 80\mu\text{m}$) et de diamètre maximal d_{max} .

Tableau II.4. Comparaison des méthodes de mesure des distributions granulométriques des sols – classique et au laser

Sol	Granulométrie classique		Granulométrie au laser	
	Passant à 80 μm (%)	d_{max} (μm)	Passant à 80 μm (%)	d_{max} (μm)
K	100	80	99.8	80
L	94.4	2000	93.8	2000
S50K50	58.8	500	72.7	500
S75K25	36.8	500	46.2	500
SC	80.8	4000	87.8	2000

Les résultats montrent que la méthode de mesure par laser donne des résultats similaires pour K et L en termes de fraction fine et de d_{max} . En revanche, la fraction fine de S50K50, S75K25 et SC est légèrement surestimée avec la méthode au laser. Cela peut être lié à l'hypothèse de calcul et de mesure qui considère que les particules sont sphériques. Cette hypothèse de calcul est plutôt contestable pour les particules d'argile et les grains de quartz de ces sols.

Néanmoins, la méthode de mesure des distributions granulométriques au laser présente l'avantage de pouvoir réaliser plusieurs séries de mesure avec de faibles quantités de sol.

II.1.4. Classification des sols d'étude

A partir des mesures des paramètres d'état et des distributions granulométriques, les sols étudiés sont classés selon les abaques fréquemment utilisés dans la réalisation des pistes et des ouvrages en terre :

- Selon l'abaque de plasticité de Casagrande (Figure II.5), K et SC sont classés sols limoneux de forte plasticité (MH), tandis que les autres sols sont à faible et moyenne plasticité (CL).
- Selon les recommandations du Guide Technique Routes (Figure II.6) qui caractérise l'ouvrabilité du matériau selon sa distribution granulométrique, son affinité à l'eau et son argilosité. Les sols d'étude sont ainsi classés en des sols fins limoneux peu plastiques à l'exception de SC qui est de forte plasticité.
- Selon l'American Association of State Highway and Transportation Officials ([ASTM D3282-09](#)) (Tableau II.5), qui permet de donner une indication sur l'affinité du sol à l'eau en prenant en compte la teneur en fines du sol, sa limite de liquidité ainsi que son indice de plasticité, les sols sont classés argileux à l'exception de S75K25 qui est classé limoneux en raison de sa faible plasticité.

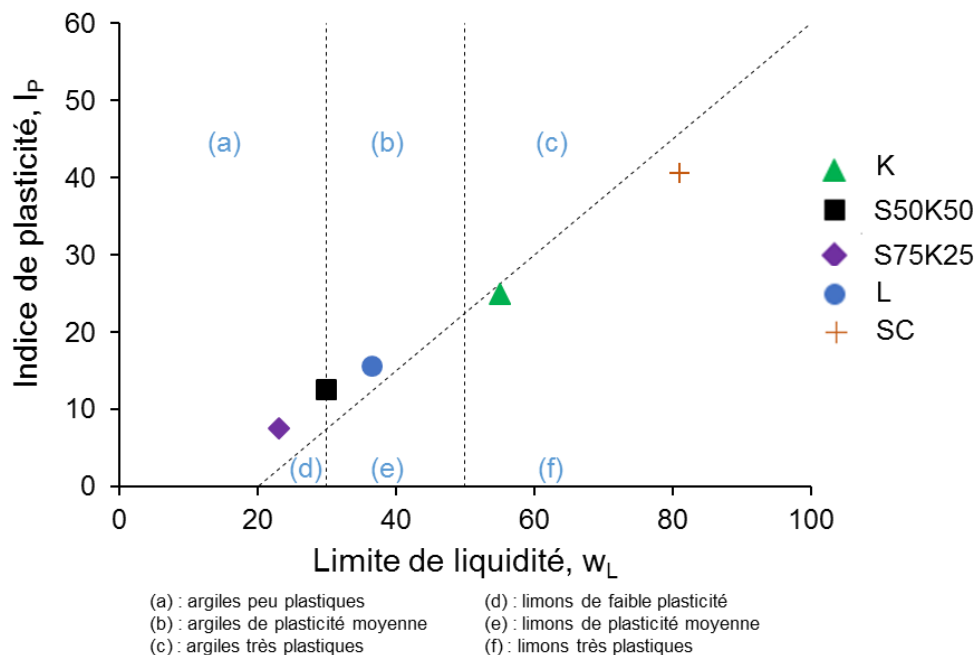


Figure II.5. Classification des sols d'étude sur l'abaque de Casagrande

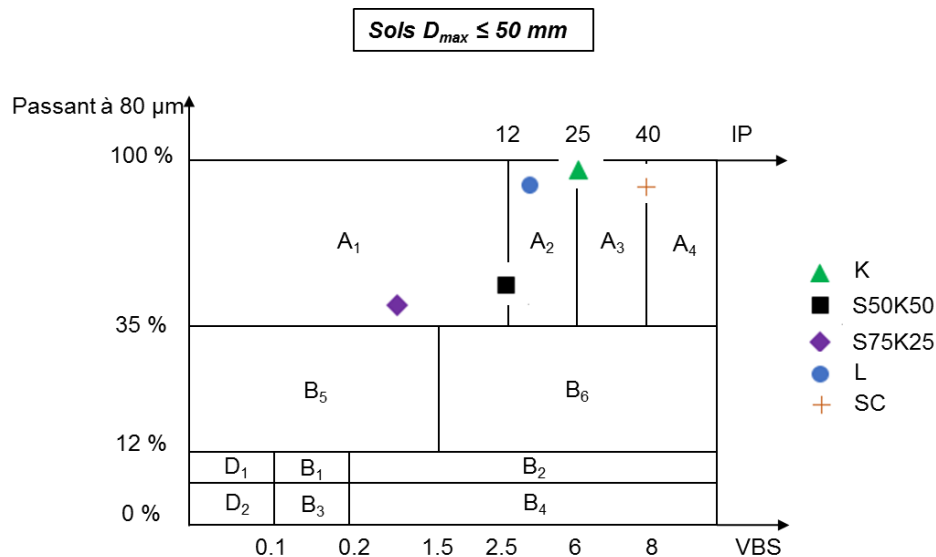


Figure II.6. Classification des sols d'étude selon le GTR

Tableau II.5. Tableau de classification du sol selon la norme AASHTO

Sol	AASHTO	
L	A-6	Sol argileux
K	A-6	Sol argileux
S50K50	A-6	Sol argileux
S75K25	A-4	Sol limoneux
SC	A-7	Sol argileux

Les différentes classifications placent les sols d'étude dans la catégorie des sols fins, dont au moins 35% du sol a un diamètre inférieur à 80 µm. SC et K sont de forte plasticité, tandis que les autres sols sont de moyenne plasticité, voire faible pour S75K25.

II.1.5. Préparation des matériaux

Pour les mélanges de sols confectionnés au laboratoire, la préparation des matériaux avant les essais consiste, dans un premier temps, à une homogénéisation granulométrique à sec du sol à l'aide d'un malaxeur.

Pour les sols prélevés sur chantier, une masse d'environ 1.5 tonne de chaque matériau a été prélevée de leurs sites respectifs. Le sol a été séché à 40°C pendant 72h, puis concassé pour broyer les mottes sèches. Les sols ont été ensuite tamisés à 4 mm, homogénéisés à sec puis conditionnés en fût étanche jusqu'à l'utilisation.

Dans un second temps, le sol est humidifié jusqu'à atteindre les objectifs de teneurs en eau visés. Pour assurer leur homogénéité hydrique, les matériaux humidifiés sont conditionnés dans des sacs hermétiques pendant au moins 24 h avant les essais.

La teneur en eau du sol ainsi confectionné est systématiquement vérifiée avant chaque essai.

II.2. PROPRIETES AU COMPACTAGE

II.2.1. Compactage Proctor Normal

Les propriétés de compactage des sols d'étude ont été mesurées par l'essai Proctor Normal (NF P 94-093). Les courbes de compactage Proctor Normal des différents sols d'étude sont représentées sur la Figure II.7. Les valeurs optimales de teneur en eau w_{OPN} et des poids volumiques secs des matériaux γ_{dOPN} sont reportées dans le Tableau II.6.

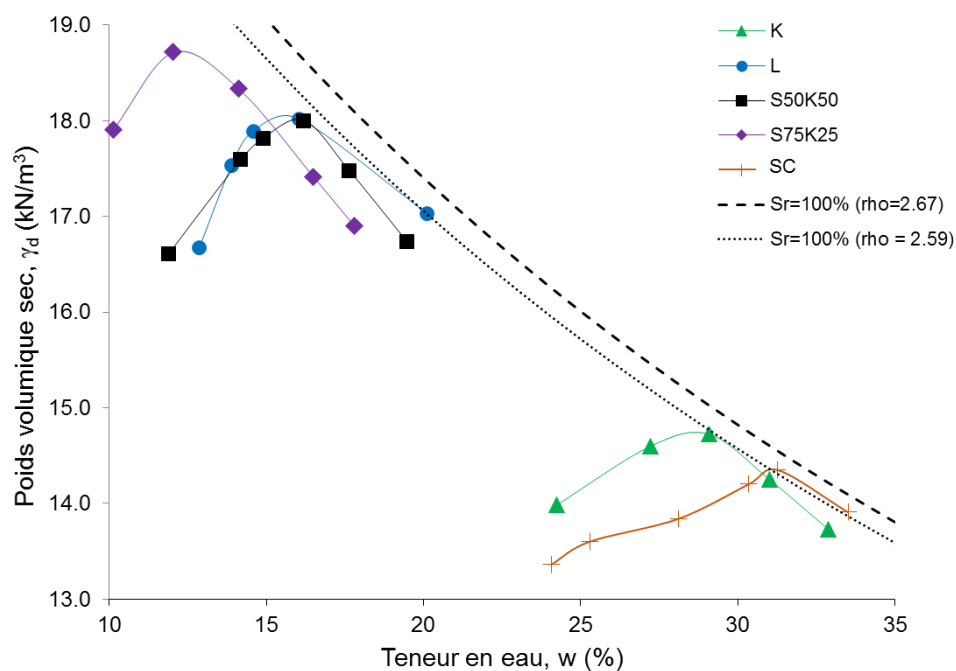


Figure II.7. Courbes de compactage Proctor des sols d'étude

Les résultats mettent en évidence l'influence de la composition du sol sur ses propriétés de compactage : la teneur en eau augmente avec la proportion de la fraction argileuse, ce qui est prévisible car l'eau est préférentiellement absorbée par cette fraction. Par ailleurs, les sols contenant une fraction grossière importante, à savoir S50K50, S75K25 et L, présentent des valeurs importantes de poids volumiques sec en raison de leurs granulométries étalées favorables à une meilleure organisation de la structure du sol.

Tableau II.6. Valeurs de teneur en eau et de poids volumique sec à l'Optimum Proctor Normal

Sol	w_{OPN} (%)	$\gamma_{d OPN}$ (kN/m ³)
L	15.6	18.05
K	28.2	14.70
S50K50	16.0	18.01
S75K25	12.4	18.73
SC	31.2	14.40

II.2.2. Compactage par méthodes conventionnelles - méthodes expérimentales et étude

Les méthodes conventionnelles de laboratoire désignent les méthodes de compactage couramment utilisées en laboratoire pour fabriquer les éprouvettes de sol. Ces méthodes utilisent des sollicitations de compactage dynamiques par impact ou statiques à l'aide d'une presse.

II.2.2.1. Dispositifs expérimentaux

L'essai de compactage dynamique consiste à appliquer des chargements dynamiques par impact de la dame Proctor Normal sur la surface des éprouvettes.

L'essai de compactage statique consiste à appliquer un effort de compactage uniforme sur toute la surface de l'éprouvette à l'aide d'une presse mécanique, par simple ou double compression.

Deux dispositifs expérimentaux ont été utilisés : le dispositif conventionnel Proctor pour l'étude du compactage par méthode dynamique (Figure II.8a), et la presse de compactage pour l'étude du compactage par méthode statique par compression (Figure II.8b).

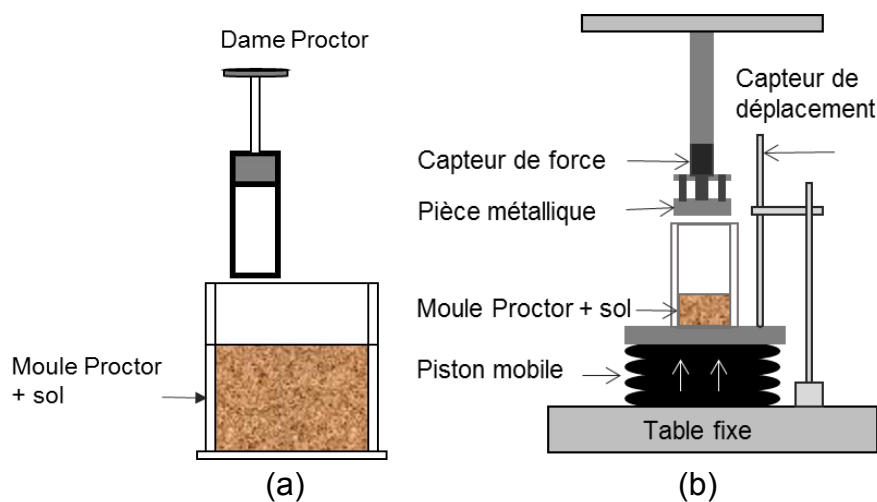


Figure II.8. Dispositifs de compactage par méthodes conventionnelles (a) Dispositif Proctor dynamique (b) Presse de compactage statique

Dans les deux cas, le moule Proctor de diamètre 100 mm et de 120 mm de hauteur a été utilisé pour la confection des éprouvettes.

L'énergie de compactage appliquée pour l'essai Proctor dynamique correspond à une énergie potentielle de 600 kN.m/m^3 dont la hauteur de chute est de 305 mm et la masse de la dame de compactage est de 2.5 Kg.

Pour le compactage statique, l'énergie de compactage correspond à une énergie cinétique déterminée entre le début et la fin de l'essai. Le chargement et le déplacement du vérin lors

du compactage sont mesurés en continu, respectivement, à l'aide d'un capteur de force installé en tête de l'éprouvette, et un capteur de déplacement placé au niveau de la table mobile située au-dessus du piston mobile (Figure 8b).

II.2.2.2. Démarche méthodologique et programme des essais

Les essais de compactage par les méthodes conventionnelles ont été réalisés dans le but de comparer l'influence de la mise en œuvre sur le poids volumique du sol compacté. Une analyse de la microstructure a également été effectuée, elle permettra de mettre en évidence l'influence du compactage sur l'organisation microstructurale des sols.

La mise en œuvre fait intervenir les paramètres suivants :

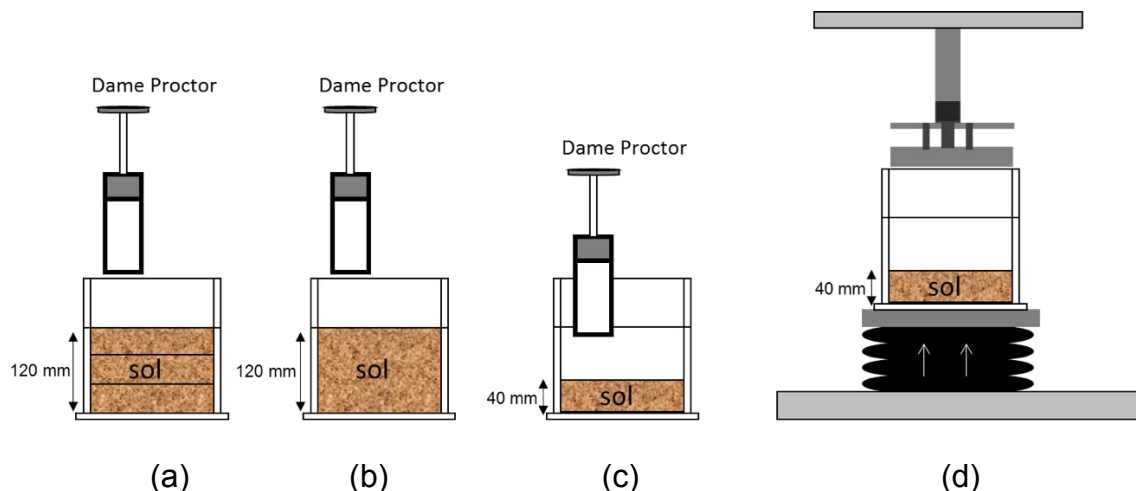
- l'épaisseur des éprouvettes
- le nombre de couches
- le mode de compactage.

Pour faciliter l'identification des éprouvettes, la nomenclature suivante sera utilisée :

Nomenclature	Proctor	_ Nombre de couches	_ Mode de compactage	_ Epaisseur de l'éprouvette	_ Type de sol
Exemple	P	3 : 3 couches 1 : 1 couche	D : dynamique S : statique	120 : 120 mm 40 : 40 mm	K, L, S50K50 ou S75K25

Les essais de compactage suivant les différentes méthodes ont été réalisés sur les sols K, L, S50K50 et S75K25 préalablement humidifiés à une teneur en eau w_{OPN} .

Le poids volumique sec visé pour le compactage par méthodes conventionnelles est celui de l'optimum Proctor γ_{dOPN} .



La comparaison consiste à étudier l'influence des conditions de mise en œuvre des éprouvettes sur le poids volumique sec du sol.

Cela consiste à :

- Etudier l'effet du mode de compactage : pour ce faire, les poids volumiques secs des monocouches de 40 mm d'épaisseur, compactés en dynamique et en statique selon les illustrations présentées dans la Figure II.9c et la Figure II.9d, sont calculés et comparés.
- Etudier l'effet de l'épaisseur des éprouvettes : cela consiste à comparer les poids volumiques secs résultants des éprouvettes monocouches compactées en dynamique sur 120 et 40 mm d'épaisseur (Figure II.9b et Figure II.9c).
- Etudier l'effet du nombre de couches : pour ce faire, les éprouvettes de 120 mm d'épaisseur compactées en dynamique sur 3 et 1 couche (Figure II.9a et Figure II.9b) sont comparées en termes de poids volumique sec final.

Seize éprouvettes (16) de chaque sol ont été confectionnées selon les différentes configurations de mise en œuvre.

Une classification et hiérarchisation des effets de chaque facteur sur le poids volumique seront ensuite réalisées à l'aide d'une approche statistique. Pour ce faire, une analyse de variance par la méthode ANalysis Of Variance (ANOVA) a été adoptée en utilisant les tests Least Signification Difference de Fisher ([Cuevas et al. 2004](#)).

La méthode d'analyse statistique ANOVA consiste à émettre comme hypothèse que les facteurs d'influences ont des effets certains sur le paramètre étudié. Chaque facteur agit d'une manière indépendante sur le paramètre étudié. Le calcul consiste à faire une pondération des effets de chaque facteur étudié, que l'on désigne par variables explicatives, sur le paramètre étudié, que l'on désigne par variable dépendante. Dans notre cas, les variables explicatives sont : le nombre de couches (3 et 1), l'épaisseur des couches (120 et 40) et le mode de compactage (Dynamique et Statique), et la variable dépendante est le poids volumique sec moyen.

Le calcul ANOVA est effectué sur des jeux de données conforme à la loi Normale, centrée et réduite ($\mathcal{N}(\mu, \sigma^2)$) donnée par l'équation (II.1).

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-0.5 \left(\frac{x - \mu}{\sigma} \right)^2} \quad (II.1)$$

Dont μ est la moyenne des données, σ l'écart type, σ^2 la variance.

La classification des degrés d'influence des variables explicatives sur la variable dépendante est réalisée à l'aide de l'indicateur de signification statique, appelé « P-value ». « P-value » peut prendre une valeur algébrique selon son influence sur le poids volumique sec. Si la valeur est positive, cela signifie que le facteur a une influence positive sur le gain de poids volumique sec du sol compacté et inversement. Les calculs statistiques ont été réalisés avec le logiciel XLStat.

II.2.2.3. Etude comparative des méthodes conventionnelles

L'étude comparative consiste à discuter sur l'effet de chaque facteur étudié : mode de compactage, épaisseur de l'éprouvette, et nombre de couches, sur les valeurs de poids volumiques secs moyens.

L'influence du mode de compactage est présentée sur le Tableau II.7 et la Figure II.10. Les poids volumiques secs des monocouches compactés en dynamique et en statique sont d'abord comparés aux valeurs de référence à l'OPN (Tableau II.7), puis les monocouches sont comparées entre elles (Figure II.10). La bissectrice indique que les poids volumiques secs obtenus sont équivalents.

Tableau II.7. Comparaison des poids volumiques secs de monocouches compactés en dynamique et en statique par rapport au multicouche Proctor Normal

$\gamma_d/\gamma_{dOPN} (\%)$		
Sol	P1D_40	P1S_40
K	100.3	99.8
L	99.3	100.9
S50K50	100.6	100.3
S75K25	97.9	99.5

Les résultats de comparaison par rapport aux valeurs de référence montrent que les poids volumiques secs moyens obtenus pour les monocouches sont de même ordre de grandeur que ceux obtenus avec l'essai Proctor Normal.

Les poids volumiques mesurés sur des éprouvettes compactées en dynamique et en statique sur une couche de 40 mm sont présentés sur la Figure II.10. Les résultats montrent que les valeurs de poids volumiques secs des éprouvettes compactées en dynamique et en statique sont équivalentes. Les configurations testées montrent que le mode de compactage n'influence pas le poids volumique sec des éprouvettes à faible épaisseur.

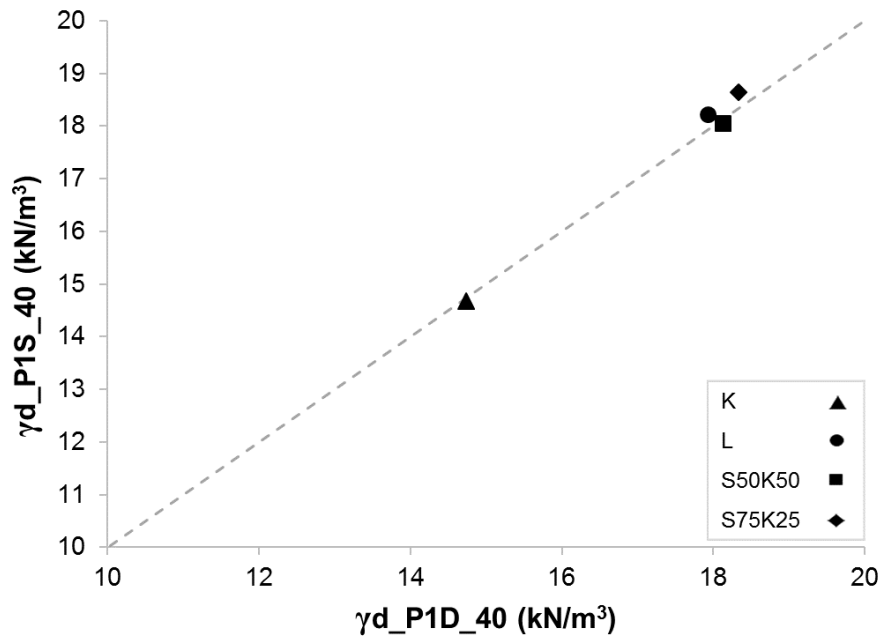


Figure II.10. Comparaison des poids volumiques secs de monocouches compactées en dynamique et en statique

L'influence de l'épaisseur de couche sur les poids volumiques secs obtenus est présentée sur la (Figure II.11). L'augmentation de l'épaisseur de l'éprouvette de 40 mm à 120 mm génère une diminution du poids volumique sec moyen. Ces résultats sont conformes avec les résultats de [D'Appolonia et al. \(1969\)](#) qui expliquent que l'augmentation de l'épaisseur de l'éprouvette génère une augmentation des forces de frottement entre le sol et les parois du moule, ce qui induit à une diminution du poids volumique final.

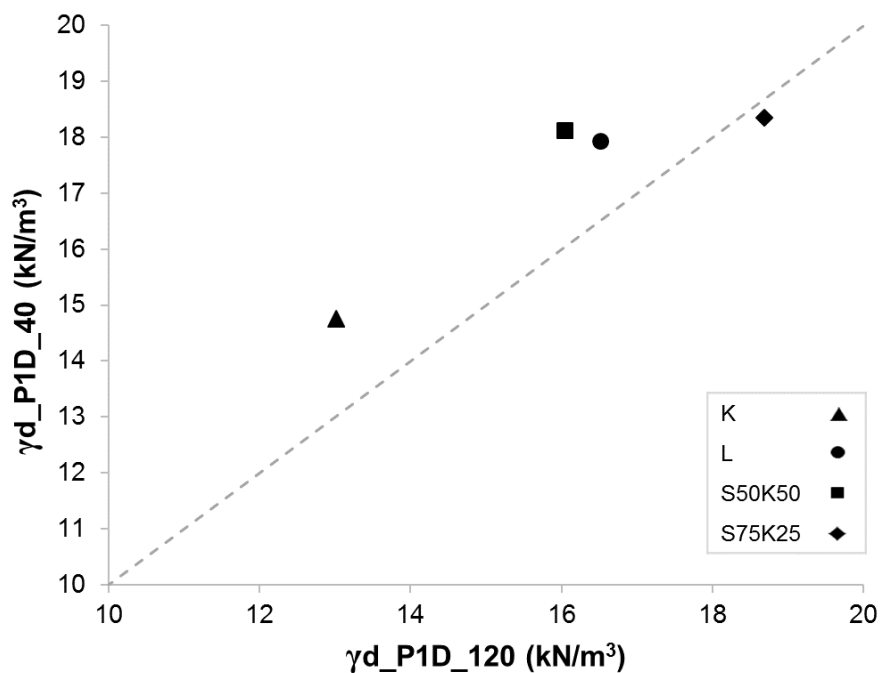


Figure II.11. Influence de l'épaisseur de l'éprouvette sur les poids volumiques secs

Par ailleurs, la différence de poids volumique sec est maximale pour K (11.4 %) et minimale pour S75K25 (< 1%). Cette différence résulte de la composition granulaire du sol. Le sable présente un comportement de sol granulaire doté d'une aptitude au compactage importante contrairement à l'argile. Selon [Johnson et Sallberg \(1960\)](#), l'organisation des agrégats du sol lors du compactage est liée à la mobilité des grains. Cette mobilité est plus importante pour les sols granulaires car elle engendre différents mécanismes, notamment le glissement et rotation des grains, la rupture et écrasement des grains, ainsi que leur compressibilité et leur réarrangement sous l'effort de compactage ([Holtz et al. 2010](#)). Tandis que les sols qui présentent une forte fraction d'argile, leur compressibilité est limitée à cause de la forme aplatie des feuillets d'argile et de leur faible taille ([Johnson et Sallberg, 1960](#) ; [Bowels, 1979](#)) auxquelles s'ajoutent les pressions interstitielles en présence d'eau.

Les résultats d'essai pour étudier l'influence du nombre de couche sur le poids volumique sont récapitulés dans la Figure II.12. Le compactage d'une éprouvette de même épaisseur (120 mm) sur trois couches permet une meilleure densification du sol. En effet, l'énergie de compactage semble être cumulée sur les 3 couches pour l'éprouvette tricouche, tandis qu'elle est transférée en totalité sur toute la hauteur de 120 mm pour la monocouche.

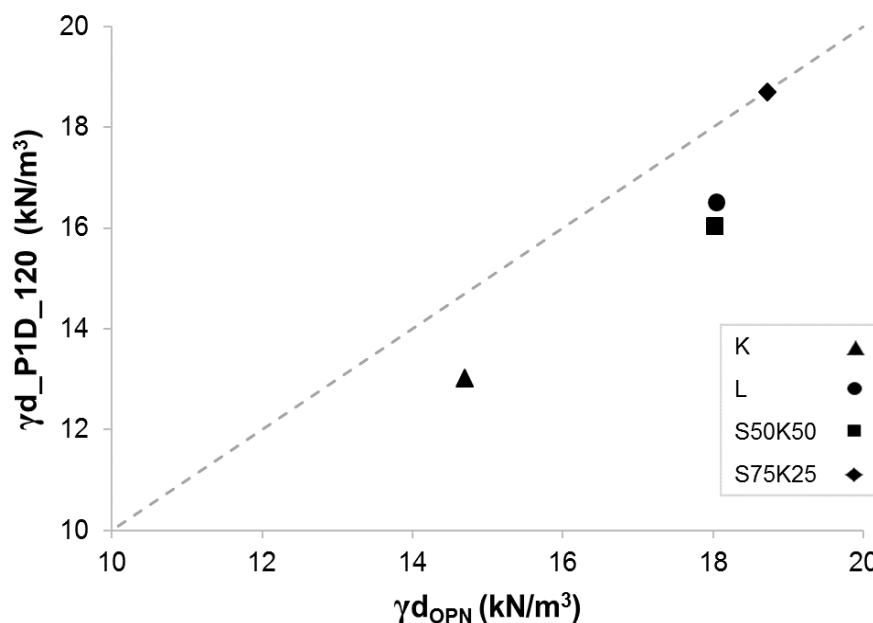


Figure II.12. Influence du nombre de couches sur les poids volumiques secs moyens

Les résultats de comparaison des poids volumiques secs pour les différentes configurations testées mettent en évidence l'influence de chaque facteur sur le poids volumique du sol compacté. Cependant, une hiérarchisation de ces influences permet d'évaluer l'importance de chaque facteur sur le poids volumique sec.

II.2.2.4. Classification et hiérarchisation des facteurs d'influence

A partir des résultats de l'analyse statistique, reportés sur le Tableau II.8, l'influence de chaque facteur sur le poids volumique sec est pondérée. Les facteurs sont classés par ordre

décroissant d'influence sur le gain de poids volumique sec comme suit : l'épaisseur de couches, le nombre de couches et le mode de compactage.

Tableau II.8. Résultats de l'étude statistique ANOVA

Facteurs	Nombre de couches		Epaisseur de couche (mm)		Mode de compactage	
	1	3	40	120	Stat	Dyn
Modalité	1	3	40	120	Stat	Dyn
Effectif	12	4	8	8	4	12
P-value	0.007	0.007	0.002	0.002	0.797	0.797
Signification	**(-)	**	**(+)	**		
* : degré de signification du facteur (variable indépendante) sur le paramètre étudié (γ_d moyen) Rien : Rien à conclure * : faiblement significatif (p-value < 0.05) ** : significatif (p-value < 0.01) *** : très significatif (p-value < 0.001)						

Ainsi, les résultats statistiques confirment l'importance de l'épaisseur de couche dans l'efficacité du compactage, tel qu'une faible épaisseur (40 mm dans ce cas) entraîne une augmentation du poids volumique sec de l'éprouvette. Le nombre de couches influe également positivement sur le poids volumique sec : la multitude de couches dans un échantillon de forte épaisseur (120 mm) permet une densification du sol contrairement à une monocouche de même épaisseur. Enfin, le mode de compactage qui présente peu d'influence sur la densité des éprouvettes lorsque leur épaisseur est faible.

En outre, bien que les gammes de valeurs de poids volumiques secs obtenues pour les matériaux soient similaires pour les deux méthodes, dynamique et statique, la distribution des contraintes dans le sol reste différente. L'influence des différents facteurs à l'échelle locale sera discutée dans la section II.6.4 de ce chapitre.

II.2.3. Compactage par roulement au laboratoire – méthode expérimentale

Le dispositif de compactage par roulement au laboratoire présenté ci-après présente l'avantage d'appliquer une rotation, en continu, des tenseurs de contraintes par le biais d'une roue de compactage.

La section suivante est dédiée à la présentation du dispositif ainsi que la démarche expérimentale et le programme d'expérimentations associé.

Dispositif expérimental

Le compactage par roulement à l'échelle du laboratoire est réalisé à l'aide d'un outil original appelé « Laboratory Roller Compactor LRC » (Figure II.13). Le LRC permet de compacter des éprouvettes parallélépipédiques de sol par des passages répétitifs d'une roue lisse sur une couche de sol non consolidé.

Le LRC est composé de quatre éléments principaux :

La table mobile située au-dessus de l'embase fixe. Cette dernière est dédiée à la réception du moule ainsi que le sol à compacter. Le rôle principal de la table mobile est d'assurer le déplacement vertical de l'éprouvette du sol durant le compactage. Son mouvement peut varier de 0 à 220 mm à partir de la base du moule. Son niveau est contrôlé par **la table de commandes** connectée au LRC.

La roue, lisse, en Ertalon est utilisée pour compacter le sol par roulement. La roue a un diamètre de 400 mm et une largeur de 170 mm. Notons que la contrainte appliquée par la roue sur le sol résulte de la transmission du chargement mécanique reçu par le vérin hydraulique du compacteur vers la roue. **Le vérin hydraulique** du compacteur est alimenté avec de l'air comprimé. Les pressions sont contrôlées à l'aide d'un manomètre et peuvent varier de 50 kPa à 700 kPa, correspondant à des efforts verticaux sous la roue allant de 0.7 kN à 13.1 kN, respectivement.

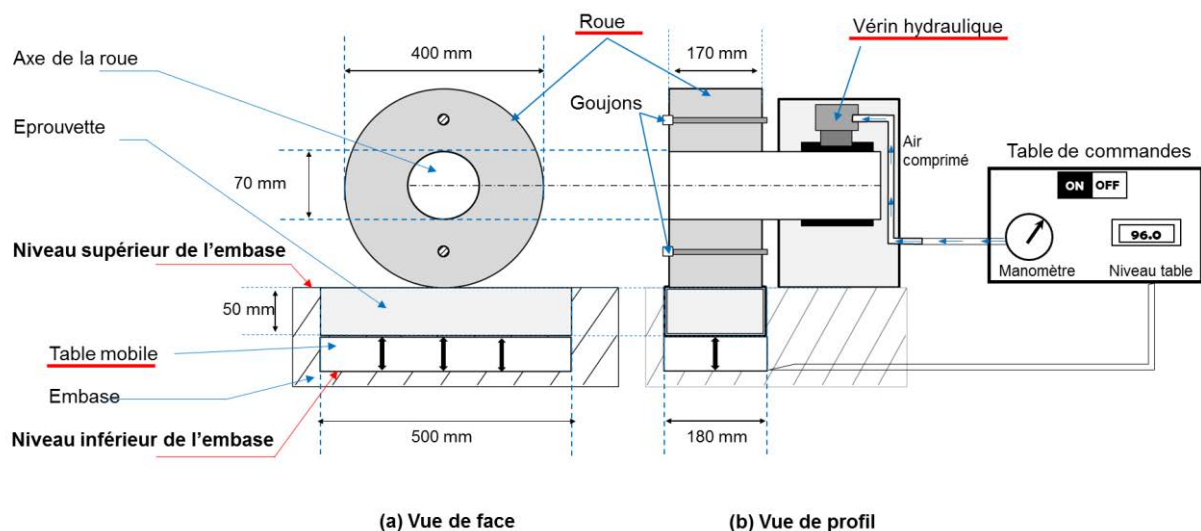


Figure II.13. Représentation schématique du compacteur roulant LRC

Le LRC permet de compacter des éprouvettes de dimensions 500*180*50 mm³. Le compactage est réalisé en appliquant des passages alternés de roulement jusqu'à atteindre le poids volumique voulu. La vitesse de passage est constante et vaut 0.3 m/s (1.1 km/h). Cette dernière est légèrement plus faible comparée à celle appliquée par les engins in-situ (~2km/h). Selon Taghavifar et Mardani (2014), une faible vitesse de passage induit un temps d'application de l'effort de compactage plus long, favorable à la densification du sol. La détermination des efforts appliqués aux interfaces roue/sol et roue/axe de rotation sont détaillés dans l'annexe B.

La démarche expérimentale présentée ci-après, comprend, une étude de calibration des chargements. Les chargements à utiliser pour les expérimentations seront par la suite déduits de la courbe de calibration.

Calibration du matériel

L'utilisation du LRC est précédée par un essai de calibration. La calibration du LRC sert à vérifier si la pression appliquée en amont du vérin est transmise dans la totalité au niveau de la roue de compactage. Les efforts appliqués au droit de la roue sont ainsi déduits.

Pour ce faire, l'essai consiste à appliquer progressivement une pression, allant de 0.5 bar à 7 bar, et de faire une lecture directe de la force transmise au sol sous la roue de compactage (en kN). Un montage spécial a été adapté (Figure II.14) pour pouvoir mesurer les efforts au niveau de la table. Ce montage est constitué d'un capteur de force placé entre deux pièces métalliques. Il est posé sur la table mobile de compactage et est relié à une centrale d'acquisition. La Figure II.15 présente les résultats de la calibration.

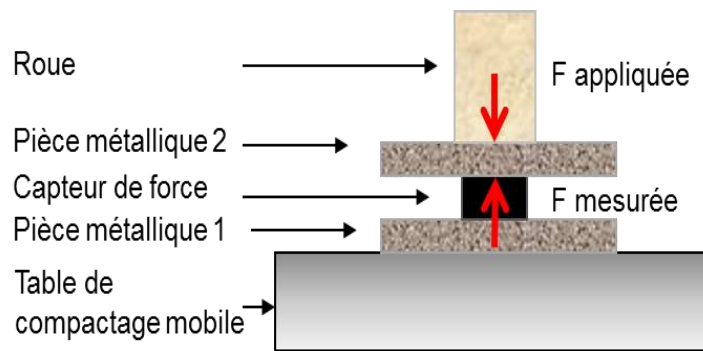


Figure II.14. Schéma de montage du système de calibration

La pression appliquée et la force mesurée au niveau de la roue sont présentées sur la Figure II.15, elle donne une bonne corrélation linéaire (R^2 de 0.99) entre les pressions d'air appliquées par le vérin hydraulique et l'effort reçu par le capteur de force. De cette manière, il est possible d'appliquer une valeur de force souhaitée en faisant une interpolation linéaire selon l'équation (II.2).

$$F_m = 1.90 P_a - 0.15 \quad (r^2=0.9997) \quad (II.2)$$

Avec :

F_m : Force mesurée

P_a : Pression appliquée

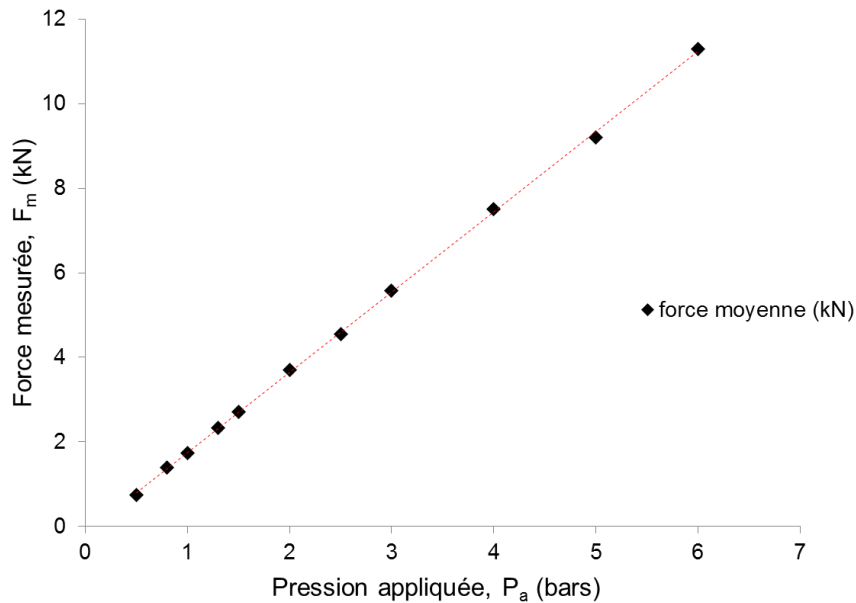


Figure II.15. Courbe de calibration du LRC

Choix des efforts de compactage

Les efforts de compactage par roulement ont été choisis pour étudier l'influence de l'intensité de l'effort de compactage appliqué sur le comportement du sol. Ainsi, quatre gammes d'efforts ont été fixées pour représenter les engins de compactage les plus utilisés dans la construction des ouvrages en terre.

L'effort minimal F1 correspond au chargement minimal que peut fournir l'outil de compactage LRC. F1 correspond à un compacteur manuel vibrant de type plaque vibrante Atlas Copco LF100. Les autres efforts F2, F3 et F4 sont équivalents à trois types d'engins roulants:

- F2 : Dynapac utilisés aux USA, en Australie, au Canada...
- F3 : XCMG utilisés en Chine, au Japon, en Indonésie...
- F4 : Bomag utilisés en Europe et en Afrique

Le Tableau II.9 récapitule les valeurs des efforts de compactage appliqués. Ces chargements, provenant de cas réels de chargements d'engins, sont calculés à partir des données techniques fournies par le fabricant, notamment le chargement total de l'engin et la largeur de la bille du compacteur.

La détermination de l'effort à appliquer par le vérin hydraulique est réalisée en deux étapes :

- La première étape consiste à déterminer la charge linéaire réelle appliquée par l'engin de terrain. Le poids total de l'engin est divisé par la largeur de la bille du compacteur.
- La seconde étape correspond au calcul de la charge à appliquer au LRC. Le calcul de la charge à appliquer par le vérin hydraulique est donné par l'équation (II.3).

$$P_{\text{vérin}} = \frac{P_{\text{engin}}}{L_{\text{bille}}} \times l_{\text{LRC}} - P_{\text{LRC}} \quad (\text{II.3})$$

Avec :

$P_{\text{vérin}}$: charge appliquée par le vérin hydraulique (kN)

P_{engin} : poids total du compacteur de terrain (kN)

L_{bille} : largeur de la bille du compacteur de terrain (m)

l_{LRC} : largeur de la roue du LRC (m)

P_{LRC} : poids de la roue du LRC (kN)

La pression d'air à appliquer par le vérin hydraulique est ensuite déduite par interpolation linéaire de la courbe de calibration du LRC.

Tableau II.9. Tableau récapitulatif des chargements de compactage par LRC

Référence compacteur		Dynapac CA1300D	XS-Series Road roller XS122	BOMAG BW 219 PDH-4 (V5-GTR)
	F1	F2	F3	F4
Compagnie	Correspond à l'effort minimal que peut déployer LRC	Dynapac (AtlasCopco)	XCMG	BOMAG
Charge totale (Kg)		5500	12000	19900
Largeur de la bille (cm)		137	213	213
Charge linéaire réelle (Kg/cm)		23.36	43.90	63.26
Charge appliquée par le vérin hydraulique (Kg)		371.67	720.83	1050.06
Pression d'air (kPa)	50	201	385	562

Méthode d'expérimentation avec le LRC

Lorsque les valeurs des efforts de compactages sont définies, l'essai de compactage peut être réalisé. Il se déroule en trois étapes :

- ✓ Le moule de compactage est placé sur la table mobile. Cette dernière est ajustée à une profondeur suffisante permettant de recevoir le moule et le sol foisonné. La quantité de sol humidifié, nécessaire pour atteindre l'objectif de poids volumique sec, est versée dans le moule de compactage.
Le niveau du moule contenant le sol est réajusté au niveau supérieur de l'embase du LRC à l'aide de la table mobile (Figure II.13). La surface de sol est arasée ce qui permet obtenir une surface de même niveau que la partie supérieure de l'embase. Le poids volumique initial humide du sol est ainsi déterminé à partir de la masse humide et le volume du sol.
- ✓ L'échantillon est ensuite placé de façon à ce qu'une certaine hauteur, préalablement définie, soit imposée au-dessus du niveau de l'embase pour permettre à la roue de compacter la couche supérieure de l'échantillon (Figure II.16b). Cette hauteur imposée

de sol à compacter est réajustée après chaque passage de la roue sur l'échantillon (Figure II.16). Le compactage est réalisé par le biais de plusieurs passages de la roue sur l'éprouvette de sol.

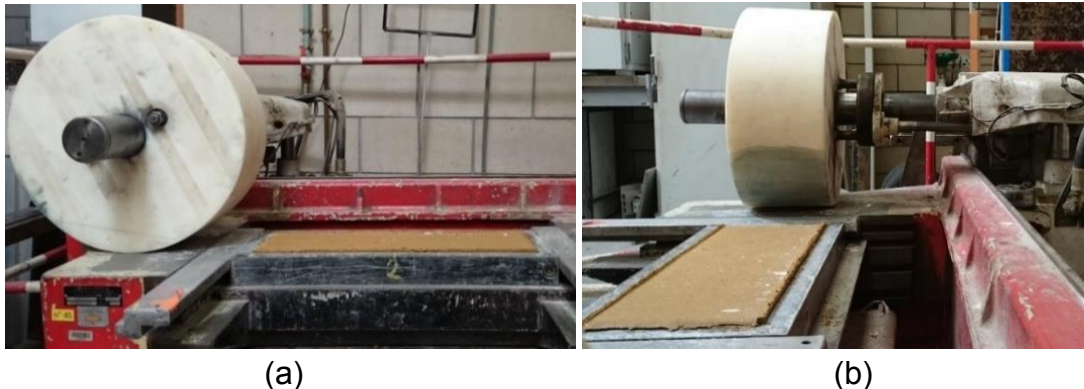


Figure II.16. Photos du compacteur LRC au cours du compactage (a) vue de face, (b) vue de profil

- ✓ Au fur et à mesure des passages de la roue, le poids volumique humide est déduit en suivant l'évolution de la hauteur de la table mobile, avant et après chaque passage. Les passages de la roue du compacteur sur l'éprouvette sont répétés jusqu'à ce que le niveau supérieur du moule atteigne le niveau supérieur de l'embase fixe. Le nombre de passes, le poids volumique humide final ainsi que la teneur en eau du sol sont déduits à la fin de l'essai.

Démarche méthodologique et programme des essais

L'étude du compactage par roulement au laboratoire comprend plusieurs étapes :

- La première étape consiste à définir la valeur de la hauteur de sol à imposer avant chaque passage de la roue.
- L'étape suivante consiste à étudier l'influence des différents niveaux de chargement de compactage sur les propriétés de compactage des sols. Ces différents niveaux de chargement de compactage seront étudiés à différentes teneurs en eau.

Les détails de chaque étape sont présentés ci-après.

1. Détermination de l'épaisseur à compacter par passage

Trois épaisseurs ont été testées : 2, 10 et 20 mm sur chacun des sols d'étude K, L, S50K50 et S75K25. Douze éprouvettes ont été compactées, sous l'effort F4, à w_{OPN} en visant le poids volumique sec de l'optimum Proctor γ_{dOPN} .

L'analyse de l'influence de l'épaisseur imposée est ensuite étudiée en analysant :

- L'évolution des poids volumiques secs moyens pendant le compactage. Cela permet de quantifier le gain de densité par passage pour chaque épaisseur testée.
- Les profils des indices des vides en profondeur résultant pour chaque épaisseur. Cela nous informe sur l'application de l'effort en profondeur.

2. Etude de l'effet des différents niveaux de chargement sur les propriétés de compactage des sols

L'étude de l'influence du niveau de chargement est réalisée pour deux objectifs : d'abord pour vérifier si le compactage au LRC permet d'atteindre des poids volumiques secs visés ainsi que pour identifier la configuration optimale du niveau de chargement.

Pour ce faire, des sols humidifiés au préalable à w_{OPN} sont compactés au LRC aux différents efforts de compactage F1 à F4. Le poids volumique de l'OPN est visé en tant qu'objectif de poids volumique sec à atteindre à la fin de l'essai.

L'analyse de l'effet du niveau de chargement est ensuite réalisée en suivant :

- L'évolution des poids volumiques secs moyens pendant le compactage. Cela permet de quantifier le gain de densité à chaque passage correspondant à chaque effort de compactage.
- La variation des indices des vides en profondeur des éprouvettes pour quantifier l'effet du niveau de chargement sur l'épaisseur.
- L'évolution des distributions des pores dues au niveau de chargement appliqué. Cette analyse concernera les éprouvettes compactées à F1 et F4.

L'analyse macrostructurale et microstructurale des éprouvettes ainsi compactées permettront d'identifier la configuration optimale du niveau de chargement pour les sols étudiés.

3. Etude de l'influence de l'état hydrique des sols sur l'efficacité du LRC

Pour étudier l'efficacité du compacteur LRC à différentes conditions hydriques. En plus de la teneur en eau de l'OPN, deux teneurs en eau situées du côté sec de l'optimum Proctor ont été testées : $0.75 w_{OPN}$ et $0.85 w_{OPN}$ (Figure II.17). Le choix du côté sec est justifié par le potentiel d'enlèvement élevé d'un sol à l'état sec. Ces teneurs en eau du côté sec de l'optimum correspondent à un état « sec » tel que défini dans le GTR ($0.70 w_{OPN} < w < 0.90 w_{OPN}$).

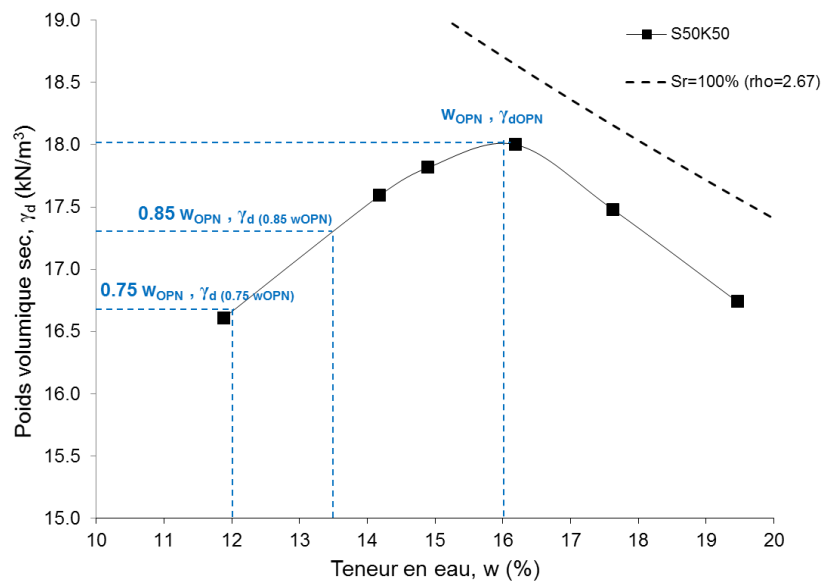


Figure II.17. Schéma des conditions de teneur en eau et de poids volumique sec analysés, exemple du S50K50

Les sols ainsi humidifiés sont compactés au LRC. Les poids volumiques secs visés ont été déduits de la courbe de compactage Proctor Normal pour chaque sol aux différentes teneurs en eau (Figure II.17).

Les résultats obtenus par compactage par roulement seront comparés à ceux du compactage Proctor Normal. Dans ce travail, le compactage par Proctor Normal sert de référence.

II.2.4. Compactage in-situ

La réalisation du compactage in-situ permet :

- La mise en évidence des modifications locales de structure de sol générées par l'engin de compactage de terrain avec les configurations de compactages courantes (avec et sans vibrations).
- La comparaison entre le compactage par LRC en laboratoire et le compactage sans vibrations in-situ.

Pour ce faire, deux planches d'essai ont été réalisées in-situ, l'une compactée par vibrations et l'autre sans vibrations (Figure II.18). Deux éprouvettes de $130 \times 130 \times 45 \text{ mm}^3$ ont été découpées, de chaque planche, pour des analyses au laboratoire.

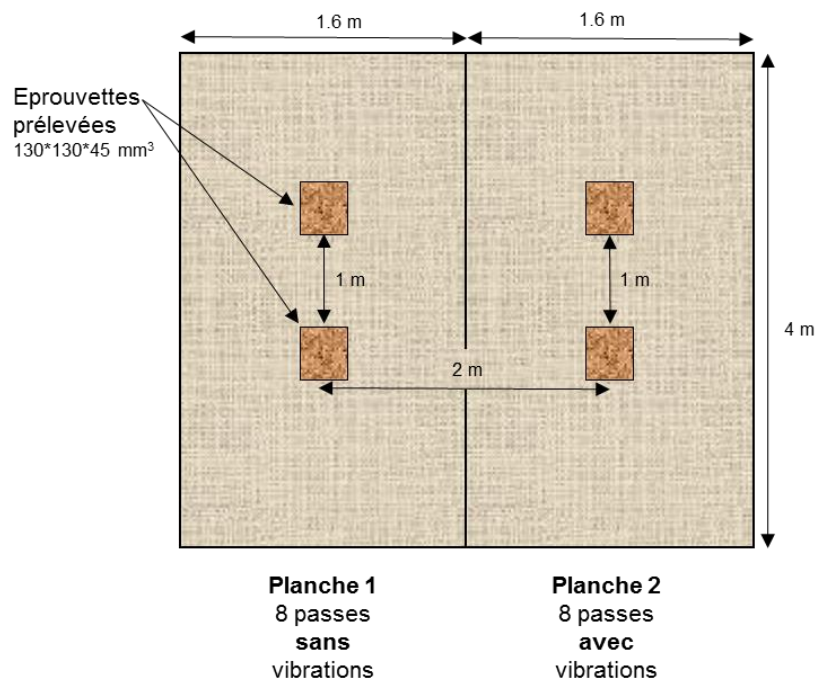


Figure II.18. Représentation des planches de compactage in-situ

Le compactage sur chantier concerne uniquement le sol SC. In-situ, le sol SC a été compacté avec un compacteur Bomag BW 219 DH (Figure II.19) sur des couches de sol de 30 cm d'épaisseur avec 8 passes (6 passes sur 20 cm et 2 passes sur 10 cm). Les paramètres de compactage, notamment le nombre de passes, a été déterminé selon le GTR en fonction de la classe du sol, de l'état hydrique du sol en place, de l'épaisseur finale de la couche ainsi que de l'engin de compactage.



Figure II.19. Compacteur de terrain « Bomag BW 219 DH »

Au laboratoire, deux éprouvettes de sol ont été compactées au LRC aux mêmes conditions de teneur en eau et de poids volumique sec que sur terrain.

Démarche méthodologique et programme des essais

L'analyse de l'influence de la vibration, ainsi que l'étude comparative entre les éprouvettes compactées in-situ- sans vibrations et éprouvette compactée au LRC sont focalisées sur les propriétés suivantes : les poids volumiques secs moyens, les profils d'indice des vides et des distributions porales.

II.3. METHODES POUR LA DESTRUCTURATION DE SURFACE DES SOLS COMPACTES

La section précédente, présente une description détaillée du dispositif de compactage par roulement LRC au laboratoire. In situ, le passage des engins sur les sols compactés est l'origine principale de la génération des poussières (envol des particules fines). Afin que ceci puisse être reproduit au laboratoire, des essais de déstructuration de surface ont été réalisés. Les sols compactés au LRC sont ainsi soumis à des sollicitations de déstructuration de surfaces par le biais d'un dispositif de simulation de trafic.

Dans cette partie, on présente le dispositif de simulation de trafic, ainsi que la démarche méthodologique de déstructuration de surface adoptée.

Les essais permettront l'étude de :

- (i) L'influence des cycles de passage sur la déstructuration du sol en surface et en profondeur pour différentes conditions de mise en œuvre. L'objectif étant de proposer un mécanisme de déstructuration de surface généré par les passages répétitifs.
- (ii) L'influence de l'état de compacité ainsi que le séchage sur la déstructuration des sols en surface et en profondeur. L'objectif étant de trouver une configuration de mise en œuvre permettant de générer une déstructuration minimale du sol.
- (iii) La vérification de la durabilité des sols compactés soumis aux cycles de trafic.

Dispositif expérimental de simulation de trafic

Le dispositif expérimental utilisé à cet effet est représenté dans la Figure II.20. Le simulateur de trafic permet d'appliquer des passages répétitifs d'un pneu à chargement défini et à vitesse constante sur l'éprouvette de sol compactée. Le simulateur de trafic est composé de :

- **Base mobile**, reliée à un vérin hydraulique qui a pour fonction d'appliquer le chargement sur l'éprouvette de sol.
- **Table de commande**, permet de régler le chargement à appliquer, le nombre de cycles, la vitesse de passage ainsi que le lancement de l'appareil. Dans notre cas, un chargement de 3.2 bar sera appliqué. Ce chargement correspond à un tombereau vide. C'est le type d'engin de production le plus fréquemment utilisé dans les chantiers de terrassement.
- **Un pneu lisse** de diamètre extérieur de 400 mm et de largeur 80 mm, est gonflé à une pression de 6 bar tel que préconisé par le constructeur. La vitesse de passage de la roue est limitée à 1 Hz, soit 3.6 km/h.

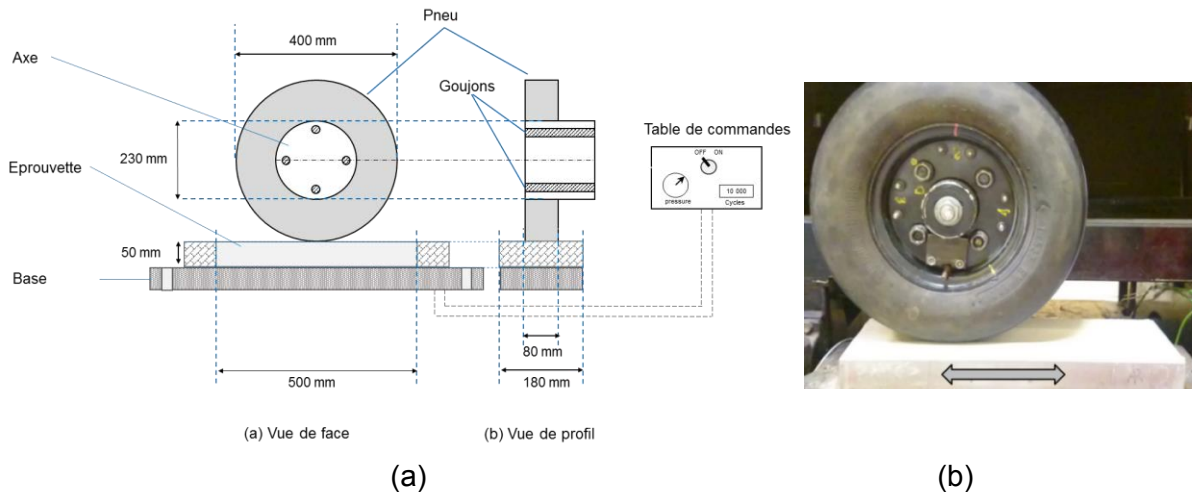


Figure II.20. (a) Représentation schématique du simulateur de trafic, (b) Vue de face de la roue du simulateur de trafic

Dispositif expérimental de mesure des tassements

Les déplacements verticaux des éprouvettes induits par les cycles de passage de trafic sont mesurés (Figure II.21a) en surface jusqu'au tassement complet. 15 points de mesure, situés sur la zone de roulement, peuvent être suivis au fur et à mesure des cycles (Figure II.21b). Les déformations verticales de l'éprouvette sont ensuite calculées selon l'équation (II.4).

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta h}{h} \times 100\% \quad (II.4)$$

Avec :

Δh : les déplacements au fur et à mesure des cycles de trafic

h : la hauteur totale de l'éprouvette

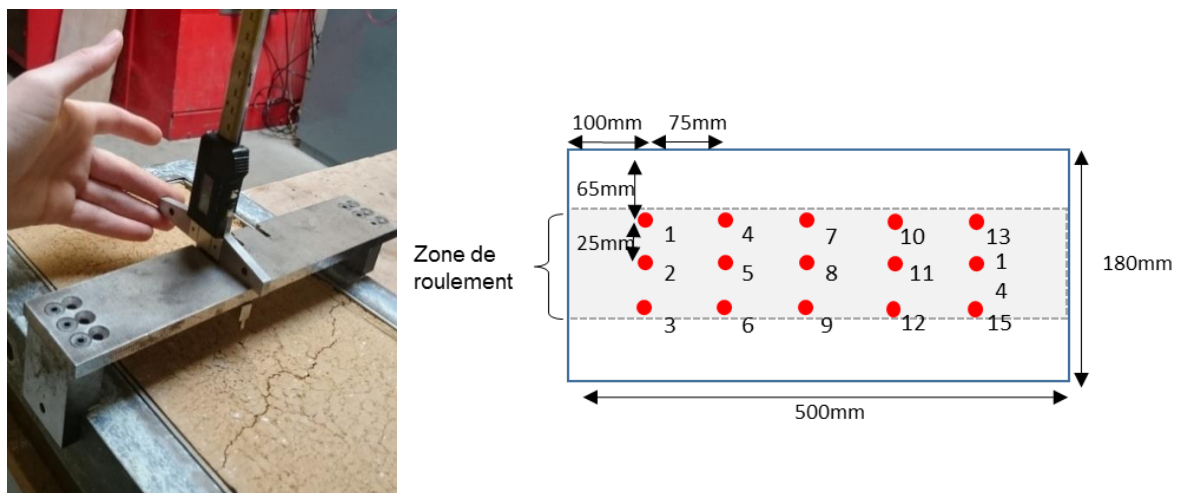


Figure II.21. (a) Méthode de mesure au pied à coulisse de profondeur, (b) Points de mesure de profondeur lors de l'essai de déstructuration de surface

Choix des configurations testées et préparation des éprouvettes

Cinq configurations de mise en œuvre des éprouvettes ont été testées à des états hydriques et de compacité différents (Figure II.22 et Tableau II.10). Les états hydriques testés sont : w_{OPN} et $0.75w_{OPN}$. La teneur en eau du côté sec de l'optimum correspond à un état dit « sec » tel que défini dans le GTR.

Les différentes configurations de mise en œuvre permettront de mettre en évidence l'influence de :

- L'état de compacité du sol (A, B et C)
- Le séchage du sol (A, A' et A'')
- Ainsi, que les conditions de préparation des éprouvettes (A' et B)

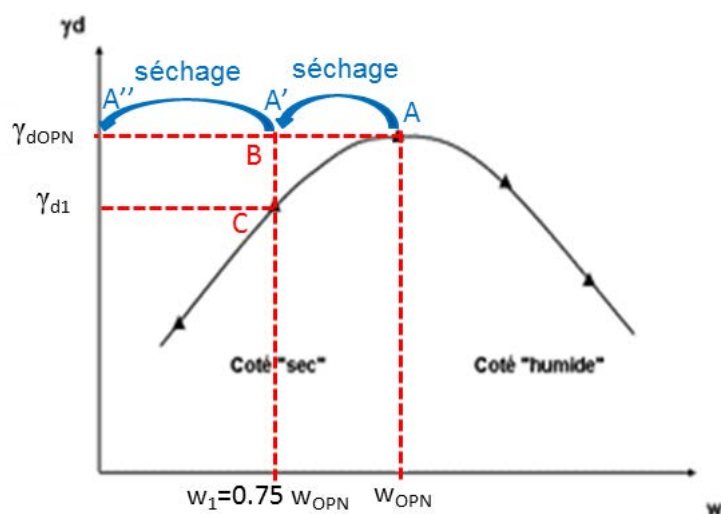


Figure II.22. Positionnement des configurations de déstructuration de surface testées

Le séchage des éprouvettes aux configurations A' et A'' a été effectué en étuve à 40°C. La vérification de la teneur en eau de l'éprouvette est effectuée par pesage.

Tableau II.10. Conditions de préparation des éprouvettes pour l'essai de simulation de trafic

Configuration		Conditions de compactage	Séchage	Conditions de déstructuration
Roulement	A	w_{OPN} / γ_{dOPN}	Non	w_{OPN} / γ_{dOPN}
	B	$0.75w_{OPN} / \gamma_{dOPN}$	Non	$0.75w_{OPN} / \gamma_{dOPN}$
	C	$0.75w_{OPN} / \gamma_{d1}$	Non	$0.75w_{OPN} / \gamma_{d1}$
Séchage + Roulement	A'	w_{OPN} / γ_{dOPN}	Oui	$0.75w_{OPN} / \gamma_{dOPN}$
	A''	w_{OPN} / γ_{OPN}	Oui	$w = 0\% / \gamma_{dOPN}$

Démarche méthodologique et programme des essais

L'étude de la déstructuration de surface comprend trois étapes : (i) Mise en évidence de la déstructuration de surface des sols ; (ii) Etude de l'influence des conditions de mise en œuvre sur la déstructuration en surface et en profondeur ; (iii) Etude de la tenue du sol compacté sous sollicitations de trafic intense.

Chaque étape est présentée en détails ci-dessous :

1. Mise en évidence du mécanisme de déstructuration de surface des sols

La méthode expérimentale consiste à appliquer des cycles de trafic allant de 0 à 10 000 cycles, sur cinq éprouvettes, pour chaque sol. Les éprouvettes sont préparées selon les cinq configurations de mise en œuvre (Figure II.22). Notons qu'un cycle de trafic correspond à deux passages de la roue : 1 aller + 1 retour.

L'analyse expérimentale consiste à la :

- Quantification du taux de déstructuration en surface

Pour ce faire, nous suivrons l'évolution des masses dégradées à la surface des éprouvettes après 10, 30, 60, 100, 150, 200, 250, 300, 400, 500, 1000, 2000, 5000 et 10 000 cycles.

- Qualification des particules dégradées en surface

Les particules dégradées en surface à la fin de l'essai seront observées au MEB afin de caractériser leur structure et leur morphologie.

- Etude de la répartition des tailles des particules dégradées

L'évolution de la répartition des tailles des particules dégradées à 1 000, 5 000 et 10 000 cycles de trafic est analysée sur leurs distributions granulométriques. Ces dernières sont mesurées par la méthode de granulométrie au laser.

- Validation du mécanisme de déstructuration en surface

Pour ce faire, nous simulerons 100 000 cycles de trafic sur quatre éprouvettes de sol compactées à la configuration de mise en œuvre « B » pour L, K, S50K50 et S75K25. Nous analyserons l'évolution des masses dégradées en surface ainsi que les distributions granulométriques des particules dégradées à 100 000 cycles.

2. Etude de l'influence des conditions de mise en œuvre sur la déstructuration des sols en surface et en profondeur

La méthode expérimentale est identique à celle de la première étape : cinq éprouvettes de chaque sol ont été préparées aux différentes configurations de mise en œuvre pour chaque sol.

L'étude de l'influence des conditions de mise en œuvre est réalisée comme suit :

- Quantification du niveau de déformations verticales

Pour ce faire, nous allons suivre l'évolution des déformations verticales des 20 éprouvettes testées à 10, 30, 60, 100, 150, 200, 250, 300, 400, 500, 1000, 2000, 5000 et 10 000 cycles.

- Quantification du taux de déstructuration

L'influence des conditions de mise en œuvre sur le taux de déstructuration est étudiée en comparant les masses dégradées à la surface à 10 000 cycles résultant des différentes configurations de mise en œuvre.

- Etude de la répartition des tailles des particules dégradées en surface

Les distributions granulométriques des particules dégradées à 10 000 cycles pour chaque sol sont comparées pour les différentes configurations.

- Etude de la modification de la microstructure

La modification de la microstructure des sols sous 10 000 cycles de trafic est analysée par des mesures des distributions porales des éprouvettes. L'influence de l'état de compacité, du séchage et des conditions de préparation sera discutée.

La comparaison des différentes conditions de mise en œuvre nous permettra de les classer selon leur influence sur la déstructuration des sols en surface et en profondeur. La configuration de mise en œuvre permettant une tenue satisfaisante vis-à-vis des sollicitations sera retenue pour l'étape suivante.

3. Etude de la tenue du sol compacté sous sollicitations de trafic intense

La tenue des sols compactés sous sollicitations de trafic intense est étudiée. Pour ce faire, des essais de trafic à 100 000 cycles sont appliqués aux quatre sols d'étude préparés à la configuration qui présente une tenue satisfaisante vis-à-vis de la déstructuration.

Nous allons ensuite faire des études de comparaison entre 10 000 et 100 000 cycles sur les déformations verticales des éprouvettes, les masses dégradées en surface et leurs distributions granulométriques ainsi que les distributions porales.

II.4. CARACTERISATION MECANIQUE ET HYDROMECHANIQUE – METHODES ADOPTÉES

Dans les paragraphes précédents nous avons présenté différentes méthodes de compactage, ainsi que la méthode de roulement retenue pour la mise en place de l'éprouvette d'essai. Nous avons ensuite exposé la méthode de déstructuration de surface au laboratoire sur ces éprouvettes compactées. Cette section sera dédiée à la présentation des méthodes de caractérisation mécanique et hydromécanique.

II.4.1. Caractérisation mécanique

La caractérisation mécanique consiste à une mise en évidence des propriétés d'adhérence et de frottement de sol sous différentes interfaces de contact par le biais des essais de cisaillement à la boîte. Le second point abordé consiste à l'étude du potentiel d'effondrement de sol lors de l'humidification à l'aide des essais de compression œdométriques.

II.4.1.1. Cisaillement des sols à l'interface

Les essais de cisaillement ont été réalisés pour deux objectifs :

- Déterminer les caractéristiques des sols au cisaillement : contrainte de cisaillement à la rupture, la cohésion et l'angle de frottement interne du sol.
- Caractériser l'influence de l'interface de contact sur les phénomènes d'adhérence et de frottement au contact du sol compacté.

Le dispositif usuel de cisaillement direct a été utilisé dans cette étude, il est constitué de deux demi boîtes cylindriques de dimensions $\Phi 60$ h20 mm.

Démarche méthodologique et programme des essais

1. Caractérisation des sols au cisaillement

Les sols étudiés sont K, L, S50K50 et S75K25. Six éprouvettes de chaque sol, de dimensions $\Phi 60$ h35 mm³, ont été compactées statiquement aux conditions de l'OPN (w_{OPN} et γ_{dOPN}). Les éprouvettes sont ensuite soumises à des contraintes verticales de 381.7, 763.3 ou 1110.3 kPa. Ces contraintes correspondent à des chargements réels appliqués à un sol compacté in-situ. Les essais sont dupliqués pour chaque niveau de chargement.

Le tassement est mesuré pendant la phase de consolidation et la phase de cisaillement. La phase de cisaillement consiste à appliquer une vitesse d'avancement horizontal de 25 μ m/min jusqu'à ce que le déplacement horizontal atteigne 6 mm.

La contrainte tangentielle τ est également mesurée pendant l'essai. La cohésion « c » et l'angle de frottement interne du sol « φ » sont déduits à la fin de l'essai.

2. Etude de l'influence de l'interface de contact sur les propriétés d'adhérence et de frottement des sols

Les essais de cisaillement aux interfaces ont été réalisés sur douze éprouvettes de sol, de dimensions $\Phi 60 \times 20 \text{ mm}$, confectionnées aux conditions de l'OPN (w_{OPN} et γ_{dOPN}). Une modification a été réalisée sur le dispositif en remplaçant la demi boîte inférieure par une galette d'un autre matériau selon l'interface (avec le sol) à analyser :

- Interface sol/acier : pour simuler le contact entre le sol et le moule de compactage
- Interface sol/ertalon : correspond à l'interface entre la roue du LRC et le sol
- Interface sol/gomme : c'est le type d'interface entre le sol et la roue du simulateur de trafic.

Avec ces caractéristiques de mise en place, l'essai est similaire à l'essai de cisaillement direct. Les essais sont dupliqués pour chaque niveau de chargement à chaque interface de contact. Ainsi, on peut déduire les contraintes d'adhérence « c_a » et les coefficients de frottement « δ_a » aux interfaces sol/matériau d'interface.

II.4.1.2. Essais d'effondrabilité par imbibition à l'œdomètre

Ces essais ont été réalisés pour deux objectifs :

- Etudier la compressibilité d'un sol non saturé soumis à un chargement œdométrique, et déterminer la contrainte de préconsolidation du sol,
- Approcher le potentiel d'effondrement du sol en phase d'humidification.

Les essais consistent à soumettre l'éprouvette de sol à des chargements/déchargements par paliers, et mesurer le tassement/gonflement du sol au cours du temps.

Démarche méthodologique et programme des essais

L'étude comprend à la fois l'analyse de la compressibilité, ainsi qu'une celle du potentiel d'effondrement des sols sous humidification.

Les détails du programme expérimental sont présentés ci-dessous :

1. Etude de la compressibilité des sols

Tous les sols d'étude ont été testés : K, L, S50K50, S75K25 et SC. L'éprouvette de chaque sol, de dimensions $\Phi 70 \times 19 \text{ mm}^3$, a été préalablement compactée à l'aide d'une presse de compactage statique. Les conditions de teneur en eau et de poids volumique sec sont : $0.75w_{\text{OPN}}$ et γ_{dOPN} .

L'essai de compressibilité consiste à placer l'échantillon dans le bâti de l'œdomètre, puis appliquer le premier palier de chargement vertical de 3 kPa. Lorsque la déformation verticale est inférieure à $5 \cdot 10^{-4}$, les paliers de chargement suivants sont ensuite appliqués par incrémentation de la charge à 10, 30, 60, 100, 400 et 1400 kPa. Le passage d'un palier de chargement à un palier supérieur nécessite la vérification des déformations verticales ($< 5 \cdot 10^{-4}$).

Les cycles de chargement sont suivis de cycles de déchargement à la contrainte de 100 kPa, puis à la contrainte minimale de 3 kPa. Lors du déchargement, le gonflement résultant est suivi jusqu'à stabilisation.

La contrainte de préconsolidation est ensuite caractérisée.

2. Etude du potentiel d'effondrement des sols sous imbibition

L'étude du potentiel d'effondrement des sols lors de son humidification est réalisée sur des éprouvettes de $\Phi 70$ h19 mm³ compactées à une teneur en eau de $0.75w_{OPN}$ et un poids volumique sec égal à γ_{dOPN} . Une éprouvette de sol a été confectionnée pour chaque sol d'étude.

Les éprouvettes ainsi compactées sont soumises à la contrainte de préconsolidation déterminée dans l'étape précédente, puis les tassements du sol sont suivis. Lorsque la déformation verticale devient stable, le bâti d'œdomètre est rempli d'eau pour saturer le sol. Lorsque la déformation verticale devient stable et le sol n'absorbe plus d'eau, les paliers de chargement supérieurs à la contrainte de préconsolidation du sol sont appliqués jusqu'à la contrainte maximale de 1400 kPa. L'éprouvette de sol est ensuite déchargée à 3 kPa. L'évolution des tassements en fonction du temps permettra de calculer le potentiel d'effondrement du sol, compacté sous ces conditions, lors de son humidification.

II.4.2. Caractérisation hydromécanique

La caractérisation hydromécanique consiste à des mesures des propriétés de surface du sol par le biais des essais d'adsorption de gaz, ainsi que des mesures de succion par des méthodes directes et indirectes de succion.

II.4.2.1. Mesure des propriétés de surface

Les propriétés de surface des sols correspondent à la surface spécifique et aux isothermes d'adsorption des sols non consolidés. Les isothermes d'adsorption du sol permettent de comprendre certains phénomènes liés à l'hydratation du sol, à savoir la capacité d'adsorption en eau du sol. Les propriétés de surface des sols d'étude sont mesurées par la méthode d'adsorption des gaz, dont le principe de mesure est décrit dans l'annexe A3.

Dispositif expérimental

Les mesures ont été réalisées à l'aide d'un adsorptionmètre TriStar Plus II (Micromeritics) composé de deux systèmes : un préparateur d'échantillons (Figure II.23a) et un analyseur d'échantillons muni d'un système d'acquisition (Figure II.23b). Les deux systèmes sont reliés à des pompes de mise sous vide ainsi qu'à des bouteilles de gaz d'hélium et d'azote nécessaires pour les mesures.

L'essai consiste à envoyer à un échantillon de sol non consolidé, préalablement dégazé, un volume de gaz de température et de pression connues. Lorsque l'équilibre de pression dans

la cellule de mesure est vérifiée, la quantité de gaz adsorbée est calculée à partir de la différence de pression dans la cellule de mesure avant et après l'équilibre. L'isotherme d'adsorption est la courbe qui relie la pression relative d'azote injectée à la quantité d'azote adsorbée par l'échantillon. La surface spécifique est ainsi déduite à partir du volume du gaz adsorbé selon la théorie de BET (Cf. Annexe A3).

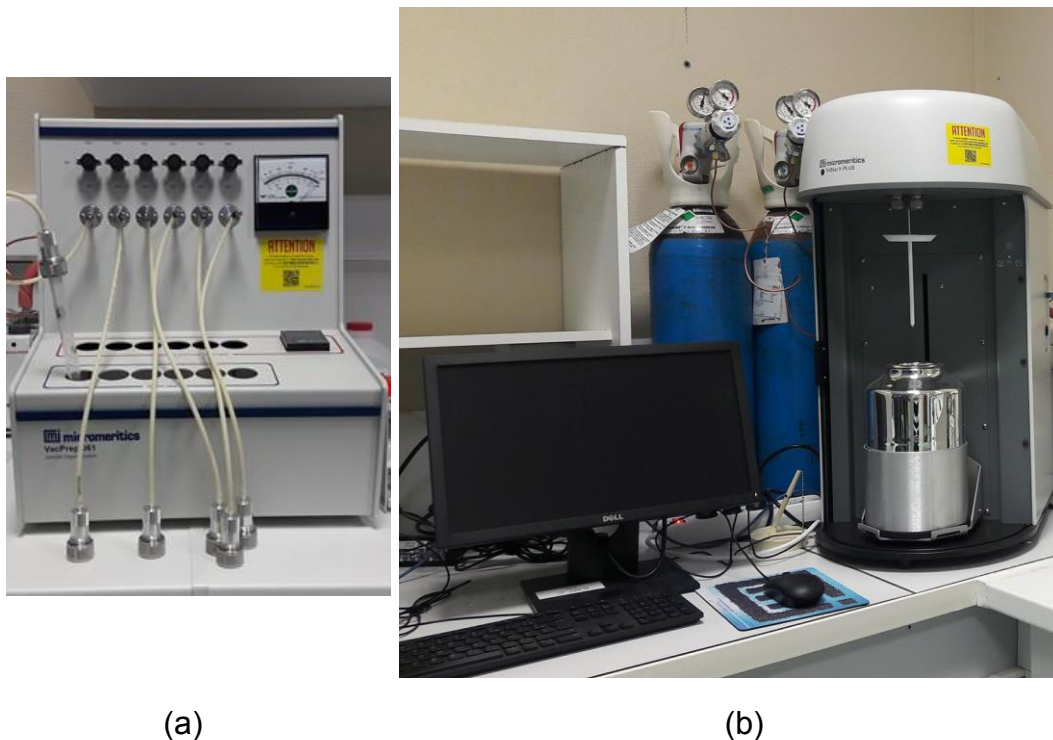


Figure II.23. (a) Préparateur d'échantillons, (b) Analyseur d'échantillons et système d'acquisition

Les paramètres opératoires mesurés sont : la quantité du volume du gaz adsorbé correspondant à chaque pression d'injection pour tous les points expérimentaux. La quantité du volume du gaz est fonction de la capacité d'adsorption de l'échantillon. Connaissant la surface couverte par chaque molécule de gaz adsorbée, la surface spécifique du sol peut être calculée en utilisant l'équation de Brunauer-Emmett-Teller (BET). Les isothermes d'adsorption ainsi que les valeurs de surface spécifique sont représentées dans la Figure II.24.

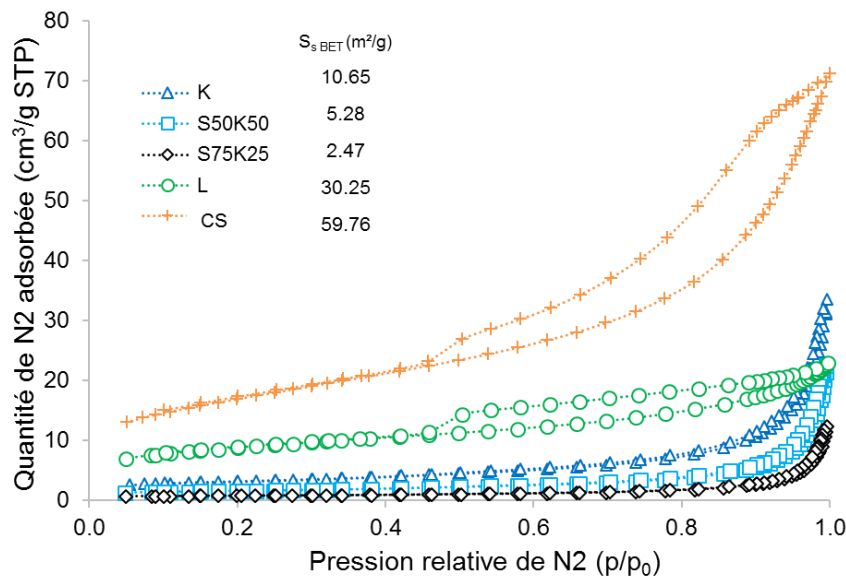


Figure II.24. Isothermes d'adsorption des sols d'étude

Les résultats mettent en évidence la formation de l'hystérèse entre le chemin de sorption et de désorption de N₂. Cette hystérèse est plus marquante pour les sols naturels SC et L, et est négligeable pour les autres sols. La formation de l'hystérèse peut s'expliquer par l'effet de bouteille d'encre dit « inc bottle » à la surface des agrégats des sols naturels, qui empêche l'extraction de la totalité de la quantité de N₂ adsorbée lors de la phase de sorption.

II.4.2.2. Mesures de succion

La mesure de la succion est réalisée par une méthode directe au WP4C pour la mesure de succion dans le sol, et des méthodes indirectes en utilisant les thermo-hygro boutons THB et la sonde hygrométrique pour la mesure de l'humidité relative et la température dans le sol et dans l'air, respectivement.

➤ Mesure de succion par WP4C

Dans notre étude, la mesure de succion à l'aide du WP4C a été réalisée principalement pour déterminer de la courbe de rétention en eau des sols non consolidés sur chemin d'humidification.

L'appareil WP4C est représenté dans la Figure II.25, le principe de mesure est basé sur la technique du point de rosée de miroir refroidi ce qui permet de déduire l'humidité relative, la succion totale est ensuite calculée puis affichée. L'étendue de mesure se situe dans la plage allant de 10 kPa à 300 MPa.

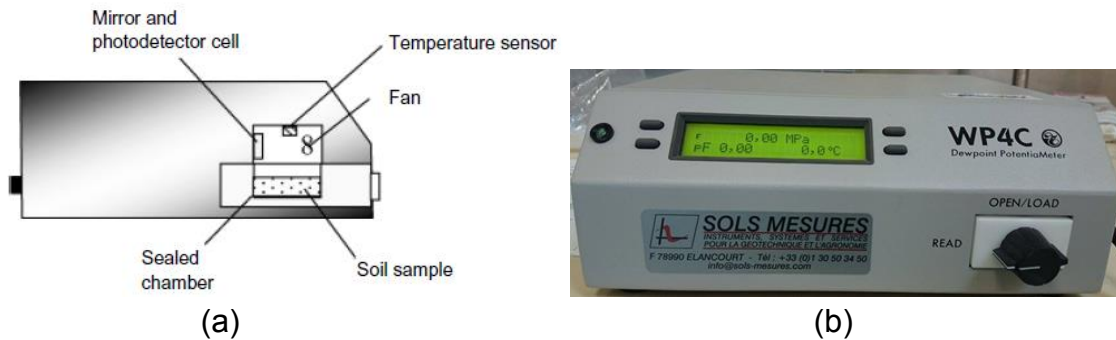


Figure II.25. (a) Schéma de principe de l'hygromètre à miroir refroidi (Murray et Sivakumar 2010) (b) Photo du Water PotentialMeter WP4C

Les sols sont d'abord séchés en étuve à 40°C pendant 72h puis sont mis dans des coupelles en acier de dimensions $\Phi 30 \times 10 \text{ mm}$. Les échantillons de sol sont ensuite humidifiés par brumisation à différentes teneurs en eau, en allant d'un état sec jusqu'à la saturation sur 10 points de mesure. Les échantillons sont ensuite enveloppés pour assurer l'équilibre hydrique pendant au moins 4h. La mesure de succion est réalisée pour chaque état hydrique testé. La teneur en eau finale est contrôlée par séchage à l'étuve à 105°C. La courbe résultante, reliant la teneur en eau à la succion, constitue le chemin d'humidification du sol.

➤ Mesure d'humidité relative par les thermo-hygro boutons et la sonde thermo-hygrométrique

Les mesures indirectes de succion consistent à la mesure de l'humidité relative et la température dans l'air et dans le sol durant les essais d'arrosage.

Les mesures d'humidité relative et de température dans le sol ont été réalisées, à différentes profondeurs, dans les éprouvettes. Ce qui permet de suivre l'évolution des propriétés hydriques en profondeur pendant l'arrosage.

Le système de mesure est une sonde thermo-hygrométrique (Figure II.26a) pour la mesure dans l'air, et pour la mesure dans le sol des thermo-hygro boutons (Figure II.26b).

Le principe de mesure est similaire pour les deux appareils. Ils sont constitués de plaques capacitives séparées par un diélectrique. Lorsque l'humidité relative ou la température change, la distance entre les plaques du condensateur et/ou la permittivité du diélectrique varie en conséquence et affecte ainsi la capacité. Ainsi, le changement de permittivité conduit au changement de capacité et donc à la mesure de la température et de l'humidité relative.

La gamme de mesure des THB s'étend de -20°C à +85°C de température, et de 0 % à 100% d'humidité relative. Les THB sont dotés d'une mémoire interne qui leur permet d'enregistrer les mesures en temps réel.

La sonde thermo-hygrométrique, quant à elle, présente une gamme de mesure qui s'étend de -100°C à 200°C en température, et de 0% à 100% pour l'humidité relative. Les mesures du thermo-hygromètre sont enregistrées sur une centrale d'acquisition Ahlborn Almemo 2890-9.



(a)



(b)

Figure II.26. (a) Sonde thermo-hygrométrique, (b) Thermo-Hygro Boutons

Les valeurs de succion dans le sol et dans l'air sont déduites de la loi de Kelvin exprimée par l'équation (II.5) :

$$u_a - u_w = \frac{RT}{gM} \ln(HR) \quad (II.5)$$

Avec :

u_a et u_w sont respectivement les pressions de l'air et de l'eau,

HR est l'humidité relative (en %),

M est la masse molaire de l'eau ($M = 18.016 \text{ g.mol}^{-1}$),

g est l'accélération de la pesanteur ($g = 9.81 \text{ m.s}^{-2}$),

R est la constante molaire des gaz ($R = 8.3143 \text{ J.mol}^{-1}.K^{-1}$),

T est la température thermodynamique : à $T = 20^\circ\text{C}$, le rapport $(RT/gM)=137.837 \text{ MPa}$.

II.5. DEMARCHE EXPERIMENTALE POUR L'ARROSAGE DES SOLS

Les quantités d'eau nécessaires pour rabattre les poussières sont liées à l'affinité à l'eau du sol. Ainsi, l'étude du potentiel d'adsorption, d'infiltration et de perméabilité de l'eau dans le sol, pendant son arrosage, est déterminante.

Cette partie présente le dispositif d'arrosage des sols, reproduit au laboratoire, ainsi que la démarche méthodologique adoptée pour l'étude de l'adsorption et de l'infiltration de l'eau dans les sols non consolidés.

L'essai consiste à arroser la surface des sols secs, non consolidés, par brumisation, et de suivre le comportement du sol à l'échelle de l'éprouvette comme à l'échelle locale. Cette expérimentation vise à fournir des éléments de réponse sur l'approche à adopter in-situ durant l'arrosage. L'étude sera également, comme on le verra plus loin, complétée par l'analyse de la modification de la structure en surface en lien avec l'hydratation. Un cas de sol compacté sera également considéré. L'étude vise à caractériser le potentiel d'un sol compacté à s'effondrer lorsque celui-ci soumis à une imbibition, en l'occurrence l'arrosage.

Le dispositif expérimental utilisé est présenté dans la Figure II.27. Il est constitué :

- D'un système d'arrosage composé d'un conteneur d'eau, relié à une pompe à eau. Cette dernière est raccordée aux buses d'arrosage. La pompe permet de monter la pression d'eau de 2.5 bar à 70 bar pour assurer un arrosage par brumisation.
- D'une chambre de mesure dotée d'un emplacement pour les bacs d'essai. Deux bacs de $500 \times 180 \times 50 \text{ mm}^3$ peuvent y être placés. Dans notre cas, nous placerons un bac de sol et un bac vide « Témoin » qui permet de quantifier les quantités d'eau arrosées.
- D'un thermo-hygromètre, relié à une centrale d'acquisition, pour mesurer l'humidité relative et la température de l'environnement de la chambre.

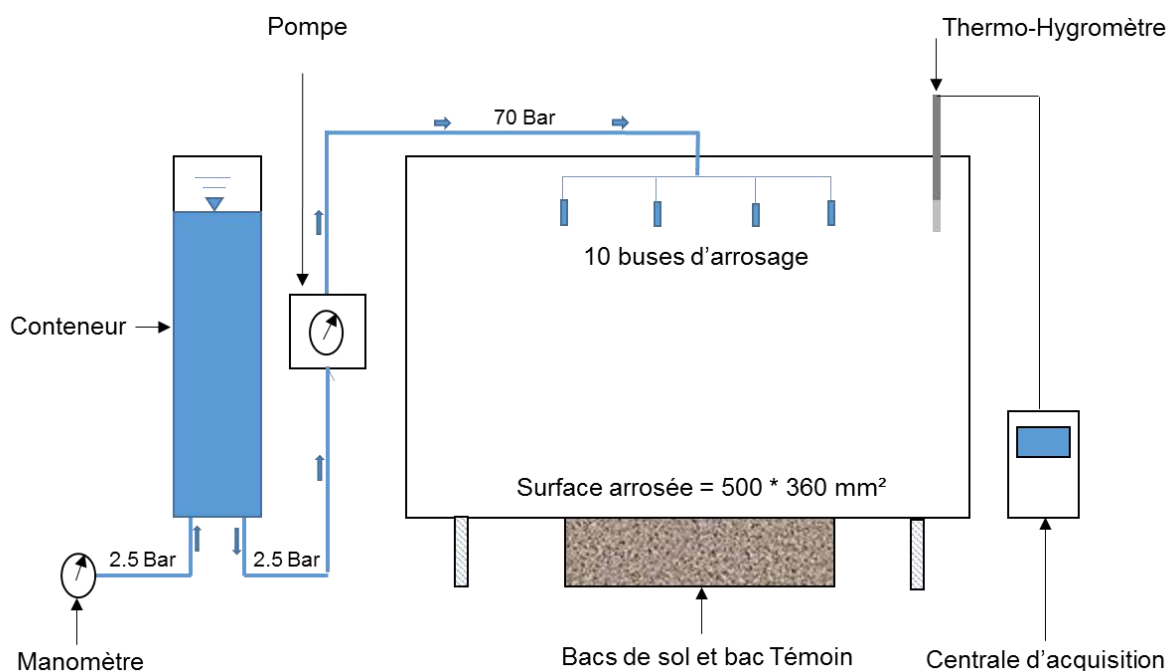


Figure II.27. Représentation du dispositif d'arrosage de la chambre aéraulique

Préparation des éprouvettes

Les sols (ceux de laboratoire et ceux du terrain, décrits précédemment) sont d'abord séchés à l'étuve à 40°C pendant 72 h pour assurer un séchage progressif total. Les sols sont ensuite tamisés à 2 mm pour pouvoir extraire la fraction fine.

Les sols secs sont versés dans des bacs de dimensions 500*180*50 mm³. La mise en œuvre est effectuée par pluviation, pour une distribution homogène du sol dans l'éprouvette. L'éprouvette est constituée de quatre couches de sol d'épaisseurs égales de 12.5 mm chacune (Figure II.28).

Des capteurs THB ont été placés à l'interface de chaque couche pour pouvoir effectuer un suivi de l'humidité relative et de la température pendant l'arrosage (Figure II.28).

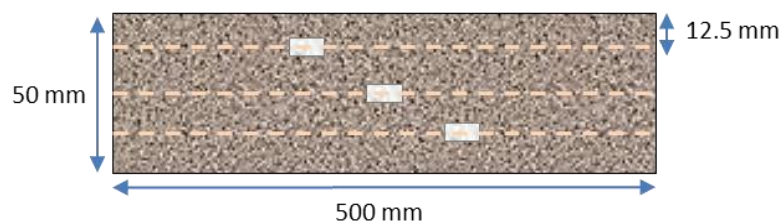


Figure II.28. Préparation des éprouvettes pour l'essai d'arrosage

Pour limiter le risque de cavitation des capteurs durant l'arrosage, les THB sont rangés dans des capsules adéquates. Les capteurs sont préprogrammés pour faire des mesures, à partir de 10 minutes avant l'essai, avec un pas de temps de mesure d'une minute.

Méthode d'expérimentation pour l'essai d'arrosage par brumisation

L'arrosage par brumisation est effectué pendant 1 minute, et suivi de 10 minutes de repos permettant de mesurer les quantités d'eau arrosés et infiltrées.

L'évolution de la structure du sol en surface est suivie après chaque arrosage par prise d'images à la surface (Figure II.29).

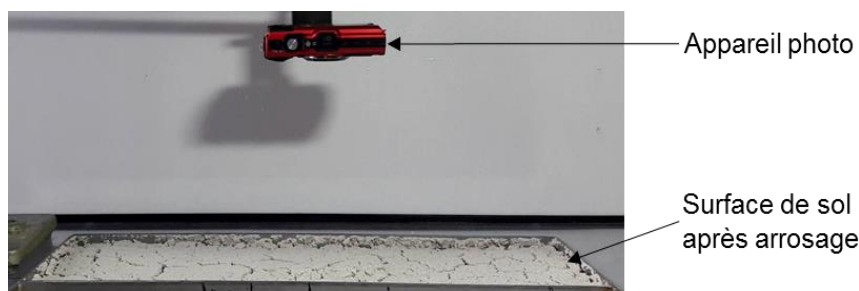


Figure II.29. Prise de vue de la surface du sol après arrosage

Ces étapes de la phase d'arrosage sont répétées jusqu'à ce que le sol atteigne 1.5 fois la teneur en eau de la limite de liquidité ($1,5 w_L$).

Plusieurs séries de mesures sont réalisées dont les paramètres mesurés sont récapitulés dans le Tableau II.11.

Tableau II.11. Paramètres de mesure et de calcul de l'essai d'arrosage

Entrée	Mesure	Moyens	Calcul
Arrosage par de l'eau en phase vapeur : 1 min d'arrosage + 10 min de repos	Quantités d'eau	Pesage	Indice d'adsorption/infiltration de l'eau dans le sol
	HR dans l'air	Hygromètre	Conductivité hydraulique
	HR dans le sol	THB	
	Propriétés de surface	Images de surface	Densité de fissures

Démarche méthodologique et programme des essais

1. Evaluation de la capacité d'adsorption et d'infiltration de l'eau dans les sols durant l'arrosage consiste à :
 - Suivre la cinétique de l'humidité relative dans le sol en profondeur pendant l'arrosage en utilisant les mesures des THB,
 - Calculer un indice d'adsorption qui représente le taux d'adsorption et d'infiltration en eau du sol par rapport à la quantité arrosée. Cet indice, propre à chaque sol, indique la capacité maximale d'un sol à adsorber/absorber de l'eau sans ruissellement.
 - Déduire la conductivité hydraulique du sol à partir des mesures d'HR dans l'air et dans le sol ainsi que les quantités d'eau arrosées.
 - Les valeurs de conductivité hydrauliques sont reliées à l'indice d'adsorption ainsi qu'à la surface spécifique de chaque sol.
2. Etude de l'influence de l'hydratation sur la modification de la structure du sol à la surface

L'étude consiste à mesurer l'évolution de la densité des fissures à la surface des éprouvettes pendant l'arrosage, déduite après traitement des images prises après chaque arrosage. Le traitement des images est réalisé en utilisant le logiciel « Image J ». La méthode de traitement est divisée en plusieurs étapes :

- o Sélection de la zone à traiter

A partir de l'image brute (Figure II.30a), une zone de traitement est sélectionnée. Les dimensions de l'image sont étalonnées, c'est-à-dire que la taille d'un pixel correspondant à une longueur unitaire (en mm) est connue.

- o Prétraitement

La zone sélectionnée est ensuite représentée en plusieurs niveaux de gris, tel que les vides (fissures) sont représentés par des couleurs sombres, tandis que les surfaces continues de sol sont représentées en couleur claire. Les niveaux intermédiaires mettent en évidence la profondeur des fissures.

- o Segmentation

La segmentation, également appelée binarisation de l'image, est l'étape de traitement de l'image par application de filtres et de seuillage. Cette étape permet de séparer les régions d'intérêt de l'image à traiter. Le seuillage d'une image consiste à ajouter ou supprimer certains pixels considérés comme représentatifs ou non en comparaison avec l'image réelle afin d'améliorer sa visualisation. L'image qui résulte du seuillage représente l'image binarisée (Figure II.30b). Cette dernière contient désormais deux couleurs : blanc et noir, les surfaces noires représentent les fissures formées lors de l'arrosage, les surfaces blanches les surfaces continues de sol.

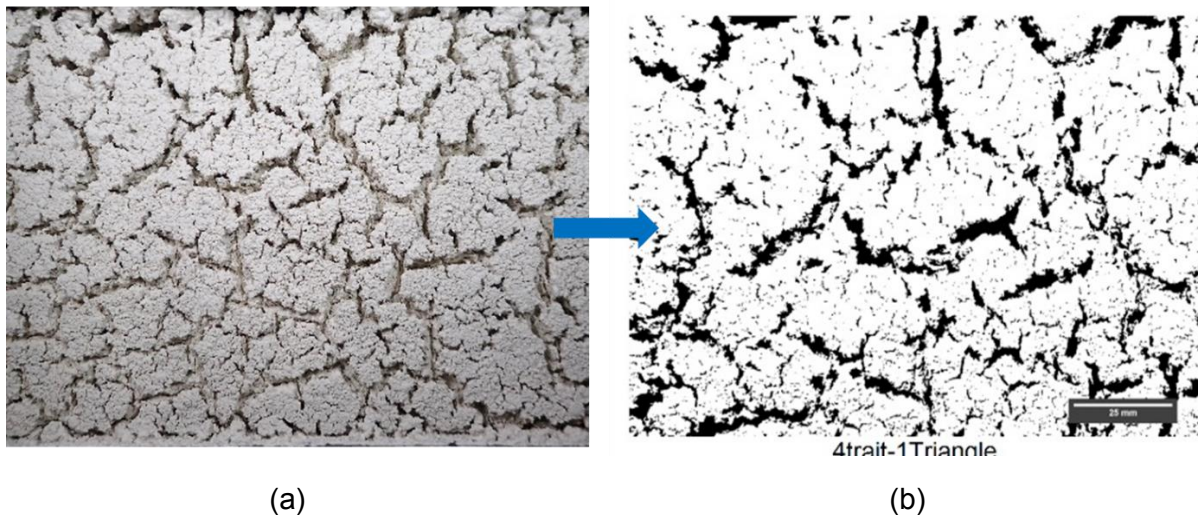


Figure II.30. (a) Image brute de K au 4^{ème} arrosage, (b) L'image après binarisation

- o Quantification

A partir des surfaces calculées en pixels et l'échelle de l'image, la surface de chaque fissure est calculée. La quantification consiste à calculer le rapport entre la surface des fissures et la surface totale mesurée. Celle-ci est appelée densité des fissures.

3. Etude de l'influence de l'hydratation sur le comportement hydromécanique des sols compactés

Pour compléter l'étude du comportement du sol non consolidé à l'humidification, un cas particulier de sol compacté a été étudié. Le but étant de vérifier la tenue d'un sol compacté à l'effondrement sous les sollicitations d'humidification durant l'arrosage.

Pour ce faire, des éprouvettes de sol sont d'abord compactées à la configuration qui génère une tenue satisfaisante du sol vis-à-vis des cycles de trafic, qui résulte de l'étude de la section II.3 de ce chapitre. Puis, de soumettre ces éprouvettes à l'imbibition, à l'aide des essais œdométriques présentés précédemment (section II.4.1.2).

II.6. METHODES D'ANALYSE MICROSTRUCTURALE

La microstructure des sols compactés, avec et/ou sans cycles de trafic, est également analysée dans cette recherche, par des mesures :

- de l'évolution des poids volumiques secs en profondeur, pour analyser l'effet du compactage sur la densification du sol en profondeur.
- des distributions porales des échantillons pour analyser l'influence des sollicitations de compactage et les cycles de trafic sur la modification de la microstructure des agrégats de sol.
- des observations au MEB pour consolider les résultats obtenus par les deux autres techniques d'observation de la structure.

II.6.1. Mesure des profils de poids volumique humide au banc gamma-densimétrique

Les profils de densités sur des éprouvettes, préalablement compactées au compactage dynamique, statique et par roulement (LRC à différents efforts et in-situ), sont analysés avec le banc gamma-densimétrique décrit en annexe A4.

Les zones de mesure du poids volumique humide sur les éprouvettes cylindriques (avec une mesure globale) et parallélépipédiques (mesures localisées sur la partie centrale) sont représentées dans la Figure II.31.

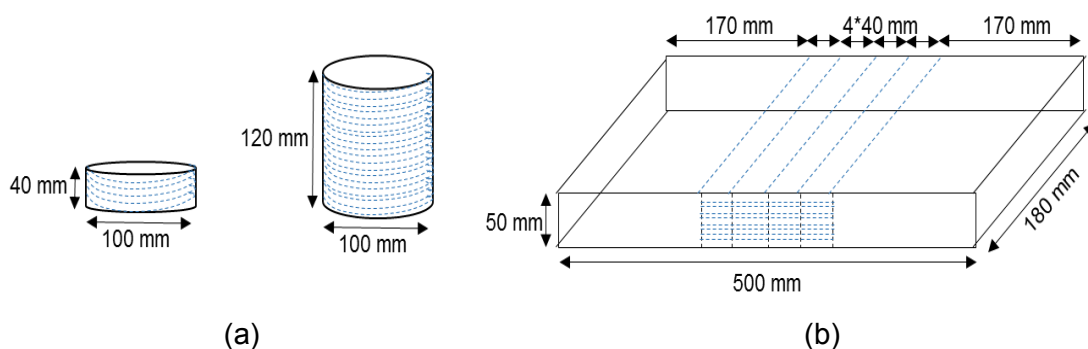


Figure II.31. Points de mesures des profils de poids volumique humide (a) des éprouvettes cylindriques (b) des éprouvettes parallélépipèdes

Les éprouvettes parallélépipédiques sont compactées au LRC, les mesures de poids volumique humide ont été réalisées sur la partie centrale des éprouvettes de 180 mm de longueur de 160 mm de largeur. La qualité du compactage sur cette partie centrale évite l'effet de bord, induit par le passage de la roue.

Une mesure moyenne de poids volumique humide est réalisée tous les 5 mm suivant l'épaisseur de l'éprouvette.

Les profils de poids volumiques secs sont déduits des profils de poids volumiques humides et de la teneur en eau du sol mesurée à la fin de l'essai.

II.6.2. Préparation des échantillons pour l'étude de la microstructure

Les échantillons pour l'observation microstructurale sont découpés à partir des éprouvettes de sol compactées, en tronçons de $30 \times 30 \times 20 \text{ mm}^3$, du centre des éprouvettes. Ces tronçons sont congelés puis fracturés en des échantillons de 10 mm^3 .

Les échantillons sont ensuite séchés puis conditionnés dans des sacs sous vide jusqu'à l'observation. Le séchage des échantillons pour les essais de PIM et des observations au MEB a été réalisé par lyophilisation, compte tenu de des avantages de cette technique en termes de conservation de la structure des matériaux (Lawrence 1978 ; Murray et Quirk, 1980). La lyophilisation des échantillons a été réalisée au moyen d'un lyophilisateur « Christ alpha 1-2 / LD plus », de capacité de 2.5 Kg et une température de condensation de -55°C .

La lyophilisation consiste à évacuer l'eau de l'échantillon par sublimation. L'eau qui se trouvait à l'état solide (par congélation) est transformée en état de vapeur (sublimation sous vide), ce qui permet de conserver la microstructure du sol, contrairement aux autres méthodes telle que le séchage en étuve ou le séchage au point critique qui induisent la rétraction de l'échantillon (Diamond, 1970 ; Delage et Lefebvre, 1984).

Pour les observations au MEB, les échantillons ont été recouverts d'une couche fine d'or pour assurer une conductivité électrique satisfaisante permettant les observations.

II.6.3. Mesures de Porosimétrie par Intrusion de Mercure PIM et Observations au Microscope Electronique à Balayage MEB

Les Mesures par PIM

La technique de porosimétrie au mercure permet de déterminer la distribution du volume et de la taille des pores par injection de mercure. La méthode repose sur le principe d'intrusion du mercure au sein de l'échantillon. Ce fluide est incorporé dans le milieu poreux par pression disproportionnellement aux dimensions des pores.

L'analyse est réalisée à l'aide d'un porosimètre Micromeritics AutoPore IV 9500 V1,09. Le dispositif permet d'appliquer des pressions jusqu'à 228 MPa, et de mesurer les tailles d'accès de pores de 3 nm à $180 \mu\text{m}$ de rayon.

Le résultat brut de l'essai de porosimétrie est la caractéristique d'injection qui donne la relation entre le volume de mercure pénétré dans l'échantillon en fonction de la pression de mercure. Les logiciels du porosimètre calculent ainsi : le volume du mercure par unité de masse du matériau (en mL/g), la porosité de l'échantillon ainsi que la taille des pores de l'échantillon.

En considérant que les pores sont cylindriques, la relation entre le diamètre d'accès des pores (Φ) ainsi que la pression d'injection de mercure (P_{Hg}) est donnée par la relation de Washburn suivante :

$$P_{Hg} = - \frac{4 \sigma_{Hg} \cos \theta_{Hg}}{\phi} \quad (II.6)$$

Avec :

σ_{Hg} : Tension superficielle du mercure ($\sigma_{Hg} = 0.484 \text{ N/m}$ à 25°C)

$\cos \theta_{Hg}$: Angle de contact matériau/mercure ($\theta_{Hg} = 130^\circ$)

La distribution des pores est ainsi représentée par le volume du mercure par unité de masse du matériau ($dV/d\log\Phi$, en mL/g) en fonction du diamètre des pores (Φ , en μm) déduit de l'équation (II.6).

La définition des micropores et des macropores dans la littérature diffère selon le type de sol à étudier. Dans notre cas, nous appelons micropores les pores ayant une taille entre $0.09 \mu\text{m}$ et $1.2 \mu\text{m}$, et macropores les pores dont la taille dépasse $1.2 \mu\text{m}$.

Observations au MEB

Les observations au MEB sont réalisées sur les échantillons de sol d'environ 1 cm^3 préalablement séchés et métallisés. Le MEB utilisé est un Hitachi SU5000 dont la chambre est réglée à une température de 20°C . Les échelles d'observations varient du millimètre à quelques microns. Nous nous intéresserons à quatre échelles en particulier : $100 \mu\text{m}$ ou $300 \mu\text{m}$ pour de faibles grossissements, et à $5 \mu\text{m}$ ou $10 \mu\text{m}$ pour des grossissements importants.

II.6.4. Etude microstructurale du compactage par méthodes conventionnelles

Nous discuterons de l'influence des trois paramètres que sont le mode de compactage, l'épaisseur d'éprouvette et le nombre de couches, sur les propriétés locales du sol. Ces propriétés sont les profils d'indice des vides, les distributions porales résultantes, complétés par les observations au MEB.

II.6.4.1. Profils d'indice des vides

Les profils d'indice des vides sont déduits des profils de poids volumiques secs mesurés au banc gamma-densimétrique, tel que :

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 \quad (II.7)$$

Avec : e l'indice des vides du sol, γ_s le poids volumique des particules solides, γ_d le poids volumique sec du sol.

Les variations d'indice des vides en profondeur des échantillons sont reportées sur les Figure II.32, Figure II.33 et Figure II.34 donnant respectivement l'influence du mode de compactage, de l'épaisseur de l'éprouvette et du nombre de couches.

Afin d'uniformiser les représentations en vue de comparaison, la variation de l'indice des vides en profondeur est exprimée en épaisseur relative (notée « normalisée ») par rapport à l'épaisseur totale de l'éprouvette calculée selon l'équation (II.8).

$$h_N = \frac{h_i}{h_t} \times 100\% \quad (II.8)$$

Avec : h_N , h_i , et h_t sont respectivement l'épaisseur normalisée, la distance du point de mesure par rapport à la surface, et l'épaisseur totale de l'éprouvette.

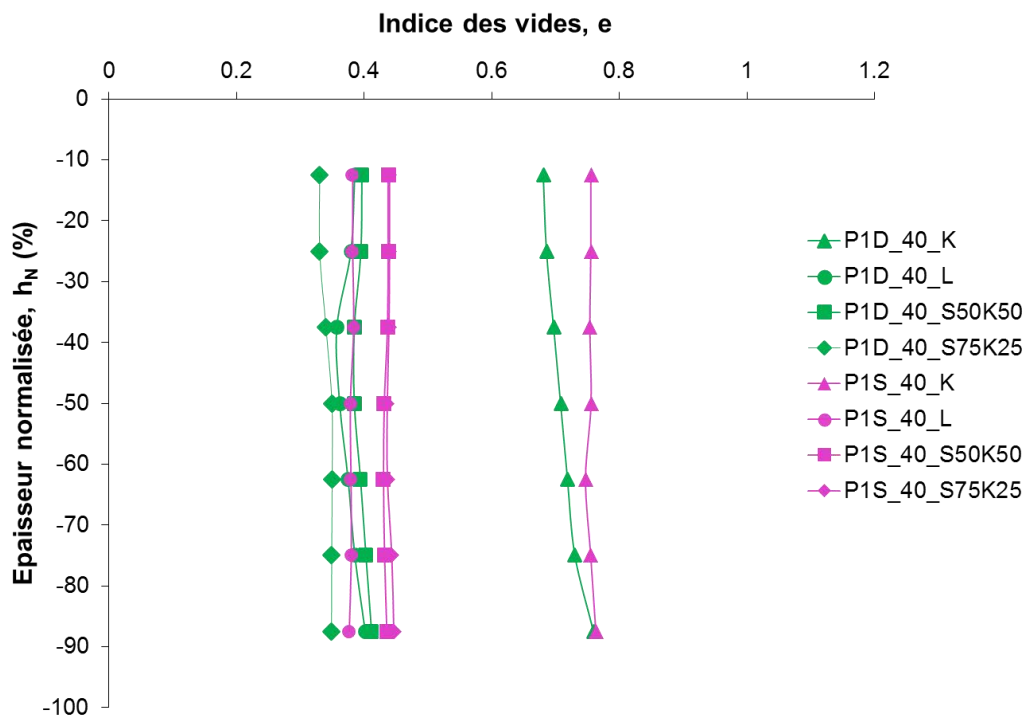


Figure II.32. Comparaison des profils d'indice des vides des monocouches compactés en dynamique et en statique

L'allure générale des courbes (Figure II.32) montre que les profils d'indice des vides sont en augmentation en termes d'indice des vides, en fonction de la profondeur de la couche compactée. Cette augmentation s'explique par la dissipation de l'effort appliqué en surface des éprouvettes selon la théorie d'élasticité de Boussinesq, discutée par [D'Appolonia et al. \(1969\)](#) et [Mesbah et al. \(2006\)](#).

Les profils d'indice des vides générés par le compactage dynamique et statique sont similaires. Une homogénéité est observée pour toutes les éprouvettes, l'indice des vides minimal se trouve à l'endroit le plus proche de la source d'énergie (à la surface des éprouvettes) et augmente légèrement avec la profondeur.

Néanmoins, il existe un écart dans les indices des vides qui est légèrement plus important pour les éprouvettes statiques. Cet écart peut être lié au mode d'application de l'effort, car il est évolutif et appliqué uniformément sur toute la surface de l'éprouvette pour le mode statique. Tandis que la réflexion des ondes de choc de l'essai dynamique favorise la densification du sol.

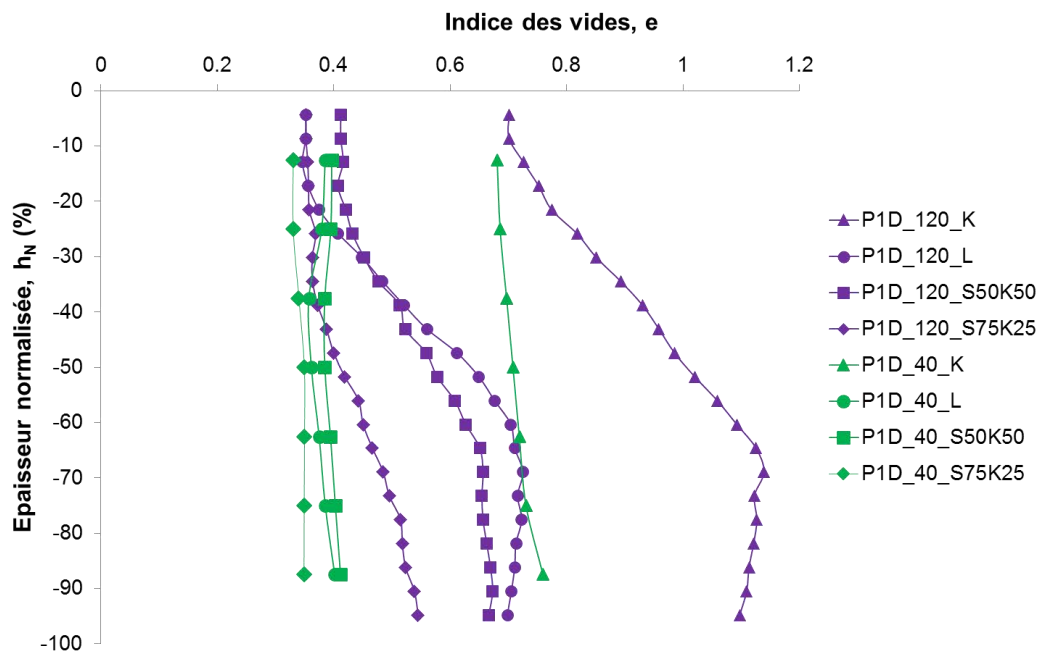


Figure II.33. Comparaison des profils d'indice des vides des monocouches de 120 mm et 40 mm d'épaisseur

Pour les éprouvettes à 120 mm d'épaisseur, le profil d'indice des vides présente la même allure que les éprouvettes monocouches de 40 mm d'épaisseur, c'est-à-dire que l'indice des vides maximal est obtenu à la surface des éprouvettes et diminue en profondeur. En revanche, l'écart d'indice des vides entre la surface et le fond de la couche est plus important pour l'éprouvette de 120 mm d'épaisseur par rapport à celle de 40 mm d'épaisseur. L'écart d'indice des vides est seulement de 0.1 pour K et 0.02 pour les autres sols pour les éprouvettes de 40 mm d'épaisseur, tandis qu'il atteint des valeurs de 0.19, 0.25, 0.35 et 0.4 respectivement pour S75K25, S50K50, L et K sur les éprouvettes de 120 mm d'épaisseur.

En plus de la dissipation de l'effort en profondeur, [Mesbah et al. \(2006\)](#) expliquent que l'effort de compactage peut être réduit par les frottements du sol avec le moule. Ce phénomène est important lors du compactage de monocouche de 120 mm d'épaisseur. A l'inverse, les profils d'indice des vides sont plus homogènes pour des éprouvettes de faible épaisseur.

L'augmentation du nombre de couches est clairement matérialisée sur les profils d'indice des vides. La présence de trois couches se manifeste par une valeur d'indice des vides maximale au fond de chaque couche. A l'échelle de l'éprouvette, les valeurs minimales sont mesurées pour la couche inférieure à cause du cumul de l'effort de compactage des deux couches supérieures.

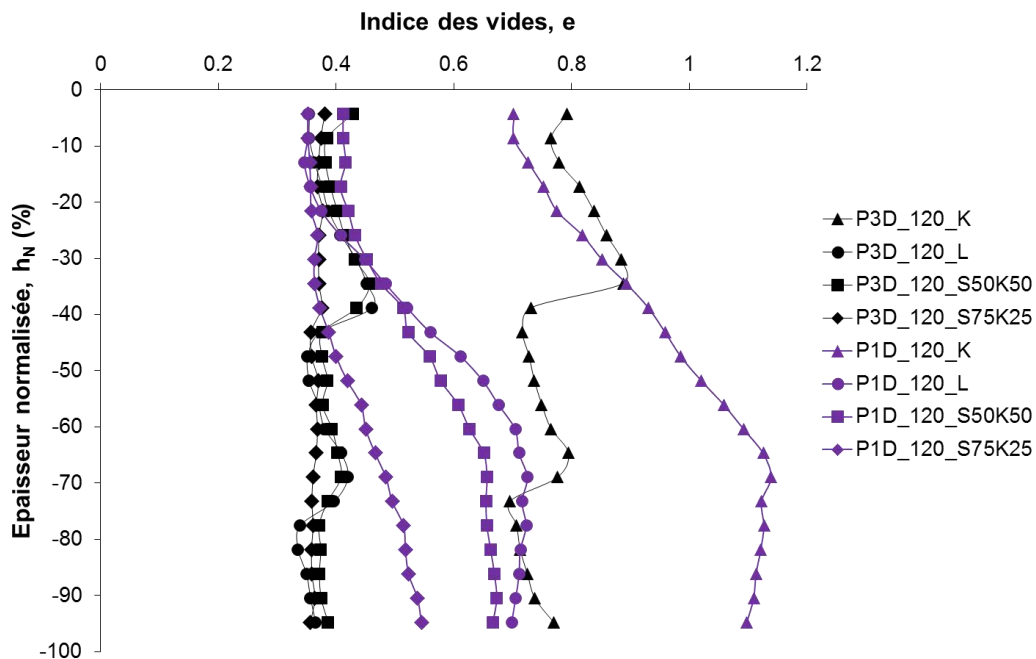


Figure II.34 Variation de l'indice des vides en profondeur des multicouches et monocouches

Malgré l'effort de compactage appliqué en surface de chaque couche, la compacité n'est pas maximale à la surface. Ceci peut être expliqué par le décompactage du sol aux alentours du point d'application du choc, ce qui génère une baisse de densité à chaque coup. Ceci est cohérent avec les travaux de [D'Appolonia et al. \(1969\)](#). Selon ce dernier, ce décompactage est relié à la surface réduite de la dame ($\Phi = 50$ mm) par rapport à la surface de l'éprouvette ($\Phi = 100$ mm).

Les fortes valeurs d'indice des vides pour l'éprouvette de 120 mm d'épaisseur peuvent être expliquées par différentes raisons : les ondes de choc développées durant le compactage génèrent une densification progressive du sol. Le sol dense facilite ainsi la transmission de l'onde de choc. Dans le compactage du multicouche, les ondes de choc sont réfléchies par les parois du moule, du sol de la couche compactée ainsi que du fond du moule, ce qui améliore le compactage du sol des couches supérieures ([Lee et Suedkamp, 1972](#)).

Les profils de la Figure II.34 mettent également en évidence l'influence du type de sol sur la distribution de l'indice des vides en profondeur. Par exemple, la présence d'un pourcentage important de sol grossier (75% sable) semble induire un compactage uniforme du sol en profondeur. Cela a été confirmé par les monocouches pour lesquels l'écart d'indice des vides entre la surface et le fond de la couche est minimal pour S75K25 (0.19) et maximal pour K (0.4).

A partir des résultats des profils d'indice des vides, nous pouvons avancer les conclusions suivantes :

- L'augmentation de l'indice des vides des éprouvettes compactées en profondeur est due principalement à la dissipation de l'effort de compactage. Cette dissipation peut être accentuée par les forces de frottements entre le sol et le moule de compactage, notamment pour des éprouvettes de forte épaisseur comme c'était le cas pour les éprouvettes de 120 mm d'épaisseur.
- Quel que soit le mode de compactage, la distribution de l'indice des vides en profondeur reste équivalente pour l'épaisseur testée. Les profils résultants restent relativement homogènes en profondeur.
- Le compactage en trois couches semble favoriser la densification du sol en profondeur. En effet, la réflexion des ondes de choc par la couche inférieure favorise la densification de la couche supérieure.

II.6.4.2. Distributions porales

L'influence des propriétés de mise en œuvre est mise en évidence à l'échelle microstructurale par les mesures des distributions porales par la méthode de PIM. Les Figure II.35, Figure II.36 et Figure II.37 montrent respectivement l'influence du mode de compactage, de l'épaisseur de l'éprouvette et du nombre de couches.

En ce qui concerne l'influence du mode de compactage (Figure II.35), les résultats de PIM montrent que le compactage statique présente des distributions multimodales pour tous les sols, tandis que le mode dynamique permet de réduire la taille des macropores de 21.31 μm à 9.05 μm pour L et de 30.18 μm à 13.94 μm pour S75K25 et les dissipe pour K et S50K50. Cela peut être lié à la réflexion des ondes de choc en dynamique, qui permet la plastification du sol générant ainsi un réarrangement optimal des grains du sol, contrairement au compactage statique pour lequel la plastification du sol n'est pas assurée.

Néanmoins, la taille des micropores n'est pas influencée par le mode de compactage. Ils présentent une taille de 1 μm pour L et 0.1 μm pour les autres sols.

Par ailleurs, le sol S75K25 présente une microstructure particulière. En plus des micropores et des macropores, des pores intermédiaires ont été observés. Leur taille se situe à 1.63 μm en dynamique et 1.33 μm en statique. Leur apparition est probablement liée à la composition granulométrique du sol, ils peuvent être associés aux vides inter-agrégats peu remplis de fraction fine. L'influence du mode de compactage s'avère avoir peu d'influence sur ces pores intermédiaires.

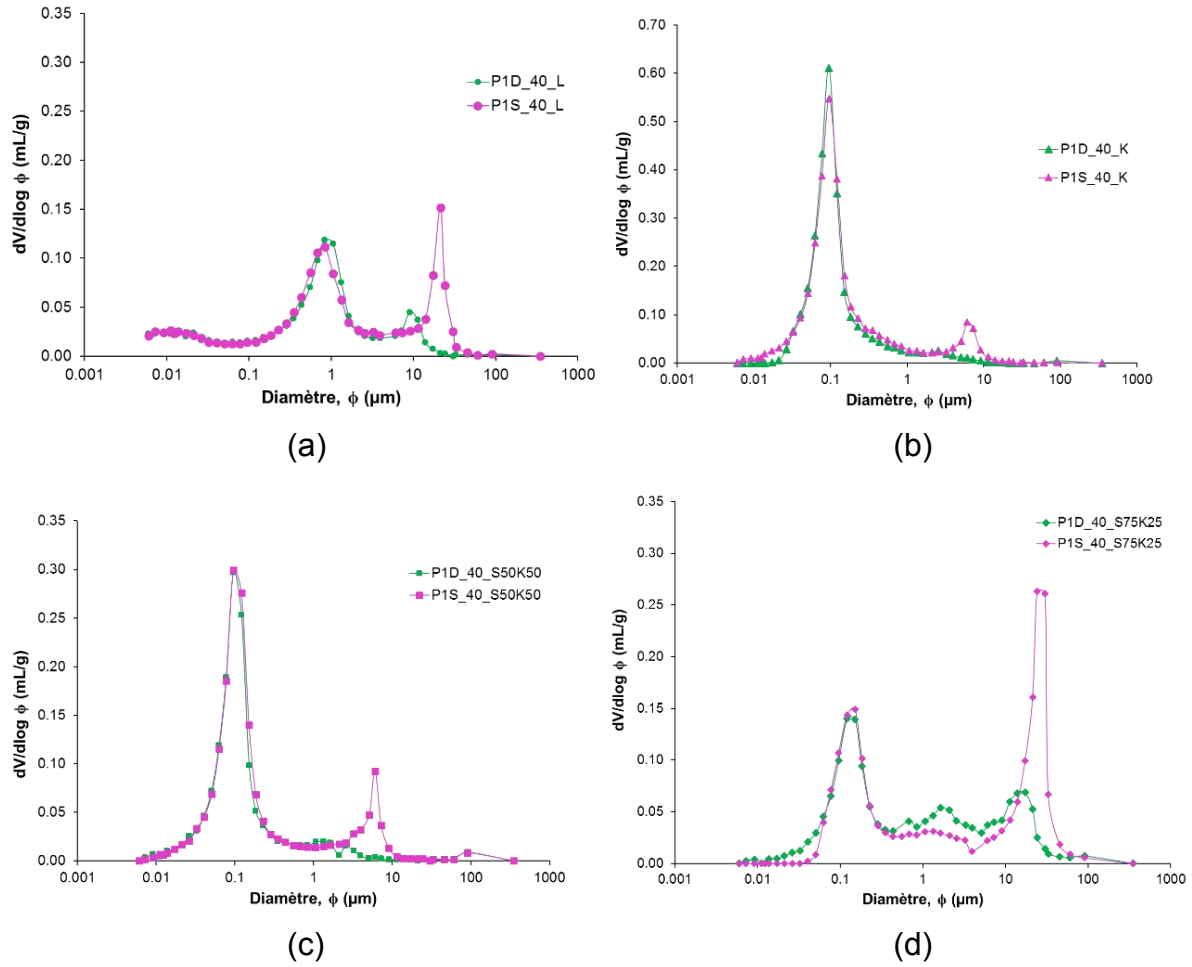


Figure II.35. Distributions porales des monocouches compactés en dynamique et en statique
(a) L, (b) K, (c) S50K50, (d) S75K25

Pour un même mode de compactage, i.e. dynamique, l'augmentation de l'épaisseur de l'éprouvette de 40 mm à 120 mm génère une modification des distributions porales des échantillons (Figure II.36).

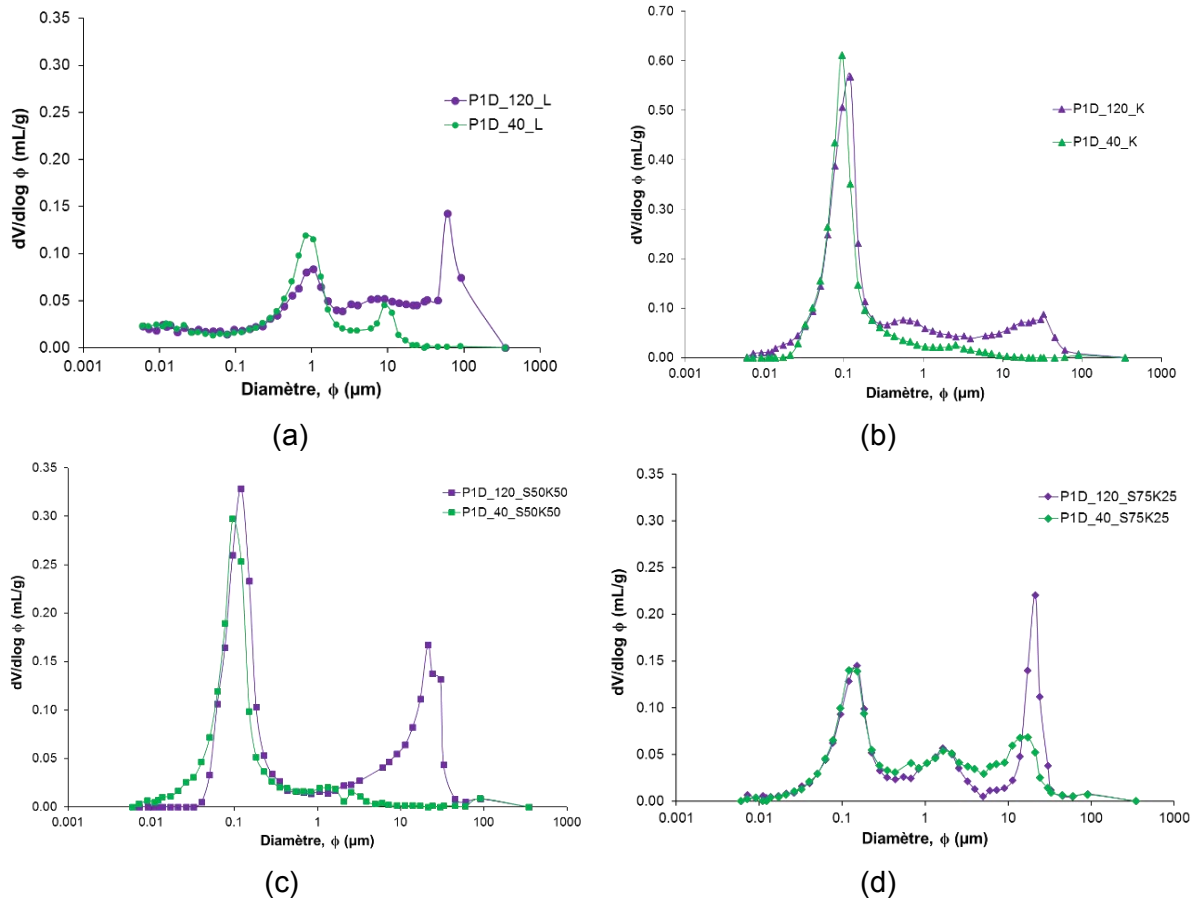


Figure II.36. Comparaison des distributions porales des monocouches de 120 mm et 40 mm d'épaisseur (a) L, (b) K, (c) S50K50, (d) S75K25

Les résultats des essais PIM (Figure II.36) montrent que le compactage d'une couche de sol de forte épaisseur influe uniquement sur l'intensité et la taille des macropores. Plus l'épaisseur à compacter est forte, plus la taille des macropores est augmentée. Ceci revient à dire que le compactage d'une forte épaisseur de sol génère une organisation des grains limitée dans le sol, induisant une augmentation de la taille des vides inter-agrégats dans le sol, donc des pores. En outre, la taille des micropores reste inchangée quel que soit l'épaisseur de la couche compactée.

Les courbes de la Figure II.37 montrent l'influence du nombre de couches sur les distributions porales des échantillons compactés en dynamique. Elles montrent que le nombre de modes de pores reste inchangé pour L et S75K25 qui présentent des distributions bimodales et trimodales, respectivement, quel que soit le nombre de couches. Tandis que pour K et S50K50, une distribution monomodale est observée pour le Proctor Normal à 3 couches et une distribution bimodale pour P1D_120mm.

Les monocouches de 120 mm présentent des macropores de taille 60.42 μm , 32.95 μm , 21.32 μm et 21.31 μm pour L, K, S50K50 et S75K25, respectivement. Le compactage en 3 couches semble réduire la taille des macropores à 3.21 μm pour L et jusqu'à élimination pour K et S50K50.

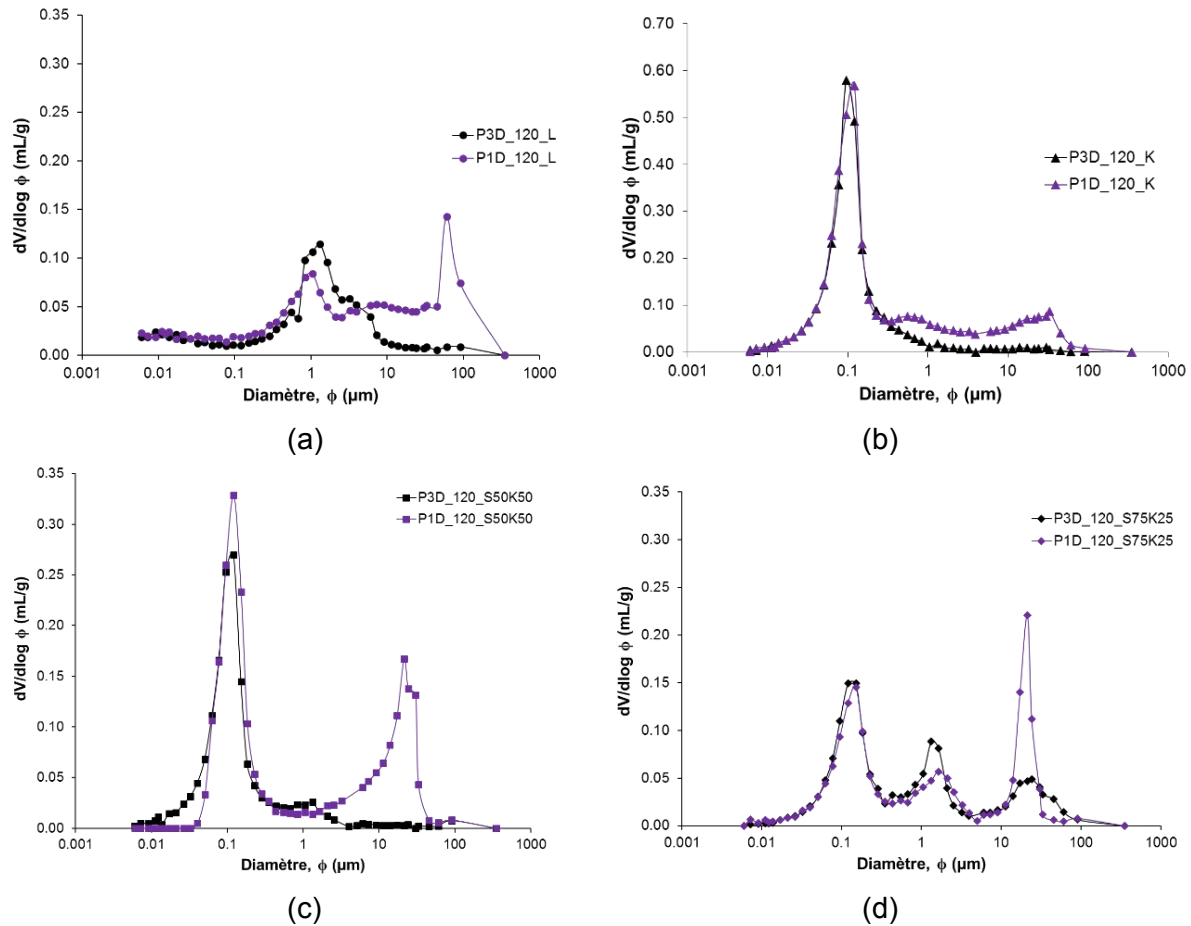


Figure II.37. Comparaison des distributions porales des multicouche et monocouche (a) L, (b) K, (c) S50K50, (d) S75K25

Les résultats de PIM mettent en évidence l'influence des propriétés de compactage sur les distributions porales des échantillons :

- L'influence des propriétés de compactage est notée principalement sur la taille des macropores, qui est le résultat de l'organisation des constituants du sol sous l'effort de compactage. Lorsque l'effort est dynamique ou appliqué sur une éprouvette de faible épaisseur, l'organisation est optimisée par la réflexion des ondes de choc, générant ainsi des macropores de faible taille.
- La taille des micropores reste inchangée quel que soit les propriétés du compactage. Leur apparition est liée à l'humidification du sol, et n'est pas influencée par le compactage. Ces résultats concordent avec ceux de la littérature (Casini et al. 2012).

II.6.4.3. Equivalence macro / micro

L'équivalence entre l'étude macrostructurale et microstructurale a été vérifiée entre les valeurs des indices des vides mesurés par les profils des indices des vides et des distributions porales. Les valeurs d'indice des vides « macros » et « micros » sont ainsi comparées (Tableau II.12).

Les valeurs d'indice des vides « macros », noté e_{vd} , sont déduits des valeurs des profils des indices des vides au centre des éprouvettes, et les indices des vides « micros », noté e_{PIM} , sont déduits à partir de la porosité, n , donnée par l'essai PIM, selon l'équation (II.9).

$$e_{PIM} = \frac{n}{1 - n} \quad (II.9)$$

Les résultats des indices des vides montrent que les valeurs déduites à partir des profils d'indice des vides sont supérieures à celles mesurées avec l'essai de PIM. La mesure des profils d'indice des vides prend en effet en compte tous les vides de l'échantillon, tandis que la mesure de porosimétrie ne tient compte que les pores accessibles au mercure de l'échantillon.

Tableau II.12. Comparaison des indices des vides macros ($e_{\gamma d}$) et micros (e_{PIM}) des éprouvettes

Eprouvette	Sol	$e_{\gamma d}$	e_{PIM}
P3D_120	K	0.78	0.74
	L	0.39	0.27
	S50K50	0.38	0.33
	S75K25	0.43	0.41
P1D_120	K	1.02	0.58
	L	0.65	0.42
	S50K50	0.58	0.54
	S75K25	0.42	0.42
P1D_40	K	0.77	0.67
	L	0.44	0.30
	S50K50	0.44	0.38
	S75K25	0.43	0.42
P1S_40	K	0.78	0.63
	L	0.42	0.36
	S50K50	0.45	0.45
	S75K25	0.48	0.47

II.6.4.4. Observations au MEB

Pour montrer l'influence des propriétés de compactage sur l'organisation structurale du sol, les quantifications des indices des vides et des distributions porales sont complétées par des observations qualitatives au MEB. Les observations sont réalisées à l'échelle de la macroporosité et de microporosité pour l'influence du mode de compactage afin de discuter sur l'organisation et l'orientation des constituants à cette échelle (Figure II.38 et Figure II.39). En revanche, l'influence de l'épaisseur de l'éprouvette et du nombre de couche sera discutée principalement à l'échelle de la macroporosité étant donné que le mode de compactage est maintenu (Figure II.40 et Figure II.41).

L'influence du mode de compactage (Figure II.38) n'est pas évidente, les structures des sols paraissent assez denses pour les deux modes de compactage. Néanmoins, les observations à cette échelle permettent de révéler une nette différence entre les différents sols. Les surfaces du L, S50K50 et S75K25 indiquent des angularités qui proviennent de la composition minéralogique de chaque sol, notamment les grains de sable d'Hostun anguleux des mélanges. La surface lisse initiale des grains de sable n'est tout de même pas visible sur les images car les grains sont enrobés avec des particules d'argile, formant ainsi des agrégats.

Les observations à très fort grossissement (10 μm et 5 μm) représentées dans la Figure II.39, permettent de distinguer la morphologie et l'organisation des particules primaires, résultant du mode de compactage appliqué. L'influence de ce dernier peut être observée sur l'orientation des particules argileuses sous l'effort de compactage. L'organisation des sols paraît tridimensionnelle dans le cas dynamique, et perpendiculaire au sens de l'application de l'effort de compactage.

Dans tous les cas, on peut constater qu'à cette échelle, seule la fraction argileuse est apparente sur les images. Ceci s'explique par le fait que, dans les sols, les vides laissés entre les particules non argileuses (grain de sable par exemple) sont entièrement comblés par la fraction argileuse.

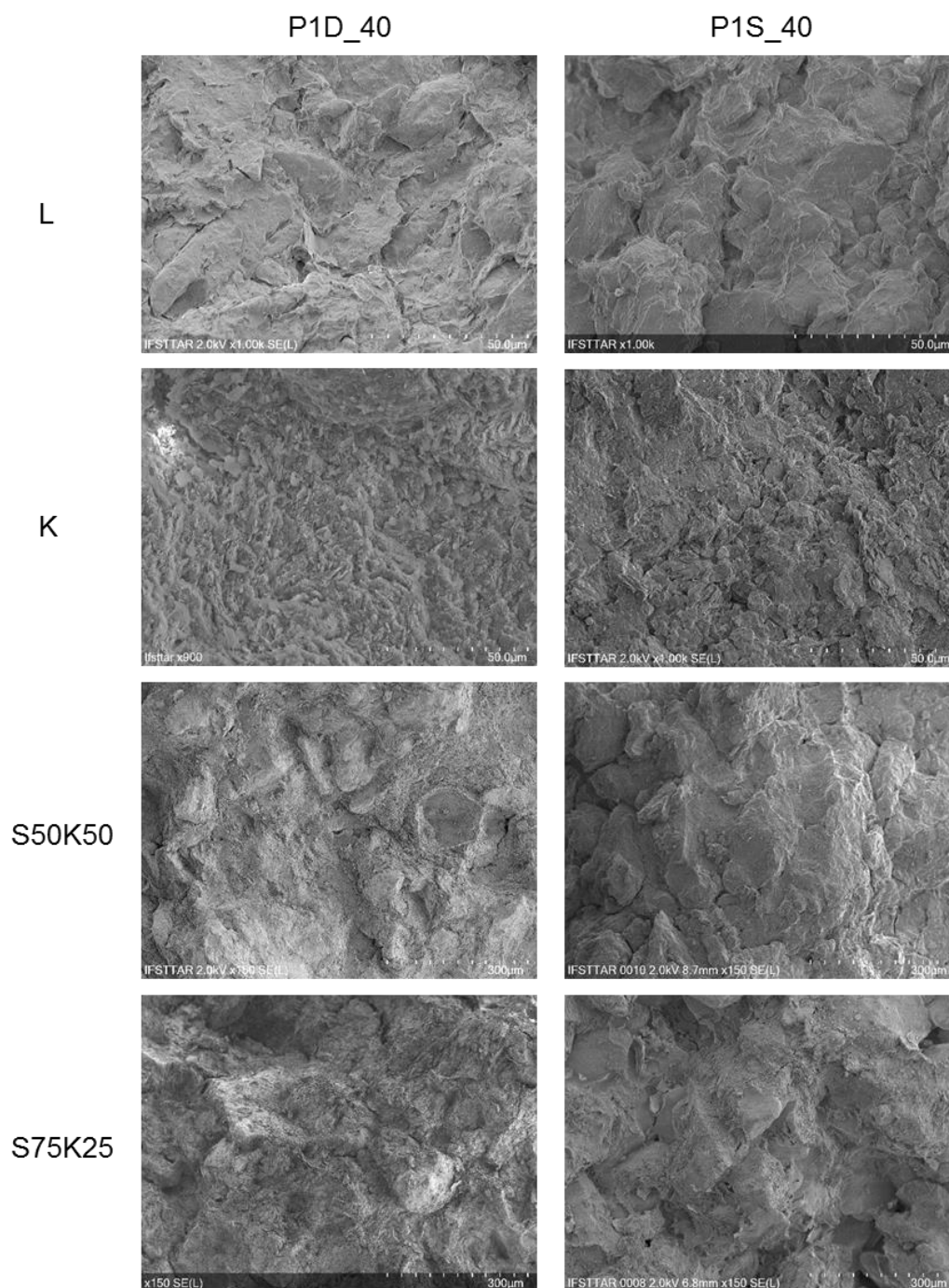


Figure II.38. Observations au MEB des échantillons monocouches compactés en dynamique et en statique – organisation à l'échelle de la macroporosité

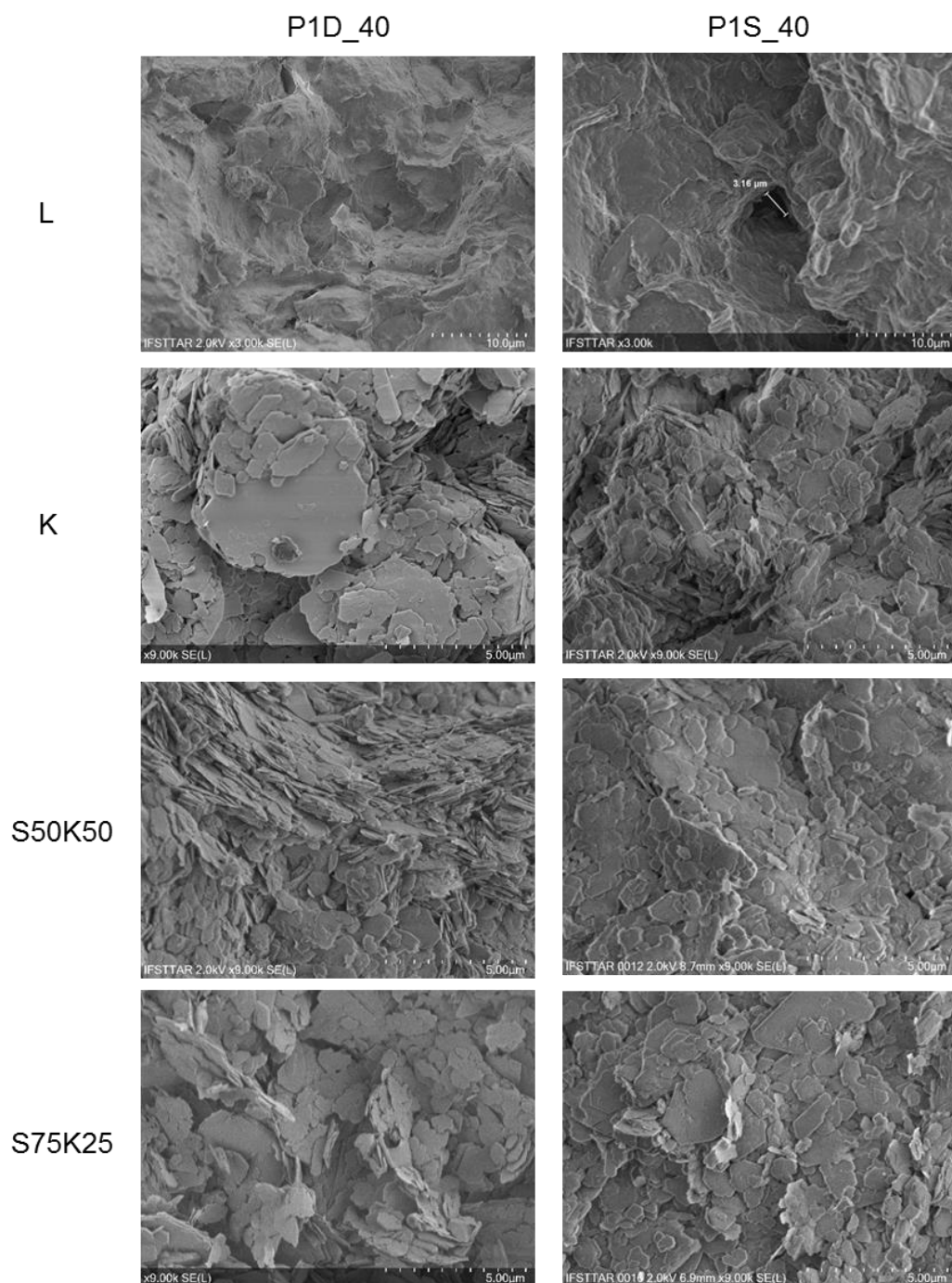


Figure II.39. Observations au MEB des échantillons monocouches compactés en dynamique et en statique – organisation à l'échelle de la microporosité

Dans le cas des monocouches de différentes épaisseurs (Figure II.40), l'organisation des particules de sol à l'échelle de la macroporosité (100 μm) mettent en évidence la nette différence d'organisation des particules. La structure du sol est dense pour les échantillons d'épaisseur 40 mm par rapport aux échantillons de 120 mm d'épaisseur. Ce constat rejoint les mesures de porosimétrie avec des macropores de petite taille pour une faible épaisseur d'échantillon, tandis qu'une taille de macropores importante est observée pour l'éprouvette de forte épaisseur.

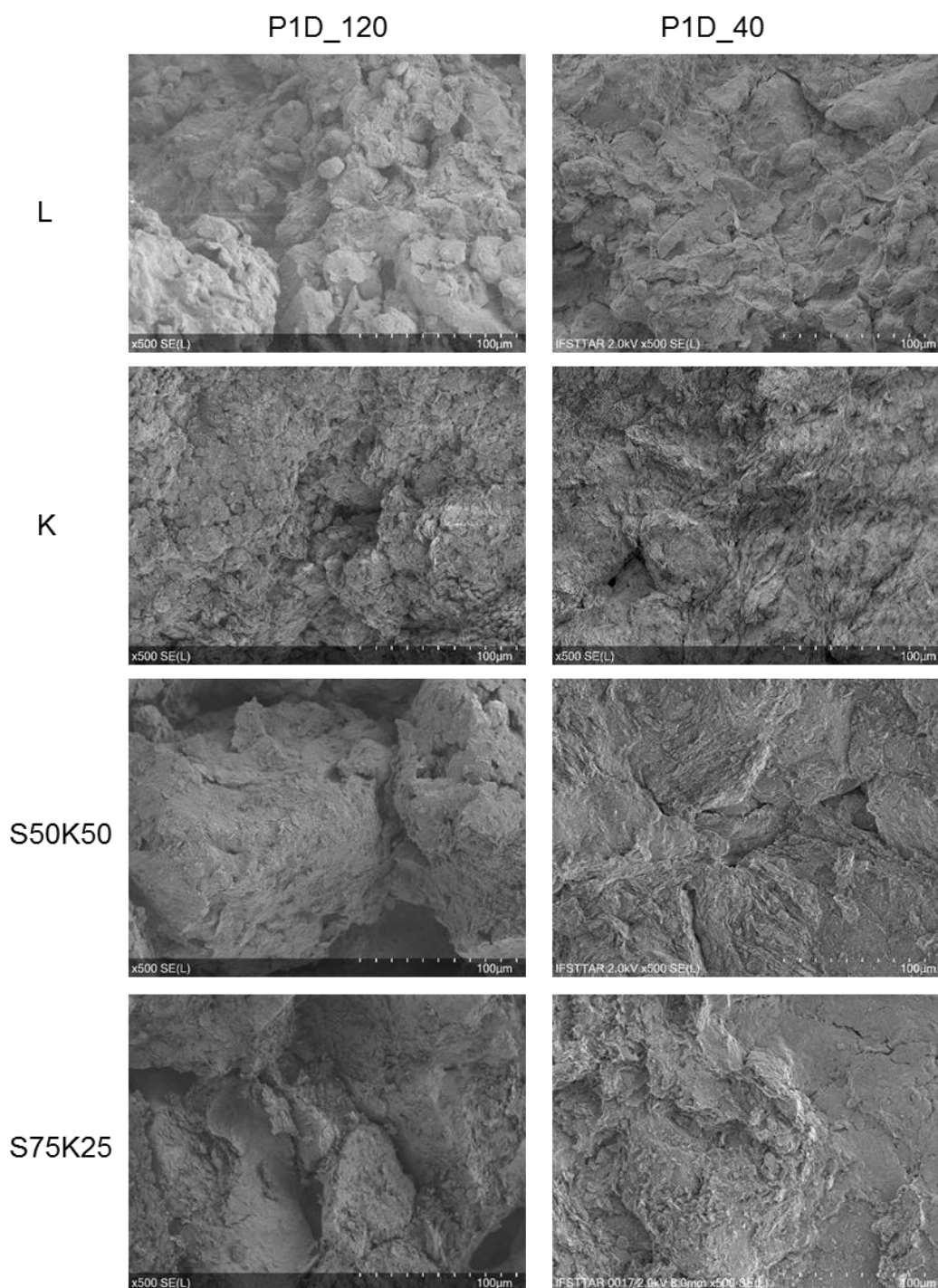


Figure II.40. Observations au MEB des échantillons monocouches de 120 mm et 40 mm – organisation à l'échelle de la macroporosité

L'influence du nombre de couches est également mise en œuvre par des observations au MEB (Figure II.41). Les images obtenues à fort grossissement (échelle de 100 µm et 300 µm) montrent une structure assez dense pour les multicouches P3D_120 en comparaison avec les monocouches P1D_120. Ces observations qualitatives complètent les observations quantitatives obtenues des essais de porosimétrie au mercure.

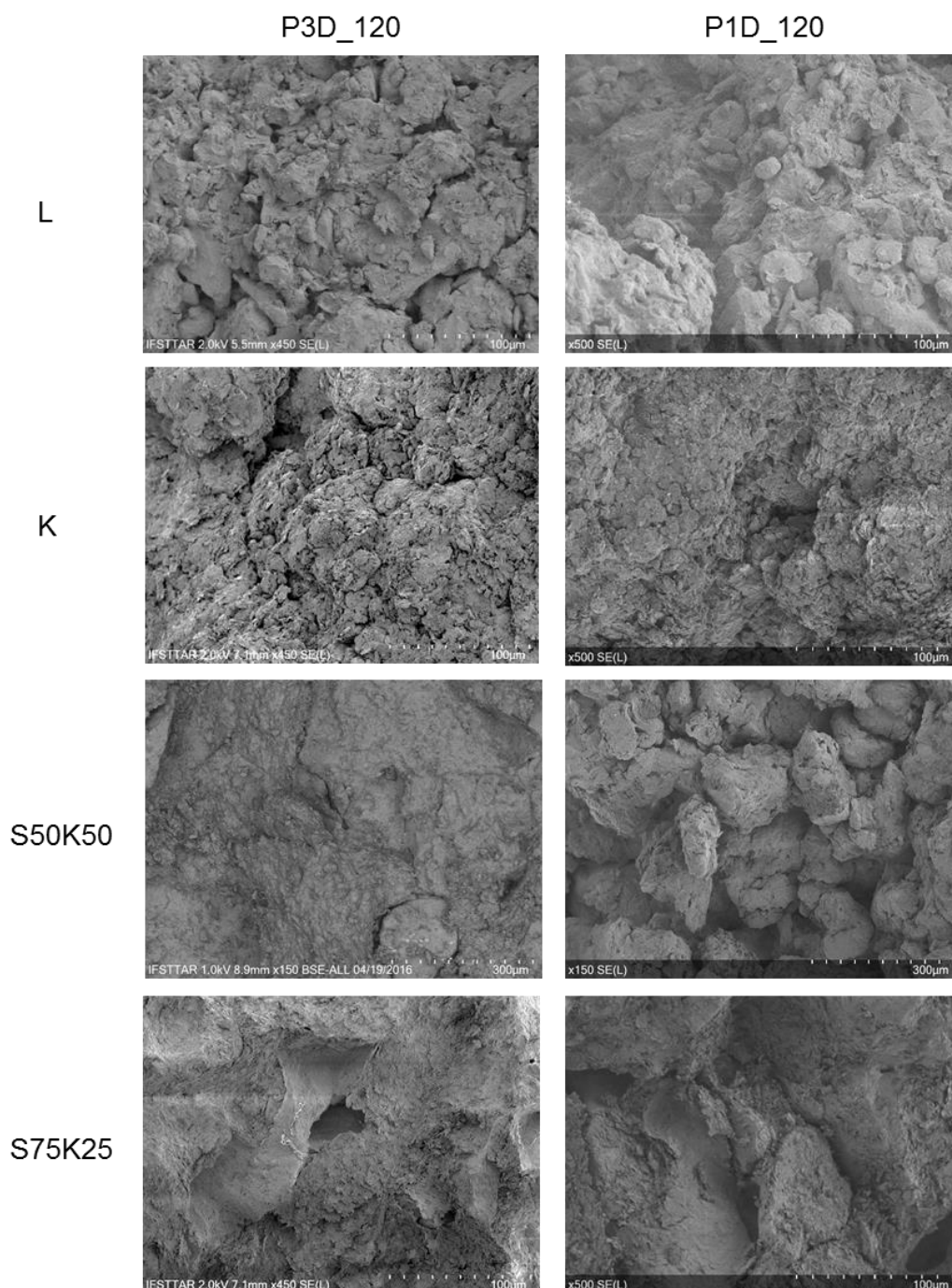


Figure II.41. Observations au MEB des échantillons multicouches et monocouches – organisation à l'échelle de la macroporosité

Les mesures par PIM ont par ailleurs montré que la taille des micropores est différente entre les différents sols. Les micropores se situent à $0.1\ \mu\text{m}$ pour K, S50K50 et S75K25 et à $1\ \mu\text{m}$ pour L. Le rapport de 10 peut s'expliquer par la fraction de sol fin ($<2\ \mu\text{m}$) et les caractéristiques granulométriques du sol. Dans les cas des sols à fraction fine importante, les particules primaires tendent à se grouper sous l'effet de l'humidification pour former des agrégats avec des pores de très petite taille (Figure II.42a) (Collins et McGown, 1974; Mitchell et Soga, 2005). Le même mécanisme est observé pour des sols à grains grossiers et à faible teneur en fines, l'organisation microstructurale de ces sols induit la formation des micropores assez larges

(Figure II.42b). Ainsi, les sols fins qui contiennent K présentent des micropores de taille inférieure à ceux du L. La formation de ces pores est ainsi liée à l'humidification ([Zhang, 2010](#) ; [Casini et al. 2012](#)).

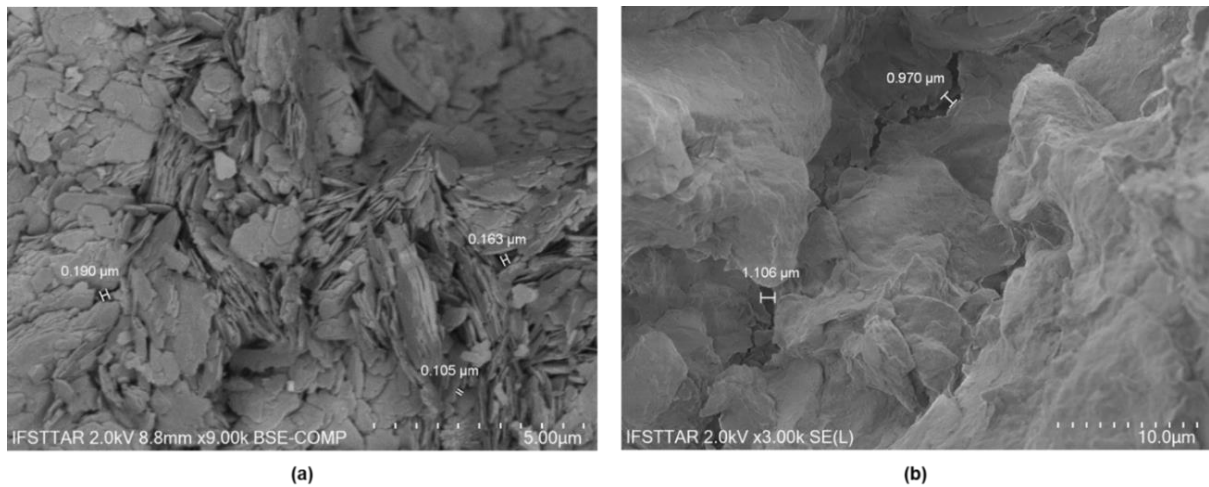


Figure II.42. Observations au MEB des micropores des échantillons de (a) K et (b) L

L'ensemble de ces mesures et observations ont permis de montrer comment, en plus de l'étude des profils des poids volumiques, on peut mieux estimer l'efficacité du compactage avec une analyse à l'échelle microstructurale. Cette analyse, par des méthodes d'observation complémentaires, permet de comprendre plus en profondeur l'effet des sollicitations appliquées aux sols.

CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons présenté les propriétés des sols d'étude ainsi que les différentes méthodes expérimentales qui seront employées dans la suite de ce manuscrit.

La méthodologie adoptée pour l'étude du compactage au laboratoire et in-situ permettra de mettre en évidence l'influence du mécanisme de compactage sur le comportement macroscopique et microscopique du sol. L'étude du compactage conventionnel a permis de montrer l'intérêt de l'étude microstructurale dans la compréhension des sollicitations appliquées aux sols lors de leur mise en œuvre.

Le dispositif de simulation de trafic au laboratoire a été également présenté. Celui-ci permettra d'étudier l'influence des cycles de roulement et des conditions de mise en œuvre des sols sur la déstructuration de surface, source principale de génération de poussières sujettes à l'envol in-situ.

Le dispositif expérimental d'arrosage des sols au laboratoire a été décrit conjointement à la démarche d'étude permettant d'étudier le potentiel d'adsorption et d'infiltration de l'eau dans les sols.

L'ensemble des dispositifs d'analyse multi-échelles à différentes étapes de l'étude a été également présenté, notamment les dispositifs de caractérisation mécanique, hydromécanique et microstructurale.

CHAPITRE III

ETUDE DU COMPACTAGE ASPECT MACRO/MICRO

CHAPITRE III. ETUDE DU COMPACTAGE - ASPECT MACRO/MICRO

INTRODUCTION.....	150
III.1. COMPACTAGE PAR ROULEMENT	151
III.1.1. Choix d'épaisseur à compacter par chargement de roulement	151
III.1.2. Niveau de chargement et Compactage à l'OPN	154
III.1.3. Niveau de chargement et Compactage du côté sec de l'OPN.....	158
III.1.4. Corrélation entre les paramètres de compactage liés au LRC	160
III.1.5. Compactage conventionnel et compactage par roulement – étude comparative.....	163
III.2. COMPACTAGE IN-SITU ET COMPARAISON AVEC LE COMPACTAGE PAR ROULEMENT AU LABORATOIRE	165
III.2.1. Propriétés du sol compacté in-situ	165
III.2.2. Compactage LRC au laboratoire et compactage in-situ	166
III.3. ANALYSE DE LA MICROSTRUCTURE	169
III.3.1. Analyse de l'effet du niveau de chargement au LRC	169
III.3.2. Analyse de l'effet du mode de compactage	172
III.3.3. Analyse de l'influence de la vibration du compactage in-situ	177
III.3.4. Analyse comparative entre le compactage LRC et le compactage de terrain	178
CONCLUSION.....	181

INTRODUCTION

L'étude du compactage par méthodes conventionnelles dynamique et statique ont permis de mettre en évidence l'influence des conditions de mise en œuvre sur les propriétés des sols compactés à l'échelle macroscopique comme à l'échelle microscopique (sections II.2.2 et II.6.4 du chapitre II).

A l'échelle macroscopique, l'étude comparative entre les éprouvettes monocouches compactées par méthode dynamique (par choc) et méthode statique a montré qu'on pouvait obtenir des valeurs de poids volumique moyens équivalents. En revanche, l'étude menée à l'échelle locale a montré que le mécanisme de compactage avait un impact sur la microstructure du sol. Cet impact se traduit par la diminution des tailles des pores inter-agrégats après un compactage dynamique, due probablement à la réflexion des ondes de choc permettant d'optimiser l'organisation des constituants du sol.

Bien que les méthodes conventionnelles testées permettent d'atteindre le poids volumique moyen du sol de manière facile et reproductible, celles-ci ne permettent pas d'appliquer une rotation continue des tenseurs des contraintes, ni des niveaux de chargement comparables à ceux appliqués par les engins de chantier. Le mécanisme de compactage de sol par roulement repose en effet sur la rotation du tenseur de contraintes dans le sol lors du passage de la roue en surface. Ce mécanisme a été reproduit au laboratoire au moyen du LRC, et sur terrain en utilisant un engin de compactage par roulement.

Cette étude du compactage par roulement au laboratoire a pour but d'étudier la possibilité d'atteindre des objectifs de poids volumique moyen du sol, puis d'effectuer une comparaison avec la référence Proctor. Les caractéristiques macroscopiques et microscopiques du sol compacté par les différentes méthodes seront comparées. Les méthodes conventionnelles statiques et dynamiques, ainsi que le compactage in-situ seront donc considérées.

Le premier volet du chapitre est dédié à l'étude expérimentale du compactage par roulement au laboratoire. Il s'agit d'abord de définir la hauteur de sol à imposer avant chaque passage de la roue de compactage. L'étape suivante consiste à étudier l'influence des différents niveaux de chargement sur les propriétés de compactage des sols, et cela à différents teneurs en eau du sol. Les résultats obtenus sont comparés à ceux des compactages conventionnels présentés dans le chapitre II.

Le deuxième volet est dédié à l'étude du compactage in-situ et la comparaison avec le compactage par roulement. L'étude du compactage in-situ vise à mettre en évidence l'influence de la vibration sur les propriétés du sol compacté. Les résultats de l'étude comparative entre le compactage par roulement au laboratoire et sur terrain seront discutés.

L'influence des différentes méthodes de compactage sur l'organisation microstructurale du sol est présentée dans le troisième volet de ce chapitre.

III.1. COMPACTAGE PAR ROULEMENT

L'étude du compactage par roulement se déroule en trois étapes : la première consiste à analyser la compacité des sols sous le compactage par roulement. Il s'agit d'étudier l'influence de trois paramètres sur la compacité du sol : l'épaisseur de sol libre à imposer en surface avant chaque passage, le niveau de chargement et l'état hydrique du sol. La compacité du sol est exprimée par le poids volumique sec moyen ainsi que les profils d'indice des vides.

La deuxième étape consiste à proposer une loi de corrélation qui permet de prédire le poids volumique sec d'un sol compacté au LRC, à partir de ses propriétés géotechniques, granulométriques et hydriques en complément des paramètres de compactage.

Le compactage par roulement au LRC est comparé aux méthodes de compactage conventionnelles de laboratoire, dont les résultats sont présentés dans la troisième étape.

III.1.1. Choix d'épaisseur à compacter par chargement de roulement

Le fonctionnement du compacteur LRC impose l'application d'une épaisseur initiale de sol, au-delà du niveau de la roue, avant chaque passage. Le mouvement de l'axe vertical de la roue est limité, verticalement, à la surface de l'embase fixe.

Pour définir le niveau d'incrément adéquat (hauteur en surface soumise au passage de la roue) avant chaque passage de roue. Une étude paramétrique de l'influence de l'épaisseur de sol à compacter a donc été réalisée sur trois épaisseurs : 2 mm, 10 mm et 20 mm. L'évolution du poids volumique sec de l'éprouvette au cours du compactage ainsi que les profils d'indice de vides des éprouvettes compactées ont été analysés. Les éprouvettes ont été compactées à w_{OPN} et le poids volumique sec visé est celui de Proctor Normal.

Comme déjà expliqué dans le chapitre II, l'évolution du poids volumique humide de l'éprouvette est suivie durant l'essai. Les valeurs de poids volumique sec correspondantes sont calculées à partir de la teneur en eau du sol à la fin de l'essai et les valeurs de poids volumique humide. On sait que :

$$\gamma_d = \frac{\gamma_h}{1 + w} \quad (III.1)$$

γ_d est le poids volumique sec (kN/m^3), γ_h est le poids volumique humide (kN/m^3) et w la teneur en eau du sol.

La Figure III.1 présente l'évolution du poids volumique sec des éprouvettes durant l'essai pour les différentes épaisseurs analysées de 2, 10 et 20 mm sur les quatre sols d'étude.

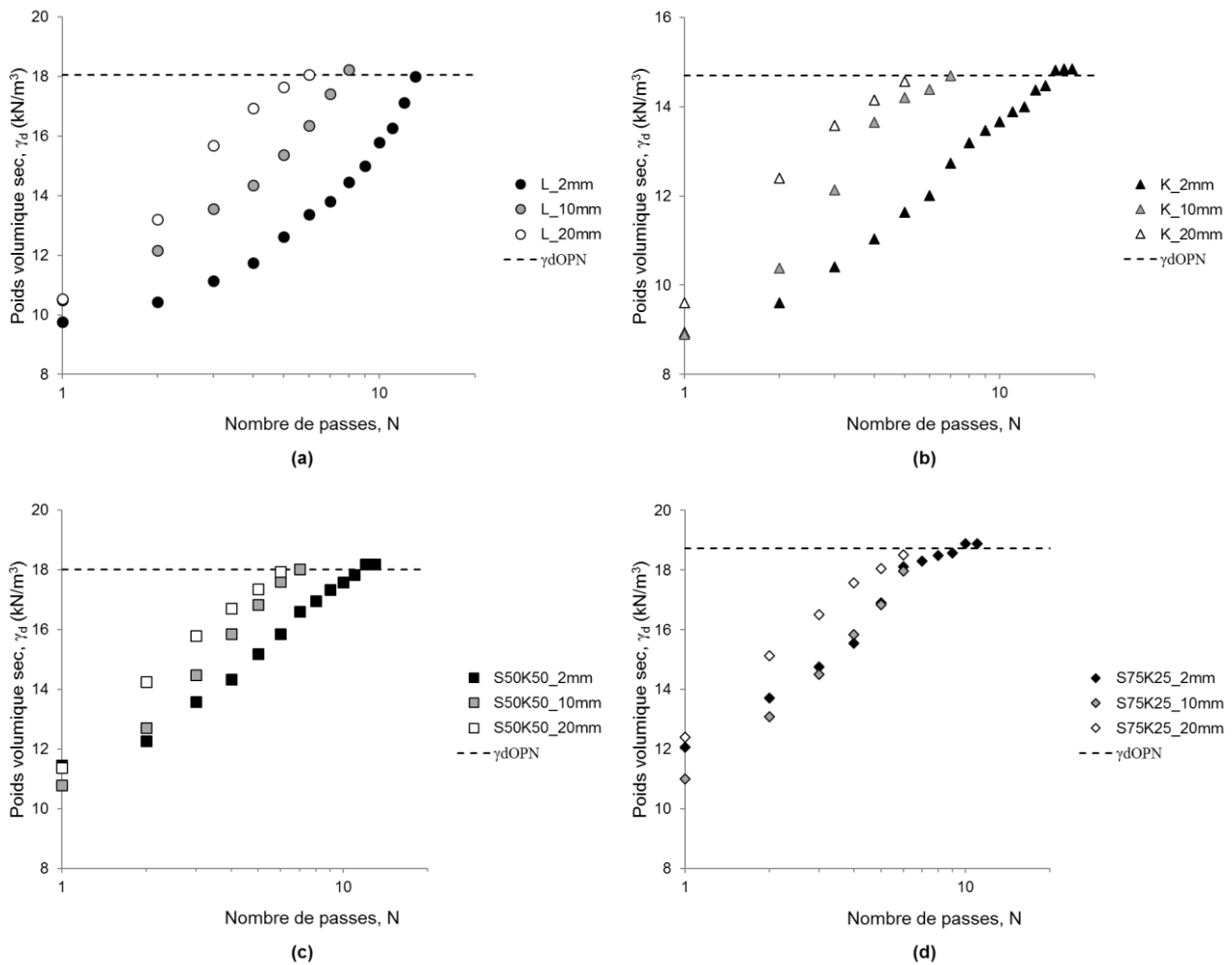


Figure III.1. Evolution du poids volumique sec sous épaisseurs imposées de 2 , 10 et 20 mm pour (a) L, (b) K, (c) S50K50 et (d) S75K25

Les résultats montrent que le poids volumique sec des éprouvettes augmente avec l'augmentation du nombre de passes jusqu'à atteindre le poids volumique sec de l'Optimum Proctor Normal pour toutes les épaisseurs testées. La différence est observée dans le gain de densité après chaque passage qui est plus important pour l'épaisseur de 20 mm que celle de 10 mm et de 2 mm. Le nombre de passes final nécessaire pour atteindre le poids volumique sec de l'optimum Proctor est également réduit en augmentant l'épaisseur imposée.

Les profils d'indice des vides correspondants (Figure III.2) montrent que les distributions d'indice des vides en profondeur sont très proches quel que soit l'épaisseur imposée. La distribution des indices des vides en profondeur augmente légèrement en profondeur des éprouvettes en raison de la dissipation de l'effort appliqué en surface. La différence d'indice des vides entre la surface et le fond de l'éprouvette est inférieure à 0.1.

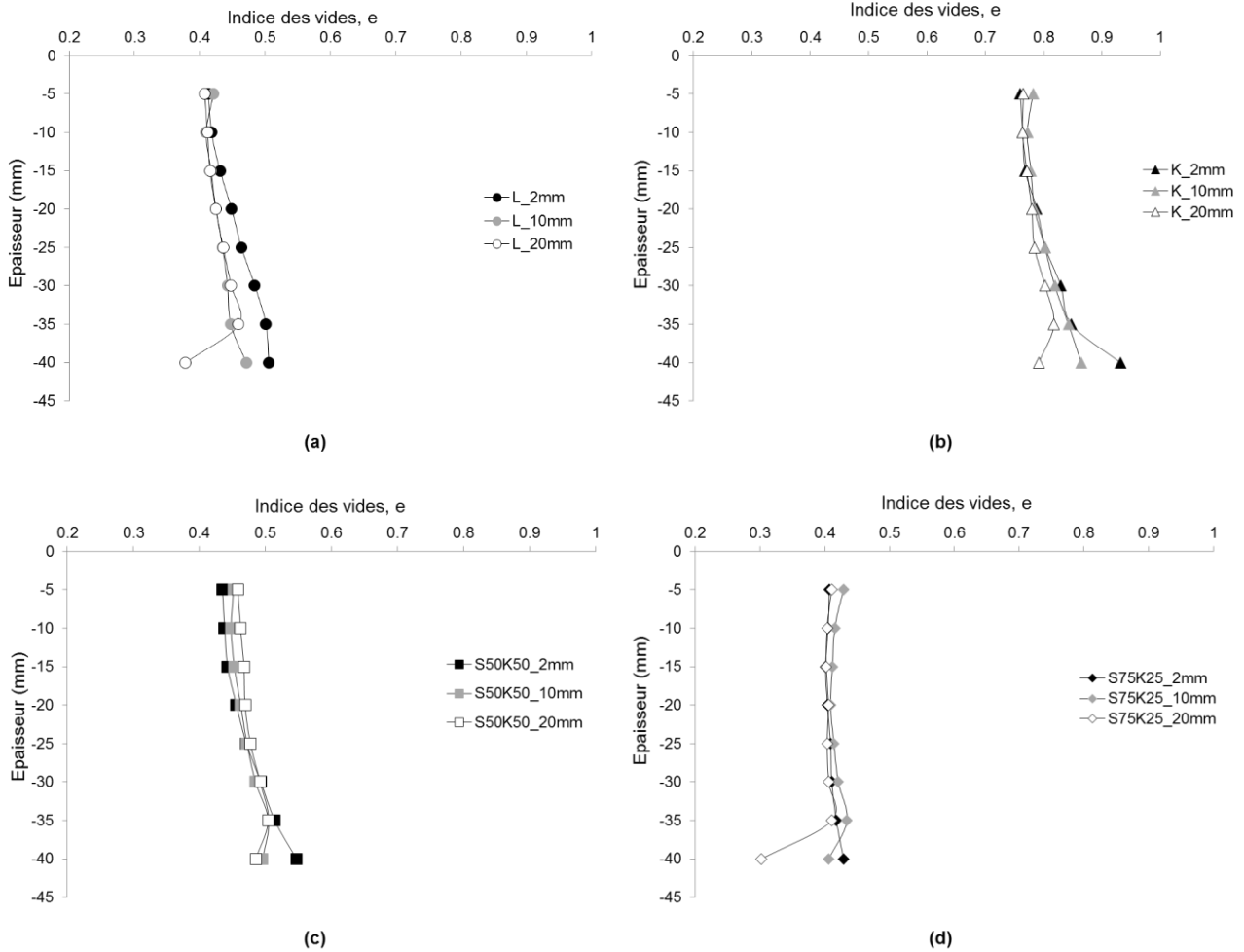


Figure III.2. Profils d'indice des vides des éprouvettes compactées sous épaisseurs imposées de 2, 10 et 20 mm pour (a) L, (b) K, (c) S50K50 et (d) S75K25

Par ailleurs, une diminution d'indice des vides au fond de l'éprouvette est observée pour les épaisseurs de 10 et 20 mm. Cette diminution est due à l'effet du fond du moule pendant les passages de la roue générant une densification du sol par le bas. L'influence est plus marquée pour le mélange S75K25 en raison des frottements de celui-ci avec le moule. L'angle de frottement δ_a ainsi que les contraintes d'adhérence C_a entre le sol et le moule en acier résultants des essais de cisaillement à l'interface sont représentés dans le Tableau III.1. Les détails des résultats des essais de cisaillement sont présentés dans la section IV. du chapitre IV.

Tableau III.1. Valeurs de l'angle de frottement et de la contrainte d'adhérence à l'interface sol/acier

Sol	δ_a (°)	C_a (kPa)
K	12.1	79.9
L	21.9	51.4
S50K50	17.4	93.2
S75K25	26.2	38.4

Les résultats de poids volumique sec moyens et les profils d'indice des vides ont montré que quel que soit l'épaisseur libre imposée en surface, le poids volumique sec moyen visé est atteint pour tous les sols. En revanche, deux limites pratiques ont été observées lors des essais :

La première concerne l'état de surface de l'éprouvette compactée qui présente des différences de hauteurs (ornières) à la surface pour les épaisseurs imposées de 10 et 20 mm. Ces ornières se forment lors du passage de la roue, en particulier aux premiers passages. En effet, la roue s'oppose, lors de son passage, à une épaisseur de sol suffisamment importante pour générer une poussée du sol empêchant le compactage.

La deuxième contrainte concerne le sol qui dépasse la surface : lorsqu'une épaisseur de sol foisonné, de 10 ou 20 mm, est soulevée avant chaque passage, celle-ci déborde de la surface du sol car elle n'est plus retenue par les parois de la base fixe et/ou du moule, ce qui génère une diminution de la quantité de sol à compacter. Le dépôt de cette quantité non compactée sur la couche compactée pourrait créer des hétérogénéités dans l'éprouvette.

Tenant compte de ces paramètres, le choix de l'épaisseur libre à imposer en surface a été fixé à 2 mm. Ce choix est justifié à la fois par la faible influence de la hauteur de compactage sur les densités finales et en profondeur, et par les conditions pratiques afin d'éviter d'éventuelles hétérogénéités dans l'éprouvette.

III.1.2. Niveau de chargement et Compactage à l'OPN

On entend par niveau de chargement lors du compactage par LRC le couple « effort de compactage – nombre de passes » nécessaire pour atteindre le niveau de poids volumique sec voulu.

Les éprouvettes de sol ont été compactées aux conditions de teneur en eau et de poids volumique sec de l'OPN. Les variations de poids volumique sec et les profils d'indice des vides sont étudiées pour les quatre efforts testés sur les sols d'étude : L, K, S50K50 et S75K25. Les résultats en termes de poids volumiques secs en fonction du nombre de passes sont reportés sur la Figure III.3, et les profils d'indice des vides correspondants sont reportés sur la Figure III.4.

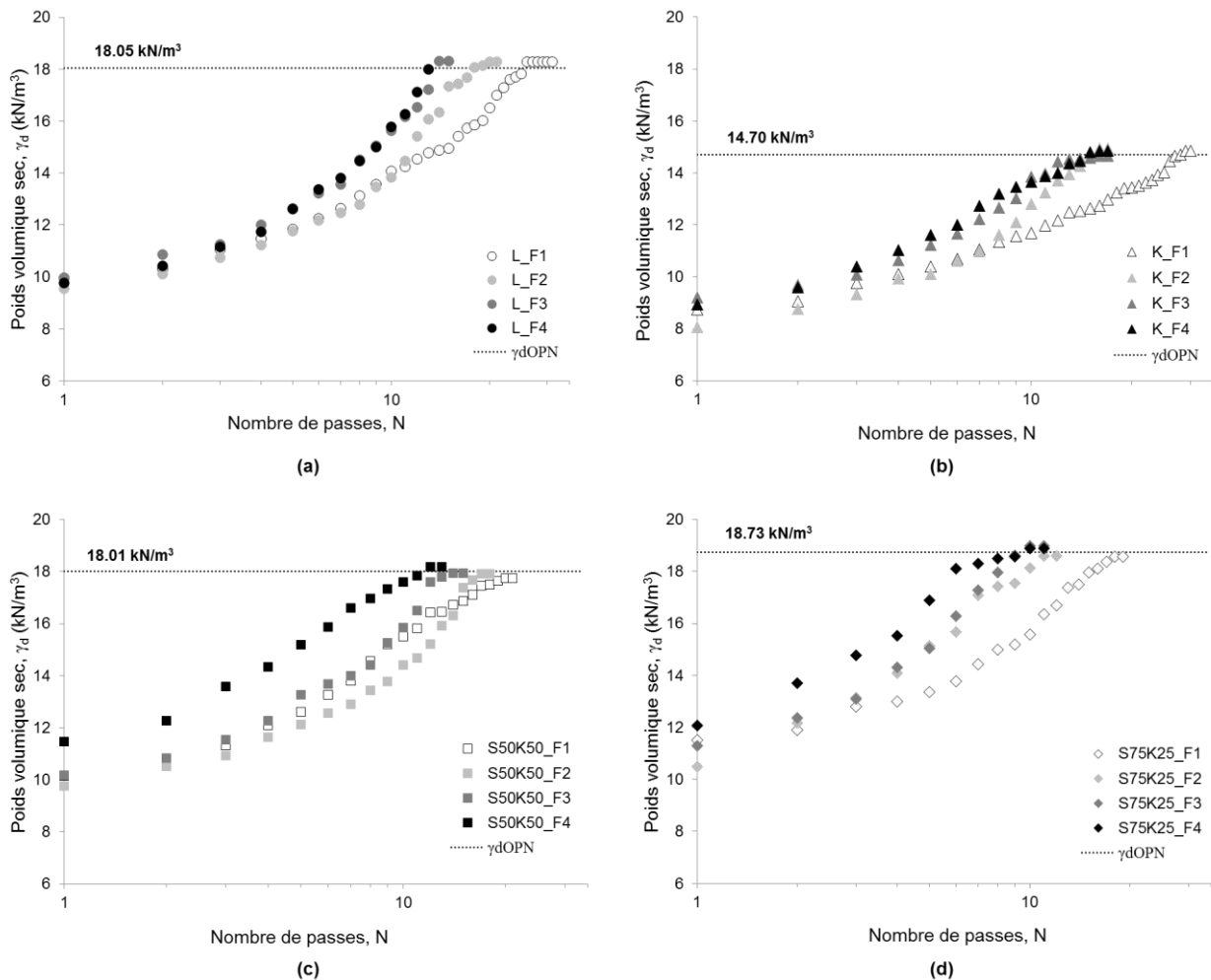


Figure III.3. Influence de l'effort de compactage sur l'évolution du poids volumique sec des éprouvettes de (a) L, (b) K, (c) S50K50 et (d) S75K25

Les courbes de la Figure III.3 montrent une évolution croissante du poids volumique sec du sol avec l'augmentation du nombre de passes jusqu'à atteindre le poids volumique sec visé ($\pm 0.9\% \gamma_{dOPN}$). L'effet de l'augmentation de l'effort de compactage est observé dans le gain en poids volumique après chaque passage de la roue.

L'augmentation de l'effort de compactage est accompagnée par une diminution du nombre de passes final nécessaire pour atteindre le poids volumique sec visé. Par exemple, le nombre de passes varie de 31 à 13 pour L, de 31 à 17 pour K, de 21 à 13 pour S50K50 et 19 à 11 pour S75K25, en passant d'un effort minimal F1 à un effort maximal F4.

Ces résultats montrent que le poids volumique sec du sol est atteint avec le LRC et mettent en évidence l'effet de la combinaison de l'effort de compactage et du nombre de passes sur le poids volumique final. Néanmoins, nous pouvons remarquer que l'effort F4 permet d'optimiser le nombre de passes nécessaire pour l'obtention du poids volumique voulu.

L'effet du niveau de chargement en profondeur des éprouvettes est également constaté sur les profils d'indice des vides (Figure III.4). Les résultats montrent que l'augmentation de l'effort induit une densification du sol, qui s'exprime par une diminution de l'indice des vides avec l'augmentation de l'effort, à profondeurs égales. Ainsi, nous pouvons déduire que l'effort F4 semble permettre d'atteindre des valeurs minimales d'indice des vides.

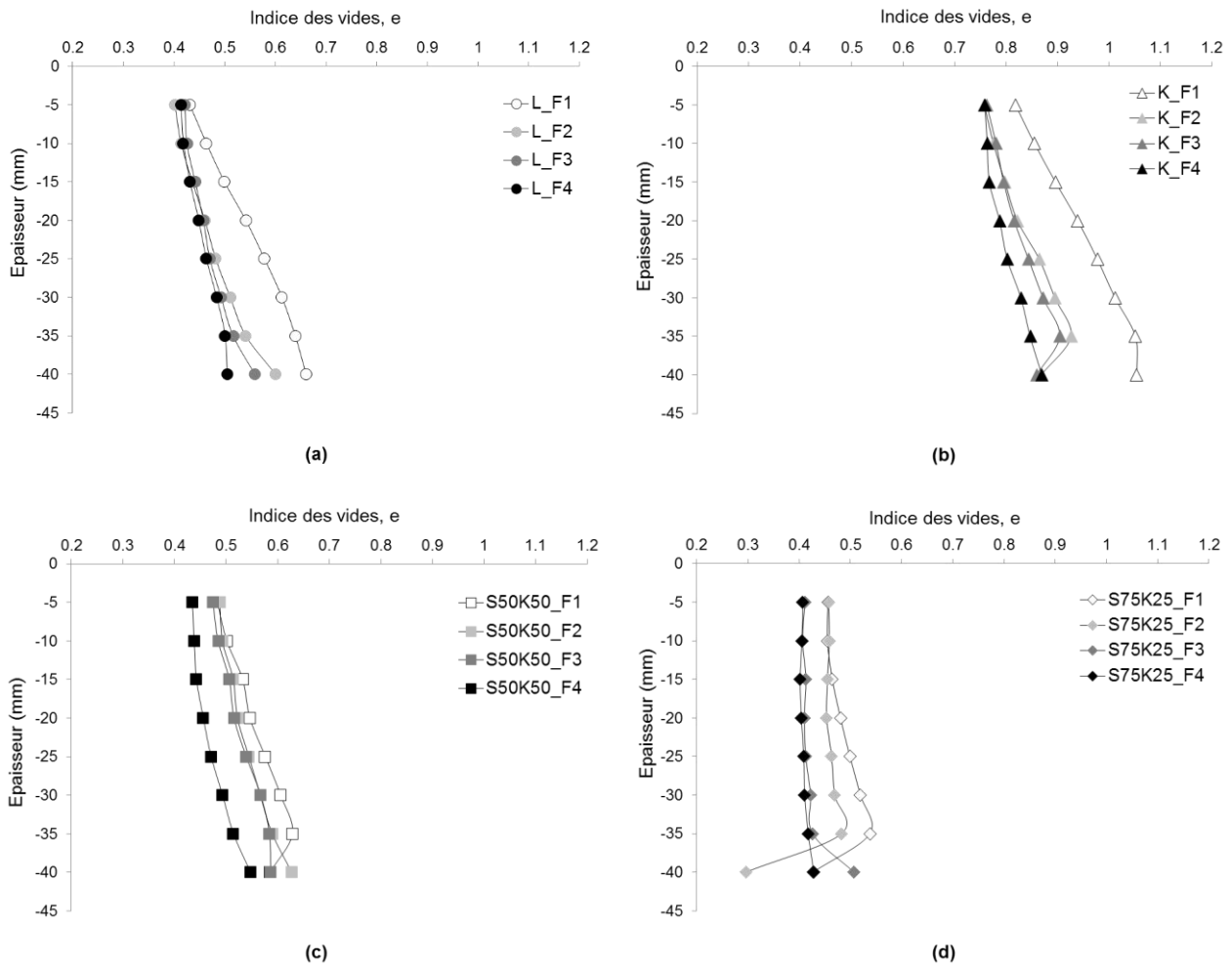


Figure III.4. Influence de l'effort de compactage sous LRC sur les profils d'indice des vides pour (a) L, (b) K, (c) S50K50 et (d) S75K25

L'effet du type de sol sur le compactage des sols par LRC est également analysé. La Figure III.5 présente l'évolution du poids volumique sec, normalisé par le poids spécifique sec à l'OPN visé, durant le compactage des 4 sols à effort maximal F4. La Figure III.6 représente les profils d'indice des vides correspondants.

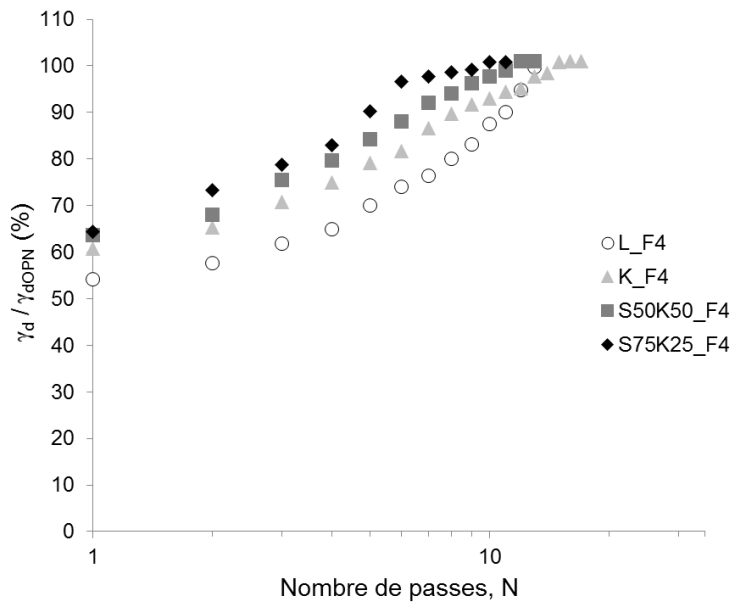


Figure III.5. Influence du type de sol sur l'évolution du poids volumique sec

Les résultats montrent que, sous un même effort de compactage appliqué, le gain de densité du sol ainsi que le nombre de passes final diffèrent d'un sol à un autre. Le nombre de passes est maximal pour K et minimal pour S75K25. Cette différence est liée à l'aptitude du sol au compactage. Il est connu que dans les sols composés d'une fraction granulaire importante ou à faible cohésion, les déformations s'expliquent par 3 mécanismes ([Davallo, 1991](#)) liés à la mobilité plus ou moins importante des grains (par réarrangement des grains, par glissement et rotation des grains ainsi que par rupture et écrasement des grains). L'eau dans ce type de sol joue un rôle de lubrifiant, elle enrobe les grains non argileux avec la fraction argileuse pour former des agrégats facilement déformables sous l'effort de compactage. Quant aux sols fins cohésifs tels que L et K, leur aptitude au compactage est plus faible à cause de la finesse des grains et de leur forme (plaquettes pour les argiles), cette aptitude est d'autant plus faible que le sol est humide en raison des effets des pressions interstitielles présentes dans le sol.

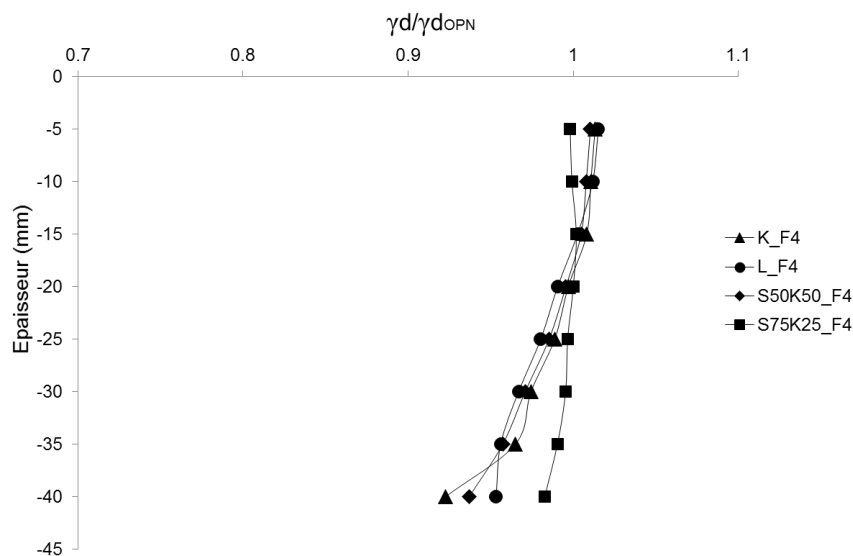


Figure III.6. Influence du type de sol sur les profils de densité en profondeur

Nous constatons sur la Figure III.6 que l'allure du profil est similaire entre les sols étudiés. La différence réside dans la perte en densité entre la surface et le fond des éprouvettes, qui atteint 9% pour K, 7% pour L et S50K50 et ne dépasse pas 2% pour S75K25. Cette observation concorde avec les résultats de poids volumique moyen.

En résumé, le compactage par roulement au LRC a permis d'atteindre les valeurs de poids volumique sec visées à l'OPN, notamment avec l'effort F4. Ce dernier sera retenu pour la suite des études. Cependant, la vérification de l'efficacité du compactage par LRC à d'autres états hydriques et de compacité est nécessaire.

III.1.3. Niveau de chargement et Compactage du côté sec de l'OPN

L'étude du niveau de chargement et du compactage du côté sec de l'OPN a deux objectifs, le premier consiste à étudier l'efficacité du compacteur LRC, le second à suivre l'évolution des paramètres de compactage par LRC à différentes teneurs en eau. Il s'agit de suivre l'évolution des paramètres de compactage, à savoir le nombre de passes final, sous les quatre efforts de compactage testés pour des sols préparés à des teneurs en eau de 0.75 w_{OPN} et 0.85 w_{OPN} .

Pour rappel, les poids volumiques secs visés sont déduits par extrapolation des teneurs en eau sur la courbe Proctor, puis sur l'axe des poids volumiques secs pour chaque sol (section II.2.3 du chapitre II).

Les résultats ont confirmé que les poids volumiques secs obtenus du côté sec de l'OPN sont obtenus avec le compacteur LRC aux différents efforts testés. Les courbes d'équi-densités des sols compactés par LRC sont ainsi présentées dans la Figure III.7 en fonction de la teneur en eau, de l'effort et du nombre de passes. Les valeurs calculées sont reportées sur le Tableau III.2.

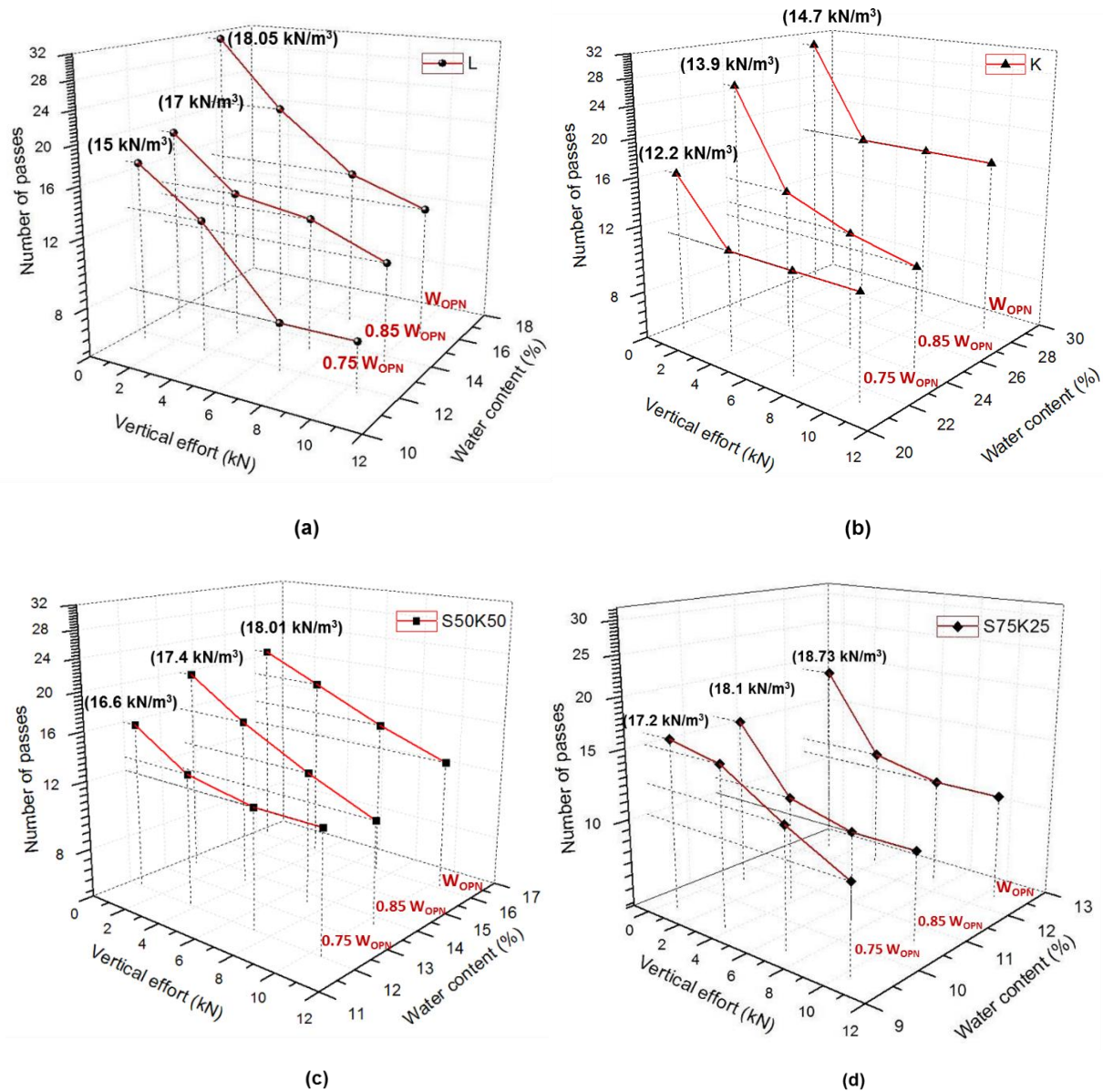


Figure III.7. Courbes d'équi-densités des sols étudiés sous compactage LRC pour (a) L, (b) K, (c) S50K50, et (d) S75K25

Pour un sol quelconque, sur le plan (w, N) en considérant un effort de compactage, nous pouvons voir que l'augmentation de la teneur en eau induit une augmentation du nombre de passes nécessaire pour atteindre le poids volumique sec visé. Par exemple, le compactage effectué sur les échantillons L avec un effort vertical F4 impose 8 passes pour $0.75 w_{OPN}$, 11 passe à $0.85 w_{OPN}$ et 13 passes à w_{OPN} . Ces observations s'expliquent par le fait que les valeurs de poids volumique sec visées sont plus importantes à w_{OPN} qu'à $0.85 w_{OPN}$ et $0.75 w_{OPN}$.

Sur le plan (F, N), les résultats présentent des courbes d'équi-densités pour chaque couple de (w, γ_d). Ces courbes représentent l'enveloppe des valeurs du couple (F, N) permettant d'atteindre la même densité. Ainsi, le nombre de passes nécessaire pour atteindre une densité visée sous un effort au LRC et un état hydrique connus peut être déduit pour chaque sol.

Tableau III.2. Nombre de passes nécessaire pour atteindre les poids volumiques secs du côté sec de la courbe Proctor pour chaque effort de compactage, type de sol ainsi que son état hydrique

Couple ($w - \gamma_d$)	Sol	Valeurs visées		Nombre de passes, N			
		w (%)	γ_d (kN/m ³)	F1	F2	F3	F4
w_{OPN}, γ_{dOPN}	L	15.6	18.05	31	21	15	13
	K	28.2	14.70	30	17	17	17
	S50K50	16	18.01	21	18	15	13
	S75K25	12.4	18.73	19	12	11	11
$0.85w_{OPN}, \gamma_{d(0.85wOPN)}$	L	13.26	17	19	14	13	11
	K	23.97	13.9	25	14	12	11
	S50K50	13.6	17.4	20	16	13	11
	S75K25	10.54	18.1	16	11	10	10
$0.75w_{OPN}, \gamma_{d(0.75wOPN)}$	L	11.7	15	17	13	8	8
	K	21.15	12.25	16	11	11	11
	S50K50	12	16.65	16	13	12	12
	S75K25	9.3	17.2	16	15	12	10

L'étude de l'effet du niveau de chargement sur le compactage du côté sec de l'optimum a permis de valider l'efficacité du compactage par LRC du côté sec de l'optimum. Les courbes d'équi-densités permettent ainsi de déduire les propriétés de compactage du LRC à partir de l'effort et de la teneur en eau du sol.

A partir des résultats de l'étude du compactage par roulement au LRC, plusieurs facteurs pouvant influencer le poids volumique sec du sol peuvent être énumérés : le nombre de passes, l'effort de compactage, le type de sol ainsi que son état hydrique. Le lien entre les différents paramètres est proposé dans la section suivante sous forme d'équation de corrélation.

III.1.4. Corrélation entre les paramètres de compactage liés au LRC

Comme nous l'avons vu dans l'étude bibliographique du chapitre I (section I.3.5.), un nombre important de travaux ont porté sur l'estimation du poids volumique sec à partir de paramètres liés aux engins de compactage (Li et Sego, 2000 ; Nagaraj et al. 2006 ; Thompson et al. 2013), des caractéristiques physiques du sol (Fleureau et al. 2002) ou en considérant les propriétés du compactage (Anjaneyappa et al. 2014). En revanche, ces travaux se sont limités soit aux propriétés du sol soit aux propriétés de compactage.

La loi de corrélation proposée a pour but de prédire le poids volumique sec du compactage à partir de plusieurs paramètres comme les propriétés intrinsèques du sol, son état hydrique et les paramètres de compactage. Cette loi de corrélation est déduite des résultats expérimentaux de notre

étude. Elle a ainsi été validée sur les résultats expérimentaux de l'étude mais aussi sur les résultats de la littérature.

III.1.4.1. Loi de corrélation pour la prédiction du poids volumique sec visé

La corrélation est déduite à partir des résultats expérimentaux de 48 essais de LRC aux 4 efforts testés, 3 états hydriques et 4 sols. Les calculs statistiques ont été réalisés avec XLStat en utilisant la méthode ANOVA, expliquée dans la section II.2.2 du chapitre II. La corrélation résultante est donnée par l'équation (III.2).

Les paramètres du sol considérés dans la corrélation concernent les paramètres liés à la distribution granulométrique, caractérisés par les coefficients d'uniformité (C_u) et de courbure (C_c) de Hazen, et l'indice de plasticité du sol (IP). Ces paramètres permettent de mettre en évidence le rôle de la distribution granulométrique et l'argilosité dans le poids volumique du sol. L'état hydrique du sol implique la teneur en eau de compactage (w), qui prendra des valeurs inférieures ou égales à w_{OPN} . En ce qui concerne les paramètres de compactage, la corrélation fait intervenir le logarithme du nombre de passes ($\log N$) ainsi que l'effort de compactage (F).

$$\gamma_d = 18.10 + 1.88 \log N + 1.27 C_c + 0.26 w + 0.88 F - 0.03 C_u - 0.59 IP \quad (R^2 = 0.937) \quad (III.2)$$

Avec :

γ_d : Poids volumique sec (kN/m³)

N : Nombre de passes

C_c : Coefficient de courbure

w : Teneur en eau (%)

F : Effort de compactage (kN)

C_u : Coefficient d'uniformité

IP : Indice de plasticité

La corrélation proposée dans l'équation (III.2) est une combinaison linéaire permettant de relier les facteurs d'influence aux résultats de poids volumique sec résultant. L'effet indépendant de chaque paramètre sur les valeurs de poids volumique sec a été mis en évidence à l'aide des facteurs de pondération. Le facteur de pondération permet d'évaluer son poids et son importance sur la valeur de poids volumique sec final. L'augmentation de $\log N$, C_c , w , F , dans cet ordre, induit un gain dans le poids volumique sec moyen, tandis que l'augmentation de C_u et IP , dans cet ordre, induit à une diminution de la valeur de poids volumique sec moyen. L'effet significatif de $\log N$ par rapport à l'effort de compactage F sur le gain de poids volumique sec est également mis en évidence dans l'équation de corrélation. En outre, la combinaison des deux paramètres contribue à atteindre le poids volumique sec visé.

III.1.4.2. Validation expérimentale

La validation de la loi de corrélation est effectuée sur les résultats expérimentaux de l'étude ainsi que sur les résultats de [Anjaneyappa et al. \(2014\)](#).

L'équation (III.2) est utilisée pour estimer le poids volumique sec obtenu à partir des essais de compactage au LRC. Les résultats sur les échantillons compactés à w_{OPN} , $0.85 w_{OPN}$ et $0.75 w_{OPN}$, soumis à quatre efforts verticaux (0.73, 3.72, 7.21 et 10.5 kN), avec une épaisseur de couche finale constante de 50 mm ont été pris en compte. La comparaison entre les valeurs de poids volumiques secs moyens prédites par la corrélation et mesurées lors des essais est illustrée sur la Figure III.8.

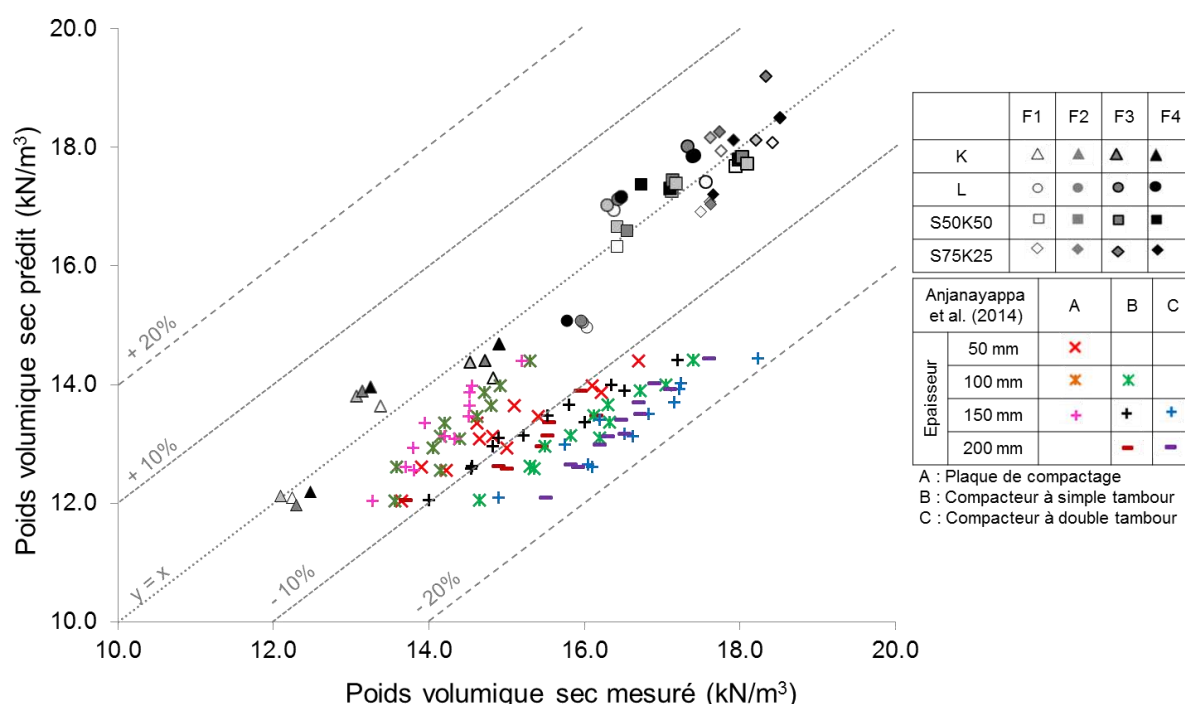


Figure III.8. Comparaison entre les poids volumiques secs moyens prédits et mesurés des essais au LRC et les résultats des essais d'[Anjaneyappa et al. \(2014\)](#)

Les résultats montrent que les valeurs de poids volumiques secs obtenues avec la corrélation proposée sont proches de la ligne bissectrice pour tous les tests. Ceci démontre que l'équation de corrélation proposée donne des valeurs satisfaisantes de poids volumique sec pour les conditions testées liées à la méthode de compactage LRC. Les résultats ont également confirmé l'ordre de classification des valeurs de poids volumiques secs des sols en fonction de leur nature et de leur état hydrique.

Pour étendre l'utilisation de l'équation (III.2), une prédiction des valeurs de poids volumiques secs mesurés par [Anjaneyappa et al. \(2014\)](#) sur un sol argileux, avec quatre épaisseurs d'échantillons et trois efforts de compactage a été réalisée. Les coefficients de C_c et C_u sont estimés à partir des caractéristiques granulométriques données par les auteurs. Les résultats de comparaison sont reportés sur la Figure III.8. Cette dernière montre que les valeurs de poids volumiques secs prédites sont légèrement inférieures à celles mesurées par [Anjaneyappa et al. \(2014\)](#).

Une différence entre les valeurs prédites et mesurées est comprise entre 4% et 20%. En outre, pour une épaisseur d'échantillon de 50 mm, la différence relative entre les valeurs de poids volumiques secs prédites et mesurées est comprise entre 8.6% et 14.5%. Les différences observées peuvent être attribuées à la nature du sol, ainsi que ses caractéristiques notamment les valeurs estimées de C_c et C_u .

Pour conclure, l'équation de prédiction proposée permet de déterminer le poids volumique sec final en fonction des propriétés de compactage, des conditions hydriques du sol ainsi que ses caractéristiques granulométriques. Cette corrélation est applicable et vérifiée pour des propriétés de compactage équivalentes à celles testées. Cependant, bien que l'épaisseur de la couche compactée a un effet significatif sur le poids volumique sec, la corrélation suggérée ne tient pas compte de l'épaisseur finale de l'échantillon car l'épaisseur de couche testée pour les échantillons LRC est constante.

III.1.5. Compactage conventionnel et compactage par roulement – étude comparative

La méthode de compactage par roulement au LRC est comparée aux méthodes de compactage conventionnelles présentées dans le chapitre II. Pour cela, nous comparerons d'abord les poids volumiques secs moyens entre le compactage par LRC et le compactage Proctor aux conditions de l'OPN et du côté sec de l'OPN. Ce dernier sert de référence au laboratoire.

Nous discuterons ensuite de l'évolution des profils d'indice des vides pour les différents modes testés : statique, dynamique (par choc) et par roulement au LRC. Les comparaisons sont réalisées sur les monocouches compactées sous les trois modes de compactage.

La Figure III.9 présente la comparaison des poids volumiques secs entre le compactage par LRC et le compactage Proctor Standard aux différentes teneurs en eau testées.

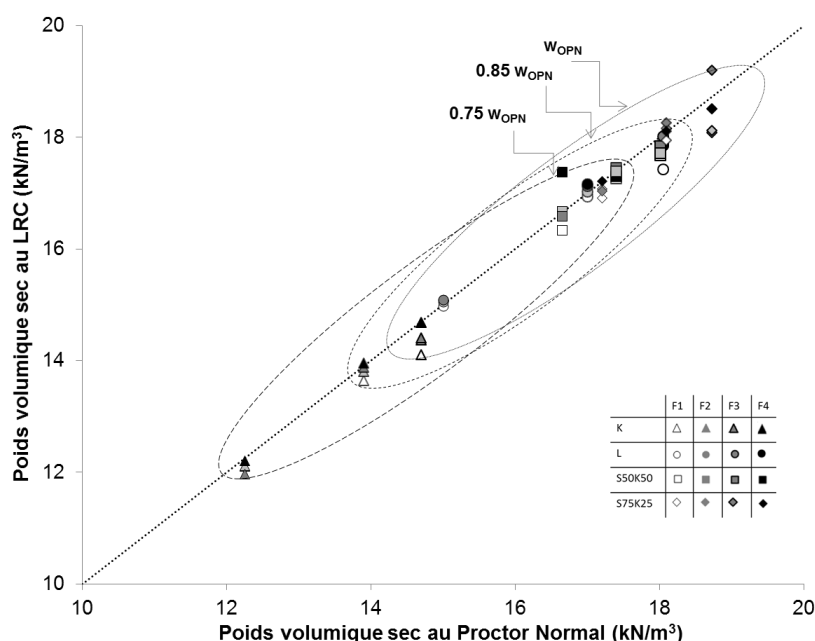


Figure III.9. Comparaison des poids volumiques secs moyens entre LRC et Proctor Normal

Les résultats montrent que les poids volumiques secs moyens, obtenus par les deux modes de compactage, sont équivalents. Les valeurs se situent près de la droite bissectrice, notamment pour l'effort F4 du LRC. Au regard de la sensibilité à l'eau, le compactage LRC est validé sur le côté sec de l'optimum Proctor Normal.

Sur la Figure III.10, l'effet du mode de compactage sur le profil d'indice des vides des éprouvettes monocouches est mis en évidence. L'indice des vides est représenté en fonction de l'épaisseur relative, notée « normalisée » afin de s'affranchir des différences de hauteurs des éprouvettes (50 mm pour les éprouvettes compactées au LRC, et 40 mm pour celles compactées en dynamique et statique). Les profils d'indice des vides obtenus au LRC sous effort de compactage F4 à w_{OPN} sont représentés.

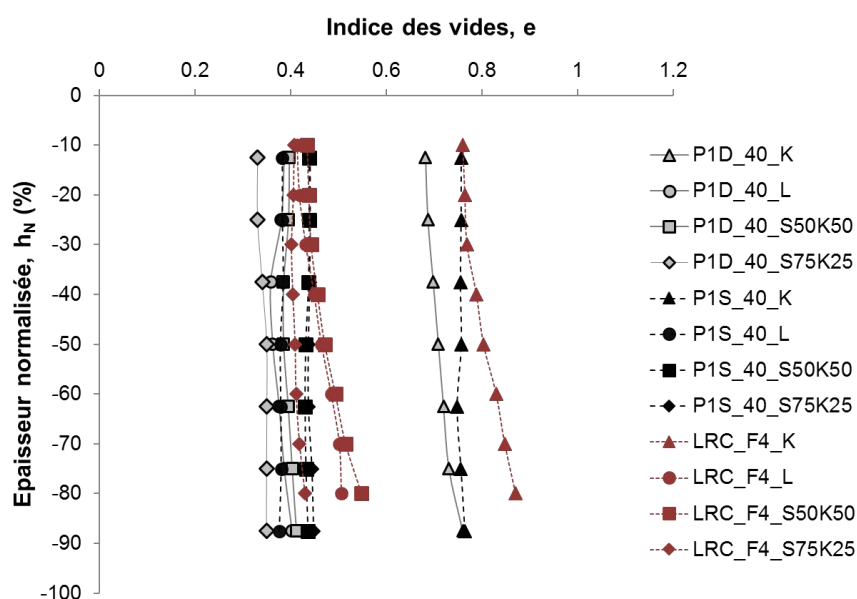


Figure III.10. Profils d'indice des vides des éprouvettes compactées en dynamique, statique et par LRC

A partir de la Figure III.10, une tendance similaire peut être observée pour tous les échantillons compactés. Les valeurs d'indice des vides sont minimales près de la surface puis augmentent légèrement en profondeur, en raison de la diminution de l'effet de l'effort de compactage appliqué en surface. La dissipation de l'effort de compactage en profondeur, manifesté par l'augmentation de l'indice des vides, semble être légèrement plus importante pour le compactage par roulement comparé aux compactages statique et dynamique, en particulier pour l'argile.

Les résultats de comparaison montrent que, malgré la différence entre les modes d'application des contraintes dans le sol entre les différents modes, les valeurs de poids volumiques moyens et les profils d'indice des vides restent comparables. Cependant, l'évolution du tenseur de contraintes dans le sol est fondamentalement différente entre les méthodes de compactage conventionnelles et par roulement. La comparaison entre les trois modes à l'échelle locale semble nécessaire pour compléter cette étude.

III.2. COMPACTAGE IN-SITU ET COMPARAISON AVEC LE COMPACTAGE PAR ROULEMENT AU LABORATOIRE

L'essai de compactage in-situ a été réalisé pour deux objectifs : mettre en évidence l'influence de la vibration sur les propriétés de compactage du sol compacté in-situ, et comparer ces propriétés par rapport à un sol compacté au laboratoire par LRC.

III.2.1. Propriétés du sol compacté in-situ

L'étude de l'influence de la vibration sur les propriétés du sol a été réalisée sur les éprouvettes de sol SC prélevées du terrain. Un total de quatre éprouvettes, deux compactées par vibrations et deux sans vibrations ont fait l'objet d'une caractérisation au laboratoire, en termes de poids volumique sec (Tableau III.3) et des profils d'indice des vides (Figure III.11).

Tableau III.3. Poids volumiques secs des éprouvettes de SC compactées sur terrain

$\gamma_d \text{ (kN/m}^3\text{)}$				
Valeur à l'OPN (fraction 0-20 mm)	Sans vibrations		Avec vibrations	
	NV1	NV2	V1	V2
14.5	15.8	15.4	16.2	15.7

Les résultats en termes de poids volumiques secs moyens montrent que, sur l'épaisseur de sol considérée de 45 mm, la vibration influence peu la densité moyenne du sol. Les poids volumiques secs des éprouvettes sont en moyenne de 108 % pour les éprouvettes compactées sans vibrations, et de 110 % pour les éprouvettes compactées avec vibrations, du poids volumique de l'OPN mesuré sur la fraction de 0-20 mm du sol.

Cette faible influence est confirmée par les profils d'indice des vides des sols (Figure III.11). Les résultats montrent que le compactage de terrain induit un compactage uniforme sur la hauteur de l'éprouvette de 45 mm. L'effet de la vibration est peu remarqué, probablement en raison de l'épaisseur considérée.

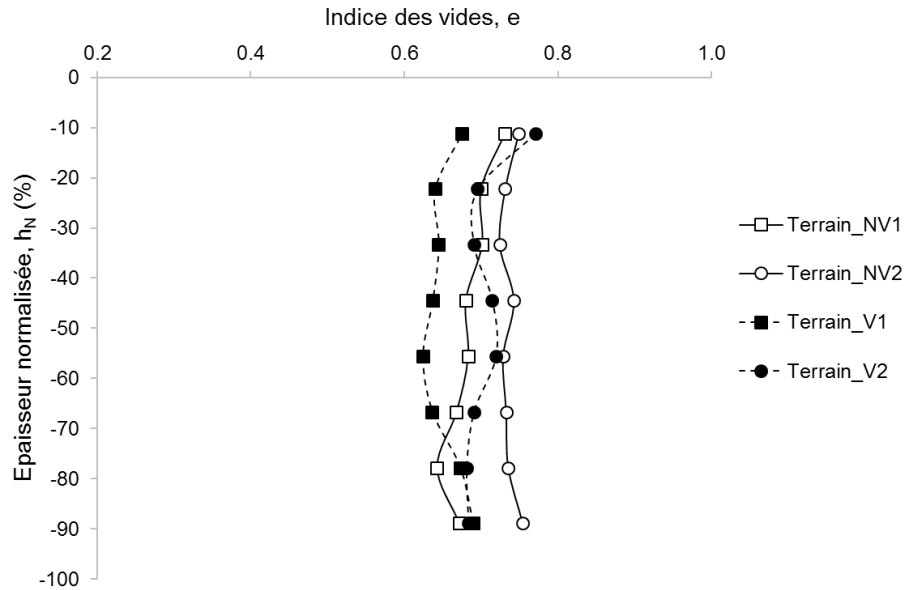


Figure III.11. Variation d'indice des vides en profondeur des éprouvettes de terrain compactées par vibrations (V) et sans vibrations (NV)

Ces résultats mettent en évidence la faible influence de la vibration sur l'épaisseur considérée du sol. Les résultats de l'éprouvette compactée sans vibrations sont retenus pour la comparaison avec une éprouvette compactée au laboratoire au LRC.

III.2.2. Compactage LRC au laboratoire et compactage in-situ

Rappelons que les éprouvettes de laboratoire ont été préparées sur le matériau de terrain, SC, sur la fraction 0-4 mm. Les états hydriques et de compacité reproduits au laboratoire sont équivalents à ceux mesurés sur chantier, c'est-à-dire aux mêmes pourcentages par rapport à l'optimum Proctor de chaque fraction étudiée. La teneur en eau et le poids volumique moyen du sol compacté sur terrain correspondent, respectivement, à $0.75w_{OPN}$ et γ_{dOPN} de la fraction 0-20mm. Ainsi, les états hydriques et de compacité du sol compacté au laboratoire correspondent, respectivement à $0.75w_{OPN}$ et γ_{dOPN} de la fraction 0-4 mm étudiée au laboratoire. L'effort de compactage appliqué au laboratoire correspond également à l'effort appliqué in-situ. Celui-ci est déduit de la droite de calibration du LRC.

Les états hydriques et de compacité des fractions étudiées au laboratoire et sur terrain sont comparés. Les valeurs obtenues aux essais Proctor sur les deux fractions, les mesures réalisées sur les éprouvettes prélevées sur terrain, ainsi que celles confectionnées au laboratoire sont résumées dans le Tableau III.4.

Tableau III.4. Comparaison des teneurs en eau et poids volumiques secs sur différentes fractions granulométriques

	Terrain					LRC		
	Valeurs à l'OPN (0-20 mm)	NV1	NV2	V1	V2	Valeurs à l'OPN (0-4 mm)	LRC_1	LRC_2
w (%)	25.7	19.6	19.2	20.0	19.5	31.2	23.8	22.7
γ_d (kN/m ³)	14.5	15.8	15.4	16.2	15.7	14.4	15.0	14.6

A l'Optimum Proctor, les résultats mettent en évidence l'influence de la fraction granuleuse (ou fraction fine) sur les valeurs de teneur en eau et de poids volumique sec tel que : dans la fraction 0-4 mm, l'augmentation de la teneur en eau peut être liée à la grande fraction fine présente dans le sol (80% de la fraction totale). L'augmentation de la fraction fine induit une sensibilité plus importante du sol à l'eau. A l'inverse, lorsque le sol présente une granulométrie plus grossière (fraction fine de 52%) la quantité d'eau nécessaire pour obtenir un état hydrique optimal est moindre. En revanche, l'influence de la fraction granulométrique est peu remarquable. La faible compactibilité des sols fins (0 – 4 mm) est compensée par la bonne compactibilité de la fraction granulaire (0 – 20 mm).

Néanmoins, les états de compacité et état hydrique visés au laboratoire sont obtenus par le compactage LRC.

En ce qui concerne les profils d'indice des vides, les résultats de comparaison sont représentés dans la Figure III.12.

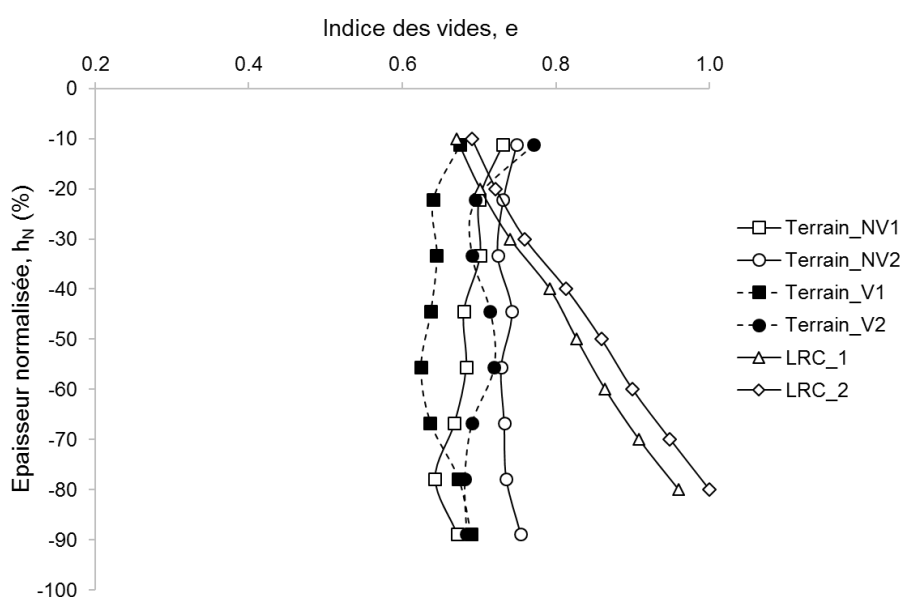


Figure III.12. Comparaison des profils d'indice des vides pour les éprouvettes de terrain compactées avec et sans vibrations et de laboratoire compactées au LRC

Les résultats montrent une augmentation plus importante de l'indice des vides en profondeur pour les éprouvettes compactées au LRC, comparés aux éprouvettes de terrain. Elle représente une perte en densité de 10% pour les éprouvettes de laboratoire, et moins de 1% pour les éprouvettes de terrain. Ceci peut être expliqué, à la fois par les conditions aux limites de compactage et du pourcentage de la fraction fine du matériau ($< 80 \mu\text{m}$). Les conditions aux limites du compactage concernent le confinement du sol dans le moule au laboratoire, qui pourrait limiter la réorganisation des agrégats de sol, donc sa densification. Par ailleurs, l'importance de la fraction fine sur 0-4 mm ($\leq 80 \mu\text{m}$) limite la compactibilité du sol tel qu'expliqué précédemment.

Pour compléter l'ensemble de ces analyses réalisées à l'échelle macroscopique en utilisant différents modes de compactage, nous avons effectué une analyse à l'échelle microscopique.

III.3. ANALYSE DE LA MICROSTRUCTURE

L'analyse porte sur l'étude de la modification de microstructure sous compactage :

- Au laboratoire : sous différents niveaux de chargement par roulement et différents modes de compactage de laboratoire : dynamique par choc, statique et par roulement
- In-situ : par l'étude de l'influence de la vibration dans le compactage de terrain
- Laboratoire et de terrain : par une étude comparative du compactage de terrain et de laboratoire par LRC.

III.3.1. Analyse de l'effet du niveau de chargement au LRC

Rappelons qu'à l'échelle macroscopique, l'effort F4 permet d'avoir l'état de densité le plus optimal par rapport aux autres efforts, et cela en utilisant un nombre de passes minimal. Pour mieux comprendre l'influence du niveau de chargement à l'échelle locale, l'effet du niveau de chargement sur la modification de la microstructure a été analysée à l'OPN pour des efforts de compactage F1 et F4. Les résultats sont représentés sur la Figure III.13 et la Figure III.14. Le nombre de passes final est rappelé entre parenthèses.

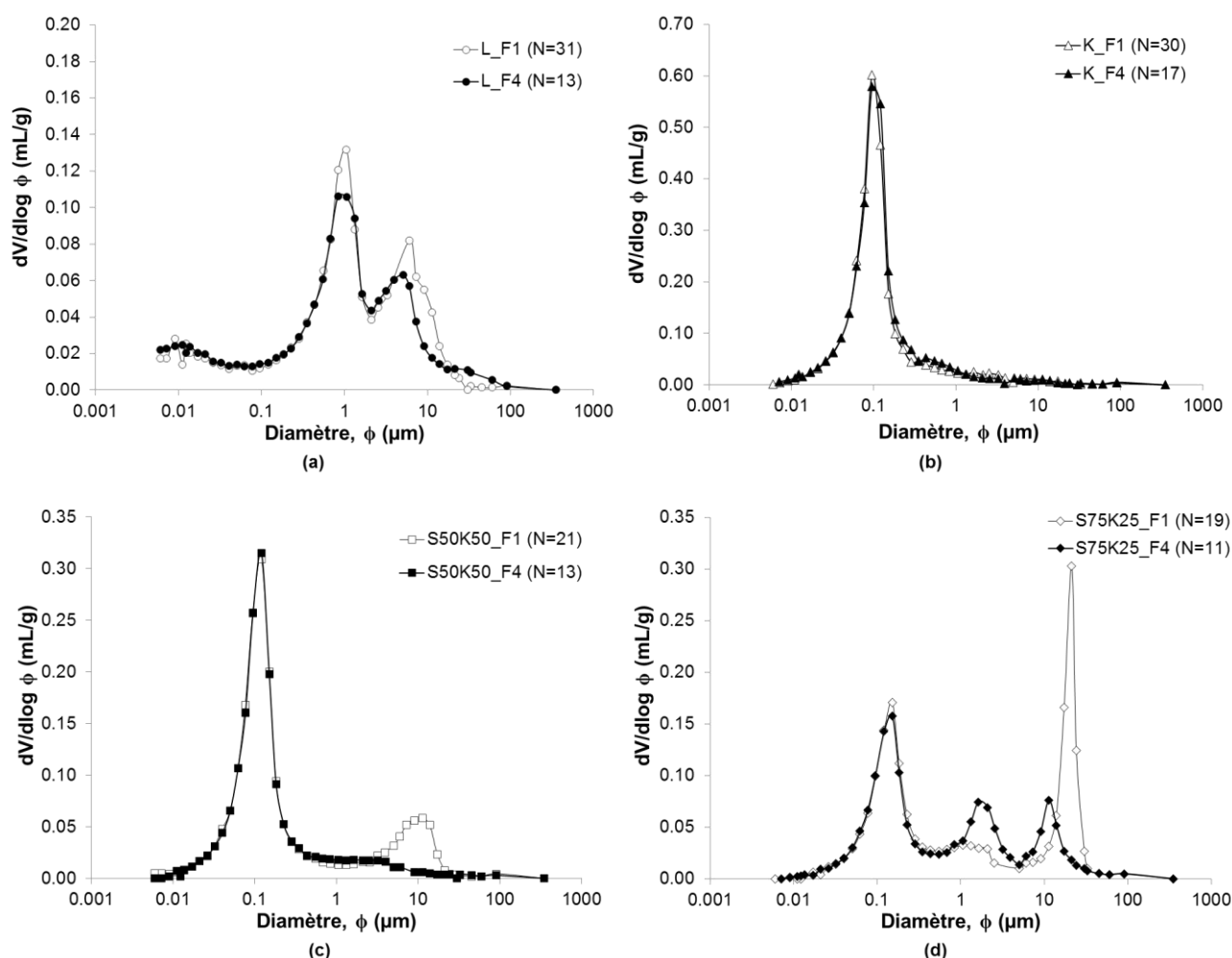


Figure III.13. Influence de l'effort de compactage sous LRC sur les distributions porales des échantillons (a) L, (b) K, (c) S50K50, (d) S75K25

Les distributions porales des échantillons testés présentent le même nombre de modes de pores à F1 et F4, excepté S50K50. La distribution des pores est monomodale pour K, bimodale pour L et trimodale pour S75K25. L'augmentation de l'effort de compactage induit une diminution des diamètres des pores inter-agrégats. À titre d'exemple, la taille des macropores diminue de 21.31 μm à 11.33 μm en allant de F1 à F4 pour S75K25. L'influence est faible pour L, la taille des macropores prennent des valeurs de 6.03 μm et 5.07 μm pour F1 et F4, respectivement. Concernant K, la distribution porale n'est pas influencée. Cet effet est plus marqué pour S50K50, où les pores inter-agrégats de taille 11.3 μm mesurés à F1 n'apparaissent pas à F4.

Cependant, les tailles des micropores sont maintenues quel que soit l'effort de compactage. Tel qu'expliqué dans le chapitre II, l'apparition des pores intra-agrégats résulte de l'humidification du sol, et leur taille dépend de la composition granulométrique du sol.

A partir de ces résultats, nous pouvons déduire que la taille des macropores est fortement liée à l'effort de compactage tandis que la taille des micropores n'est pas influencée. Ces résultats concordent avec ceux de la littérature ([Delage et al. 1996](#) ; [Romero et Simms, 2008](#) ; [Casini et al. 2012](#)) qui stipulent que, pour des distributions porales multimodales, les pores de grand diamètre sont associés aux pores inter-agrégats, dont la taille est gouvernée par le compactage, et les pores de faible diamètre sont attribués aux pores intra-agrégats dont la taille est liée à l'humidification des sols.

Ces mesures quantitatives sont complétées par des observations qualitatives au MEB (Figure III.14). Les images mettent en évidence l'influence du niveau de chargement à l'échelle de la macroporosité. Une structure plus dense sous l'effort de compactage F4 peut être observée sur les images en comparaison à l'effort de compactage F1, ce qui concorde avec les mesures de porosimétrie au mercure.

Les images du limon L sont très représentatives de cet effet. Les observations de la structure du sol à F1 permettent de distinguer des agrégats de différentes tailles, séparés par des pores inter-agrégats. La distinction des agrégats est moins évidente à F4, résultat de la réorganisation et la déformation des agrégats sous l'effet de l'effort du compactage tel qu'expliqué précédemment.

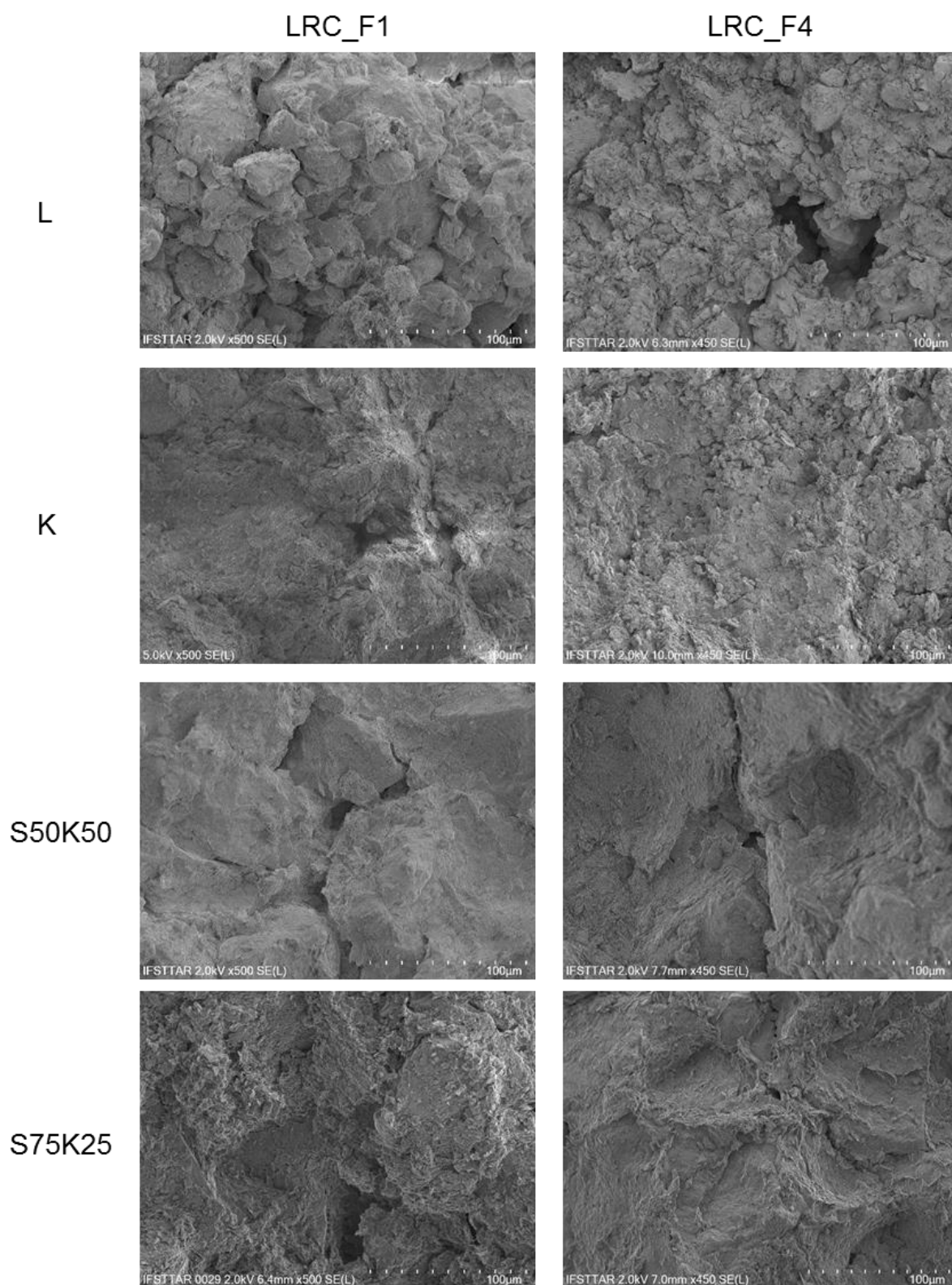


Figure III.14. Observations au MEB des échantillons compactés au LRC sous les efforts de compactage F1 et F4 – organisation à l'échelle de la macroporosité

III.3.2. Analyse de l'effet du mode de compactage

L'analyse des poids volumiques secs moyens a montré une équivalence pour tous les modes de compactage. Les profils d'indice des vides ont également montré des distributions d'indice des vides en profondeur comparables.

En outre, bien que les résultats à l'échelle macroscopique sont équivalents, la distribution du tenseur de contraintes sous ces différents modes est fondamentalement différente. Ce volet a été largement discuté dans le chapitre I (section I.3.2.). Ainsi, la compréhension de l'effet du mode de compactage nécessite une analyse à l'échelle locale des sols ainsi compactés.

Cette section est dédiée à la comparaison des distributions porales (Figure III.15) et de l'organisation de la structure des sols (Figure III.16 à Figure III.19) compactés avec les trois modes de compactage testés : dynamique par choc, statique et par roulement au LRC (sous F4). Pour rappel, les sols sont compactés en monocouches à w_{OPN} et γ_{dOPN} .

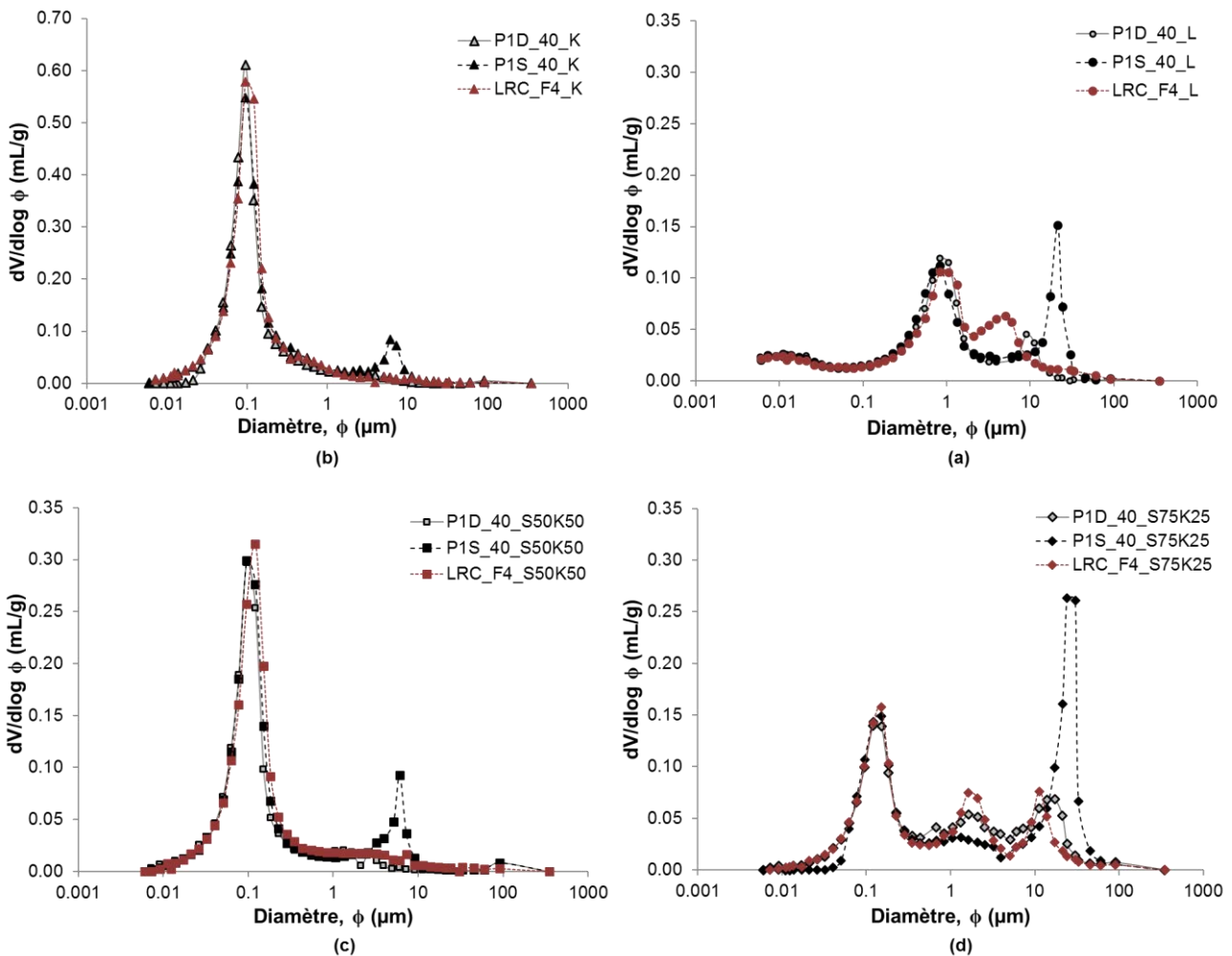


Figure III.15. Distributions porales des éprouvettes compactées en dynamique, statique et par LRC
(a) L, (b) K, (c) S50K50, (d) S75K25

Les courbes de la Figure III.15 montrent que le compactage statique induit des distributions multimodales pour tous les sols, tandis que le compactage dynamique et LRC présentent des courbes de même allure, à savoir un monomode pour K et S50K50, bi-modes pour L et tri-modes pour S75K25.

Pour tous les modes de compactage, la taille des micropores reste inchangée. Seuls les macropores en sont influencés, tel que le mode de roulement au LRC et dynamique permettent de réduire la taille des macropores par rapport aux échantillons compactés en statique, cela revient à l'effet de la rotation continue des contraintes dans le sol dans LRC et à l'effet de la réflexion de l'onde de choc dans le cas dynamique optimisant le réarrangement des agrégats de sol sous l'effort de compactage.

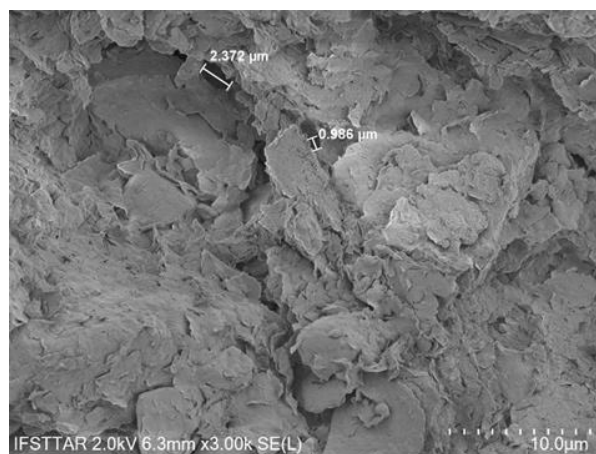
Les distributions porales résultantes des modes par roulement au LRC et dynamique sont comparables. La taille des macropores est légèrement plus faible pour LRC que pour le compactage dynamique. A titre d'exemple, les macropores de L ont une taille de 9.05 μm pour LRC et 5.08 μm pour le compactage dynamique.

Pour compléter les mesures par PIM, des images MEB ont été réalisées à deux échelles d'observation : microporosité sous 10 μm , et la macroporosité sous 300 μm . Etant donné que les micropores ne sont pas influencés par la méthode de compactage, tel que montré par les mesures de porosimétrie, un seul exemple à cette échelle est présenté pour le sol L en Figure III.16. Les observations sur les autres sols K, S50K50 et S72K25 sont représentées dans les Figure III.17, Figure III.18, et Figure III.19, respectivement sous les trois méthodes de compactage testées.

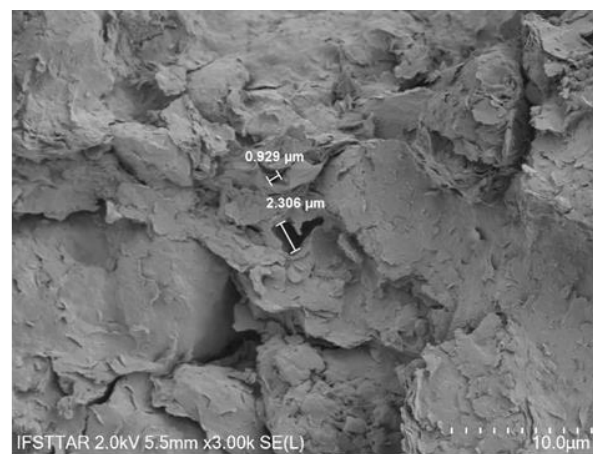
Les images MEB de L (Figure III.16a, Figure III.16b et Figure III.16c) mettent en évidence les micropores de taille d'environ 1 μm observés dans les essais PIM. Ce sont les pores intra-agrégats formés principalement pendant l'humidification. En revanche, l'influence du mode de compactage est difficile à percevoir à cette échelle.

Les observations des échantillons à l'échelle de la macroporosité montrent l'existence de macropores de différentes tailles tels que mesurés par les essais de porosimétrie. Cependant, la taille des macropores dominants mesurés au PIM est difficile à observer sur une image MEB. L'observation au MEB permet de donner qu'une observation de surface, de forme et d'aspect des constituants du sol, sur une très petite portion de l'échantillon, tandis que les résultats de porosimétrie donnent des caractéristiques quantitatives sur l'ensemble du volume poreux de l'échantillon testé. Ceci rend ces deux techniques d'observations de la microstructure complémentaires.

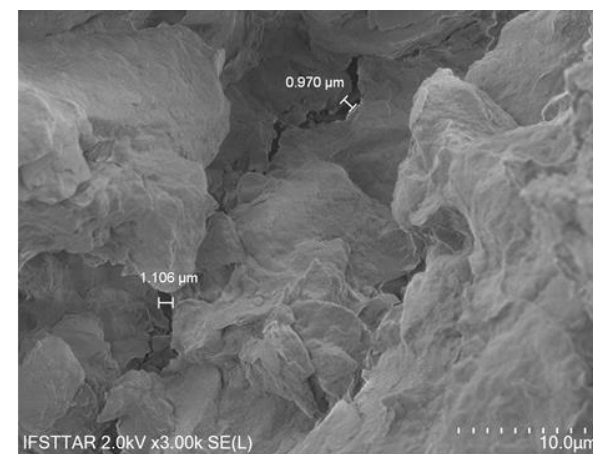
En conclusion, les résultats à l'échelle microstructurale permettent de mettre en évidence l'effet du mode de compactage sur la structure du sol, en particulier à l'échelle des macropores, alors qu'à l'échelle des micropores, cet effet n'est pas perceptible que ce soit par les mesures de PIM que pour les observations au MEB.



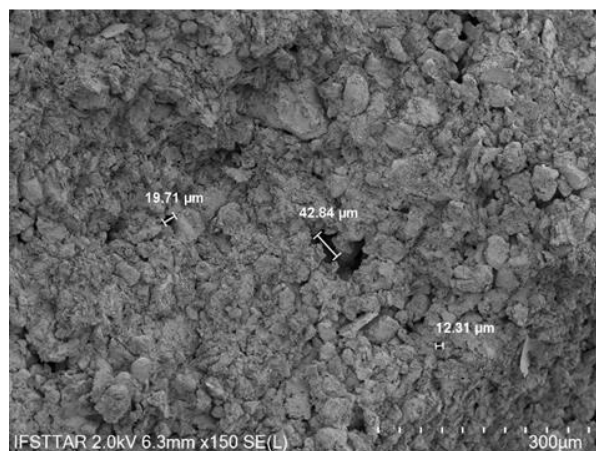
(a)



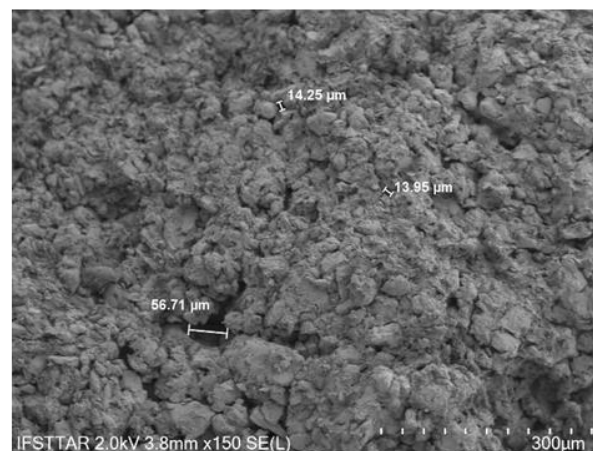
(b)



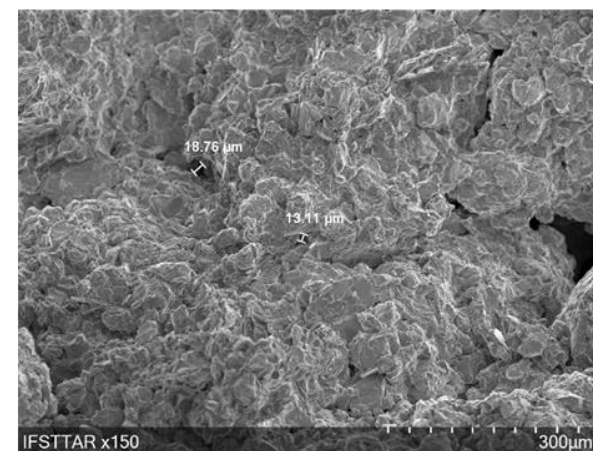
(c)



(d)



(e)



(f)

Figure III.16. Observations au MEB des échantillons de L compactés au LRC_F4 (a et d), au Proctor (b et e) et en statique (c et f)

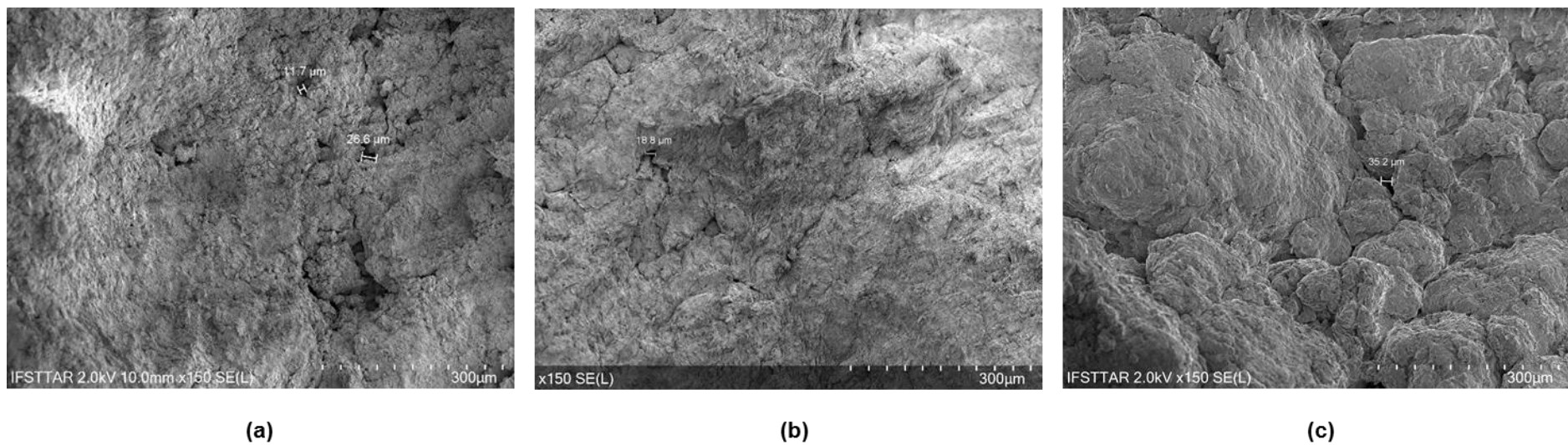


Figure III.17. Observations au MEB des échantillons de K compactées : (a) au LRC_F4, (b) en dynamique, (c) en statique

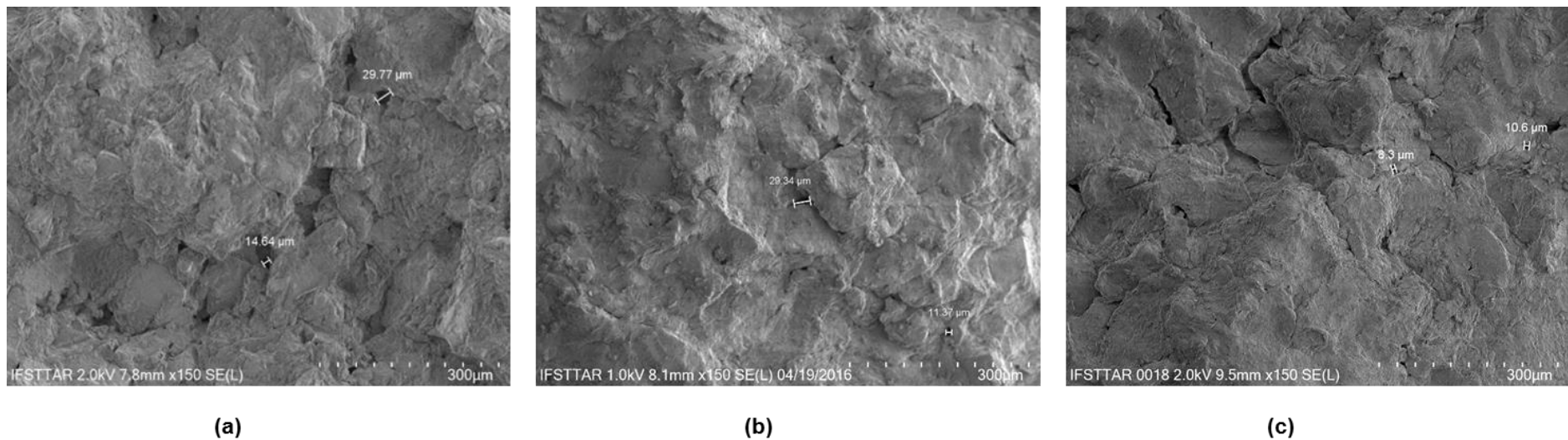
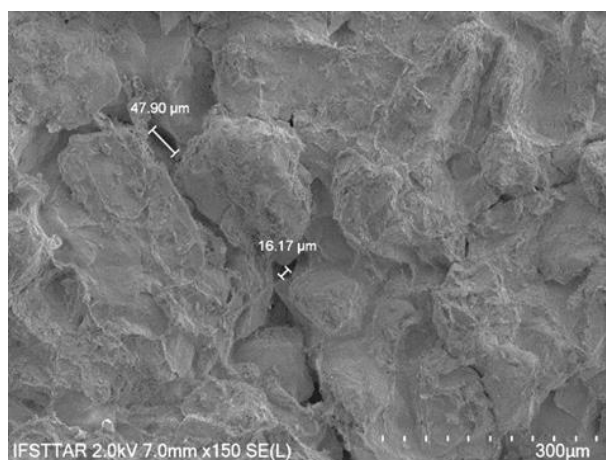


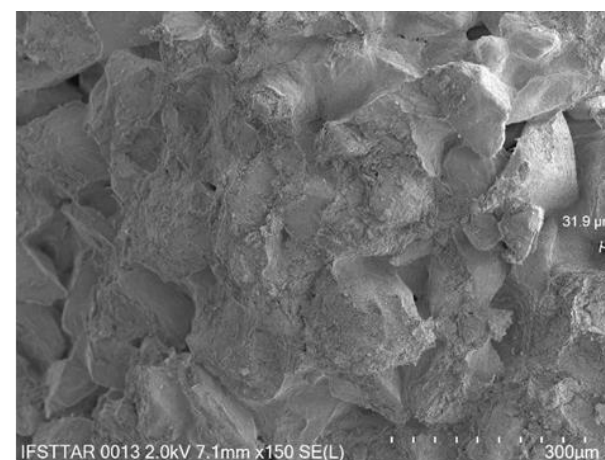
Figure III.18. Observations au MEB des échantillons de S50K50 compactées : (a) au LRC_F4, (b) en dynamique, (c) en statique



(a)



(b)



(c)

Figure III.19. Observations au MEB des échantillons de S75K25 compactées : (a) au LRC_F4, (b) en dynamique, (c) en statique

III.3.3. Analyse de l'influence de la vibration du compactage in-situ

A l'échelle macroscopique, l'effet de la vibration est peu visible sur l'épaisseur analysée. Les distributions porales correspondantes aux éprouvettes NV1 et V1 compactées in-situ sont représentées sur la Figure III.20. L'effet de la vibration est principalement observé au niveau des pores inter-agrégats, tandis que les micropores ne semblent pas en être affectés. Les résultats montrent un pic de macropores à 21.31 μm et de 11.33 μm pour les éprouvettes compactées sans vibration et par vibration, respectivement, ainsi qu'un pic commun de micropores aux alentours de 0.01 μm .

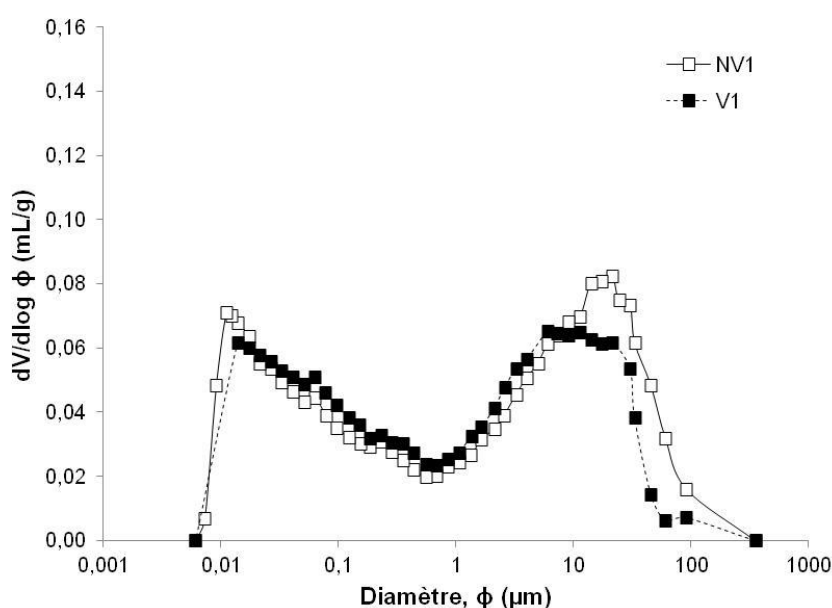


Figure III.20. Distributions porales des échantillons de terrain compactés sans vibrations (NV) et avec vibrations (V)

L'organisation structurales des échantillons compactés avec et sans vibrations est représentée dans la Figure III.21 aux échelles macroporosité (300 μm et 100 μm) et microporosité (10 μm). Les macropores formés entre les agrégats du sol sont clairement visibles pour l'échantillon compacté sans vibrations, tandis que pour l'éprouvette compactée avec vibrations, les macropores mesurés par PIM semblent correspondre à la fois à des pores inter-agrégats ainsi qu'à des fissures. Par ailleurs, les agrégats sont visibles dans les deux cas, la fraction non argileuse est enrobée par les particules très fines d'argile. L'apparence de cette argile, observée à l'échelle de 10 μm , semble être différente de celle observée pour les autres sols dans les sections précédentes. En effet, ce sol contient en grande quantité de la montmorillonite (Cf. chapitre II.1.1.), qui a une taille élémentaire plus faible que celle d'une kaolinite.

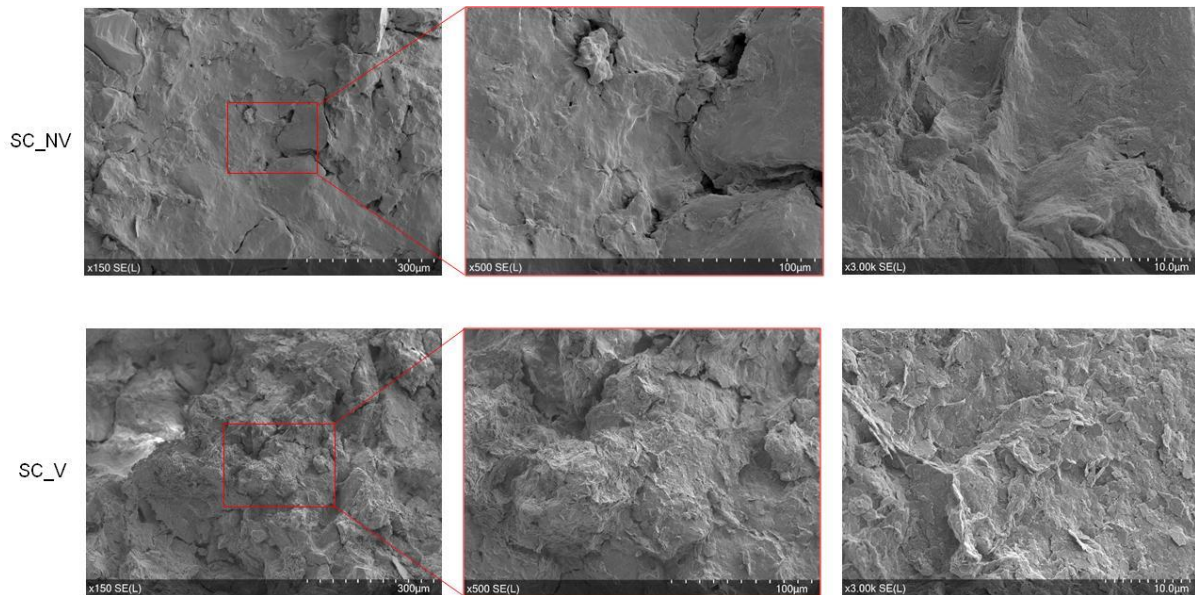


Figure III.21. Observations au MEB des échantillons de terrain SC compactés sans vibrations (NV) et avec vibrations (V)

En résumé, la vibration influe sur les macropores du sol, tandis que les micropores sont inchangés. Cependant, elle pourrait avoir un effet inverse à la densification du sol à l'échelle de la microstructure, générant notamment des fissures.

III.3.4. Analyse comparative entre le compactage LRC et le compactage de terrain

A l'échelle macrostructurale, la différence observée entre le compactage in-situ et par LRC est liée en partie au pourcentage de la fraction fine du sol. Néanmoins, les niveaux de densité obtenus sont équivalents.

A l'échelle microstructurale, la différence entre le compactage de terrain et celui du laboratoire est analysée sur les distributions porales des échantillons ainsi que les observations au MEB, représentées dans les Figure III.22 et Figure III.23.

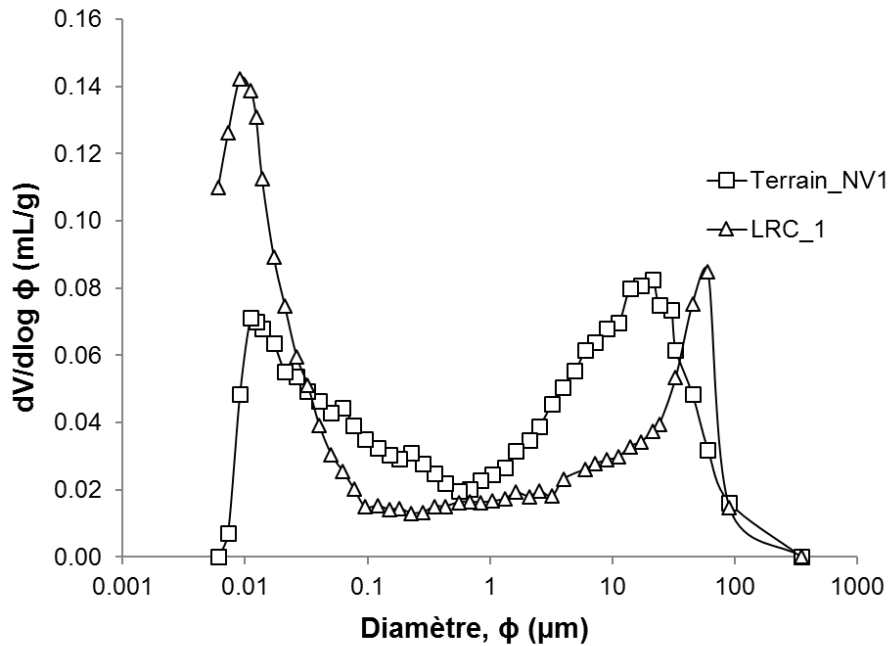


Figure III.22. Distributions porales des échantillons de terrain compactés sans vibrations (NV) et avec vibrations (V) et de laboratoire compactés avec LRC

En comparant les distributions porales des échantillons de chantier et de laboratoire, on peut observer que le nombre de modes de pores reste le même. La différence est notée pour les macropores, qui prennent des valeurs de 21.3 μm et 60.4 μm respectivement pour le compactage de chantier et de laboratoire. Cette différence peut s'expliquer en partie par les pourcentages des fractions fines et grenues dans le sol. Elles sont de l'ordre de 50/50 pour la fraction 0-20 mm du terrain et de 80/20 pour la fraction 0-4mm du laboratoire. En effet, la distribution sur la fraction 0-20 mm permet une réorganisation plus optimale du sol lors du compactage, où les pores inter-agrégats sont comblés par la fraction fine du sol. En revanche, les tailles des micropores sont similaires dans les deux cas, dont la taille est de 0.01 μm .

Ces résultats quantitatifs sont complétés par les observations qualitatives de la Figure III.23. La distinction de la différence entre le compactage de laboratoire par rapport à celui du terrain reste difficile à observer par des images qualitatives au MEB à part qu'une dense structure peut être observée dans les échantillons compactés sur terrain. En outre, les agrégats sont visibles dans les deux cas, la fraction argileuse enrobe la fraction non argileuse. A l'échelle des micropores (10 μm), les particules d'argile de smectite sont peu différenciables en raison de leur faible taille, comparé aux autres sols qui contiennent principalement de la kaolinite.

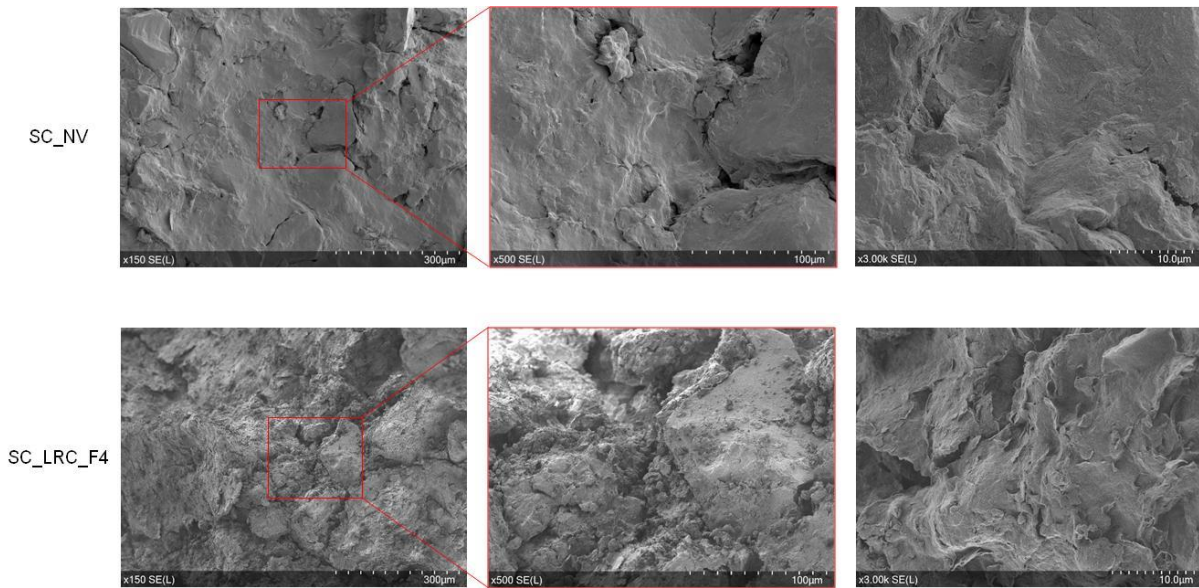


Figure III.23. Observations au MEB du sol SC compactés sans vibrations (NV) et au LRC_F4 (LRC_F4)

Ainsi, nous pouvons conclure que le compactage par roulement de laboratoire permet de faire le lien entre les deux échelles : laboratoire et chantier. La comparaison de ces deux échelles, permet de soulever les difficultés de reproduire les hétérogénéités du chantier, à cause des conditions aux limites de compactage ainsi que les caractéristiques du sol qui sont souvent différentes notamment leurs granulométries. En revanche, la comparaison est plus pertinente en raison de l'équivalence des sollicitations appliquées.

CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons traité trois volets permettant d'analyser les propriétés des sols étudiés vis-à-vis de différentes méthodes de compactage au laboratoire et sur chantier à différentes échelles d'observation.

Nous retiendrons du premier volet concernant l'étude du compactage par roulement au laboratoire que LRC permet, d'un côté, de reproduire un mécanisme de compactage permettant de soumettre le tenseur des contraintes du sol à une rotation continue, et d'un autre côté, conserver l'état de densité moyen de la référence de compactage Proctor. De plus, les objectifs de densité sont atteints à différents teneurs en eau du sol sous différentes combinaisons du nombre de passes et de l'effort vertical. Un effort de compactage équivalent à celui appliqué in-situ est retenu pour la suite de l'étude.

L'équation de prédiction proposée pour LRC permet de déterminer le poids volumique sec final en prenant en compte, à la fois les propriétés de compactage, les conditions hydriques du sol ainsi que ses caractéristiques granulométriques.

La représentativité des résultats sur chantier et entre le laboratoire et le chantier, traitée dans le deuxième volet nous permet de mettre en évidence le rôle de chaque fraction qui compose le sol (argileuse - non argileuse) dans son comportement au compactage, en termes de mode de compactage (vibrant ou non), des besoins en eau et de l'organisation microstructurale.

Enfin, les analyses à l'échelle microstructurale nous permettent de mettre en évidence l'influence du mécanisme de compactage sur l'organisation microstructurale du sol en matière d'organisation des agrégats, distribution des pores dans le sol, ainsi que l'orientation des particules primaires. Pour toutes les études effectuées, les résultats soulignent que la taille des pores inter-agrégats est gouvernée par le compactage et les conditions aux limites, tandis que les pores intra-agrégats sont influencés par la préparation de l'échantillon, en l'occurrence son humidification. Les observations au MEB ont confirmé ces résultats.

Ainsi, le compactage au LRC permet de confectionner des éprouvettes en laboratoire dont les propriétés sont proches de ce qu'on pourra obtenir sur chantier. Dans le chapitre IV, nous étudierons le mécanisme de déstructuration de la surface de ces éprouvettes compactées sous sollicitations de trafic.

CHAPITRE IV

MECANISME DE DESTRUCTURATION DE SURFACE DE SOLS COMPACTES SOUS CYCLES DE ROULEMENT

CHAPITRE IV. MECANISME DE DESTRUCTURATION DE SURFACE DE SOLS COMPACTES SOUS CYCLES DE ROULEMENT

INTRODUCTION.....	184
IV.1. MECANISME DE DESTRUCTURATION DES SURFACES.....	185
IV.1.1. Evolution de la déstructuration de surface.....	186
IV.1.2. Mécanisme de déstructuration de surface proposé.....	191
IV.1.3. Validation expérimentale.....	194
IV.2. CONDITIONS DE DESTRUCTURATION DES SURFACES.....	195
IV.2.1. Etude des échanges hydriques dans les sols à différents états de consolidation.....	195
IV.2.2. Conditions de mise en œuvre et déstructuration en surface.....	198
IV.2.3. Conditions de mise en œuvre et modification de microstructure.....	209
IV.2.4. Corrélation entre la déstructuration à la surface et les propriétés des sols.....	216
IV.3. DURABILITE DES SOLS COMPACTES SOUS 100 000 CYCLES.....	218
IV.4. COMPORTEMENT DES SOLS AU CISAILLEMENT.....	221
IV.4.1. Propriétés des sols au cisaillement.....	221
IV.4.2. Caractéristiques de cisaillement à l'interface.....	223
CONCLUSION.....	225

INTRODUCTION

Le chapitre précédent a mis en évidence l'intérêt de maîtriser la mise en œuvre du sol compacté tant à l'échelle macroscopique que microscopique. La maîtrise de la mise en œuvre d'un sol conditionne sa résistance lorsqu'il est soumis à des chargements externes. Les chargements mécaniques externes induisent des déformations qui peuvent provoquer la formation d'ornières par exemple, ou l'arrachement de la matière en surface.

Ce chapitre s'intéresse à la déstructuration de surface de sols compactés, sous sollicitations de roulement, au laboratoire. L'intérêt de cette étude consiste à mieux approcher :

- Le mécanisme de déstructuration de surface des sols sous l'influence des cycles de trafic. Cette étape sera détaillée dans le premier volet de ce chapitre (IV.1).
- L'influence combinée de l'état hydrique de mise en œuvre, de la compacité et du séchage sur le potentiel de déstructuration de surface et de modification de la microstructure (IV.2).
- Le comportement des sols vis-à-vis des cycles de roulement et sa durabilité dans le temps (IV.3).
- Dans le quatrième volet de ce chapitre (IV.4), nous discuterons des caractéristiques de cisaillement des sols ainsi que leurs évolutions aux interfaces, notamment à l'interface sol/roue en pneumatique.

IV.1. MECANISME DE DESTRUCTURATION DES SURFACES

Rappelons que les essais de déstructuration de surface sont réalisés au laboratoire à l'aide d'un simulateur de trafic sur cinq configurations de mise en œuvre, rapportées dans la Figure IV.1, dont les détails de préparation sont présentés dans le Tableau IV.1. Le simulateur de trafic utilisé a consisté à appliquer des cycles de roulement sur une éprouvette de sol préalablement compactée.

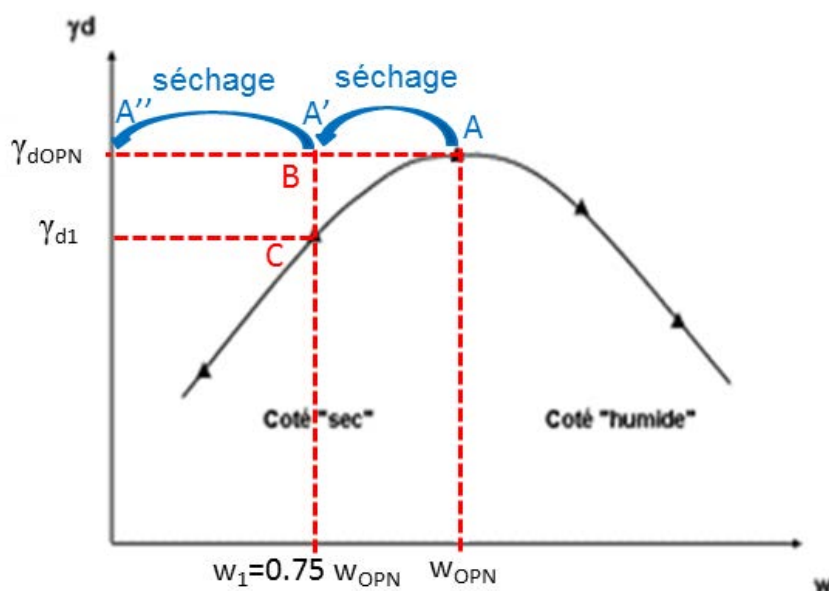


Figure IV.1. Configurations de compactage testées pour les essais de déstructuration de surface

Tableau IV.1. Conditions de préparation des éprouvettes pour l'essai de simulation de trafic

Configuration		Conditions de compactage	Séchage	Conditions de déstructuration
Roulement	A	w_{OPN} / γ_{dOPN}	Non	w_{OPN} / γ_{dOPN}
	B	$0.75w_{OPN} / \gamma_{dOPN}$	Non	$0.75w_{OPN} / \gamma_{dOPN}$
	C	$0.75w_{OPN} / \gamma_{d1}$	Non	$0.75w_{OPN} / \gamma_{d1}$
Séchage + Roulement	A'	w_{OPN} / γ_{dOPN}	Oui	$0.75w_{OPN} / \gamma_{dOPN}$
	A''	w_{OPN} / γ_{OPN}	Oui	$w = 0\% / \gamma_{dOPN}$

L'étude du mécanisme de déstructuration de surfaces comprend trois étapes : la première consiste à suivre l'évolution de la déstructuration de surface. Ce qui permet de suivre l'évolution du taux de déstructuration à la surface sous les cycles de roulement par des mesures des agrégats de particules détachées de la surface de l'éprouvette. Ces agrégats de

particules sont ensuite analysés au MEB pour caractériser leur morphologie. L'évolution de leur taille au fur et à mesure des cycles est également analysée et discutée.

A l'issue de cette étape, un mécanisme de déstructuration de surface est proposé, qui corrobore les observations expérimentales présentées dans la troisième partie de cette section.

IV.1.1. Evolution de la déstructuration de surface

L'évolution de la déstructuration des surfaces de sols compactées est analysée sur des éprouvettes compactées sous les cinq configurations de mise en œuvre détaillées dans le chapitre II (Figure IV.1). Un total de 10 000 cycles de trafic est appliqué sur chaque éprouvette testée.

La déstructuration de la surface suivant les cycles de trafic est quantifiée par le pesage des masses détachées en surface à 10, 30, 60, 100, 150, 200, 250, 300, 350, 400, 450, 500, 600, 700, 800, 900, 1 000, 2 000, 5 000 et 10 000 cycles.

Le paramètre de quantification proposé, appelé « déstructuration de surface, D » permet de relier la masse dégradée à la surface à la teneur en eau et au poids volumique sec du sol. Pour s'affranchir de l'influence du type de sol sur les résultats, nous avons pris en considération la masse volumique des particules solides du sol. La surface sollicitée de l'éprouvette est également prise en compte (Equation (IV.1)).

$$D = \frac{m_h}{(1 + w)S_{soll}} \times \frac{\gamma_d}{\gamma_s} \quad (IV.1)$$

Avec :

D : déstructuration de surface (g/m²)

w : teneur en eau du sol

m_h : masse humide des particules dégradées (g)

S_{soll} : surface sollicitée de l'éprouvette (m²)

γ_d : poids volumique sec de l'éprouvette (kN/m³)

γ_s : poids volumique des particules solides du sol (kN/m³)

Un exemple d'évolution de la déstructuration de surface, D , avec les cycles de roulement (trafic) est représenté dans la Figure IV.2 pour la configuration de mise en œuvre « C » (Figure IV.1) pour tous les sols d'étude. La déstructuration de surface finale est indiquée entre parenthèses.

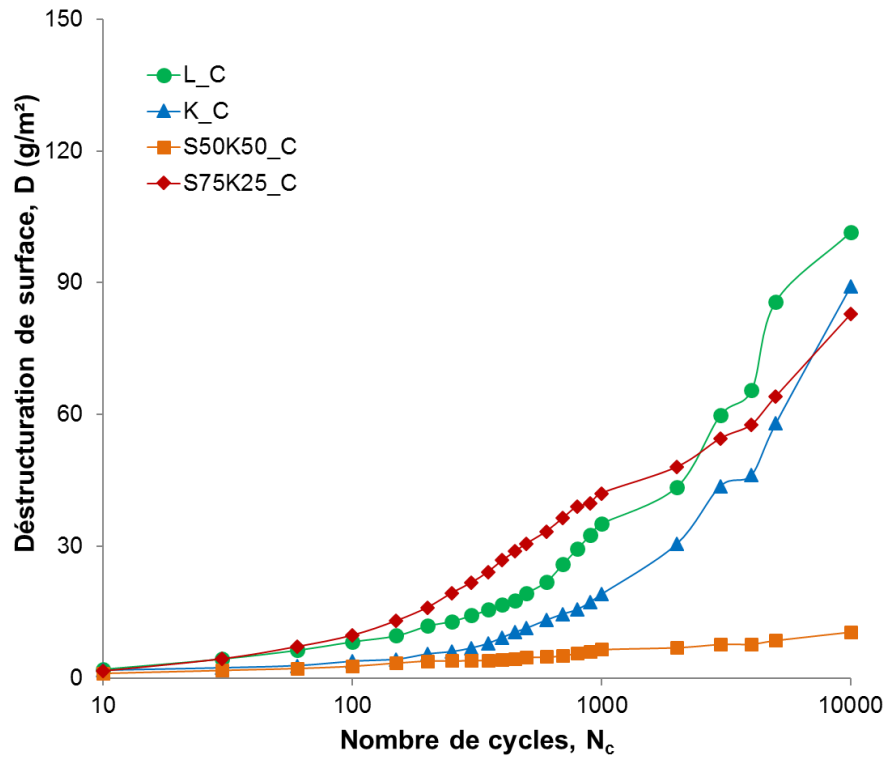


Figure IV.2. Influence des cycles de roulement sur la déstructuration en surface à la configuration « C »

Les résultats montrent que la déstructuration de surface sous les cycles de roulement se manifeste par un détachement de matière à la surface du sol. Ce phénomène évolue graduellement avec les cycles de trafic et diffère d'un sol à un autre.

Les observations au MEB réalisées permettent de montrer la forme des agrégats et de particules dégradés à la surface. Ces observations sont comparées aux sols de référence (Figure IV.3 à Figure IV.6). On entend par sol de référence, le sol sec n'ayant pas été humidifié, non compacté et non soumis aux cycles de roulement. Les observations ont été réalisées sur deux échelles d'observations : à l'échelle macroscopique (100 μm et/ou 300 μm) et à l'échelle microscopique (10 μm).

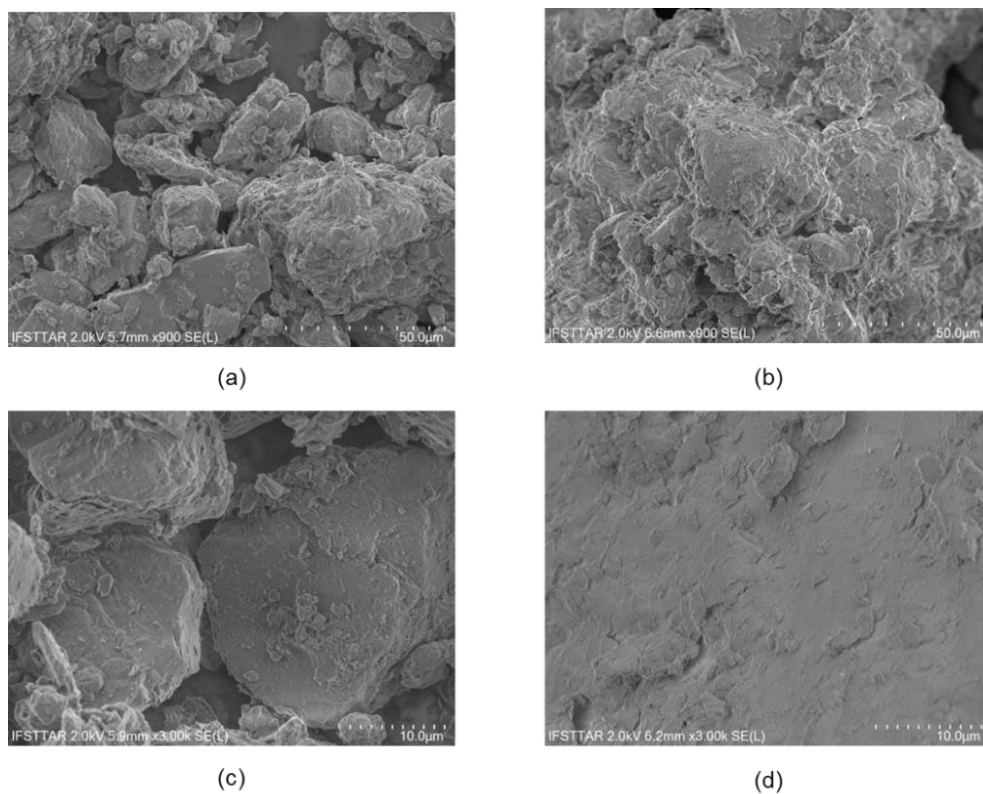


Figure IV.3. Observations au MEB du sol de référence (a et c) et du sol dégradé (b et d) pour L_C

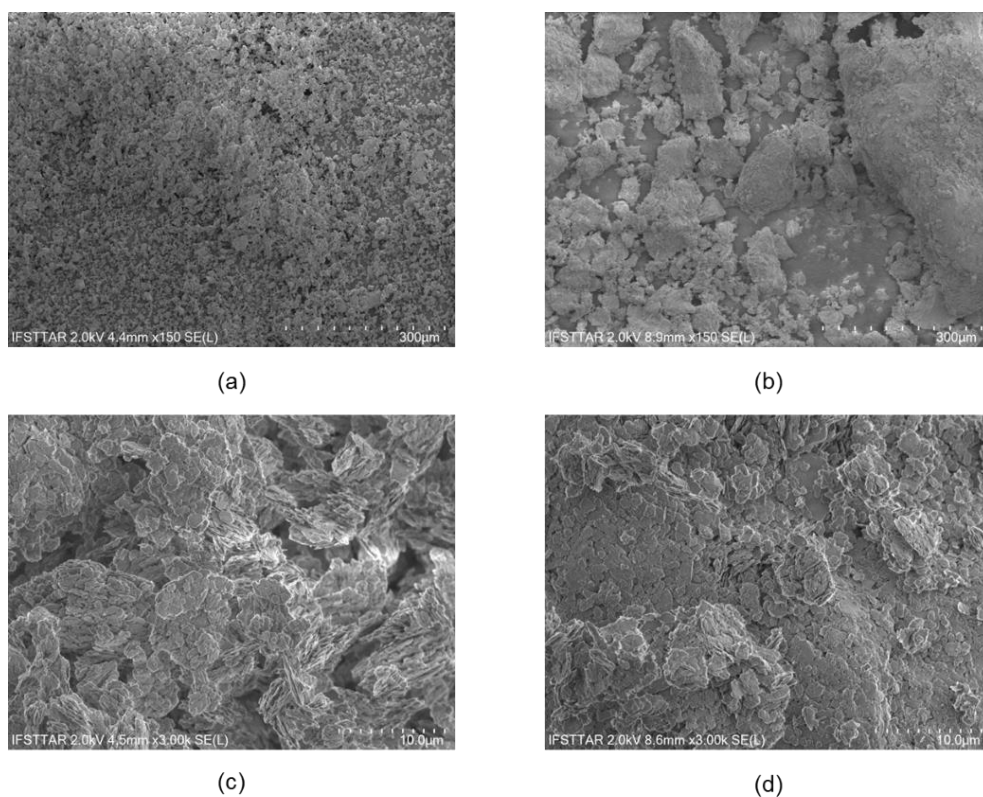
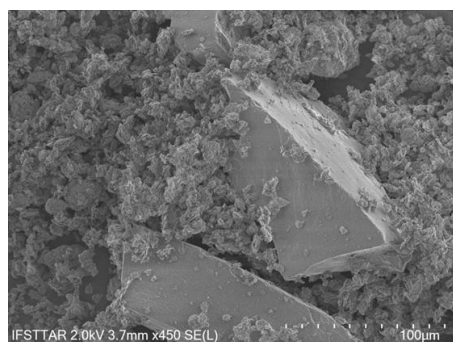
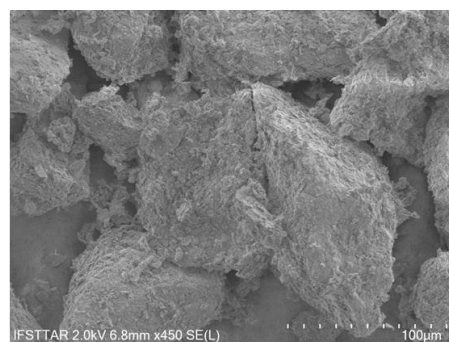


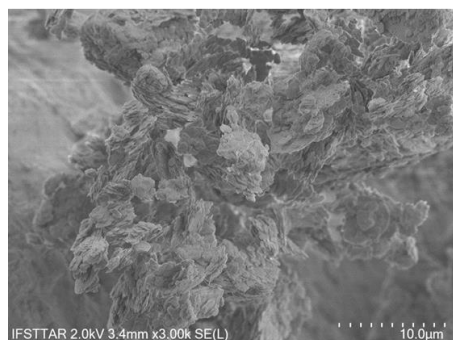
Figure IV.4. Observations au MEB du sol de référence (a et c) et du sol dégradé (b et d) pour K_C



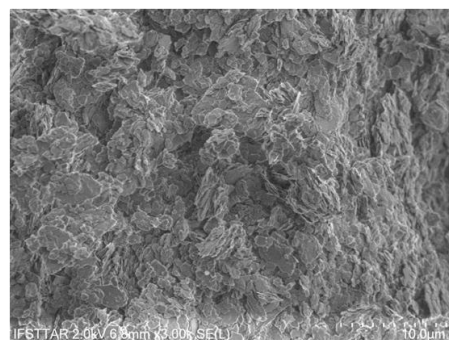
(a)



(b)

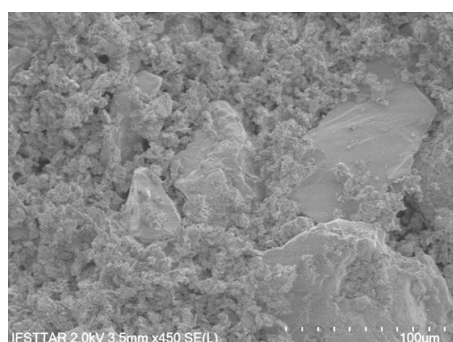


(c)

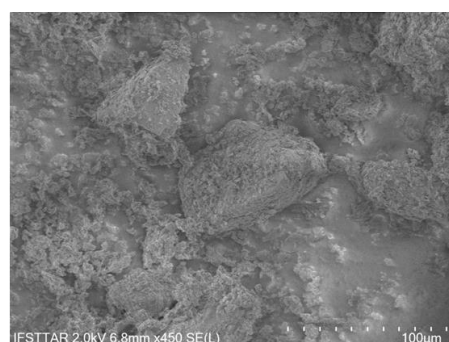


(d)

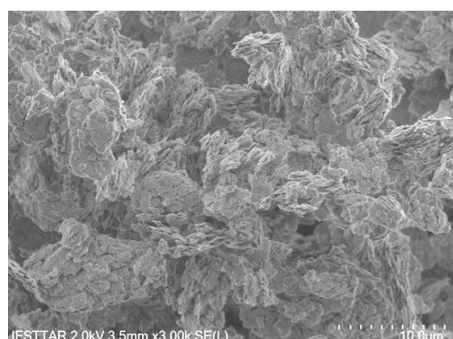
Figure IV.5. Observations au MEB du sol de référence (a et c) et du sol dégradé (b et d) pour S50K50_C



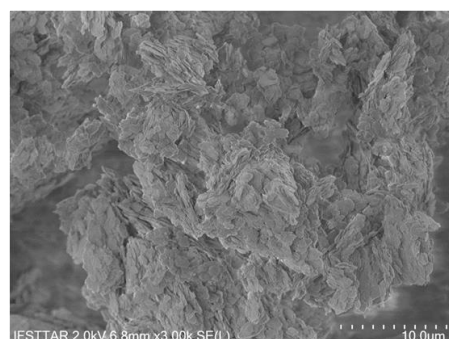
(a)



(b)



(c)



(d)

Figure IV.6. Observations au MEB du sol de référence (a et c) et du sol dégradé (b et d) pour S75K25_C

L'observation du sol sec au MEB (a et c de chaque figure) met en évidence la surface lisse des grains de quartz, sur lesquels les particules d'argile y sont simplement déposées pour L, S50K50 et S75K25. Les particules d'argile qui composent le sol K semblent également être dispersées et sans cohésion.

Après déstructuration (b et d de chaque figure), les sols détachés en surface semblent être des agrégats dont la taille est plus importante que le sol sec de référence. Ces agrégats sont formés par des grains de quartz enrobés des particules d'argile, ou par l'empilement de particules d'argile. En effet, comme expliqué dans le chapitre I, lors de l'humidification d'un sol sec, sous l'effet de la cohésion capillaire, les particules argileuses tendent à se rapprocher, et/ou enrobent la fraction non argileuse formant ainsi des agrégats.

Les agrégats, composés principalement d'argile, sont clairement distingués sur la Figure 3b. La structure du sol à grossissement important semble être plus dense après humidification tel que montré sur la Figure 3d. Les agrégats composés de grains de quartz enrobés de particules d'argile sont également nettement apercevables sur la Figure 4b et la Figure 5b. L'enrobage de la fraction non argileuse par la fraction argileuse peut être observé à l'échelle microstructurale sur la Figure 2d.

Sous l'effet des cycles, le lien entre les agrégats se rompt à cause de la combinaison de différents phénomènes : séchage induit par l'augmentation de la température lors des cycles, des frottements à l'interface sol/roue et sol/sol ainsi que les vibrations du sol lors des cycles. L'ensemble de ces sollicitations entraîne le détachement des agrégats de différentes tailles.

L'évolution des tailles des agrégats au fur et à mesure des cycles a été quantifiée par des mesures de distributions granulométriques des agrégats détachés à la surface sous 1 000, 5 000 et 10 000 cycles. Celles-ci sont comparées aux distributions granulométriques du sol sec de référence. Un exemple de résultat sur S75K25_C est représenté sur la Figure IV.7. Les courbes représentées sont des moyennes réalisées sur trois échantillons, excepté pour le sol de référence où toutes les courbes sont représentées. Les courbes complètes sont représentées dans l'Annexe C.

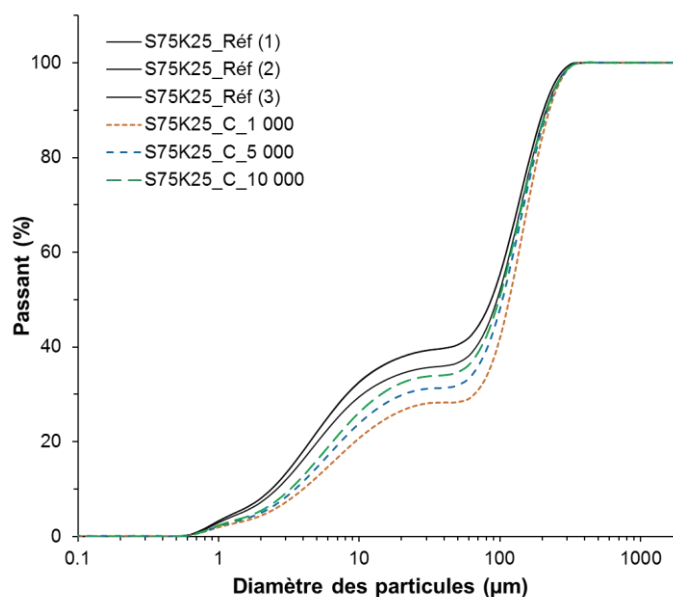


Figure IV.7 Evolution des distributions granulométriques à 1 000, 5 000 et 10 000 cycles pour S75K25_C

Les résultats montrent clairement l'influence des cycles de roulement sur l'évolution des tailles des agrégats en surface. Les agrégats détachés aux premiers cycles de trafic (jusqu'à 1 000 cycles) présentent des tailles maximales par rapport au sol sec. Ces agrégats semblent se désagréger au fur et à mesure des cycles (à 5 000 puis à 10 000 cycles) en raison des frottements entre la roue et le sol qui pourraient favoriser leur désagrégation. Néanmoins, leurs tailles restent plus importantes au sol de référence en raison de leur nature (agrégats).

IV.1.2. Mécanisme de déstructuration de surface proposé

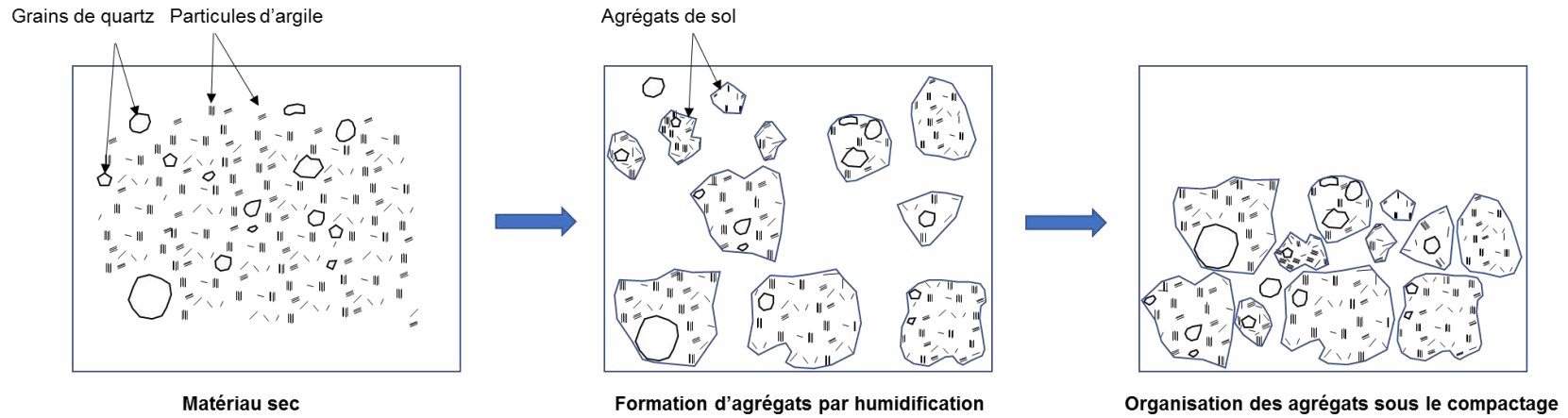
A l'issue des résultats obtenus précédemment, un mécanisme de déstructuration de surface sous cycles de roulement peut être proposé. La Figure IV.8 illustre ce mécanisme de déstructuration divisé en deux étapes : lors de l'humidification et du compactage et pendant le passage de la roue.

A l'état sec, nous pouvons distinguer les constituants de sol, notamment les particules d'argile et les grains de quartz. Lorsque le sol est humidifié, des agrégats de sol de différentes tailles sont formés, soit par l'enrobage des grains de quartz par des particules d'argile, ou par un ensemble de particules d'argile maintenues entre elles par les forces inter-particulaires et de cohésion capillaire. Ces agrégats sont déformés sous l'effort de compactage, formant ainsi la structure du sol composée par des agrégats de différentes tailles et du vide poral (Figure IV.8a).

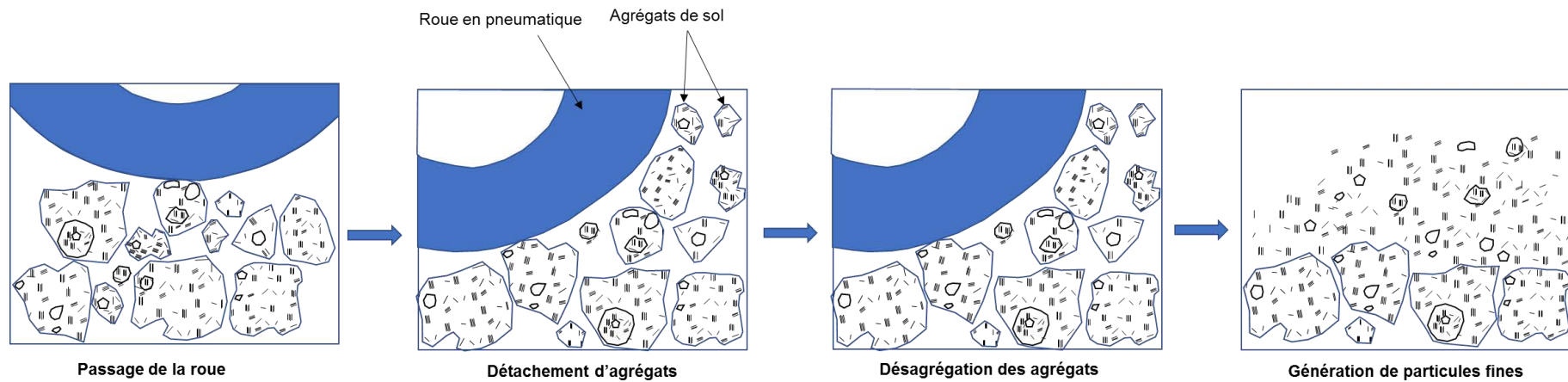
Lorsque la roue du simulateur de trafic passe par la surface du sol compacté, celle-ci génère dans un premier temps une surconsolidation du sol. Puis, sous l'effet des passages cycliques et répétitifs, les vibrations du bâti, les frottements entre la roue et les agrégats de sol ainsi que le contact entre le sol en surface et les sols de la matrice du sol, les agrégats du sol perdent leur cohésion et se détachent de la surface.

Au fur et à mesure des passages, les agrégats dégradés pendant les premiers cycles se désagrègent et forment ainsi des agrégats de plus petite taille. Les petits agrégats qui occupent la surface des éprouvettes sont par conséquent susceptibles à l'envol, notamment en présence du souffle en laboratoire (ou du vent en situation de chantier).

La Figure 19 montre quelques images MEB des surfaces des sols soumis à 10 000 cycles observées à différentes échelles. Sur les images obtenues à faible grossissement (300 μm), nous pouvons apercevoir l'aplatissement de la surface dans certaines zones dû à la surconsolidation (Figure 19a), ainsi que les agrégats de sol sans cohésion (Figure 19b). A moyen grossissement, nous distinguons l'agrégat dépourvu d'une partie de son enrobage argileux tel que montré dans la Figure 19c, le vide laissé par les gros agrégats détachés peut être observé sur la Figure 19d. De fins agrégats d'argile peuvent néanmoins se trouver dans ces vides, après le détachement des gros agrégats, tel qu'observé à fort grossissement (10 μm) dans la Figure 19e. La Figure 19f montre clairement les fissures formées dans l'enrobage argileux, provoquant le détachement d'agrégats. L'ensemble de ces images corrobore le mécanisme que nous proposons ici.

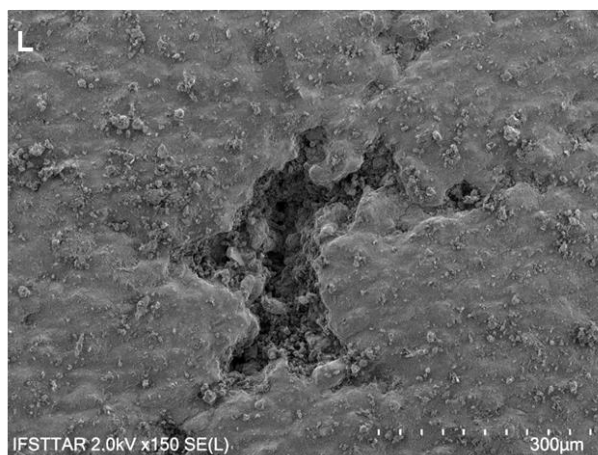


(a) Humidification et Compactage



(b) Roulement d'une roue

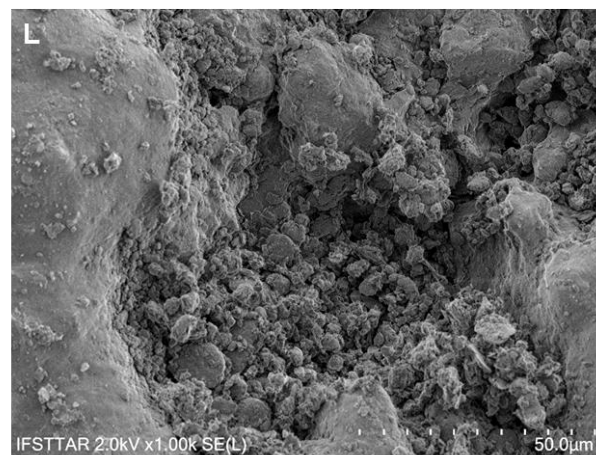
Figure IV.8. (a) Formation des agrégats lors de l'humidification et du compactage (b) Mécanisme de déstructuration en surface sous cycles de roulement



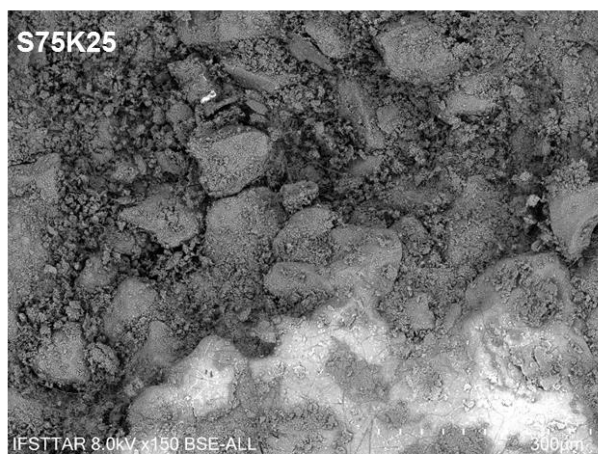
(a)



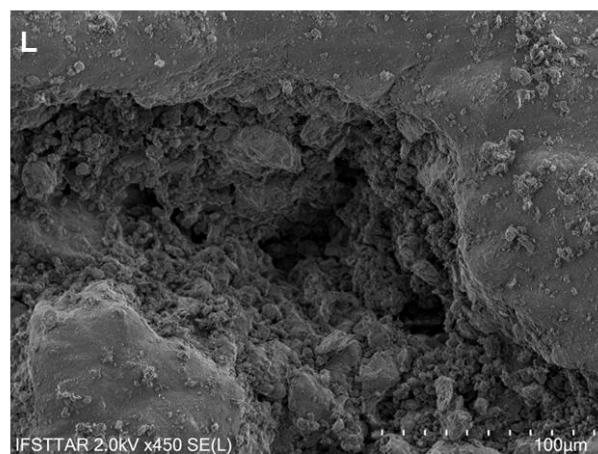
(c)



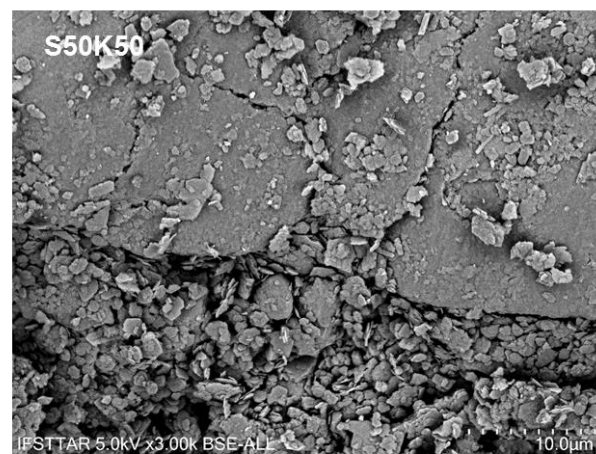
(e)



(b)



(d)



(f)

Figure IV.9. Observations MEB de la surface des éprouvettes soumises à 10 000 cycles de trafic

IV.1.3. Validation expérimentale

Nous prenons comme exemple de validation du mécanisme de déstructuration le cas du sol S75K25.

L'éprouvette est compactée à B ($0.75w_{OPN}$ et γ_{dOPN}) sous 100 000 cycles de roulement (Cf. Figure IV.1). Nous analyserons l'évolution des distributions granulométriques des particules dégradées en surface à 5 000, 10 000 et 100 000 cycles de trafic (Figure IV.10).

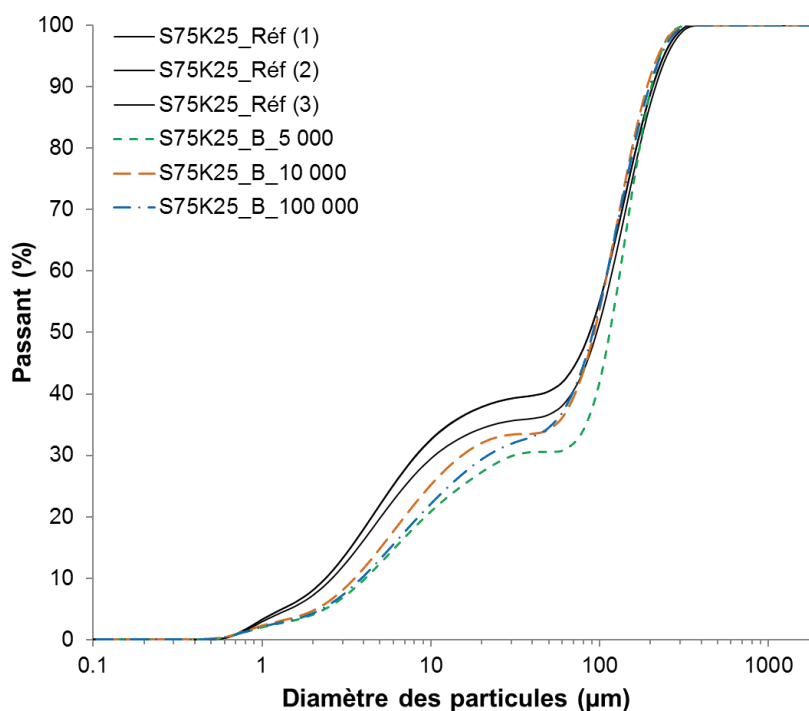


Figure IV.10. Evolution des distributions granulométriques pour S75K25_B à 5 000, 10 000 et 100 000 cycles

Les résultats montrent que les cycles de trafic génèrent le détachement d'agrégats de sol à la surface des éprouvettes, on observe une taille importante des grains dans les premiers cycles, puis, la taille diminue au fur et à mesure des cycles. Cela va tout à fait dans le sens du mécanisme proposé précédemment. Notons que les courbes de distributions granulométriques du S75K25 à 10 000 et 100 000 cycles sont proches.

IV.2. CONDITIONS DE DESTRUCTURATION DES SURFACES

La formation d'agrégats dans le sol résulte donc de l'humidification du sol qui génère la formation des ponts capillaires et confèrent aux agrégats une cohésion capillaire. La taille des agrégats formés dépend de l'intensité de cette cohésion capillaire, qui gouverne à son tour les échanges hydriques entre les constituants du sol. Les échanges hydriques dans le sol sont exprimés par l'intensité de la succion dans le sol. Ils sont étudiés dans la première étape de cette section au moyen des courbes de rétention d'eau des sols non consolidés et consolidés.

Le second volet de cette section est dédié à l'étude de l'influence des cycles de trafic et des conditions de mise en œuvre sur la déstructuration des sols en surface sous 10 000 cycles de roulement.

Le lien entre les cycles de roulement et la modification de la structure des sols est également étudié. L'influence du compactage, du séchage et des conditions de mise en œuvre sur la déstructuration des sols est étudiée dans le troisième volet.

L'analyse des résultats permettra de faire un choix sur la configuration de mise en œuvre qui génère une déstructuration suffisamment faible pour les sols étudiés aux conditions testées.

La tenue de cette configuration aux sollicitations intenses de trafic et sous l'effet d'imbibition sera étudiée dans le dernier volet de cette section.

IV.2.1. Etude des échanges hydriques dans les sols à différents états de consolidation

Les échanges hydriques dans les sols à différents états de consolidation sont analysés au moyen des courbes de rétention d'eau (CRE) des sols sur chemin de séchage. Les CRE des sols ont été déduits des courbes des distributions des pores des sols, mesurées par porosimétrie au mercure selon la méthode développée par [Casini et al. \(2012\)](#) décrite ci-dessous.

Le mercure est un fluide non mouillant donc une similitude peut être faite entre le chemin de drainage et la courbe d'injection de mercure dans le sol. Ainsi, la succion dans le sol est déduite de la relation de Washburn détaillée dans le Chapitre I. Elle est déduite des valeurs de pression d'injection de mercure dans les essais de PIM. La relation qui lie la succion dans le sol à la pression d'injection de mercure s'écrit comme suit :

$$s = 0.196 \times P_{iHg} \quad (IV.2)$$

Avec :

s : Succion dans le sol (kPa)

P_{iHg} : Pression d'injection de mercure (kPa)

Quant au volume des vides occupé par l'eau, il est calculé à partir des valeurs d'indice des vides macroscopique du sol et du volume de mercure injecté, tel que :

$$e_{wc} = e_{w\ 1Mpa} + \frac{(e_{w\ 0.003\ MPa} - e_{w\ 1Mpa})(e_0 - e_{w\ 1Mpa})}{e_0 - e_{w\ 1Mpa}} \quad (IV.3)$$

Avec :

e_{wc} : Indice des vides occupé par l'eau

$e_{wc(1Mpa)}$: Indice des vides occupé par l'eau pour une succion de 1MPa

e_0 : Indice des vides macroscopique calculé

e_w : Indice des vides occupé par l'eau non corrigé, tel que

$$e_w = e_0 - V_{Hg\ i} \times \rho_s \quad (IV.4)$$

Avec :

$V_{Hg\ i}$: Volume de mercure injecté à chaque pression « i » (cm³/g)

ρ_s : Masse volumique des grains solides du sol (g/cm³)

$e_{w\ 1Mpa}$: Indice des vides non corrigé occupé par l'eau pour une succion de 1MPa

La courbe de rétention d'eau des sols sur chemin de séchage, liant la succion « s » à l'indice des vides de l'eau « e_w », est ainsi déduite pour les sols secs (Figure IV.11) et pour les sols compactés à l'OPN (Figure IV.12).

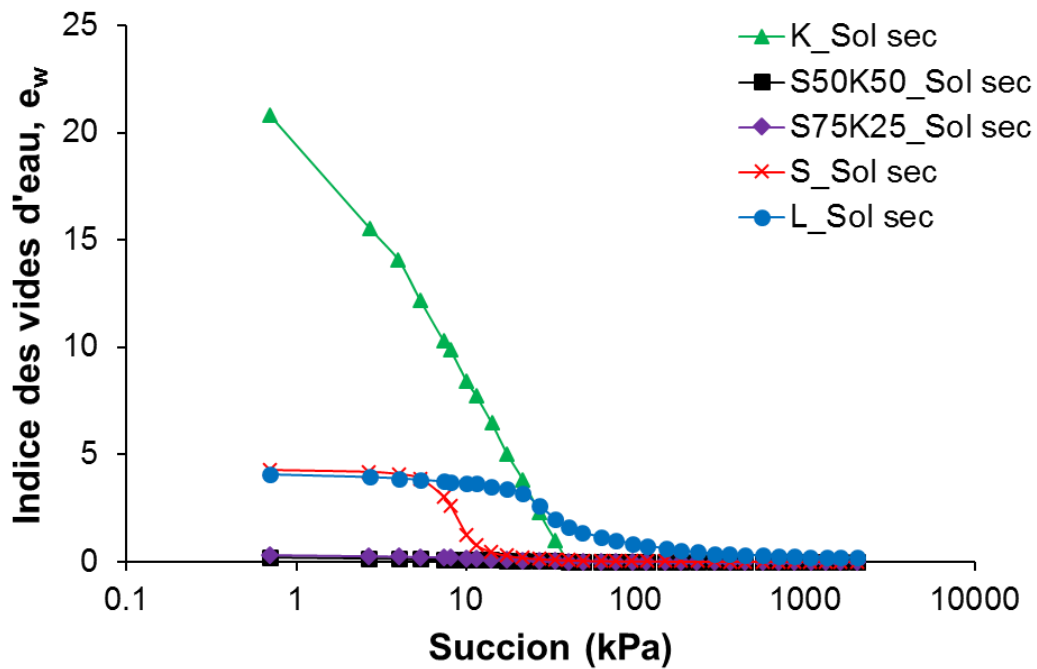


Figure IV.11. Courbes de rétention d'eau sur chemin de séchage des sols secs

La Figure IV.11 met en évidence la sensibilité à l'eau des sols pulvérulents. Cette sensibilité peut être déduite des valeurs de succion d'entrée d'air du sol. La désaturation des sols secs semble être brusque, en particulier pour K, en raison probablement de la faible présence des ponts capillaires.

Par ailleurs, nous pouvons observer que pour L, la désaturation est plus lente car ce sol est naturel et contient des agrégats de sol y compris à l'état sec.

Concernant les sols compactés à l'OPN, les courbes de la Figure IV.12 montrent clairement que la désaturation des sols compactés se met en place progressivement, contrairement aux sols secs. Nous pouvons voir que l'évolution de la succion au cours du séchage est liée à l'état initial du sol et la composition granulométrique du sol. L'argile K, en tant que matériau sensible à l'eau, permet de générer une succion d'entrée d'air très importante de l'ordre de 900 kPa en raison de la pression d'eau entre les particules d'argile. En revanche, le mélange S75K25 présente une succion d'entrée d'air de 40 kPa à cause de la présence du sable.

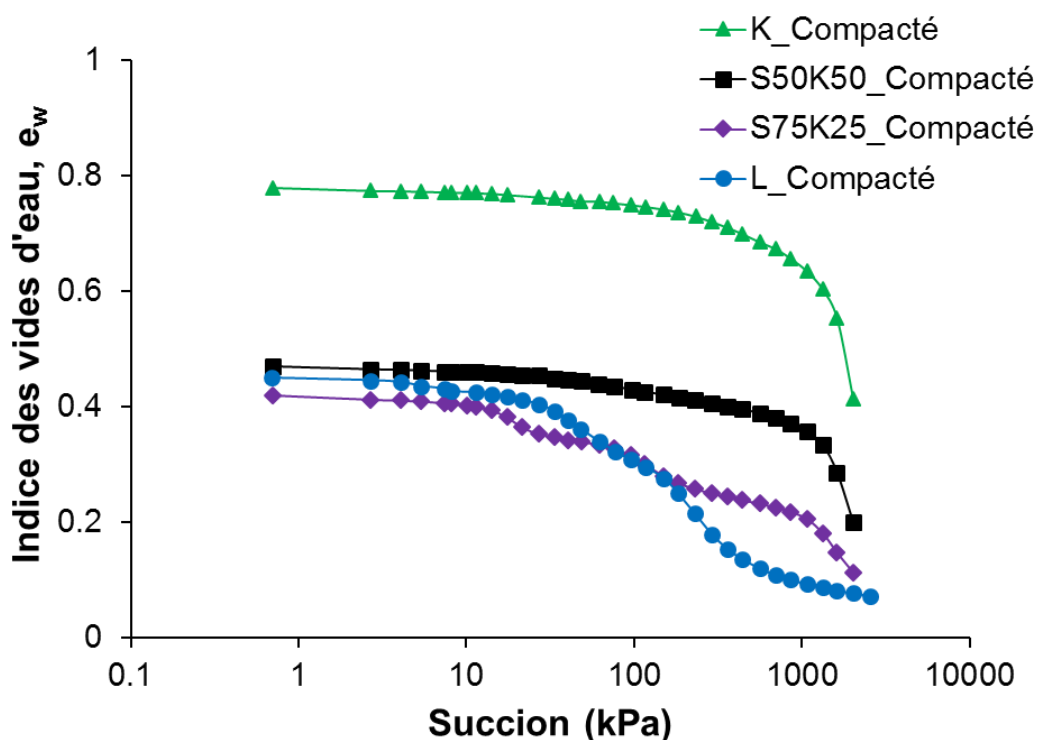


Figure IV.12. Courbe de rétention d'eau sur chemin de séchage des sols compactés à l'OPN

La comparaison entre les CRE des sols secs et des sols compactés met en évidence l'apport du compactage sur les échanges hydriques dans le sol. Ceci pourrait expliquer en partie la désagrégation des agrégats de sol durant les cycles qui est favorisée par le séchage des sols secs détachés aux premiers cycles.

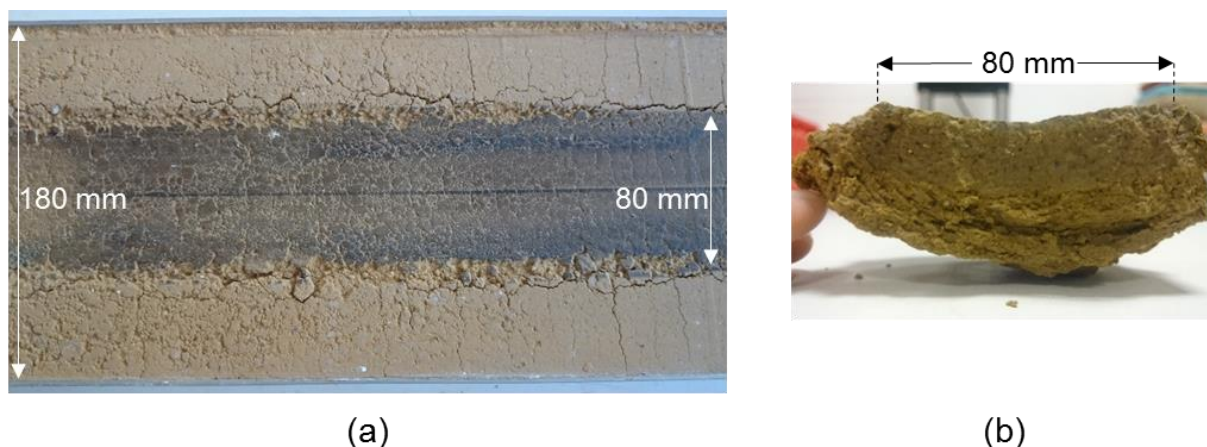
Il faut noter que ces relations sont valables que lorsque la capillarité est le mécanisme physique prédominant, c'est-à-dire pour des valeurs de succions inférieures à 2 MPa.

IV.2.2. Conditions de mise en œuvre et déstructuration en surface

La déstructuration (altération) en surface des sols compactés est quantifiée par les déformations verticales induites par les cycles de roulement et par les masses détachées en surface et leurs distributions granulométriques.

La Figure IV.13a illustre l'état de la surface d'une éprouvette de L, après 10 000 cycles de trafic, et la Figure IV.13 b la vue de face de la zone sollicitée.

Afin d'éliminer les effets de bord, nous ne considérerons dans notre analyse que les résultats obtenus dans la partie centrale de l'éprouvette en termes de déstructurations verticales et des distributions porales.



*Figure IV.13. Image représentative d'une éprouvette de L après 10 000 cycles de trafic
(a) vue de haut de l'éprouvette et (b) vue de face de la zone sollicitée*

Evolution des déformations verticales

Les déformations verticales mesurées sur la partie centrale de l'éprouvette (Cf. Chapitre II, section II.3), dans le sens longitudinal du passage, sont calculées à partir des tassements mesurés au fur et à mesure des cycles de trafic selon l'équation (IV.5).

$$d_v = \frac{\Delta h}{h} \times 100\% \quad (IV.5)$$

Avec :

d_v : La déformation verticale (%)

Δh : Le tassement dû aux cycles de trafic

h : Hauteur totale de l'éprouvette

La Figure IV.14 montre l'évolution des déformations verticales cumulées en fonction des cycles de trafic au centre des éprouvettes pour les différents sols étudiés sous les différentes configurations testées. Les déformations verticales finales, en pourcentage, sont notées entre parenthèses.

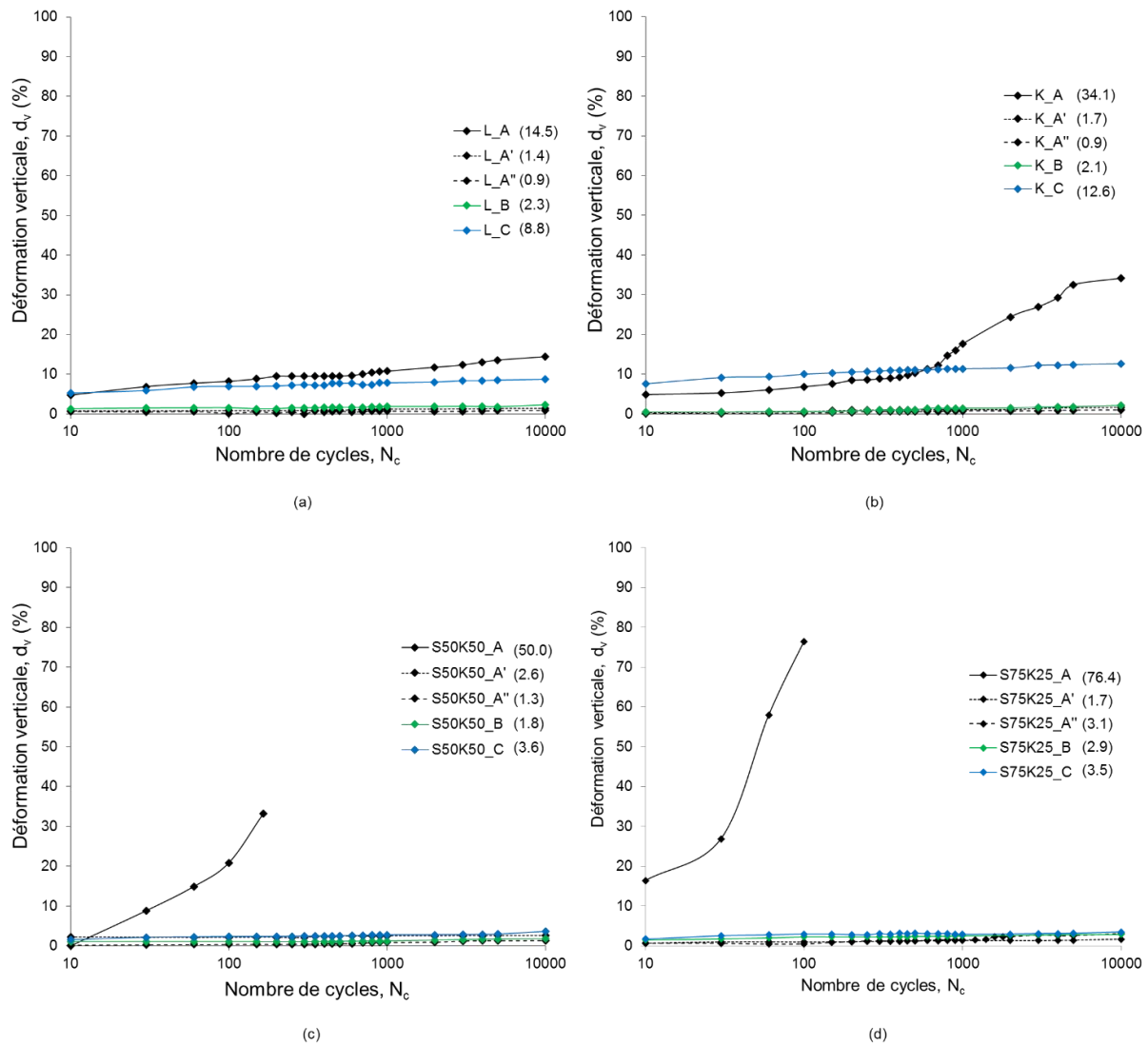


Figure IV.14. Evolution des déformations verticales cumulées en fonction des cycles de trafic
(a) L, (b) K, (c) S50K50, (d) S75K25

Les résultats montrent une évolution croissante des déformations verticales avec les cycles de trafic. Les déformations verticales sont plus élevées pour les éprouvettes compactées à la configuration « A » (Cf. Figure IV.1), en particulier pour S50K50 et S75K25, pour lesquels les essais ont été arrêtés, respectivement, au bout de 165 et 100 cycles. Le comportement de K et L est différent, on note que la résistance aux cycles est plus importante malgré le fort degré de saturation. Par ailleurs, on observe que le matériau K présente une augmentation brusque à 700 cycles. Cela pourrait être liée à l'arrachement de particules au niveau du point de mesure qui impacterait les mesures.

A l'inverse, pour des éprouvettes préparées à des teneurs en eau inférieure à w_{OPN} avec un état de compacité de la ligne optimale de compactage (configuration C de la Figure IV.1), la déformation verticale est plus faible en comparaison avec la configuration A grâce à la diminution du degré de saturation du sol. Les déformations induites restent tout de même importantes, en particulier pour les sols très fin K et L, contrairement à la configuration « A ». Les déformations de K et L sont dues à la compression de l'air ainsi que le réarrangement des

agrégats, tandis que pour S50K50 et S75K25, les déformations qui résultent de la réorganisation des agrégats est faible en raison de la forte densité de ces sols (Tableau IV.2). Le Tableau IV.2 montre clairement l'état de densité du sol en chaque configuration avant l'essai. A titre d'exemple, si nous comparons les indices des vides, avant l'essai, des configurations A et C pour K et L à ceux de S50K50 et S75K25, nous pourrions voir que e_A/e_C sont de 63 et 68% pour L et K, respectivement, et de 78% et 83% pour S50K50 et S75K25, respectivement. Ce qui met en évidence l'importance de l'influence des cycles à A pour S50K50 et S75K25, et à C pour L et K.

Tableau IV.2. Indices des vides des éprouvettes avant l'essai de simulation de trafic

e_{vd} avant essai	A	A'	A''	B	C
K	0.78	0.74	0.41	0.77	1.15
L	0.45	0.38	0.24	0.43	0.72
S50K50	0.45	0.40	0.27	0.44	0.58
S75K25	0.43	0.37	0.26	0.40	0.52

Par ailleurs, la déformation verticale prend des valeurs minimales pour les configurations A', A'' et B (< 3%). La combinaison de la diminution de la teneur en eau et de l'augmentation du poids volumique du sol semble permettre de limiter sa déformation verticale sous les cycles de trafic. En effet, l'augmentation du poids volumique du sol, combinée à la diminution de la teneur en eau, améliorent sa résistance au chargement. Cela rejoint les observations de [Li \(2015\)](#) qui, en mesurant le module sécant d'un sol argileux (<80 μm = 88%, w_L = 70.5 %, I_p = 33.5 %) sous chargement cyclique, trouve que la résistance du sol à 20.8% de teneur en eau est 6 fois plus grande que la résistance du sol à 42.4 % de teneur en eau.

L'influence du sol peut être déduite de la Figure IV.15 où les déformations verticales finales à 10 000 cycles, à l'exception de S50K50_A (165 cycles) et S75K25_A (100 cycles), sont représentées en fonction des configurations testées.

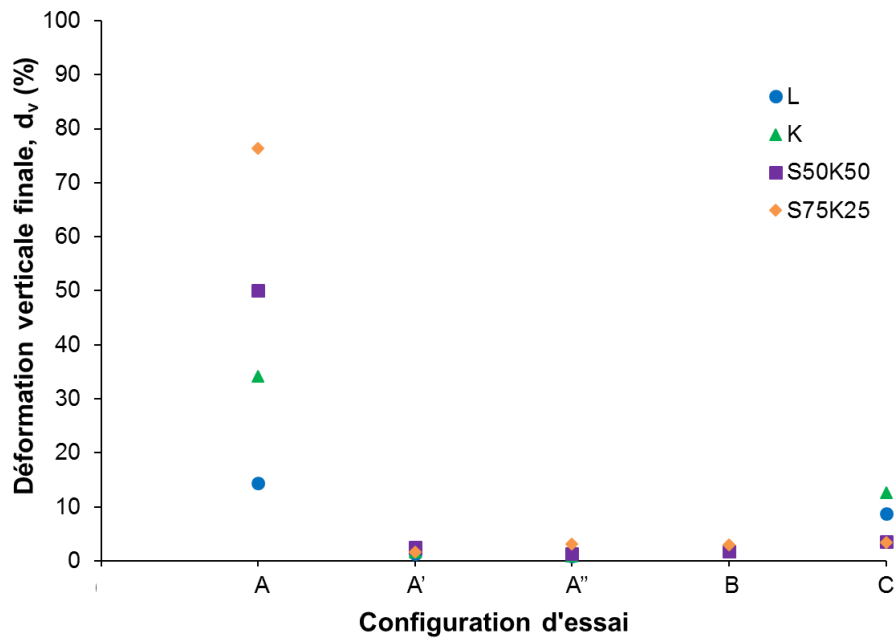


Figure IV.15. Influence du type de sol sur la déformation verticale finale

Parmi les configurations A', A'' et B, les sols K, L et S50K50 semblent présenter des dégradations verticales plus faibles lorsque le sol est complètement sec (A''), tandis que S75K25 présente une dégradation verticale faible à A'. A ce stade, nous ne pouvons expliquer cette différence car les mesures de déformations verticales prennent en compte au même temps le tassement dû au chargement sous cycles, et la diminution de hauteur due à la déstructuration de surface par arrachement de particules à la surface de l'éprouvette.

Evaluation de la déstructuration en surface

La déstructuration de surface, D, correspondante aux différentes configurations de mise en œuvre est représentée dans la Figure IV.16.

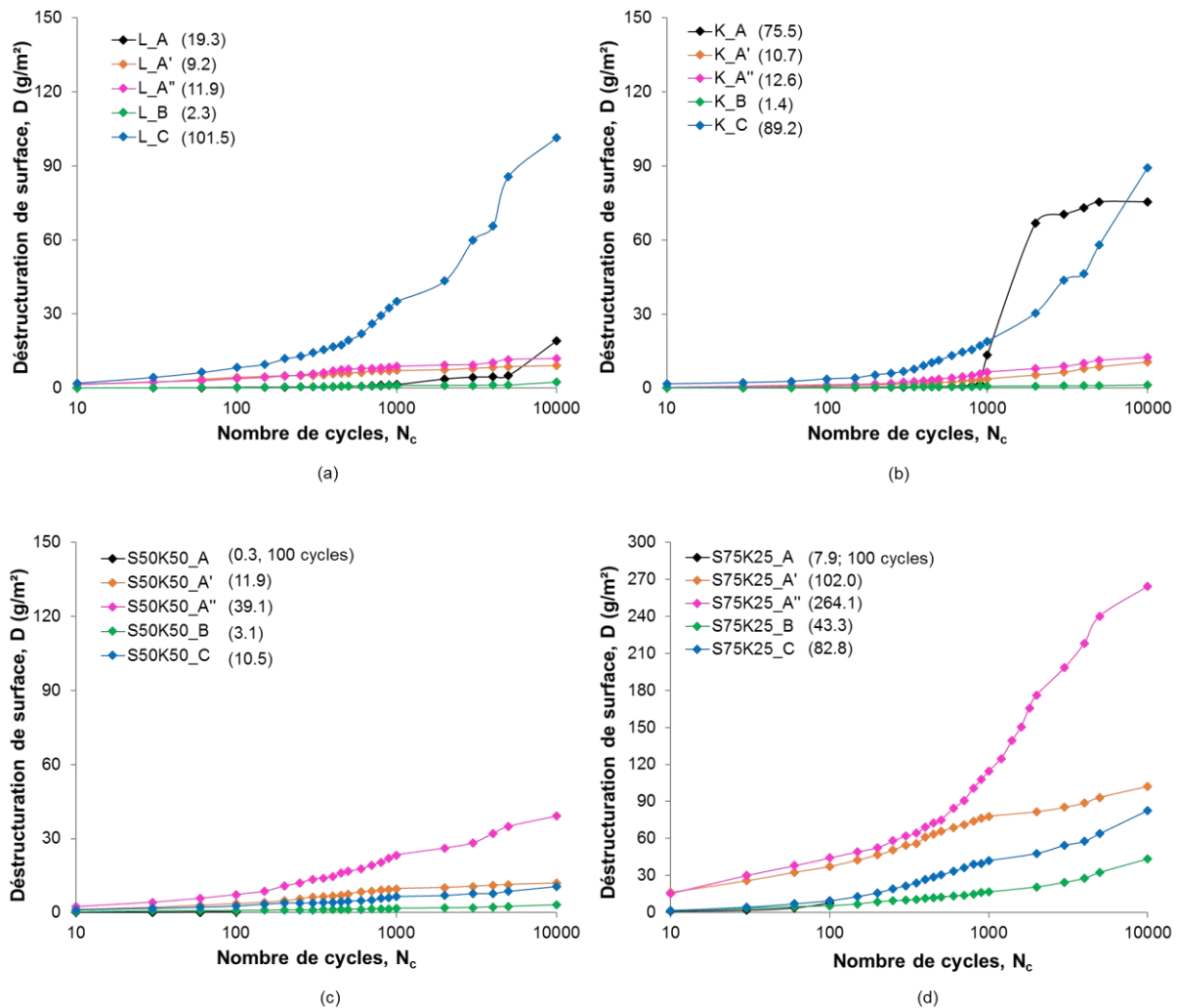


Figure IV.16. Evolution de la déstructuration de surface en fonction des cycles de roulement
(a) L, (b) K, (c) S50K50, (d) S75K25

Les résultats confirment le constat cité précédemment sur l'influence des cycles de trafic sur la déstructuration en surface. En effet, la déstructuration de surface croît graduellement avec les cycles de trafic pour toutes les configurations testées.

Mise à part la configuration A, les valeurs de D paraissent plus élevées à C pour K et L et à A'' pour S50K50 et S75K25. La forte déstructuration de surface en C pour les sols K et L s'explique par leur faible état de compacité.

En ce qui concerne les mélanges S50K50 et S75K25, c'est le séchage qui s'avère influencer la déstructuration de surface. La diminution des ponts capillaires (donc une faible cohésion) entre les agrégats de sol génère une sensibilité de ce sol aux cycles de trafic. Cette sensibilité est accentuée avec les frottements entre le sol et la roue de compactage. Les résultats de cisaillement à l'interface sol/gomme mettent en évidence cet effet. L'angle de frottement à l'interface sol/gomme des éprouvettes compactées au point A prennent des valeurs de 14.0, 16.0, 19.6 et 29.9° respectivement pour S50K50, L, K et S75K25.

Néanmoins, tous les sols présentent une faible déstructuration de surface à la configuration « B ». Pour une même teneur en eau de compactage, le potentiel de déstructuration des sols est moins important en B qu'en C en raison de la forte compacité du sol en ce point.

Concernant la configuration A, la déstructuration des sols K et L croît de manière significative à partir de 900 et 5 000 cycles respectivement. Les éléments que nous avons en notre possession ne nous permettent d'expliquer ce comportement. Néanmoins, on pourrait lier ceci à un état de déstabilisation maximal de la surface des éprouvettes qui aurait généré la déstructuration à 900 cycles pour K et 5000 cycles pour L. Concernant S50K50 et S75K25 les mesures de la déstructuration de surface ont été arrêtées à 100 cycles.

La comparaison des différents sols étudiés en termes de déstructuration de surface confirme ces résultats (Figure IV.17).

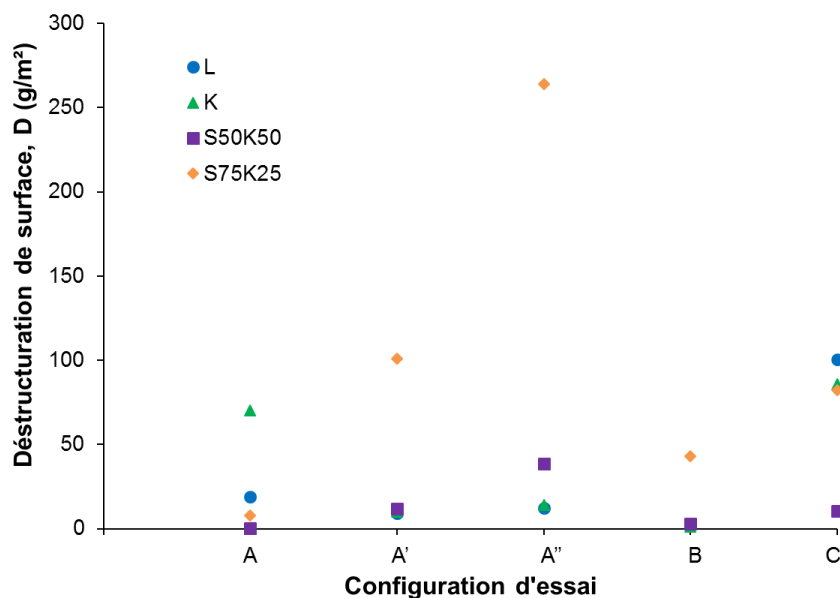


Figure IV.17. Influence du type de sol sur la déstructuration en surface sous cycles de trafic

Ainsi, nous pouvons conclure que les sols S50K50 et S75K25 sont plus dégradables à un état très sec, et les sols L et K sont plus dégradables à état de compacité faible (configuration C). Néanmoins, tous les sols présentent la plus faible déstructuration de surface à B en raison de la forte densité du sol.

Evolution des distributions granulométriques du sol

Afin de matérialiser l'effet des cycles de passage et des conditions de mise en œuvre sur la distribution granulométrique du sol, les distributions granulométriques des particules dégradées à la surface sont comparées aux distributions granulométriques des sols

pulvérulents à l'état sec (noté sol de Référence). Les résultats sont représentés sur la Figure IV.18 pour tous les sols d'étude.

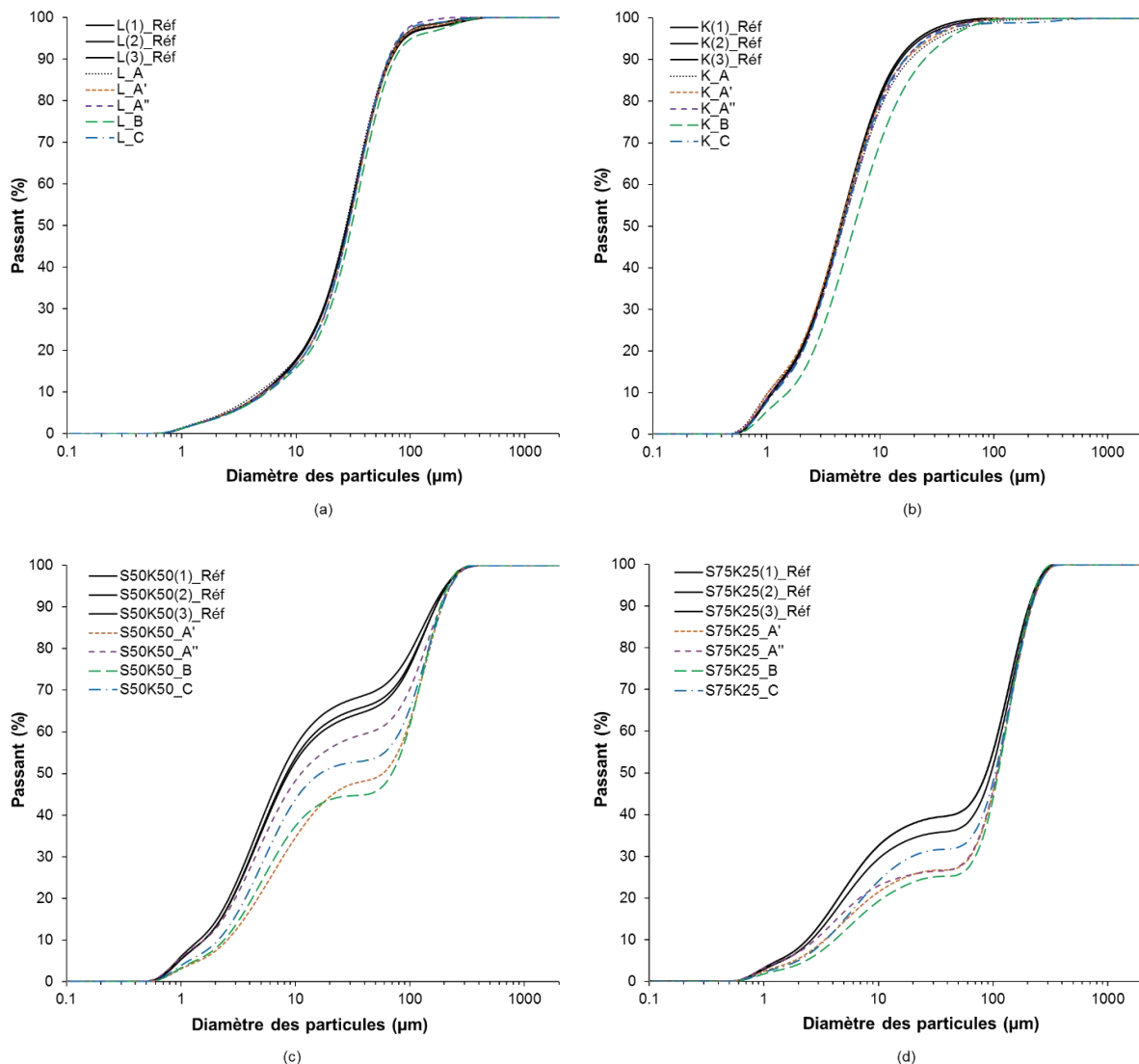


Figure IV.18. Influence des cycles de trafic sur les distributions granulométriques des particules dégradées (a) L, (b) K, (c) S50K50, (d) S75K25

Ces résultats confirment que les cycles de roulement génèrent un détachement d'agrégats de sol de taille plus grande par rapport au sol sec pulvérulent. Cette différence est plus remarquable pour les sols S50K50 et S75K25 comparés à K et L en raison de l'étalement de leurs distributions granulométriques. Les valeurs du coefficient d'uniformité sont de 46.26, 9.56, 6.51 et 5.09 respectivement pour S75K25, S50K50, L et K. les valeurs sont maximales pour les mélanges en raison de la présence des deux fractions de kaolin et de sable qui ont des diamètres moyens très différents respectifs de 4.5 μm et 130 μm . A l'inverse, les sols K et L, qui ont des distributions granulométriques plutôt uniformes, l'influence des cycles de trafic sur la modification des distributions granulométriques est peu marquée, à l'exception de K_B.

En outre, malgré ces modifications dans les distributions granulométriques, on ne peut conclure l'influence de chaque condition de mise en œuvre séparément.

Les résultats d'analyse de la déstructuration en surface ont permis de renforcer le concept proposé du mécanisme de déstructuration présenté dans la première section. Ils permettent aussi ainsi de mettre en évidence l'influence des conditions de mise en œuvre (compactage et séchage) et du type de sol sur la déstructuration du sol. La déstructuration en surface peut être atténuée pour une combinaison de teneur en eau inférieure à l'OPN et un niveau de compacité de l'ordre de l'OPN. Concernant le type de sol, nous pouvons conclure que les mélanges de sable et d'argile sont sensibles à la teneur en eau du sol (influencée par le séchage) et les sols fins K et L sont plus sensibles à la compacité. Néanmoins, la déstructuration est minimale pour tous les sols pour un état hydrique de $0.75w_{OPN}$ et un état de compacité égal à l'OPN.

Corrélation entre la déstructuration en surface et la fraction de kaolin du sol

Pour mettre en évidence l'influence de la composition du sol, une discussion a été menée sur les sols K, S50K50 et S75K25 afin d'établir un lien entre la déstructuration en surface et la fraction argileuse des sols. Pour cela, le poids volumique sec ainsi que la teneur en eau de la fraction d'argile contenue dans le sol ont été calculés comme suit :

$$\gamma_{d \text{ fraction d'argile}} = \frac{P_{d \text{ argile}}}{V_{\text{argile+eau+air}}} = \frac{P_{d \text{ total}} - P_{d \text{ sable}}}{V_{\text{total}} - V_{\text{sable}}} \quad (IV.6)$$

Avec :

$P_{d \text{ argile}}$: poids sec de l'argile (kN)

$V_{\text{argile+eau+air}}$: volume de argile+ eau + air (m³)

$P_{d \text{ total}}$: poids sec total (kN)

$P_{d \text{ sable}}$: poids du sable (kN)

V_{total} : volume total de l'éprouvette (m³)

V_{sable} : volume du sable (m³)

Et

$$w_{\text{fraction d'argile}} = \frac{P_{\text{eau}}}{P_{\text{argile}}} \times 100\% \quad (IV.7)$$

Avec :

P_{eau} : poids de l'eau (kN)

P_{argile} : poids de l'argile (kN)

La Figure IV.19a présente le poids volumique sec de la fraction argileuse en fonction de la teneur en eau de la même fraction des éprouvettes avant la déstructuration aux configurations A', A'', B et C, et la Figure IV.19b donne les résultats de déstructuration de surface en fonction de la fraction argileuse contenue dans le matériau pour les mêmes configurations.

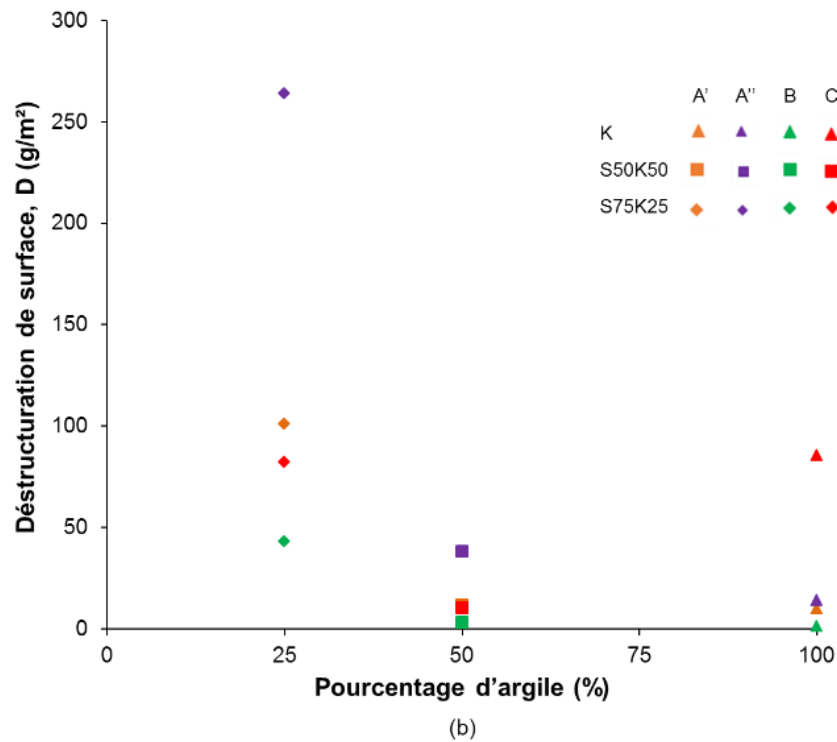
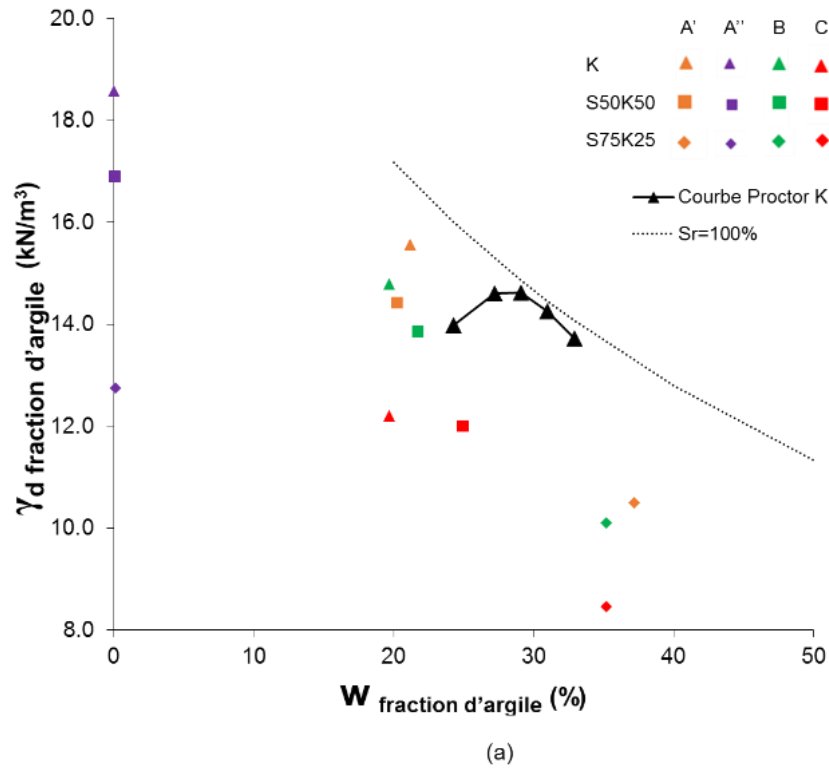


Figure IV.19. (a) Poids volumique sec en fonction de la teneur en eau de la fraction d'argile, (b) Influence du pourcentage d'argile sur la déstructuration de surface

Les résultats de la Figure IV.19 montrent que :

- Pour des sols à poids volumique sec élevé ($\gamma_{d\text{OPN}}$), l'augmentation de la fraction d'argile permet de diminuer le potentiel de déstructuration en surface. Cette dernière est disproportionnelle à la teneur en eau du sol. Par exemple, pour K, la présence d'une

forte fraction d'argile (100%) diminue le potentiel de déstructuration du sol. A l'inverse, pour S75K25, la présence d'une faible fraction de fines (25%) fragilise le matériau.

- En revanche, pour des poids volumiques secs inférieurs à celui de l'optimum Proctor, l'augmentation de la fraction fine favorise la déstructuration de surface du sol, en particulier pour des teneurs en eau inférieures à la teneur en eau optimale du sol.

A l'issue de ces résultats, nous pouvons conclure que la déstructuration en surface est proportionnelle à la teneur en argile du sol pour des poids volumiques secs inférieurs à l'OPN, et inversement proportionnelle pour les poids volumiques secs élevés.

L'étude de la déstructuration en surface met en évidence l'influence des cycles de roulement et des conditions de mise en œuvre. Cette étude de la structuration/déstructuration de surface nécessite d'être complétée par une étude plus fine menée à l'échelle microstructurale. Celle-ci permettra d'approfondir la compréhension du phénomène de déstructuration du sol sous l'effet des cycles de roulement et des différentes conditions de mise en œuvre testées.

IV.2.3. Conditions de mise en œuvre et modification de microstructure

L'évolution des distributions porales et des indices des vides avant/après passage des cycles de trafic est finement analysée sous les différentes conditions hydriques et de compacité testées.

Pour faciliter l'analyse à l'échelle microstructurale, la discussion portera sur l'influence de : (i) l'état hydrique et du séchage du sol (comparaison entre A, A' et A''), (ii) l'état de compacité du sol (comparaison entre A, B et C) et (iii) le chemin hydromécanique (comparaison entre A' et B). L'influence du type de sol sera également discutée.

Influence de l'état de compacité et des cycles de roulement

L'analyse de l'influence de l'état de compacité (état hydrique et poids volumique sec) et des cycles sur la modification de la microstructure est analysée en termes d'indices des vides et des distributions porales, présentés dans le Tableau IV.3 et la Figure IV.20, respectivement.

Le Tableau IV.3 présente les indices des vides macro et micro des éprouvettes compactées aux configurations A, B et C. Nous appelons indice des vides macro les valeurs des indices de vides déduites à partir des valeurs de poids volumique sec du sol (noté e_{vd}), et les indices des vides micro sont déduits des mesures de PIM (noté e_{PIM}). Pour des raisons pratiques, la mesure de l'indice des vides macro après déstructuration n'a pu être réalisée car le sol présentait des tassements non uniformes sur la zone de roulement.

Tableau IV.3. Influence de l'état de compacité et des cycles sur les indices des vides macro (e_{vd}) et micro (e_{PIM})

Sol	A_ND		A_D		B_ND		B_D		C_ND		C_D	
	e_{vd}	e_{PIM}	e_{vd} avant essai	e_{PIM}	e_{vd}	e_{PIM}	e_{vd} avant essai	e_{PIM}	e_{vd}	e_{PIM}	e_{vd} avant essai	e_{PIM}
K	0.80	0.75	0.78	0.60	0.76	0.73	0.77	0.22	0.95	0.40	1.15	0.33
L	0.46	0.35	0.45	0.26	0.44	0.42	0.43	0.23	0.70	0.49	0.72	0.47
S50K50	0.44	0.43	0.45	0.31	0.45	0.43	0.44	0.30	0.55	0.47	0.58	0.34
S75K25	0.41	0.39	0.43	0.37	0.41	0.38	0.40	0.30	0.51	0.30	0.52	0.27

D'après le Tableau IV.3, nous pouvons remarquer que $e_{PIM} > e_{vd}$, y compris pour les éprouvettes non dégradées (ND). L'écart observé est dû au fait que les valeurs e_{vd} tiennent en compte tous les pores présents dans la matrice du sol, tandis que e_{PIM} ne représente que la fraction des pores accessible par le mercure.

En comparant les indices des vides macro des éprouvettes ND aux différentes configurations de compactage A (A_ND), B (B_ND) et C (C_ND), nous pouvons apercevoir l'effet de la compacité. Les indices des vides prennent des valeurs maximales à la configuration C en raison du sous-compactage du sol. En revanche, les valeurs d'indice des vides sont très proches entre les configurations B et A.

L'influence des cycles de trafic est clairement visible sur les valeurs d'indice des vides. La différence d'au plus de 39% entre e_{vd} et e_{PIM} , observée pour les éprouvettes non dégradées a augmenté jusqu'à 71% après les cycles de roulement. Cette différence est due aux cycles de trafic qui surconsolident les sols lors des passages. L'influence de l'augmentation du degré de compactage du point C au point B est également mise en évidence par les faibles valeurs d'indice des vides observées à B par rapport à C avant et après l'essai grâce à sa densification. A titre d'exemple, la différence entre les indices des vides macro et micro de S75K25 est en moyenne de 25% pour B et 48% pour C.

La Figure IV.20 présente les distributions porales des échantillons de sols des configurations A, B et C soumis (D) et non soumis (ND) aux cycles de trafic. Rappelons que pour les éprouvettes soumises aux cycles de trafic, les mesures de PIM sont effectuées après 10 000 cycles de trafic excepté pour S50K50 et S75K25.

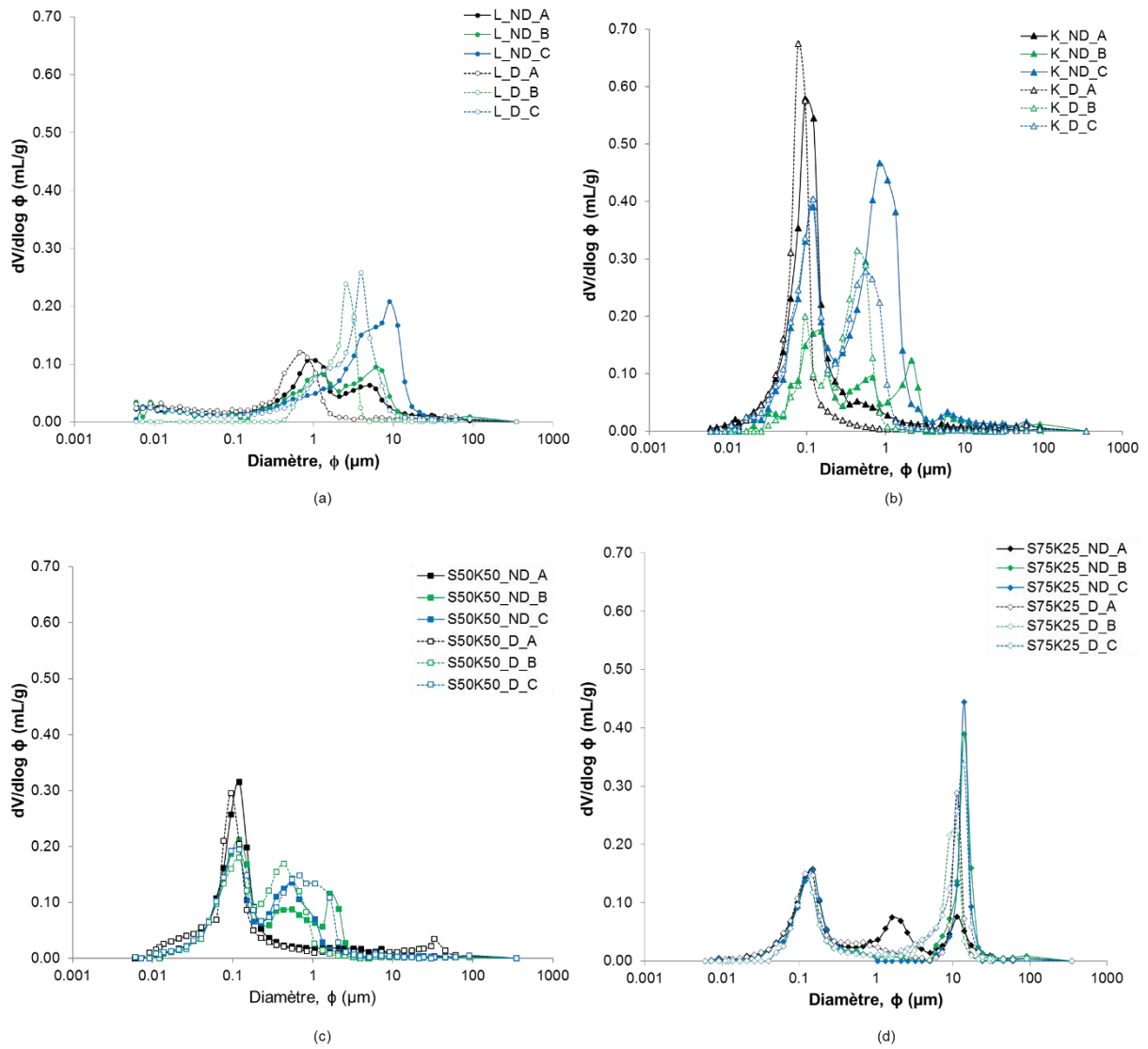


Figure IV.20. Influence de l'état hydrique, l'état de compacité et les cycles de trafic sur les distributions porales des sols (a) L, (b) K, (c) S50K50, (d) S75K25

Ces résultats montrent que l'état de compacité (A, B et C en ND) influe significativement sur les distributions porales de l'échantillon. Les distributions sont bimodales dont la taille des micropores est aux alentours de 0.1 pour K, S50K50 et S75K25 et de 1 pour L. La différence pour les micropores est observée dans leur intensité, qui prend des valeurs maximales à A car l'état hydrique du sol a permis une distribution optimale de l'eau dans le sol permettant ainsi la formation optimale des agrégats de sol contrairement aux configurations B et C.

L'effet de la compacité du sol (état hydrique et poids volumique sec) est plus significatif pour les macropores en termes de taille et d'intensité. Le compactage du côté sec de l'optimum génère des macropores de grande taille. Cette dernière est légèrement diminuée en augmentant le poids volumique sec du sol du point C vers B en raison de l'apport de l'effort de compactage permettant une meilleure réorganisation des agrégats du sol.

Par ailleurs, le compactage à l'état optimal (A) génère des macropores de plus petite taille. La diminution de la taille et de l'intensité est due à l'effet lubrifiant de l'eau induisant une réorganisation optimale des agrégats de sol en ce point.

L'influence des cycles est analysée en comparant les distributions porales des éprouvettes dégradées aux éprouvettes non dégradées de chaque configuration testée : A, B et C. Les distributions résultantes montrent que les cycles de trafic engendrent une diminution significative de la taille et de l'intensité des macropores, en particulier pour L et K. à titre d'exemple, les macropores de L passent de 5.08, 6.04, et 9.05 μm à 0, 2.55, et 3.95 μm pour les configurations A, B et C respectivement après 10 000 cycles de trafic. Cette diminution est moins remarquable pour S50K50 et S75K25 au point A probablement en raison de l'arrêt de l'essai à 100 cycles. En revanche, la taille des micropores restent inchangée.

Ainsi, la modification de la structure peut être résumée comme suit : l'humidification conduit la taille des agrégats de sol et leur état de plasticité. Sous l'effet de l'effort de compactage, ces agrégats, composés de micropores et macropores, sont déformés donnant ainsi au sol sa distribution porale. Lors du compactage, seuls les macropores sont affectés dont la taille dépend de la capacité des agrégats à se déformer (et/ou se rompre) et de l'effort de compactage. L'application des cycles de trafic sur ces éprouvettes humides, permet d'améliorer la réorganisation des agrégats du sol réduisant ainsi la taille et/ou l'intensité des macropores.

Influence du séchage et des cycles de roulement

L'analyse de l'influence du séchage et des cycles sur la modification de la microstructure est analysée en termes d'indices des vides et des distributions porales, présentés dans le Tableau IV.4 et la Figure IV.21, respectivement.

Les indices des vides macro et micro des éprouvettes compactées, séchées et dégradées aux configurations A, A' et A'' sont présentés dans le Tableau IV.4. Les valeurs d'indice des vides sont comparées aux valeurs de référence d'une éprouvette non dégradée compactée à l'optimum Proctor (point A).

Tableau IV.4. Influence du séchage et des cycles sur les indices des vides macro (e_{vd}) et micro (e_{PIM})

Sol	A_ND		A_D		A'		A''	
	e_{vd}	e_{PIM}	e_{vd} avant essai	e_{PIM}	e_{vd} avant essai	e_{PIM}	e_{vd} avant essai	e_{PIM}
K	0.80	0.75	0.78	0.60	0.74	0.73	0.41	0.27
L	0.46	0.35	0.45	0.26	0.38	0.25	0.24	0.22
S50K50	0.44	0.43	0.45	0.31	0.40	0.33	0.27	0.32
S75K25	0.41	0.39	0.43	0.37	0.37	0.31	0.26	0.27

Les résultats du Tableau IV.4 mènent aux mêmes observations que dans la section précédente. La différence d'indice des vides macro/micro est confirmée pour les configurations A' et A''. Cependant, cette différence reste faible pour les éprouvettes séchées et dégradées A' et A'' en comparaison avec les éprouvettes soumises aux cycles de trafic immédiatement après compactage.

Afin d'approfondir l'analyse de l'influence du séchage et des cycles sur la structure du sol, les distributions porales des échantillons soumis au séchage et aux cycles sont comparées à celles obtenues après compactage au point A (Figure IV.21).

Comme nous l'avons montré précédemment, les cycles de trafic ont légèrement fait diminuer la taille des macropores pour la configuration A. Les éprouvettes séchées et soumises aux cycles (A' et A'') semblent, elles aussi, ne pas être influencées de manière significative, excepté pour K_A', K_A'' et S75K25_A' pour lesquels des macropores sont apparus. Cette modification de la taille des macropores pourrait être liée à l'apparition de fissures dans le matériau suite à leur séchage. Les micropores ne sont pas dans tous les cas influencés par le séchage ni par les cycles.

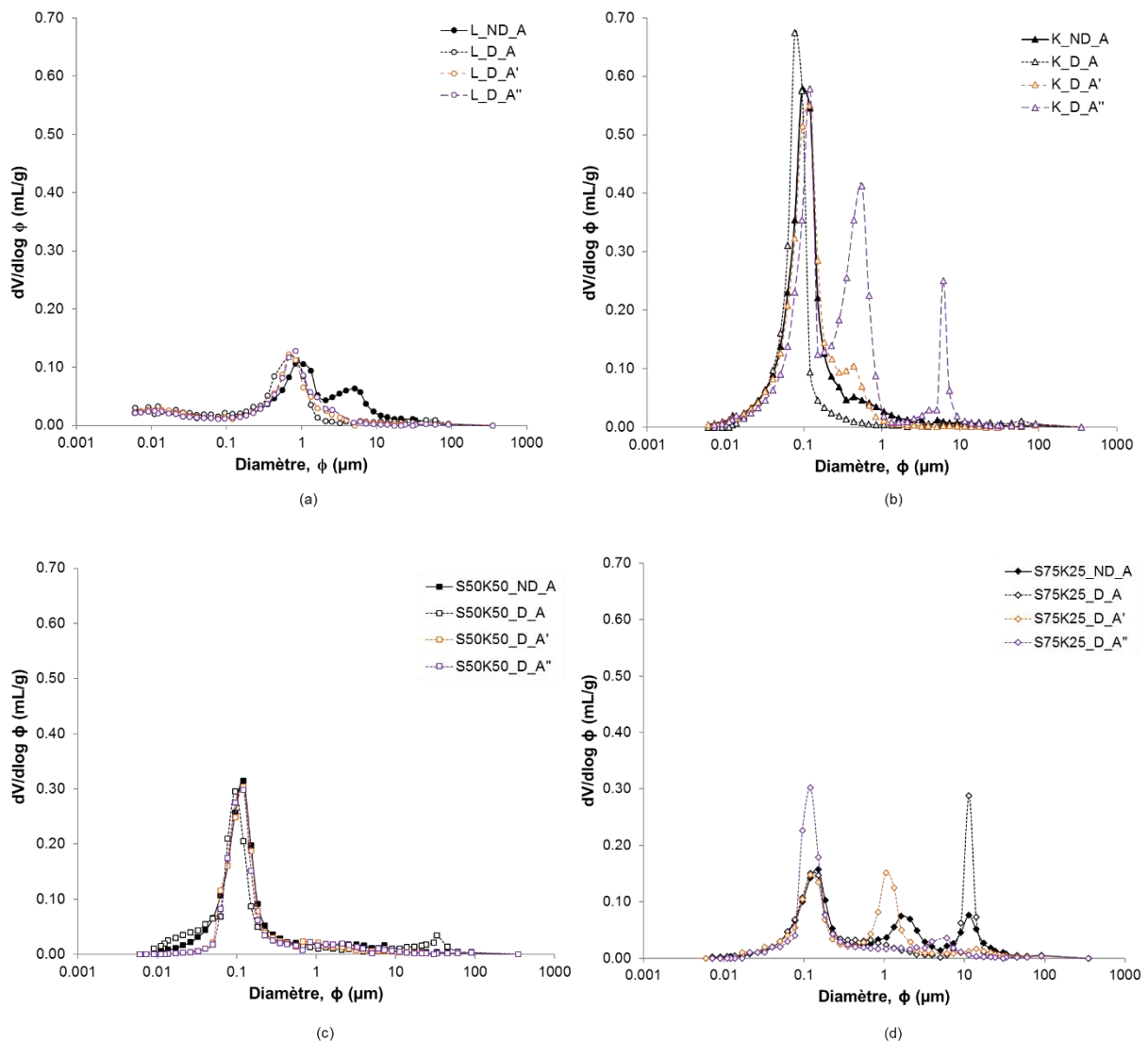


Figure IV.21. Influence du séchage et les cycles de trafic sur les distributions porales des sols (a) L, (b) K, (c) S50K50, (d) S75K25

En se basant sur ces résultats, nous pouvons conclure que la formation des pores semble être intimement liée à l'hydratation, en particulier les micropores, et au compactage. Les tailles des macropores sont influencées par les cycles de trafic. En revanche, le séchage impacte peu sur la microstructure du sol.

Influence de la mise en œuvre précédant l'essai (A' et B)

Les résultats de déstructuration de surface (D) présentés précédemment ont démontré que l'influence de l'état hydrique sur la déstructuration est moins significative avec la configuration A', et l'influence de l'état de compacité sur la déstructuration est moins importante avec la configuration B. L'effet combiné de l'état hydrique et l'état de compacité sur le potentiel de déstructuration peut être mis en évidence en comparant ces deux configurations. Le

Tableau IV.5 résume les valeurs d'indices des vides macro et micro mesurées avant et après déstructuration, respectivement.

Tableau IV.5. Influence combinée de l'état hydrique et de compacité sur les indices des vides macro (e_{vd}) et micro (e_{PIM})

Sol	A'		B	
	e_{vd} avant essai	e_{PIM}	e_{vd} avant essai	e_{PIM}
K	0.74	0.73	0.77	0.22
L	0.38	0.25	0.43	0.23
S50K50	0.40	0.33	0.44	0.30
S75K25	0.37	0.31	0.40	0.30

Les résultats montrent qu'avant l'essai, les indices des vides macro au point B sont supérieurs à ceux obtenus au point A'. Cela est dû au fait que les indices des vides e_{vd} au point B sont obtenus directement après compactage, tandis que les valeurs d'indice des vides e_{vd} au point A' sont obtenues par séchage des éprouvettes du point A vers le point A'. La différence entre les indices des vides macro des points A' et B est liée au retrait volumique de l'éprouvette au cours de séchage.

On constate une inversion des tendances d'indice des vides mesurées après les cycles de trafic. Ces résultats montrent que, sous l'effet du trafic, l'éprouvette compactée au point B présente une structure plus fermée comparée à l'éprouvette compactée au point de compacité maximale A et séchée jusqu'au point A'.

L'évolution des indices des vides, observée sous l'effet des cycles de trafic, dépend de la condition de compactage et de séchage soumise à l'éprouvette. Pour un même état de compacité et d'état hydrique avant les cycles de trafic (A' et B), on observe une diminution

significative de l'indice des vides mesuré pour la configuration B comparée à A'. Le séchage semble entraîner le développement de ponts capillaires favorables à la rigidification du sol (Gagneux et Millet, 2014). Cette rigidification de la structure permet de conserver la distribution porale de l'éprouvette (Figure IV.22) mais la rend plus vulnérable aux sollicitations de trafic.

En revanche, le compactage de l'éprouvette au point B permet de former une distribution des pores bimodale, où la taille des macropores peut être réduite sous l'effet des cycles. Cette configuration présente l'avantage de « retarder » le mécanisme de déstructuration de surface. C'est ce qui explique la faible déstructuration de surface D du sol au point B comparé au point A' (Figure IV.17).

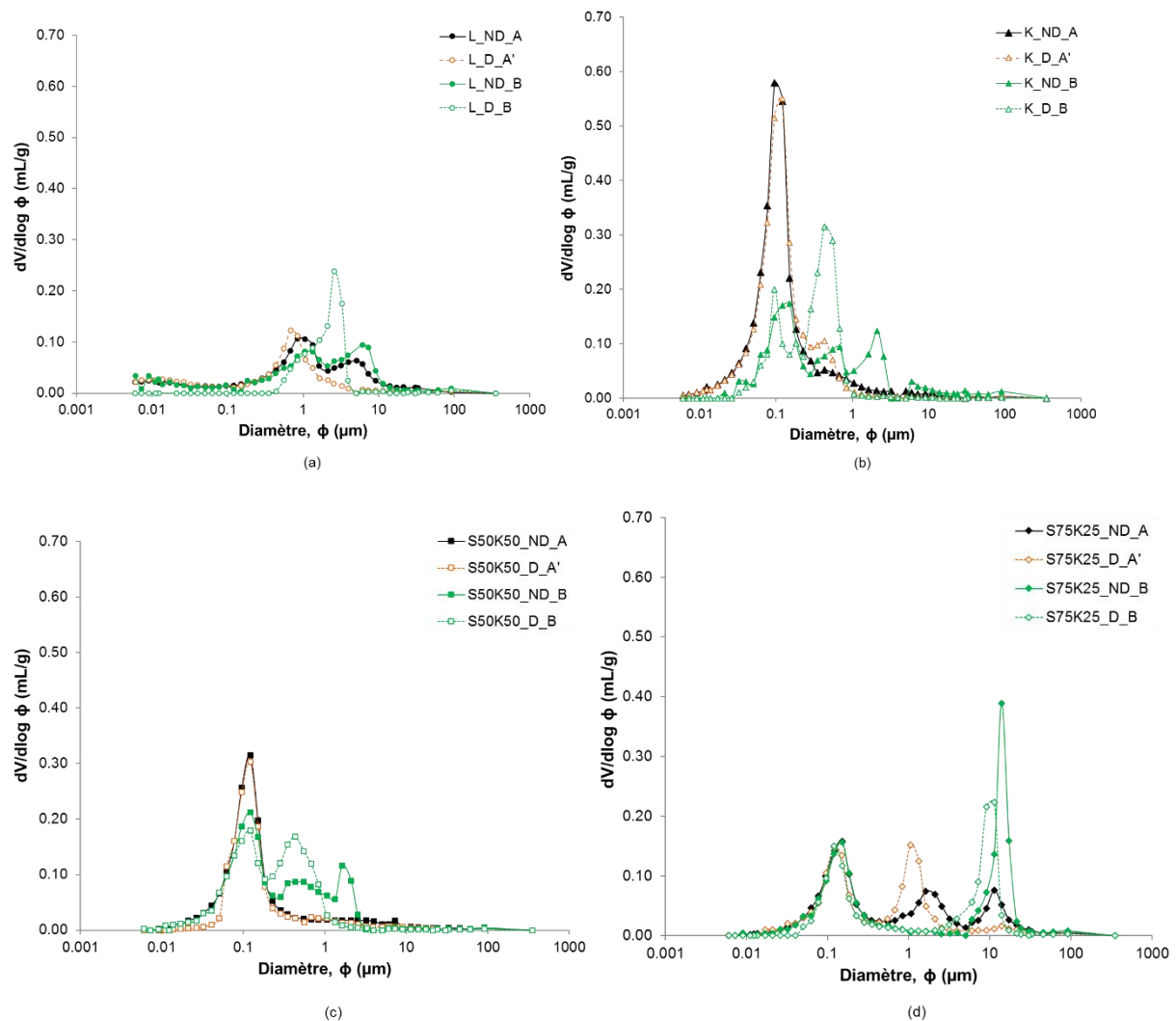


Figure IV.22. Influence de la mise en œuvre et les cycles de trafic sur les distributions porales des sols (a) L, (b) K, (c) S50K50, (d) S75K25

En comparant les influences générées par les différents paramètres analysés sur la modification de la structure des sols d'étude, une classification peut être déduite en ordre croissant : les cycles de roulement, l'état de compacité puis la déshydratation.

IV.2.4. Corrélation entre la déstructuration à la surface et les propriétés des sols

Comme évoqué dans l'étude bibliographique et déduit des résultats des essais, la déstructuration du sol est intimement liée au type de sol, notamment ses caractéristiques granulométriques, ainsi que ses propriétés de cisaillement aux interfaces (sol/roue et sol/sol). En effet, le passage répétitif de la roue sur le sol peut être assimilé à des cycles de cisaillement à l'interface. De ce fait, en se basant sur les propriétés de cisaillement à l'optimum, nous tenterons d'établir un lien entre la déstructuration de surface, D , et les propriétés initiales du sol, à savoir les propriétés de cisaillement aux interfaces (sol/sol et sol/gomme) ainsi que le diamètre moyen du sol avant déstructuration. Le paramètre qui lie le diamètre moyen initial du sol avec les caractéristiques de frottement et d'adhérence, noté Q , est calculé suivant l'équation (IV.8). La courbe représentative de cette relation est représentée dans la Figure IV.23.

$$Q(m) = d_{50} \times \frac{c_a \times \delta_a}{c \times \varphi} \quad (IV.8)$$

Avec :

d_{50} : diamètre moyen du sol de référence (m)

c_a et δ_a : sont les caractéristiques d'adhérence (cohésion, kPa) et de frottement (angle de frottement, °) à l'interface sol/gomme

c et φ : sont la cohésion (kPa) et l'angle de frottement (°) du sol compacté à l'OPN

Les valeurs des caractéristiques d'adhérence et de frottements aux interfaces considérées : sol et gomme sont résumées dans le Tableau IV.6. Les résultats détaillés de tous les essais de cisaillement sont présentés en fin de chapitre (section IV.4).

Tableau IV.6. Caractéristiques d'adhérence et de frottement aux interfaces du sol et de la gomme

Soil	Sol/Sol		Sol/Gomme	
	c (kPa)	φ (°)	c_a (kPa)	δ_a (°)
K	170.1	13.8	34.9	19.6
L	103.4	26.7	58.7	16.0
S50K50	164.6	17.6	87.4	14.0
S75K25	36.4	28.8	47.0	29.9

La Figure IV.23 montre que les configurations de mise en œuvre A', A'' et B donnent une relation linéaire entre D et Q. Tandis que pour les configurations A et C, la corrélation est moins évidente, probablement en raison de l'état d'humidité des sols en ces points pour lesquels les sols se comportent très différemment.

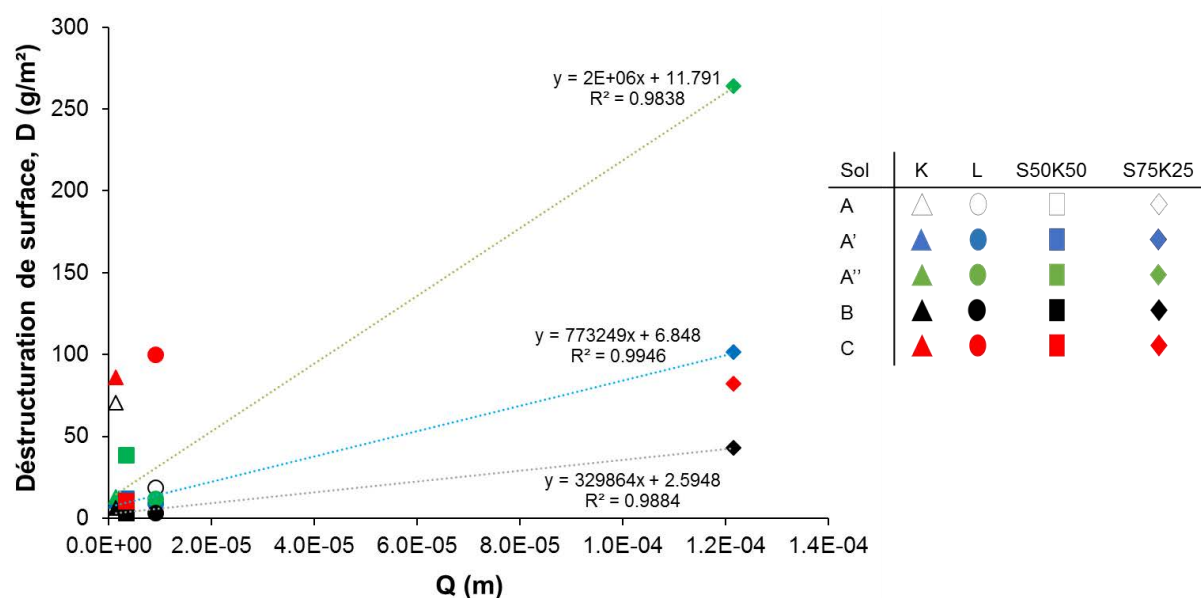


Figure IV.23. Corrélation entre la déstructuration de surface D et les caractéristiques granulométriques et de cisaillement du sol Q

Les résultats mettent en évidence que, parmi les conditions testées, la configuration de mise en œuvre qui génère une déstructuration minimale est la configuration « B ». En revanche, la tenue du sol compacté à cette configuration nécessite d'être vérifiée vis-à-vis des sollicitations intenses de roulement. Les résultats de ces études sont détaillés dans la prochaine section.

IV.3. DURABILITE DES SOLS COMPACTES SOUS 100 000 CYCLES

La tenue à long terme des sols compactés à « B » a été étudiée sous une sollicitation intense de cycles de roulement sur des éprouvettes soumises à 100 000 cycles. Le potentiel de déstructuration est analysé en surface par le taux de déstructuration et les distributions granulométriques, et en profondeur par les distributions porales des échantillons après 100 000 cycles de roulement.

La Figure IV.24 présente l'évolution de la déstructuration de surface D à 5 000, 10 000 et 100 000 cycles des éprouvettes compactés en « B » des sols d'étude.

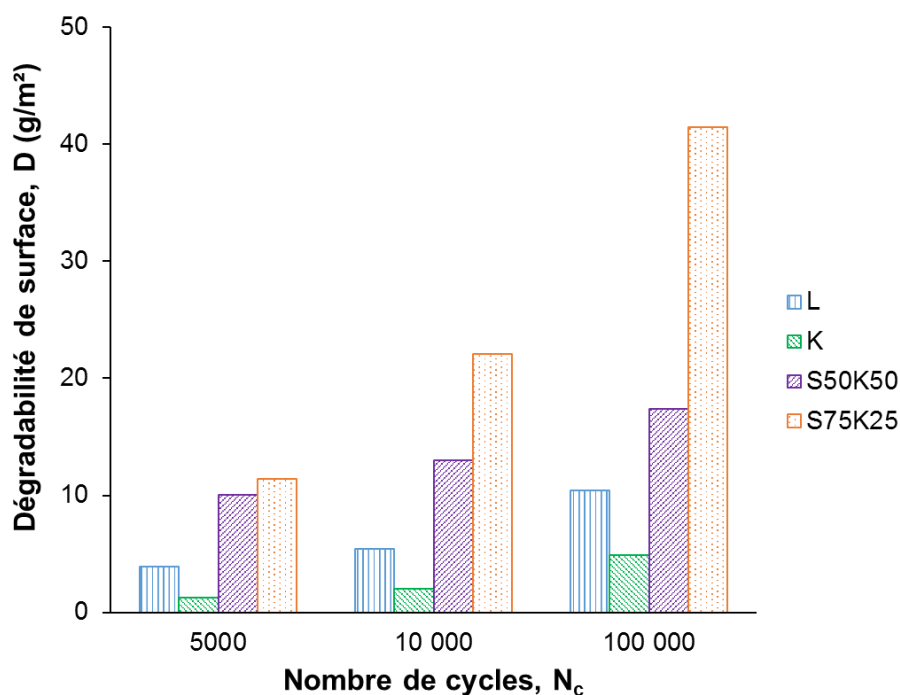


Figure IV.24. Déstructuration de surface des sols compactés à « B » à 5 000, 10 000 et 100 000 cycles

Les résultats montrent que la déstructuration de surface continue à augmenter au-delà de 10 000 cycles. La déstructuration de surface à 100 000 cycles représente entre 1.3 et 2.4 fois la déstructuration de surface à 10 000 cycles et entre 1.7 et 4.0 fois à 5 000 cycles. Cette déstructuration de surface représente au plus 0.06 % de la masse de sol sollicitée. La durabilité du sol compacté B et soumis à 100 000 cycles est ainsi vérifiée.

Les distributions granulométriques correspondantes sont représentées dans la Figure IV.25. Les courbes confirment que les cycles de trafic génèrent un détachement d'agrégats de sol de taille supérieure au sol de référence. L'écart est faible pour le sol naturel L probablement en raison de la présence d'agrégats dans le sol même dans le sol de référence.

Par ailleurs, l'analyse de l'évolution de la granulométrie suivant différents cycles nous permet de confirmer le mécanisme de déstructuration de surface défini précédemment. Les sols

dégradés à la surface présentent, à 5 000 cycles, des distributions granulométriques grossières, puis diminuent à 10 000 et 100 000 cycles. Les distributions granulométriques à 10 000 et 100 000 cycles restent tout de même proches.

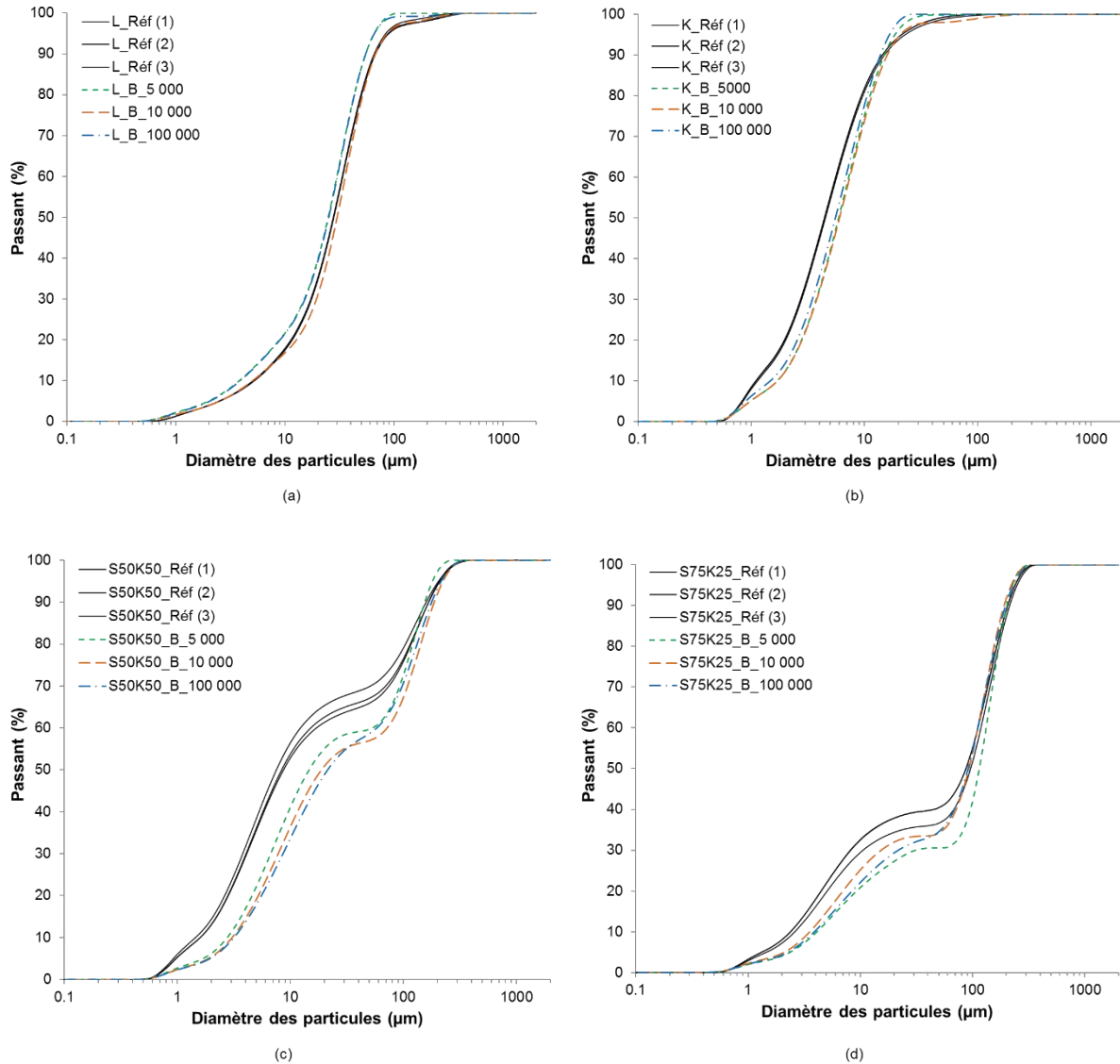


Figure IV.25. Distributions granulométriques des particules dégradées en surface de à « B » à 5 000, 10 000 et 100 000 cycles (a) L, (b) K, (c) S50K50 et (d) S75K25

L'impact des cycles intenses de roulement sur la microstructure du sol est mis en évidence sur les distributions porales des échantillons, représentées en Figure IV.26.

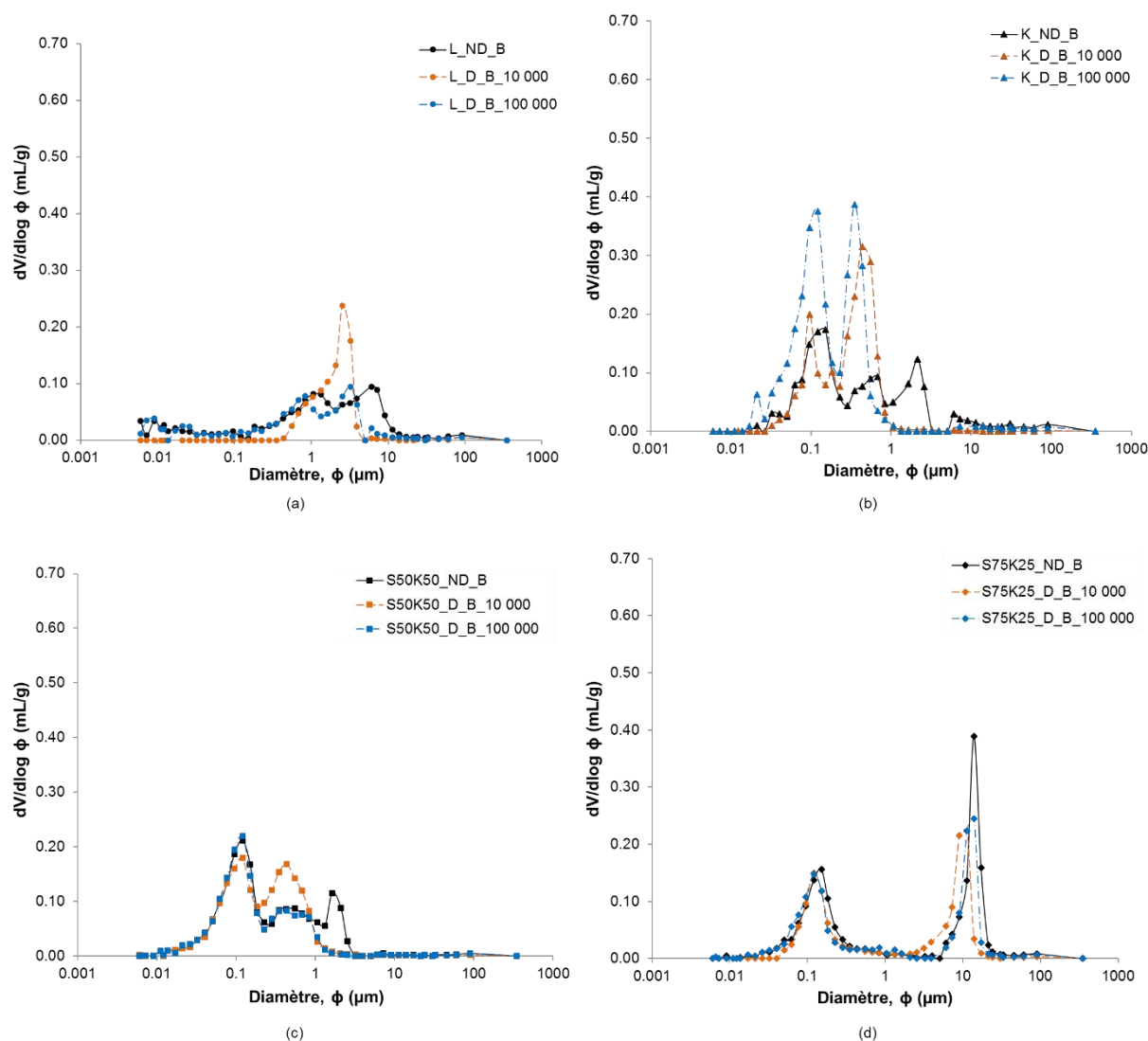


Figure IV.26. Distributions porales des sols compactés à « B » soumis à 10 000 et 100 000 cycles

A partir des résultats, nous pouvons remarquer un maintien de la taille des micropores mesurés dans le sol non dégradé et dégradé, qui est de l'ordre de 0.1 μm pour K, S50K50 et S75K25 et de 1 μm pour L. En revanche, la taille des pores inter-agrégats (macropores) semblent diminuer entre 10 000 et 100 000 cycles. Les cycles de trafic semblent améliorer l'organisation structurale du sol, en diminuant la taille des macropores, ce qui se manifeste à l'échelle macro par une stabilisation de la déstructuration en surface.

IV.4. COMPORTEMENT DES SOLS AU CISAILLEMENT

La résolution des problèmes d'interaction sol-structure nécessitent, entre autres, la connaissance de la résistance de cisaillement et le comportement du sol vis-à-vis des matériaux qui y sont en contact. Les études du comportement du sol au cisaillement ont souvent concerné la résistance du sol au cisaillement, en lui imposant un plan de cisaillement. En revanche, le contact sol-structure, tels que l'adhérence sol-roue de compactage, sol/roue d'engin en pneumatique est peu étudié.

IV.4.1. Propriétés des sols au cisaillement

Rappelons que les essais de cisaillement ont été réalisés sur des sols compactés à l'OPN. Les courbes résultantes de la contrainte de cisaillement en fonction de la déformation relative sont représentées sur la Figure IV.27 pour les trois contraintes verticales testées : $\sigma_1 = 381.7 \text{ kPa}$, $\sigma_2 = 763.3 \text{ kPa}$ et $\sigma_3 = 1110.3 \text{ kPa}$.

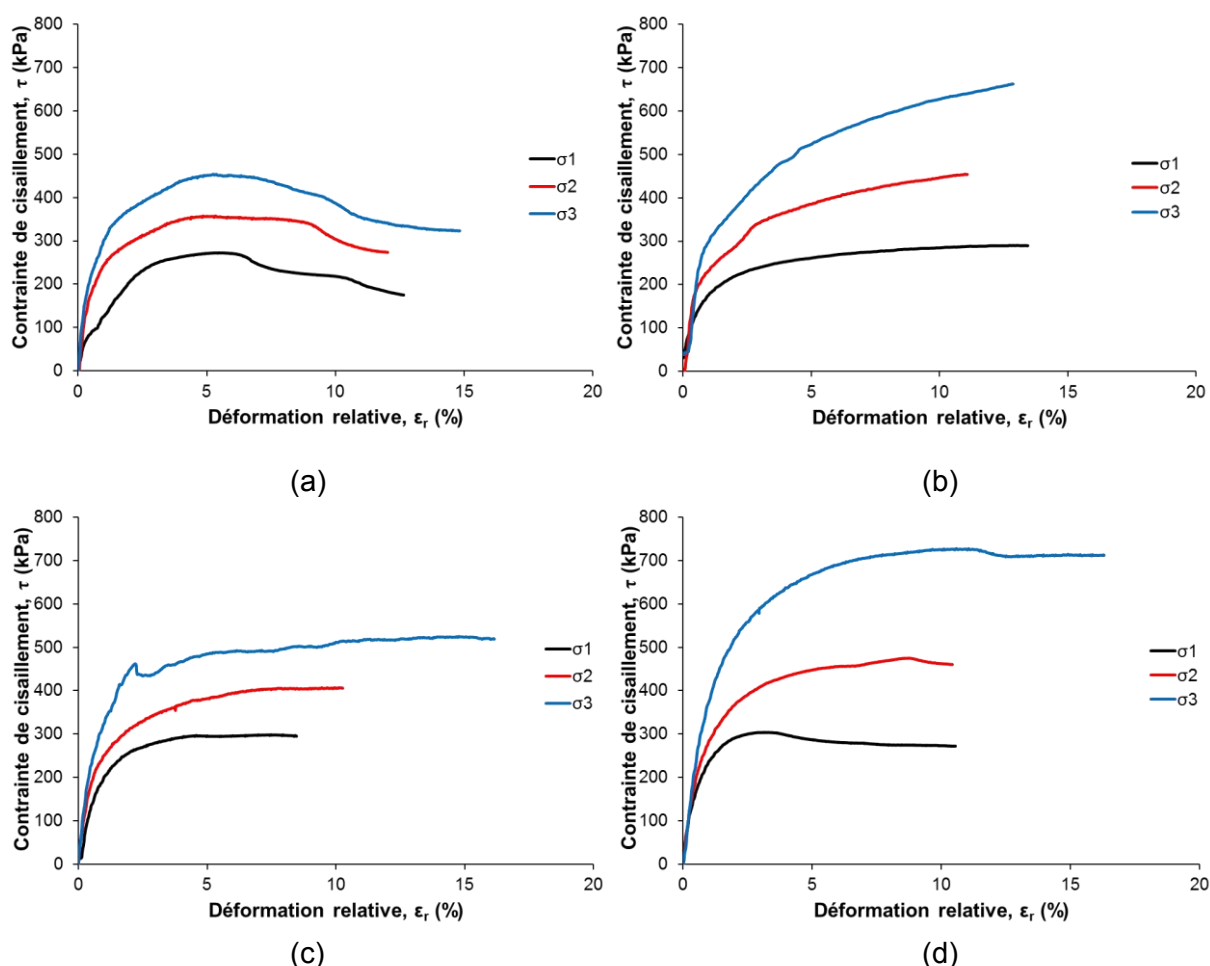


Figure IV.27. Courbes de cisaillement des sols (a) K, (b) L, (c) S50K50 et (d) S75K25

Les résultats montrent une augmentation de la contrainte de cisaillement avec l'augmentation de la déformation horizontale jusqu'à une valeur limite, correspondant à la contrainte de rupture, puis diminue pour tendre à une stabilisation à la fin de l'essai, traduisant la résistance résiduelle du sol.

L'augmentation de la contrainte verticale induit à une augmentation de la contrainte et de la déformation relative de cisaillement. En effet, lorsque la contrainte verticale augmente, les agrégats du sol sont réorganisés et la densité du sol est augmentée, ce qui augmente les forces de frottement et de cohésion entre les agrégats. Ces forces s'opposent aux mouvements issus de la contrainte horizontale de cisaillement.

Les paramètres de cisaillement c et φ sont déduits des courbes intrinsèques des sols, représentant la relation qui lie la contrainte verticale à la contrainte de cisaillement. Les résultats sont représentés, en contraintes totales, dans la Figure IV.28 en fonction du sol étudié.

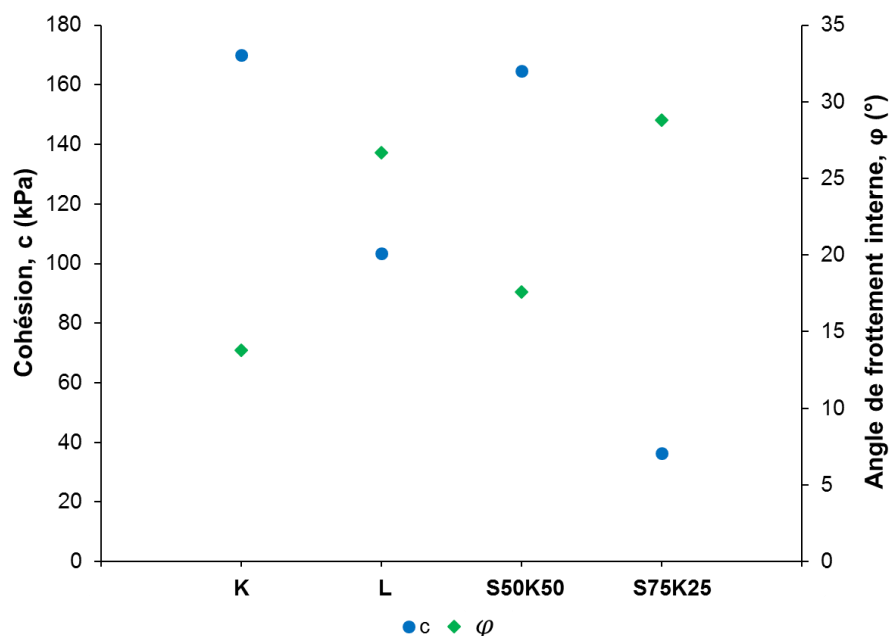


Figure IV.28. Cohésion et angle de frottement interne des sols d'étude

Les résultats mettent en évidence l'influence de la contrainte verticale ainsi que le type de sol sur le comportement au cisaillement du sol. Les résultats montrent clairement que l'augmentation de la fraction argileuse de S75K25, S50K50 et K génère une augmentation de la cohésion du sol et une diminution de l'angle de frottement. Le comportement du sol naturel L, se situe entre le sol S50K50 et S75K25.

Ces résultats concordent avec ceux de la littérature (Boussaid, 2005). L'accroissement du taux de kaolinite dans le sol génère une adhésion supplémentaire entre les particules du sol, ce qui augmente la cohésion du sol. À l'inverse, la diminution de l'angle de frottement s'explique par la diminution de la fraction sableuse, génératrice de frottement.

IV.4.2. Caractéristiques de cisaillement à l'interface

Les essais de cisaillement aux interfaces ont été réalisés dans le but de caractériser l'influence de l'interface de contact sur les phénomènes d'adhérence et de frottement au contact du sol compacté. Rappelons que les interfaces, avec le sol, sont : ertalon, acier et gomme.

Les courbes résultantes de la contrainte de cisaillement en fonction de la déformation relative sont représentées sur la Figure IV.29 pour toutes les interfaces étudiées.

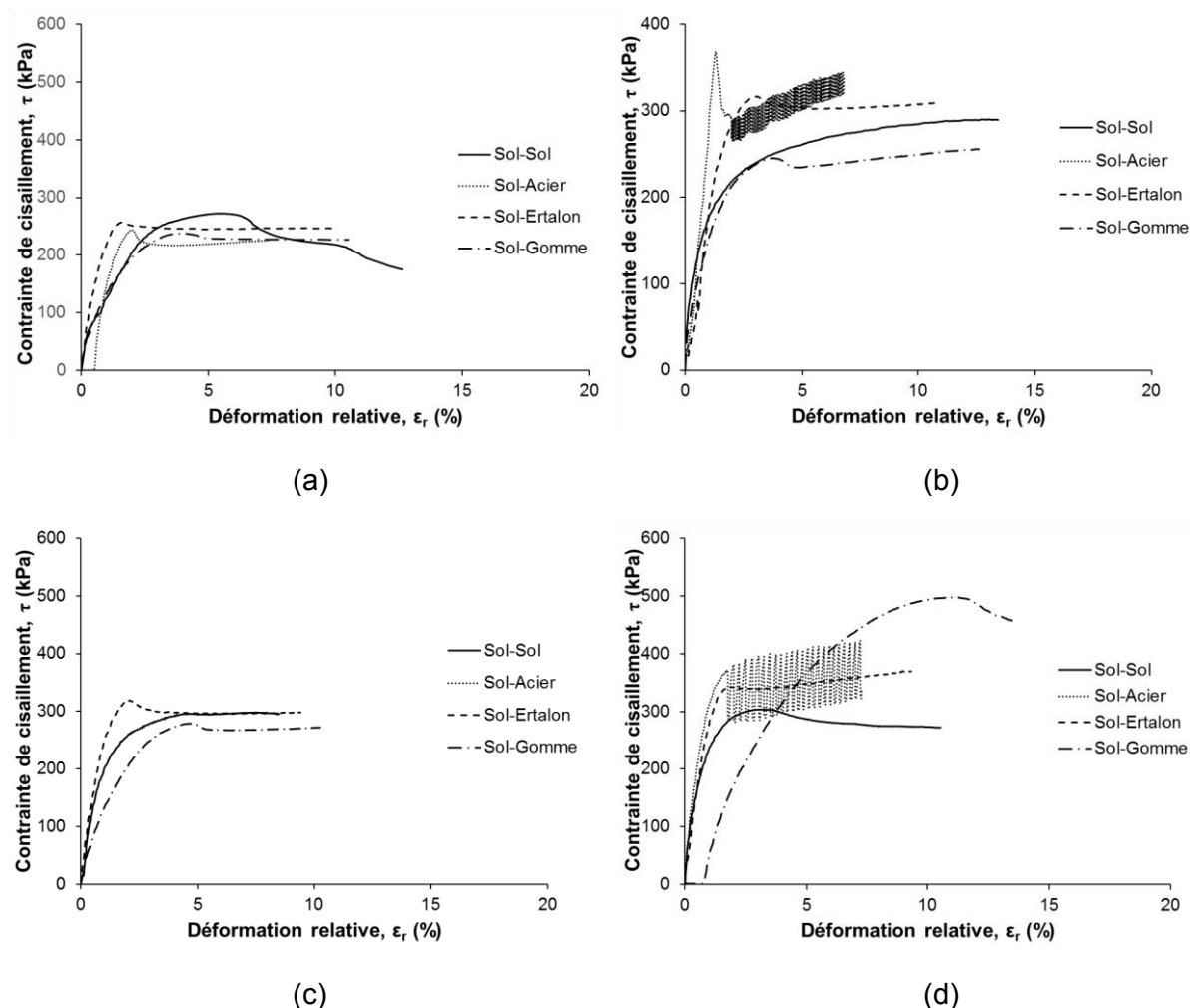


Figure IV.29. Courbes de cisaillement des sols aux interfaces (a) K, (b) L, (c) S50K50 et (d) S75K25

Les courbes montrent une allure semblable à celle du sol-sol, les contraintes de cisaillement augmentent avec la déformation relative, jusqu'à la rupture. L'interface de contact semble peu influencer les caractéristiques de cisaillement du K et S50K50. Tandis que pour L et S75K25, les courbes montrent une augmentation de la contrainte de cisaillement à la rupture pour les interfaces de contact en comparaison avec le sol seul, à l'exception de l'interface sol/gomme pour L.

Sur les courbes de L et S75K25 à l'interface sol/acier, une augmentation de la contrainte de cisaillement est observée au-delà de la contrainte de rupture. Celle-ci est probablement due à une réorganisation de la microstructure de la surface de contact, qui permet d'améliorer ponctuellement la résistance au cisaillement.

Les paramètres de cisaillement des sols et aux interfaces sont représentés dans le Tableau IV.7. Les paramètres c_a et δ_a à l'interface permettent de caractériser, respectivement, la contrainte d'adhérence et l'angle de frottement à l'interface entre le sol et l'interface de contact.

Tableau IV.7 : Paramètres de cisaillement des sols aux interfaces

Sol	Sol/Sol		Sol/Gomme		sol/acier		sol/ertalon	
	c (kPa)	φ (°)	c_a (kPa)	δ_a (°)	c_a (kPa)	δ_a (°)	c_a (kPa)	δ_a (°)
K	170.1	13.8	34.9	19.6	79.9	12.1	60	12.6
S50K50	164.6	17.6	87.4	14	93.2	17.4	52.7	15.7
L	103.4	26.7	58.7	16	51.4	21.9	48	19.4
S75K25	36.4	28.8	47	29.9	38.4	26.2	0	25.9

Les résultats montrent qu'à l'exception de S75K25 aux interfaces sol/gomme et sol/acier, les contraintes d'adhérence à l'interface sont inférieures à celles du sol. Cela est dû partiellement aux interactions physiques de long du plan de cisaillement imposé ainsi qu'aux surpressions interstitielles dans le sol, qui permettent d'augmenter cette contrainte d'adhérence dans le sol.

Nous pouvons également remarquer qu'à l'interface sol-gomme, le potentiel d'adhérence à l'interface est minimal pour K, probablement en raison de la faible rugosité de l'interface liant les deux surfaces, relativement lisses. A l'inverse, la présence d'une fraction sableuse importante dans S75K25, augmente significativement le frottement à l'interface. Ces résultats concordent avec ceux de [Taha et Fall \(2014\)](#). Les auteurs ont conclu que l'augmentation de la rugosité de surface du matériau en contact avec le sol fait augmenter l'angle de frottement à l'interface.

En comparant les angles de frottement entre le sol seul et l'interface avec l'acier, nous pourrions voir que les valeurs restent proches. Cela concorde avec les résultats de [Taha et Fall \(2014\)](#) qui expliquent que pour une rugosité de surface de l'acier de 20 μm , le comportement à l'interface sol/acier est proche de celui du sol/sol.

Ces résultats permettent de mettre en évidence l'influence du type de sol sur les caractéristiques de cisaillement des sols. L'augmentation de la fraction argileuse permet d'améliorer la cohésion du sol, et d'autre part, l'augmentation de la fraction sableuse génère une augmentation de l'angle de frottement interne du sol. Sur la base des résultats obtenus, la classification des sols suivante est établie : S75K25, S50K50, L et K, cela dans l'ordre croissant de la cohésion et décroissant des angles de frottement.

La même classification a été retrouvée pour les interfaces de contact, à l'exception de l'interface sol/gomme. L'adhérence semble être faible pour K et le frottement est important pour S75K25. Ceci montre que ces deux paramètres sont intimement liés aux caractéristiques microstructurales de l'interface de contact, en partie responsable du comportement lors des essais sous les cycles de roulement. Les caractéristiques d'adhérence à l'interface restent néanmoins faibles à celle de la matrice de sol.

CONCLUSION

Le potentiel de déstructuration d'un sol compacté non revêtu soumis à 10 000 cycles de trafic a été étudié. Les influences de l'état de compacité (w , γ_d), du séchage ainsi que des cycles de trafic ont été étudiées sur cinq configurations de mise en œuvre.

A l'issue des résultats obtenus, nous pouvons conclure ce qui suit :

Un mécanisme de déstructuration de surface sous cycles de roulement a été proposé : la matrice de sol est formée pendant l'humidification par la formation d'agrégats, puis par le compactage par l'organisation de la structure et de l'espace poral. Sous l'effet des cycles de roulement, cette structure est déstabilisée, en générant des agrégats de sol de différentes tailles durant les premiers cycles. Ces agrégats sont réduits en plus petits agrégats au fur et à mesure des cycles pour enfin former des particules fines, sujettes à l'envol.

Cette déstructuration de surface est intimement liée aux conditions de mise en œuvre du sol ainsi que le type de sol. Les sols fins sont susceptibles à la déstructuration à un état humide, tandis que les sols à étalement granulaire important, en l'occurrence les mélanges, la déstructuration est favorisée par le séchage.

Parmi toutes les configurations testées, le compactage de l'éprouvette à un état hydrique sec avec un poids volumique maximal (configuration B) semble être la configuration la plus optimale qui permet de limiter le potentiel de déstructuration du sol sous passage de trafic. La tenue de cette configuration a été vérifiée sur le long terme par des cycles intenses de roulement.

Les essais de cisaillement présentés à la fin du chapitre ont permis de confirmer l'effet du type de sol sur les caractéristiques du sol au cisaillement. L'augmentation de la fraction argileuse du sol permet d'améliorer sa cohésion, à l'inverse, l'augmentation de la fraction sableuse augmente son angle de frottement interne. Les résultats à l'interface montrent que les propriétés d'adhérence et de frottement du sol sont intimement liées aux caractéristiques de la surface de contact.

CHAPITRE V

POTENTIEL D'ADSORPTION ET D'INFILTRATION DE L'EAU DANS LES SOLS

CHAPITRE V. POTENTIEL D'ADSORPTION ET D'INFILTRATION DE L'EAU DANS LES SOLS

INTRODUCTION.....	228
V.1. CAPACITE D'INFLITRATION DE L'EAU DANS LES SOLS.....	229
V.1.1. Définition des mécanismes de transfert d'eau dans le sol.....	229
V.1.2. Choix des conditions d'expérimentation basées sur l'analyse des échanges hydriques dans le sol et dans l'air.....	229
V.1.3. Indice d'adsorption en eau des sols.....	233
V.2. RELATIONS ENTRE LES CARACTERISTIQUES D'ADSORPTION DU SOL ET LA CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE.....	237
V.2.1. Détermination de la conductivité hydraulique.....	237
V.2.2. Corrélation entre l'indice d'adsorption du sol et la conductivité hydraulique.....	238
V.2.3. Corrélation entre la surface spécifique du sol et la conductivité hydraulique.....	239
V.3. ANALYSE DE LA STRUCTURE DU SOL EN SURFACE PAR TRAITEMENT D'IMAGES.....	241
V.4. COMPORTEMENT A L'EFFONDREMENT DES SOLS SOUS IMBIBITION : CAS DE SOL COMPACTE.....	243
V.4.1. Compressibilité des sols compactés à « B ».....	243
V.4.2. Potentiel d'effondrement sous imbibition des sols compactés à « B »..	246
V.5. DETERMINATION DU PARAMETRE D'ARROSAGE « Q/S EAU » : VOLET PRATIQUE.....	248
V.5.1. Au laboratoire : Q/S eau du sol.....	248
V.5.2. In-situ : Q/S eau du matériel d'arrosage.....	249
V.5.3. Combinaison entre « Q/S eau du sol » et « Q/S eau du matériel d'arrosage ».....	251
CONCLUSION.....	252

INTRODUCTION

L'inhibition des poussières et la réduction des émissions de particules fines résultant de la déstructuration de surface in-situ sont assurées par arrosage. En revanche, les techniques adaptées induisent à une utilisation de quantités d'eau non optimisées. L'optimisation de ces quantités nécessite la connaissance du comportement du sol au contact avec l'eau, c'est-à-dire l'affinité des constituants du sol avec l'eau. La quantité d'eau arrosée doit être absorbée dans sa totalité par le sol. Ainsi, l'étude de la capacité d'adsorption et d'infiltration d'eau dans les sols non consolidés permettra de faire une analyse fine des propriétés hydriques du sol.

Le premier volet du chapitre est dédié à l'évaluation de la capacité d'adsorption et d'infiltration de l'eau dans les sols pendant leur humidification par arrosage. Il s'agit d'abord de définir les mécanismes d'adsorption et d'infiltration pendant l'arrosage par brumisation. L'évolution de ces échanges hydriques dans le sol et dans l'air est étudiée, dont les résultats permettront de définir les indices d'adsorption du sol.

Le second volet est dédié à l'établissement des relations entre les caractéristiques d'adsorption d'un sol à savoir l'indice d'adsorption et la surface spécifique du sol avec la conductivité hydraulique du sol.

Dans le troisième volet, nous exposerons les résultats de l'étude de l'influence de l'hydratation sur la modification de la structure du sol à la surface. L'évolution de la densité des fissures en surface durant l'arrosage sera présentée et discutée.

Pour compléter l'étude du comportement du sol à l'humidification, un cas particulier de sol compacté sera étudié et présenté dans le quatrième volet de ce chapitre. Il s'agit de vérifier la tenue d'un sol compacté à l'humidification en évaluant son potentiel d'effondrement.

Quant au dernier volet, il est dédié à la proposition d'un paramètre d'arrosage. Ce paramètre permettra : (i) au laboratoire, de calculer les quantités d'eau nécessaires pour l'arrosage d'un sol appelé « Q/S eau du sol », (ii) et in-situ, de mesurer les quantités diffusées par le matériel d'arrosage appelé « Q/S eau du matériel ». Une combinaison des deux paramètres est ainsi proposée.

V.1. CAPACITE D'INFLTRATION DE L'EAU DANS LES SOLS

L'étude de la capacité d'adsorption et d'infiltration d'un sol non consolidé consiste à définir un indice d'adsorption à partir de l'analyse du chemin de l'eau dans le sol durant l'arrosage.

V.1.1. Définition des mécanismes de transfert de l'eau dans le sol

En se basant sur les études bibliographiques (chapitre I), le mécanisme d'adsorption et d'infiltration ainsi que les états de l'eau pendant l'arrosage par brumisation peut être décrits comme suit :

Lorsque le sol est humidifié par brumisation (eau en phase vapeur), la vapeur d'eau se condense au contact avec le sol à cause de la différence de température entre la surface du sol et celle de la vapeur d'eau. La vapeur d'eau devient ainsi liquide et enrobe les particules du sol par adsorption. Pendant cette phase d'humidification, l'eau est immobile et se met sous forme de ponts capillaires entre les grains offrant ainsi une cohésion au sol. De ce fait, le développement des ponts capillaires favorise la formation d'agrégats.

Lorsque l'eau dans le sol dépasse une certaine limite, l'eau devient mobile, et c'est le phénomène d'infiltration qui se met en place. L'eau d'infiltration remplit en premier lieu les interstices du sol en surface et pénètre par la suite dans le sol sous l'action de la gravité et des forces de succion (capillarité). Ceci induit le phénomène de coalescence résultat de la rupture des ponts capillaires. L'infiltration se transforme en ruissellement de l'eau lorsque le sol est dans un état saturé.

V.1.2. Choix des conditions d'expérimentation basées sur l'analyse des échanges hydriques dans le sol et dans l'air

La méthode d'arrosage adoptée consiste à arroser la surface d'un sol sec non consolidé par brumisation. Cet arrosage permet d'assurer un arrosage homogène à la surface du sol. L'essai consiste à suivre l'évolution des paramètres hydriques d'adsorption et d'infiltration du sol ainsi que les paramètres environnementaux dans la chambre de mesure durant l'arrosage.

Les hypothèses suivantes ont été considérées :

- La quantité d'eau évaporée reste largement inférieure à la quantité d'eau arrosée.
- La quantité d'eau arrosée est entièrement absorbée par le sol par capillarité puis par gravité.
- La durée de l'essai est relativement courte et ne permet pas de séchage et d'évaporation significatifs.

V.1.2.1. Cinétique de l'humidité relative dans l'air et dans le sol pendant l'arrosage

La Figure V.1 présente la cinétique de l'humidité relative dans l'air, mesurée par la sonde hygrométrique, et dans le sol à différentes profondeurs (surface, milieu, fond), mesurée par les thermo-hygroboutons THB pendant l'arrosage pour les différents sols d'étude.

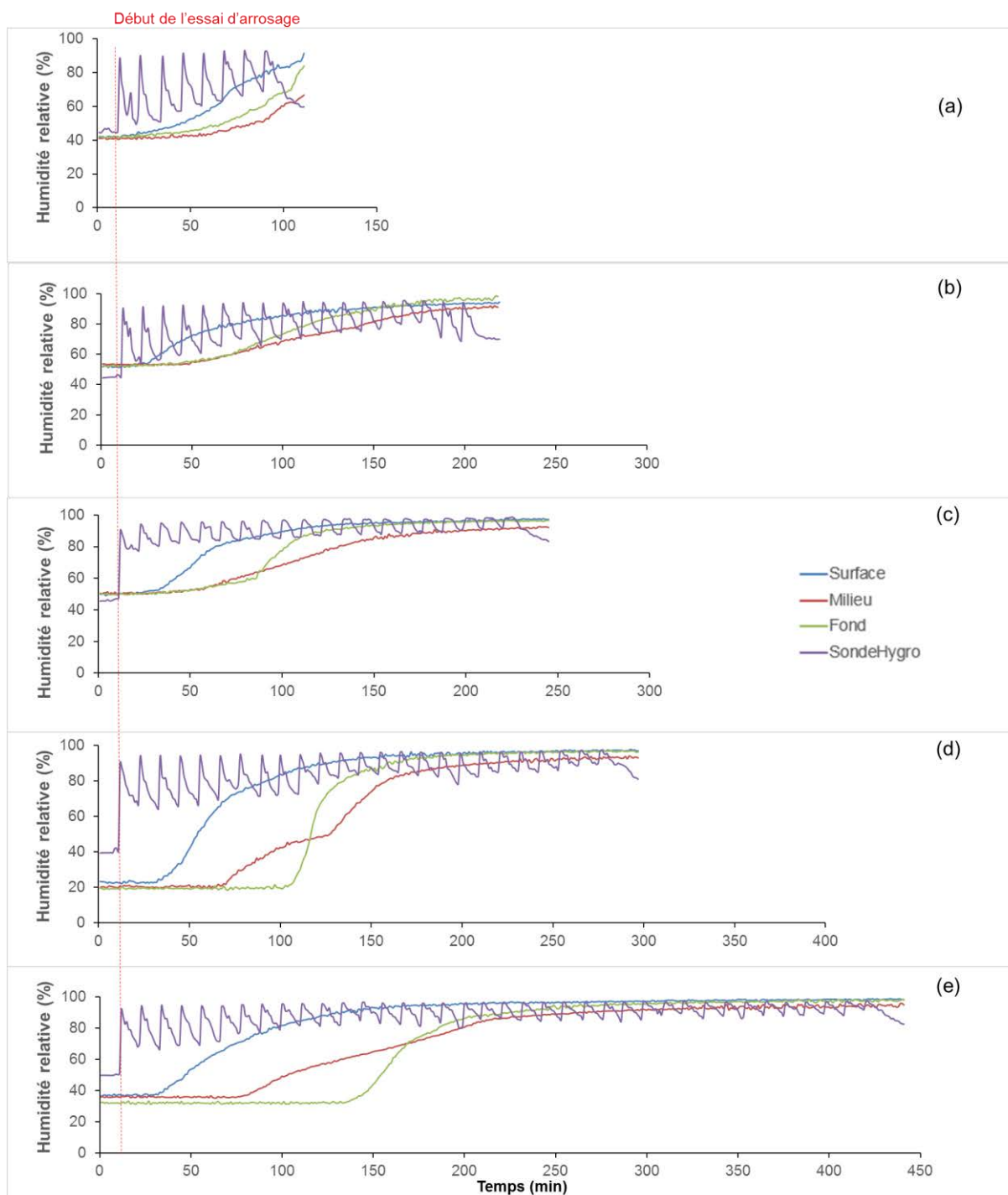


Figure V.1. Cinétique de l'humidité relative dans l'air et dans le sol à différentes pendant l'arrosage (a) K, (b) L, (c) S50K50, (d) S75K25, (e) SC

Les graphiques correspondant aux capteurs THB montrent un maintien de l'humidité relative mesurée avant l'essai pendant les premiers arrosages. Cela correspond au temps nécessaire pour que l'eau soit transférée par capillarité/infiltration de la surface jusqu'au premier THB. Ensuite, l'humidité relative mesurée augmente progressivement au fur et à mesure des arrosages jusqu'à ce qu'elle atteigne une valeur constante qui correspond à l'humidité relative dans l'air. Un temps de décalage est observé entre les mesures des différents THB. Cela est dû à la distance des THB par rapport à la surface arrosée.

Par ailleurs, les mesures des THB du milieu et du bas montrent une inversion de tendance dans tous les échantillons, excepté pour K. Ce changement de comportement entre le THB du milieu et celui du fond s'explique par la saturation de la couche inférieure, l'eau s'infiltre par gravité jusqu'au fond de l'éprouvette puis remonte vers la couche centrale. Nous pouvons remarquer que le nombre d'arrosage nécessaire pour saturer le sol est différent d'un sol à un autre. Le Tableau V.1 donne les poids volumique sec de chaque sol étudié.

Tableau V.1. Poids volumiques sec des éprouvettes de sol avant l'essai d'arrosage

Sol	Poids volumique sec (kN/m^3)
K	37.05
S50K50	56.34
S75K25	87.55
L	122.49
CS	124.27

En ce qui concerne les mesures de la sonde hygrométrique, l'humidité relative présente des fluctuations tout au long de l'arrosage, tel que la valeur maximale est atteinte pendant le temps l'arrosage, puis diminue progressivement pendant le temps de repos.

Ainsi, étant donné que l'infiltration de l'eau n'est pas contrôlée en profondeur, seules les mesures de la couche de surface sont prises en compte dans la suite de l'étude. Le flux d'eau infiltrée peut être considéré comme idéal dans la couche superficielle supérieure. Ainsi, le point à partir duquel les caractéristiques de la sonde hygrométrique et du THB de surface sont égales, est considéré comme point de saturation.

Ces mesures ont permis de mettre en évidence les propriétés du sol au contact de l'eau.

V.1.2.2. Influence du temps d'équilibre sur les échanges hydriques

Les échanges hydriques dans le sol sont représentés par les courbes de rétention d'eau du sol, en l'occurrence en chemin d'humidification. Elles représentent la relation qui lie la succion à la teneur en eau du sol durant son humidification.

Dans notre étude, les courbes de rétention d'eau des sols sur chemin d'humidification ont été déterminées à l'aide de deux méthodes :

- La première consiste à déduire la succion et la teneur en eau du sol mesurées par le THB de surface durant les essais d'arrosage. La succion est calculée en utilisant la relation de Kelvin, tandis que la teneur en eau est calculée à partir des quantités d'eau infiltrées.
- La seconde méthode consiste à faire des mesures de succion directes au moyen du WP4C sur des échantillons préalablement préparés par arrosage puis mis en équilibre. La méthode de mesure est détaillée dans le chapitre II (section II.4.2.2).

La Figure V.2 montre les courbes de rétention d'eau des sols d'étude sur chemin d'humidification mesurées au WP4C et THB.

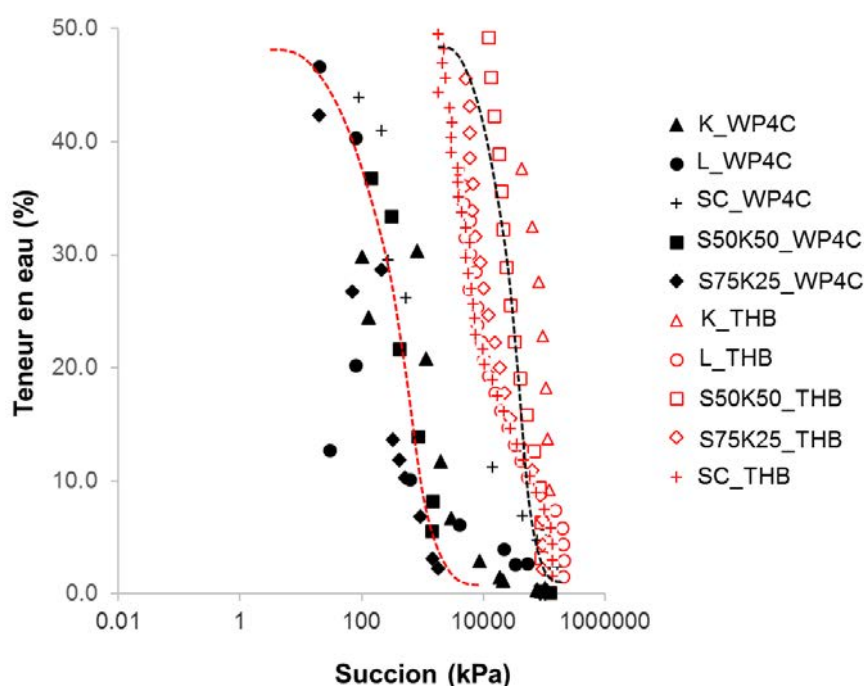


Figure V.2. Comparaison des courbes de rétention d'eau des sols sur chemin d'humidification

Les courbes de rétention d'eau issues des mesures et les courbes issues du calcul présentent des allures semblables. En revanche, les valeurs de succion semblent être plus importantes pour les valeurs calculées. Cette différence est probablement liée au temps d'équilibre, car lors de l'essai d'arrosage, la mesure de l'humidité relative est effectuée directement après arrosage, c'est à dire dans une durée courte insuffisante pour atteindre l'équilibre hydrique. A

l'inverse, lors des mesures au WP4C, un temps de repos de 4h a été appliqué avant la réalisation des mesures afin de permettre l'équilibre hydrique du sol. Ces résultats mettent en évidence l'importance du temps d'équilibre pour les échanges hydriques dans le sol, qui permet une meilleure distribution de l'eau durant l'homogénéisation.

V.1.3. Indice d'adsorption en eau des sols

L'indice d'adsorption du sol se définit par le taux d'eau adsorbée et/ou infiltrée dans le sol par rapport à la quantité arrosée pendant son humidification. Le calcul de l'indice d'adsorption permet d'évaluer le potentiel d'un sol à adsorber de l'eau sans ruissellement. Il est calculé à partir des résultats des essais d'arrosage, en l'occurrence la cinétique d'infiltration de l'eau dans le sol pendant l'arrosage.

- **Cinétique d'infiltration de l'eau dans le sol pendant l'arrosage**

L'évolution des volumes d'eau cumulées dans le bac de sol et dans le bac d'eau en fonction du temps total sont représentées dans la Figure V.3. Les quantités d'eau sont mesurées par pesage des bacs avant et après chaque arrosage. Quant au temps total, il correspond au temps cumulé qui est égal à la somme cumulée des temps d'arrosage (1 min) et des temps de repos (10 min).

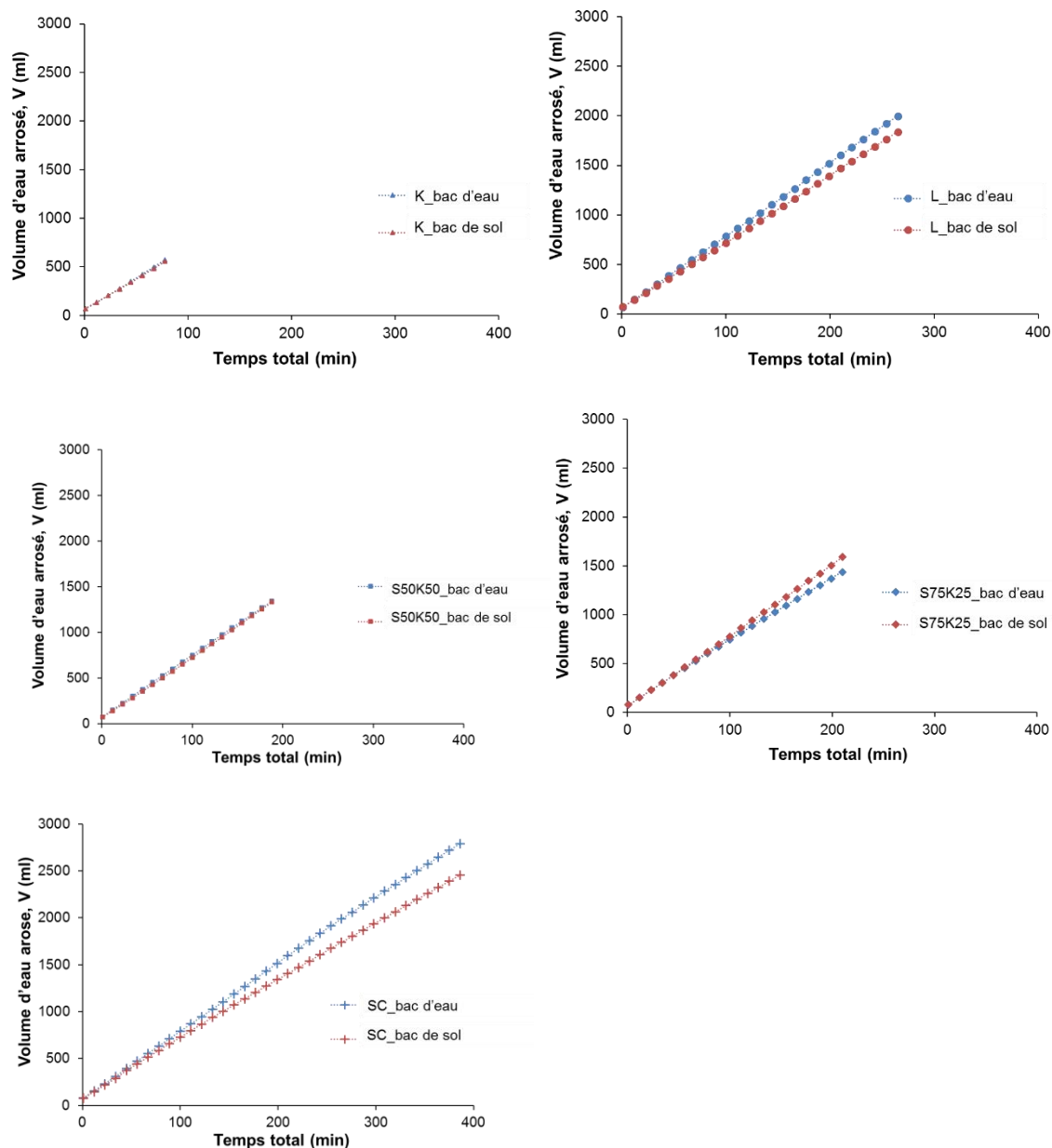


Figure V.3. Cinétiques des volumes d'eau cumulées dans les bacs de sol et d'eau durant l'arrosage (a) K, (b) L, (c) S50K50, (d) S75K25, (e) SC

Les résultats de la Figure V.3 montrent une évolution linéaire du volume d'eau dans le bac de sol et dans le bac d'eau. Les volumes d'eau mesurés dans les bacs d'eau sont supérieurs à ceux mesurés dans les bacs de sol, excepté pour S75K25. Cela implique que l'eau infiltrée dans le sol est inférieure à l'eau condensée dans le bac d'eau.

Le comportement du S75K25 peut être lié en partie au type de sol, en particulier son affinité avec l'eau. L'affinité à l'eau est évaluée à l'aide de la surface spécifique. La faible surface à humidifier ($2.47 \text{ m}^2/\text{g}$) génère une condensation rapide du sol. À l'inverse, SC qui présente une surface spécifique maximale ($59.76 \text{ m}^2/\text{g}$) favorise l'adsorption et l'infiltration de l'eau dans le sol.

• Indices d'adsorption des sols et discussion

Afin d'étudier l'influence du temps d'arrosage et du temps de repos pendant l'essai, deux indices d'adsorption sont déterminés à partir des résultats des cinétiques de l'eau dans le sol pendant l'arrosage :

- L'indice A qui prend en compte le temps total de l'essai d'arrosage (temps d'arrosage + temps de repos)
- L'indice B qui ne prend en compte que le temps d'arrosage

Ils sont calculés par le rapport entre les pentes des courbes représentant les bacs d'eau et de sol en fonction du temps, suivant l'équation (V.1). Les paramètres de calcul des pentes sont représentés sur la Figure V.4.

$$I_{A \text{ ou } B} = \frac{y_s/x_s}{y_w/x_w} \quad (V.1)$$

Avec :

y_s/x_s : pente du bac de sol,

y_w/x_w : pente du bac d'eau,

x_s et x_w correspondent aux temps total et d'arrosage pour les indices A et B, respectivement.

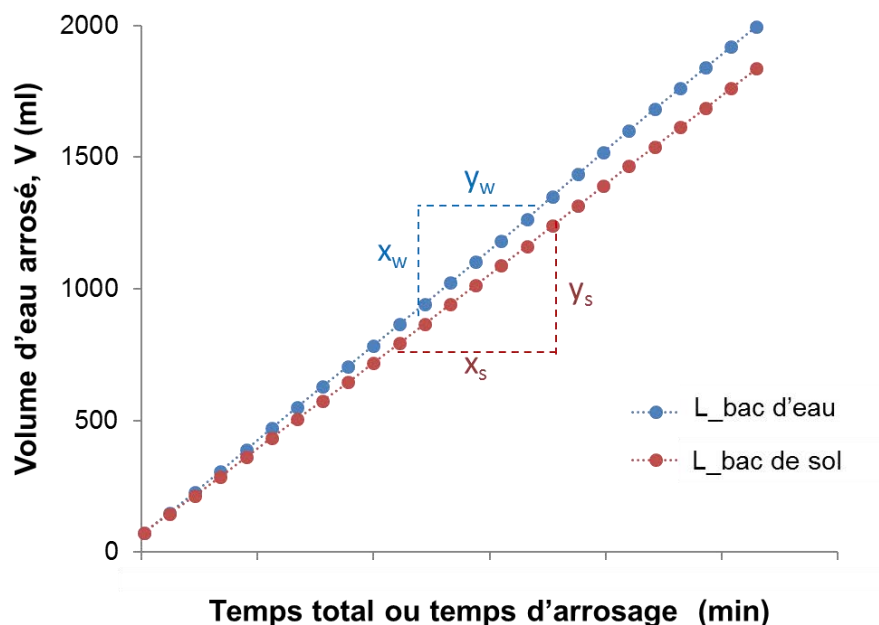


Figure V.4. Calcul des pentes des indices d'adsorption I_A et I_B

Les valeurs des indices d'adsorption sont représentées dans la Figure V.5. Les résultats soulignent clairement que les valeurs des deux indices sont égales. Ce qui montre que le potentiel d'adsorption du sol est indépendant du temps de repos. Ce dernier semble permettre uniquement la continuité du transfert de l'eau en profondeur pendant l'arrosage. Sur la base de ces résultats, l'indice B sera utilisé dans les sections suivantes pour comparaison.

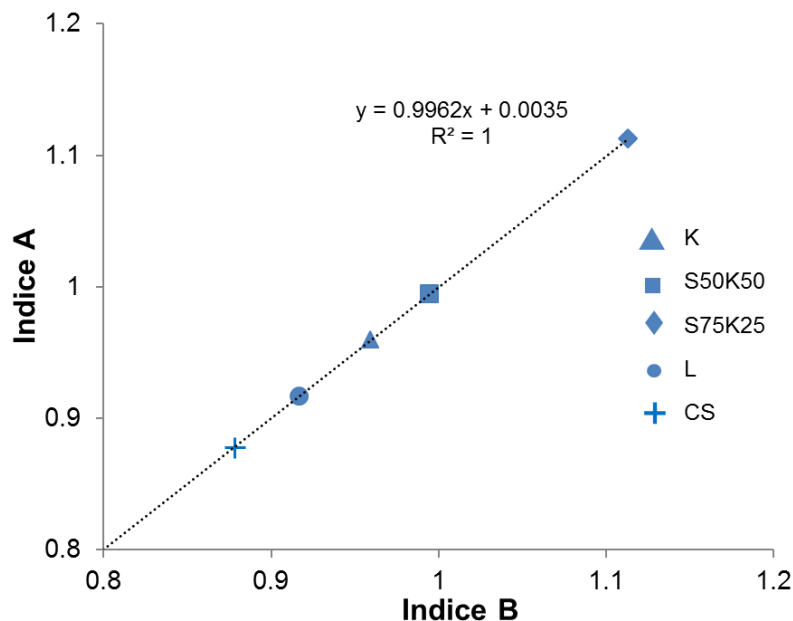


Figure V.5. Corrélation entre les indices d'adsorption I_A et I_B

Ces résultats permettent de classer les sols selon leurs potentiels d'adsorption/infiltration. Les sols sont classés dans l'ordre croissant suivant : SC, L, K, S50K50 et S75K25. Ce classement concorde avec le classement des surfaces spécifiques du sol dans l'ordre inverse, c'est-à-dire que SC présente la valeur maximale et S75K25 la valeur minimale.

Ainsi, nous pouvons conclure que le potentiel d'adsorption du sol est inversement proportionnel à la surface spécifique du sol. Cela concorde avec le résultat présenté précédemment, sur le mécanisme de condensation favorisé pour les sols ayant une surface spécifique faible.

V.2. RELATIONS ENTRE LES CARACTERISTIQUES D'ADSORPTION DU SOL ET LA CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE

L'arrosage des sols fait intervenir à la fois les caractéristiques intrinsèques du sol à savoir la surface spécifique du sol, ses caractéristiques à l'état non saturé, à savoir le potentiel d'adsorption quantifié par I_B et ses caractéristiques hydrauliques à la saturation. Les relations qui lient les différents paramètres sont proposées dans cette section.

V.2.1. Détermination de la conductivité hydraulique

La conductivité hydraulique des sols d'étude a été déterminée en utilisant les résultats des essais d'arrosage et de la relation de Darcy. Nous considérerons que l'écoulement est unidimensionnel. Le calcul de la conductivité hydraulique est effectué sur la couche de surface, et cela à partir du moment où l'humidité relative dans l'air est égale à l'humidité relative mesurée par le capteur placé au fond de la première couche de l'éprouvette (Cf. Figure V.1).

La Figure V.6 schématise l'infiltration de l'eau d'arrosage dans l'éprouvette de sol.

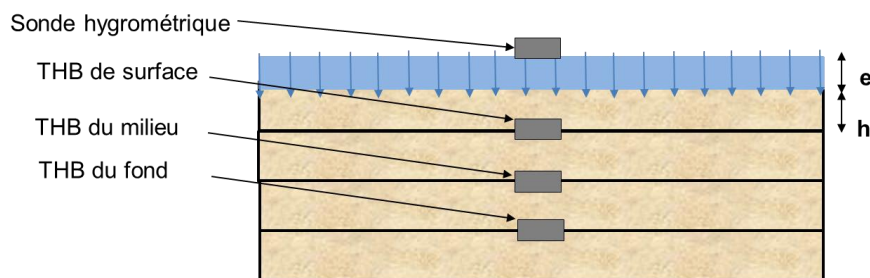


Figure V.6. Schéma de l'infiltration de l'eau dans la couche de surface

L'équation de Darcy s'écrit :

$$Q = k S i = k S \frac{e + h}{h} \quad (V.2)$$

Avec :

Q : débit volumique d'eau (m^3/s),

k : conductivité hydraulique (m/s),

S : surface arrosée perpendiculaire au débit (m^2),

i : gradient hydraulique du sol,

e : épaisseur de la lame d'eau au-dessus de l'éprouvette (m),

h : épaisseur de la couche de surface (m),

Grâce à l'arrosage par brumisation, la valeur de « e » devient très faible proche de 0. Ainsi, sur la couche de surface dont la densité est relativement faible, lorsque la valeur de l'humidité relative dans l'air est égale à celle du fond de la couche de surface de l'éprouvette, alors on suppose que le gradient hydraulique approche l'unité, c'est-à-dire « $i = 1$ ».

Dans ce cas, l'équation (V.2) devient :

$$Q = k S \quad (V.3)$$

Finalement,

$$k = \frac{Q}{S} \quad (V.4)$$

La conductivité hydraulique est ainsi déduite à l'aide de l'équation 4. Le débit volumique Q est calculé par le rapport entre les volumes d'eau arrosés pendant la durée entre le point de saturation ($HR_{air} = HR_{sol}$) et la fin de l'essai. Quant à la surface arrosée, elle représente la surface de l'éprouvette testée.

$$Q = \frac{V}{t} \quad (V.5)$$

Avec :

V : volume d'eau arrosé à partir de la saturation jusqu'à la fin de l'essai (m^3),

t : durée de temps entre la saturation et la fin de l'essai (s),

V.2.2. Corrélation entre l'indice d'adsorption du sol et la conductivité hydraulique

La corrélation entre l'indice d'adsorption des sols I_B et la conductivité hydraulique k des sols durant l'arrosage est représentée dans la Figure V.7.

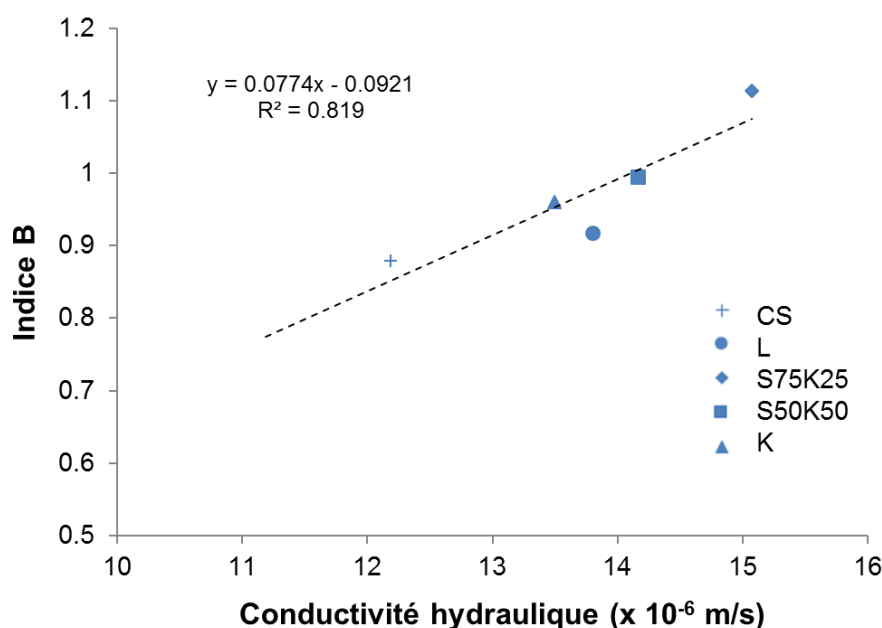


Figure V.7. Corrélation entre l'indice d'adsorption I_B et la conductivité hydraulique k

Les résultats montrent que les valeurs de la conductivité hydrauliques concordent avec celles observées dans la littérature (Petrov et al. 1997; Aldeef et Rayhani 2014) pour des sols non consolidés.

Les résultats montrent également une corrélation linéaire entre I_B et k pour les sols testés. Le classement des valeurs de conductivité hydraulique concorde avec celui de l'indice d'adsorption établi précédemment, dont la valeur minimale est donnée par SC et la valeur maximale par L. Ces résultats démontrent que l'indice d'adsorption B met en évidence de manière satisfaisante les performances hydrauliques du sol, en l'occurrence la conductivité hydraulique.

V.2.3. Corrélation entre la surface spécifique du sol et la conductivité hydraulique

Concernant la corrélation entre k et la surface spécifique des sols, une relation linéaire a été également obtenue (Figure V.8.) Cette corrélation met en évidence la relation liant la surface spécifique du sol à la composition minéralogique du sol. Par la présence de la montmorillonite dans SC, la conductivité hydraulique prend des valeurs faibles en raison du potentiel de gonflement de ce sol. À l'inverse, les faibles valeurs de surface spécifique, la conductivité hydraulique prend des valeurs maximales en raison de la présence d'une fraction sableuse importante dans le sol qui favorise l'écoulement dans le sol.

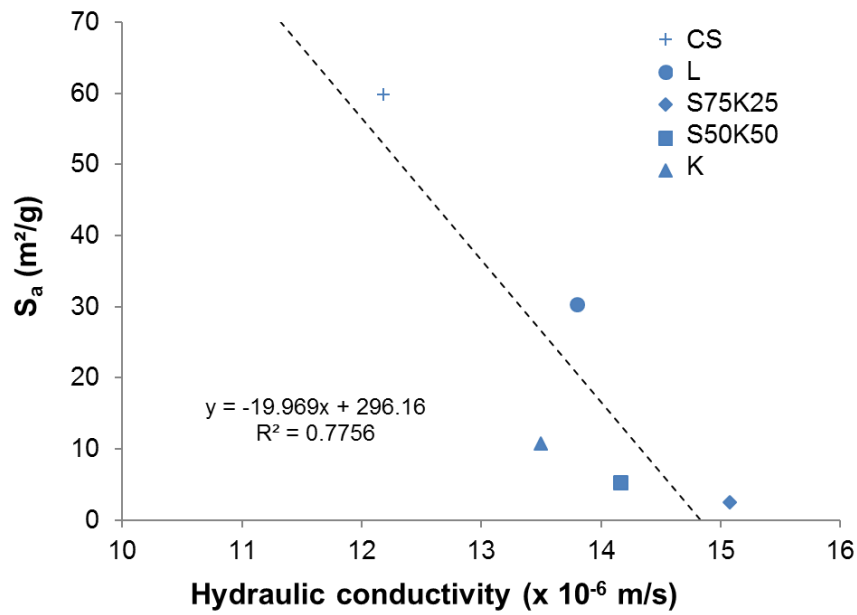


Figure V.8. Corrélation entre la surface spécifique des sols S_a et la conductivité hydraulique k

A partir de ces résultats, il est ainsi possible de déduire la conductivité hydraulique à partir de la mesure de la surface spécifique du sol.

Ainsi, nous pouvons conclure que la conductivité hydraulique des sols non consolidés est liée au potentiel d'adsorption en eau des sols et son affinité avec l'eau.

V.3. ANALYSE DE LA STRUCTURE DU SOL EN SURFACE PAR TRAITEMENT D'IMAGES

Nous avons observé que l'arrosage des sols entraine la modification de sa structure en surface et en profondeur en raison des chemins préférentiels créés par l'eau lors de son infiltration. La Figure V.9 montre quelques exemples d'images de la surface des éprouvettes à différents états d'arrosage, après traitement.

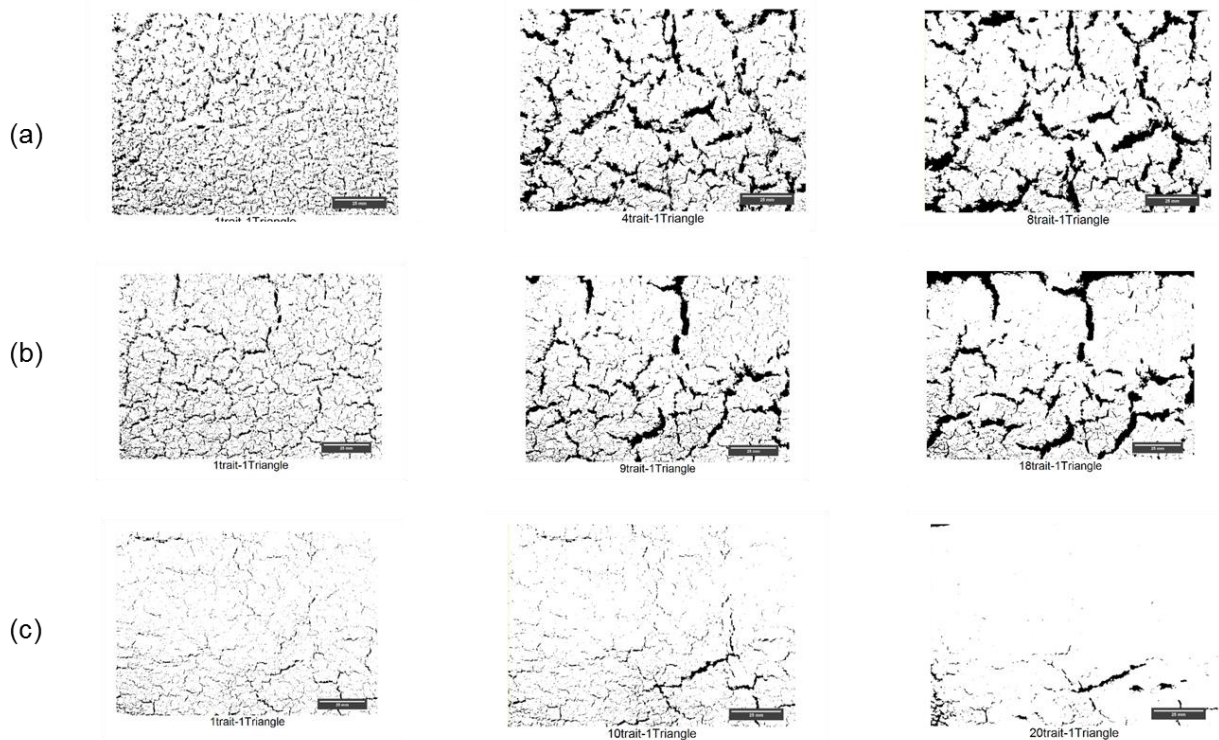


Figure V.9. Images représentatives de l'évolution des fissures au cours de l'arrosage (a) K, (b) S50K50 et (c) S75K25

L'évolution des fissures à l'échelle locale peut s'expliquer comme suit : lorsque le sol sec est mis en contact avec l'eau, des ponts capillaires sont formés entre les particules/grains du sol. La formation des ponts capillaires génère une agrégation des particules de sol sous l'effet de la tension de surface, ce qui favorise la formation des fissurations dans le sol non consolidé. L'évolution de la densité des fissures au cours des essais d'arrosage est représentée sur la Figure V.10.

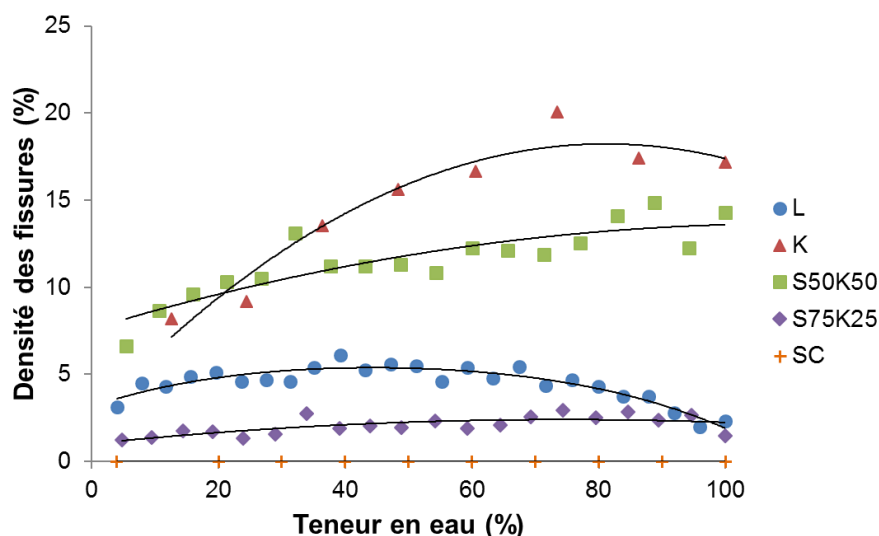


Figure V.10. Evolution de la densité des fissures pendant l'essai d'arrosage

Les résultats montrent que la densité des fissures augmente avec l'augmentation de la teneur en eau du sol pendant l'arrosage, jusqu'à une valeur maximale, puis diminue à l'approche de la saturation en raison de l'évolution des agrégats dans le sol.

Le sol SC présente un comportement différent, on observe une densité des fissures est nulle pendant l'arrosage. Ce comportement peut s'expliquer par la composition minéralogique de ce sol. En effet, les fissurations du sol sont atténuées pendant l'arrosage à cause du gonflement du sol généré par la présence de la montmorillonite. A l'inverse, K présente une densité de fissuration qui avoisine les 20% au maximum. Les fortes valeurs de fissurations peuvent s'expliquer par le phénomène d'agrégation au contact de l'eau, qui est important pour les sols argileux en raison de la faible taille des particules d'argile.

Les résultats montrent clairement que l'évolution de la densité des fissures dépend de la distribution granulométrique mais aussi de la composition minéralogique du sol.

V.4. COMPORTEMENT A L'EFFONDREMENT DES SOLS SOUS IMBIBITION : CAS DE SOL COMPACTE

Pour compléter l'étude du comportement des sols à l'humidification, un cas particulier de sol compacté est étudié. Le but étant de vérifier la tenue d'un sol compacté à l'effondrement sous chargement hydromécanique durant son arrosage.

Rappelons que les essais ont été réalisés sur des sols compactés à « B » ($0.75w_{OPN}$, γ_{dOPN}). Celle-ci étant la configuration qui génère une déstructuration minimale du sol sous cycles de roulement. Le potentiel d'effondrement a été étudié au moyen des essais œdométriques dont la procédure expérimentale est détaillée dans le Chapitre II (section II.4.1.2.).

V.4.1. Compressibilité des sols compactés à « B »

La Figure V.11 montre l'évolution de l'indice des vides en fonction de la contrainte verticale totale pour l'éprouvette non humidifiée (NHum) et l'éprouvette humidifiée (Hum) de chaque sol, et le Tableau V.3 résume les déformations volumiques résultantes pour le sol : à la fin de l'essai pour l'éprouvette non humidifiée et humidifiée, ainsi qu'au droit de la contrainte de préconsolidation sous imbibition. La déformation volumique est déterminée selon l'équation (V.6).

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \times 100\% \quad (V.6)$$

Avec :

ε_v : Déformation verticale (%)

Δe : Différence d'indice des vides entre deux états (début et fin pour les éprouvettes humidifiées et non humidifiées, et sous la même contrainte lors de l'imbibition)

e_0 : Indice des vides initial de l'éprouvette pour le calcul des déformations début/fin de l'essai, qui correspond à l'indice des vides avant imbibition.

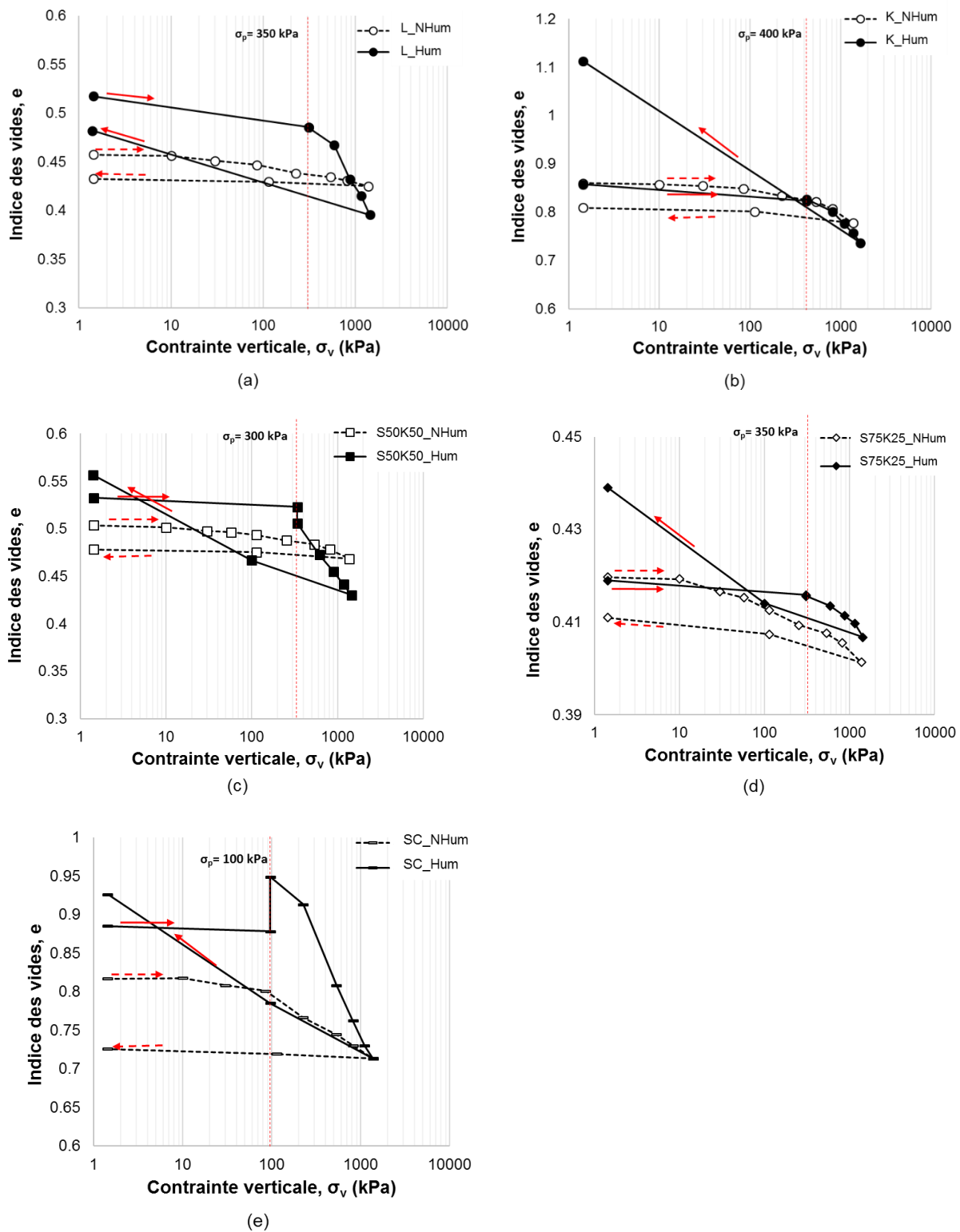


Figure V.11. Courbes de compressibilité (a) L, (b) K, (c) S50K50, (d) S75K25 et (e) SC

Pour les éprouvettes non imbibées, les résultats de la Figure V.11 et du Tableau V.3 montrent que la consolidation, exprimée par la diminution de l'indice des vides, évolue avec l'augmentation de la contrainte appliquée. Les valeurs de la contrainte de préconsolidation σ_p

sont reportées dans le Tableau V.2. Les fortes valeurs de σ_p signifient que le sol est fortement consolidé, ce qui s'explique en partie par son poids volumique initial (au point B).

Tableau V.2. Contraintes de préconsolidation des sols compactés à « B »

Sol	σ_p (kPa)
K	400
L	350
S50K50	300
S75K25	350
SC	100

Les déformations volumiques mettent en évidence cette consolidation (voir Tableau V.3) qui est d'autant plus importante que le sol est fin.

Tableau V.3. Déformations verticales sous chargement œdométrique avec et sans imbibition

Déformation verticale ε_v(%)	Non humidifié	Humidifié	Sous humification
L	- 1.71	- 2.22	- 0.02
K	- 2.72	+ 13.71	+ 0.22
S50K50	- 1.69	+ 1.57	- 1.14
S75K25	- 0.30	+ 1.41	- 0.02
SC	- 5.02	+ 2.17	+ 3.02

En ce qui concerne les éprouvettes imbibées, celles-ci suivent un comportement différent selon le pourcentage de la fraction argileuse, la nature minéralogique du sol ainsi que la capacité de rétention de l'eau par le sol. Nous pouvons observer, dans le cas de K et SC, que la saturation génère un gonflement, dont l'indice des vides passe de 0.82 à 0.83 pour K et de 0.88 à 0.95 pour SC. La déformation volumique induite est de +0.22% pour K et +3.02% pour SC. En revanche, une consolidation est observée lors de l'imbibition des autres sols, on peut noter la déformation maximale de -1.14% enregistrée dans le cas du S50K50. Par ailleurs, les déformations volumiques induites (Tableau V.3) restent faibles. Au-delà de la contrainte de préconsolidation, le chemin suit la courbe normalement consolidée des sols.

V.4.2. Potentiel d'effondrement sous imbibition des sols compactés à « B »

Le potentiel d'effondrement, noté C_P , se calcule suivant l'équation (V.7).

$$C_P = \frac{\Delta e_c}{1 + e_0} \quad (V.7)$$

Avec :

e_0 et Δe_c respectivement l'indice des vides initial et la variation d'indice des vides due à l'imbibition. On retrouve dans la littérature une définition du terme « initial » qui est différente selon les auteurs. Il peut décrire l'état in-situ (Murthy, 2002), ou l'état sous contrainte nulle ou proche du zéro (ASTM D 5333, 1996 ; Abbeche et al. 2007, Vilar et Rodrigues, 2011) ou encore l'état qui précède la saturation (Rodrigues et Vilar, 2006 ; Nouaouria et al. 2008). De cette façon, un même essai donne trois potentiels d'effondrement différents. Dans notre cas, nous choisissons d'exprimer le potentiel d'effondrement à partir de l'état qui précède la saturation en raison des fortes valeurs des pressions de préconsolidation. Dans ce cas, l'équation (V.7) s'écrit :

$$C_P = \frac{e_H - e_{NH}}{1 + e_{NH}} \quad (V.8)$$

Avec e_{NH} et e_H respectivement les indices des vides de l'éprouvette avant et après humidification.

Les valeurs du potentiel d'effondrement C_P sont résumées dans le Tableau V.4.

Tableau V.4. Potentiel d'effondrement C_P lors de l'imbibition

Sol	Comportement à l'imbibition	C_P % (sous σ_p)
K	Gonflement	+0.22
L	Tassement	-0.02
S50K50	Tassement	-1.14
S75K25	Tassement	-0.01
CS	Gonflement	+3.78

A partir des résultats obtenus, nous pouvons voir que les sols compactés à B présentent un faible risque d'effondrement lors de l'imbibition. Le potentiel d'effondrement est atténué pour K et SC en raison de leur affinité à l'eau, en particulier pour SC qui est de nature gonflante.

On pourrait croire que la présence d'une fraction importante de sable dans l'éprouvette S75K25 générerait plus d'effondrement par rapport à S50K50. En effet, l'effet inverse observé dans notre étude peut s'expliquer par la valeur du poids volumique sec, qui permet dans le cas de S75K25 de diminuer son potentiel d'effondrement.

A partir des résultats des essais œdométriques, nous pouvons conclure que le compactage en B génère une augmentation de la contrainte de préconsolidation du sol, donc sa résistance. Sous la configuration de mise en œuvre B, la dynamique d'imbibition ne semble pas influencer le potentiel du sol à l'effondrement. Celui-ci est atténué par le gonflement pour K et SC.

Ces observations permettent de confirmer la durabilité des sols compactés en cette configuration sous chargement hydromécanique, notamment l'arrosage.

V.5. DETERMINATION DU PARAMETRE D'ARROSAGE « Q/S EAU »: VOLET PRATIQUE

L'objectif de l'étude de l'arrosage au laboratoire est d'optimiser les quantités d'eau d'arrosage utilisées in-situ. Pour cela, notre étude a été réalisée sur les deux échelles :

- A l'échelle du laboratoire : pour déterminer les quantités d'eau d'arrosage maximales qu'un sol peut absorber sans ruissellement. Celles-ci ont été déduites des essais d'arrosage de laboratoire.
- A l'échelle du terrain : pour quantifier les quantités d'eau arrosées avec le matériel d'arrosage utilisé in-situ « la queue de carpe ».

Les résultats obtenus sont ensuite utilisés pour proposer un paramètre combinant le potentiel d'adsorption et d'infiltration du sol et les conditions de circulation de matériel d'arrosage in-situ.

V.5.1. Au laboratoire : Q/S eau du sol

Le débit d'eau, Q, arrosé sur une surface de sol, S est appelé « Q/S eau du sol ».

A partir de l'équation (V.4) définie précédemment, qui donne la conductivité hydraulique du sol, on peut voir que le « Q/S eau du sol » n'est autre que la conductivité hydraulique du sol. Ainsi, les valeurs de Q/S eau du sol correspondantes aux poids volumiques des sols testés sont récapitulées dans le Tableau V.5.

Tableau V.5. « Q/S eau du sol » des matériaux non consolidés testés

Sol	γ_d avant l'essai (kN/m ³)	Q/S sol * 10 ⁻⁶ (m ³ / m ² s)
K	37.05	13.50
S50K50	56.34	14.70
S75K25	87.55	15.07
L	122.49	13.80
SC	124.27	12.18

Les valeurs de Q/S dépendent du type de sol et de ses caractéristiques hydrauliques comme observé précédemment. Par ailleurs, il faut noter que ces valeurs sont valables pour des sols non consolidés.

V.5.2. In-situ : Q/S eau du matériel d'arrosage

A l'échelle du terrain, le « Q/S du matériel d'arrosage » correspond au débit d'eau, Q , arrosé sur une surface donnée S , par le matériel d'arrosage. Le matériel d'arrosage utilisé in-situ est une arroseuse à « queue de carpe ». Elle est constituée d'un réservoir d'eau de capacité 15 m³ relié à sa sortie à un tube conique de diamètre de sortie $\Phi 70$ mm. L'eau arrosée par le tube conique est projetée sur un disque de diamètre $\Phi 200$ mm permettant d'arroser, de façon plus ou moins homogène, sur une largeur d'environ 10 m (Figure V.12).



Figure V.12. Dispositif d'arrosage in-situ : sections de sortie d'eau

Les quantités d'eau arrosées par l'arroseuse sur une surface donnée est calculée comme suit : Sur une piste de longueur 200 m, trois bacs vides de dimensions 500*180*50 mm³ ont été déposés le long de la piste, tel que montré dans la Figure V.13. L'arroseuse passe ensuite à différentes vitesses : 9, 18 puis 27 km/h. Les volumes d'eau arrosés lors de son passage sont mesurés par pesage après chaque passage. Le débit est ensuite déduit selon l'équation (V.5). Les essais ont été répétés trois fois pour chaque vitesse de passage.

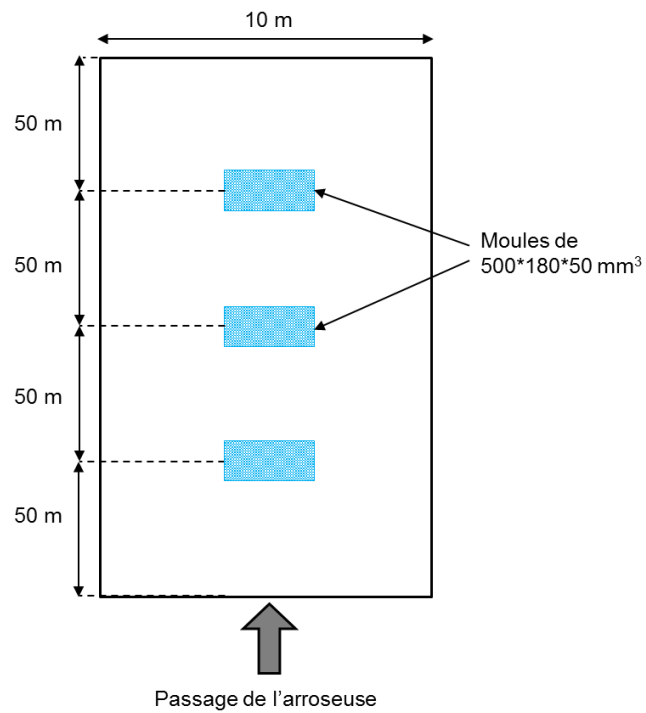


Figure V.13. Planche d'essai de l'essai d'arrosage in-situ

Le Q/S de l'arroseuse est représenté en fonction de la vitesse de passage de l'arroseuse sur la Figure V.14.

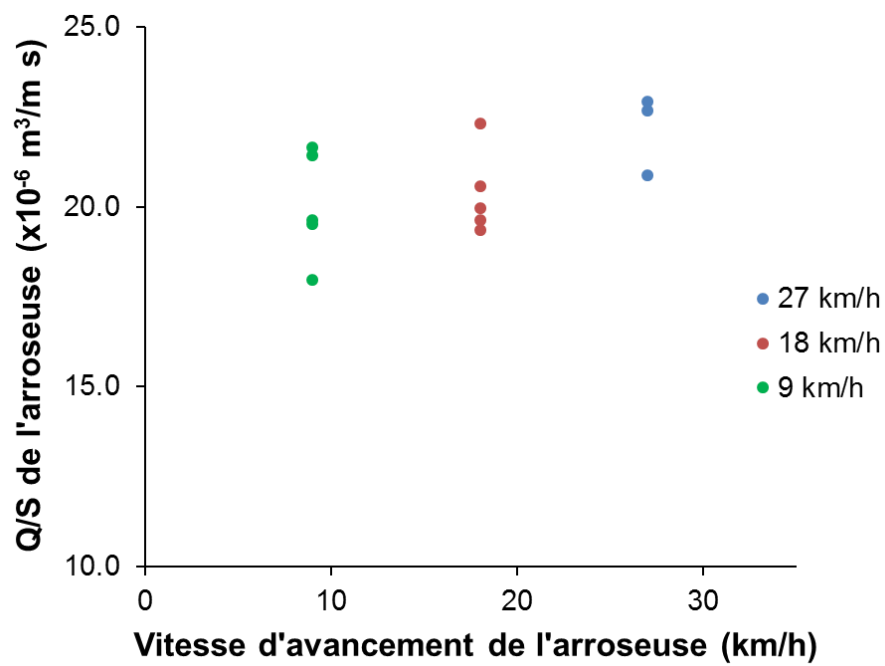


Figure V.14. Q/S du matériel d'arrosage à différentes vitesses de passage

Les résultats permettent de disposer des valeurs quantitatives des quantités utilisées in-situ. Les quantités d'eau arrosées augmentent avec l'augmentation de la vitesse d'avancement de l'arroseuse.

V.5.3. Combinaison entre « Q/S eau du sol » et « Q/S eau du matériel d'arrosage »

Sur la Figure V.15, nous avons représenté les valeurs de « Q/S eau du sol » mesurées au laboratoire et les valeurs de « Q/S eau de l'arroseuse » mesurées in-situ en fonction de la vitesse de passage. Les résultats montrent clairement que les valeurs de « Q/S eau du sol » sont largement inférieures aux valeurs de « Q/S eau de l'arroseuse » obtenues aux différentes vitesses d'avancement de l'arroseuse. Cela met en évidence tout l'intérêt de cette étude vis à vis de l'optimisation des quantités d'eau d'arrosage.

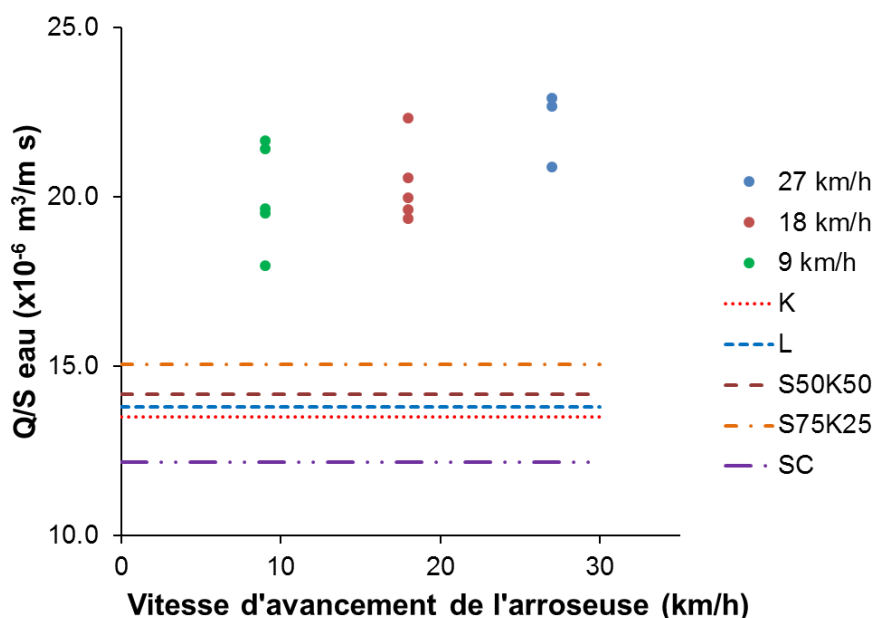


Figure V.15. Corrélations entre « Q/S du sol » et « Q/S de l'arroseuse »

Ces valeurs sont considérées être les plus défavorables, car les valeurs de « Q/S eau du sol » mesurées au laboratoire correspondent à un sol non consolidé, et les valeurs de « Q/S eau de l'arroseuse » mesurées in-situ correspondent à un matériel d'arrosage classique, qui est la « queue de carpe ». L'ajustement de ces valeurs en utilisant d'autres types de sol et de matériels d'arrosage représente l'une des perspectives de ce travail.

CONCLUSION

Ce chapitre vise à décrire les propriétés liées au potentiel d'adsorption et d'infiltration de l'eau dans un sol sec non consolidé pendant son arrosage.

Nous retiendrons du premier volet, concernant les mécanismes de transfert de l'eau dans le sol pendant l'arrosage, que la capacité d'adsorption et d'infiltration d'un sol pendant son arrosage dépend de plusieurs paramètres :

(i) Du temps et des quantités d'arrosage, l'arrosage par brumisation permet un transfert de l'eau adéquat au sol suivant les différents mécanismes expliqués : condensation, adsorption par capillarité, infiltration par gravité et ruissellement. Le potentiel d'adsorption/infiltration d'eau est indépendant du temps de repos appliqué dans les essais.

(ii) Du type de sol et de sa composition granulométrique et minéralogique : la condensation de la vapeur d'eau est favorisée par la présence de la fraction sableuse dans le sol dans S75K25. La vitesse de condensation gouverne le potentiel d'adsorption/infiltration d'eau dans le sol. Ainsi, le potentiel d'adsorption/infiltration d'eau du sol est important pour ces sols.

(iii) De la texture et de la structure du sol ainsi que sa densité initiale. Les caractéristiques de la matrice du sol influencent les forces de capillarité et d'adsorption dont résultent le développement de la succion, qui elle-même, régit en partie l'infiltration. Quant à la densité initiale du sol exprimée par le poids volumique initial du sol, elle gouverne la saturation du sol, donc de la quantité d'eau nécessaire pour son arrosage.

(iv) Des conditions aux limites des essais, qui limitent le transfert de l'eau en profondeur. On peut noter : l'imperméabilité du fond du moule, l'absence d'équilibre hydrique durant l'arrosage...

Par ailleurs, les indices d'adsorption des sols définis dans le deuxième volet permettent de quantifier la capacité d'adsorption et d'infiltration maximale de chaque sol en son état non consolidé. Les relations linéaires qui lient la conductivité hydraulique aux paramètres d'adsorption du sol permettent de déduire les différents paramètres par extrapolation. Ces corrélations peuvent être améliorées avec des essais sur d'autres types de matériaux.

L'étude de l'évolution de la densité des fissures pendant l'arrosage a permis de mettre en évidence la relation entre l'agrégation du sol avec sa composition granulométrique et minéralogique.

L'étude de l'influence de l'hydratation sur le potentiel d'effondrement d'un sol compacté à $0.75w_{OPN}$ et γ_{dOPN} a permis de confirmer la tenue du sol, compacté en cette configuration, sous chargement hydromécanique, en l'occurrence l'arrosage.

Enfin, la combinaison entre le « Q/S eau » à l'échelle du laboratoire et du terrain montre l'intérêt de l'étude pour une optimisation de l'arrosage. Cette combinaison peut également être vérifiée sur terrain. On peut aussi l'améliorer en la testant sur d'autres types de sols et/ou d'autres engins d'arrosage.

*CONCLUSIONS
ET
PERSPECTIVES*

CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

De ces travaux de recherche, nous pouvons extraire les conclusions suivantes :

Les essais de compactage décrits dans le chapitre II et III ont été conduits sous différents modes de compactage de laboratoire et de terrain. Les résultats de l'analyse à l'échelle macroscopique ont montré que les états de densité moyens des échantillons ne sont pas influencés par le mode de compactage. L'étude menée à l'échelle locale a montré que le mécanisme de compactage a un impact sur la microstructure du sol. Cet impact se traduit par une diminution des tailles des pores inter-agrégats après un compactage par roulement, due probablement à la rotation du tenseur de contraintes, ainsi que par compactage dynamique, qui résulte de la réflexion des ondes de choc. Ce type de sollicitations permettent d'optimiser l'organisation des constituants du sol.

Cette étude a montré également que la méthode de compactage par roulement au LRC permet, d'un côté, de reproduire un mécanisme de compactage permettant de soumettre le tenseur des contraintes du sol à une rotation continue, et d'un autre côté, conserver l'état de densité moyen de la référence de compactage de laboratoire. Nous montrons également que les objectifs de densité sont atteints à différentes teneurs en eau du sol sous différentes combinaisons du nombre de passes et de l'effort vertical.

L'équation de corrélation utilisée dans cette étude permet de prédire le poids volumique sec du sol compacté au LRC en considérant différents facteurs pouvant influencer le poids volumique sec du sol. Contrairement à d'autres corrélations, celle-ci présente l'avantage de considérer, en même temps, les propriétés du sol et les paramètres de compactage.

A partir des essais de simulation de trafic réalisés au laboratoire, nous avons pu approcher au mieux le mécanisme de déstructuration de la surface des sols compactés sous l'influence de 10 000 cycles de roulement. Pendant l'humidification, des agrégats se forment pour constituer la microstructure du sol. Cette microstructure (organisation des grains et particules, et l'espace poral) va évoluer sous les sollicitations de compactage. Sous l'effet des cycles de roulement, cette structure sera déstabilisée en particulier en surface générant la dissociation d'agrégats de différentes tailles dès les premiers cycles. Ces agrégats sont réduits en plus petits agrégats au fur et à mesure des cycles pour enfin former des particules fines, sujettes à l'envol.

L'influence combinée de l'état hydrique de mise en œuvre, de la compacité et du séchage sur le potentiel de déstructuration de surface et de modification de la microstructure a été mise en évidence. On montre que la déstructuration de surface observée est liée aux conditions de mise en œuvre du sol, ainsi que le type de sol. Les sols fins sont susceptibles à la déstructuration à un état humide, tandis que les sols à étalement granulaire important (en l'occurrence les mélanges), et comme on pouvait le prévoir, la déstructuration est favorisée par le séchage. Il a été également montré que l'augmentation de la teneur en argile dans un sol favorise la déstructuration en surface pour les poids volumiques secs inférieurs à l'OPN à cause de leur sous-compactage. Tandis que la déstructuration est inversement proportionnelle à la teneur en argile pour des poids volumiques secs de l'OPN, en raison de l'organisation optimale des agrégats de sol.

A l'échelle locale, la comparaison des influences générées par les différents paramètres analysés sur la modification de la structure a permis de déduire la classification suivante en ordre croissant : les cycles de roulement, l'état de compacité puis la déshydratation. Les distributions porales des éprouvettes soumises aux cycles ont montré que la formation des pores (en particulier les micropores) est liée à l'hydratation. Les tailles des macropores sont influencées par le compactage et les cycles de trafic. En revanche, le séchage impacte peu la microstructure du sol.

Parmi les configurations testées, le compactage à $0.75w_{OPN}$ et γ_{dOPN} semble être la configuration la plus optimale qui permet de limiter le potentiel de déstructuration du sol sous passage de trafic. La tenue de cette configuration a été vérifiée sur le long terme par des cycles intenses de roulement et à l'effondrement sous imbibition. Il serait également intéressant de valider cette configuration de mise en œuvre in-situ.

Afin d'étudier l'affinité du sol au contact de l'eau, une procédure expérimentale a été conçue dans le but d'étudier la capacité d'adsorption et d'infiltration de l'eau dans les sols. Les essais d'arrosage au laboratoire ont permis de montrer, dans un premier temps, l'intérêt de l'arrosage par brumisation dans le transfert adéquat d'eau dans le sol suivant les mécanismes de condensation, d'adsorption, de capillarité et d'infiltration. Puis, dans un second temps, l'influence du type de sol, de sa composition granulométrique et minéralogique ainsi que de sa texture sur sa capacité d'adsorption/infiltration a été mise en évidence.

Par ailleurs, les indices d'adsorption proposés permettent de quantifier cette capacité. Les relations linéaires qui lient la conductivité hydraulique aux paramètres d'adsorption du sol permettent de déduire les différents paramètres par extrapolation.

La combinaison entre le « Q/S eau » à l'échelle du laboratoire et du terrain proposée dans l'étude montre l'intérêt de l'étude pour une optimisation de l'arrosage.

Dans une éventuelle poursuite de l'étude, il serait intéressant de vérifier cette combinaison en la testant sur d'autres types de sol de laboratoire et de terrain. Cette combinaison peut également être améliorée en faisant des essais supplémentaires avec d'autres conditions de circulation (vitesse, poids de l'engin), ainsi que pour d'autres engins d'arrosage (Dumppo, AquaEco...). On pourrait également prendre en compte les conditions environnementales, qui sont des éléments non négligeables dans le comportement du sol, donc de ses conditions d'humidification.

Cette étude se présente comme une base contenant assez d'éléments pour la rédaction d'un « guide de bonne pratique ». Ce guide fixerait les conditions d'arrosage et de circulation des engins d'arrosage in-situ, très utile pour la profession.

REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Abbeche, K., Hammoud, F. et Ayadat, T. (2007) "Influence of relative density and clay fraction on soils collapse" *Experimental Unsaturated Soil Mechanics*, Springer Proceedings in Physics, vol 112, Berlin, Heidelberg. https://doi.org/10.1007/3-540-69873-6_1
- AFNOR (1992) « Exécution des terrassements - Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières ». Norme Française, NF P11-300, Septembre 1992, 21 pages.
- AFNOR (1999) « Détermination des références de compactage d'un matériau ». NF P 94-093 ; ISSN : 0335-3931
- AFNOR (2013) « Mélanges bitumineux - Méthodes d'essai pour mélange hydrocarboné à chaud - Partie 22 : essai d'orniérage ». Norme Française, PR NF EN 12697-22, Décembre 2013.
- Aldeef, A. A., et Rayhani, M. T., (2014) "Hydraulic performance of compacted clay liners (CCLs) under combined temperature and leachate exposures." *Waste Management*, Vol. 34(12), pp. 2548-2560. <https://doi.org/10.1016/j.wasman.2014.08.007>
- Allou, F., Chazallon, C., Homych, P., Petit, C., (2007) « Modélisation de l'orniérage des chaussées à faible trafic » *18ème Congrès Français de Mécanique Grenoble*, France.
- Al- Mukhtar M., Belanteur N., Tessier D. et Vanapalli S.K. (1996) "The fabric of clay soil under controlled mechanical and hydraulic stress states". *Applied Clay Science*, Vol. 11, pp. 99-115.
- Andrianatrehina, S. R. (2016) "Comportement hydro-mécanique des sols fins compactés au voisinage de la saturation – Application aux remblais routiers" *Thèse de doctorat*, Normandie Université. P. 315
- Anjaneyappa, V., Amarnath, M. S., et Srinivasamurthy, B. R., (2014) "Compacting characteristics of Light Compacting Equipment," *Journal of Construction Engineering and Management*, Vol. 140 (5), pp. 1-8, [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)CO.1943-7862.0000830](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)CO.1943-7862.0000830).
- Ansell, P. et Brown, S. F., (1978) "A cyclic simple shear apparatus for dry granular material," *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 1 (2), pp. 82-92
- Ansorage, D., et Godwin, R. J., (2007) "The effect of tyres and a rubber track at high axle loads on soil compaction, Part 1: Single axle studies," *Biosystems Engineering*, Vol. 98 (1), pp. 115-126
- ASTM, D5333 – 92 (1996) "Standard test method for measurement of collapse potential of soils". *The American Society for Testing and Materials*.
- Ayadat, T. et Hanna, A. (2007) "Prediction of collapse behaviour in soil". *Revue européenne de génie civil*, Vol. 11(5), pp. 603–619.

- Ayadat, T. et Ouali, S. (1999) « Identification des sols affaissables basée sur les limites d'atterberg ». *Revue française de géotechnique*, Vol.86, pp. 53–56.
- Bagnold, R. A. (1941) "The physics of Blown Sands and Desert Dunes. London (Methuen)" *Progress in Physical Geography* – Vol.18. pp. 91-96.
<http://dx.doi.org/10.1177/030913339401800105>.
- Baker, R. et Frydman, S. (2009) "Unsaturated soil mechanics critical review of physical foundations," *Engineering Geology*, Vol. 106, pp. 26-39.
- Barden, L., McGown, A. et Collins, K. (1973) "The collapse mechanism in partly saturated soil". *Engineering Geology*, Vol. 7(1), pp. 49–60.
- Barden, L. et Sides, G. R. (1970), Engineering behavior and structure of compacted clay, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 96, No. SM4, p. 1171.
- Bear, J., Cheng, A.H.-D., (2009) 'Modeling Groundwater Flow and Contaminant Transport'. Theory and Applications of Transport in Porous Media. Vol. 23.
http://dx.doi.org/10.1007/978-1-4020-6682-5_6.
- Bell, F. et Bruyn, I. d. (1997) "Sensitive, expansive, dispersive and collapsive soils". *Bulletin of the International Association of Engineering Geology*, Vol. 56, pp. 19–38.
- Bergaya, F., et Lagaly, G., (2006) "General introduction: clays, clay minerals, and clay science" *Handbook of Clay Science, Developpements in Clay Science*, Vol. 1, pp. 1-18
- Biarez, J. (1980) « Behavior of materials during compaction » *International conference on compaction. Volume III*. Paris : 22-23-24 avril 1980. pp. 13-53. ISBN: 2-85978-012-2.
- Biarez, J. Fleureau, J-M. Bard, E. (1992) "Compactage : analogies entre les lois de comportement des argiles, sables, cokes et autres solides divisés ». *Matériaux et Techniques*, N°9-10
- Bjerrum, L. et Landva, A.,(1966) "Direct simple shear tests on a Norwegian quick clay". *Géotechnique*, Vol. 16 (1), pp. 1-20, <http://dx.doi.org/10.1680/geot.1966.16.1.1>.
- Bolander, P & Yamada, A. (1999) « Dust palliative selection and application guide ».
- Bolton, M. D., Nakata, Y., et Cheng, Y. P. (2008). "Micro- and macro-mechanical behaviour of DEM crushable materials". *Géotechnique*, Vol. 58(6), pp. 471-480.
- Boussaid, K., (2005) « Sols intermédiaires pour la modélisation physique : application aux fondations superficielles » Thèse de Doctorat, Ecole centrale de Nantes
- Booth, A. (1973) "The factors influencing collapse settlement in compacted soils". In Pells, P. et A.G. Robertson. Balkema, Rotterdam, t. N., éditeurs : *In Proceedings of the 6th Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Durban, South Africa, Vol. 1, pp. 57–63.

- Booth, A. (1977) "Collapse settlement in compacted soils". *Bulletin/National Institute for Transport and Road Research* Vol. 13.
- Bowels, J. E. (1979) "Physical and Geotechnical Properties of Soils", *McGraw Hill*, 478p.
- Brown, G. (1984) "Clay minerals: their structure, behavior and use", *Royal Society*, Londres, pp. 1-20
- Brown, S. F., Lashine, A. F., et Hyde, A. L. (1975). « Repeated load triaxial testing of a silty clay". *Geotechnique*, Vol. 25(1), pp.95–114. <http://dx.doi.org/10.1680/geot.1975.25.1.95>.
- Brown, S.F. et Ansell P., (1980) "The influence of repeated shear reversal on the compaction of granular material". *Colloque International sur le compactage*, Paris 22, 23 et 24 avril. Volume I. pp. 25-27
- Brooks, R.H., Corey, A.T. (1964). "Hydraulic properties of porous media". *Colorado State University Hydrology Paper*, Vol 27 (3).
- Bruchon, J.F., Pareira, J.M., Vandamme, M., Lenoir, N., Delage, P., Bornert, M. (2013) "Full 3D investigation and characterisation of capillary collapse of a loose unsaturated sand using X-ray CT". *Granular Matter*. Vol. 15(6), pp. 783-800
- Bulinski, J., et Leszczynski, L., (2012) "Effect of multiple passages and the wheel load on soil deformation," *Agricultural and Forest Engineering*, Vol. 59, pp. 5-12.
- Casini, F., Vaunat, J., Romero, E., et Desideri, A. (2012). "Consequences on water retention properties of double-porosity features in a compacted silt." *Acta Geotechnica*, 7(139-150). <http://dx.doi.org/10.1007/s11440-012-0159-6>.
- Chappuis. J. (1999) "A new model for a better understanding of the cohesion of hardened hydraulic materials". *Colloids and Surfaces*, Vol. 156(1-3), pp. 223-241.
- Clevenger, W. A. (1958) "Experiences with loess as foundation material". *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 123(1):151–169.
- Collins, K. et McGown A. (1974) « The form and function of microfabric features in a variety of natural soils » *Géotechnique*, Vol. 24(2), pp. 223-254
- Corté, J. F., Brosseaud, Y., Kerzerho, J. P., Spornol, A. (1998) « Etude de l'orniérage des couches de roulement au manège d'essai du LCPC ». *Bulletin des Laboratoire des Ponts et Chaussées*, 217, septembre-octobre, pp. 13-30.
- Coussy, O., Fleureau, J-M. (2002) « Mécanique des sols non saturés ». *Hermès Science Publications*. ISBN : 2-7462-0290-5
- Croney, D. (1952). "The movement of air and permeability in unsaturated soil." *Géotechnique*. Vol. 3, pp.1-16.
- Cuevas, A., Febrero, M., Fraiman, R. (2004) "An Anova test for functional data". *Computational Statistics & Data Analysis*, Vol. 47, pp. 111 – 122

- Cui, Y. J. (1993). « Etude du comportement d'un limon compacté non saturé et de sa modélisation dans un cadre élasto-plastique », Thèse de Doctorat. *Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*
- D'Appolonia, D. J., Whitman, R. V. et D'Appolonia, E. D., 1969, 'Sand compaction with vibratory compaction equipment,' *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*,
- Das, B. (1995) "Principles of foundation engineering" 3rd edition, *Boston : PWS Pub.* 828 p.
- Davalle, EM., (1991) « Modèle numérique du comportement d'un sol liquéfiable sous sollicitations dynamiques » Thèse de doctorat. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- Delage, P. (1989) « Effondrement d'un matériau de remblai compacté trop sec ». *ICSMFE*, Rio
- Delage, P., Audiguier, M., Cui, Y-J., Howat, M. D. (1996) « Microstructure of a compacted silt » *Canadian Geotech. J.* Vol. 33, pp. 150-158
- Delage, P, et Cui, J-Y. (2000)." L'eau dans les sols non saturés". *Techniques de l'ingénieur*, C301
- Delage, P., et Lefebvre, G (1984) « study of the structure of a sensitive Champlaoon clay and of its evolution during consolidation » *Can. Geotech. J.* Vol. 21 (1), pp. 21-35
- Denisov, N. (1951) "The engineering properties of loess and loess loams". Gosstroilzdat, Moscow.
- Djonkamla, Y., Doré, G., Bilodeau, J-P., (2016) « Développement d'un modèle de prédiction de la déformation permanente considérant les propriétés physiques du sol d'infrastructure" *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 43., N°11, pp. 958-967. <https://doi.org/10.1139/cjce-2016-0299>
- Diamond S. (1970) "Pore size distribution in clays. *Clays and Clay Minerals*", Vol. 18, PP 7-23.
- Diaz-Rodriguez. J. A. (1989). "Behavior of Mexico City clay subjected to undrained repeated loading". *Canadian Geotechnical Journal*, 26(1), 159–162. <http://dx.doi.org/10.1139/t89-016>.
- Dudley, J. H. (1970) "Review of collapsing soils". *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol. 96(3), pp. 925–947.
- Edlefsen, N. E., et Anderson, A. B. C. (1943) "Thermodynamics of soil moisture", *Hilgardia*, Vol. 15, pp. 31–298.
- Elliott, R. P., Dennis, N. D., Qiu, Y. (1998). « Permanent deformation of subgrade soils (a test protocol: MBTC FR-1069)". University of Arkansas, Fayetteville.

- Elliott, R. P., Dennis, N., Qiu, Y. (1999). "Permanent deformation of subgrade soils, phase II: Repeated load testing of four soils". *Springfield, VA: National Technical Information Service*.
- El Sohby, M. et Rabbaa, S. (1984) "Deformation behaviour of unsaturated soils upon wetting". *In Regional conference for Africa*. Vol. 8, pp. 129–137.
- Eslinger E., et Peaver D. (1988) "Clay minerals for petroleum geologists and engineers" *SEPM Short course 22*. Soc. Economic paleontologists and mineralogists, Tulsa, USA
- Fanchon J. L., (2007) "Guide des sciences et technologies industrielles, Nathan", ISBN 978-2-09-178965-1
- Farzaneh, O., 1996, "Compactage par vibration des matériaux granulaires : étude sur le comportement de l'ensemble sol-rouleau vibrant," *Thèse de Doctorat*, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, p. 186
- Feda, J. (1964) "Colloidal activity, shrinking and swelling of some clays". *In Proceedings of Soil Mechanic Seminar*, pp. 531–546.
- Feda, J. (1966) "Structural stability of subsident loess soil from praha-dejvice". *Engineering Geology*, Vol.1 (3), pp. 201–219.
- Ferhadi, P., Alimardani, R., Mohsenimanesh, A., et Ahmadi, H., (2013) "Effect of vertical load and inflation pressure of off road vehicle on compaction and motion resistance ratio". *International Journal of Agriculture and Crop Sciences*, Vol.5 (6), pp. 565-571
- Fleureau, J. M. et Kheirbek-Saoud, S. (2001). "Retrait et gonflement des sols soumis à un cycle de drainage humidification ». *Proceedings of international colloquium 'Génie civil et constructions'*, Université de Damas, Damascus, Syria, pp. 1–10
- Fleureau, J.-M., Verbrugge, J.-C., Huergo, P., Gomes Correia, A., Kheirbek-Saoud, S., (2002) "Aspects of the behaviour of compacted clayey soils on drying and wetting paths," *Canadian Geotechnical Journal*. Vol. 39, pp. 1341-1357.
- Fredlund, D.G. et Xing, A. (1994). "Equations for the soil-water characteristic curve". *Can. Geotech. J.*, Vol.31, pp.521-532.
- Fredlund, D. G., Rahardjo, H., Fredlund, M. D., (2012) "Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice". Editions John Wiley & Sons
- Fripiat, J.J. Cases, J., François, M. Letellier, M. (1982) "Thermodynamic and microdynamic behavior of water in clay suspension and gels". *J. Colloid Interf. Sci.* Vol. 89, pp. 378-400
- Gagneux, G., Millet, O., (2014) « Analytic calculation of capillary bridge properties deduced as an inverse problem from experimental data, » *Transp. Porous Med.*, vol. 105, pp. 117-139
- Ganeshan, V. (1982) "Strength and collapse characteristics of compacted residual soils". *Thèse de doctorat*, Asian Institute of Technology.

- Ghezzehei, T. A., et Or D., (2000) « Dynamics of soil aggregate coalescence governed by capillary and rheological processes » *Water Ressources Research*, Vol. 36 (2), pp. 367-379
- Gibbs, H. J. et Bara, J. P. (1962) "Predicting surface subsidence from basic soil tests". *US Department of the Interior*, Bureau of Reclamation, Division of Engineering Laboratories
- Gidel, G., Hornych, P., Chauvin, J.J., Breysse, D., Denis, A., (2001) "Nouvelle approche pour l'étude des déformations permanentes des graves non traitées à l'appareil triaxial à chargements répétés" *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées*, N°233, pp. 5-21
- Handy, R. L. (1973) "Collapsible loess in Iowa". *Soil Science Society of America Journal*, Vol. 37(2), pp. 281–284.
- Hall, J. W. (1968) "Soil Compaction Investigation Report No. 10, Evaluation of Vibratory Rollers on Three Types of Soils", *Technical Memorandum No. 3-271, Corps of Engineers, U.S. Army Engineers*, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss.
- Herrera, M., Lizcano, A. et Santamarina, J. (2007) « Colombian volcanic ash soils ». *Characterization and engineering properties of natural soils*, pp. 2385–2409.
- Hibbeler, R. C., (2013) "Statics and Mechanics of Materials (4th Edition)", *Prentice Hall*, ISBN-13: 978-0133451603.
- Hilf, J. W., (1991) "Compacted fill" *Foundation Engineering Handbook*, Springer US, pp. 249-316
- Hoff, I. (1999) "Material properties of unbound aggregates for pavement structures" *Thèse de doctorat*. Université Norvégienne des Sciences et Technologies, Trondheim.
- Holtz R.D., Kovacs W.D. (1991) « Introduction à la géotechnique », *Editions de l'Ecole Polytechnique de Montréal*.
- Holtz, R. D., Kovacs, W. D. et Sheahan, T. C. (2010) "An introduction to geotechnical engineering" *Prentice Hall*, 853 p.
- Hornych, P., Corte, J. F., Paute, J. L. (1993) « Etude des déformations permanentes sous chargements répétés de trois graves non traitées » *Bulletin de liaison des Laboratoire des Ponts et Chaussées*, 184, mars-avril, pp. 77-84.
- Hornych, P., Hameury, O., Paute, J. L. (1998) « Influence de l'eau sur le comportement mécanique des graves non traitées et sols supports de chaussées » *Simposio Internacional Sobre Drenaje interno de Firmes y Explanadas, Granada, Espagne*, novembre, pp. 249-257.
- Houston, S. L., Houston, W. N. et Spadola, D. J. (1988) "Prediction of field collapse of soils due to wetting". *Journal of Geotechnical Engineering*, 114(1):40–58.

- Jennings, J. E. et Knight, K. (1975) "A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to collapse of grain structure". *Proc. 6th African Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol.1, pp. 99–105.
- Johnson, A. W. et Sallberg, J R. (1960) "Factors that Influence Field Compaction of Soils: Compaction Characteristics of Field Equipment" *Bulletin No. 272, Highway Research Board*, National Research Council. Washington, D.C.
- Lambe, T. W. (1958). «The structure of compacted clay ». *Journal of the Soil Mecanics and Foundations Division* *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, Proceedings Paper 1654, pp. 1654/1-1654/34.
- Lambe, T. W. et Whitman, R. V., (1969) "Soil mechanics" *John Wiley & Sons*, 553p.
- Larew, H. G., Leonards, G. A. (1962) "A strength criterion for repeated loads" *HRB 41*, pp.529-556.
- Lawrence J.P. (1978) "Stability of soil pores during mercury intrusion porosimetry." *J. Soil Sci.* Vol. 29, pp. 299-304.
- Lawton, E. C., Fragaszy, R. J. et Hetherington, M. D. (1992) "Review of wetting-induced collapse in compacted soil". *Journal of geotechnical engineering*, Vol. 118(9), pp. 1376–1394.
- LCPC, SETRA (1992) « Guide des Terrassements Routiers, Réalisation des remblais et des couches de forme (GTR 92) ».
- Le Borgne, T., (2010) "Caractérisation et quantification des éléments perturbateurs de prise lors du traitement des sols » Thèse de Doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine.
- Lee, P. Y., Suedkamp, R. J. (1972). "Characteristics of irregularly shaped compaction curves of soils." *Highway Research Board*, Vol. 381, pp. 1-9.
- Lekarp, F., et Dawson, A. (1998) "Modelling permanent deformation behaviour of unbound granular materials". *Construction and Building Materials*, Vol. 12(1), pp. 9-17. [http://dx.doi.org/10.1016/S0950-0618\(97\)00078-0](http://dx.doi.org/10.1016/S0950-0618(97)00078-0).
- Lekarp, F., Isacsson, U., et Dawson, A., (2000) "State of the art. I: Resilient Response of Unbound Aggregates," *Journal of transportation Eng.*, Vol. 126 (1), pp. 66-75.
- Li, H., et Sego, C., (2000), "Equation for Complete Compaction Curve of Fine-Grained Soils and Its Applications, Constructing and Controlling Compaction of Earth Fills", ASTM 1384, Special Publication No. 1384, pp.113-125. Philadelphia: American Society of Testing and Materials.
- Li, Z. S. (2015) « Etudes des propriétés hydromécaniques des sols argileux non saturés proches de la saturation ». *Thèse de doctorat*, Ecole Centrale Paris.

- Lins, Y. (2009) "Hydro-Mechanical Properties of Partially Saturated Sand". *Thèse de doctorat*, Faculty of Civil Engineering University Bochum.
- Lohnes, R.A. & Coree, B. J. (2002) "Determination and evaluation of alternate methods for managing and controlling highway-related dust". *Iowa Highway Re-search Board Report*.
- Martinez, J. (1980) « Contribution au dimensionnement des chaussées souples. Comportement des matériaux et méthode de calcul ». Thèse de Doctorat, INSA de Rennes.
- Mesbah, A., Morel, J. C., et Olivier, M., (1999) « Comportement des sols fins argileux pendant un essai de compactage statique ». *Materials and Structures*, Vol. 32, pp. 687-694
- Miller, C.J., Yesiller, N., Yalodo, K. et Merayyan, S. (2002). "Impact of soil type and compaction conditions on soil water characteristic". *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, Vol. 128(9), pp. 733-742.
- Mitchell, J. K. (1993) "Fundamentals of soil behavior". *John Wiley & Sons*. 2nd edition. New York
- Mitchell, J. K., et Soga. K., (2005) 'Fundamentals of soil behavior'. *John Wiley & Sons*. 588p.
- Mitchell, R. J., King, R. D. (1976) "Cyclic loading of an Ottawa area Champlain sea clay". *Canadian Geotechnical Journal* Vol. 14(1), pp. 52–63. <http://dx.doi.org/10.1139/t77-004>.
- Monismith, C. L., Ogawa, N., Freeme, C. R. (1975) "Permanent deformation characteristics of subgrade soils due to repeated loading". *Transportation Research Record*, Vol. 537, pp. 1–17.
- Monroy, R., Zdravkovic, L. Ridley, A. (2010) "Evolution of microstructure in compacted London clay during wetting and loading" *Géotechnique*. Vol.60 (2), pp.105-119, <http://dx.doi.org/10.1680/geot.8.P.125>
- Murase, K., Mochida, T., Sugama, H. (2004) 'Experimental and numerical studies on liquid bridge formed among three spheres'. *Granul. Matter* Vol.6 (2–3), pp.111–119.
- Murray R.S. et Quirk J.P. (1980) "Freeze-dried and critical point dried clay: a comparaison." *Soil Sci. Soc. Am. J.* Vol.44, pp. 232-234
- Murray, E. J. et V. Sivakumar (2010). "Unsaturated Soils: A fundamental interpretation of soil behavior", A John Wiley & Sons.
- Murthy, V. (2002) "Geotechnical engineering : principles and practices of soil mechanics and foundation engineering", volume 10. *CRC Press*.
- Mutch, T. A., Arvidson, R. E.; Head, J. W., III; Jones, K. L.; Saunders, R. S. (1976) "The Geology of Mars" *Princeton University Press*, 409 p

- Nagaraj, T. S., Lutenecker, A. J., Pandian, N. S., Manoj, M., (2006) "Rapid estimation of compaction parameters for field control", *Geotechnical Testing Journal*, Vol 29 (6), pp. 1-10.
- Ninjarav, E., Chung, S. G., Jang, W. Y., et Ryu, C. K. (2007). "Pore size distribution of Pusan clay measured by Mercury Intrusion Porosimetry." *KSCE Journal of Civil Engineering*, Vol. 11 (3), pp. 133-139, <http://dx.doi.org/10.1007/BF02823892>
- Nouaouria, M., Guenfoud, M. et Lafifi, B. (2008) "Engineering properties of loess in Algeria" *Engineering Geology*, Vol.99 (1-2), pp.85–90.
- Or, D. et Tuller, M. (1999). "Liquid retention and interfacial area in variably saturated porous media: upscaling from single pore to sample scale model". *Water Resources Res.* Vol(12), pp.3591–3606
- Paute, J. L., et Le Fort, R. (1984) « Détermination des caractéristiques mécaniques des graves non traitées au triaxial à chargements répétés » *Bulletin de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur*, N 29, pp. 419-424.
- Paute, J. L., Marignier, J., Vidal, B. (1994) « Le triaxial à chargements répétés LPC pour l'étude des graves non traitées » *Bulletin de liaison des Laboratoire des Ponts et Chaussées*, 190, mars-avril, pp. 19-26.
- Petrov, R.J., Rowe, R.K., Quigley, R. M. (1997) « Comparison of laboratory measured GCL hydraulic conductivity based on three permeameter types". *Geotech. Test. J.*, Vol. 20(1) pp. 49-62. <https://doi.org/10.1520/GTJ11420J>.
- Pham, H.Q., Fredlund, D.G. et Barbour, S.L. (2005). "A study of hysteresis models for soil-water characteristic curves". *Can. Geotech. J.*, Vol. 42, pp. 1548-1568.
- Picotti, G., Borghesani, P., Cholette, M.E., Manzolini, G. (2018) "Modelling approaches for airborne dust and its interactions with surfaces". *Renewable and Sustainable Energy Reviews*. Vol. 81, pp. 2343-2357
- Prapaharan, S., et al. (1985). "Moisture curve of compacted clay : Mercury Intrusion Method " *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*. 111(N°9): 1139-1143.
- Proctor. R. R. (1933) "The design and construction of rolled earth dams" *Engineering News-Record III*. August 31. September 7, 21. and 28.
- Prikonskij, V. (1952) « Gruntovedenie (en russe) ». *Vtoriaia Chast (Soil Science II)*, Gosgeolizdat, Moscow. Vol. 371.
- Puppala, A. J., Saride, S., Chomtid, S. (2009). "Experimental and modeling studies of permanent strains of subgrade soils". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 135(10), pp. 1379–1389. [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000163](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000163).
- Pusch R. (1982) 'Mineral-water interactions and their influence on the physical behaviour of highly compacted Na bentonite'. *Can. Geotechn. J.*, Vol. 19. pp. 381-387.

- Raper, R. L., Bailey, A. C., Burt, T. R. et Liberati, P., (1995) "Inflation pressure and dynamic load effects on soil deformation and soil-tire interface stresses," *American Society of Agricultural Engineers*, Vol. 38(3), pp. 685-689.
- Ravi, S., et al. (2006). "On the effect of moisture bonding forces in air-dry soils on threshold friction velocity of wind erosion." *Sedimentology*. Vol. 53, pp. 597–609
- Richards, B. G. (1965) "Measurement of the free energy of soil moisture by the psychrometric technique using thermistors, Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas", *A Symposium in Print*, Butterworths, Sydney, pp. 39–46.
- Rodrigues, R. et Vilar, O. (2006) "Relationship between collapse and soil-water retention curve of a sandy soil". In Miller, G. A., Zapata, C. E., Houston, S. L. et Fredlund, D. G., éditeurs : *Unsaturated Soils 2006, Proc. of the Fourth International Conference on Unsaturated Soils*, pages 1025–1036. ASCE.
- Rogers, C. (1995) "Types and distribution of collapsible soils". *In Genesis and Properties of Collapsible Soils*, pp. 1–17. Springer.
- Romero, E., et Simms, P.H. (2008). "Microstructure Investigation in Unsaturated Soils: A review with Special Attention to Contribution of Mercury Intrusion Porosimetry and Environmental Scanning Electron Microscopy." *Geotech. Geol. Eng.*, Vol.26, pp. 705-727. <http://dx.doi.org/10.1007/s10706-008-9204-5>.
- Romero, E., Della Vecchia, G., Jommi, C. (2011) "An insight into the water retention properties of compacted clayey soils" *Géotechnique*, Vol. 61(4), pp. 313-328
- Rollings, M. P., et Rollings, R. R., (1996) "Geotechnical materials in construction," *McGraw-Hill*, 525 p.
- Rynhart, P., McKibbin, R., McLachlan, R., Jones, J.R., (2002). 'Mathematical modelling of granulation: static and dynamic liquid bridges'. *Res. Lett. Inf. Math. Sci.* Vol.3, pp.199–212
- Salager, S., Jamin, F., El-Yousoufi, M.S., Saix, C. 2006, « Influence de la température sur la courbe de rétention de milieux poreux ». *C.R. Mécanique*, Vol. 334, pp. 393-398
- Schwartz, K. (1985) "Collapsible soils". *The Civil Engineer in South Africa*, Vol. 27(7), pp. 379–393.
- Seed, H. B., Chan, C. K. (1958) "Effects of stress history and frequency of stress application on deformation of clay subgrades under repeated loading" *HRB Proceeding*, Vol. 37, pp. 555-575.
- Seed, H. B., Chan, C. K., Monismith, C. L. (1955) "Effects of repeated loading on the strength and deformation of compacted clay" *HRB Proceeding*, Vol. 34, pp. 541-558.
- Seed, H. B., Mcneill, R. L. (1956) "Soils deformation in normal compression and repeated loading tests" *HRB Bulletin* 141.

- Seed, H. B., Mcneill, R. L., Guenin, J. (1960) "Clay strength increase caused by repeated loading" *ASCE Transactions*, Vol. 125, pp. 141-161.
- Simms, P. H., et Yanful, E. K. (2002). 'Predicting soil—water characteristic curves of compacted plastic soils from measured pore-size distributions'. *Géotechnique*, Vol.52, pp.269-279
- Sokolovich, V. et Semkin, V. (1984) "Chemical stabilization of loess soils". *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 21(4), pp. 149–154.
- STAS 8921/1-89 (1989) Norme roumaine, Publication officielle du ministère Roumain des travaux publics et de l'aménagement du territoire.
- Taghavifar, H., et Mardani, A., (2014) "Effect of velocity, wheel load and multipass on soil compaction" *Journal of the Saudi Society of Agricultural Sciences*, Vol. 13, pp. 57-66. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jssas.2013.01.004>
- Taha, A., et Fall, M., (2014) "Shear behavior of sensitive marine clay-steel interfaces". *Acta Geotechnica*. Vol. 9, pp. 969-980
- Tang, A.M. et Cui, Y. J. (2005). "Controlling suction by the vapour equilibrium technique at different temperatures and its application in determining the water retention properties of MX80 clay". *Can. Geotech. J.*, Vol. 42, pp. 287-296.
- Taibi, S., Fleureau J. M., Abou-Bekr, N., Zerhouni, M. I., Benchouk, A., Lachgueur, K., et Souli, H., (2011) "Some aspects of the behaviour of compacted soils along wetting paths," *Géotechnique*, Vol. 61 (5), pp. 431-437. <http://dx.doi.org/10.1680/geot.SIP11.P.020>
- Tarantino, A. and De Col, E., (2008) "Compaction behaviour of clay," *Géotechnique*, Vol. 58 (3), pp. 199–213. <http://dx.doi.org/10.1680/geot.2008.58.3.199>
- Tessier D., Lajudie A., et Petit J. C. (1992) "Relation between the macroscopic behavior of clays and their microstructural properties" *Applied Geichemistry*, Vol.1, pp. 151-161.
- Thenoux. G. Bellolio. J. P. & Halles, F. (2007) "Development of a Methodology for Measurement of Vehicle Dust Generation on Unpaved Roads". *Journal of the Transportation Research Board: Transportation Research Board of the National Academies*, Washington, D.C., Vol. 1989 (1), pp. 299-304.
- Thompson, Mark J., Schmitt, Robert L., (2013) "Calibration of Roller-Integrated Machine Drive Power Measurements Using Soil Compaction Forecasting Model". *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 36 (5), pp. 1-11. <http://dx.doi.org/10.1520/GTJ20120196>.
- Trivedi, A. et Sud, V. (2004) "Collapse behavior of coal ash". *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, Vol. 130(4), pp. 403–415.
- Touret, O., Pons, C. H., Tessier, D., Tardy, Y., 1990, « Etude de la répartition de l'eau dans des argiles saturées Mg²⁺ aux fortes teneurs en eau », *Clay Minerals*, Vol. 25, pp. 217-233

- Tuller, M. et Or, D. (2005). "Water films and scaling of soil characteristic curves at low water contents". *Water Resources Res.* 41, No. W09403, pp.1–6, <http://dx.doi.org/10.1029/2005WR004142>.
- Turnbull, W. J., et Foster, C. R., (1956) "Stabilization of materials by compaction," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol. 82, No. SM, pp. 934-1-934-23
- Valencia, F. (2008) "Caractérisation des particules fines d'un matériau granulaire de foundation par l'essai au bleu de methylene" *Maîtrise en Génie Civil*, Université de Laval, Québec
- Vanapalli, S. K., Fredlund, D. G., Pufahl, D. (1999) "The influence of soil structure and stress history on the soil-water characteristic of a compacted till," *Géotechnique*, Vol. 49 (12), pp. 143-159.
- Vargas, M. (1973) "Structurally unstable soils in southern brazil" Conference. session four. 11f, 2t, 4r. *proc. eighth int. conf. on soil mech. found. engng, moscow*, v2. 2, pp.239–246. In *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, Vol. 12, p. 54. Pergamon.
- Verbrugge, J.C. et Fleureau, J.M. (2002). "Bases expérimentales du comportement des sols non saturés". Dans *Mécanique des sols non saturés*, édité par Coussy O. and Fleureau J.M., Hermès Science, Paris, 69-112.
- Vilar, O. et Rodrigues, R. (2011) "Collapse behavior of soil in a brazilian region affected by a rising water table". *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 48(2), pp. 226–233
- Vinkovic, I. (2005) « Dispersion et mélange turbulents de particules solides et de gouttelettes par une simulation des grandes échelles et une modélisation stochastique lagrangienne . Application à la pollution de l'atmosphère » *Thèse de Doctorat*, Ecole centrale de Lyon.
- Wang, J.P., Gallo, E., François, B., Gabrieli, F., Lambert, P. (2017) "Capillary force and rupture of funicular liquid bridges between three spherical bodies" *Powder Technology*. Vol. 305. Pp. 89-98. <http://dx.doi.org/10.1016/j.powtec.2016.09.060>
- Yesuf, G. Y., Hoff, I. (2015) "Finite element modelling for prediction of permanent strains in fine-grained subgrade soils" *Road Materials and Pavement Design*. Vol. 16:2, pp. 392-404. <http://dx.doi.org/10.1080/14680629.2015.1013053>.
- Yudhbir, Y. (1982) "Collapsing behavior of residual soils". In *Proceeding 7th Southeast Asia Geotechnical Conference*. Hong Kong, Vol. 1, pp. 915–930.
- Yukselen, Y., et Kaya, A. (2006) "Comparison of Methods for Determining Specific Surface Area of Soils" *Journal of Geotech. and Geoenv. Eng.* Vol 132(7), pp. 931-936
- Zhang, L. M., M. ASCE, Li, X., (2010) "Microporosity Structure of Coarse Granular Soils", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 136 (10), pp. 1425-1436. <http://dx.doi.org/10.1061/ASCE GT.1943-5606.0000348>

Zou, W., Wang, Z., et Yao. Z., (2005) "Effect of dynamic compaction on placement of highroad embankment". *Journal of Performance of Constructed Facilities*. Vol. 19(4), pp. 316-323

ANNEXES

ANNEXES

ANNEXE A. METHODES DE MESURE271

Annexe A.1 : Propriétés minéralogiques par Diffraction de Rayons X (DRX)...272

Annexe A.2 : Distributions granulométriques au laser.....272

Annexe A.3 : Propriétés texturales des sols.....273

Annexe A.4 : Profils de poids volumique sec au banc gamma-densimétrique...274

ANNEXE B. BILAN DES EFFORTS APPLIQUES A L'INTERFACE SOL/ROUE DU COMPACTEUR.....276

ANNEXE C. DISTRIBUTIONS GRANULOMETRIQUES DES SOLS DETACHES A LA SURFACE POUR S75K25_C280

ANNEXE A

ANNEXE A : METHODES DE MESURE

Nous présentons dans cette partie les annexes mentionnées dans le Chapitre II concernant les méthodes de mesure :

- des propriétés minéralogiques par Diffraction de Rayons X (DRX)
- des distributions granulométriques au laser par voie humide
- des propriétés de surface
- des profils de poids volumique sec au banc gamma-densimétrique

Annexe A.1 : Propriétés minéralogiques par Diffraction de Rayons X (DRX)

La méthode par diffraction de rayons X permet d'obtenir la composition et la structure cristallographique des sols d'étude. Un matériau cristallin est considéré comme un assemblage de plans atomiques séparés par des distances inter-réticulaires, d . Son principe de mesure, illustré dans la Figure 1, est tel que : lorsqu'un faisceau parallèle de rayons X, les plans atomiques du matériau agissent comme un réseau en trois dimensions. Une partie des rayons est alors diffractée, puis détectée par un détecteur de rayons X.



Figure 1. Principe de la mesure par diffraction de rayons X

Le signal résultant est un diffractogramme. Sur le diffractogramme, les distances des plans inter-réticulaires des familles des plans cristallins composant les phases présentes dans le matériau peuvent être déterminés par la mesure des angles correspondant aux pics de diffraction. La structure cristallographique du matériau est ainsi déterminée.

Annexe A.2 : Distributions granulométriques au laser

L'analyse granulométrique au laser par voie humide repose sur la diffraction d'un faisceau laser par des particules en suspension dans un liquide. Le principe de mesure, illustré dans la Figure 2, est le suivant : lorsqu'un faisceau laser éclaire les particules en suspension, des franges de diffraction sont observées.

Selon la théorie de Fraunhofer, l'intensité des rayonnements diffractés et l'angle de diffraction sont inversement liés à la taille des particules supposées sphériques, non poreuses et opaques. Après diffraction, les rayons lumineux sortant de la cellule sont dirigés à travers une lentille puis vers un détecteur. Les informations transmises sont ensuite analysées par un micro-ordinateur.

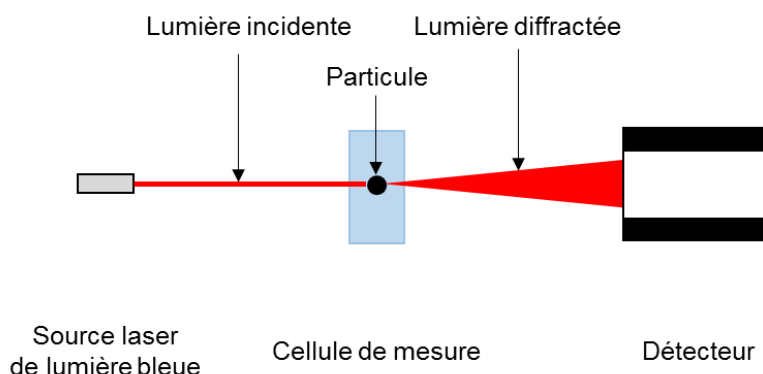


Figure 2. Schéma de principe de la mesure par diffraction laser

Le granulomètre laser utilisé est de type Mastersizer 3000. Sa gamme de mesure est comprise entre 10 nm et 2 mm. La calibration de l'appareil est effectuée à l'aide de la Kaolinite CQI (Contrôle Qualité Interne) fournie par le fabricant. Les sols testés sont séchés à 40°C pendant 48 h puis tamisé à 2 mm.

Annexe A.3 : Propriétés texturales des sols

Les propriétés texturales du sol concernent :

- La surface spécifique des sols : c'est la surface externe moyenne des particules du sol.
- La distribution porale des sols déduite de l'isotherme d'adsorption : fournit des informations sur les mécanismes d'adsorption d'eau durant son humidification.

Ces propriétés sont mesurées au moyen de la méthode d'adsorption de gaz (de l'azote N₂ dans notre cas). L'adsorption de gaz est un phénomène physique et/ou chimique où les molécules de gaz adhèrent à la surface des particules du sol. En effet, c'est une conséquence de l'énergie de surface, dans laquelle, sous l'effet des forces d'interaction de Van der Waals, la molécule de surface du sol a tendance à attirer facilement le gaz, la vapeur et les liquides ([Elliott et al., 1951](#)).

Le principe de la méthode d'adsorption de gaz est illustrée dans la Figure 3. Lors de l'injection de N₂ à basse pression, le premier contact des molécules de gaz avec la surface des particules du sol a lieu préférentiellement sur le site de l'énergie d'interaction élevée (étape 1). L'augmentation de la pression du gaz améliore la couverture des molécules adsorbées jusqu'à la formation d'une monocouche de molécule de gaz (étape 2). La quantité de gaz adsorbée à chaque pression définit une **isotherme d'adsorption**, à partir de laquelle est déterminée la quantité de gaz nécessaire pour former une monocouche sur la surface externe des particules du sol. Connaissant la surface couverte par chaque molécule de gaz adsorbée, **la surface spécifique** du sol peut être calculée en utilisant l'équation de Brunauer-Emmett-Teller (BET).

L'augmentation de la pression du gaz entraîne le début de la formation du multicouche (étape 3). Une augmentation supplémentaire de la pression du gaz provoquera une couverture complète de l'échantillon et remplira tous les pores (étape 4). À ce moment, la méthode de Barrett-Joyner-Halenda (BJH) est utilisée pour calculer la **distribution porale** du sol à partir de l'isotherme d'adsorption en utilisant le modèle Kelvin de remplissage des pores.

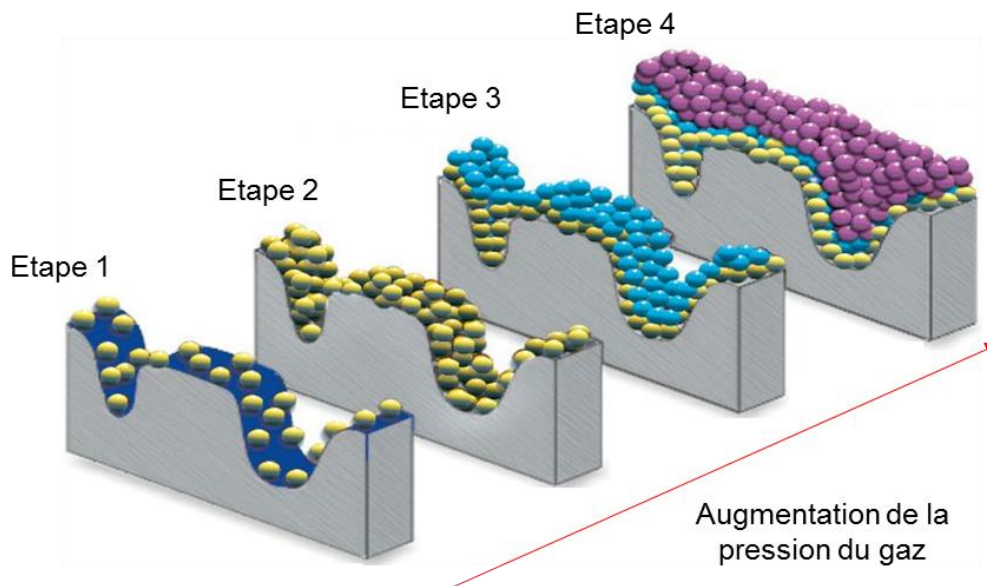


Figure 3. Schéma du principe de la méthode d'adsorption de gaz

L'isotherme d'adsorption de N₂ correspond à la courbe reliant l'activité du gaz N₂ (p / p_0) contenu dans une atmosphère contrôlée avec la quantité de gaz N₂ adsorbé (cm³ / g STP) à la surface des particules de sol en équilibre avec l'atmosphère considérée.

Les mesures de surface spécifique et d'isotherme d'adsorption ont été réalisées avec un adsorptionmètre TriStar Plus II (Micromeritics) avec des sols séchés préchauffés à 50 ° C.

Annexe A.4 : Profils de poids volumique sec au banc gamma-densimétrique

Le banc gamma-densimétrique est un appareil destiné à l'auscultation des matériaux de natures diverses par mesure de leur masse volumique en utilisant l'absorption de rayons gamma.

Le principe de la mesure découle de la loi générale d'atténuation d'un rayonnement gamma traversant un milieu absorbant d'épaisseur et de masses volumiques connues. Le milieu est caractérisé par un coefficient d'absorption massique μ' qui dépend de l'énergie du rayonnement et de la nature chimique du matériau.

L'appareil, représenté en Figure 4 comprend :

- Une source et un détecteur situés sur un axe vertical, reliés rigidement entre eux, et mobiles suivant un axe transversal sur 345 mm
- Un chariot portant la source et le détecteur, mobile suivant un axe longitudinal sur 1 000 mm
- Un bâti supportant les pièces mobiles et le porte-échantillon, plaque mobile pour les échantillons prismatiques ou rouleaux à axes longitudinaux et à rotation motorisée pour les échantillons cylindriques
- Les systèmes de mesure de l'épaisseur de l'échantillon ausculté, de comptage du rayonnement et de commande des mouvements. Ainsi qu'un micro-ordinateur pour l'acquisition des mesures

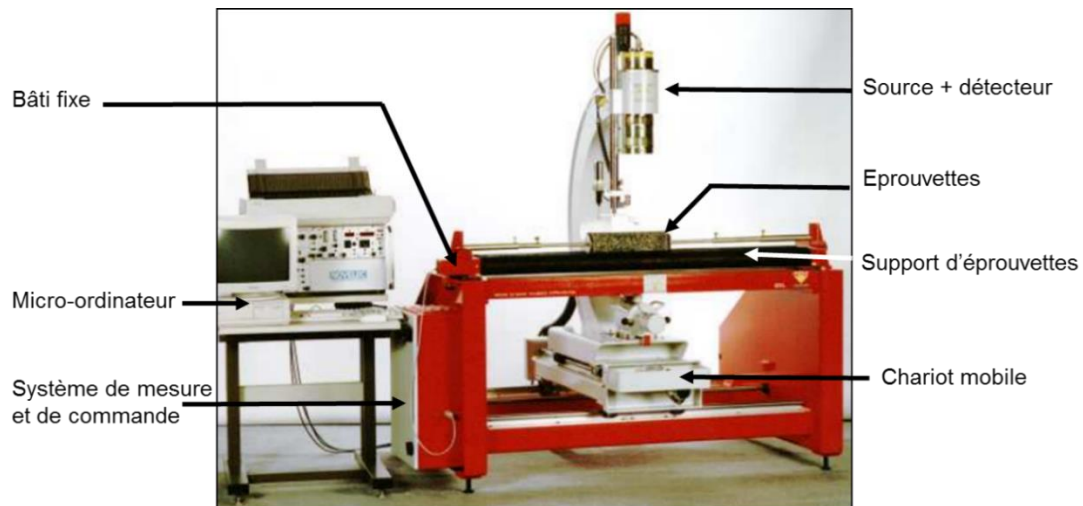


Figure 4 : Composantes du banc gamma-densimétrique

La mesure consiste à déplacer conjointement, dans le matériau à ausculter, un émetteur radioactif et un détecteur séparés par une épaisseur connue du matériau. Le taux d'absorption de l'émission d'une source radioactive dépend de la quantité de matière qui traverse le faisceau. En mesurant les taux d'absorption à l'aide de capteurs spéciaux (scintillateur), l'appareil calcule les densités gamma-densimétriques ponctuellement à l'aide de la formule suivante :

$$\gamma = -\frac{1}{\mu' \times K} \ln \frac{N}{N_0} \quad (1)$$

Avec :

μ' : Coefficient dépendant de la composition chimique

x : L'épaisseur traversée

K : Facteur dépendant du matériel de mesure

N et N_0 : Les comptages correspondant à la présence ou l'absence du matériau

Les paramètres relatifs aux matériaux et éprouvettes à tester y sont introduites avant la mesure, à savoir :

- Le coefficient d'absorption massique du sol (il est égal à 0.0775 pour l'argile et 0.0771 pour le limon).
- L'épaisseur de l'éprouvette traversée par les rayons gamma: qui représente l'épaisseur pour les éprouvettes cylindriques, ou le diamètre pour les éprouvettes cylindriques.

ANNEXE B

ANNEXE B : BILAN DES EFFORTS APPLIQUES A L'INTERFACE SOL/ROUE DU COMPACTEUR

Pour évaluer les efforts appliqués par le compacteur au sol, il est nécessaire de faire l'inventaire des efforts qui s'appliquent à l'interface roue/sol tout en prenant en compte le système mécanique de l'appareil. En se basant sur l'inventaire présenté dans la section 1.3.2 du chapitre I, trois hypothèses simplificatrices sont prises en compte pour établir le bilan des efforts qui s'appliquent à l'interface sol/roue du compacteur LRC : **La roue est non vibrante, libre et rigide.**

Le compacteur LRC peut être classé dans la catégorie d'engins roulants à système mécanique **non vibrant** car il n'existe pas de masses excentriques dans le système. Le contact entre l'alésage de la roue et son axe de rotation est de type palier lisse. Ce dernier se définit par un contact de deux surfaces cylindriques lisses séparées par un fluide lubrifiant (film d'huile dans notre cas). Dans ce cas, la connexion de la roue du compacteur avec le moteur est de type **libre** (sans couple moteur) car le transfert d'effort du moteur vers la roue est géré par le palier lisse. La troisième condition aux limites fixée par le dispositif porte sur la flexibilité de la roue. La roue est considérée **rigide non déformable** car l'écart entre sa rigidité et celle du sol est important. Sa flexibilité est dans ce cas ignorée et seule la déformabilité du sol est prise en compte.

A la base de ces hypothèses, les efforts auxquels la roue est soumise peuvent être représentés dans la Figure 5.

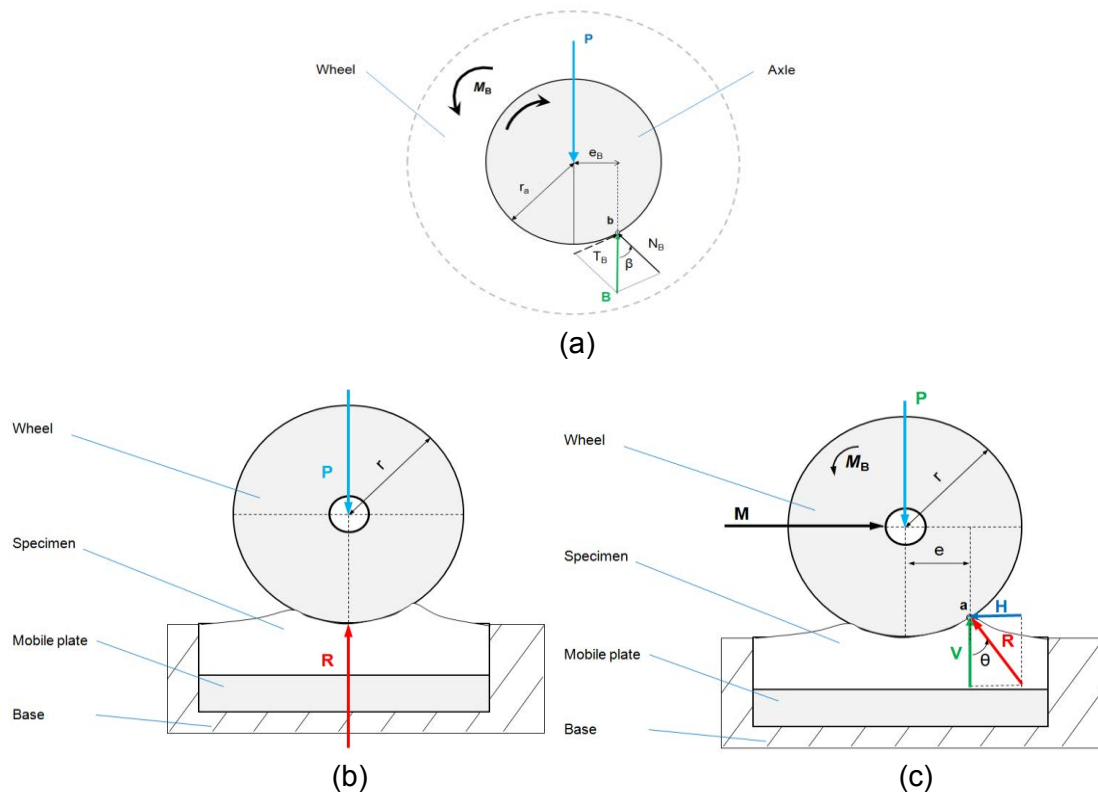


Figure 5 : Efforts appliqués à l'interface sol / roue : (a) Zoom sur l'interface roue / son axe de rotation (b) Diagramme des efforts libres à l'arrêt, (c) Efforts appliqués lors du roulement

A l'interface roue/axe de rotation (Figure 5 (a)) : le mouvement entre les deux corps se fait par glissement. Le contact entre les deux interfaces engendre des frottements qui empêchent la rotation de la roue autour de l'axe. La résistance de la roue au mouvement de l'axe engendre un moment de palier M_B . ce dernier peut être calculé avec l'équation (5). Il prend en compte le poids revenant à l'axe de la roue P ; le rayon de l'axe supportant la roue r_a et le coefficient de frottement de palier μ_p . Ce dernier est pris égal à 7% dans le cas de palier lisse lubrifié à l'huile¹ (Hibbeler, 2013).

L'analyse des efforts appliqués au système « roue » peut être expliqué comme suit : la roue est limitée à une roue sans couple moteur, où le roulement de la roue autour de son axe de rotation est libre, géré par le palier lisse. Le régime de fonctionnement de ce palier est de type hydrodynamique à cause du film d'huile. Son principe de fonctionnement est le suivant : A l'arrêt ou à faible vitesse, l'arbre est en contact direct avec l'alésage de la roue. A partir d'une certaine vitesse, l'huile lubrifiante, entraînée par la rotation de l'arbre, arrive à s'immiscer entre les surfaces : c'est le régime hydrodynamique.

A l'interface sol/roue, les efforts appliqués sont intimement liés à l'état de la roue, soit à l'arrêt ou en mouvement.

A l'état statique (à l'arrêt) (Figure 5b) : lorsque la roue rigide est posée sur le sol, elle s'enfonce dans le sol et cause des déformations irréversibles. Dans ce cas, la réaction du sol à l'effort qui lui est transmis est verticale.

Lors du roulement (Figure 5c) : en règle générale, sous l'effet de l'effort revenant à la roue P , l'effort moteur M ainsi que l'effort dû au moment de palier M_B : la réaction du sol est excentrée d'une distance horizontale « e » par rapport au centre de la roue.

Le pivotement autour du point de contact entre la roue et le sol peut être expliqué sur le niveau microscopique de la manière suivante : en position statique, la pression de contact entre le sol et la roue peut être représentée comme une force uniformément répartie; tandis que lors du roulement, et du fait de la difficulté que rencontre la roue pour se déplacer à cause de la matière débordant à son contact lors de sa translation, cette force s'incline et prend sa valeur maximale du côté du bord.

A partir de la Figure 5 (a), l'équilibre des moments par rapport au point « b » s'écrit :

$$\sum M_{/b} = M_B - P \times e_B = 0 \quad (2)$$

Alors :

$$M_B = P \times r_a \times \sin \beta \quad (3)$$

Pour de faibles valeurs de β :

$$\sin \beta = \tan \beta = \frac{T_B}{N_B} \quad (4)$$

¹ www.tribology-abc.com [accès le 30 Octobre 2015]

μ_p représente le coefficient de frottement de palier :

$$M_B = P \times r_a \times \mu_p \quad (5)$$

A partir de la Figure 5 (c), on déduit l'effort moteur M et l'effort résultant R.

La force horizontale M, due à l'effort moteur transféré à la roue, est calculée comme indiqué ci-dessous.

L'équilibre des moments au point A s'écrit :

$$-P \times e - M_B + M \times r = 0 \quad (6)$$

Il en découle :

$$M = \frac{P \times e + M_B}{r} = \frac{P \times e + P \times r_a \times \mu_p}{r} \quad (7)$$

L'effort résultant R est déduit par analyse géométrique simple, tel que :

$$R = M \times \sin \theta + P \times \cos \theta \quad (8)$$

Il peut être également calculé par la relation suivante :

$$R = \sqrt{M^2 + P^2} \quad (9)$$

Les valeurs des efforts appliqués sont ainsi calculées et récapitulés dans le tableau ci-dessous.

Tableau 1 : Valeurs des efforts appliqués à l'interface sol/roue

P (kN)	M_B (kN.m)	M (kN)	θ (°)	R (kN)
0.73	0.010	0.07	5.71	0.73
3.72	0.052	0.58	8.82	3.76
7.21	0.101	1.44	11.32	7.35
10.5	0.147	2.28	12.28	10.75

ANNEXE C

ANNEXE C: DISTRIBUTIONS GRANULOMETRIQUES DES SOLS DETACHES A LA SURFACE POUR S75K25_C

