



HAL
open science

Comportement hydro-mécanique des sols fins compactés au voisinage de la saturation. : application aux remblais routiers

Soanarivo Rinah Andrianatrehina

► **To cite this version:**

Soanarivo Rinah Andrianatrehina. Comportement hydro-mécanique des sols fins compactés au voisinage de la saturation. : application aux remblais routiers. Génie civil. Université du Havre, 2016. Français. NNT : 2016LEHA0030 . tel-03637886

HAL Id: tel-03637886

<https://theses.hal.science/tel-03637886>

Submitted on 12 Apr 2022

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



Normandie Université

THESE

Pour obtenir le diplôme de doctorat

Spécialité Génie Civil

Préparée au sein de « Université du Havre »

Comportement hydromécanique des sols fins non conventionnels compactés au voisinage de la saturation – Application aux remblais routiers

**Présentée et soutenue par
Soanarivo Rinah ANDRIANATREHINA**

**Thèse soutenue publiquement le 11 avril 2016
devant le jury composé de**

Madame Farimah MASROURI	Professeur, Université de Lorraine	Rapporteur
Monsieur Enrique ROMERO MORALES	Professeur, Universitat Politècnica de Catalunya - Barcelonatech	Rapporteur
Monsieur Jean-Marie FLEUREAU	Professeur, CentraleSupélec Châtenay-Malabry	Examineur
Monsieur Anh Minh TANG	Dr, HDR, École des Ponts ParisTech	Examineur
Monsieur Luc BOUTONNIER	Dr, Responsable service Ouvrages et Bâtiments, Egis Géotechnique Seyssins	Examineur
Monsieur Andry RAZAKAMANANTSOA	Dr, IFSTTAR, Centre de Nantes	Examineur
Monsieur Said TAIBI	Professeur, Université du Havre	Directeur de thèse

Thèse dirigée par Said TAIBI, laboratoire Ondes et Milieux Complexes (LOMC) UMR-CNRS 6294



Remerciements

Ce travail de thèse est réalisé au laboratoire Ondes et Milieux complexes (LOMC) UMR-CNRS 6294 à l'Université du Havre et dans le cadre du projet ANR TerreDurable.

Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à Monsieur Said TAÏBI, Professeur à l'Université du Havre pour toute la confiance qu'il a placée en moi en acceptant de diriger cette thèse ; pour sa disponibilité, ses conseils édifiants et formateurs, ses encouragements et son enthousiasme tout au long de cette thèse.

Ma reconnaissance et mes remerciements s'adressent aussi à Monsieur Jean-Marie FLEUREAU, professeur à CentraleSupélec Châtenay-Malabry, pour tous les précieux conseils qu'il m'a donnés pendant cette thèse et d'avoir accepté d'être examinateur de ce travail.

Je remercie vivement Madame Farimah MASROURI, Professeur à l'Université de Lorraine et Monsieur Enrique ROMERO MORALES, Professeur à l'Université Polytechnique de Catalunya, d'avoir accepté d'être rapporteurs de ce travail de thèse.

Je tiens à remercier Monsieur Luc BOUTONNIER, Responsable service Ouvrages et Bâtiments Egis Géotechnique Seyssins et aussi coordinateur du projet ANR TerreDurable, d'avoir accepté d'examiner ce travail.

Je remercie également Monsieur Anh Minh TANG, Docteur HDR de l'Ecole des Ponts ParisTech et Monsieur Andry RAZAKAMANANTSOA, Docteur à l'IFSTTAR Centre de Nantes d'avoir accepté d'être examinateurs de ce travail.

Je tiens à remercier Monsieur Innocent MUTABAZI, directeur de laboratoire LOMC et Madame Carole LE GUEN, secrétaire du Laboratoire LOMC pour leurs accueil, soutien et gentillesse.

Je souhaite aussi remercier Madame Anne BANVILLE et Monsieur Claude HOUSSIN, techniciens du laboratoire LOMC, pour la qualité de l'assistance technique qu'ils nous ont apportée.

Je remercie également toute l'équipe du projet TerreDurable pour les conseils et discussions constructives qui m'ont permis de bien orienter cette thèse.

Je voudrais aussi témoigner de l'aide cordiale que j'ai reçue de tout le personnel du laboratoire, notamment de l'équipe « Géo-Environnement ».

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

Sommaire

Remerciements	
Sommaire	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Introduction générale	
PARTIE 1. Synthèse bibliographique du comportement des sols compactés	1
Introduction	2
Chapitre I- Rappel du GTR 92	3
I-1. Classification des matériaux utilisés pour la construction des remblais et des couches de forme (NF P 11-300)	3
I-1.1. Classification des sols (classes A, B, C et D).....	3
Paramètres de nature.....	3
Paramètres d'état.....	4
Paramètre de comportement mécanique.....	4
I-1.2. Classification des matériaux rocheux (classe R)	4
I-1.3. Classification des sols organiques et sous-produits industriels (classe F).....	5
I-2. Conditions d'utilisations des matériaux en remblai	7
I-3. Conditions d'utilisations des matériaux en couche de forme.....	9
I-4. Compactage des remblais et des couches de forme	9
I-5. Conclusion	10
Chapitre II- Pathologies observées dans les sols compactés	11
II-1. Matelassage.....	11
II-2. Feuilletage	18
II-3. Orniérage	29
II-3. Fissuration par dessiccation	41
II-4. Conclusion	52

Chapitre III- Chemins de compactage et succion.....	53
III-1. Energie de compactage	55
III-2. Chemins de drainage-humidification	60
III-3. Compactage et succion	66
III-4. Compactage et portance	70
III-5. Compactage et perméabilité.....	74
III-6. Conclusion	78
Chapitre IV- Evolution des pressions interstitielles des sols compactés sous chargement mécanique isotrope et déviatoire	79
Travaux de Knodel et Coffey 1966.....	79
Travaux de Campbell 1973.....	80
Travaux de Taibi 1994	82
Travaux de Lins et al. 1995.....	85
Travaux de Vaughan 2003.....	87
Travaux de Marinho et al. 2003 et 2010.....	87
Travaux de Benchouk 2014	89
Coefficient de pression interstitielle A	91
Synthèse	96
PARTIE 2. Etudes réalisées dans le cadre de la thèse.....	99
Chapitre I. Méthodes	101
I-1. Essais d'identification	101
I-1.1. Analyse granulométrique	101
Méthode par tamisage.....	101
Méthode par sédimentation	101
Méthode par diffraction laser (modèle Malvern Mastersizer 2000).....	103
I-1.2. Limites d'Atterberg (NF P 94-051)	104

Limite de liquidité w_L	105
Limite de plasticité w_P	105
I-1.3. Essai au bleu (NF P 94-068).....	106
I-1.4. Mesure de CaCO_3	106
I-1.5. Analyse par diffractométrie de rayons X	107
I-1.6. Essai Proctor (NF P 94-093).....	110
I-2. Méthodes d'imposition et de mesure de la succion	112
I-2.1. Méthodes d'imposition des suctions.....	112
Les plaques tensiométriques.....	112
Solutions osmotiques	113
Dessiccateurs à solutions salines saturées	113
I-2.2. Méthodes de mesure de la succion.....	114
I-2.2.1. Méthode du papier filtre.....	114
I-2.2.2. Méthode psychrométrique	115
I-2.2.3. Méthode tensiométrique.....	122
I-3. Méthode de consolidation des échantillons	124
I-4. Chemin œdométrique.....	126
I-5. Chemins triaxiaux saturés	127
I-5.1. Protocole expérimental	127
Mise en place de l'échantillon dans la cellule triaxiale	127
Phase de pré-saturation	127
Rampe de saturation.....	128
Mesure du coefficient de Skempton B	128
Phase de consolidation	128
Mesure de la perméabilité saturée	128
Chargement déviatoire	129

I-6. Chemin triaxiaux non saturés	130
I-6.1. Mesure de la variation de volume de l'échantillon	130
I-6.2. Mesure de la variation de la pression interstitielle négative (suction) et positive de l'échantillon	132
I-7. Mesure des perméabilités à l'air (K-air) et à l'eau (K-eau)	133
I-7.1. Perméabilité à l'air K-air	133
Principe de la méthode.....	133
Adaptation de la méthode pour le cas du fluide air	136
Validation	137
I-7.2. Perméabilité à l'eau (K-eau)	139
I-8. Mesure du module élastique en petites déformations	143
I-9. Analyse de fissuration par traitement d'images	145
I-10. Porosimétrie au mercure	146
Chapitre II. Matériaux	151
II-1. Analyse Granulométrique	152
II-2. Limites d'Atterberg	155
II-3. Essai au bleu.....	156
II-4. Mesure de CaCO ₃	156
II-5. Analyse de diffractométrie aux rayons X	156
II-6. Essai Proctor (NF P 94-093)	158
II-7. Conclusion	159
Chapitre III. Comportement des sols compactés sur des chemins de drainage et humidification	161
III-1. Préparation des matériaux	161
Matériaux remaniés préparés sous forme de pâte saturée	161
Matériaux remaniés compactés à l'OPN	161
Matériaux non remaniés	161
III-2. Résultats	162

III-2.1. Comportement de référence (matériaux préparés sous formes de pâte).....	162
III-2.2. Matériaux compactés à l'OPN.....	167
Marne.....	167
Silt.....	167
III-2.3. Matériaux non remaniés	173
III-3. Conclusion	177
Chapitre IV. Comportement des sols compactés en relation avec la succion	179
Introduction	179
IV-1. Rappel sur les énergies de compactage	179
IV-2. Effet du moule utilisé sur la courbe de compactage Proctor Normal	182
IV-3. Sols compactés à différentes énergies - relations entre paramètres	186
IV-3.1. Sols compactés à énergie Proctor normal et Proctor normal ± 10 coups : protocole expérimental.....	186
IV-3.2. Sols compactés à énergie Proctor normal et Proctor normal ± 10 coups : résultats.....	190
Courbe d'iso-valeurs de succion	197
Porosimétrie au mercure	198
Constatation.....	198
IV-3.3. Cas de la marne compactée à l'énergie Proctor normal et Proctor normal ± 28 coups.....	199
Synthèse	203
IV-4. Caractérisation des éprouvettes de marne compactée carottées dans le remblai expérimental.....	204
Synthèse : comparaison des caractéristiques des éprouvettes carottées dans le remblai expérimental in situ avec celles compactées au laboratoire	207
IV-5. Effet du mode de préparation sur les caractéristiques mécaniques des matériaux compactés.....	210
IV-5.1. Protocole expérimental.....	210
IV-5.2. Résultats	214

a- Contrainte de compactage	214
b- Résistance à la compression simple	215
c- Modules	218
d- Effet de la succion sur la résistance à la compression et sur le module de déformation	220
e- Résultats des essais de porosimétrie au mercure	224
IV-6. Interprétation des résultats en utilisant un concept de contrainte effective généralisée aux sols non saturés	228
IV-6.1. Modèle simple pour les sols soumis à une succion	228
IV-6.2. Interprétation des résultats en contrainte effective.....	231
a- Effet de la contrainte capillaire sur le module élastique à petites déformations	231
b- Effet de la contrainte capillaire sur l'IPI à grande déformation	233
c- Effet de la contrainte capillaire sur la résistance à la compression simple	235
IV-7. Conclusion.....	237
Chapitre V. Comportement des sols compactés sur des chemins œdométrique et triaxial saturés	239
V-1. Chemins œdométriques.....	239
V-1.1. Marne consolidée saturée	239
V-1.2. Marne compactée saturée.....	242
V-1.3. Silt consolidé saturé et compacté saturé	245
V-2. Chemins triaxiaux saturés.....	246
V-2.1. Phase de pré-saturation	246
V-2.2. Mesure du coefficient de Skempton B	247
V-2.3. Phase de consolidation isotrope.....	248
V-2.4. Chemins déviatoire.....	249
Marne consolidée saturée	249
Marne compactée saturée.....	250
Silt consolidé saturé	255
Silt compacté saturé.....	257

Conclusion	260
Chapitre VI. Comportement des sols compactés sur chemins œdométrique et triaxial non saturés	261
VI-1. Introduction	261
VI-2. Chemins œdométriques sur matériaux compactés quasi-saturés	261
VI-2.1. Marne compactée	261
VI-2.2. Silt compacté	265
VI-3. Essais Triaxiaux non saturés sur la marne A304 compactée	266
IV-3.1. Chemins isotropes	267
a- Chemins suivis	267
b- Résultats des chargements isotropes	269
Tentative d'interprétation des chemins isotropes en contrainte effective	279
c- Synthèse des chemins isotropes	280
IV-3.2. Chemins déviatoires	283
Synthèse	284
Chapitre VII. Caractérisation de la fissuration par dessiccation des sols compactés	287
VII-1. Introduction	287
VII-2. Reconstitution des éprouvettes de sols compactés au laboratoire	287
VII-3. Résultats et discussions	289
VII-3.1. Marne reconstituée au laboratoire	289
Evolution des fissures	299
Relation entre la teneur en eau de fissuration et la succion	299
VII-3.2. Marne carottée in-situ dans le remblai expérimental	301
Carotte de diamètre moyen égal à 165 mm	301
Carottes de diamètre moyen égal à 94 mm	305
VII-3.3. Argile à Châtaignier	313
VII-3.4. Silt	318
VII-3.5. Synthèse et discussion	321

a- Comparaison de la fissuration observée au laboratoire et in-situ : cas de la marne	321
b- Interprétation des efforts internes à l'origine de la fissuration : cas de la marne	322
c- Comparaison marne A304 - argile à Châtaignier	325
d- Rôle des hétérogénéités localisées (inclusions solides)	326
e- Cas du silt	328

Conclusion générale et perspectives

Références bibliographiques

Annexes

Liste des figures

PARTIE 1.

Chapitre I-

Chapitre II-

Figure P1-II.1 : Influence de la teneur en eau de compactage (Leflaive et al. 1974).....	12
Figure P1-II.2 : Compactage d'un sol en remblai (Olivier et Mesbah 1986).	13
Figure P1-II.3 : Déformations totale (ϵ_t), élastique (ϵ_e) et plastique (ϵ_p) en fonction du nombre de cycle (Li 2015).	17
Figure P1-II.4 : (a) Rupture conchoïdal à la base d'une éprouvette de fatigue, (b) feuilletage sur le pourtour d'une éprouvette de fatigue (Andrieux, Bivert, Dron 1978).....	19
Figure P1-II.5 : Evolution de la compacité moyenne sur le premier remblai (Quibel 1978). ..	19
Figure P1-II.6 : Evolution de la compacité en fonction de la profondeur sur les deux remblais (Quibel 1978).	20
Figure P1-II.7 : Feuilletage lors des premières passes du compacteur vibrant (Quibel 1978).	20
Figure P1-II.8 : Analyse sédimentométrique du limon éolien (Rigot 1984).....	21
Figure P1-II.9 : Feuilletage de la couche de limon traité (Rigot 1984).....	22
Figure P1-II.10 : Feuilletage (a) d'un limon traité à la chaux et (b) d'une grave traitée au ciment (Dandjinou 1988).	23
Figure P1-II.11 : Dispositif de compactage (Dandjinou 1988).	23
Figure P1-II.12 : Nombre de passes créant le feuilletage en fonction de de l'écart de la teneur en eau par rapport à w_{OPN} ou w_{OPM} (Dandjinou 1988).....	24
Figure P1-II.13 : Effet de la masse du rouleau dans le cas du sable de Bresse (Dandjinou 1988).....	25
Figures P1-II.14 : Sens d'ouverture des feuillets (Dandjinou 1988).....	25
Figure P1-II.15 : Schéma d'équilibre plastique du matériau sous un rouleau (Dandjinou 1988).....	26
Figure P1-II.16 : Feuilletage d'une planche expérimentale (CER de Rouen, juillet- août 1998) réalisé par un limon traité à la chaux (Tomi 1998).	27

Figure P1-II.17 : Courbes effort-déformation obtenues lors d'un essai à contrainte latérale variable (Martinez 1980, cité par Paute et Le Fort 1984).	29
Figure P1-II.18 : Courbes d'iso-déformation permanente, $e_{1p}^* = 0,01$, pour les différentes GNT (Paute et Le Fort 1984).	30
Figures P1-II.19 : Courbes de variation de $\ln(\Delta\varepsilon_{1p} / \Delta N)$ en fonction de $\ln N$ et résultats donnés par la loi puissance de la grave de Poulmarch (Hornych et al. 1993).	31
Figure P1-II.20 : Influence de la teneur en eau sur les déformations permanentes axiales (ε_{1p}) et déformations réversibles axiales (ε_{1r}) à 80 000 cycles de la grave de Poulmarch (Hornych et al. 1993).	31
Figure P1-II.21 : Schéma de fonctionnement de l'appareil triaxial à chargement répétés LPC (Paute et al. 1994).	32
Figure P1-II.22 : Déformation d'un matériau granulaire (Paute et al. 1994).	33
Figure P1-II.23 : Evolution du cycle contrainte-déformation au cours des chargements (Paute et al. 1994).	33
Figure P1-II.24 : Influence du dosage en sable pour les essais à l'orniéreur LPC (Corté et al. 1989).	35
Figure P1-II.25 : Manège et dispositif de chauffage (Corté et al. 1989).	35
Figure P1-II.26 : Conditions de chargement (Corté et al. 1998).	35
Figure P1-II.27 : Evolution d'ornière sous une roue simple large et sous un jumelage type (Corté et al. 1998).	36
Figure P1-II.28 : dispositif triaxial à chargements répétés et dispositifs de mesure des déformations (Gidel et al. 2001).	37
Figure P1-II.29 : Chargement à un seul niveau de contraintes (Gidel et al. 2001).	38
Figure P1-II.30 : Chargement à cinq niveaux de contraintes croissantes (Gidel et al. 2001).	38
Figure P1-II.31 : Evolution de la déformation permanente axiale en fin de palier en fonction de q (cas de chargement à cinq niveaux de chargements) (Gidel et al. 2001).	38
Figure P1-II.32 : Dispositif expérimental pour le test d'orniérage (Li 2015).	39
Figure P1-II.33 : Enfoncement relatif élastique différé (ξ_{e-d}) en fonction du nombre de cycles (25 coups) (Li 2015).	40
Figure P1-II.34 : Module sécant ($E_{séc}$) en fonction du nombre de cycles (25 coups) (Li 2015)	40

Figure P1-II.35 : Dispositif expérimental de l'analyse de fissures par dessiccation (Miller et al. 1998).....	41
Figure P1-II.36 : Variation de la succion AB: à la fin du compactage jusqu'au séchage complet ; BC : humidification et CD : séchage complet (Miller et al. 1998).	42
Figure P1-II.37 : Variations du CIF en fonction (a) du temps et (b) de la succion (Miller et al. 1998).....	42
Figure P1-II.38: Etats de surfaces et de fissurations du matériau pendant les périodes (a) AB et (b) CD (Miller et al. 1998).	43
Figure P1-II.39 : Echantillons de Houston Red, Denver, Lodgement et Sauk County après trois cycles de séchage (Albrecht et al. 2001).	45
Figure P1-II.40 : Déformations volumiques en fonction de l'énergie de compactage et de la teneur en eau de (a) Houston Red, (b) Sauk County, et (c) Lodgement Soils (Albrecht et al. 2001).....	45
Figure P1-II.41: Déformations volumiques en fonction de (a) la teneur en argile et (b) l'indice de plasticité (Albrecht et al. 2001).	46
Figure P1-II.42 : Conductivité hydraulique en fonction de la teneur en eau de compactage et le nombre de cycles de séchage du Houston Rouge et du Sauk County (Albrecht et al. 2001).....	47
Figure P1-II.43 : Schéma du dispositif expérimental (Auvray et al. 2013).	48
Figure P1-II.44 : Evolution des différentes grandeurs caractérisant après séchage des éprouvettes en fonction de la teneur en eau initiale. (a) déformation radiale, (b) déformation verticale, (c) CIF*, (d) CIF _{tot} (Auvray et al. 2013).	49
Figure P1-II.45 : Evolution de la teneur en eau d'initialisation de la fissuration en fonction de la teneur en eau initiale (Auvray et al. 2013).....	49
Figure P1-II.46 : Schéma du dispositif expérimental (Auvray et al. 2013).	50
Figure P1-II.47 : Evolution (a) des déformations verticales au cours du séchage et (b) des déformations latérales en fonction du mode de (Auvray et al. 2013).....	51
Figure P1-II.48 : (a) Evolution du CIF* en fonction des sollicitations hydriques et (b) évolution de CIF _{tot} en fonction des modes de séchages (Auvray et al. 2013).....	51
Chapitre III-	
Figure P1-III.1 : Courbe Proctor de l'argile jaune P300 (Kheirbek-Saoud 1994).	53
Figure P1-III.2 : Influence du compactage sur la structure des sols (Lambe, 1958).	54

Figure P1-III.3 : Courbes Proctor de laboratoire et points obtenus sur le chantier, remblai de la Jorle (Mieussens et Camapum De Carvalho 1986 cité par Cui et Delage 2003).	55
Figure P1-III.4 : Courbes Proctor de l'argile selon les 3 énergies de compactage (PM, MN et PR) (Serratrice 1995).	56
Figure P1-III.5 : Influence de la méthode de compactage (Mesbah et al. 1999).	57
Figure P1-III.6 : Influence des normes appliquées : Proctor normal (a : dans le moule Proctor, b : moule CBR) et Proctor modifié (c : dans le moule Proctor, d : moule CBR) (Zadjaoui 2007).	58
Figure P1-III.7 : Représentation schématique de l'état de saturation (Boutonnier 2007).	59
Figure P1-III.8 : Limites des domaines D1, D2, D3 et D4 sur le diagramme de l'essai Proctor pour des sols fins (Boutonnier 2007).	59
Figure P1-III.9 : Courbes de rétention et variation de l'indice des vides en fonction de la succion suivant les deux méthodes : osmotique et humidité relative contrôlée (Delage et al.1998).	60
Figure P1-III.10 : Variation de l'indice des vides et de la teneur en eau en fonction de la succion des sols compactés à l'OPN et soumis à un chemin d'humidification (Fleureau et al 2002).	62
Figure P1-III.11 : Teneur en eau normalisée des chemins d'humidifications des sols compactés à l'optimum Proctor normal et à l'optimum Proctor modifié (Fleureau et al.2002).	63
Figure P1-III.12: Variation de l'indice des vides des sols (a) E_1 , (b) E_2 en fonction de la succion, courbes de rétention comparées avec les résultats des essais de porosimétrie au mercure à des succions imposées des sols (c) E_1 , (d) E_2 (Nowamooz et Masrouri 2010).	65
Figure P1-III.13 : Courbes de compactage statique avec les iso-succion (Romero et al. 1999).	66
Figure P1-III.14 : Iso-valeurs de succion d'un sol compacté (Li 1995 cité par Cui et Delage 2003).	67
Figure P1-III.15 : Courbe de compactage statique d'un limon peu plastique avec l'iso-succions (Gens et al. 1995, cité par Baker et Frydman 2009 et Leroueil et Hight 2013).	67
Figure P1-III.16 : Courbes d'iso-succion de l'argile de boom (Romero 1999 cité par Baker et Frydman 2009).	68

Figure P1-III.17 : Courbes d'iso-succion d'un mélange bentonite + sable (Dineen et al 1999 cité par Baker et Frydman 2009).	68
Figure P1-III.18 : Courbes de compactage statique avec les iso-succion (Ajdari et al. 2010).	69
Figure P1-III.19 : Courbes d'iso-valeurs de succion d'une argile non active (Tarantino et De Col 2008).....	69
Figure P1-III.20 : Variations des paramètres caractéristiques (a) du limon A ₁ , (b) et (c) respectivement des arènes granitiques B ₅ et B ₆ (Paire 1987).....	70
Figure P1-III.21 : Variations des paramètres en fonction de la teneur en eau des matériaux compactés (Kheirbek-Saoud 1994).	71
Figure P1-III.22 : Relation entre ICBR - succion et ICBR - contrainte capillaire (Kheirbek-Saoud 1994).....	72
Figure P1-III.23 : Relations entre $E_{CBR} - ICBR$; $E_{CBR} - \sigma_1$ et $E_{CBR} - \sigma_1$ avec les E_{CBR} de la corrélation. (Kheirbek-Saoud 1994).....	72
Figure P1-III.24 : Variation de la compacité et de la portance en fonction de la teneur en eau du mélange sédiment + sable (Bourabah et al. 2011).....	73
Figure P1-III.25 : Perméabilité à l'air (a) d'un limon et (b) d'une argile plastique compactés à différentes teneurs en eau (Langfelder et al 1968).	74
Figure P1-III.26 : Perméabilités à l'eau et à l'air du mélange d'argile et de sable pendant les cycles de drainage-humidification (Fleureau et Taibi 1995).	75
Figure P1-III.27 : Perméabilités à l'eau et à l'air du sable d'Hostun lors des chemins de drainage-humidification avec zoom de la perméabilité à l'eau K_w (Fleureau et Taibi 1995)....	76
Figure P1-III.28 : Perméabilités à l'eau et à l'air du limon de Sterrebeek lors des chemins de drainage-humidification (Fleureau et Taibi 1995).....	77
Figure P1-III.29 : Perméabilité relative à l'eau en fonction du degré de saturation des différentes préparations à une porosité constante – perméabilité relative à l'eau en fonction du degré de saturation effectif des différentes préparations à une teneur en eau de référence $w_{ref} = 13\%$ (Romero et al. 1999).	78
Chapitre IV-	
Figure P1-IV.1 : Développement de la pression interstitielle (u_a et u_w) avec la contrainte isotrope non-drainé (Knodel et Coffey 1966, cités par Fredlund et Rahardjo 1993).	80

Figure P1-IV.2 : Développement des pressions interstitielles d'eau et d'air sous un chargement isotrope non drainé pour le Peorian Loess et le Champaign Till (Campbell 1973, cités par Fredlund et Rahardjo 1993).	82
Figure P1-IV.3 : Cellule triaxiale équipée d'un tensiomètre (Taibi 1994).....	83
Figure P1-IV.4 : Evolution de la pression interstitielle en fonction de la contrainte isotrope totale - Mesure du paramètre B en fonction du degré de saturation S_r pour l'essai 3 (Taibi 1994).....	84
Figure P1-IV.5 : Evolution de la pression interstitielle négative en fonction de la contrainte totale des quatre matériaux (Taibi 1994).	84
Figure P1-IV.6 : u_w fonction de la contrainte de confinement pour les essais PH et PHO respectivement (Lins et al. 1995, cité par Benchouk 2014).....	85
Figure P1-IV.7 : Comparaison entre la mesure de u_w et les prédictions utilisant l'équation de Hilf (essais PHO) (Lins et al. 1995, cités par Benchouk 2013).....	86
Figure P1-IV.8 : Chargement isotrope et chargement-déchargement isotrope sur un matériau de noyau de barrage (Vaughan 2003).	87
Figure P1-IV.9 : Comparaison entre les prédictions de la méthode de HILF et les mesures des pressions interstitielles d'eau (Marinho et al. 2003, cités par Benchouk, 2014).....	88
Figure P1-IV.10 : Réponse de la pression interstitielle d'eau à la pression de confinement (Marinho 2010 ; cité par Benchouk 2014).	89
Figure P1-IV.11 : Variation de la pression relative fonction de la contrainte isotrope lors du cycle de (a) chargement, (b) déchargement, (c) rechargement pour différents états initiaux (Benchouk 2014).	90
Figure P1-IV.12 : Variation du coefficient B en fonction de la contrainte isotrope des échantillons (a) OPN-4, (b) OPN-2, (c) OPN et (d) OPN+2 (Benchouk 2014).....	91
Figure P1-IV.13 : Essais triaxiaux non drainés sur le matériau de la Verne compacté (Taibi 1994).	92
Figure P1-IV.14 : Essais triaxiaux non drainés sur le matériau de Boughrara compacté à différents états initiaux (OPN-4, OPN-2, OPN et OPN+2%) (Benchouk 2014).....	93
Figure P1-IV.15 : Ecrasement de l'échantillon compacté à 48% ($w_{OPT} + 10$) avec la technique de translation d'axes - 4ème essai (Li 2015).	94

PARTIE 2.

Chapitre I.

Figure I.1 : Granulomètre laser Malvern Mastersizer 2000 du laboratoire LOMC de l'Université du Havre.	103
Figure I.2 : Représentation des limites d'Atterberg (NF P 94-051).	105
Figure I.3 : Fermeture de la rainure (NF P 94-051).	105
Figure I.4 : Calcimètre Dietrich-Frühling du laboratoire LOMC.	106
Figure I.5 : Principe de la loi de Bragg.	108
Figure I.6 : Principe de diffractomètre de rayons X.	109
Figure I.7 : Diffractomètre X'Pert Pro powder du Laboratoire LOMC.	109
Figure I.8 : Méthode des plaques tensiométriques.	113
Figure I.9 : Courbe d'étalonnage succion – teneur en eau de papier filtre (ASTM D5298–10).	115
Figure I.10 : méthode de mesure de succion par papier filtre.	115
Figure I.11 : Effet Seebeck.	116
Figure I.12 : Effet Peltier.	117
Figure I.13 : sonde psychrométrique.	119
Figure I.14 : Centrales d'acquisition (automatique et manuelle).	120
Figure I.15 : Signal psychrométrique en modes WB et DP.	122
Figure I.16 : (a) Vue du réservoir avant le montage de la céramique, (b) céramique fixée sur la base triaxiale, (c) base triaxiale équipée de la céramique et montée dans la cellule triaxiale.	122
Figure I.17 : Mesure de succion d'un échantillon non saturé.	123
Figure I.18 : Exemple de cavitation	123
Figure I.19 : Consolidomètre du LOMC.	124
Figure I.20 : (a) extraction de l'éprouvette du tube du consolidomètre, (b) éprouvette découpée à la hauteur cible, (c) montage de l'éprouvette destinée à un essai triaxial.	125
Figure I.21 : (a) échantillon NC saturé monté sur la base triaxiale, (b) échantillon compacté à l'OPN monté sur la base triaxiale, (c) vue de la cellule triaxiale reliée aux dispositifs de chargement.	127

Figure I.22 : (a) et (b) Jauges avant et après traitement d'étanchéité à l'aide du silicone HBM SG 250, (c) préparation des surfaces de collage par application d'un mastic souple sur le géomatériau, (d) collage des jauges verticale et horizontale sur l'échantillon.	131
Figure I.23: (a) trou réalisé dans la face supérieure de l'échantillon, (b) colmatage du trou après la mise en place de la sonde, (c) passage du câble de la sonde à travers une connexion étanche de la cloison du piston supérieur.....	132
Figure I.24 : Principe de l'essai pulse dans une cavité cylindrique.....	133
Figure I.25 : Comparaison des courbes $H(t)/H_0$ en fonction du temps, publiées par Selvadurai et Carnaffan, 1997 et calculées à l'aide des expressions détaillées ci-dessus.....	136
Figure I.26 : Schéma du dispositif expérimental de l'essai pulse « air ».	137
Figure I.27- Essai pulse « air » en cours sur une éprouvette de béton de terre.	138
Figure I.28 : Courbes de dissipation de la pression en fonction du temps pour 4 valeurs de pulse : 14, 24, 35 et 50 kPa.....	138
Figure I.29 : Courbes de débits entrant et sortant de l'échantillon lors de l'essai de perméabilité à l'eau en régime permanent.....	139
Figure I.30 : Principe de la méthode pulse pour la perméabilité à l'eau.	140
Figure I.31 : Définition des paramètres de la méthode d'interprétation (Sayad 2003).	141
Figure I.32 : Mesure du module élastique déduit des vitesses de propagation des ondes sonores à l'aide du dispositif Pundit.....	143
Figure I.33 : Principe de mesure avec l'appareil Pundit.	143
Figure I.34 : Schéma du banc de retrait.....	145
Figure I.35 : Pénétromètre (Daïan 2007)	146
Figure I.36 : Lyophilisateur du LOMC	147
Figure I.37 : Pénétration du mercure à pression donnée dans les pores de différentes tailles (Daïan 2007).	148
Figure I.38 : Porosimètre du LOMC.....	149
Chapitre II.	
Figure II.1 : sable limoneux, silt, argile à châtaignier et marne.....	151
Figure II.2 : Courbes granulométriques de la marne A304 remaniée.	152
Figure II.3 : Courbes granulométriques du silt.	153

Figure II.4: Courbes granulométriques du sable limoneux.....	153
Figure II.5: Courbe granulométrique laser des carottes de marne provenant de la planche de compactage.....	154
Figure II.6: Courbes granulométriques T+S (marne, silt et sable limoneux).....	154
Figure II.7 : Limites de liquidité de la marne remaniée(A), argile à Châtaignier (B) et silt (C).	155
Figure II.8 : Diffractogramme du silt.....	157
Figure II.9 : Diffractogramme de la marne remaniée.....	157
Figure II.10 : Diffractogramme de la marne avant et après le traitement à l'éthylène glycol.	157
Figure II.11 : Courbe Proctor de la marne remaniée.....	158
Figure II.12 : Courbe Proctor du silt.....	158
Figure II.13 : Courbe Proctor du sable limoneux.....	159
Chapitre III.	
Figure III.1 : Chemins de drainage et humidification de la marne sous forme de pâte.	165
Figure III.2 : Chemins de drainage et humidification du silt sous forme de pâte.....	166
Figure III.3 : Chemins de drainage et humidification de la marne compactée à l'OPN.	168
Figure III.4 : Chemins de drainage et humidification du silt compacté – chemin d'humidification du silt compacté puis séché.	169
Figure III.5 : Chemins d'humidification de la marne compactée à l'OPN.....	171
Figure III.6 : Chemins d'humidification du silt compacté à l'OPN.	172
Figure III.7 : Teneurs en eau normalisées des chemins d'humidification des matériaux compactés à l'OPN.....	173
Figure III.8 : Chemins de drainage et humidification du silt non remanié.	175
Figure III.9 : Chemins de drainage et humidification du sable limoneux non remanié.	176
Chapitre IV.	
Figure IV.1 : Dispositifs de compactage pour les moules : Proctor et CBR.....	180
Figure IV.2 : Courbes Proctor normal réalisées dans le moule Proctor du silt.....	182
Figure IV.3 : Courbes Proctor normal réalisées dans le moule CBR du silt.....	183

Figure IV.4 : Courbes Proctor normal du silt.....	183
Figure IV.5 : Courbes Proctor normal réalisées dans le moule Proctor de la marne.	184
Figure IV.6 : Courbes Proctor normal réalisées dans le moule CBR de la marne.	184
Figure IV.7 : Courbes Proctor normal de la marne.....	185
Figure IV.8 : Succions de la marne compactée.....	185
Figure IV.9 : Compactage en trois couches avec insertion des papiers filtre.	187
Figure IV.10 : Mesure de l'Indice portant Immédiat (IPI).....	187
Figure IV.11 : Stockage des éprouvettes de sols compactés.....	188
Figure IV.12 : Mesure du module élastique par la méthode de propagation des ondes ultrasonores.	188
Figure IV.13 : Mesure de la perméabilité à l'air d'une marne compactée.....	189
Figure IV.14 : Variation de la teneur en eau en fonction du temps de la marne.	190
Figure IV.15 : Densité sèche (A), module élastique (B), IPI (C), perméabilités à l'air et à l'eau (D), et succion (E) en fonction de la teneur en eau du silt.....	193
Figure IV.16: Module élastique (F), IPI (G), perméabilités à l'air et à l'eau (H) en fonction de la succion; et module (I), perméabilités à l'air et à l'eau (J) en fonction de l'IPI du silt.	194
Figure IV.17: Densité sèche (A), module élastique (B), IPI (C), perméabilités à l'air et à l'eau (D), et succion (E) en fonction de la teneur en eau de la marne.	195
Figure IV.18: Module élastique (F), IPI (G), perméabilités à l'air et à l'eau (H) en fonction de la succion; et module (I), perméabilités à l'air et à l'eau (J) en fonction de l'IPI de la marne.	196
Figure IV.19: Courbes d'iso-valeurs de succion du silt compacté.	197
Figure IV.20 : Courbes d'iso-valeurs de succion de la marne compactée.....	197
Figure IV.21 : Porosimétrie au mercure du silt compacté.....	198
Figure IV.22 : Porosimétrie au mercure de la marne compactée.	198
Figure IV.23 : Densité sèche (A), IPI (B), et succion (C) en fonction de la teneur en eau et IPI (D) en fonction de la succion de la marne.....	200
Figure IV.24 : Valeurs de succion données par les mesures papier filtre et psychromètre (mode WB) de la marne compactée dans un moule CBR.....	200

Figure IV-25 : Courbes d'iso-valeurs de succion obtenues à l'aide du papier filtre de la marne compactée.....	201
Figure IV-26 : Courbes d'iso-valeurs de succion obtenues à l'aide d'une sonde psychrométrique de la marne compactée.....	202
Figure IV.27 : Densité sèche (A), perméabilité à l'air (B), succion (C), perméabilité à l'eau (D), module élastique (E) en fonction de la teneur en eau et module élastique (F) en fonction de la succion de la marne du remblai expérimental.	206
Figure IV.28 : Densité sèche (A), perméabilité à l'air (B), succion (C), perméabilité à l'eau (D), module élastique (E) en fonction de la teneur en eau et module élastique (F) en fonction de la succion de la marne du remblai expérimental et celle compactée au laboratoire.	208
Figure IV.29 : Porosimétries au mercure de la carotte 6 Pm V5-4.	209
Figure IV.30 : Porosimétries au mercure du remblai expérimental (A) et de la marne compactée au laboratoire (B).	209
Figure IV.31 : Stockage des matériaux pour la maturation des moutures.	211
Figure IV.32 : Séchage du matériau.	212
Figure IV.33 : Compactage statique par double pistonage.	212
Figure IV.34 : Synthèse des protocoles de préparation des 5 lots.	214
Figure IV.35 : Contraintes de compactage des 5 lots.	214
Figure IV.36 : Résistance à la compression de la marne préparée selon les protocoles des lots 1 à 5.	215
Figure IV.37 : Résistance à la compression de la marne suivant les différentes préparations.	216
Figure IV.38 : Résistance à la compression de la marne suivant les différentes préparations.	217
Figure IV.39 : Résistance à la compression du lot 1 et du lot 2.....	217
Figure IV.40 : Résistance à la compression des lots 3 à 5 en fonction de la teneur en eau.	218
Figure IV.41.A : Modules en fonction des déformations des 5 lots.....	219
Figure IV.41.B : Modules élastiques en fonction de la teneur en eau des lots 1, 2, 4 et 5...220	220
Figure IV.42 : Comparaison des valeurs de succion données par les 3 techniques de mesure (papier filtre, psychromètre wet bulb, psychromètre dew point) pour chacun des lots.....	221

Figure IV.43 : Evolution de la succion mesurée à l'aide des mesures au papier filtre, psychrométrique en mode dew point et wet bulb en fonction de la teneur en eau des 5 lots.	222
Figure IV.44 : Résistance à la compression simple en fonction de la succion des 5 lots.....	223
Figure IV.45 : Module élastique en fonction de la succion des lots 1, 2, 4 et 5.	224
Figure IV.46 : Comparaison des courbes porosimétriques des 5 lots avec celles mesurées sur les échantillons compactés dans le moule CBR.	227
Figure IV.47: Vue schématique de la force de contact F_{cap} due aux ménisques d'eau entre deux sphères de même diamètre (Taibi et al. 2011).....	229
Figure IV.48 : Modules élastiques en fonction de la contrainte capillaire du silt.	232
Figure IV.49 : Modules élastiques en fonction de la contrainte capillaire de la marne.....	232
Figure IV.50 : Indice Portant Immédiat en fonction de la contrainte capillaire du silt.	233
Figure IV.51 : Indice Portant Immédiat en fonction de la contrainte capillaire de la marne..	234
Figure IV.52 : Indice Portant Immédiat en fonction de la contrainte effective du silt.....	234
Figure IV.53 : Indice Portant Immédiat en fonction de la contrainte effective de la marne. .	234
Figure IV.54 : Résistance à la compression simple en fonction de la contrainte capillaire déduite du modèle.....	236
Chapitre V.	
Figure V.1 : Chemins de chargement et de déchargement.....	239
Figure V.2 : Courbes de consolidation pour l'ensemble des paliers de chargements (chemins AB et CD) et de déchargements (chemin BC).	240
Figure V.3 : Courbes de consolidation sur le chemin de déchargement DE.....	240
Figure V.4 : Interprétation selon la méthode de Casagrande de la courbe de consolidation correspondant à $\sigma_v = 9,8$ kPa.	241
Figure V.5 : Coefficient de consolidation en fonction de la contrainte verticale.	241
Figure V.6 : Chemins œdométriques de la marne consolidée.....	242
Figure V.7 : Chemins de chargement et de déchargement de l'essai 1 de la marne compactée.....	243
Figure V.8 : Chemins de chargement et de déchargement de l'essai 2 de la marne compactée.....	243

Figure V.9 : Coefficient de consolidation en fonction de la contrainte verticale de la marne compactée.....	244
Figure V.10 : Chemins œdométriques de la marne compactée.	245
Figure V.11 : Chemins œdométriques du silt consolidé et compacté.....	245
Figure V.12 : Courbe de pré-saturation de la marne consolidée.	246
Figure V.13 : Rampe de saturation du silt consolidé.....	247
Figure V.14 : Variation de la pression interstitielle Δu sous l'effet de l'incrément de la contrainte totale isotrope $\Delta\sigma_3$ du silt consolidé.....	247
Figure V.15 : Variation des pressions de confinement et interstitielle, et du volume de l'échantillon en fonction du temps lors d'une consolidation à $\sigma'_3 = 100, 200$ et 300 kPa du silt consolidé.....	248
Figure V.16 : Courbe de débit entrant et sortant Dans le cas du silt consolidé.	249
Figure V.17 : Marne consolidée saturée.	250
Figure V.18 : Marne compactée, puis saturée dans la cellule triaxiale.....	252
Figure V.19 : Schéma de principe du chemin de contrainte dans le plan $[p', q]$ dans le cas où l'essai drainé est réalisé à une vitesse de cisaillement ne permettant pas la dissipation totale des surpressions interstitielles.....	253
Figure V.20 : Module sécant E_{50} en fonction de la contrainte de confinement σ'_3 de la marne consolidée et compactée.....	254
Figure V.21 : Détermination de E_{50} de la marne compactée et pour une contrainte effective de 100 kPa.....	254
Figure V.22 : Silt consolidé saturé.....	256
Figure V.23 : Silt compacté, puis saturé dans la cellule triaxiale.....	258
Figure V.24 : Etats finaux des échantillons.....	259
Chapitre VI.	
Figure VI.1 : Chemins de chargement et de déchargement de l'essai 1 sur la marne compactée.....	262
Figure VI. 2 : Chemins de chargement et de déchargement de l'essai 2 sur la marne compactée.....	262
Figure VI.3 : Chemins œdométriques non saturés de la marne compactée.....	263

Figure VI.4 : Chemins œdométriques réalisés sur 2 échantillons de marne compactée et non saturée. (a) et (c) respectivement essai 1 et essai 2 exprimés en contrainte totale ; (b) et (d) respectivement essai 1 et essai 2 exprimés en contrainte effective.	264
Figure VI.5 : Chemins oedométriques réalisés sur le silt compacté et non saturée. (a) et (b) respectivement exprimés en contrainte totale et en contrainte effective.	265
Figure VI.6 : Chemins de chargements isotrope et déviatoire.....	266
Figure VI.7 : Position des états initiaux par rapport à la courbe OPN des essais triaxiaux non saturés.	267
Figure VI.8 : Chemin suivi pour l'essai 1.....	267
Figure VI.9 : Chemin suivi pour l'essai 2.....	268
Figure VI.10 : Chemin suivi pour l'essai 3.....	268
Figure VI.11 : Chemin suivi pour l'essai 4.....	268
Figure VI.12 : Chemin suivi pour l'essai 5.....	269
Figure VI.13 : Essai 1 : Chemin de chargement isotrope non drainé sur la marne compactée interprété dans différents plans.	271
Figures VI.14 : Coefficients de perméabilité obtenus aux paliers $\sigma_3= 50 ; 300$ et 400 kPa de l'essai 1.....	272
Figure VI.15 : Essai 2 : Chemin de chargement isotrope non drainé sur la marne compactée interprété dans différents plans.	274
Figure VI.16 : Essai 3 : Chemin de chargement isotrope non drainé sur la marne compactée interprété dans différents plans.	275
Figure VI.17 : Essai 4 : Chemin de chargement isotrope non drainé sur la marne compactée interprété dans différents plans.	277
Figure VI.18 : Essai 5 : Chemin de chargement isotrope non drainé sur la marne compactée interprété dans différents plans.	278
Figure VI.19 : Variations de l'indice des vides des 3 essais en fonction de la contrainte effective.....	280
Figure VI.20 : Variations de la pression interstitielle en fonction de la contrainte totale isotrope des essais 2 à 5.....	282
Figure VI.21 : Chemins déviatoires non drainés des essais 3 à 5 interprétés dans différents plans.	285

Figure VI.22 : Photos de l'échantillon à la fin du chargement déviatorique de l'essai 3.....	286
Chapitre VII.	
Figure VII.1 : Démoulage d'une galette de marne compactée.	288
Figure VII.2 : Banc de dessiccation.	288
Figure VII.3 : Galettes de marne compactée pour l'essai de dessiccation.	289
Figure VII.4 : Variations de la teneur en eau de la marne compactée.....	290
Figure VII.5 : Evolution du champ de déformation en fonction du temps et de la teneur en eau de l'essai 1-2.	291
Figure VII.6 : Evolution du champ de déformation en fonction du temps et de la teneur en eau de l'essai 2-2.	292
Figure VII.7 : Evolution du champ de déformation en fonction du temps et de la teneur en eau de l'essai 3-2.	293
Figure VII.8 : Champ de déformation et de déplacement de l'essai 1-2.....	294
Figure VII.9 : Evolution du champ de déformation en fonction du temps et de la teneur en eau de l'essai 1-4.	295
Figure VII.10 : Evolution du champ de déformation en fonction du temps et de la teneur en eau de l'essai 2-4.....	296
Figure VII.11 : Evolution de la déformation en fonction du temps et de la teneur en eau de l'essai 3-4.....	297
Figure VII.12 : Déformation volumique déduite de la courbe de drainage de la marne compactée.....	298
Figure VII.13 : Variation du pourcentage de la fissuration en fonction de la teneur en eau de la marne compactée.....	299
Figure VII.14 : Valeurs de la succion déduites du chemin de drainage-humidification de la marne compactée pour l'apparition et la stabilisation des fissures.....	300
Figure VII.15 : Etats initiaux de la marne du remblai expérimental.	301
Figure VII-16 : Variations de la teneur en eau en fonction du temps des éprouvettes.....	302
Figure VII.17 : Evolution du champ de déformation en fonction du temps et de la teneur en eau ($H_0=2,5$ cm).	303
Figure VII.18 : Evolution du champ de déformation en fonction du temps et de la teneur en eau ($H_0=4$ cm).	304

Figure VII-19 : Variations de la teneur en eau de la marne.....	305
Figure VII.20 : Positions des carottes dans le plan [w ; gd] de la courbe Proctor.	305
Figure VII.21 : Etats initial (a) et final (b) de l'éprouvette 4Bs V5-12.	306
Figure VII.22 : Evolution du champ de déformation en fonction du temps et de la teneur en eau de la carotte 9Bh VP5-4.....	308
Figure VII.23 : Evolution du champ de déformation en fonction du temps et de la teneur en eau de la carotte 2Bm V5-12.....	309
Figure VII.24 : Evolution du champ de déformation en fonction du temps et de la teneur en eau de la carotte 4Bs V5-12.	310
Figure VII.25 : Evolution du champ de déformation en fonction du temps et de la teneur en eau de la carotte 9Bh VP5-12.....	311
Figure VII.26 : Champ de déformation de la carotte 9Bh VP5-12 à la teneur en eau de 14,7%	312
Figure VII.27 : Etats initiaux des éprouvettes d'épaisseurs initiales égales à 2 cm (a) et 4cm (b) de l'argile à Châtaignier compactée.	313
Figure VII-28 : Variations de la teneur en eau en fonction du temps de l'argile à Châtaignier.	314
Figure VII.29 : Evolution du champ de déformation et de déplacement de l'argile à Châtaignier 2 cm.	315
Figure VII.30 : Evolution du champ de déformation et de déplacement de l'argile à Châtaignier 4 cm.	316
Figure VII.31 : Champs de déformation de l'éprouvette de 2 cm à w = 0,5% (a) et celle de 4 cm à w= 22,1% (b).	317
Figure VII.32 : Etat initial de la galette de silt compacté.....	318
Figure VII.33 : Variations de la teneur en eau en fonction du temps du silt.....	318
Figure VII.34 : Evolution du champ de déformation en fonction du temps et de la teneur en eau du silt 2 cm.	319
Figure VII.35 : Evolution du champ de déformation en fonction du temps et de la teneur en eau du silt 4 cm.	320
Figure VII.36 : Fissuration de dessiccation sur la planche 1BmV5 (Pelizzari 2014).....	321

Figure VII.37 : Taux de fissuration de la marne reconstituée au laboratoire.....	321
Figure VII.38 : Zoom sur le champ de déplacement lors de l'apparition de fissures (essai 2-4).....	322
Figure VII.39 : Préparation de l'éprouvette pour l'essai de traction par fendage.	323
Figure VII.40 : Principe de l'essai Brésilien.....	323
Figure VII.41 : Etats initiaux et finaux des éprouvettes de marnes durant l'essai Brésilien.	324
Figure VII.42 : Argile à Châtaignier + CaCO ₃ à la teneur en eau résiduelle.	326
Figure VII.43: Argile à Châtaignier compactée avec des galets localisés.	326
Figure VII.44 : Evolution du champ de déformation de l'argile à Châtaignier + petits galets.	327

Liste des tableaux

PARTIE 1.

Chapitre I-

Tableau P1-I.1: Classification générale des sols organiques, sous-produits industriels (Classe F) (GTR 92)..... 5

Tableau P1-I.2 : Synoptique de la classification des matériaux selon leur nature (GTR 92). . 6

Tableau P1-I.3 : Conditions d'utilisation des matériaux A_3 en remblai (GTR 92). 8

Chapitre II-

Tableau P1-II.1 : Recomposition granulométrique des enrobés.....34

Tableau P1-II.2 : Granularité des enrobés.....34

Tableau P1-II.3 : Profondeurs d'ornièrre (mm) après 100 000 chargements sur le béton bitumineux de référence pour des vitesses et des trains de roulement différents (Corté et al. 1998).....36

Tableau P1-II.4 : Profondeurs d'ornièrre (mm) après 100 000 chargements sur l'enrobé de référence pour les trois trains de roulement à 45 km/h (Corté et al. 1998).....37

Tableau P1-II.5 : Caractéristiques des sols argileux (Albrecht et al. 2001).44

Tableau P1-II.6 : Caractéristiques des éprouvettes et les conditions de séchage (Auvray et al. 2013).50

Chapitre III-

Tableau P1-III.1 : Résultats des essais Proctor sur l'argile (optima) (Serratrice 1995).....56

Tableau P1-III.2 : Identification des points caractéristiques O, A et B des résultats de courbes Proctor (Mesbah et al. 1999).57

Tableau P1-III.3 : Etats initiaux des sols E_1 et E_2 (Nowamooz et Masrouri 2010).64

Chapitre IV-

Tableau P1-IV.1 : Paramètre de pression interstitielle B_w pour différents types de sol saturés et quasi saturés (Black et Lee 1973, cités par Benchouk 2014).....81

Tableau P1-IV.2 : Caractéristiques des essais isotropes réalisés sur le matériau de la Verne (Taibi 1994).....83

Tableau P1-IV.3 : Caractéristiques des échantillons testés (Marinho 2010).88

Tableau P1-IV.4 : Valeurs de A_f (Skempton 1954, cité par Benchouk 2014).91

Tableau P1-IV.5 : Synthèse des essais triaxiaux effectués sur les échantillons compactés non saturés (Li 2015).	94
---	----

PARTIE 2.

Chapitre I.

Tableau I.1 : Classification selon le pourcentage massique en carbonate (NF P 94-048)...107	
Tableau I.2 : Modalités d'exécution des essais Proctor normal (NF P 94-093).	110
Tableau I.3 : Humidité relative et succion en fonction des sels utilisés.	114
Tableau I.4 : Solutions de NaCl utilisées pour l'étalonnage des psychromètres	120
Tableau I.5 : Caractéristiques de l'éprouvette.....	137

Chapitre II.

Tableau II.1 : teneurs en CaCO ₃ des matériaux.	156
Tableau II.2 : Rappel des corrélations.	159
Tableau II.3 : Caractéristiques des matériaux utilisés.	160

Chapitre III.

Chapitre IV.

Tableau IV.1 : Caractéristiques et énergie de compactage selon les moules Proctor et CBR.	180
Tableau IV.2 : Exemples d'appareillages alternatifs et l'énergie spécifique correspondante (norme NF EN 13286-2).	181
Tableau IV.3 : Caractéristiques des compacteurs utilisés pour la réalisation de la planche.	204
Tableau IV.4 : Inventaire des carottes et nomenclature correspondante.	204
Tableau IV.5 : Valeurs des diamètres équivalents dans le cas des deux matériaux marne et silt en fonction de la succion, teneur en eau et indice des vides.	231

Chapitre V.

Tableau V.1 : Perméabilité mesurées durant la phase de pré-saturation des deux matériaux (silt et marne).	246
Tableau V.2 : Coefficients de perméabilité saturée mesurés après la phase de consolidation isotrope des deux matériaux (silt et marne).	249

Tableau V.3 : Synthèse des résultats.	260
Chapitre VI.	
Chapitre VII.	
Tableau VII.1 : Variations de volume total des éprouvettes.	298
Tableau VII.2 : Référence et dimensions des carottes de la marne carottée in-situ.	301

Introduction Générale

Les travaux de terrassement regroupent la réalisation des déblais et des remblais pour le bâtiment et le génie civil (routes, autoroutes, voies ferrées, digues, barrages). La conception de ces ouvrages doit tenir compte des problèmes liés à la stabilité des ouvrages et au réemploi des matériaux. Même si la construction des remblais est réalisée par la réutilisation des matériaux issus des déblais dans certains projets, les règles de réutilisation des sols restent amplement empiriques et en particulier dans le cas des sols fins.

Ces enjeux ont fait l'objet de différents thèmes de recherche comme :

- L'étude du retrait-fissuration-gonflement lié au phénomène de séchage et d'humidification (Biarez et al. 1987, Taibi 1994, Miller et al. 1998, Fleureau et al. 2002, Auvray et al. 2013, ...).
- La relation entre les paramètres hydriques avec l'énergie de compactage (Langfelder et al. 1968, Gens et al. 1995, Fleureau et Taibi 1995, Romero et al. 1999, Romero et al. 1999, Hoffmann et al. 2007, Ajdari et al. 2010, ...).
- Evolution des pressions interstitielles des sols non saturés (Knodel et Coffey 1966, Fredlund et Rahardjo 1993, Taibi 1994, Lins et al. 1995, ...).

Cette thèse est réalisée dans le cadre du projet ANR TerreDurable. Ce projet se pose la question suivante : Comment améliorer la conception des ouvrages en terre en sols fins ?

En effet, la conception des ouvrages en terre en sols fins dispose de très peu d'outils de dimensionnement prenant en compte le comportement réel des ouvrages et en particulier la non saturation. L'objet du projet Terredurable est de proposer de nouveaux outils qui permettront d'améliorer la fiabilité des ouvrages à long terme (durabilité) et d'optimiser leur conception (économie de matériaux nobles). Le projet est mené en associant essais de laboratoire, expérimentation en vraie grandeur, modélisation et retour d'expérience. Le projet mène en parallèle des essais de laboratoire sur des sols réels et des expérimentations en vraie grandeur ; le développement de lois de comportement prenant en compte la non saturation et la zone de l'air occlus ; la modélisation des expérimentations ; une analyse des pratiques actuelles, une synthèse des retours d'expérience et la rédaction d'un guide méthodologique de dimensionnement.

Cette thèse traite certaines tâches du projet Terredurable. L'objectif est d'étudier le comportement hydromécanique des sols fins plastiques compactés au voisinage de l'optimum Proctor normal. Le manuscrit est structuré en deux parties.

La première partie est une synthèse bibliographique sur le comportement des sols compactés. Après un rappel des normes en vigueur, cette étude cible certains aspects, comme les pathologies observés in situ (matelassage, feuilletage, orniérage, fissuration, ...). Elle synthétise aussi les relations entre les paramètres hydro-mécaniques des sols compactés, et les paramètres de pression interstitielle sous chargement mécanique non drainés.

La deuxième partie concerne les études réalisées dans le cadre de cette thèse et est structurée en 7 chapitres.

Le chapitre I détaille les méthodes expérimentales utilisées, dont certaines ont nécessité des développements et/ou des adaptations spécifiques. Il s'agit des méthodes d'identification, des méthodes de mesure hydriques ou d'imposition de la succion, des méthodes mécaniques sur différents chemins de contraintes, des techniques d'analyse d'images pour le suivi de l'évolution des champs de déformation et la fissuration.

Le chapitre II présente les matériaux sélectionnés, leur identification et leur classification LPC-USCS et GTR.

Le chapitre III présente le comportement sur des chemins de drainage et humidification des sols étudiés, préparés à différents états initiaux : (i) sous forme de pâte pour définir leur comportement « référence », (ii) état in situ non remanié et (iii) état compacté à l'OPN.

Le chapitre IV aborde l'étude des relations entre différents paramètres des sols compactés, notamment en relation avec la succion. Il s'agit des relations entre paramètres mécaniques (IPI, module E) et hydriques (succion, perméabilité à l'air et à l'eau) en fonction de l'énergie de compactage et de la teneur en eau. Par ailleurs, l'effet des chemins suivis pour la préparation du matériau compacté sur ses propriétés physiques (porosité) et mécaniques (module, succion, résistance) est mis en évidence. Une Tentative d'interprétation de ces résultats à l'aide d'un concept de contraintes effectives généralisées aux sols non saturés est abordée à la fin de ce chapitre.

Le chapitre V traite le comportement mécanique des matériaux compactés puis saturés sur des chemins de compressibilité œdométrique et triaxiaux. Il s'agit de déterminer des critères de référence qui serviront à positionner les essais non saturés présentés dans le chapitre suivant.

Le chapitre VI présente le comportement des sols compactés non saturés sur chemins œdométriques drainés et des chemins triaxiaux non drainés. Les chemins non drainés permettent de suivre l'évolution des paramètres de pression interstitielle de Skempton en fonction des contraintes totales sur des chemins isotropes et déviatoires.

Le chapitre VII est consacré à la caractérisation de la fissuration par dessiccation des matériaux compactés, en suivant l'évolution du champ de déformation jusqu'à l'apparition de la fissuration et sa propagation. Les essais ont été réalisés soit sur des éprouvettes compactées au laboratoire, soit sur des éprouvettes carottées in situ dans une planche de compactage expérimentale.

Une conclusion générale synthétise les principaux résultats de cette thèse et propose des perspectives pour aller plus loin sur certains aspects.

**PARTIE 1. Synthèse bibliographique du comportement des sols
compactés**

Introduction

Dans les travaux de terrassement (remblais routiers, barrages, barrières ouvragés, ...) sont utilisés les sols compactés. Ces sols compactés, résultant de la densification des sols par application d'une énergie sont souvent à l'état non saturé et soumis à des sollicitations hydriques (séchage-humidification). L'utilisation de ces sols est conditionnée par leurs classifications et par leurs comportements lors de leurs mises en forme.

Cette partie est structurée en quatre chapitres. Nous présentons dans le premier chapitre le Guide des Terrassements Routiers (GTR), Réalisation des remblais et des couches de forme, LCPC, SETRA 1992 (GTR 92) et la norme qui en découle NF P 11-300 (septembre 1992), proposant la classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de formes d'infrastructures routières. Ensuite, le chapitre 2 aborde les pathologies et les problèmes des sols compactés comme le matelassage, le feuilletage, l'orniérage et la fissuration par dessiccation. Le chapitre 3 traite du comportement des sols compactés sur des chemins hydriques et les caractéristiques mécaniques en relation avec la succion. Le chapitre 4 est consacré à l'étude de l'évolution des pressions interstitielles dans les sols compactés soumis à des chargements isotrope et déviatoire non drainés, décrite à l'aide des paramètres A et B de Skempton.

Chapitre I- Rappel du GTR 92

La « Recommandation pour les Terrassements Routiers » (RTR) était le premier document d'outil méthodologique utilisé pour les principaux aspects techniques liés à l'étude de projets et la conduite des travaux de construction des remblais et des couches de forme. Suite au retour des enseignements, le SETRA et le LCPC ont sorti une version révisée : le Guide des Terrassements Routier (GTR 92). Ce guide est composé de deux fascicules : un texte de présentation et un recueil d'annexes (GTR). Le fascicule I concernant les principes généraux présente, commente et justifie les principes sur lesquels repose l'ensemble du document. Il est composé de 4 chapitres : classification et conditions d'utilisation en remblai, conditions d'utilisations en couche de forme, modalités de compactage et de réglage. Le fascicule II est composé d'une série de 4 annexes où on peut trouver les tableaux de la classification des sols, des matériaux rocheux et des sous-produits industriels ; les tableaux des conditions d'utilisation des matériaux en remblai ; les tableaux des conditions d'utilisation des matériaux en couche de forme, avec les valeurs définissant un dimensionnement minimum recommandé des couches de forme ; et les modalités de compactage des remblais et des couches de forme.

I-1. Classification des matériaux utilisés pour la construction des remblais et des couches de forme (NF P 11-300)

Les matériaux utilisés sont classifiés en 3 catégories : les sols, les matériaux rocheux et les sous-produits industriels.

I-1.1. Classification des sols (classes A, B, C et D)

Les paramètres retenus pour la classification des sols sont les paramètres de nature, de comportement mécanique et d'état. Ces paramètres sont à déterminer sur la fraction 0/50 mm.

Paramètres de nature

Ceci concerne les caractéristiques intrinsèques du sol. Ce sont les paramètres qui varient peu ou ne varient pas ni dans le temps ni pendant la manipulation. Ces paramètres sont la granularité (NF P 94-056 et NF P 94-057), l'argilosité à partir de l'indice de plasticité I_p (NF P 94-051) et la valeur au bleu de méthylène (NF P 94-068).

La dimension maximale des plus gros éléments dans le sol permet de distinguer les sols fins, sableux et graveleux (≤ 50 mm), des sols blocailleux. Le tamisat à 2 mm sépare les sols à tendance sableuse et les sols à tendance graveleuse. Le tamisat à 80 μm (% des fines) permet de distinguer les sols riches en fines et d'évaluer leur sensibilité à l'eau.

L'indice de plasticité caractérise l'argilosité des sols. Pour cela, des valeurs seuils sont retenues : 12, 25 et 40 respectivement pour les limites supérieures des sols faiblement argileux, des sols moyennement argileux, et la limite entre sols argileux et très argileux.

La valeur de bleu de méthylène VBS est aussi un paramètre permettant de caractériser l'argilosité du sol. Pour une VBS inférieure à 0,1, le sol est insensible à l'eau et normalement son pourcentage de particules inférieures à 80 μ m doit être inférieur à 12%. Cette sensibilité à l'eau est pour une valeur de VBS inférieure à 0,2. La VBS= 1,5 permet de distinguer les sols sablo-limoneux des sols sablo-argileux. La valeur 2,5 est le seuil distinguant les sols limoneux peu plastiques des sols limoneux de plasticité moyenne. La valeur de VBS= 6 permet de distinguer les sols limoneux des sols argileux. La VBS= 8 diffère les sols argileux à des sols très argileux.

Paramètres d'état

Ce sont des paramètres qui ne sont pas propre au sol, mais fonction de l'environnement où il se trouve. Pour les sols meubles sensibles à l'eau, le seul paramètre d'état considéré est l'état hydrique : très humide, humide, humidité moyenne, sec et très sec. D'autres paramètres peuvent être aussi utilisés pour caractériser cet état hydrique, comme la position de la teneur en eau naturelle du sol par rapport à l'optimum Proctor normal (OPN), l'indice de consistance ou la position de la teneur en eau naturelle par rapport aux limites d'Atterberg, et l'indice portant immédiat (IPI).

Paramètre de comportement mécanique

Dans la classification de sol, les paramètres à prendre en compte sont les coefficients Los Angeles (LA) (NF P 18-573) et Micro-Deval en présence d'eau (MDE) (NF P 18-572) sur la fraction granulaire 10/14 (ou à défaut 6,3/10) et le coefficient de friabilité des sables (FS) (NF P 18-576) sur la fraction 0/1 ou 0/2.

I-1.2. Classification des matériaux rocheux (classe R)

Nature pétrographique de la roche

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.

Caractéristiques mécaniques

Pour les roches relativement dures (granites, gneiss, ...) les paramètres pris en compte sont les coefficients Los Angeles (LA) et micro-Deval en présence de l'eau (MDE).

Viennent s'ajouter à ces paramètres :

- La valeur de la masse volumique de la roche déshydratée en place (ρ_d) (NFP 94-064).
- Le coefficient de fragmentabilité (FR) (NF P 94-066). Ce coefficient est déterminé à partir d'un essai de fragmentation et s'exprime par le rapport des D_{10} d'un échantillon de granularité initiale donnée, mesurés avant et après lui avoir fait subir un pilonnage conventionnel avec la dame Proctor normal.
- Le coefficient de dégradabilité (DG) (NF P 94-067) qui s'exprime par le rapport des D_{10} d'un échantillon de granularité initiale donnée, mesurés avant et après l'avoir soumis à des cycles de séchage-immersion conventionnels.
- La teneur en eau naturelle w_n (NF P 94-050) dans le cas des certaines craies et roches argileuses très fragmentables.
- La teneur en éléments solubles (% NaCl, gypse, ...) dans le cas des roches salines.

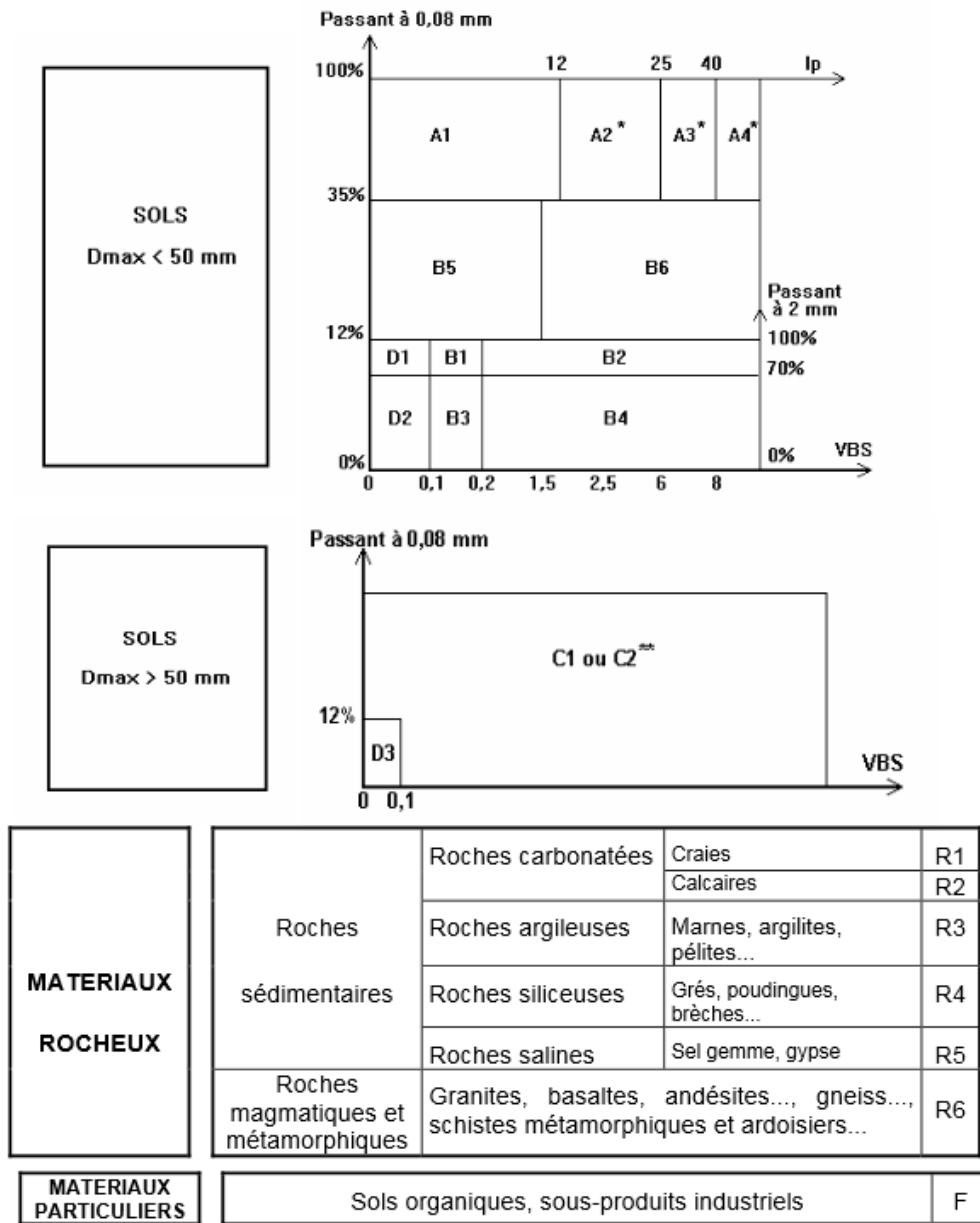
I-1.3. Classification des sols organiques et sous-produits industriels (classe F)

Dans ce cas de classe, 9 familles (sous-classes F_1 à F_9) sont définies (Tableau P1-I.1).

Famille de matériaux	Symbole	Paramètres considérés comme significatifs vis-à-vis du réemploi
Matériaux naturels renfermant des matières organiques	F1	Teneur en matières organiques puis examen de leurs caractéristiques géotechniques de manière analogue aux sols A, B ou C.
Cendres volantes silico-alumineuses	F2	Rapport entre leur teneur en eau naturelle et leur teneur en eau optimum Proctor normal et valeur de l'IPi à la teneur en eau naturelle.
Schistes houillers	F3	Taux de combustion et examen de leurs caractéristiques géotechniques de manière analogue aux sols A, B, C, D ou aux matériaux rocheux.
Schistes des mines de potasse	F4	Teneur en NaCl et pour ceux à faible teneur, examen de leurs caractéristiques géotechniques de manière analogue aux sols A, B ou C.
Phosphogypse	F5	Mode d'obtention comportant ou non une neutralisation à la chaux, examen de la granulométrie et de la teneur en eau
Mâchefers d'incinération d'ordures ménagères	F6	Taux d'imbrulés et d'éléments solubles, qualité du déferrailage, du criblage et de l'homogénéisation, durée du stockage, présence ou non de cendres volantes de combustion.
Matériaux de démolition	F7	Qualité du déferrailage et de l'homogénéisation, présence d'éléments indésirables (plâtres, bois, ...), granulométrie.
Laitiers de hauts-fourneaux	F8	Caractéristiques géotechniques de manière analogue aux sols B, C, D ou aux matériaux rocheux.
Autres sous-produits industriels	F9	Paramètres à définir à l'appui d'une étude spécifique.

Tableau P1-I.1: Classification générale des sols organiques, sous-produits industriels (Classe F) (GTR 92).

Le Tableau P1-I.2 ci-dessous montre le synoptique de la classification des matériaux selon leur nature.



* Matériaux pour lesquels la mesure de l' I_p est à retenir comme base de classement. Pour les autres matériaux on utilisera la **VBS**.

** C1 : matériaux roulés et matériaux anguleux peu charpentés ($0/50 > 60$ à 80%)

C2 : matériaux anguleux très charpentés ($0/50 \leq 60$ à 80%)

Tableau P1-I.2 : Synoptique de la classification des matériaux selon leur nature (GTR 92).

I-2. Conditions d'utilisations des matériaux en remblai

Ces conditions ont été définies en tenant compte des deux conditions suivantes :

- Viser le juste niveau de qualité technique nécessaire suivant les possibilités des matériels d'exécution actuels et des pratiques habituelles.
- Les coûts moyens suivant les conditions d'utilisation. Pour cela, les matériaux sensibles à l'eau avec un état hydrique très humide (th) ou très sec (ts) sont considérés non réutilisables.

Les conditions sont présentées dans un tableau comportant 5 colonnes (Tableau P1-I.3 : cas des matériaux A3). Dans la première colonne se trouve le cas envisagé, défini par la classe et l'état du matériau.

La deuxième colonne comporte les observations générales sur le comportement du matériau.

La troisième colonne concerne la situation météorologique durant l'extraction et la mise en remblai. Les différentes situations météorologiques sont désignées par les signes ++, +, =, -. Le symbole ++ exprime que l'effet météorologique a pour effet d'accroître la teneur en eau du matériau de manière brutale et imprévisible (pluie forte). Le symbole + exprime que la situation météorologique a pour effet d'accroître la teneur en eau de manière lente et relativement prévisible (pluie faible). Le symbole = exprime que la situation météorologique n'a pas d'action sensible sur la teneur en eau du matériau considéré (ni pluie ni évaporation importante). Le symbole – exprime que la situation météorologique a pour effet de diminuer la teneur en eau du matériau (évaporation importante).

Dans la quatrième colonne figurent les conditions d'utilisation en remblai.

Dans la cinquième colonne figurent des codes correspondants aux différentes conditions d'utilisation. Ces conditions se regroupent en 7 rubriques symbolisées par :

- E : Extraction en couche (0,1 à 0,3 m) ou frontale (front de taille supérieur à 1 à 2m).
- G : Action sur la granularité (élimination des éléments supérieurs à 800 mm, élimination des éléments supérieurs à 250 mm pour traitement, fragmentation complémentaire après extraction).
- W : Action sur la teneur en eau (réduction de la teneur en eau par aération, essorage par mise en dépôt provisoire, arrosage pour maintien de l'état, humidification pour changer l'état).
- T : Traitement (avec un réactif ou un additif adaptés, traitement à la chaux seule).
- R : Régilage (indication sur l'épaisseur des couches élémentaires à mettre en œuvre : couches minces de 20 à 30 cm, couches moyennes de 30 à 50 cm).
- C : Compactage (intense, moyen, faible).

Partie 1. Synthèse bibliographique du comportement des sols compactés

- H : Hauteur des remblais (limitée à 5 m, 10 m ou supérieure à 10 m).

Sol	Observations générales	Situation météorologique	Conditions d'utilisation en remblai	Code								
				E	G	W	T	R	C	H		
A₃h	Sols normalement inutilisables en l'état			NON								
A₃h	Sols difficiles à mettre en œuvre en raison : — de leur caractère collant ou glissant dû à leur grande plasticité et à leur faible perméabilité ; — de leur portance faible. La mise en dépôt provisoire n'est pas une solution dans le climat français moyen. Le drainage préalable ne permet pas de réduire utilement la teneur en eau W.	++	Pluie forte	Situation ne permettant pas la mise en remblai avec des garanties de qualité suffisantes	NON							
		+	Pluie faible	C : compactage faible H : remblai de hauteur faible (≤ 5 m)	0	0	0	0	0	3	1	
		=	Ni pluie, ni évaporation importante	Solution 1 : traitement T : traitement à la chaux C : compactage moyen	0	0	0	2	0	2	0	
				Solution 2 : utilisation en l'état C : compactage faible H : remblai de hauteur faible (≤ 5 m)	0	0	0	0	0	3	1	
		-	Évaporation importante	Solution 1 : traitement T : traitement à la chaux C : compactage moyen	0	0	0	2	0	2	0	
Solution 2 : aération E : extraction en couches W : réduction de la teneur en eau par aération R : couches minces C : compactage moyen H : remblai de hauteur moyenne (≤ 10 m)	1			0	1	0	1	2	2			
A₃m	La plasticité de ces sols entraîne pour les remblais des risques de glissement d'autant plus grands que les remblais sont élevés, même dans les meilleures conditions (W, météo) de mise en œuvre	++	Pluie forte	Situation ne permettant pas la mise en remblai avec des garanties de qualité suffisantes	NON							
		+	Pluie faible	C : compactage moyen H : remblai de hauteur moyenne (≤ 10 m)	0	0	0	0	0	2	2	
		=	Ni pluie, ni évaporation importante	C : compactage moyen H : remblai de hauteur moyenne (≤ 10 m)	0	0	0	0	0	2	2	
		-	Évaporation importante	Solution 1 : arrosage superficiel W : arrosage superficiel pour maintien de l'état R : couches minces C : compactage moyen H : remblai de hauteur moyenne (≤ 10 m)	0	0	3	0	1	2	2	
				Solution 2 : utilisation en l'état C : compactage intense H : remblai de hauteur faible (≤ 5 m)	0	0	0	0	0	1	1	
A₃s	Comme ci-dessus, la plasticité de ces sols, entraîne pour les remblais des risques de glissement d'autant plus grands que les remblais sont élevés. La forte cohésion de ces sols exige un fractionnement et un compactage énergétique en couches minces. La portance élevée ne doit pas faire illusion vis-à-vis des tassements ultérieurs possibles. Le changement d'état pour humidification dans la masse ne constitue pas une modalité réaliste	++	Pluie forte	Situation ne permettant pas la mise en remblai avec des garanties de qualité suffisantes	NON							
		+	Pluie faible	E : extraction en couches R : couches minces C : compactage intense H : remblai de faible hauteur (≤ 5 m)	1	0	0	0	1	1	1	
		=	Ni pluie, ni évaporation importante	W : arrosage superficiel pour maintien de l'état R : couches minces C : compactage intense H : remblai de hauteur faible (≤ 5 m)	0	0	3	0	1	1	1	
		-	Évaporation importante	E : extraction frontale W : arrosage superficiel pour maintien de l'état R : couches minces C : compactage intense H : remblai de hauteur faible (≤ 5 m)	2	0	3	0	1	1	1	
A₃ts	Sols normalement inutilisables en l'état			NON								

Tableau P1-I.3 : Conditions d'utilisation des matériaux A₃ en remblai (GTR 92).

I-3. Conditions d'utilisations des matériaux en couche de forme

La conception de la couche de forme est conditionnée par différentes conditions. Les matériaux utilisés doivent satisfaire à des critères qui prennent en considération l'insensibilité à l'eau, la dimension des plus gros éléments, la résistance sous circulation des engins de chantier, et l'insensibilité au gel. Pour cela, le GTR 92 propose des techniques de préparation et de protection des matériaux. Ces techniques sont à l'image de celles relatives aux conditions d'utilisation des sols en remblai, mais ne comportent pas de rubrique sur les conditions de compactage. Les techniques se rangent en 4 rubriques :

- G : actions sur la granularité (élimination de la fraction 0/ d ou de la fraction grossière).
- W : actions sur l'état hydrique pour les matériaux naturels non traités (arrosage ou humidification).
- T : traitement (actions du mélange des différents produits comme la chaux, les liants hydrauliques et les correcteurs granulométriques dans le but d'améliorer les performances mécaniques des matériaux tout au long de la vie de l'ouvrage par rapport à leurs états naturels).
- S : protection superficielle (enduit de cure gravillonné ou éventuellement clouté, couche de fin de réglage).

Le GTR 92 présente aussi les conditions pour le dimensionnement de la couche de forme et le classement des plates-formes pour le dimensionnement des structures de chaussée.

I-4. Compactage des remblais et des couches de forme

Le GTR a fixé des prescriptions pour le compactage selon la nature des ouvrages dans le but de limiter les tassements des corps de remblai et assurer leur stabilité, et aussi pour obtenir des caractéristiques suffisantes de raideur et de résistance pour la couche de forme. Ainsi, deux objectifs de densification, désignés par q3 et q4 sont définis :

- q3 : objectif ordinairement requis pour les couches de forme.
- q4 : objectif ordinairement requis pour les remblais.

Les compacteurs pris en compte ont une largeur de compactage supérieure ou égale à 1,30 m et parmi les familles des :

- Compacteurs à pneu Pi.
- Compacteurs vibrants à cylindres lisses Vi.
- Compacteurs vibrants à pieds dameurs VPI.
- Compacteurs statiques à pieds dameurs Spi.
- Plaques vibrantes PQi.

Les modalités de compactages sont définies par les paramètres :

- Le paramètre Q/S (m³/m²) indiquant le rapport du volume de sol compacté par la surface balayée par le compacteur pendant un temps donné.
- L'épaisseur compactée (valeur maximale).
- La vitesse de translation selon la famille du compacteur.

I-5. Conclusion

Le Guide des Terrassements Routiers (GTR 92), document caractérisant l'utilisation des matériaux dans les terrassements routiers, comprend :

- La classification (sols, matériaux rocheux, sols organiques et sous-produits industriels),
- Les conditions d'utilisations des matériaux en remblai pour obtenir la qualité technique nécessaire pour les ouvrages. Ces conditions concernent le mode d'extraction, l'action sur la granularité, l'action sur la teneur en eau, le traitement, le régalaage, le compactage et la hauteur de remblai.
- Les conditions d'utilisation des matériaux en couches de forme tenant compte de l'insensibilité à l'eau, la dimension des plus gros éléments, la résistance sous circulation des engins de chantier, et l'insensibilité au gel. Dans ces conditions, les techniques de préparation et de protection des matériaux consistent aux actions sur la granularité et sur l'état hydrique, le traitement et la protection superficielle.
- Le compactage des remblais et des couches de forme pour limiter les tassements des corps de remblai et assurer leur stabilité, et aussi pour obtenir des caractéristiques suffisantes de raideur et de résistance pour la couche de forme.

Chapitre II- Pathologies observées dans les sols compactés

Comme la conception et la construction des remblais routiers consistent à travailler sur les sols naturels, des pathologies peuvent être observées à court et à long termes. Ce chapitre présente une synthèse des pathologies rapportées dans la littérature, en particulier le matelassage, le feuilletage, l'orniérage et la fissuration par dessiccation.

II-1. Matelassage

Le matelassage est un terme utilisé pour indiquer le comportement élastique du sol humide lors du compactage. Ce phénomène est résultant du comportement élastique des bulles d'air occluses dans le sol. Lors du passage des engins de compactage, la charge appliquée produit un tassement qui est dû à la compressibilité élastique de l'air occlus et après le passage de l'engin, les bulles d'air reprennent leur forme initiale (volume initial). Dans la littérature, nombreux chercheurs évoquent le phénomène « matelassage » sans présenter d'étude détaillée.

Selon Leflaive et al. 1974, avec une densité suffisante, mais à un degré de saturation trop élevé, le risque d'une très grande déformabilité des plates-formes, due au matelassage ou coussin de caoutchouc, importune un correcte compactage des couches de chaussées. Le comportement des graves limoneuses ou argileuses dépend de leur teneur en fines, de la plasticité et de la teneur en eau des fines. Ce comportement a été mis en évidence par une série d'essais utilisant divers compacteurs (vibrants et pneus) et plusieurs teneurs en eau sur une couche d'un mètre de grave limoneuse (0/50 avec 10% de fines). Après compactage avec le rouleau vibrant (Figure P1-II.1), la densité du fond de couche reste faible à la teneur en eau OPN $w = 5,2\%$. En revanche, le compactage est satisfaisant sur l'ensemble de l'épaisseur à la teneur en eau $w_{OPN+1\%} = 6\%$. De plus, pour un matériel $M_1/L = 41,5 \text{ kg/cm}$ et pour une teneur en eau optimale ($w = 5,2\%$) donne des résultats en densité équivalents à ceux du matériel $M_1/L = 33 \text{ kg/cm}$ pour $w = 6\%$. Les auteurs ont précisé que la portance est meilleure dans le premier cas et ils ont trouvé du matelassage pour la teneur en eau $w = 6\%$.

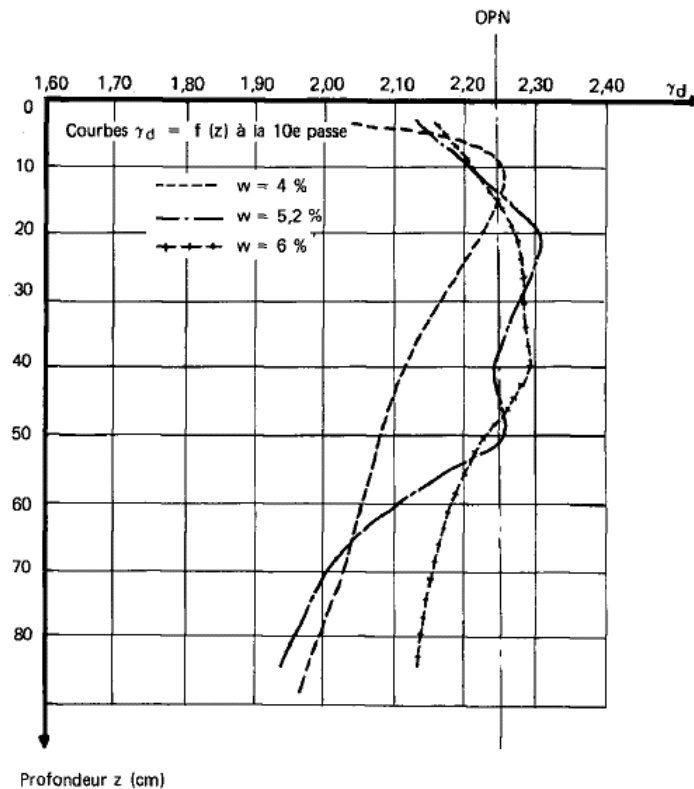


Figure P1-II.1 : Influence de la teneur en eau de compactage (Leflaive et al. 1974).

Selon le guide de chantier- terrassements routiers- contrôle en continu du compactage de SETRA LCPC 1982, le matelassage apparaît au passage des engins de compactage des sols à teneurs en eau élevées (coté humide de l'optimum). La saturation du sol est atteinte au-delà d'une densité seuil et pour éviter l'apparition du matelassage, l'énergie de compactage doit être moyenne ou faible. La solution est de diminuer l'intensité de compactage, scarifier en bonnes conditions météorologiques, traiter à la chaux vive et purger.

Un important matelassage a été observé par Devaux 1984 lors du passage d'un engin (sensible même au pied) sur la chaussée expérimentale Marie Louise. L'idée a été de tester l'aptitude des stériles des mines de potasse d'Alsace à être utilisés en terrassement, en couche de forme et en couche de chaussée lors des chantiers de faible importance. Pour ces types de matériaux, le compactage par vibration provoque une baisse brutale des caractéristiques mécaniques, par cassure de liaisons cristallines fragiles existant déjà entre les grains. Cela se traduit par une chute du CBR immédiat :

- Avant compactage, CBR = 18
- Après 3 passes de compacteurs CBR = 6
- Après 6 passes de compacteur CBR = 2.

Pour un essai de compactage statique permettant l'optimisation de la résistance à la compression de briques de terre compressées en fonction de différents paramètres de fabrication ou de cure, Olivier et Mesbah 1986 présentent une comparaison entre géotechnique routière et construction en terre. Assurer la pérennité de l'ouvrage en terre avec une densification convenable du sol est l'objectif qui est considéré atteint quand la densité réalisée est au moins égale à 95% de la densité sèche à l'OPN pour les remblais et 95% OPM pour les couches de forme de chaussée. La méthode utilisée pour obtenir un bon résultat est d'augmenter le taux de compactage à une teneur en eau constante (w_{01}), par augmentation du nombre de passes du compacteur pour améliorer la densité sèche (Figure P1-II.2). Pour une teneur en eau naturelle (w_{02}) trop élevée, la valeur de la densité sèche peut ne pas être atteinte. L'augmentation de taux de compactage, dans ce cas, risque de mener au point représentant l'état du matériau sur la couche de saturation, d'où le phénomène de matelassage. Comme le matelassage concerne le matériau saturé, l'augmentation du taux de compactage provoque beaucoup plus de matelassage du côté humide de l'optimum que du côté sec. Le matériau sec peut subir un taux de compactage très élevé pour atteindre la saturation.

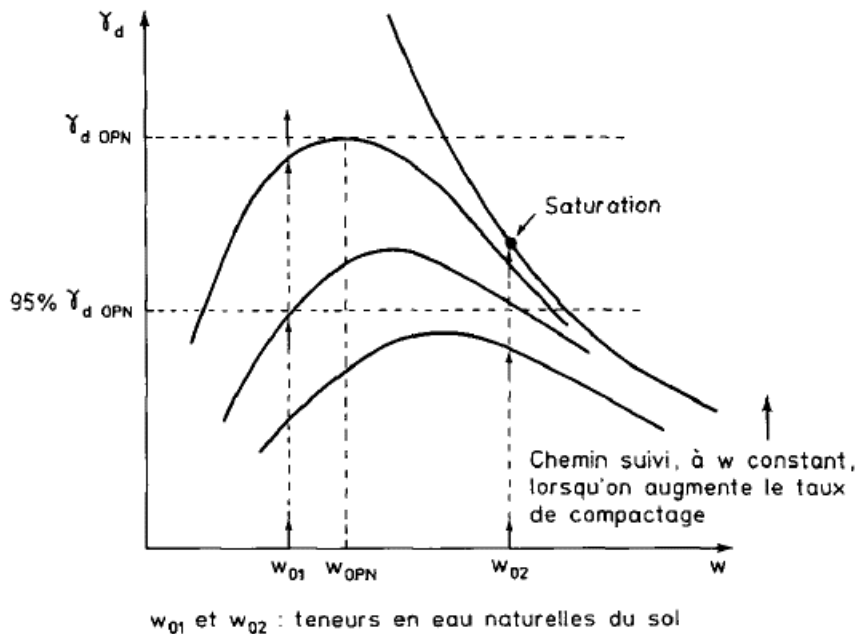


Figure P1-II.2 : Compactage d'un sol en remblai (Olivier et Mesbah 1986).

Pour forger une expérience et pour proposer des méthodologies de dimensionnement, de construction et de contrôle, Delmas 1988 cite les travaux de Puig et Blivet 1973, et présente le succès de la technique de renforcement des ouvrages en terre par géotextile d'un remblai expérimental de l'autoroute A 15. Même si le comportement des ouvrages renforcés par géotextile dépend des conditions de mise en œuvre et du type de sollicitation subite par le

massif, aucun désordre n'a été observé lors de la mise en œuvre, malgré le degré de saturation S_r compris entre 94% et 98% (teneur en eau de la fraction inférieure à 20mm) qui a entraîné un matelassage. Cela peut s'expliquer par le rôle d'un géotextile drainant qui a permis d'empêcher la création de surpressions interstitielles importantes et à faciliter la consolidation du matériau du remblai.

Pour l'étude de la procédure de compactage statique, Mesbah et al. 1999 présentent un essai de laboratoire permettant de fabriquer des échantillons de sols compactés comparables au sol in situ. Afin d'obtenir des informations sur le comportement après compactage, le comportement de l'échantillon au cours de compactage, la teneur en eau optimum de compactage et le chemin de contrainte suivi lors du compactage sont caractérisés. Pendant le compactage, le comportement d'un matériau argileux (au moins 10% d'argile) est très différent d'un matériau pulvérulent. Un sol argileux est très sensible à l'eau et a un comportement en frottement interne et d'interface (exemple sur les parois du moule de l'essai Proctor) très différents du sol pulvérulent. Toutefois, la même procédure est souvent utilisée pour les graves et les sols argileux, même si cela n'est pas approprié pour les sols argileux (l'essai Proctor ne correspond pas à la procédure de compactage appliquée in situ). On arrive à la saturation et au phénomène de matelassage quand on s'approche de la saturation ($S_r > 90\%$), où la densité sèche tend vers une limite quand l'énergie augmente : la densité ne varie quasiment plus lorsque les bulles d'air ont disparu (ou sont sous haute pression). Comme le matériau est compacté à partir d'un état foisonné avec une teneur en eau naturelle ou artificielle. Pendant le compactage, le matériau passe d'un état non saturé vers un état qui peut, à l'extrême, être saturé phénomène de matelassage (phénomène de type consolidation).

Un matelassage traduit par une chute de portance en cours de compactage a été constaté sur des MIOM (grave de mâchefer) humides (guide d'utilisation en travaux publics- graves de recyclage- Graves recyclées de démolition et de mâchefer- version 2- 2005). Cette susceptibilité à l'eau s'explique par une simple mise en saturation. A la différence d'argile, le phénomène disparaît après dissipation rapide de la pression interstitielle, après quelques heures. Trois niveaux d'énergie (faible, moyen et intense) sont distingués pour le compactage. C'est une indication qualitative sur le niveau d'énergie de compactage requis. En général, un compactage correspondant à un niveau d'énergie moyen est suffisant. Pour le mâchefer humide, un compactage faible doit être appliqué pour éviter leur mise en saturation et éviter les phénomènes de matelassage, et un compactage intense est nécessaire pour le mâchefer sec, plus difficile à compacter. Le mâchefer de classe F 61 à l'état humide est sensible à la situation météorologique. Il a une faible portance et est sujet au matelassage, ce qui conduit à déconseiller l'emploi en partie supérieure des terrassements.

En 2008, Camp Devernay cite les travaux de Cabot et Le Bihan 1993 expliquant l'existence d'un état de teneur en eau pour une énergie de compactage donnée, pour lequel la porosité est minimale. Un ajout d'eau au-delà de cet état se traduit par une substitution des particules solides par de l'eau, engendrant une diminution du poids volumique. La branche humide des courbes Proctor est parallèle aux iso-courbes de saturation, ce qui confirme la présence de bulles d'air occluses qui sont difficiles à expulser du fait de la non connexion entre elles. Il y a donc un degré de saturation résiduel en air. Les bulles d'air occluses sont également responsables du matelassage in situ. Le matelassage d'un sol résulte de la compression élastique des bulles d'air qui reprennent leur volume initial après le passage de l'engin. Pour le comportement de la barrière argileuse de couverture soumise au tassement des déchets sous-jacents, des planches d'essais in situ sont mises en œuvre. L'argile est mise en œuvre sur une couche de sable non compacté et très humide, donc déformable lors du compactage de la première couche d'argile. L'emploi d'un compacteur de type pied dameur permet une bonne adhérence entre les couches, contrairement au compacteur lisse qui diminue cette adhérence et pouvant provoquer un décollement entre les couches. A une teneur en eau de 20,5% (wopt +4,5%), la mise en œuvre de l'argile ne pose pas de problème particulier ni de circulation du compacteur, même si le matelassage est plus important. Le compactage est efficace. Les essais de compression simple et triaxiale réalisés sur les prélèvements provenant des planches d'essais montrent que l'augmentation de la teneur en eau de wopt + 3% à wopt + 4,5% engendre une légère évolution des caractéristiques de l'argile. La cohésion non drainée et la résistance en compression diminuent et la rupture par cisaillement est retardée. Même si l'augmentation de la teneur en eau tend à améliorer la déformabilité de l'argile, cela présente d'autres conséquences sur le comportement de l'argile :

- Matelassage plus important lors du compactage.
- Diminution de la résistance en compression.
- Diminution du poids volumique sec (pour une même énergie de compactage).
- Augmentation de la capacité de retrait.
- Diminution de la rigidité de l'argile, donc augmentation de la déformabilité (retardement de l'apparition des fissures : études en laboratoire).
- Diminution de l'endommagement de l'argile soumise à de la flexion.

Dans le Guide pour la réalisation des terrassements des plateformes de bâtiments et d'aires industrielles dans le cas de sols sensibles à l'eau (2009), un phénomène de matelassage a été constaté lors de la mise en œuvre d'un remblai en sol fin avec un degré de saturation élevé. L'air est organisé en bulles et l'eau est devenue compressible. La contrainte appliquée réduit le volume en comprimant l'air (donc en augmentant la pression interstitielle) et dès après le passage du compacteur, le matériau se détend (on a affaire à une sorte de « suspension

hydropneumatique »). Le matelassage correspond au côté humide de l'optimum d'une courbe Proctor, à l'inverse du phénomène d'effondrement sous imbibition des matériaux côté sec.

Selon Nadah 2010, la qualité d'un remblai dépend surtout de la nature des matériaux qui le composent et de leur mise en œuvre. La teneur en eau et le compactage sont les paramètres essentiels pour garantir la portance et la stabilité de l'ouvrage. L'emploi de la craie dans son état naturel et le traitement de la craie avant réalisation du remblai sont rencontrés sur chantier. Etant responsable du phénomène de matelassage qui empêche la traficabilité et le compactage du matériau, la production des fines est à éviter, malgré une forte teneur en eau, grâce à des engins adaptés.

Selon le Guide Technique - Plaine et collines 2014, le matelassage est un problème pouvant intervenir lors du compactage d'un sol et se traduisant par la formation d'une vague au-devant du compacteur. Ce phénomène nuit à l'obtention d'une compacité adéquate. Le compactage du fond de forme demande un bon compactage jusqu'à 98% de l'optimum Proctor modifié (OPM) et demande des points de vigilance comme :

- la réalisation du chantier dans de bonnes conditions météorologiques.
- Maitrise de la profondeur du décaissement et de la création d'épaulements.
- Empêchement d'un sur-compactage du fond de forme qui provoque un matelassage.

Pour l'étude du matelassage d'une argile très plastique compactée, Li 2015 a mis en place un dispositif permettant de faire des cycles de chargement-déchargement. Les essais ont été réalisés pour 10 cycles de contraintes respectivement égales à 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa, et 500 kPa et avec un taux de chargement et de déchargement égal à 0,72%/s. Pour toutes les contraintes étudiées, l'auteur a remarqué que les déformations totale, élastique et plastique augmentent brutalement lors du premier chargement. La déformation plastique revient à une valeur faible et se stabilise après le 3^e cycle. La déformation élastique diminue très peu et la déformation totale augmente au début, puis elle suit la variation élastique (Figure P1-II.3). Pour vérifier que l'air est sous forme des bulles dans les matériaux compactés (w_{OPN-5} , w_{OPN} et w_{OPN+5}), provoquant le phénomène du matelassage, Li 2015 a montré que la valeur de la perméabilité à l'air est quasiment nulle quel que soit la teneur en eau.

Partie 1. Synthèse bibliographique du comportement des sols compactés

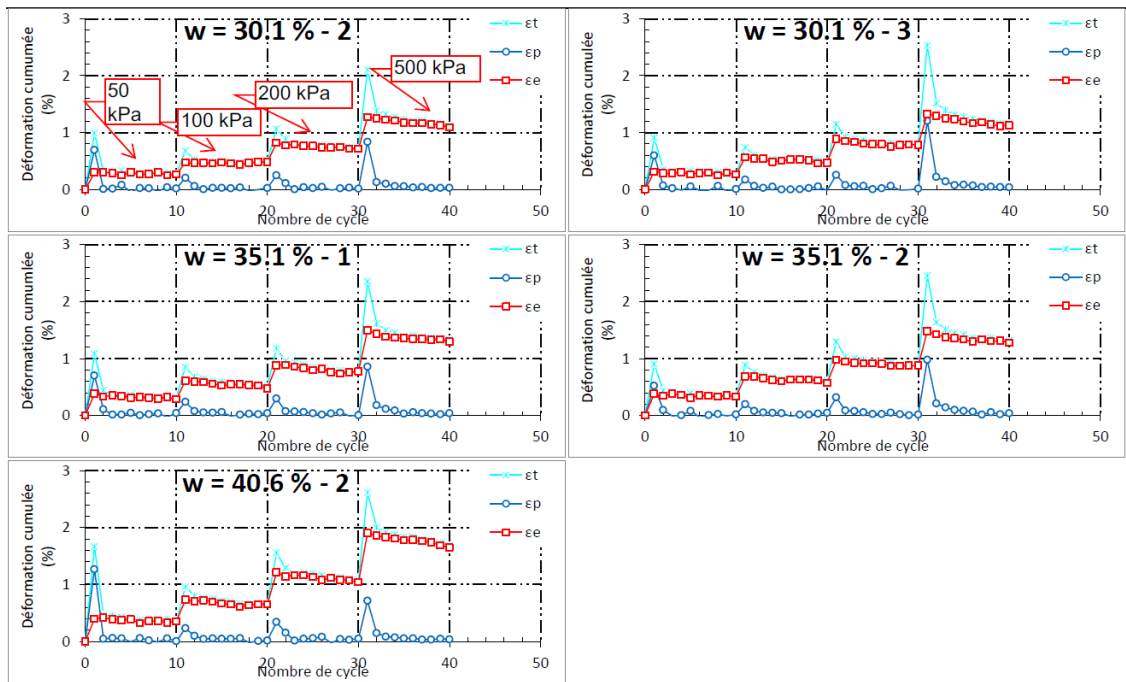


Figure P1-II.3 : Déformations totale (ϵ_t), élastique (ϵ_e) et plastique (ϵ_p) en fonction du nombre de cycle (Li 2015).

II-2. Feuilletage

Le phénomène de feuilletage correspondant à la création des plans de glissement quasi-parallèle (Tomi 1998) a fait l'objet de nombreuses études.

Travaux de Andrieux, Bivert, Dron 1978

Une étude commencée en 1974 sur le mélange de cendres volantes-chaux-phosphogypse a été réalisée dans le but d'utiliser de la chaux (au lieu de ciment) pour bénéficier du pouvoir pouzzolanique des cendres volantes, d'augmenter les délais de compactage et d'optimiser le dosage en phosphogypse pour obtenir des résistances mécaniques plus élevées. Les essais ont été réalisés sur les deux machines de fatigue du Laboratoire de Lille suivant le procédé utilisé pour l'étude des graves traitées aux liants hydrauliques. Les éprouvettes prismatiques sont de forme pseudotrapézoïdale, de 480 mm de hauteur, moulées par vibro-compression, et sont conservées dans des étuis étanches, en enceinte à température et hygrométrie constantes ($20\text{ °C} \pm 2^\circ$, 85% d'humidité). Avant d'être soumises aux essais, à 180 jours d'âge, une vérification de leur densité et leur homogénéité. Des éprouvettes fabriquées sont soumises à :

- des essais statiques de traction par flexion pour définir la résistance à la traction par flexion et le module d'Young (statique).
- des essais dynamiques avec une sollicitation du type sinusoïdal, imposant ainsi à chaque face de l'éprouvette, alternativement, une contrainte de traction et de compression autour d'une moyenne nulle. La fréquence de sollicitation est égale à 50 Hz. Les essais sont réalisés à contrainte imposée et constante.

Les résultats montrent une grande dispersion qui peut être due à des amorces de rupture résultant du compactage. Deux phénomènes sont en effet observés :

- dans de nombreux cas, la rupture prend un aspect conchoïdal, révélant l'existence d'un bulbe de pression à proximité de la grande base de l'éprouvette, éventuellement résultant de l'application de l'effort statique au moment du compactage (Figure P1-II.4a).
- dans certains cas, la rupture révèle une gaine feuilletée sur le pourtour de l'éprouvette, vraisemblablement due au frottement du matériau sur les parois du moule lors du compactage. Ce feuilletage peut être rapproché de celui observé sur chantier lorsque des cendres volantes - chaux - phosphogypse sont rapportées en fines couches lors du compactage pour des nécessités de nivellement (Figure P1-II.4b).

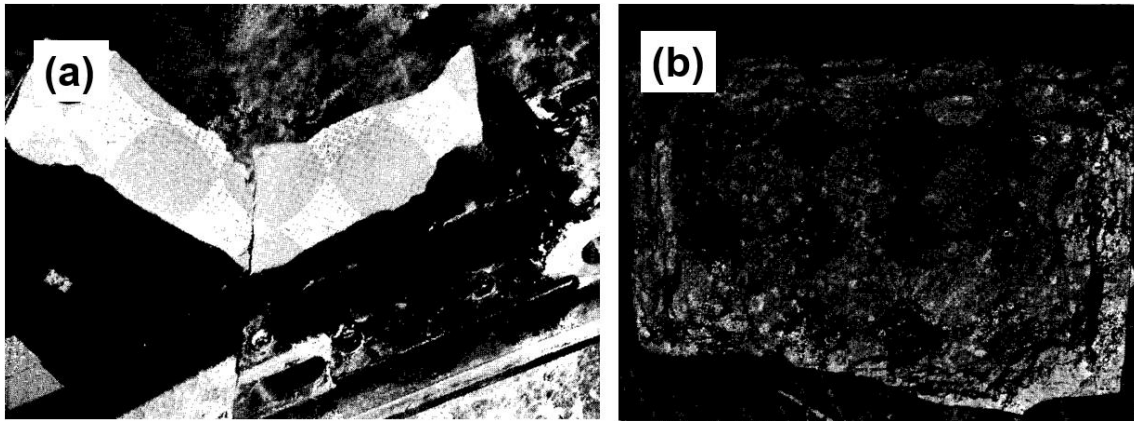


Figure P1-II.4 : (a) Rupture conchoïdale à la base d'une éprouvette de fatigue, (b) feuilletage sur le pourtour d'une éprouvette de fatigue (Andrieux, Bivert, Dron 1978).

Travaux de Quibel (Bulletin de liaison des LPC - Novembre 1978)

Deux remblais expérimentaux de dimensions réduites (longueur : 10 m, largeur : 4 m en tête et hauteur : 2 m) ont été construits en utilisant du phosphogypse. Le premier remblai représente un remblai bien compacté dont sa masse volumique atteint en moyenne 100 % de γ_{dOPN} . Le second remblai est simplement roulé au chargeur d'une masse volumique de 92% de γ_{dOPN} représentant le cas d'un remblai mal compacté. Le compactage du premier remblai, a été réalisé au moyen d'un rouleau vibrant de 32 kg/cm de génératrice permettant d'obtenir 100% de la masse volumique OPN après 16 passes (Figure P1-II.5).

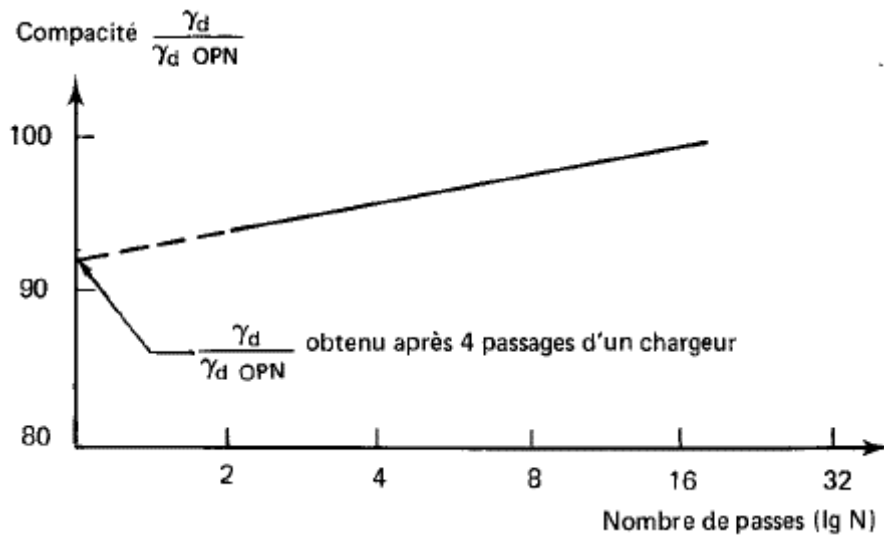


Figure P1-II.5 : Evolution de la compacité moyenne sur le premier remblai (Quibel 1978).

Le compactage s'accompagne d'un gradient de densité très prononcé à chaque couche, comme le montre le profil moyen des masses volumiques sèches des remblais terminés (Figure P1-II.6). La Figure P1-II.7 présente l'important feuilletage apparu au début du compactage.

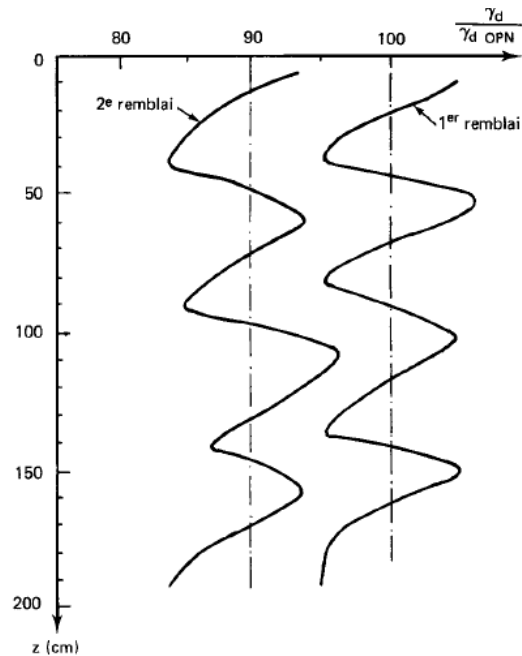


Figure P1-II.6 : Evolution de la compacité en fonction de la profondeur sur les deux remblais (Quibel 1978).



Figure P1-II.7 : Feuilletage lors des premières passes du compacteur vibrant (Quibel 1978).

Travaux de Rigot (1984)

Les travaux de Rigot 1984 portent sur l'étude d'une planche expérimentale dont la structure est entièrement composée de limon traité. La Figure P1-II.8 présente la courbe granulométrique du limon et pour une limite de plasticité environ égale à 8%. Selon la vérification en laboratoire, les bonnes performances sont obtenues avec 1,5 % de chaux et 6 % de ciment. L'auteur a observé, même avec des matériels très performants, une difficulté de compactage et une apparition des phénomènes de feuillement en surface et en fin de compactage.

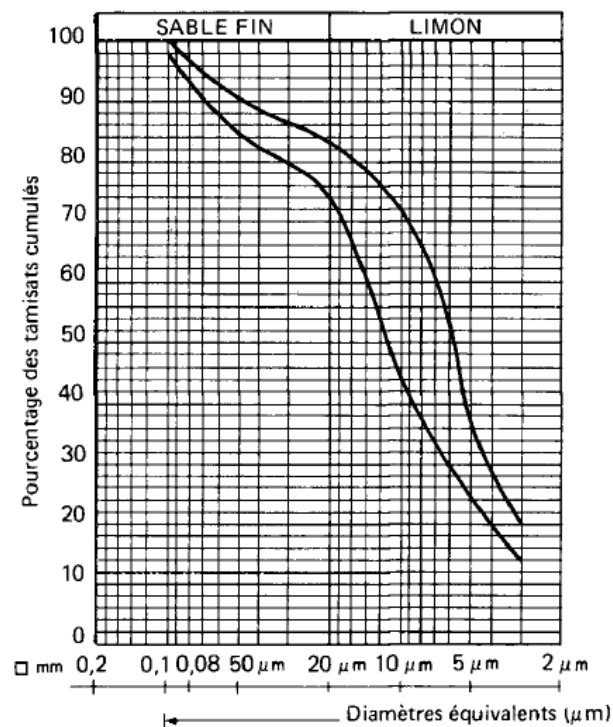


Figure P1-II.8 : Analyse sédimentométrique du limon éolien (Rigot 1984).

La Figure P1-II.9 présente le feuillement de la couche supérieure (environ 5 cm) de limon traité et compacté par un compacteur vibrant lourd qui était supposé capable de fournir des densités fond de couche proche de la densité moyenne de la couche. En effet, ce feuillement en surface des couches de limon traité ne permet pas un bon collage avec les couches sus-jacentes (base et roulement).



Figure P1-II.9 : Feuilletage de la couche de limon traité (Rigot 1984).

Travaux de Dandjinou (CER 1988)

D'après l'auteur, le feuilletage est une création de contraintes tangentiels à distribution non uniforme sur une épaisseur du matériau, qui se manifeste par une création d'écailles, des pastilles ou des lames minces à la surface feuilletante ; sous deux types : le feuilletage de surface (de 4 mm à 8 mm), et le feuilletage en profondeur (sur toute l'épaisseur compactée). Toutes natures de sols sont susceptibles de feuilletter, comme les sols fins, les limons (traités à la chaux), et aussi les graves (traités au ciment), montrés par la Figures P1-II.10.



Figure P1-II.10 : Feuilletage (a) d'un limon traité à la chaux et (b) d'une grave traitée au ciment (Dandjinou 1988).

Le programme expérimental mis au point par l'auteur consiste à effectuer un compactage manuel et de repérer les conditions d'apparition du feuilletage en utilisant un bac (60 x 40x 10 cm³) et un rouleau de compactage (diamètre 9 cm, largeur 29 cm, poids 4 kg), équipé d'un dispositif de vibration et de fixation de lest (Figure P1-II.11).

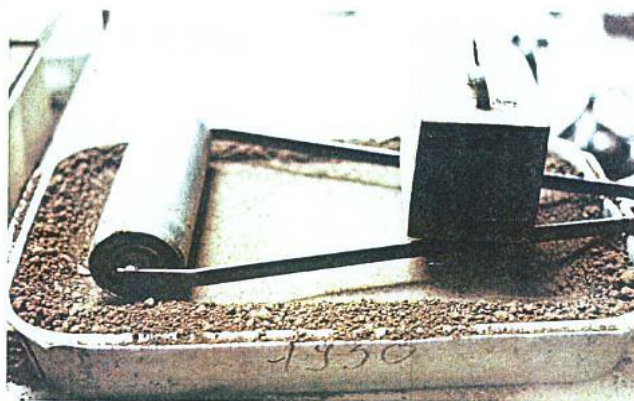


Figure P1-II.11 : Dispositif de compactage (Dandjinou 1988).

Des limons et des sables, matériaux considérés initialement comme « feuilletants » ; et aussi un sable B₂ (légèrement argileux) et un sable traité à la bentonite comme étant considérés initialement des matériaux « non feuilletants » ont été testés. Les résultats des essais sont présentés selon la teneur en eau, la masse du rouleau, l'apparition (ou non) du feuilletage et le nombre de passes correspondant. L'apparition du feuilletage de surface (4 mm à 8 mm) a été trouvé sur tous les matériaux (avec des teneurs en eau proche de la teneur en eau W_{OPN}),

sauf sur les deux matériaux considérés initialement non feuilletants. La figure P1-II.12 présente les courbes de la variation du nombre de passes à l'apparition du feuilletage en fonction de l'écart de la teneur en eau par rapport à l'OPN ou l'OPM. Les courbes montrent que le phosphogypse, le sable de Bresse ainsi que le sable de Loire résistent au feuilletage à une teneur en eau élevée. Le nombre de passes de l'apparition du feuilletage augmente avec la teneur en eau. Par contre, le sable de Fontainebleau (sable fin) et les limons A et B, feuilletent rapidement à une teneur en eau élevée. L'apparition du feuilletage peut donc être fonction de la granulométrie du matériau.

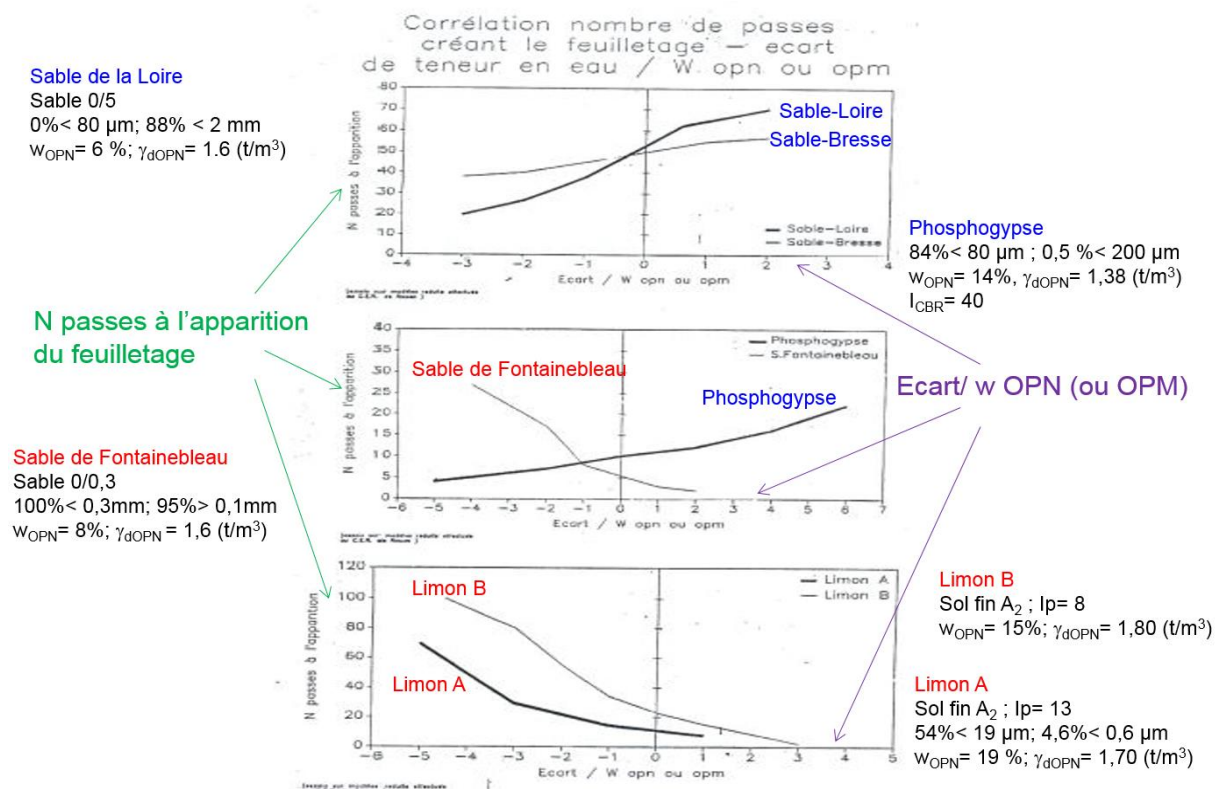


Figure P1-II.12 : Nombre de passes créant le feuilletage en fonction de de l'écart de la teneur en eau par rapport à w_{OPN} ou w_{OPM} (Dandjinou 1988).

La Figure P1-II.13 présente l'effet de la masse du rouleau dans le cas du sable de Bresse. La courbe montre que le nombre de passes critique augmente si la masse du rouleau diminue. Donc, pour éviter le feuilletage, il faut utiliser une masse légère, dont l'inconvénient est que la compacité serait moins bonne.

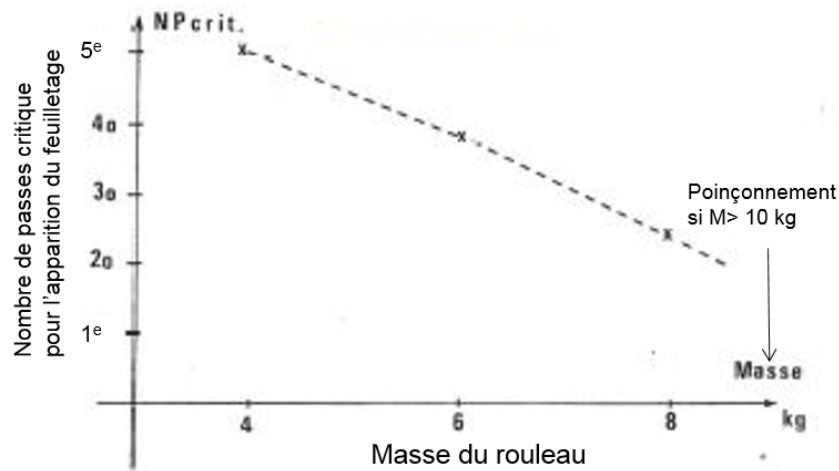
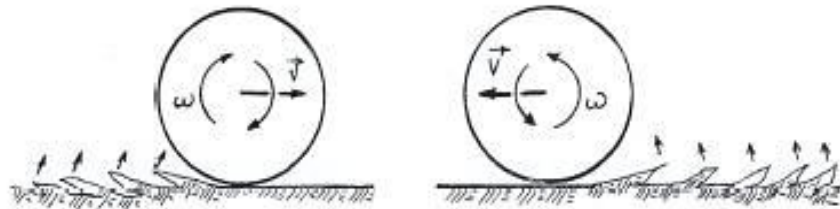


Figure P1-II.13 : Effet de la masse du rouleau dans le cas du sable de Bresse (Dandjinou 1988).

Diverses observations ont été mentionnées, comme l'apparition d'une plaque de sol mobile (de 4 à 6 mm d'épaisseur et de dimensions égales à 18x30 cm²) pour les sables. Ces dimensions (18x30 cm²) est équivalent au double du diamètre fois la largeur du rouleau pour le sable de Fontainebleau. Par ailleurs, l'apparition d'écaillés et de pastilles des limons est considérée comme un effet de collage du matériau sur la bille, et est liée à une forte teneur en eau. Pour le sens d'ouverture des feuillets, il est opposé à celui du dernier passage du rouleau comme ceux présentés par la Figure P1-II.14.



Figures P1-II.14 : Sens d'ouverture des feuillets (Dandjinou 1988).

Suivant les résultats observés, le phénomène de feuilleteage est dû au déséquilibre entre la sollicitation appliquée (suivant l'adhérence du rouleau) et la sollicitation admissible par le matériau. Ce dernier est fonction des caractéristiques du matériau (granulométrie, teneur en eau, indice de plasticité ...).

Selon l'auteur, lors de l'avancé du rouleau, il plastifie le sol suivant un champ défini par 3 parties : partie active (état de contrainte de Rankine actif : Etat de poussée), partie passive (état de contrainte de Rankine passif : Etat de butée), et partie intermédiaire (état de contrainte intermédiaire), qui sont présentées par la Figure P1-II.15.

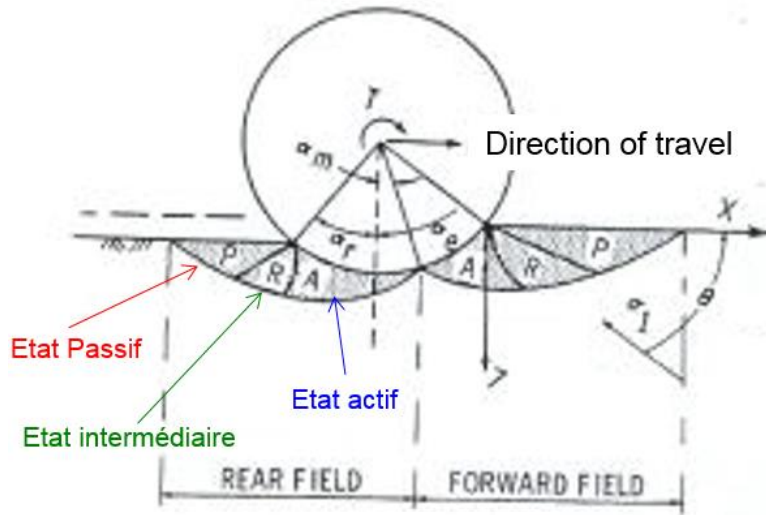


Figure P1-II.15 : Schéma d'équilibre plastique du matériau sous un rouleau (Dandjinou 1988).

Une modélisation aux éléments finis à l'aide du programme COMPLAST a permis de calculer la somme des efforts tangentiels et les comparer à la résistance mobilisable pour chaque ligne de glissement. Si la valeur de la somme des efforts tangentiels est supérieure à la résistance mobilisable sur une ligne, la rupture est donc suivant cette ligne. Dans le cas où ces efforts sont négligeables par rapport à la résistance mobilisable sur plusieurs lignes, la rupture serait suivant la ligne la plus proche de la bille. Pour cela, le programme a permis de donner un ordre d'idée de l'épaisseur de sol feuilletant.

Pour cela, l'auteur a proposé différentes solutions de traitements des sols feuilletants à tester sur chantier comme :

- La pulvérisation d'eau pour les matériaux pulvérulents tels que les sables (traitement déconseillé pour les argiles).
- L'épandage de matériau écran comme le sable pour les limons.
- Le traitement aux matériaux argileux (bentonite).

Travaux de Tomi (1998)

Le sol présente un feuilletage lorsqu'il contient dans toute ou une partie de sa masse une succession de plans de glissement quasi-parallèles et serrés. Ce phénomène est généralement causé par les efforts de sollicitation de l'engin de compactage et par la nature, l'état, l'hétérogénéité et les caractéristiques mécaniques du sol. La Figure P1-II.16 présente un feuilletage d'une planche expérimentale (CER de Rouen) réalisé par un limon traité à la chaux.

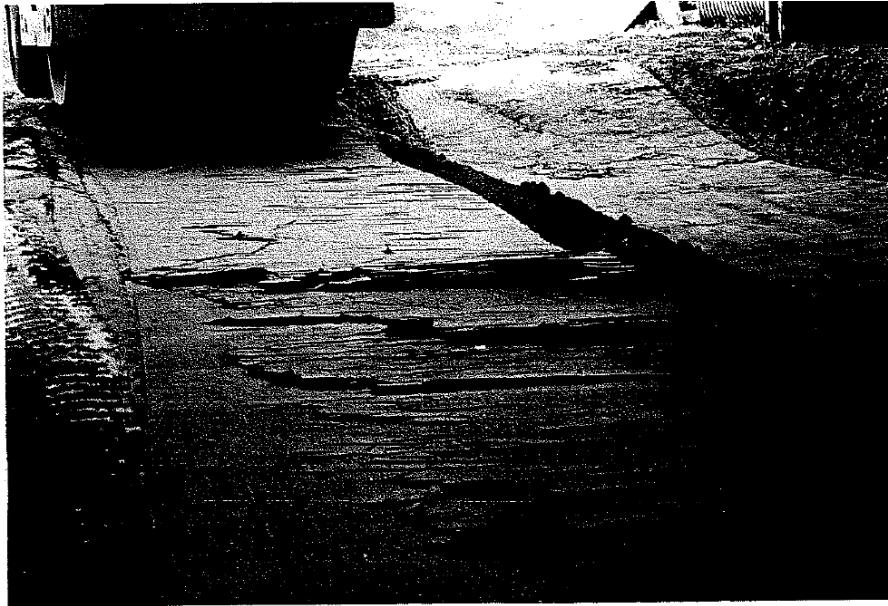


Figure P1-II.16 : Feuilletage d'une planche expérimentale (CER de Rouen, juillet- août 1998) réalisé par un limon traité à la chaux (Tomi 1998).

Nombreux paramètres peuvent engendrer l'apparition du feuilletage comme :

- La sollicitation de compactage : les contraintes importantes de cisaillement induites par les engins de compactage, qu'ils soient statiques ou vibrants, sont l'une des causes de l'apparition du feuilletage
- La nature du sol : diverses études expérimentales menées au Centre d'Expérimentation Routière de Rouen ont données les constats de sensibilité des sols au feuilletage suivants : les sols fins plastiques et les sables argileux sont très sensibles, les sols fins peu plastiques et les sols sableux propres à granularité serrée sont moyennement sensibles, les sols sableux propres à granularités étalée sont peu sensibles et les sols granulaires propres et les sols contenant des gros éléments sont peu sensibles.
- L'état hydrique du sol : pour les sols fins, sableux, argileux ou limoneux, et les sols sableux propres à granularité serrée ; la sensibilité au feuilletage augmente avec la

teneur en eau. Inversement pour les sols sableux propres (à granularité étalée et continue) et pour les sols granulaires propres, la sensibilité au feuilleteage diminue avec la teneur en eau.

- Les caractéristiques mécaniques du sol : le risque de feuilleteage est important lorsque les caractéristiques du sol sont faibles. Plus la cohésion et l'angle de frottement interne du sol sont faibles, plus le risque d'apparition du feuilleteage est grand.

Pour remédier au phénomène, plusieurs solutions sont proposées comme le traitement superficiel du sol (cloutage, humidification...), le rabotage et l'association d'engins de compactage.

D'après le Guide technique : traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques- Application à la réalisation des remblais et des couches de forme (2000)

Le feuilleteage est un réseau de fissures sensiblement horizontales, généré souvent à la partie supérieure de la couche (sur 2 à 5 cm de profondeur voire plus suivant les sols et les ateliers) lors du compactage. Dans le cas des sols traités, ce phénomène a un effet défavorable.

Les facteurs favorables au développement du feuilleteage par le compactage sont :

- l'uniformité granulométrique des sols traités, essentiellement quand le D₅₀ est comprise entre 50 et 200 µm et surtout quand l'état hydrique se rapproche de l'état «sec» (sols de classes A₁, B₁, B₂, B₅ et D₁).
- l'utilisation de cylindres vibrants lourds à bandage lisses (classes V₄ et V₅).

La méthode recommandée consiste, à l'élimination de la partie de la zone feuilletée produite par le compactage partiel, puis à une réalisation d'un compactage final avec des compacteurs à pneus de la classe P₃.

II-3. Orniérage

L'orniérage représente une déformation permanente de sol (plasticité) due à des sollicitations.

L'essai d'orniérage est défini par la norme NF EN 12697 – 22. Cet essai consiste à caractériser la résistance à l'orniérage dans les conditions comparables aux sollicitations sur la route. Le principe repose sur la mesure de la profondeur de l'ornière en fonction du nombre de cycles.

Paute et Le Fort 1984 ont décrit un appareil triaxial à chargements répétés, mis au point dans le réseau des Laboratoires des Ponts et Chaussées et notamment plus destiné aux études de sollicitation d'éprouvette à des niveaux de contraintes comparables à ceux induits par le trafic dans le corps de chaussées.

La figure P1-II.17 montre que pour un matériau granulaire :

- 1 - La rigidification du matériau croît lorsque les contraintes augmentent,
- 2 - Le matériau n'est pas élastique, puisque la courbe de décharge est située sous la courbe de chargement, ce qui implique une dissipation d'énergie pendant le cycle charge, décharge proportionnelle à l'aire comprise entre les deux courbes.
- 3 - La déformation permanente, autre aspect de la non élasticité, croît avec le nombre de chargements.

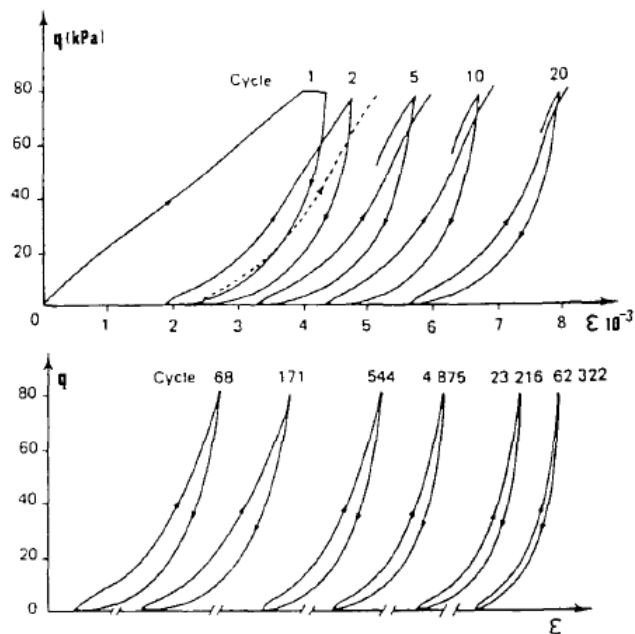


Figure P1-II.17 : Courbes effort-déformation obtenues lors d'un essai à contrainte latérale variable (Martinez 1980, cité par Paute et Le Fort 1984).

Les courbes d'iso-déformations permanentes établies dans le plan p, q montrent que pour une étreinte latérale donnée, ce sont les graves alluvionnaires étudiées qui peuvent supporter un déviateur plus élevé (Figure P1-II.18).

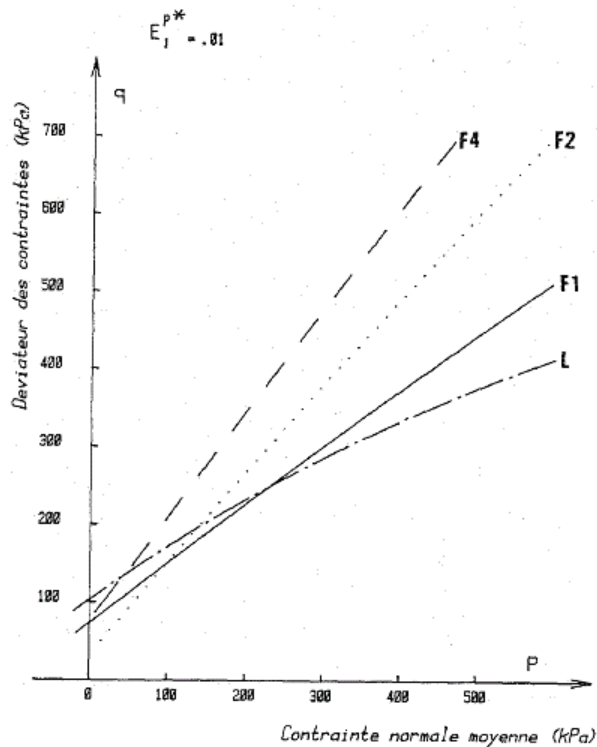
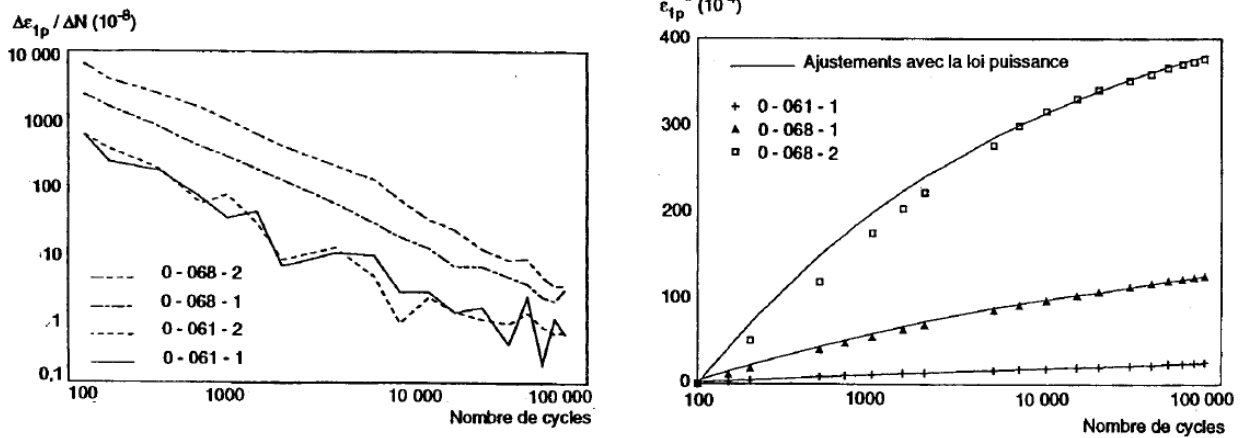


Figure P1-II.18 : Courbes d'iso-déformation permanente, $e_1^{p*} = 0,01$, pour les différentes GNT (Paute et Le Fort 1984).

Hornych et al. 1993 ont présenté une étude de l'influence de différents paramètres (type de matériau, sollicitations, teneur en eau) sur les déformations permanentes par des essais triaxiaux cycliques effectués sur trois graves non traitées pour étudier l'orniérage. L'étude a été réalisée sur trois graves de nature minéralogique différente (granité, calcaire dur, calcaire tendre). Les essais ont montré que les déformations permanentes dépendent très fortement de la teneur en eau et qu'elles tendent à se stabiliser après quelques dizaines de milliers de cycles de chargement. De plus, il a été observé, dans tous les essais, une augmentation de la rigidité (donc du module d'élasticité) des graves avec le nombre de cycles (Figures P1-II.19 et P1-II.20).



Figures P1-II.19 : Courbes de variation de $\ln (\Delta \epsilon_{1p} / \Delta N)$ en fonction de $\ln N$ et résultats donnés par la loi puissance de la grave de Poulmarch (Hornych et al. 1993).

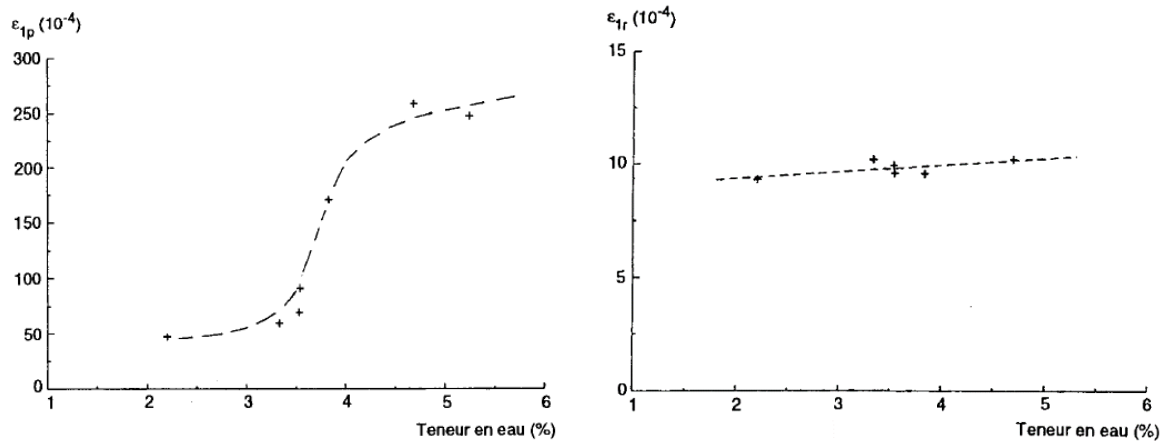


Figure P1-II.20 : Influence de la teneur en eau sur les déformations permanentes axiales (ϵ_{1p}) et déformations réversibles axiales (ϵ_{1r}) à 80 000 cycles de la grave de Poulmarch (Hornych et al. 1993).

Paute et al. 1994 ont décrit un appareil triaxial à chargements répétés permettant de faire d'essais normalisés pour la caractérisation des gravaes non traités (Figure P1-II.21).

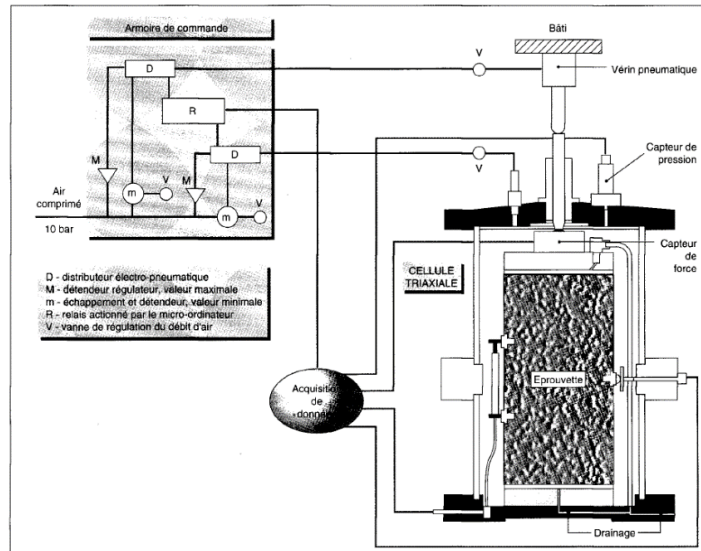


Figure P1-II.21 : Schéma de fonctionnement de l'appareil triaxial à chargement répétés LPC (Paute et al. 1994).

Sous des chargements cycliques à contraintes imposées (Figure P1-II.22), tels que ceux correspondant au trafic routier, les déformations de la structure granulaire dépendent des déformations élémentaires suivantes :

- déformation élastique (ou réversible) de chaque particule,
- glissements (irréversibles) entre particules, et
- déformations (irréversibles) dues à l'éclatement des grains et à l'attrition.

Sous chargements cycliques, ces matériaux présentent des déformations réversibles, enregistrées après chaque cycle et des déformations permanentes, qui s'accroissent lorsque le nombre de cycles augmente, comme indiqué sur la Figure P1-II.22. Pour des niveaux de contraintes éloignés de la rupture du matériau, on peut distinguer deux stades :

- au début des chargements, la déformation permanente (irréversible) augmente rapidement et la déformation réversible diminue (la rigidité du matériau augmente) ;
- après un certain nombre de chargements, généralement compris entre 5 000 et 20 000, la déformation permanente tend à se stabiliser (phénomène d'accommodation) et le comportement du matériau peut être considéré élastique.

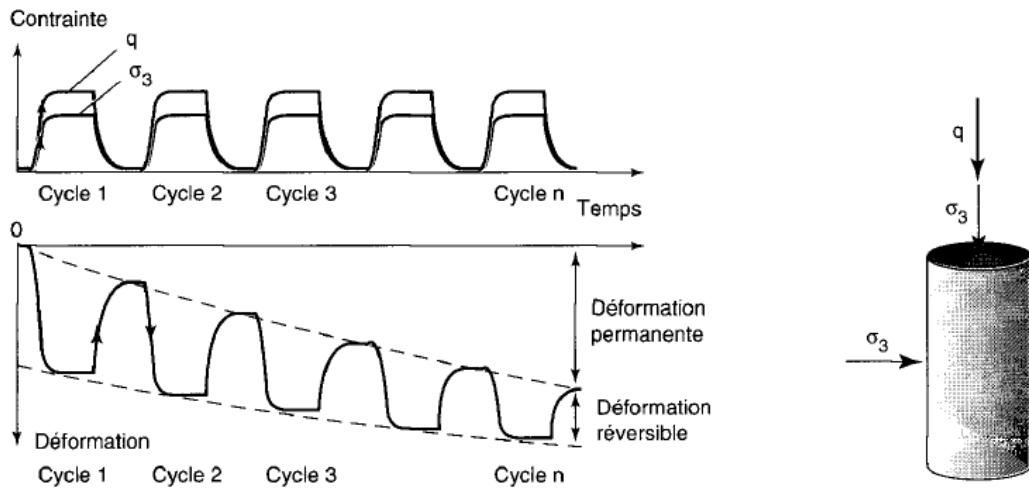


Figure P1-II.22 : Déformation d'un matériau granulaire (Paute et al. 1994).

Un exemple typique d'évolution des cycles contraintes-déformations au cours d'un tel chargement est présenté par la Figure P1-II.23. La figure montre qu'après 15 000 cycles de chargement l'hystérésis diminue fortement, et le comportement de la grave s'approche de plus en plus d'un comportement élastique. Toutefois, ce comportement élastique est non linéaire (la rigidité du matériau augmente lorsque les contraintes augmentent).

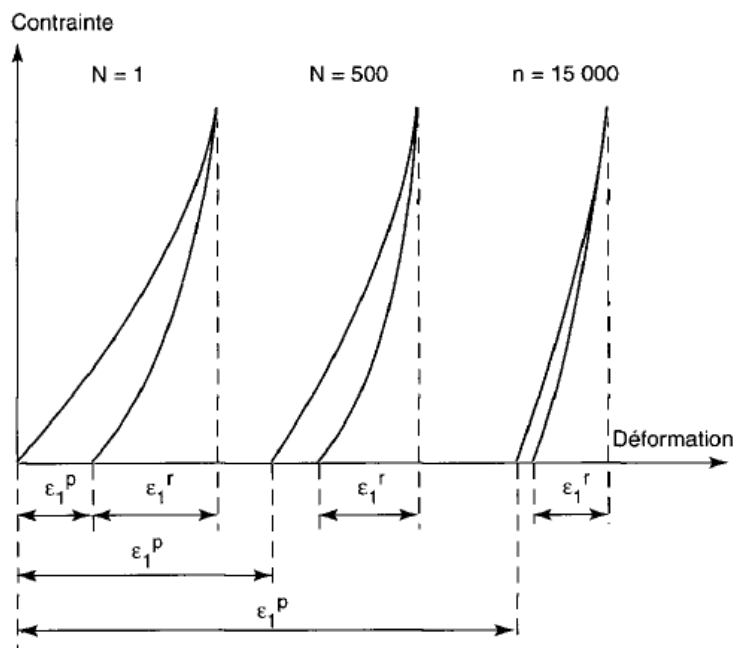


Figure P1-II.23 : Evolution du cycle contrainte-déformation au cours des chargements (Paute et al. 1994).

Corté et al. 1998 ont présenté des études expérimentales sur l'orniérage des enrobés de surface avec le manège d'essai du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) à Nantes. Des essais de laboratoire ont été aussi réalisés dans le but d'estimer leur caractère sélectif ou prédictif d'un comportement réel à l'orniérage, évalué par le manège. Ces essais comportent l'essai à la presse à cisaillement, l'essai de fluage dynamique par cycle de chargement, l'essai de compression répétée et l'essai de simulation à l'orniéreur LCP. L'objectif des essais est d'étudier le développement de l'orniérage suivant le liant et les sollicitations dues au trafic. Pour cela, la reconstitution granulométrique et la granularité des enrobés testés sont données par les Tableaux P1-II.1 et P1-II.2.

Fraction	10/14	6/10	2/6	0/2	Filler	Bitume
GB 0/14 en assise	Nouveau 28	Nouveau 17	Nouveau 21,5	Nouveau 31	2,5	35/40 4,6
Enrobé de référence 1992	Cusset 27,5	Cusset 23	Cusset 16	Cusset 32	1,5	50/70 5,7
1993	Nouveau 23,5	Nouveau 21	Nouveau 21	Cusset 33	1,5	5,5
1994	23	22	18	36	1	5,8

Tableau P1-II.1 : Reconstitution granulométrique des enrobés.

Tamis (mm)	Passant (%)				
	14	10	6	2	0,08
GB 0/14	96	74	56	33	7,5
BB de référence 1992, 1993	99	80	54	35	7,6
1994	97	78	58	38	7,9

Tableau P1-II.2 : Granularité des enrobés.

Dans une plage de 28% à 36% de pourcentage de sable broyé, la Figure P1-II.24 montre son influence sur l'orniérage de l'enrobé de référence. Les résultats montrent qu'en dessous de 30% de sable, l'enrobé présente une assez bonne résistance à l'orniérage, puisque l'essai est 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 croissance de façon importante de la sensibilité à l'orniérage.

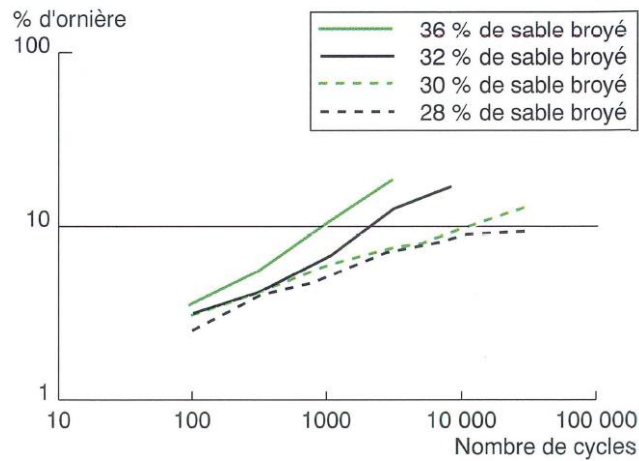


Figure P1-II.24 : Influence du dosage en sable pour les essais à l'ornièrre LPC (Corté et al. 1989).

Par la suite, a été testé le comportement des enrobés sur le manège de fatigue de LCPC (Figure P1-II.25). Le rayon de rotation des charges est réglable entre 15, 50 et 19,50 m par pas de 0,50 m, le poids réglable est compris entre 90 et 150 kN, et la vitesse maximale est de 100 km/h. La Figure P1-II.26 présente les conditions de chargement sur le manège.



Figure P1-II.25 : Manège et dispositif de chauffage (Corté et al. 1989).

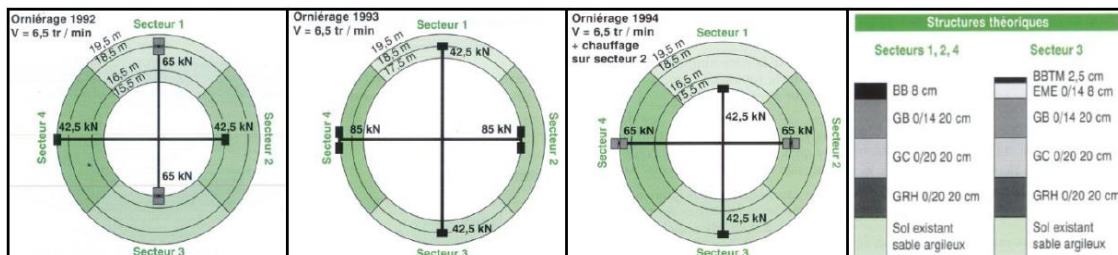


Figure P1-II.26 : Conditions de chargement (Corté et al. 1998).

Trois types de trains de roulement sont utilisés pour l'étude de l'évolution de l'ornière. Il s'agit d'une roue simple large, d'un jumelage type et d'un tandem à roues simples larges. La Figure P1-II.27 montre l'ornière obtenue sur l'enrobé de référence sous une roue simple large et sous l'action de jumelage type.

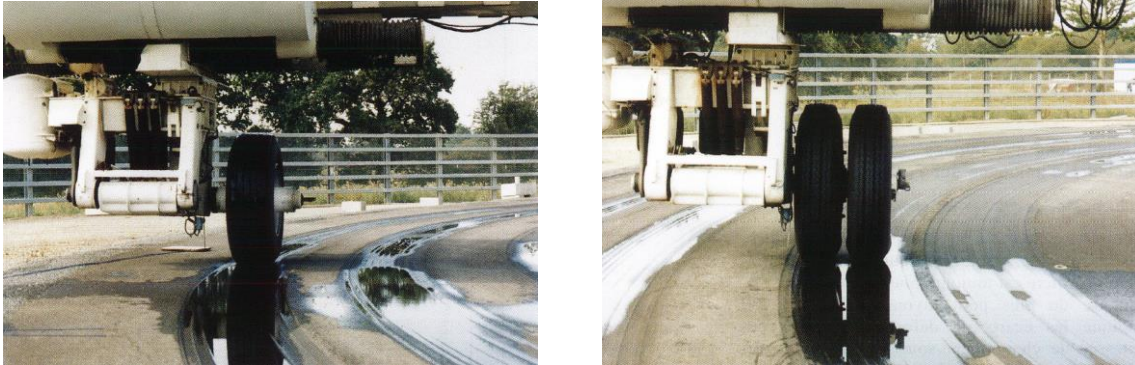


Figure P1-II.27 : Evolution d'ornière sous une roue simple large et sous un jumelage type (Corté et al. 1998).

Pour le béton bitumineux de référence, les écarts de déformations pour des vitesses de chargement et sous l'effet de la roue simple large et du jumelage, sont donnés par le Tableau P1-II.3.

Les résultats (Tableau P1-II.4) montrent que la roue simple large est toujours plus agressive que le jumelage pour une pression de contact de 0,67 et 0,57 MPa. En outre, comme la différence mesurée sur l'enrobé témoin est inférieure au millimètre, il est difficile de conclure à une différence significative entre les deux types de chargement tandem et roue isolée.

Train de roulement	Roue simple large			Jumelage		
	Vitesse (km/h)	47,7	42,9	40,4	47,7	40,4
1992		9,1		12	5,8	8,7
1993		4,5		7		
1994		8		12,5	7,1	9,6

Tableau P1-II.3 : Profondeurs d'ornière (mm) après 100 000 chargements sur le béton bitumineux de référence pour des vitesses et des trains de roulement différents (Corté et al. 1998).

Expérimentation	Roue simple large	Jumelage type	Tandem à roues simples larges
1992	10	6,8	
1993	4,9		5,8
1994	9,5	8	

Tableau P1-II.4 : Profondeurs d'ornièrre (mm) après 100 000 chargements sur l'enrobé de référence pour les trois trains de roulement à 45 km/h (Corté et al. 1998).

Gidel et al. 2001 ont présenté une nouvelle procédure d'essai, qui permet d'étudier l'évolution des déformations permanentes pour une large gamme de niveaux de contraintes, avec un nombre réduit d'essais, et d'en déduire des lois de variation des déformations permanentes en fonction des contraintes. La nouvelle procédure est appliquée à l'étude de deux graves non traitées sous sollicitation cyclique utilisant un appareil triaxial à chargement répétés (Figure P1-II.28).

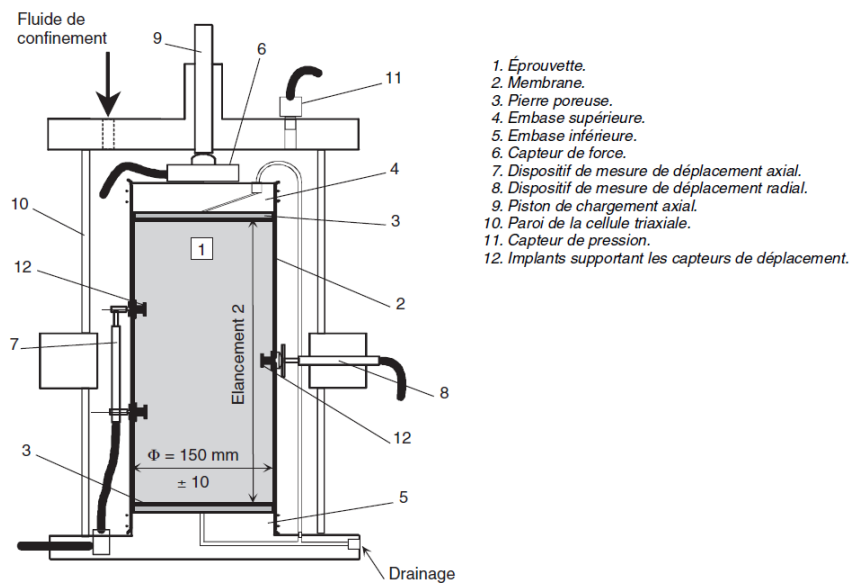


Figure P1-II.28 : dispositif triaxial à chargements répétés et dispositifs de mesure des déformations (Gidel et al. 2001).

Deux modes de chargement ont été étudiés : chargement à un seul niveau de contraintes (Figure P1-II.29) et chargement à cinq niveaux de contraintes croissants (Figure P1-II.30). Les résultats ainsi obtenus permettent de proposer une relation empirique, décrivant l'évolution des déformations permanentes axiales en fonction des contraintes maximales appliquées et du nombre de cycles de chargement (Figure P1-II.31).

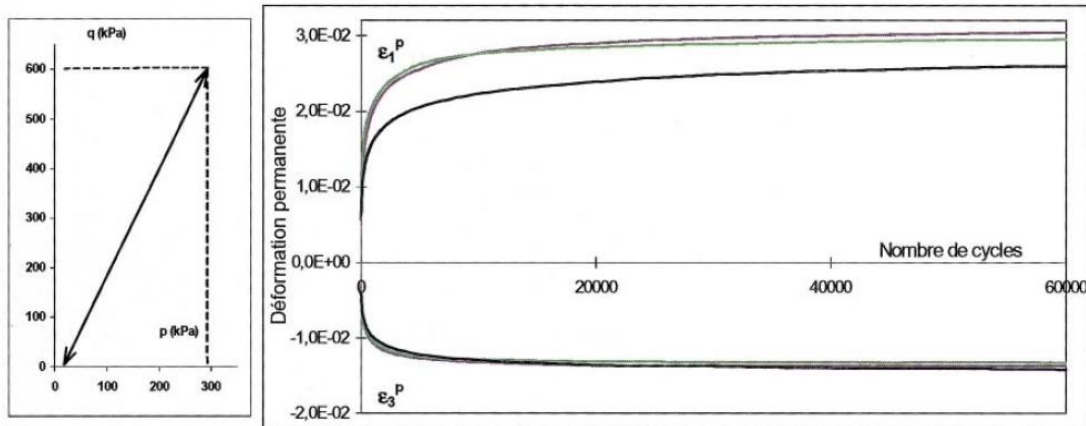


Figure P1-II.29 : Chargement à un seul niveau de contraintes (Gidel et al. 2001).

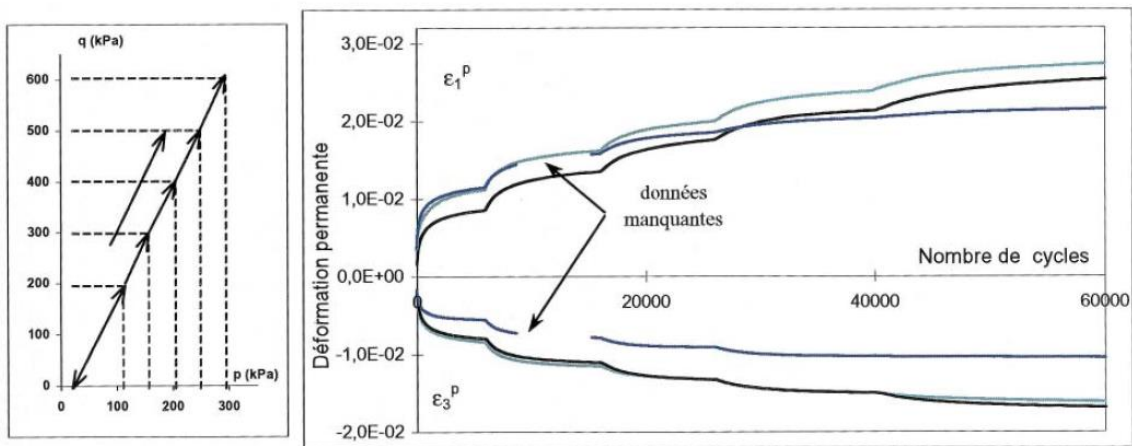


Figure P1-II.30 : Chargement à cinq niveaux de contraintes croissantes (Gidel et al. 2001).

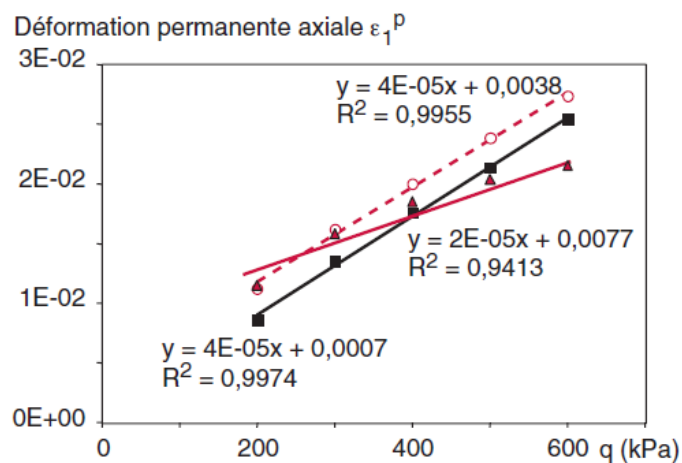


Figure P1-II.31 : Evolution de la déformation permanente axiale en fin de palier en fonction de q (cas de chargement à cinq niveaux de chargements) (Gidel et al. 2001).

Li (2015), a réalisé plusieurs séries d'essais en laboratoire de chargement cyclique sur un chemin K_0 tout en contrôlant l'enfoncement du piston, ou à la fois l'enfoncement du piston et la contrainte. La Figure P1-II.32 montre le dispositif expérimental utilisé. L'objectif des essais était de reproduire le phénomène observé in-situ comme la création des déformations plastiques et élastiques lors du passage d'un engin de compactage.

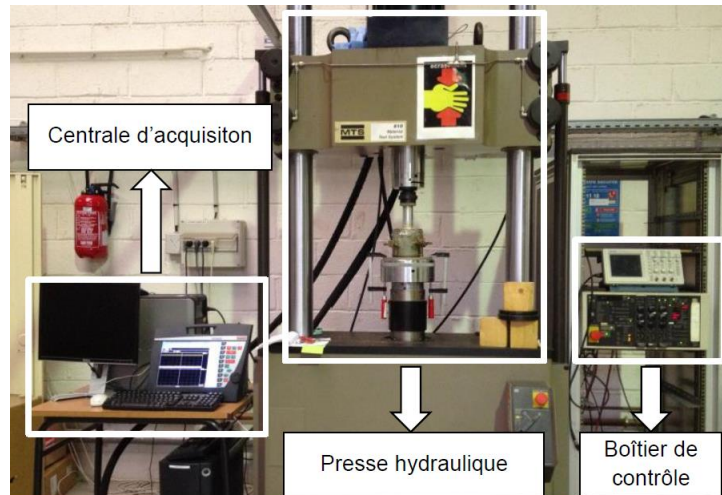


Figure P1-II.32 : Dispositif expérimental pour le test d'orniérage (Li 2015).

L'auteur a montré que :

- L'enfoncement du premier cycle de chargement est très important et représente un pourcentage significatif de l'enfoncement cumulé (Figure P1-II.33).
- La teneur en eau (ou la succion) influence essentiellement le comportement du sol compacté. Le module sécant (E_{sec}) (Figure P1-II.34) et la résistance maximale diminuent de façon importante lorsque la teneur en eau de compactage augmente.
- Les autres paramètres peuvent également influencer l'enfoncement du sol. L'enfoncement relatif augmente de façon importante lorsque la contrainte augmente, mais il diminue avec l'augmentation de la fréquence et l'augmentation de la densité sèche.

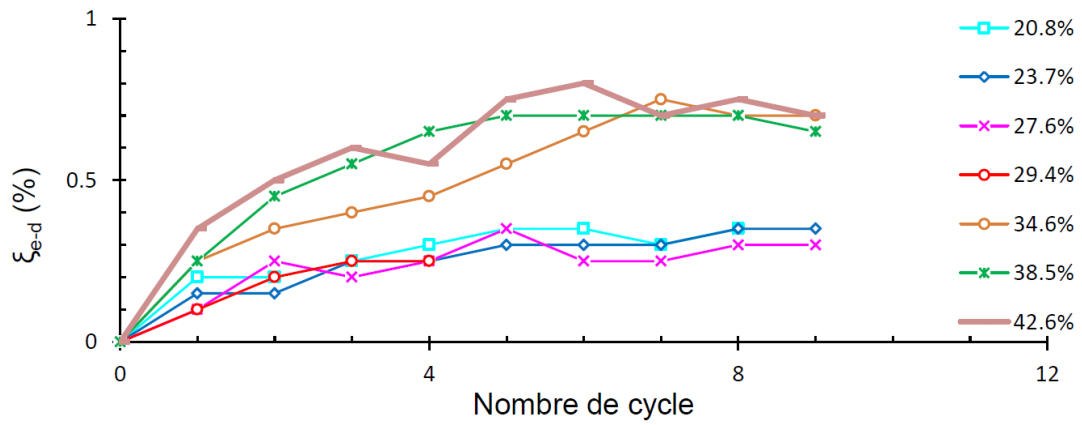


Figure P1-II.33 : Enfoncement relatif élastique différé (ξ_{e-d}) en fonction du nombre de cycles (25 coups) (Li 2015).

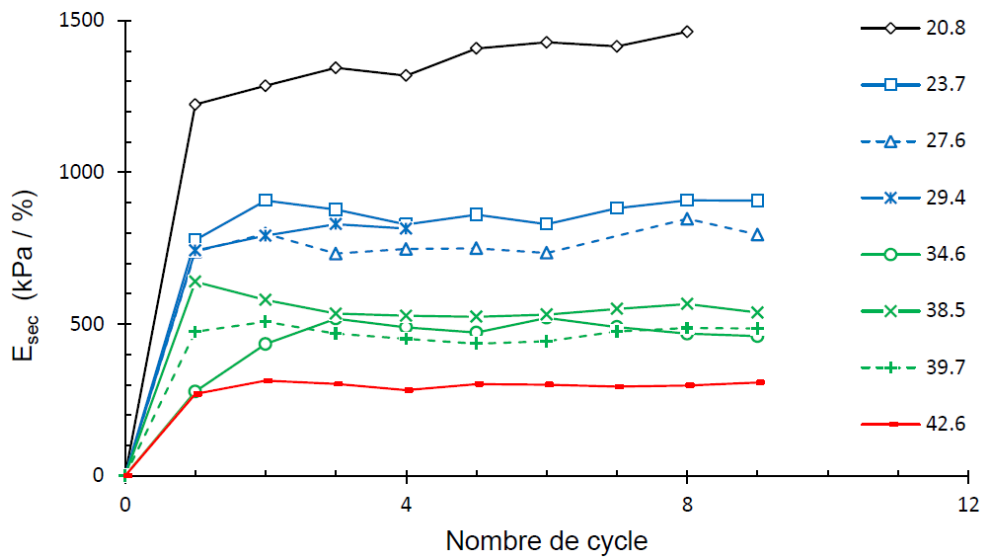


Figure P1-II.34 : Module sécant ($E_{séc}$) en fonction du nombre de cycles (25 coups) (Li 2015).

II-3. Fissuration par dessiccation

Selon leurs natures, les matériaux compactés peuvent fissurer lors d'un cycle de drainage-humidification. Nombreux auteurs se sont intéressés à ce phénomène.

Travaux de Miller et al. 1998

La Figure P1-II.35 présente le dispositif expérimental permettant d'étudier le processus de dessiccation d'une argile limoneuse (CL- ML) compactée soumise à des cycles d'humidification et de séchage.

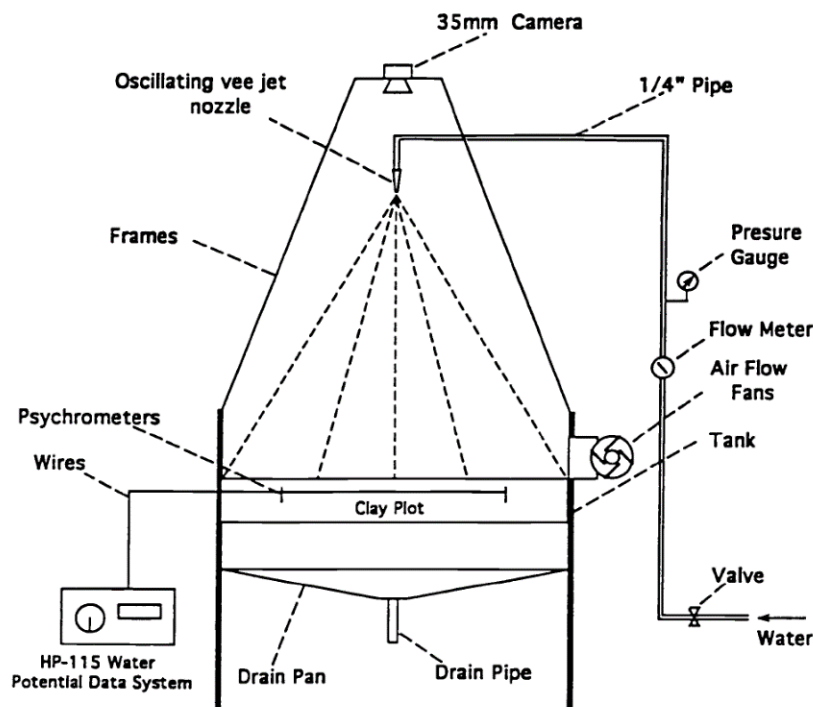


Figure P1-II.35 : Dispositif expérimental de l'analyse de fissures par dessiccation (Miller et al. 1998).

La Figure P1-II.36 présente la variation de la succion lors du cycle de séchage-humidification. De la fin de compactage jusqu'au séchage complet du matériau (AB), la succion varie de -22,1 bars à -58,3 bars. Lors de l'humidification du matériau (BC), la succion varie pour atteindre une valeur de -6 bars. Et pendant le séchage (CD), elle diminue jusqu'à -60,7 bars.

La Figure P1-II.37 présente les variations du facteur d'intensité de fissuration CIF (Crack Intensity Factor) en fonction du temps (a) et de la succion (b). La valeur du CIF reste nulle pour un temps inférieur à 17 heures. Ce paramètre augmente brusquement et rapidement autour de 19 heures de dessiccation. Vers 36 heures, le CIF atteint une valeur stable et proche de 5,5%. La Figure P1-II.37b montre que la surface de fissures croît rapidement pour la

succion allant de 6 à 7,9 bars. Au-delà de cette valeur de succion, le taux de fissuration croit avec une faible pente.

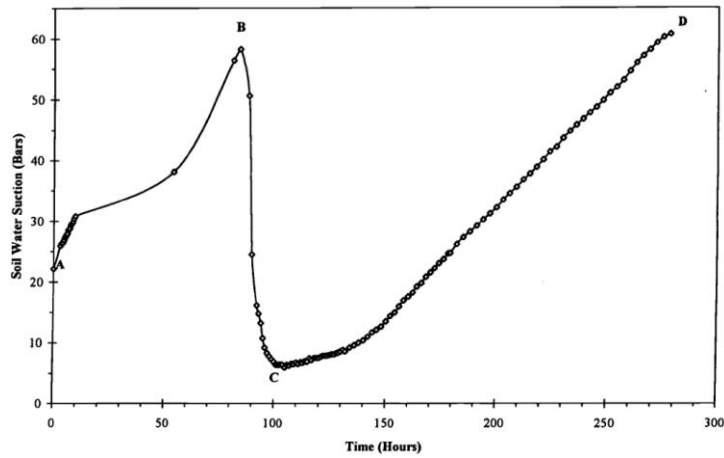


Figure P1-II.36 : Variation de la succion AB: à la fin du compactage jusqu'au séchage complet ; BC : humidification et CD : séchage complet (Miller et al. 1998).

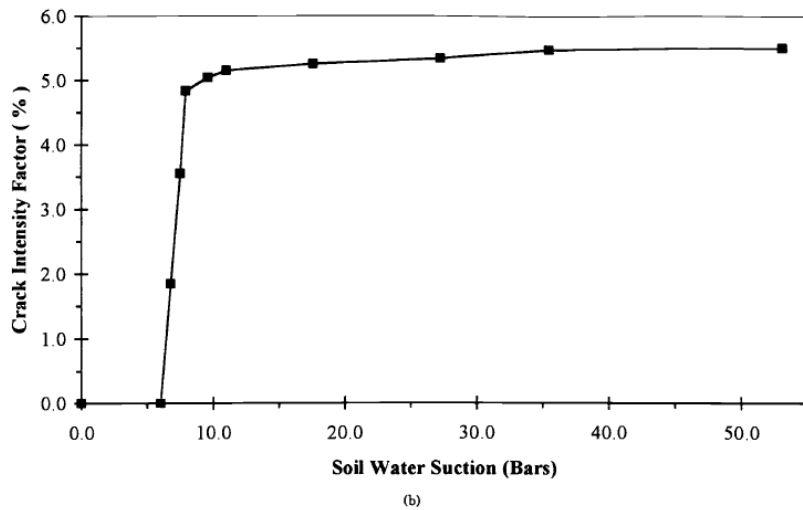
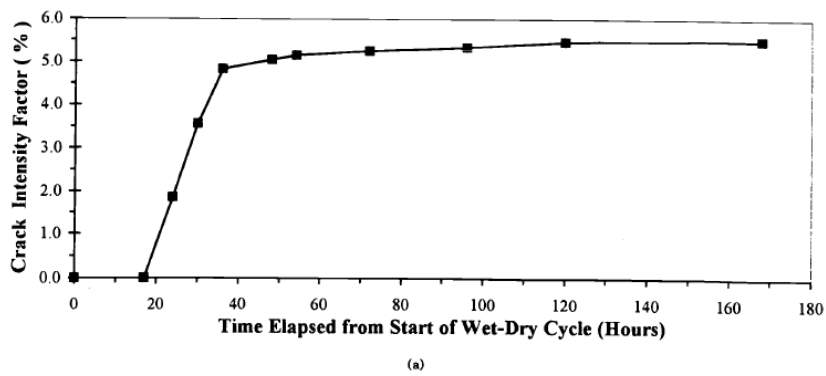


Figure P1-II.37 : Variations du CIF en fonction (a) du temps et (b) de la succion (Miller et al. 1998).

Le comportement de la surface est différent pendant ces trois périodes de cycles. Aucune fissure n'est apparue juste après le compactage. Pendant le séchage AB, une fissuration limitée de la surface du sol est apparue (Figure P1-II.38). Principalement, les fissures sont linéaires et munies des petites prolongations de fissures. Ces fissures sont surfaciques pendant cette période. Pendant l'humidification BD, les fissures formées pendant la précédente période ont disparu à cause de l'expansion et du gonflement du matériau. Pendant le séchage (CD), des fissurations se sont produites dont certaines apparaissent au même endroit de ceux du premier séchage AB. Une augmentation significative des dimensions des fissures caractérise cette période CD. La largeur maximale de fissure durant la période compactage-séchage (AB) et humidification-séchage (CD) est respectivement égale à 5 mm et 9,5 mm.

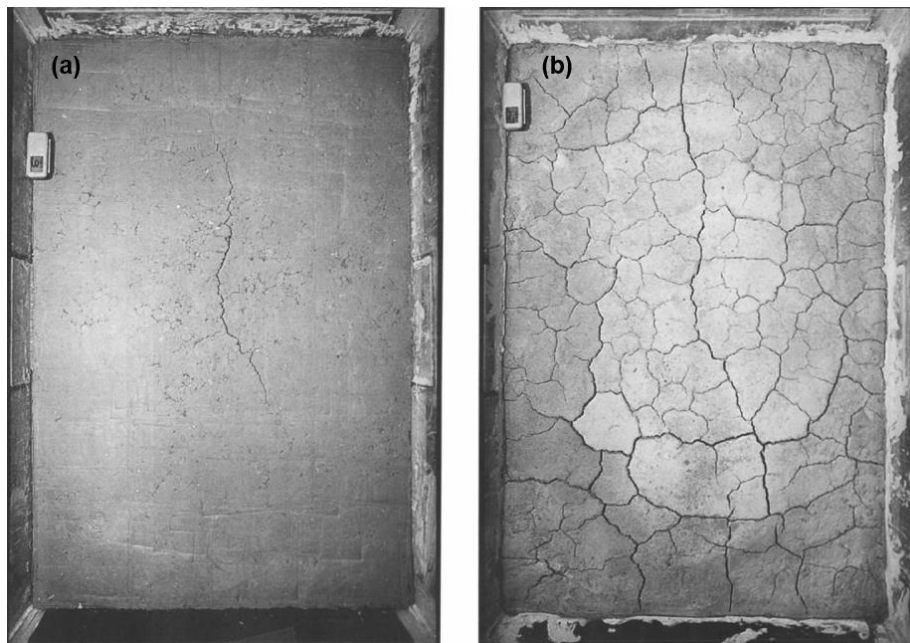


Figure P1-II.38: Etats de surfaces et de fissurations du matériau pendant les périodes (a) AB et (b) CD (Miller et al. 1998).

Travaux de Albrecht, Benson, Member ASCE 2001

Albrecht et al. 2001 ont réalisé une étude de fissuration des matériaux argileux naturels peu et très plastiques de classes CL et CH compactés à différentes énergies, puis soumis à des cycles d'humidification et de séchage. L'étude consiste à suivre la déformation volumique des échantillons (Tableau P1-II.5) au cours du séchage. Par la suite, les matériaux fissurés ont fait l'objet d'une étude de conductivité hydraulique.

Depositional environment (1)	SOIL							
	Houston Red	Sauk County	Denver	Green Lakes	Wilsonville	Detroit	Lodgement	New Orleans
	Marine sediment (2)	Residual soil (3)	Marine sediment (4)	Glacial till (5)	Alluvial (6)	Glacial-lacustrine (7)	Glacial (8)	Beach deposit (9)
(a) Classification								
USCS classification	CH	CH	CL	CL	CL	CL	CL	CL
Liquid limit	67	67	49	35	24	27	18	29
Plasticity index	46	32	26	19	11	15	11	16
Percent sand and gravel	6	47	6	11	38	24	57	48
Percent fines (<0.075 mm)	94	53	94	89	62	76	43	52
Percent clay (2 μm)	53	40	40	41	20	28	12	16
(b) Mineralogy (%)								
Quartz	24	24	32	33	33	24	46	73
P feldspar	2	0	4	3	3	2	4	1
K feldspar	1	Trace	2	2	6	1	3	Trace
Calcite	12	0	2	8	10	17	12	0
Kaolinite	Trace	0	4	3	7	10	13	Trace
Chlorite	3	4	4	5	2	8	3	2
Illite	8	3	4	22	14	27	4	Trace
Smectite	0	0	43	0	0	0	0	0
Mixed layer illite/smectite (percent illite)	44 (10–20)	43 (20–30)	0	18 (70–80)	23 (50–60)	9 (70–90)	13 (60–70)	22 (20–40)
(c) Compaction								
γ_{dmax} (kN/m ³)								
Reduced Proctor	15.5	14.8	NA	NA	NA	NA	NA	NA
Standard Proctor	16.2	15.5	17.6	17.4	20.4	19.1	20.6	19.0
Modified Proctor	17.5	17.7	NA	NA	NA	NA	21.8	NA
W_{opt} (%)								
Reduced Proctor	21	24	NA	NA	NA	NA	NA	NA
Standard Proctor	19	21	18	17	10	13.5	9	12
Modified Proctor	16	16	NA	NA	NA	NA	7.3	NA

Tableau P1-II.5 : Caractéristiques des sols argileux (Albrecht et al. 2001).

La Figure P1-II.39 présente la fissuration des échantillons dans le cas de Houston Red, Denver, Lodgement et Sauk County compactés à l'énergie Proctor normal et à une teneur en eau de $w_{OPN}+3\%$. Le Houston Red présente beaucoup de fissures, alors que celui de Lodgement fissure peu voire pas du tout. Les sols de Denver et de Sauk County présentent une quantité intermédiaire de fissures.

La Figure P1-II.40 présente dans le cas des trois argiles utilisées (Houston Red, Sauk County et Lodgement) dans l'ordre de très plastique à peu plastique. Les courbes montrent que les échantillons compactés avec de faibles énergies sont les plus rétrécis. De plus, la déformation volumique est faible pour les échantillons compactés autour de l'optimum.

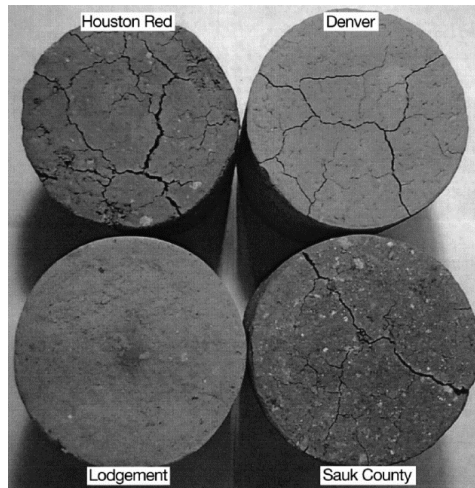


Figure P1-II.39 : Echantillons de Houston Red, Denver, Lodgement et Sauk County après trois cycles de séchage (Albrecht et al. 2001).

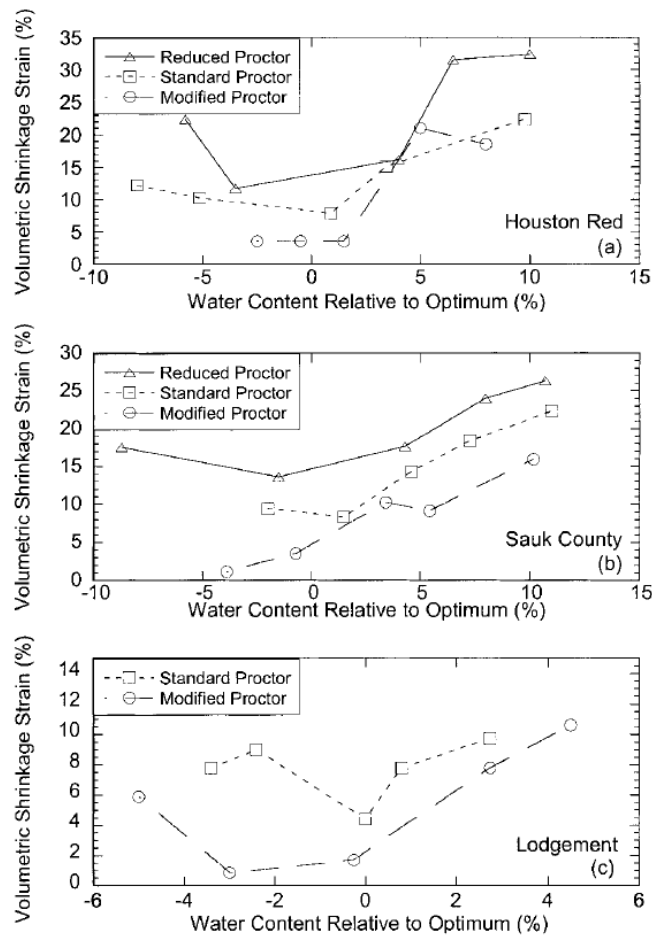


Figure P1-II.40 : Déformations volumiques en fonction de l'énergie de compactage et de la teneur en eau de (a) Houston Red, (b) Sauk County, et (c) Lodgement Soils (Albrecht et al. 2001).

La Figure P1-II.41 présente la variation volumique en fonction du pourcentage d'argile (a) et de l'indice de plasticité (b) pour les échantillons compactés à des teneurs en eau supérieures à $w_{OPN} + 2\%$. Les symboles pleins et vides correspondent respectivement à l'énergie Proctor modifiée et l'énergie Proctor normal. Les résultats montrent que la déformation volumique augmente avec la teneur en argile. Ceci est dû au fait que les matériaux à forte teneur en argile ou très plastiques ont une très grande affinité pour l'eau qui se reflète par une augmentation de la teneur en eau optimum et une diminution de la densité sèche quand l'indice de plasticité I_p augmente. Par conséquent, les matériaux à forte teneur en argile ou très plastiques ont une plus grande quantité d'eau pouvant être éliminée lors de la dessiccation primaire. Une variation de volume comprise entre 5 et 10% est obtenue pour les teneurs en argile inférieures à 30%. L'influence de la minéralogie est aussi évidente. Les sols de Houston Rouge, Sauk County, et Denver contenaient les pourcentages les plus élevés de smectite ou de mélange illite/smectite (respectivement de 44, 43, et 43%) et présentent une importante déformation volumique. Les faibles variations de volume ont été obtenues sur les sols de Lodgement et de Wilsonville, qui contenaient moins de smectite, mais plus d'illite, de kaolinite, et de quartz.

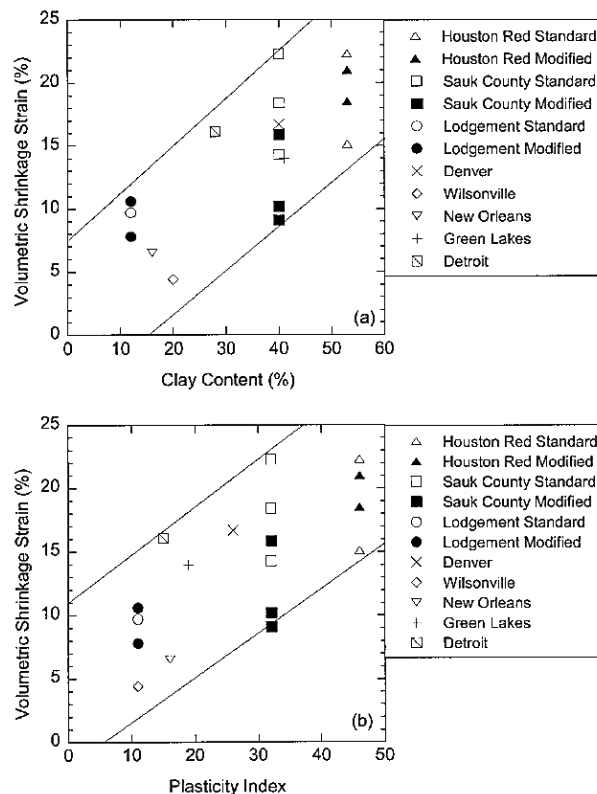


Figure P1-II.41: Déformations volumiques en fonction de (a) la teneur en argile et (b) l'indice de plasticité (Albrecht et al. 2001).

La Figure P1-II.42 présente la conductivité hydraulique en fonction de la teneur en eau de compactage et le nombre de cycles de séchage des matériaux qui présentaient des fissurations. La conductivité hydraulique des échantillons compactés à droite de l'optimum a augmenté sensiblement dans un ou deux cycles de séchage. Des augmentations moins importantes de la conductivité hydraulique du Houston Rouge se sont produites lors des cycles de séchage ultérieur, mais du côté humide de l'optimum, la conductivité hydraulique augmente plus de trois fois. Le même comportement est observé dans le cas de Sauk County. La conductivité hydraulique du Sauk County compacté du côté humide de l'optimum augmente après chacun des deux premiers cycles de séchage avant d'atteindre une valeur stable.

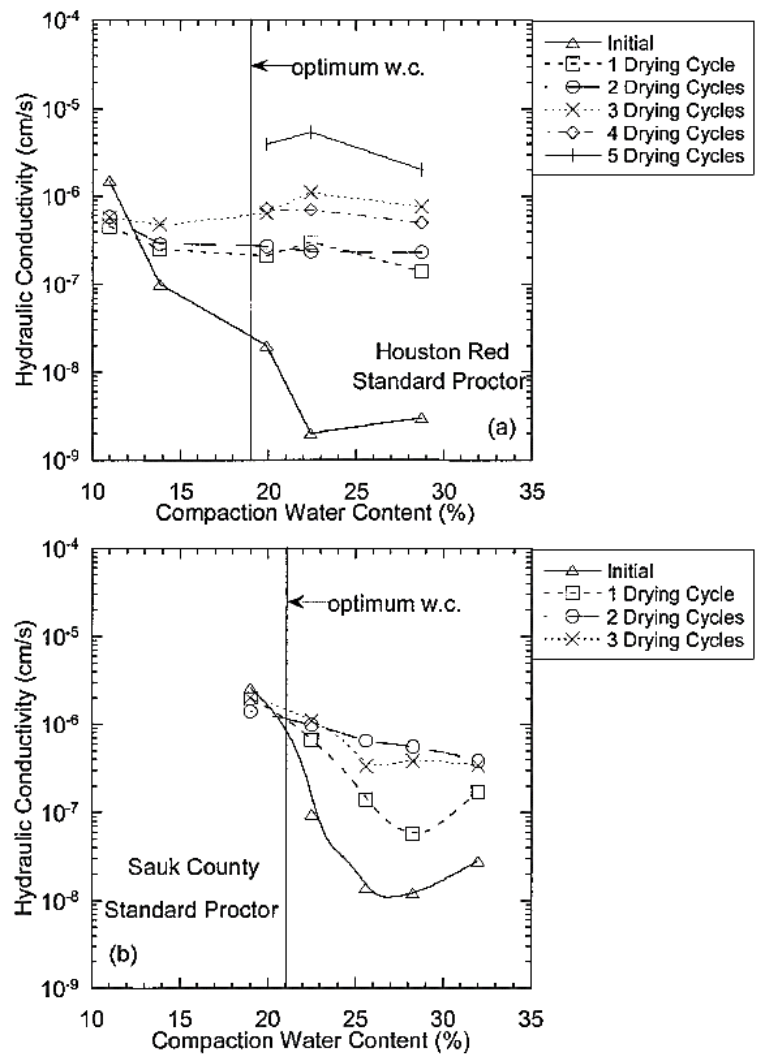


Figure P1-II.42 : Conductivité hydraulique en fonction de la teneur en eau de compactage et le nombre de cycles de séchage du Houston Rouge et du Sauk County (Albrecht et al. 2001).

Travaux de Auvray et al. 2013

Auvray et al. 2013 ont présenté un dispositif de quantification de l'impact des sollicitations hydriques sur les phénomènes de fissuration ainsi que de sa méthode d'analyse d'images associée. Le dispositif (Figure P1-II.43) permet de suivre la teneur en eau, la déformation radiale et verticale ainsi que l'aire des fissures d'une éprouvette de sol soumise à des sollicitations hydriques contrôlées. Le sol utilisé est un mélange limon-argile de teneur en eau à l'optimum Proctor égale à 26% avec une densité sèche maximale de 1,47. L'étude a été réalisée sur des éprouvettes de 20 mm d'épaisseur, préparées par compactage statique dans un moule cylindrique de 102 mm de diamètre au fond rainuré.

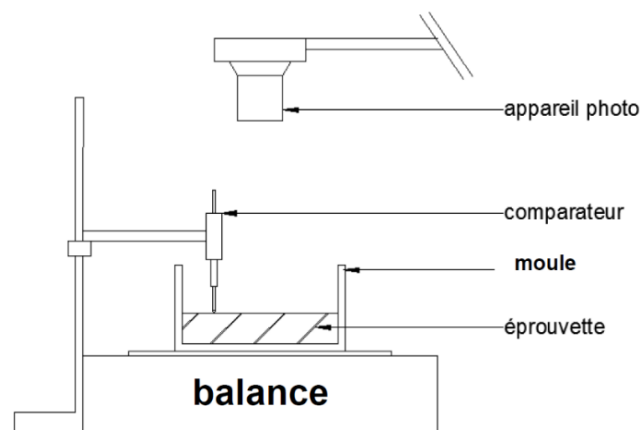


Figure P1-II.43 : Schéma du dispositif expérimental (Auvray et al. 2013).

La Figure P1-II.44 présente l'évolution des paramètres de déformation des éprouvettes. Les résultats montrent une variation linéaire avec la teneur en eau initiale de la déformation verticale moyenne de l'éprouvette et le CIF_{tot} (Figures b et d).

La Figure P1-II.45 présente la teneur en eau de fissuration en fonction de la teneur en eau initiale. L'apparition des fissures est accélérée pour des teneurs en eau initiales élevées. Plus la teneur en eau initiale est importante plus la teneur en eau à l'apparition de la première fissures est proche de la teneur en eau initiale. Les faibles teneurs en eau initiale (inférieure à 11%) n'ont pas provoqué des fissurations.

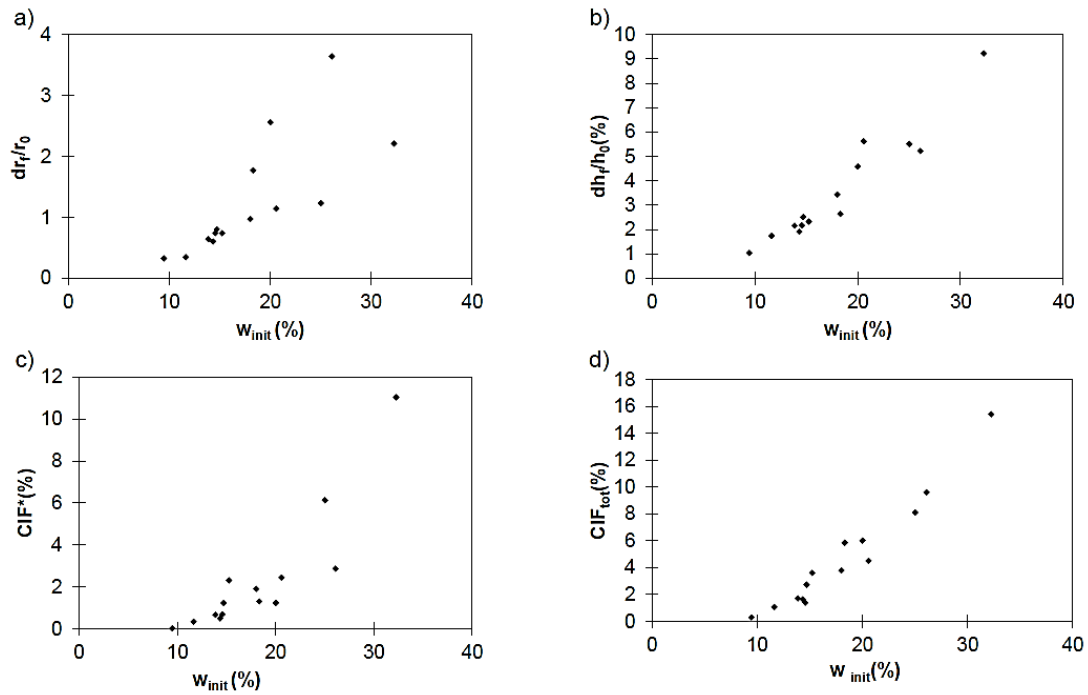


Figure P1-II.44 : Evolution des différentes grandeurs caractérisant après séchage des éprouvettes en fonction de la teneur en eau initiale. (a) déformation radiale, (b) déformation verticale, (c) CIF^* , (d) CIF_{tot} (Auvray et al. 2013).

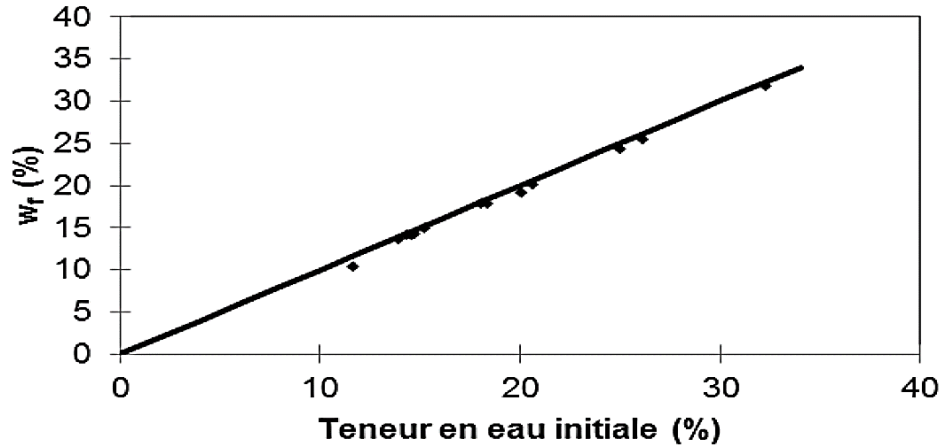


Figure P1-II.45 : Evolution de la teneur en eau d'initialisation de la fissuration en fonction de la teneur en eau initiale (Auvray et al. 2013).

La Figure P1-II.46 présente un autre dispositif expérimental utilisé par ces mêmes auteurs, mais destiné cette fois-ci à la quantification de l'impact des sollicitations hydriques sur les phénomènes de fissuration.

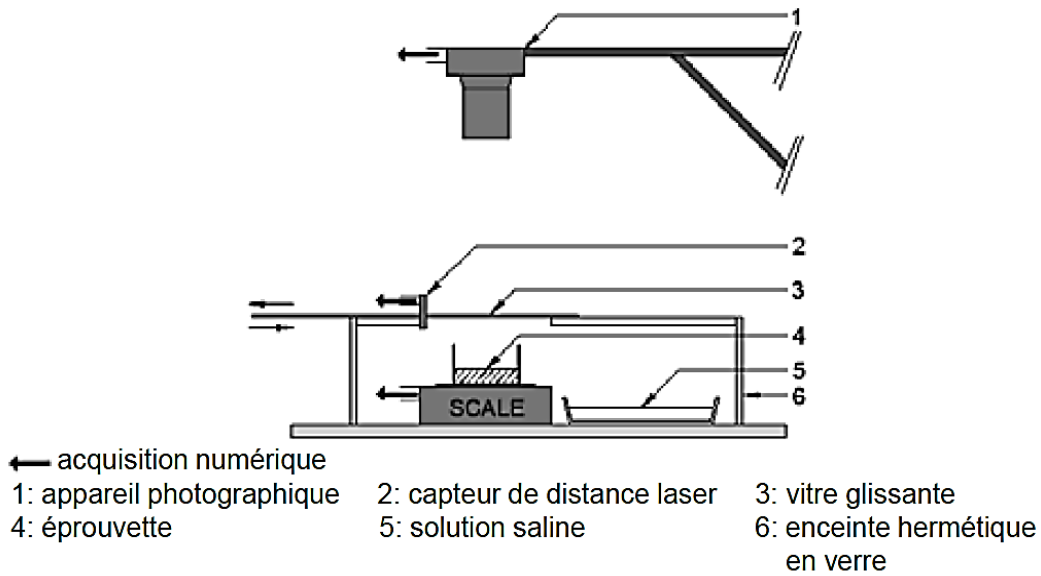


Figure P1-II.46 : Schéma du dispositif expérimental (Auvray et al. 2013).

Les éprouvettes testées, de 20 mm d'épaisseur et de 102 mm de diamètre sont, sont des matériaux compactés statiquement. Ces éprouvettes sont placées dans l'enceinte du dispositif dont l'hygrométrie est imposée par l'intermédiaire des solutions salines. Le Tableau P1-II.6 présente les caractéristiques des éprouvettes et les conditions de séchage.

n° essai	h (mm)	w (%)	Densité	Hygrométrie et succion imposées (%) - MPa
Essai A	20,0	15,30	1,270	44 - 113
Essai B	20,0	14,64	1,264	44 - 113
Essai C	19,9	14,40	1,280	44 - 113

Tableau P1-II.6 : Caractéristiques des éprouvettes et les conditions de séchage (Auvray et al. 2013).

La Figure P1-II.47 présente l'évolution des déformations verticales mesurées à l'aide du capteur laser au cours du séchage (Figure a) et latérales déduites de l'évolution du retrait moyen obtenue par la méthode d'analyse d'images en fonction du mode du séchage (Figure b).

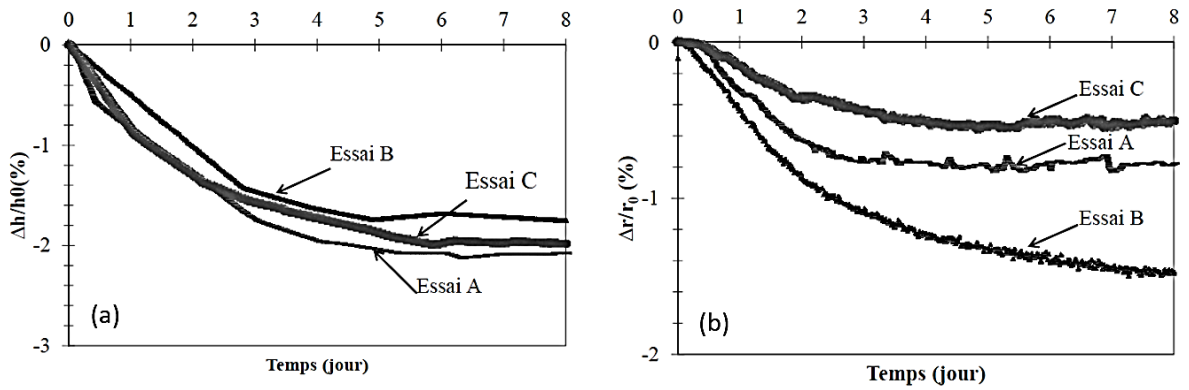


Figure P1-II.47 : Evolution (a) des déformations verticales au cours du séchage et (b) des déformations latérales en fonction du mode de (Auvray et al. 2013).

La Figure P1-II.48 présente l'évolution du CIF^* en fonction des sollicitations hydriques (Figure a) et l'évolution de CIF_{tot} en fonction des modes de séchages (Figure b).

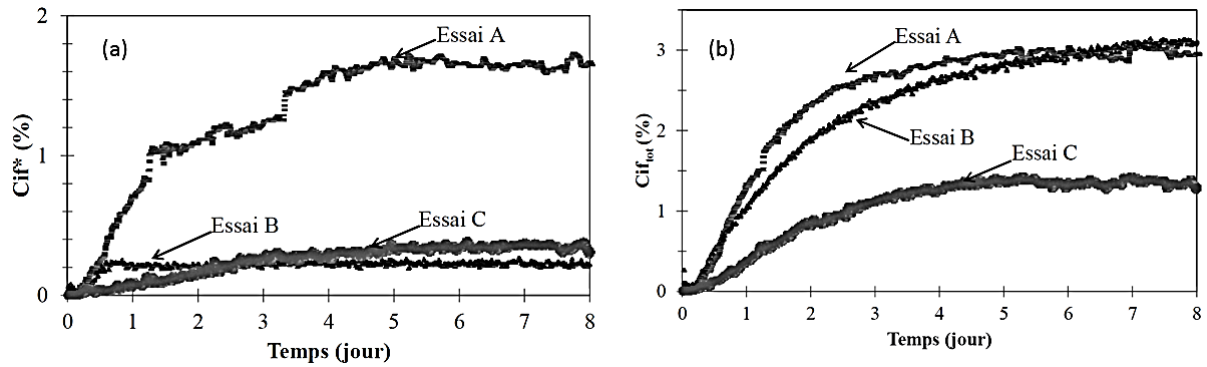


Figure P1-II.48 : (a) Evolution du CIF^* en fonction des sollicitations hydriques et (b) évolution de CIF_{tot} en fonction des modes de séchages (Auvray et al. 2013).

II-4. Conclusion

La conception et la construction des remblais routiers peuvent présenter des problèmes à court et à long terme comme le matelassage, le feuilletage, l'orniérage et la fissuration par dessiccation.

Le matelassage peut être observé lors du compactage des matériaux fins (argileux) à l'état quasi-saturé ($S_r > 90\%$) et qui peuvent présenter la présence des bulles d'air occluses. Le feuilletage est généralement dû au déséquilibre entre la sollicitation appliquée par l'engin de compactage et par la sollicitation admissible qui est fonction de la nature, l'état, l'hétérogénéité et les caractéristiques mécaniques du matériau. L'orniérage représente la déformation permanente ou la plasticité de sol due à des sollicitations. La fissuration par dessiccation est un phénomène induisant la réduction des caractéristiques mécaniques du matériau.

A partir de notre synthèse biblio succincte, nous avons mis en évidence l'absence d'essais normalisés pour caractériser ces pathologies. Jusqu'à ce jour, le traitement de ces pathologies reste du domaine du chantier faisant appel à l'expérience des entreprises et des hommes en charge de les traiter sans référentiels dédiés à ces pathologies. Les quelques tentatives de caractérisation de ces pathologies au laboratoire comme le matelassage ou le feuilletage restent très isolées et du domaine de l'expérimentation prototype. Le peu de résultats publiés dans la littérature témoigne de cette pauvreté.

Chapitre III- Chemins de compactage et succion

L'étude pratiquée en laboratoires pour la caractérisation des sols compactés est généralement l'essai Proctor défini selon les normes NF P 94-093, ASTM D 1557-91 et ASTM D 698-91. L'essai permet de tracer la courbe Proctor qui représente la variation de la masse volumique sèche du matériau en fonction de sa teneur en eau (Figure P1-III.1). Cette courbe présente les caractéristiques optimales de compactage qui sont la valeur maximale de la masse volumique du matériau sec avec la teneur en eau correspondante.

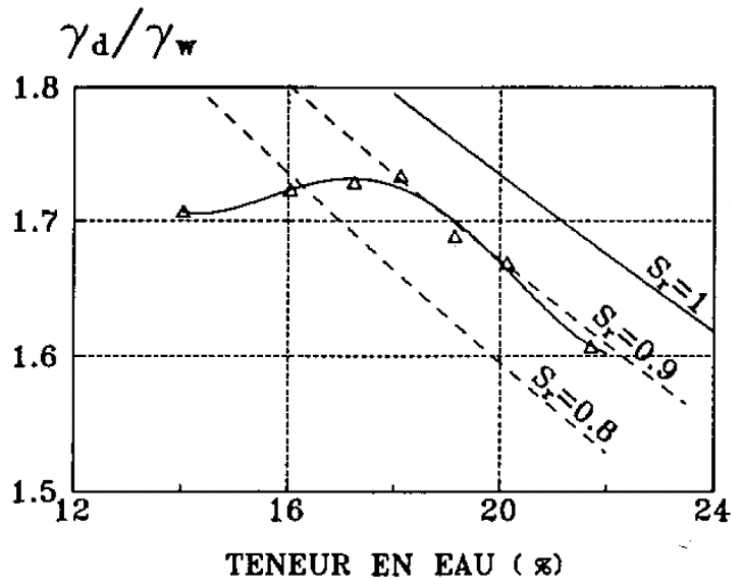


Figure P1-III.1 : Courbe Proctor de l'argile jaune P300 (Kheirbek-Saoud 1994).

En prenant compte les interactions physico-chimiques du système sol-eau, Lambe 1958 a expliqué la forme de la courbe de compactage correspondant à une faible énergie de compactage (Figure P1-III.2). Pour le point A, la quantité d'eau dans le sol est insuffisante pour un développement intégral de la double couche. La structure floculée et l'arrangement désordonné des particules sont dus à la prédominance des forces d'attraction. Cela conduit à un faible poids volumique sec. Le passage du point A au point B montre l'augmentation de la teneur en eau permettant le développement de la double couche. Cela entraîne une augmentation des forces de répulsion qui conduit à une structure de plus en plus orientée et à une augmentation du poids volumique sec.

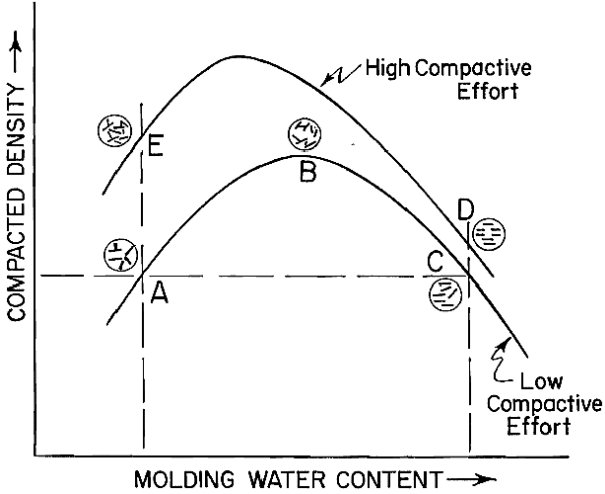


Figure P1-III.2 : Influence du compactage sur la structure des sols (Lambe, 1958).

III-1. Energie de compactage

Selon l'énergie de compactage appliquée à l'éprouvette de sol, il y a deux principaux types d'essais : le Proctor Normal (énergie de compactage de l'ordre de 0,6 MJ/m³) et le Proctor Modifié (énergie de compactage de l'ordre de 2,7 MJ/m³). La Figure P1-III.3 présente un exemple des courbes Proctor normal et modifié (Mieussens et Camapum De Carvalho 1986 cité par Cui et Delage 2003).

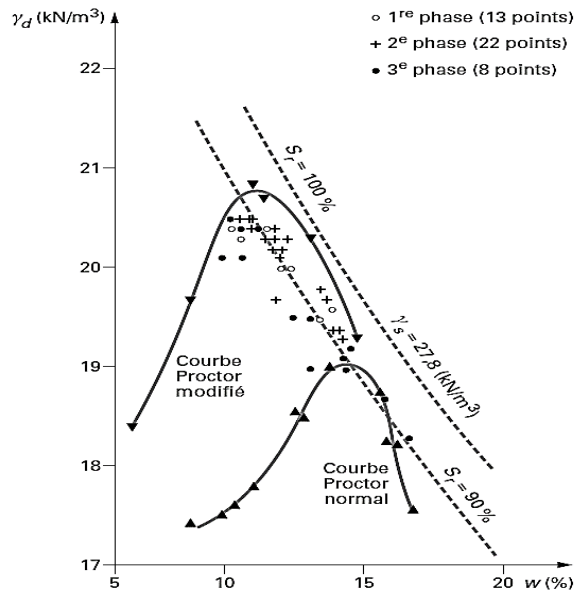


Figure P1-III.3 : Courbes Proctor de laboratoire et points obtenus sur le chantier, remblai de la Jorle (Mieussens et Camapum De Carvalho 1986 cité par Cui et Delage 2003).

Serratrice 1995 a réalisé des essais Proctor modifié (PM), normal (PN) et réduit (PR) sur une argile d'un remblai de l'autoroute A62 et de classe A₂ selon le GTR 92. Les résultats correspondants sont indiqués sur le Tableau P1-III.1 et présentés sur la Figure P1-III.4. Les résultats montrent nettement que pour le même type de sol, l'augmentation de l'énergie de compactage engendre un accroissement de la densité sèche maximale du sol et parallèlement une diminution de la teneur en eau optimale.

Essais Proctor	Énergie (MNm/m ³)	w (%)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e	S _r (%)
PM (modifié)	2,43	12	21,2	18,9	0,38	84
PN (normal)	0,53	18	19,9	16,9	0,55	87
PR (réduit)	0,29	26	19,5	14,7	0,78	89

Tableau P1-III.1 : Résultats des essais Proctor sur l'argile (optima) (Serratrice 1995).

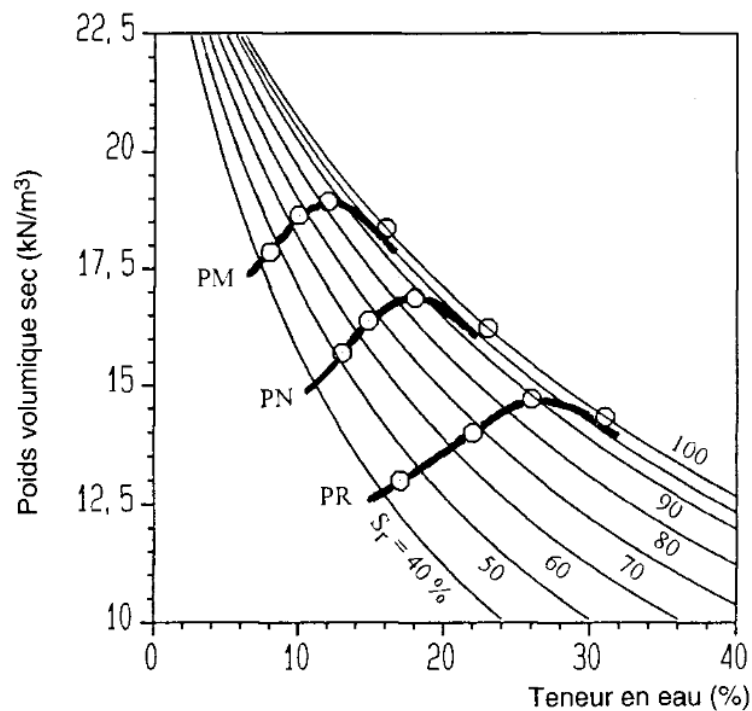


Figure P1-III.4 : Courbes Proctor de l'argile selon les 3 énergies de compactage (PM, MN et PR) (Serratrice 1995).

Mesbah et al. 1999 ont effectué une série d'essais de compactage statique sur des sols fins argileux en utilisant différents types de compactage. Les résultats sur le Tableau P1-III.2 et la Figure P1-III.5 ont montré que :

- L'énergie dissipée lors de l'essai Proctor en dehors de l'échantillon (dans les vibrations du bâti, par frottement sur les parois du moule) est de 250 kJ/m³ (différence d'énergies des point O et B sur la Figure, qui ont la même densité sèche), soit 45% de l'énergie totale qui n'est pas utilisée pour le compactage.

- Pour les mêmes énergies appliquées (550 kJ/m^3), la densité sèche par le compactage statique est de $0,07 \text{ g/cm}^3$ supérieure à celle du Proctor Normal.

Définitions	w : Teneur en eau (%)	γ_d/γ_w : densité sèche	Énergie (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

Tableau P1-III.2 : Identification des points caractéristiques O, A et B des résultats de courbes Proctor (Mesbah et al. 1999).

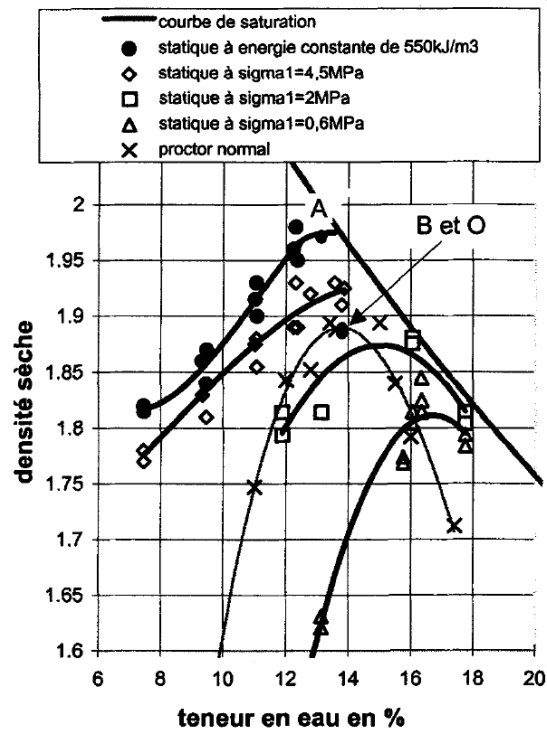


Figure P1-III.5 : Influence de la méthode de compactage (Mesbah et al. 1999).

Comme différentes normes peuvent être utilisées pour l'essai de compactage en laboratoire, Zadjoui 2007 a réalisé une série d'essais sur un tuf calcaire. Le compactage a été réalisé par un appareil motorisé avec différentes normes. Les résultats obtenus confirment que le mode de compactage et le type du moule (Proctor ou CBR) ont une influence directe sur la densification de ce sol (Figure P1-III.6).

Partie 1. Synthèse bibliographique du comportement des sols compactés

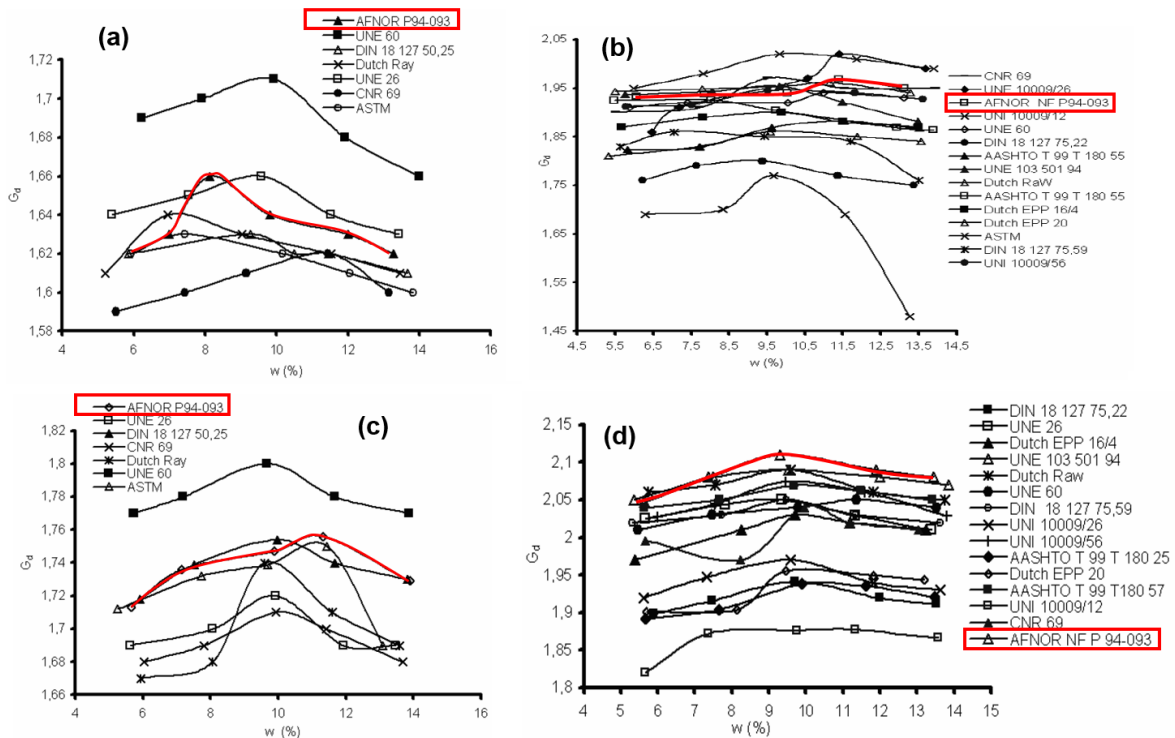


Figure P1-III.6 : Influence des normes appliquées : Proctor normal (a : dans le moule Proctor, b : moule CBR) et Proctor modifié (c : dans le moule Proctor, d : moule CBR) (Zadjaoui 2007).

Boutonnier 2007 propose 4 domaines de saturation pour les sols compactés (Figure P1-III.7 et P1-III.8) :

- Le domaine D1 où la phase d'air est continue.
- Le domaine D2 dans lequel la phase d'air est occluse et en contact avec le squelette solide.
- Le domaine D3 où l'air est occlus mais n'est pas en contact avec le squelette solide.
- Le domaine D4 où le sol est saturé par le fluide interstitiel.

L'auteur considère que le domaine D2 couvre l'optimum Proctor et une partie du côté humide de l'optimum Proctor, et peut être généralisé sur la ligne optimale de compactage (Figure P1-III.8).

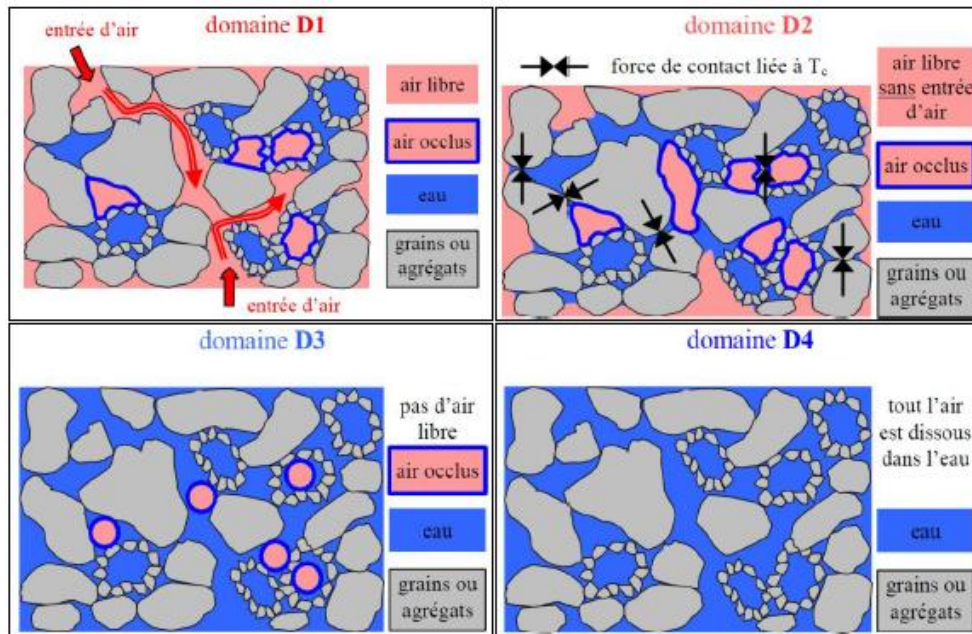


Figure P1-III.7 : Représentation schématique de l'état de saturation (Boutonnier 2007).

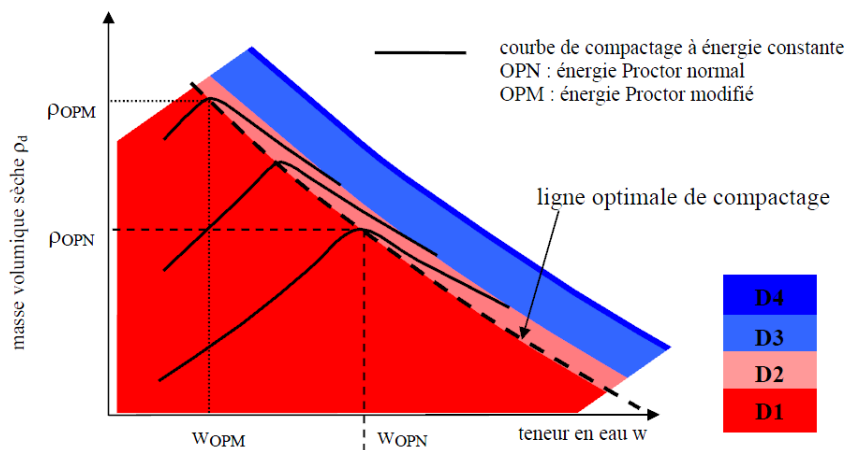


Figure P1-III.8 : Limites des domaines D1, D2, D3 et D4 sur le diagramme de l'essai Proctor pour des sols fins (Boutonnier 2007).

III-2. Chemins de drainage-humidification

L'étude des sols sur chemins de drainage-humidification concerne le domaine agricole dans les années 1900. Comme les ouvrages en sols sont soumis à des sollicitations hydriques (séchage et humidification), nombreuses recherches à finalité géotechnique ont été réalisées par la suite. Ceci concerne les travaux de Biarez et al. 1987, Fleureau et al. 1993 et 2002, Kheirbek-Saoud 1994, Taibi 1994, Delage et al. 1998, Romero et al. 1999 et 2005, Alshihabi 2002, Yang et al. 2004, Alonso et al. 2005, Lu et Likos 2006, Ghembaza et al. 2007, Nuth et Laloui 2008, Nowamooz et Masrouri 2009 et 2010, Taibi et al. 2011, Li 2015, ...

Parmi ces nombreux travaux, nous présentons ci-dessous quelques-uns.

Travaux de Delage et al. 1998

Delage et al. 1998 ont réalisé des essais de dessiccation-imbibition sous succion contrôlée et à contrainte nulle sur l'argile de FoCa7 compactée (Figure P1-III.9). Ces essais montrent le fort potentiel de gonflement de cette argile compactée destinée aux barrières ouvragées sur un chemin d'humidification.

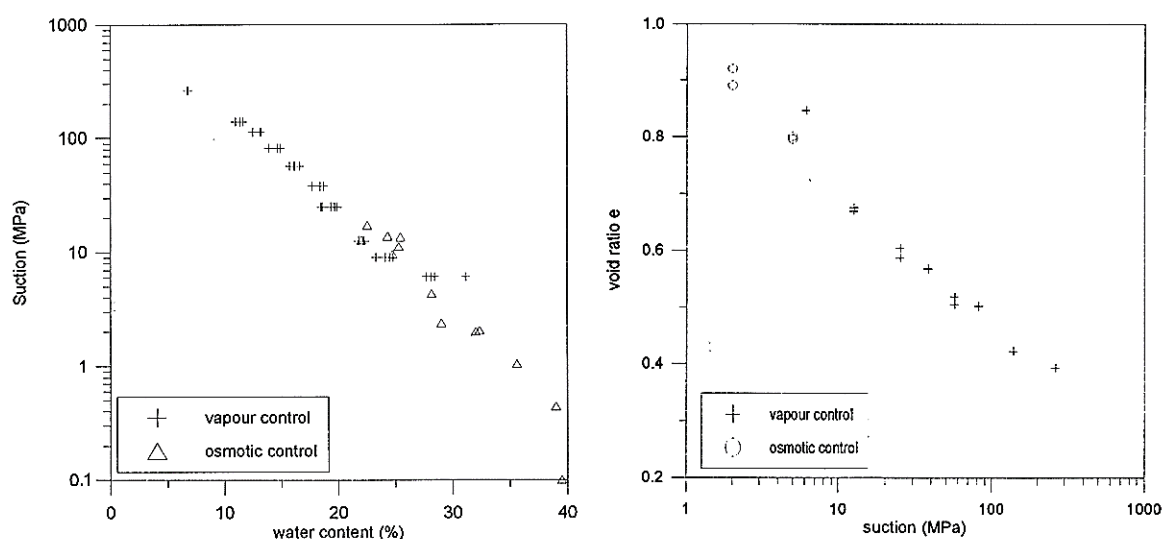


Figure P1-III.9 : Courbes de rétention et variation de l'indice des vides en fonction de la succion suivant les deux méthodes : osmotique et humidité relative contrôlée (Delage et al. 1998).

Travaux de Fleureau et al 2002

Suivant les résultats obtenus sur des chemins de drainage et d'humidification de nombreux sols argileux compactés, comparés avec ceux de sols normalement consolidés et surconsolidés, Fleureau et al 2002 ont montré que les chemins de drainage et d'humidification des sols compactés sont linéaires et réversibles dans les plans indice des vides et teneur en

eau en fonction de la succion. Du côté humide de l'optimum, les chemins d'humidification sont indépendants de la teneur en eau de compactage (Figure P1-III.10). Des corrélations entre la limite de liquidité des matériaux, la teneur en eau de compactage, la densité sèche et la succion à l'optimum ou les indices de gonflement et de drainage ont été établies.

Pour l'optimum Proctor normal :

$$w_{opt} = 1,99 + 0,46 w_L - 0,0012w_L^2 ; r^2= 0,94$$

$$s_{opt} = 0,118 (w_L)^{1,98} ; r^2= 0,88$$

$$\gamma_{dmax} = 21 - 0,113 w_L + 0,00024w_L^2 ; r^2= 0,86$$

Pour l'optimum Proctor modifié :

$$w_{opt} = 4,55 + 0,32 w_L - 0,0013w_L^2 ; r^2= 0,88$$

$$s_{opt} = 1,72 (w_L)^{1,64} ; r^2= 0,88$$

$$\gamma_{dmax} = 20,56 - 0,086 w_L + 0,00037w_L^2 ; r^2= 0,77$$

où w_{opt} : teneur en eau de l'optimum Proctor,

s_{opt} : succion à l'optimum Proctor,

γ_{dmax} : poids spécifique à l'optimum Proctor,

w_L : limite de liquidité

r^2 : coefficients de régression.

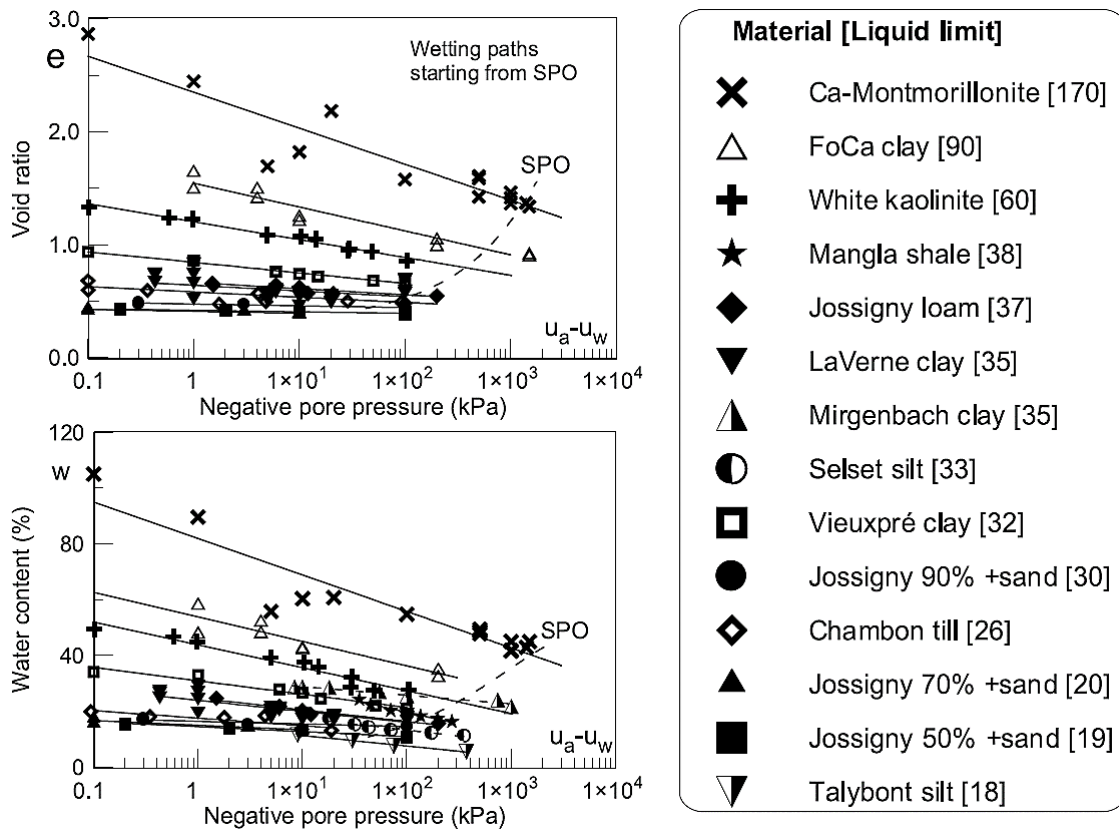


Figure P1-III.10 : Variation de l'indice des vides et de la teneur en eau en fonction de la succion des sols compactés à l'OPN et soumis à un chemin d'humidification (Fleureau et al 2002).

Les auteurs ont aussi défini les pentes C_{ms} et D_{ms} relatives aux chemins d'humidification respectivement de l'indice des vides et de la teneur en eau des échantillons compactés à l'optimum Proctor Normal et à l'optimum Proctor modifié.

Optimum Proctor normal :

$$C_{ms} = \frac{-\Delta e}{\Delta[\log s]} = +0,029 - 0,0018w_L + 5 \times 10^{-6} w_L^2 ; r^2= 0,97$$

$$D_{ms} = \frac{-\Delta w}{\Delta[\log s]} = -0,54 - 0,030w_L + 3,3 \times 10^{-6} w_L^2 ; r^2= 0,85$$

Optimum Proctor modifié :

$$C_{ms} = \frac{-\Delta e}{\Delta[\log s]} = +0,0040 - 0,0019w_L ; r^2= 0,74$$

$$D_{ms} = \frac{-\Delta w}{\Delta[\log s]} = -1,46 - 0,051w_L ; r^2= 0,40$$

Suivant les pentes D_{ms} , la Figure P1-III.11 présente la teneur en eau normalisée des chemins d'humidifications des sols compactés à l'optimum Proctor normal et à l'optimum Proctor modifié.

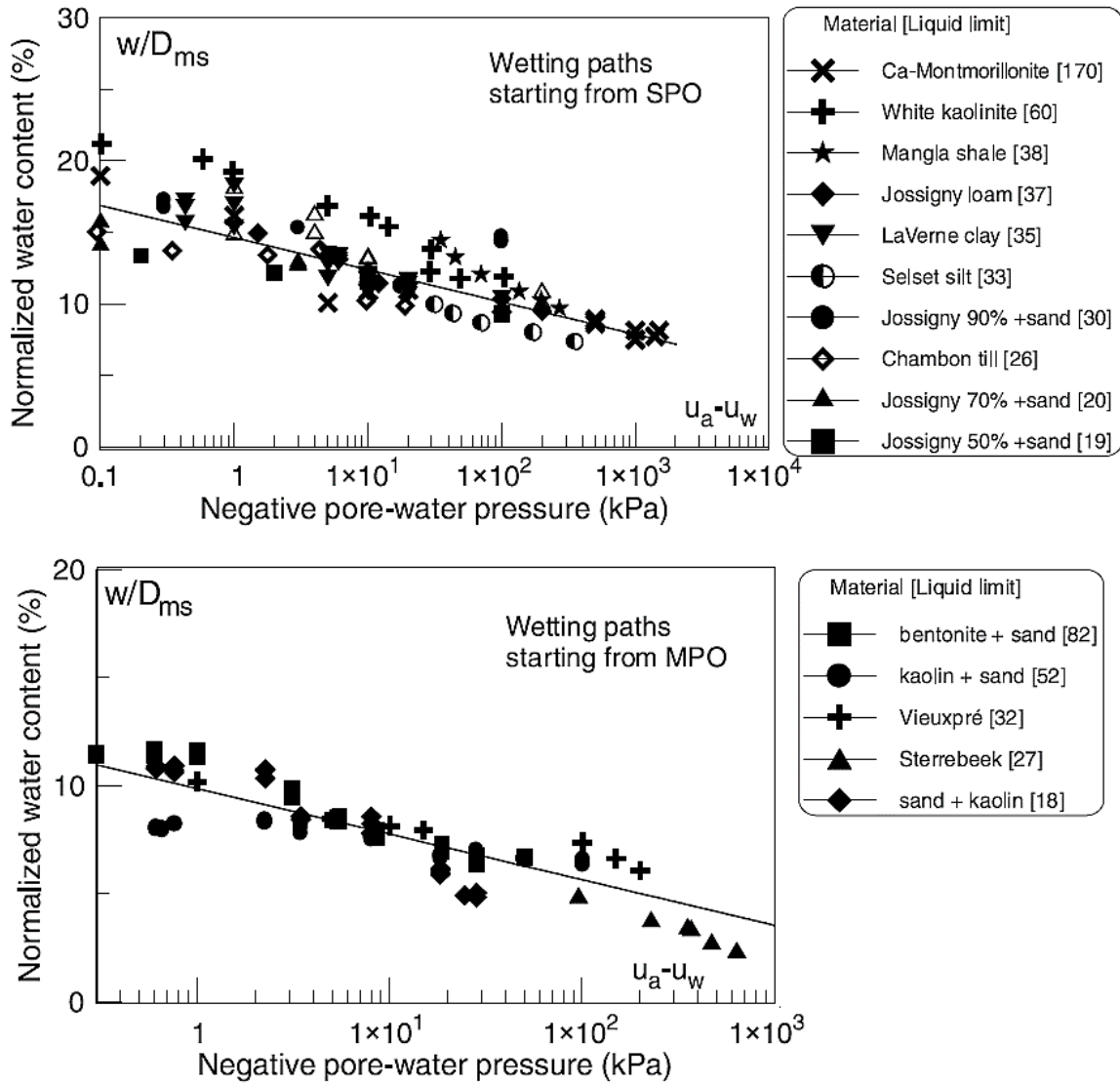


Figure P1-III.11 : Teneur en eau normalisée des chemins d'humidifications des sols compactés à l'optimum Proctor normal et à l'optimum Proctor modifié (Fleureau et al.2002).

Travaux de Nowamooz et Masrouri 2010

Pour l'étude de l'influence de la variation de succion lors des cycles de drainage et humidification des sols argileux compactés, Nowamooz et Masrouri 2010 ont utilisé les courbes de porosimétrie au mercure. Le Tableau P1-III.3 présente les états initiaux des sols.

Studied soil	Initial water content (%)	Initial dry density (Mg/m ³)	Initial void ratio (-)	Initial degree of saturation (%)
E1 (6.20–6.80 m)	43	1.21	1.15	97
E2 (5.20–5.70 m)	14	1.84	0.42	86

Tableau P1-III.3 : Etats initiaux des sols E₁ et E₂ (Nowamooz et Masrouri 2010).

Les résultats ont montré la présence de trois distribution de pores : macropores, mésopores et micropores dans le cas du le sol saturé. Le sol sec présente une distribution bimodale : mesopores et micropores. Les auteurs ont présenté une succion limite entre le mesopore et le macropore correspondant au diamètre de pore qui sépare les zones meso et macro. La Figure P1-III.12 présente la variation de l'indice des vides des 2 sols lors d'un seul cycle de drainage-humidification (Figures a, b) et la comparaison des courbes de rétention avec celles obtenues à partir de la porosimétrie au mercure (Figure c, d). La Figure a présente dans le cas du sol E₁, une boucle d'hystérésis entre le chemin de drainage et humidification pour des succion inférieures à 60 MPa. Le cycle d'humidification-séchage (IJKL) (Figure b) provoque une accumulation de gonflement du sol E₂. Globalement dans le cas du sol E₁, la courbe de rétention et celle évaluée à partir de la porisimétrie au mercure sont proches pour des valeurs de succions élevées comprises entre 37,9 et 287,9 MPa (Figure c). Dans le cas du sol dense E₂ où le phénomène d'hystérésis est moins important (absence de macropores), les chemins de drainage-humidification peuvent être correctement simulés par les résultats des essais de porosimétrie au mercure (Figure d).

Partie 1. Synthèse bibliographique du comportement des sols compactés

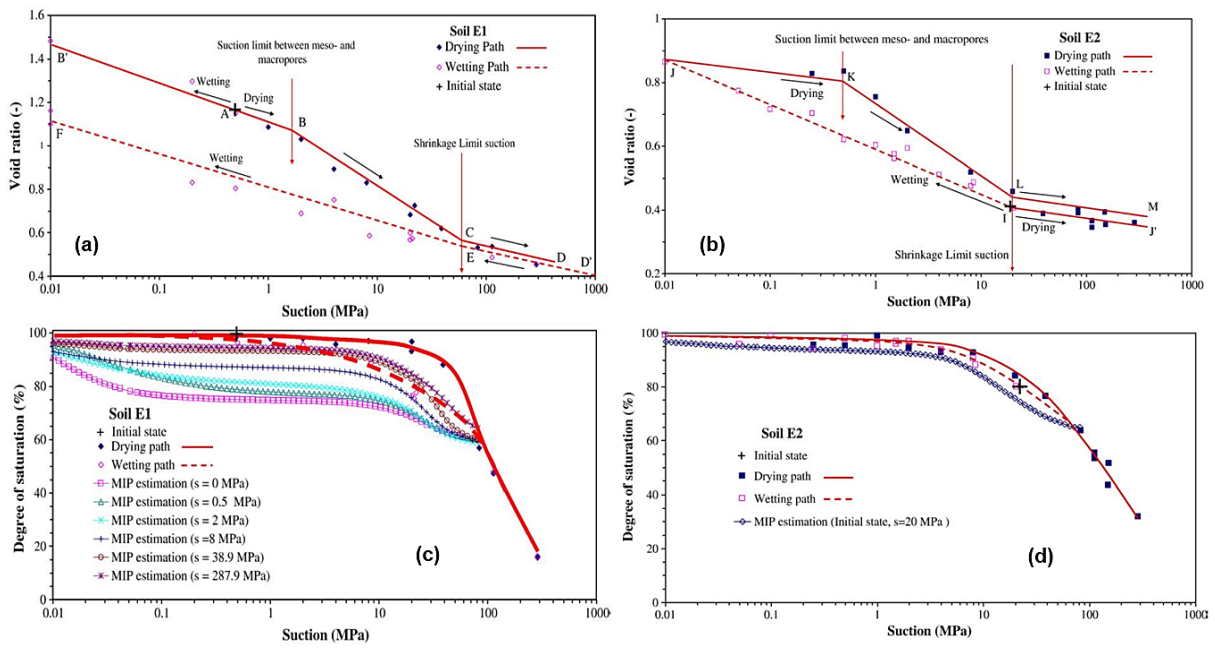


Figure P1-III.12: Variation de l'indice des vides des sols (a) E₁, (b) E₂ en fonction de la succion, courbes de rétention comparées avec les résultats des essais de porosimétrie au mercure à des succions imposées des sols (c) E₁, (d) E₂ (Nowamooz et Masrouri 2010).

III-3. Compactage et succion

Dans le plan $[w, \gamma_d]$, nombreux travaux présentent des études de la variation de la succion des matériaux compactés à différentes énergies et à teneur en eau constante.

Romero et al. 1999 ont déterminé les courbes iso-succion de l'argile de Boom (Mol, Belgique) compactée statiquement. L'argile est composée de 20–30% de kaolinite, 20–30% d'illite et de 10–20% de smectite, avec une limite de liquidité de 56%. Les auteurs ont observé que dans le plan $[w, \gamma_d]$ (Figure P1-III.13), les courbes d'iso-valeurs de succion sont verticales pour des valeurs de succion supérieures à 3 MPa. Dans ce domaine, le mécanisme de chargement affecte essentiellement les macroporosités (eau inter-agrégat). Pour les valeurs de la matrice de succion proche de la saturation, les courbes d'iso-valeurs de succion s'inclinent afin de converger vers cette condition limite ($S_r = 1$). Dans ce domaine, le mécanisme de chargement affecte essentiellement l'eau intra-agrégat.

Ces résultats ont été confirmés par les travaux de Cui et Delage 2003 qui ont analysé les résultats de Li, 1995 (Figure P1-III.14) ; et aussi, ceux de Baker et Frydman 2009 qui ont analysé les résultats de Gens et al. 1995 (Figure P1-III.15), de Romero 1999 (Figure P1-III.16), et de Dineen et al. 1999 (Figure P1-III.17) ; de Ajdari et al. 2010 sur un matériau mélange de silt et de bentonite ($w_L = 87\%$) (Figure P1-III.18) ; de Leroueil et Hight 2013 qui ont interprété les résultats de Gens et al. 1995 obtenus sur un limon peu plastique (Figure P1-III.15).

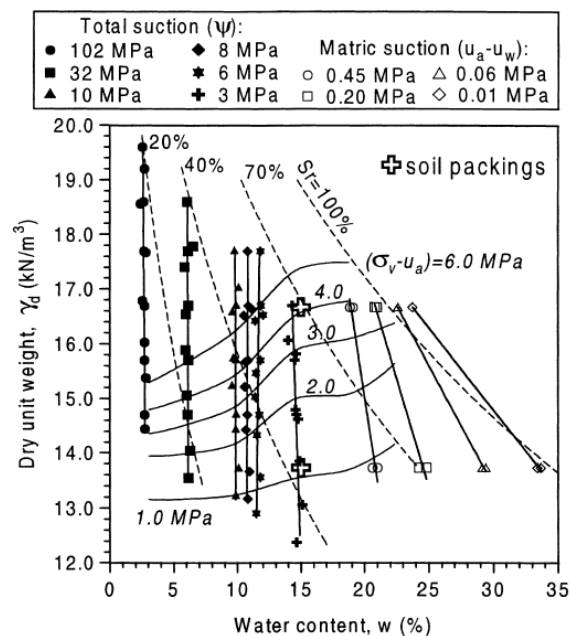


Figure P1-III.13 : Courbes de compactage statique avec les iso-succion (Romero et al. 1999).

Partie 1. Synthèse bibliographique du comportement des sols compactés

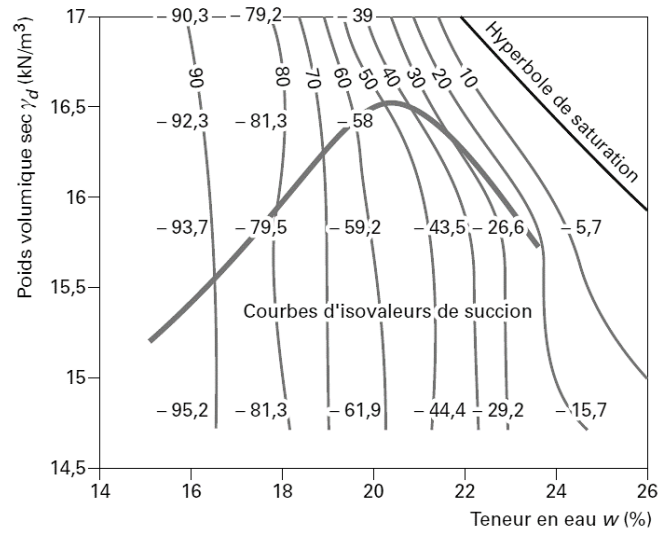


Figure P1-III.14 : Iso-valeurs de succion d'un sol compacté (Li 1995 cité par Cui et Delage 2003).

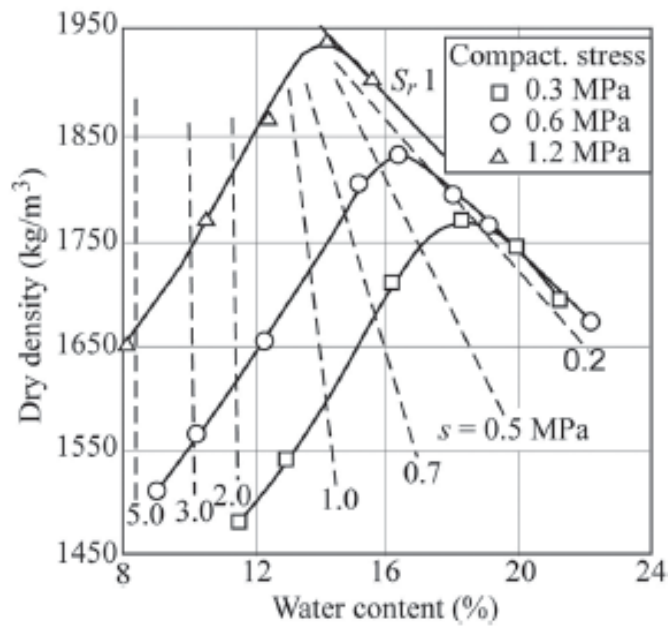


Figure P1-III.15 : Courbe de compactage statique d'un limon peu plastique avec l'iso-succions (Gens et al. 1995, cité par Baker et Frydman 2009 et Leroueil et Hight 2013).

Partie 1. Synthèse bibliographique du comportement des sols compactés

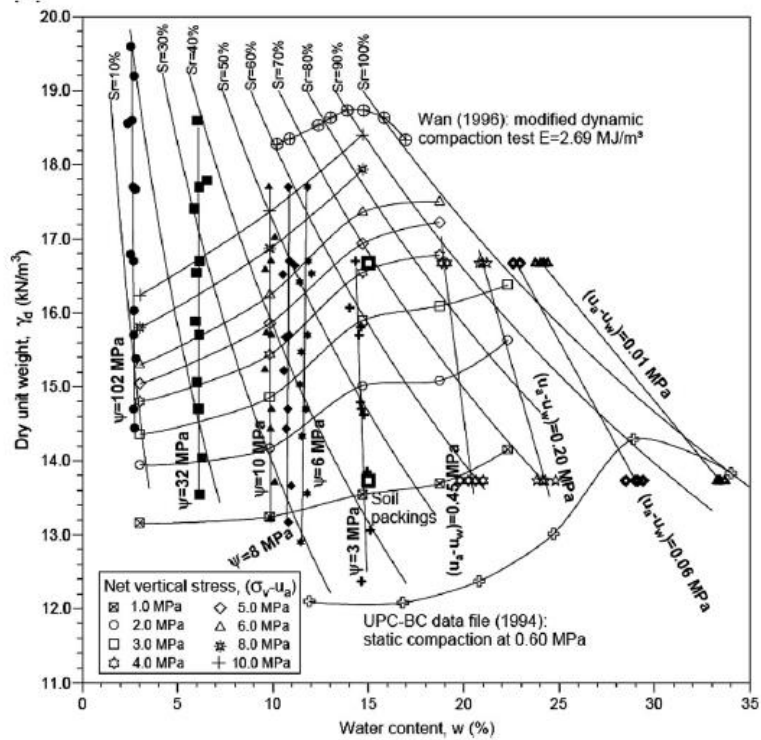


Figure P1-III.16 : Courbes d'iso-suction de l'argile de boom (Romero 1999 cité par Baker et Frydman 2009).

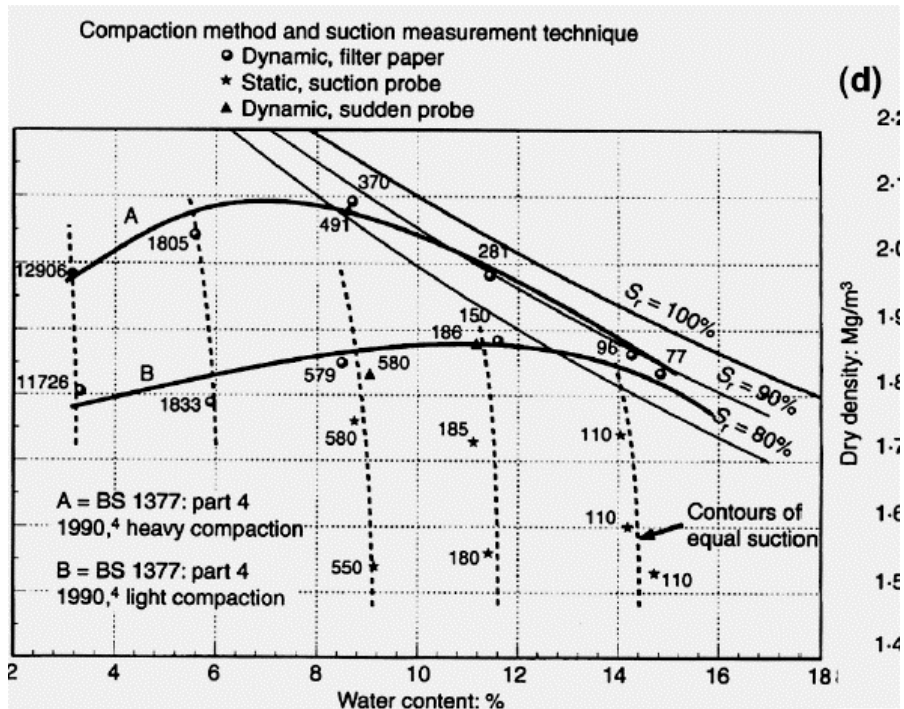


Figure P1-III.17 : Courbes d'iso-suction d'un mélange bentonite + sable (Dineen et al 1999 cité par Baker et Frydman 2009).

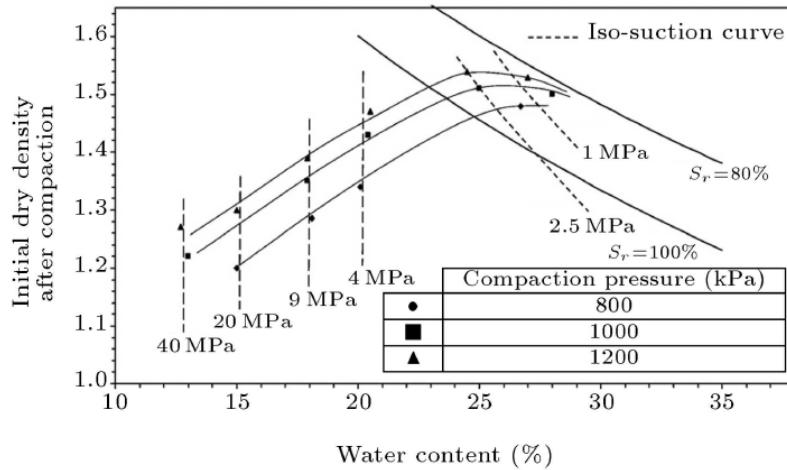


Figure P1-III.18 : Courbes de compactage statique avec les iso-suction (Ajdari et al. 2010).

Dans une étude expérimentale du comportement au compactage statique de l'argile non active ($w_L = 64\%$ et $w_P = 32\%$), Tarantino et De Col 2008 ont mesuré la variation de la succion dans une vaste gamme de teneur en eau et de contraintes verticales. Les succions ont été contrôlées avec des tensiomètres Trento de haute capacité pour les teneurs en eau élevées et psychromètres à transistor pour les teneurs en eau faibles. Les auteurs ont identifié 3 zones de teneur en eau dans le plan de compactage : zone I pour les teneurs en eau supérieures à 24% où la succion augmente avec l'énergie de compactage ; zone II pour des teneurs en eau comprises entre 12 et 24% dans lequel la succion diminue avec l'énergie de compactage ; et le zone III pour des teneurs en eau inférieurs à 12% où la succion reste constante (Figure P1-III.19).

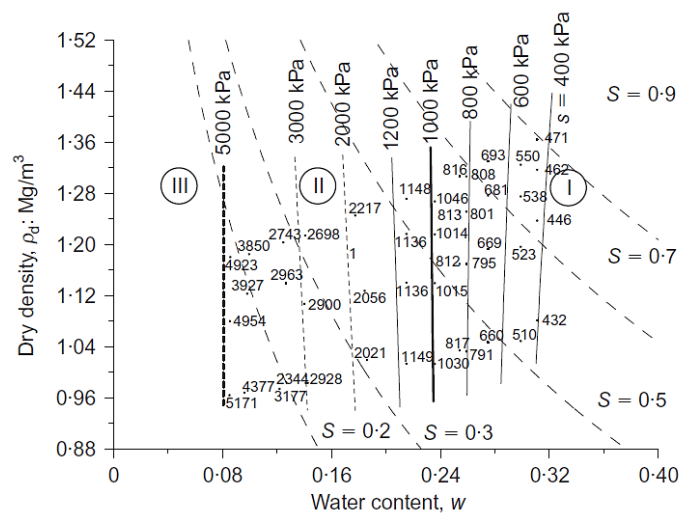


Figure P1-III.19 : Courbes d'iso-valeurs de succion d'une argile non active (Tarantino et De Col 2008).

III-4. Compactage et portance

Pour les sols compactés, plusieurs auteurs ont tenté de relier la portance avec la teneur en eau ou la succion (Paraire 1987, Kheirbek-Saoud 1994, Bourabah et al. 2011, Nowamooz et al. 2011, Purwana et al. 2012 et 2013, ...).

Paraire 1987 a développé un nouveau dispositif pour la mesure de la succion et de la portance des sols compactés. Des tests ont été effectués sur un limon (classé A₁) et deux arènes granitiques (classés B₅ et B₆ selon la norme GTR). Les résultats sont présentés sur la Figure P1-III.20. Les courbes de portance en fonction de la succion montrent que les matériaux réagissent en deux phases :

- La première phase où la portance du sol reste faible (ICBR < 3) correspondant à des succions voisines de PF 2.
- La seconde phase où la portance augmente rapidement pour atteindre une valeur ICBR voisine de 7 pour des succions supérieures à PF2.

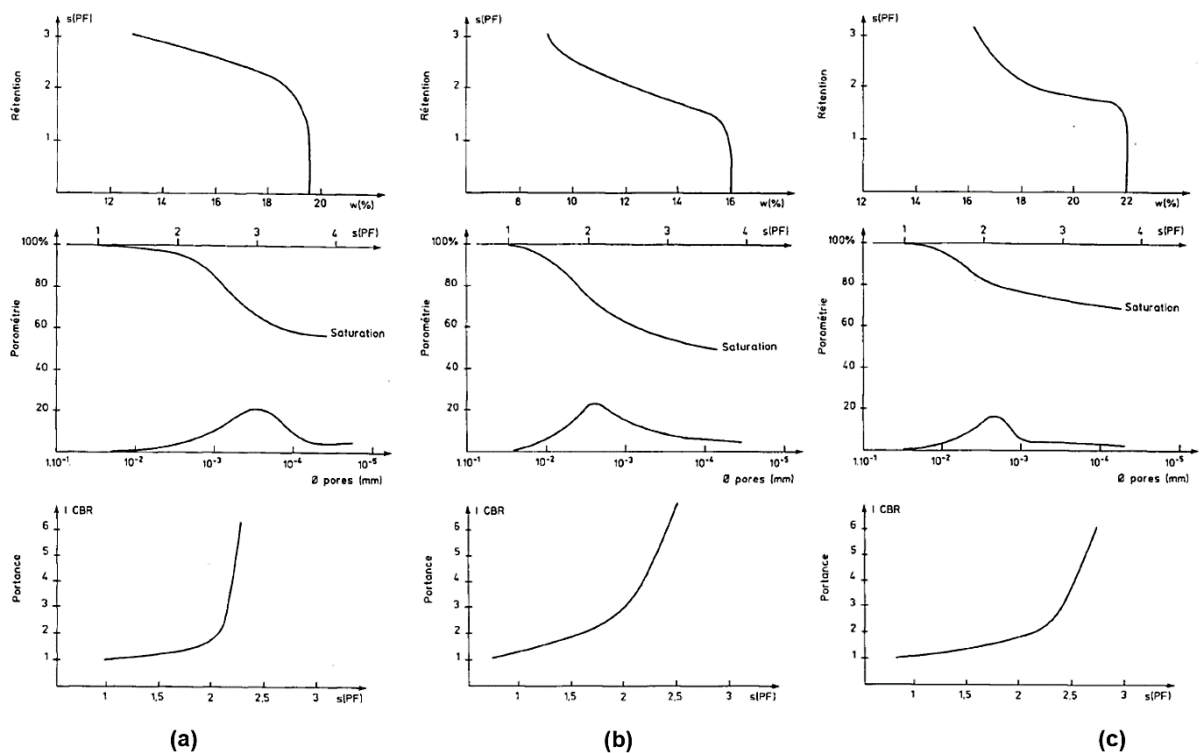


Figure P1-III.20 : Variations des paramètres caractéristiques (a) du limon A₁, (b) et (c) respectivement des arènes granitiques B₅ et B₆ (Paraire 1987).

Kheirbek-Saoud 1994 a montré des résultats sur l'étude du comportement des sols compactés (Figure P1-III.21). Les courbes ICBR atteignent l'optimum (maximum) pour une teneur en eau légèrement inférieure à la teneur en eau optimale. La Figure P1-III.22 présente la relation entre l'ICBR et la succion et aussi l'ICBR et la contrainte capillaire (fonction de la succion) en échelle

linéaire et bi-logarithmique et l'auteur a proposé la relation $I_{CBR} = 75(\sigma'_u)^{0,83}$. La Figure P1-III.23 présente les relations entre les modules calculés à partir des cycles de déchargement-rechargement en fonction de l'ICBR ; les modules calculés à partir des cycles CBR en fonction de la contrainte verticale maximale ; et la comparaison des modules de cycles CBR calculés et mesurés avec les valeurs du module déduite de la corrélation $E \text{ (MPa)} = 9 \text{ CBR}$.

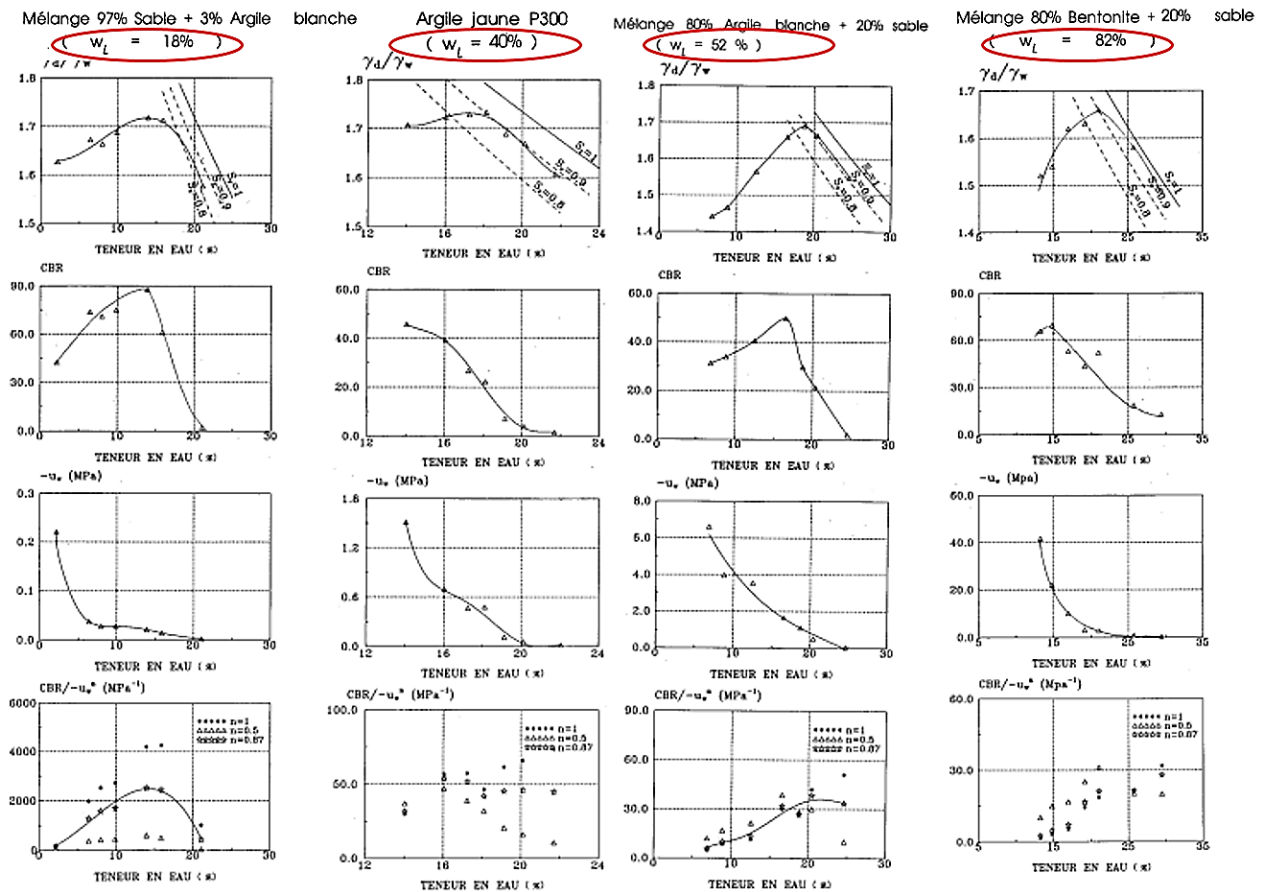


Figure P1-III.21 : Variations des paramètres en fonction de la teneur en eau des matériaux compactés (Kheirbek-Saoud 1994).

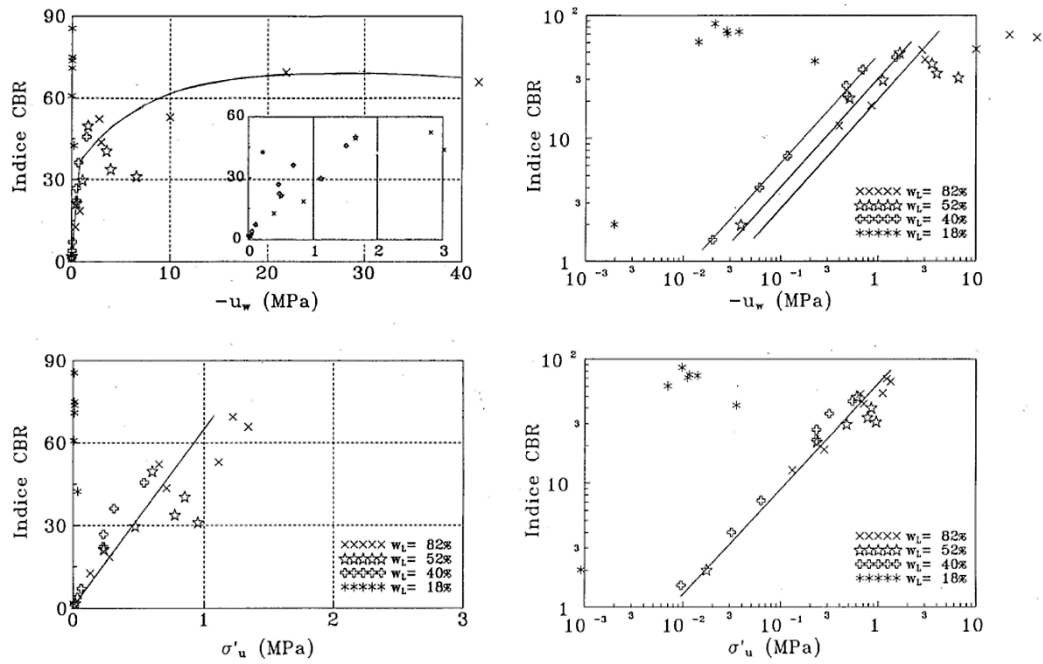


Figure P1-III.22 : Relation entre ICBR - succion et ICBR - contrainte capillaire (Kheirbek-Saoud 1994).

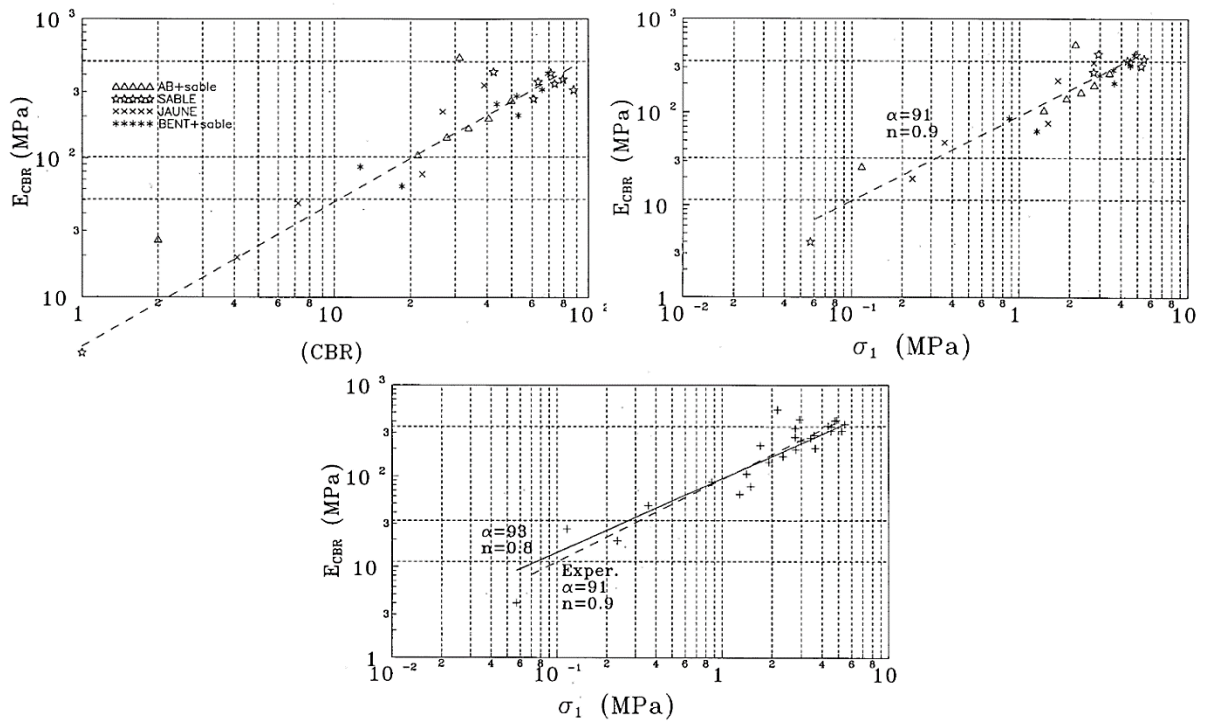


Figure P1-III.23 : Relations entre E_{CBR} - ICBR ; E_{CBR} - σ₁ et E_{CBR} - σ₁ avec les E_{CBR} de la corrélation. (Kheirbek-Saoud 1994).

Dans le cadre d'exploitation et de valorisation des sédiments de dragage d'un barrage, Bourabah et al. 2011 ont étudié le comportement d'un mélange de 30% de sédiment naturel avec 70% de sable. Les résultats d'essais de compactage-portance réalisés sur ce mélange (Figure P1-III.24) ont montré que :

- La teneur en eau de l'optimum Proctor modifié (OPM) du mélange a diminué par rapport au sédiment naturel.
- La densité à l'OPM a augmenté de 26%.
- L'indice portance immédiat (IPI) et la teneur en eau optimale ont baissé par rapport au sédiment naturel.

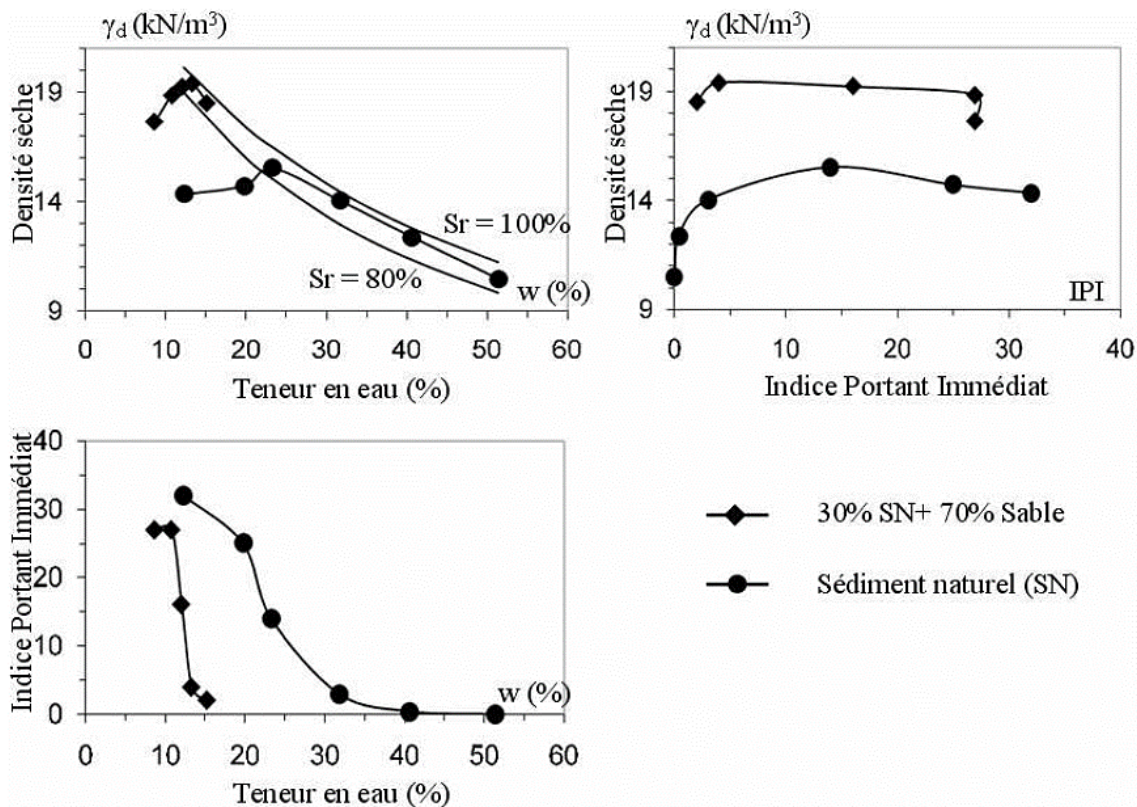


Figure P1-III.24 : Variation de la compacité et de la portance en fonction de la teneur en eau du mélange sédiment + sable (Bourabah et al. 2011).

III-5. Compactage et perméabilité

Dans la littérature, nombreux travaux étudient la variation des perméabilités à l'air ou à l'eau des sols compactés (Langfelder et al 1968, Barden et Pavlakis 1971, Fleureau et Taibi 1995, Romero et al. 1999, Hoffmann et al. 2007, Castellanos et al. 2008, Marinho et al 2013, Melbouci et Ghanem 2013 ...).

Langfelder et al 1968 ont étudié les paramètres qui influent sur la perméabilité à l'air des sols cohésifs compactés suivant différents modes et énergies de compactage. Les auteurs ont montré que la perméabilité à l'air dépend de la teneur en eau, de la densité sèche et du mode de compactage (Figure P1-III.25). Sur le côté sec de l'optimum, la variation de la perméabilité à l'air est faible et ce jusqu'à la teneur en eau optimale où une forte baisse de la perméabilité a été observée lorsque la teneur en eau de compactage augmente.

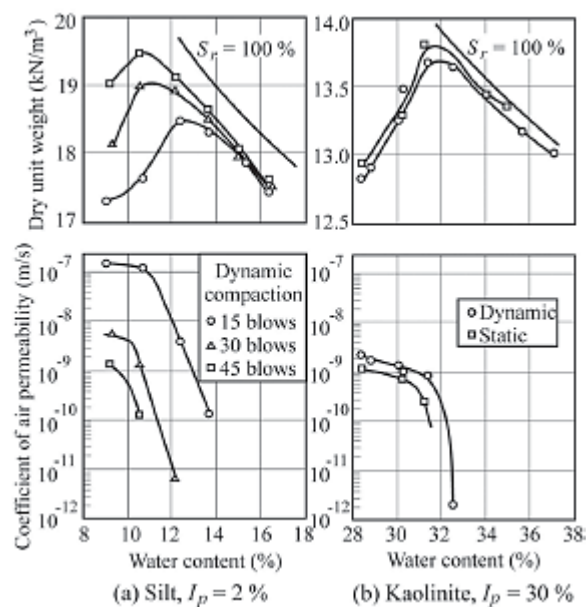


Figure P1-III.25 : Perméabilité à l'air (a) d'un limon et (b) d'une argile plastique compactés à différentes teneurs en eau (Langfelder et al 1968).

Fleureau et Taibi 1995 ont présenté des mesures de perméabilité à l'air et à l'eau, sur des chemins de drainage et d'humidification des 3 matériaux remaniés partiellement saturés : un mélange d'argile et de sable (Figure P1-III.26), un sable fin (Figure P1-III.27) et un limon naturel compacté (Figure P1-III.28). Les résultats montrent que l'hystérésis entre les chemins de drainage et d'humidification est très importante pour les deux perméabilités à l'air et à l'eau. La différence est particulièrement visible dans le plan [S_r ; K_a]. Pour le chemin de drainage, les perméabilités à l'air et à l'eau sont pratiquement constantes pour des valeurs de suctions inférieures à la succion de désaturation ($K_w \approx K_w^{sat}$ et $K_a \approx 0$). Lors du chemin d'humidification,

la restauration des matériaux est probablement partielle et la petite quantité d'air restante est suffisante pour modifier les perméabilités.

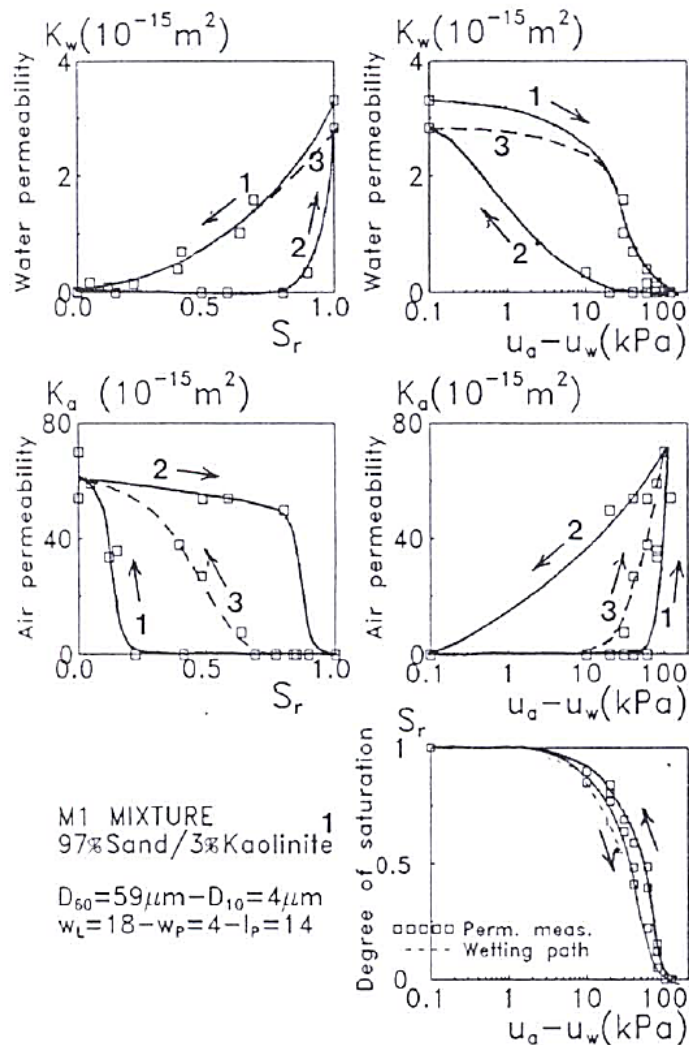


Figure P1-III.26 : Perméabilités à l'eau et à l'air du mélange d'argile et de sable pendant les cycles de drainage-humidification (Fleureau et Taibi 1995).

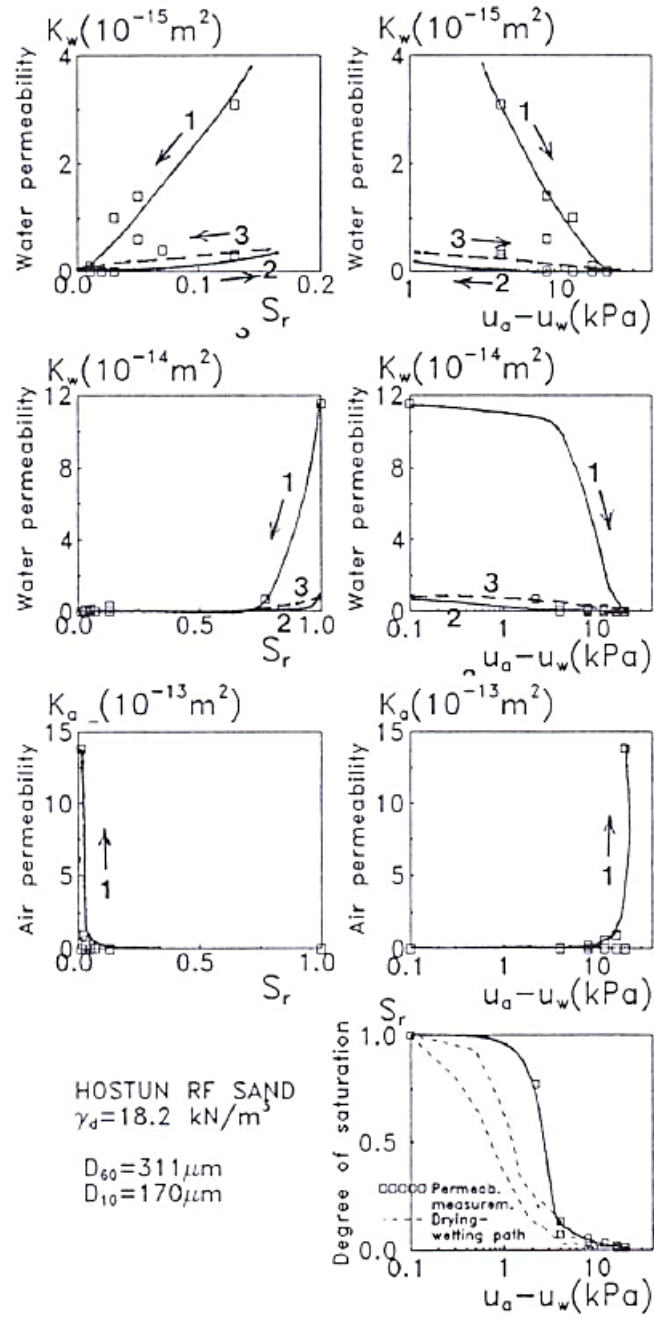


Figure P1-III.27 : Perméabilités à l'eau et à l'air du sable d'Hostun lors des chemins de drainage-humidification avec zoom de la perméabilité à l'eau K_w (Fleureau et Taibi 1995).

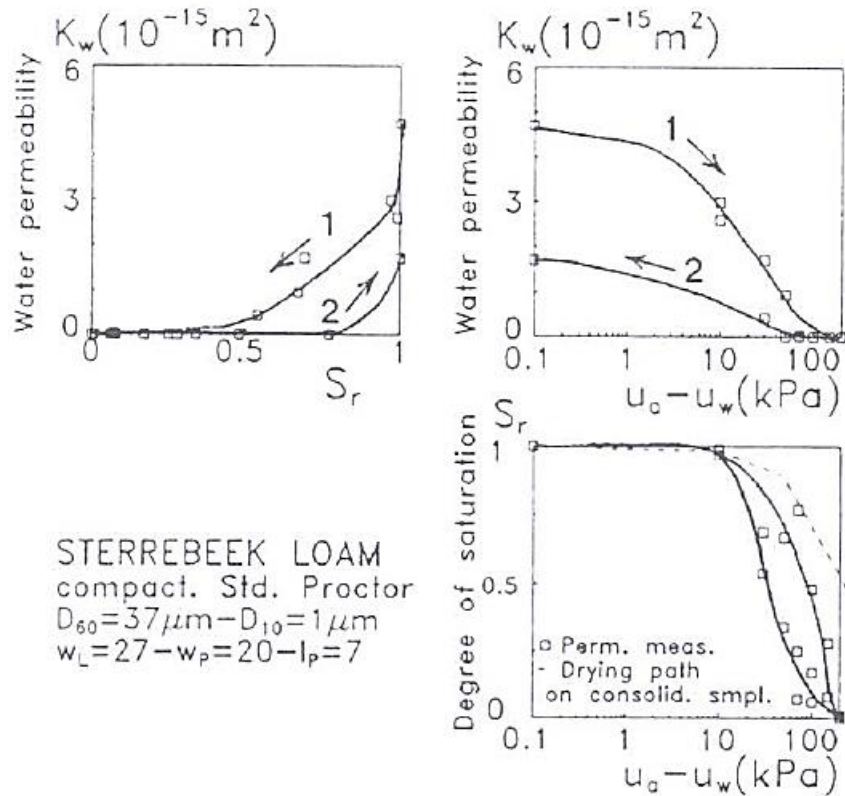


Figure P1-III.28 : Perméabilités à l'eau et à l'air du limon de Sterrebek lors des chemins de drainage-humidification (Fleureau et Taibi 1995).

Pour interpréter les courbes de porosimétrie au mercure de l'argile de Boom, Romero et al 1999 ont défini une région de taille de pores environ de 130 à 180 nm qui sépare les zones intra-agrégat et inter-agrégat. Dans la courbe de rétention, cette région de taille de pores est associée à la délimitation des zones de succion gouvernée par l'intra-agrégat correspondant à des teneurs en eau gravimétriques inférieures à 13-15% et par l'inter-agrégat. En outre, cette zone de teneur en eau est utilisée pour définir le seuil de la zone de perméabilité relative à l'eau de $k_w/k_{ws}= 0,01$ délimitant la zone de plus grande perméabilité relative. La Figure P1-III.29 présente la variation de la perméabilité relative à l'eau en fonction du degré de saturation pour un indice de vide et une température constants et du degré de saturation normalisé.

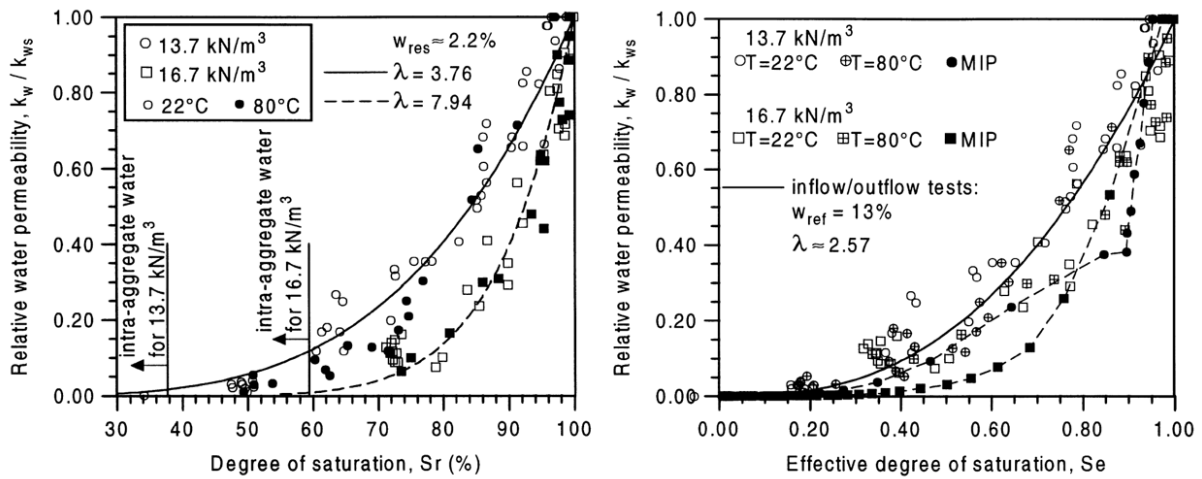


Figure P1-III.29 : Perméabilité relative à l’eau en fonction du degré de saturation des différentes préparations à une porosité constante – perméabilité relative à l’eau en fonction du degré de saturation effectif des différentes préparations à une teneur en eau de référence $w_{ref} = 13\%$ (Romero et al. 1999).

III-6. Conclusion

Pour le compactage des sols, différentes énergies peuvent être utilisées (faible, Proctor normal, élevée). Lors des chemins de drainage-humidification, les sols compactés peuvent présenter des différences entre la distribution des pores lorsqu’ils sont à gauche ou à droite de l’OPN. D’autres travaux ont montrés une linéarité dans les plans $[\log s ; e]$ et $[\log s, w]$ du chemin suivi lors de l’humidification des matériaux compactés à l’OPN.

Pour les paramètres mécaniques des sols compactés, des travaux ont été réalisés pour tenter de relier ces paramètres (module, portance, perméabilités,...) à la teneur en eau ou à la succion. Les travaux de la littérature ont mis en évidence la quasi-verticalité des courbes d’iso-valeurs de succion en fonction de l’énergie de compactage lorsque les matériaux sont compactés à gauche de l’OPN. Ces courbes d’iso-valeurs de succion sont parallèles aux lignes d’iso-saturation à droite de l’OPN.

Concernant la portance et les perméabilités à l’air et à l’eau, les résultats ont montrés la différence du comportement à gauche et à droite de l’OPN. La portance et la perméabilité à l’air chute lorsque la teneur en eau augmente, tandis que la perméabilité à l’eau augmente avec la teneur en eau.

Chapitre IV- Evolution des pressions interstitielles des sols compactés sous chargement mécanique isotrope et déviatoire

Skempton et Bishop 1954 sont les premiers à introduire le concept de paramètre de pression interstitielle $\frac{\partial u}{\partial \sigma}$.

Selon le degré de saturation du sol, le paramètre pour l'eau et l'air sont différents (Bishop 1961, Bishop et Henkel 1962). Dans le cas où le sol est caractérisé par un milieu triphasique (fluide interstitiel : liquide + air), le chargement non drainé entraîne des variations des pressions interstitielles de l'eau et de l'air qui sont représentées par les « coefficients de Bishop et Skempton » 1954 et définis par le rapport de la variation de pression et de la pression totale.

$$\Delta u_w = B. [\Delta \sigma_3 + A. (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)]$$

où Δu est la variation de la pression interstitielle durant un cisaillement non drainé, $\Delta \sigma_1$ est la variation dans la contrainte principale majeure durant un cisaillement non drainé et $\Delta \sigma_3$ est la variation dans la contrainte principale mineure durant un cisaillement non drainé. A et B sont les coefficients de pression interstitielle de Skempton.

Travaux de Knodel et Coffey 1966

La Figure P1-IV.1 présente les résultats de 3 essais triaxiaux non-drainés réalisés par Knodel et Coffey en 1966 (cités par Fredlund et Rahardjo, 1993) lors d'un chargement isotrope. On remarque que pour les trois matériaux (non définies par l'auteur), les coefficients B_a et B_w sont faibles pour jusqu'à la contrainte isotrope égale à 200 kPa, à partir duquel la valeur des coefficients croissent.

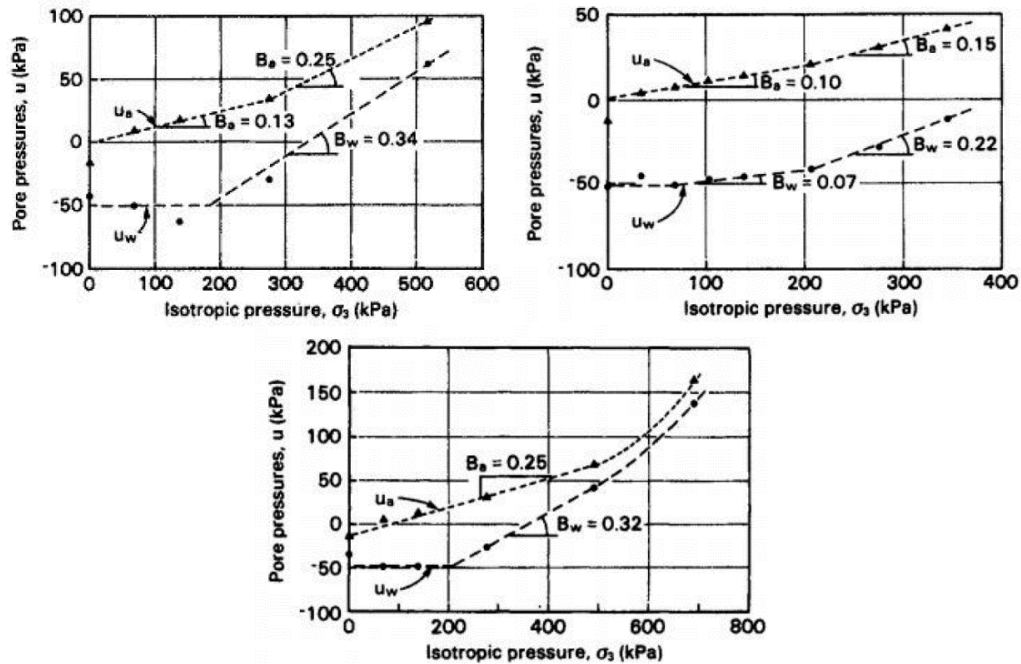


Figure P1-IV.1 : Développement de la pression interstitielle (u_a et u_w) avec la contrainte isotrope non-drainé (Knodel et Coffey 1966, cités par Fredlund et Rahardjo 1993).

Travaux de Campbell 1973

CAMPBELL (1973) a développé un appareillage spécifique pour mesurer indépendamment le développement des pressions interstitielles d'eau et d'air dans des échantillons non saturés compactés statiquement et soumis à des pressions isotropes jusqu'à 6900 kPa. Deux types de sol ont été étudiés: Peorian loess (limon inorganique), et Champaign till (Fredlund et Rahardjo 1993). La Figure P1-IV.2 présente l'évolution des pressions interstitielles d'eau et d'air en fonction de la contrainte de confinement appliquée ou du degré de saturation. On constate :

Dans le plan (σ_3, u_w) :

- une faible réponse de la pression interstitielle d'eau pour des teneurs en eau initiales faibles, ce qui se traduit par des courbes plates au début, ensuite la pression interstitielle d'eau augmente avec la contrainte.
- Les échantillons compactés autour de l'optimum, présentent immédiatement une grande réponse de la pression interstitielle lors de l'application de la contrainte isotrope.
- A l'approche de la teneur en eau optimale, la courbe de réponse de la pression interstitielle a approximativement une pente de 45° .

Dans les plans de (Sr, Bw) et (Sr, Ba) :

- Bw et Ba sont faibles quand le degré de saturation est inférieur à 40% ; après, ils augmentent de plus en plus rapidement avec le degré de saturation.
- A l'approche de la teneur en eau optimale, ils s'approchent de 1, donc, à saturation l'incrément de contrainte totale $\Delta\sigma_3$ est transféré entièrement à la pression interstitielle.
- Le paramètre B peut être différent de 1 à la saturation si le sol présente une faible compressibilité (Tableau P1-IV.1) (Black et Lee 1969, cités par Benchouk 2013).

Type de sol	Indice des vides « e »	Compressibilité du sol (1/kPa)	Paramètre de pression interstitielle d'eau B _w		
			Sr=100%	Sr=99.5%	Sr=99%
Argiles molles normalement consolidées	2.0	1.45x10 ⁻³	0.9998	0.992	0.986
Argiles et silts compactés ; argiles légèrement surconsolidées	0.6	1.45x10 ⁻⁴	0.9988	0.963	0.930
Argiles raides surconsolidées	0.6	1.45x10 ⁻⁵	0.9877	0.69	0.51
Sables très denses ; argiles très raides sous des pressions de confinement élevées.	0.4	1.45x10 ⁻⁶	0.9130	0.2	0.10

Tableau P1-IV.1 : Paramètre de pression interstitielle B_w pour différents types de sol saturés et quasi saturés (Black et Lee 1973, cités par Benchouk 2014).

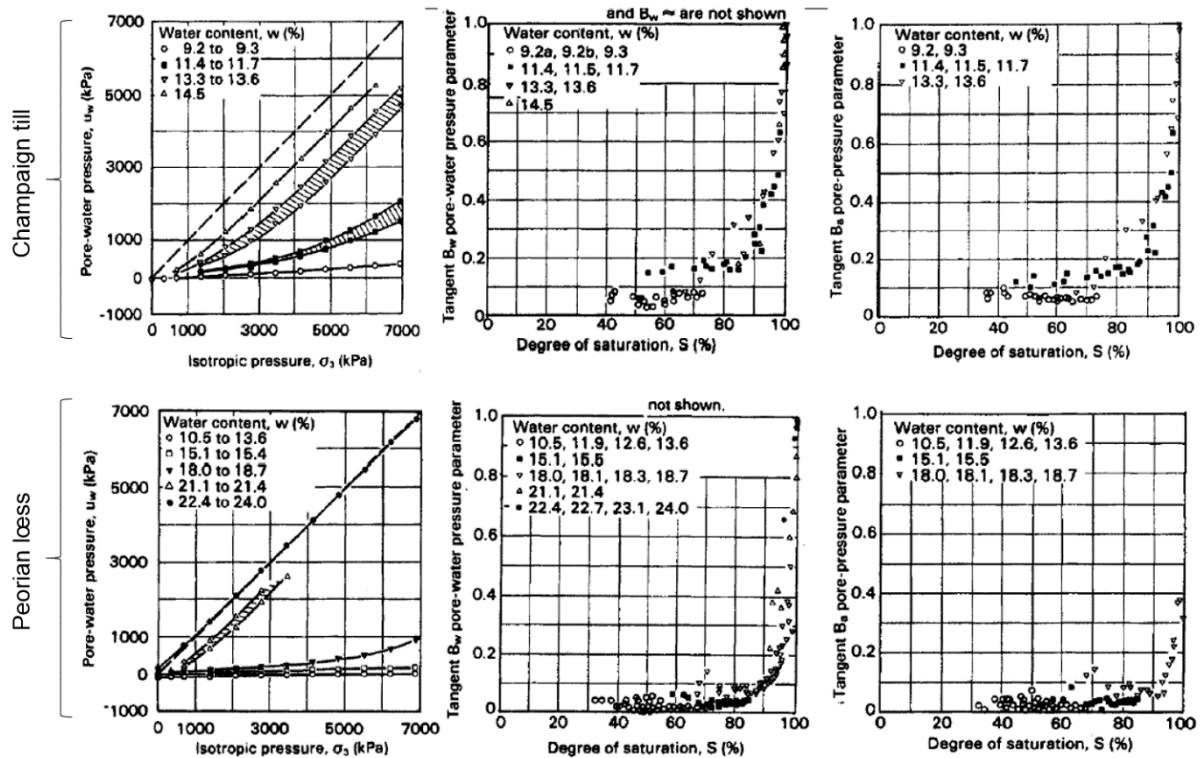


Figure P1-IV.2 : Développement des pressions interstitielles d’eau et d’air sous un chargement isotrope non drainé pour le Peorian Loess et le Champaign Till (Campbell 1973, cités par Fredlund et Rahardjo 1993).

Travaux de Taibi 1994

Taibi 1994 a réalisé une série de 3 essais (Tableau P1-IV.2) dont les résultats mettent en évidence l’évolution de la pression interstitielle sur un chemin isotrope (Tableau P1-IV.2). L’auteur a utilisé une cellule triaxiale équipée d’une base spéciale adaptée aux mesures des paramètres non saturés du sol (Figure P1-IV.3). Le matériau utilisé est une argile prélevée dans le noyau du barrage de la Verne (France) de limite de liquidité égale à 35%. Le matériau a été compacté dans les conditions de mise en place (densité sèche et teneur en eau OPN). Les résultats obtenus sont représentés sur la Figure P1-IV.4.

Les résultats montrent que la saturation complète au sens $B = 1$ est atteinte pour une contrainte de l’ordre de 800 kPa correspondant à une pression interstitielle positive de 200 kPa. Les résultats montrent que le passage de la valeur négative à la valeur positive de la pression interstitielle est continu et a lieu pour une contrainte totale de 100 kPa.

Essais	w (%)	e	Sr (%)	-u _w (kPa) Papier filtre	-u _w (kPa) Tensiomètre	Paliers de chargement (kPa)
1	20,5	0,55	84	25,1	26,3	0-25-50-100
2	19,9	0,55	82	39,8	30,8	0-100-200-300
3	20,6	0,55	84,3	44,7	41	0-100-200-300-400-500- 600-700-800-900

Tableau P1-IV.2 : Caractéristiques des essais isotropes réalisés sur le matériau de la Verne (Taibi 1994).

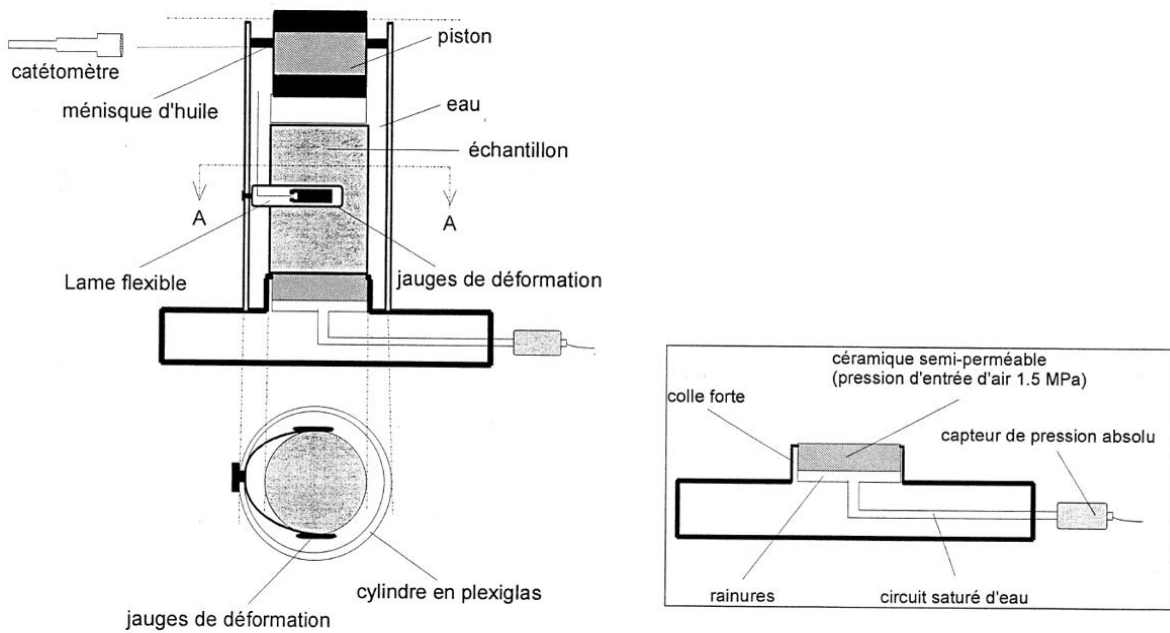


Figure P1-IV.3 : Cellule triaxiale équipée d'un tensiomètre (Taibi 1994).

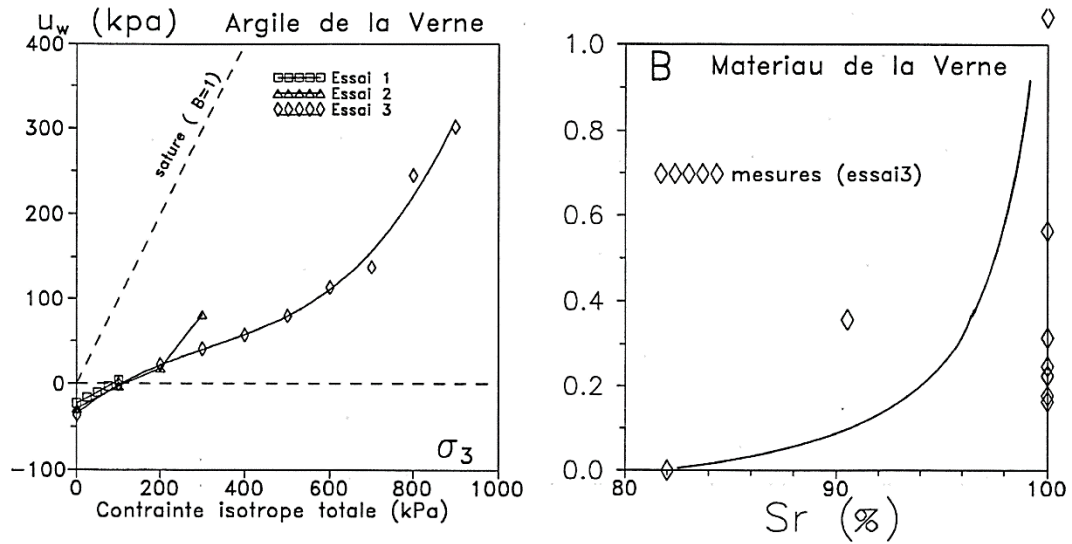


Figure P1-IV.4 : Evolution de la pression interstitielle en fonction de la contrainte isotrope totale - Mesure du paramètre B en fonction du degré de saturation S_r pour l'essai 3 (Taibi 1994).

La Figure P1-IV.5 présente une superposition des chemins isotropes réalisés sur un échantillon de billes de verres humides de diamètres compris entre 4 et 40 μm , l'argile de Vieupré et le selset clay.

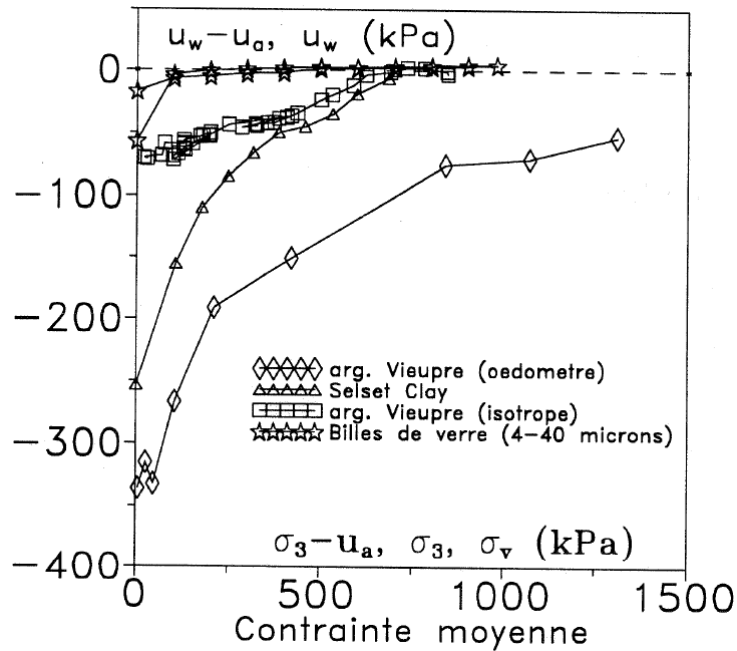


Figure P1-IV.5 : Evolution de la pression interstitielle négative en fonction de la contrainte totale des quatre matériaux (Taibi 1994).

Travaux de Lins et al. 1995

Lins et al. 1995 ont réalisé une série d'essais sur le sol de Rio de Janeiro (Brésil), de limite de liquidité (w_L) égale à 78% et d'indice de plasticité (IP) égal à 46%. Les échantillons ont été préparés à la densité optimum Proctor par compactage statique. La succion a été contrôlée par la technique de sur-pression d'air (translation d'axes). La Figure P1-IV.6 montre les résultats expérimentaux sur les échantillons à différentes teneurs en eau initiales, pour deux types d'essai respectivement à air non drainé (PH) et à air drainé (PHO). La Figure P1-IV.7 présente la comparaison entre les résultats des mesures et les résultats prédits en utilisant le modèle de Hilf 1948. Les auteurs ont indiqué que l'expression de HILF est valable dans le sol résiduel utilisé dans un état compacté proche de l'optimum Proctor ou du côté humide.

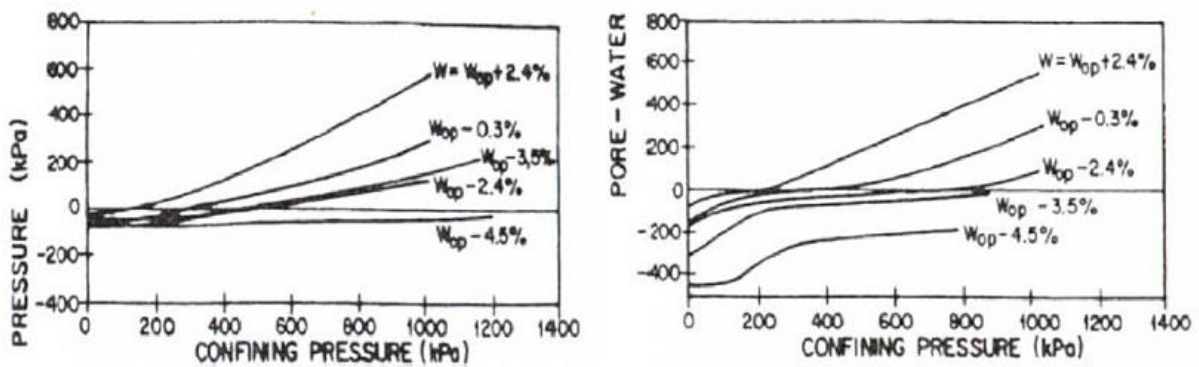


Figure P1-IV.6 : u_w fonction de la contrainte de confinement pour les essais PH et PHO respectivement (Lins et al. 1995, cité par Benchouk 2014).

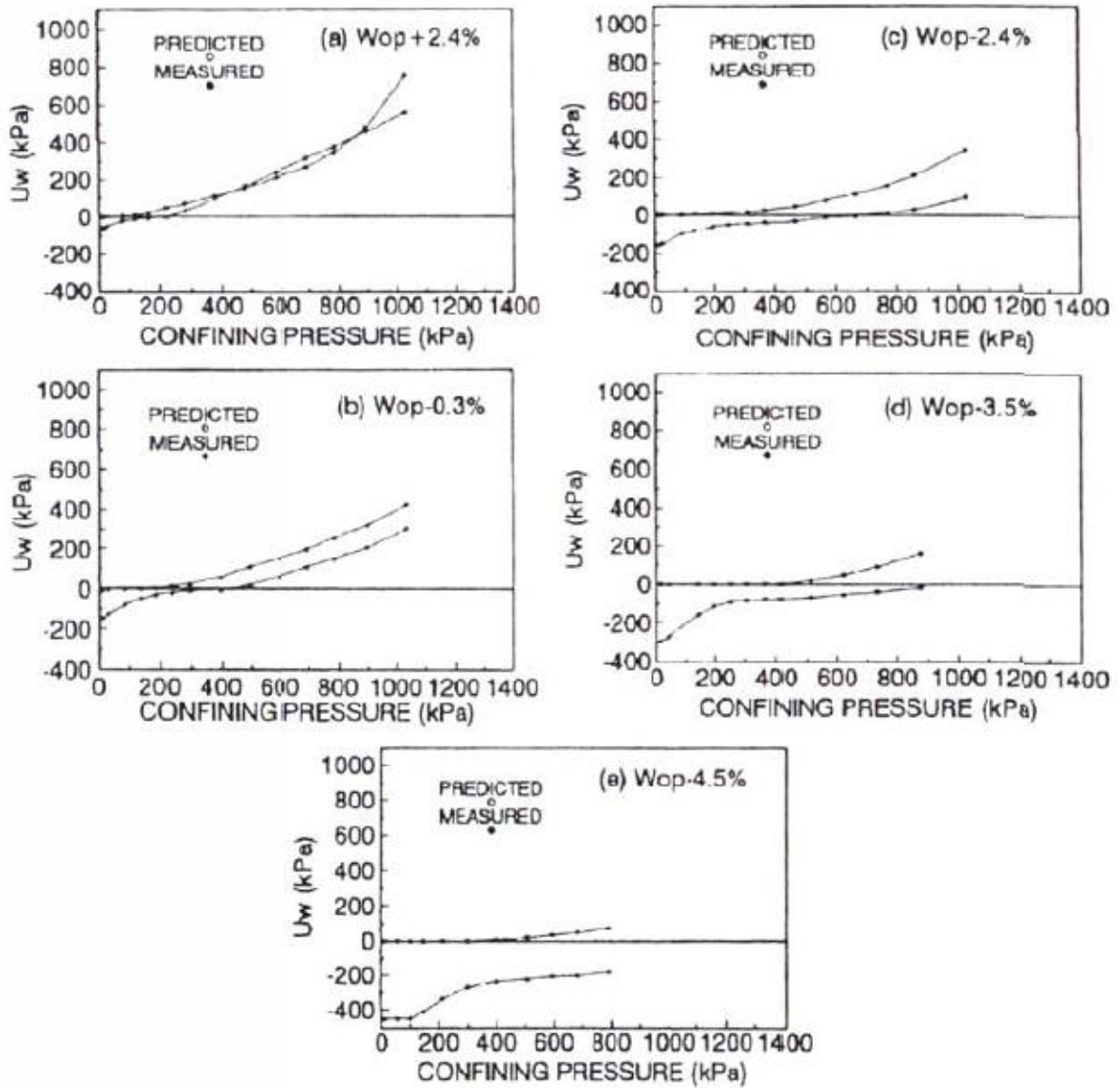


Figure P1-IV.7 : Comparaison entre la mesure de u_w et les prédictions utilisant l'équation de Hilf (essais PHO) (Lins et al. 1995, cités par Benchouk 2013).

Travaux de Vaughan 2003

Vaughan 2003 a réalisé des essais isotropes non drainés sur l'argile « Weald clay » utilisée dans le noyau du barrage d'Arlington, et des essais de chargement-déchargement sur un mélange de l'argile d'Oxford et « Kellaway Bed » (Figure P1-IV.8).

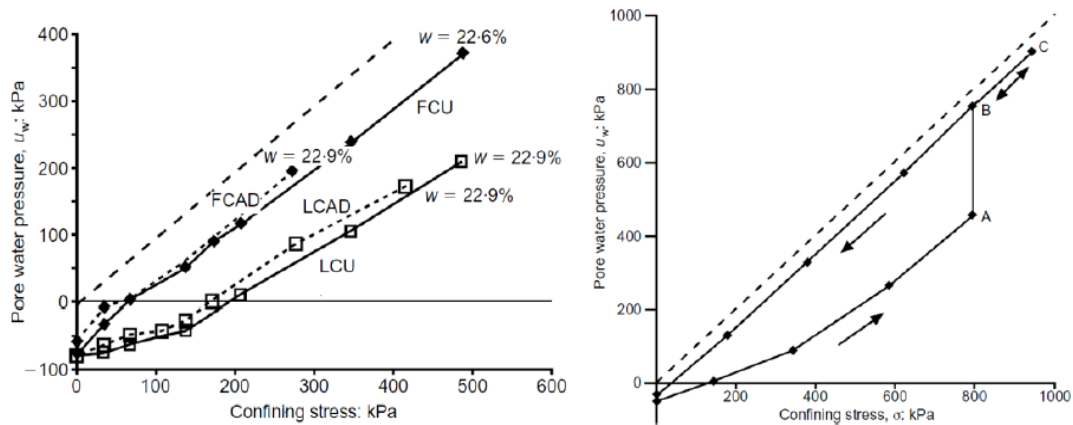


Figure P1-IV.8 : Chargement isotrope et chargement-déchargement isotrope sur un matériau de noyau de barrage (Vaughan 2003).

Travaux de Marinho et al. 2003 et 2010

Marinho (2003) a réalisé une série d'essais sur des matériaux compactés statiquement. Il mesure le développement de la pression interstitielle d'eau en fonction de la contrainte isotrope en utilisant une cellule triaxiale équipée d'un tensiomètre de haute capacité. Ensuite, l'auteur a utilisé l'approche d'Arêas 1963 basée sur la formulation de Hilf 1948 pour prédire les développements (Figure P1-IV.9). Cette approche a un handicap majeur, c'est qu'il n'y a aucune justification théorique précise permettant l'extension de la méthode de HILF sous la forme proposée.

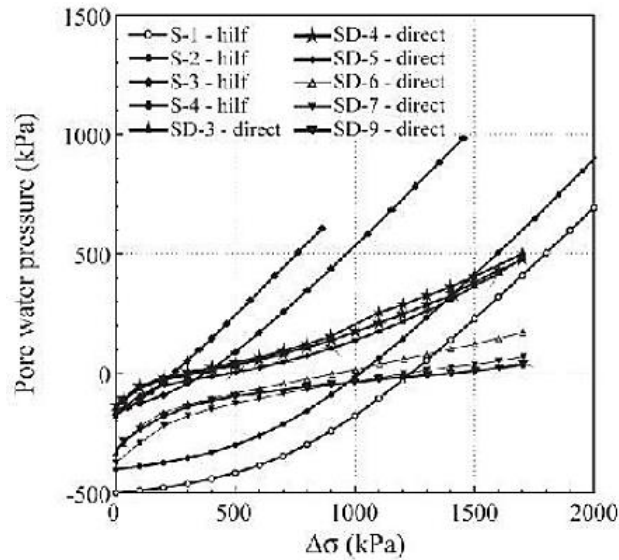


Figure P1-IV.9 : Comparaison entre les prédictions de la méthode de HILF et les mesures des pressions interstitielles d'eau (Marinho et al. 2003, cités par Benchouk, 2014).

En 2010, Marinho a effectué une autre série de tests sur le même type de sol que dans ses triaxiaux de 2003. Des essais de compression isotrope à teneur en eau constante ont été réalisés sur différents états initiaux (Tableau P1-IV - 4). Les résultats sont présentés sur la Figure P1-IV.10.

<i>Echantillon</i>	<i>W (%)</i>	<i>Sr (%)</i>	<i>Succion Initiale (kPa)</i>
D1	22.8	76	206
O1	24.8	84	108
W1	28.0	90	42
W2	27.5	88	40
W3	27.7	89	38
W4	31.1	87	14

Tableau P1-IV.3 : Caractéristiques des échantillons testés (Marinho 2010).

L'auteur a conclu que :

- Durant le chargement l'air se dissout et le sol atteint probablement la saturation.
- Les échantillons compactés du côté sec de la courbe PROCTOR ont une succion initiale de l'ordre de 200 kPa.
- Ceux compactés à 6% à droite de l'optimum présentent une succion de 14 kPa.
- La contrainte de confinement à laquelle la pression interstitielle atteint la valeur zéro est directement proportionnelle à la succion initiale.

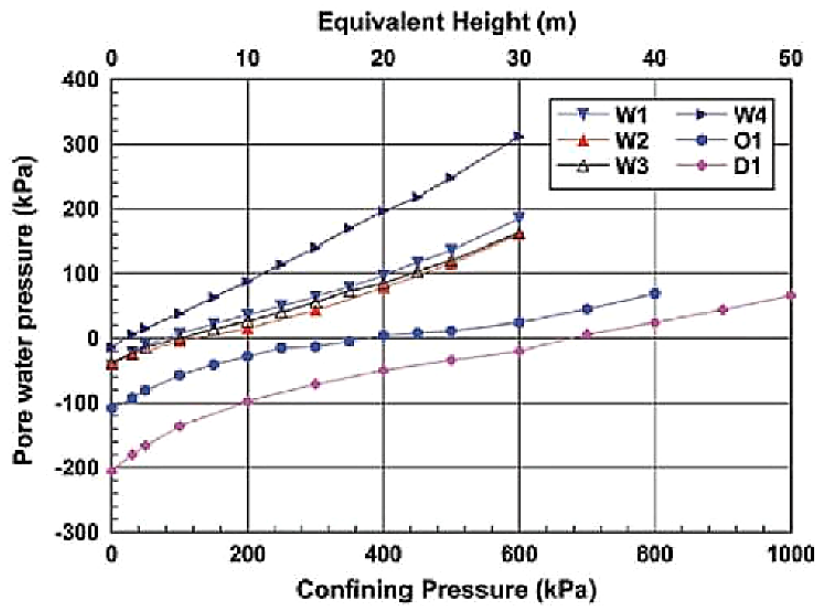


Figure P1-IV.10 : Réponse de la pression interstitielle d'eau à la pression de confinement (Marinho 2010 ; cité par Benchouk 2014).

Travaux de Benchouk 2014

Benchouk 2014 a réalisé des essais par palier de chargement isotrope sur le matériau de Boughrara. Les matériaux testés ont des teneurs en eau initiales égales aux teneurs en eau OPN-4, OPN-2, OPN et OPN+2. A la fin des cycles chargement-déchargement-rechargement, les échantillons sont soumis à un chargement déviatoire. La Figure P1-IV.11 montrent que pour chaque type de chargement (charge, décharge, recharge), l'évolution de la pression interstitielle en fonction de la contrainte isotrope σ_3 est plus importante pour les échantillons compactés à l'OPN et OPN+2% comparativement aux échantillons compactés à l'OPN-2% et OPN-4% c.à.d. du côté sec de l'optimum.

Partie 1. Synthèse bibliographique du comportement des sols compactés

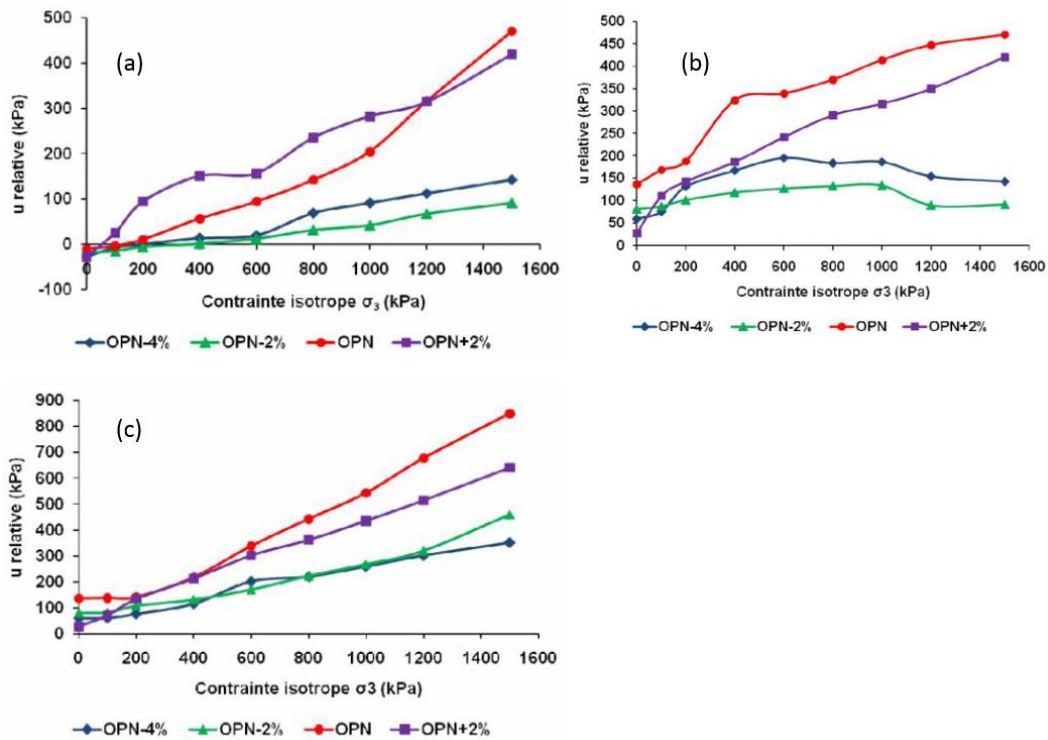


Figure P1-IV.11 : Variation de la pression relative fonction de la contrainte isotrope lors du cycle de (a) chargement, (b) déchargement, (c) rechargement pour différents états initiaux (Benchouk 2014).

Les cycles isotropes non drainés montrent que la variation du paramètre B (Figure P1-IV.12) croit légèrement avec ces cycles. L'auteur a mentionné que ceci peut être dû au fait que lors du premier chargement la compressibilité du fluide interstitiel s'est accompagnée d'une légère compressibilité du squelette sous l'effet de la contrainte isotrope totale appliquée à l'extérieur. Et lors du déchargement cette compressibilité du squelette n'a pas été tout à fait réversible, ce qui a fait diminuer légèrement l'indice des vides du matériau et donc l'espace réservé à la réapparition des bulles d'air lors de la décharge.

Partie 1. Synthèse bibliographique du comportement des sols compactés

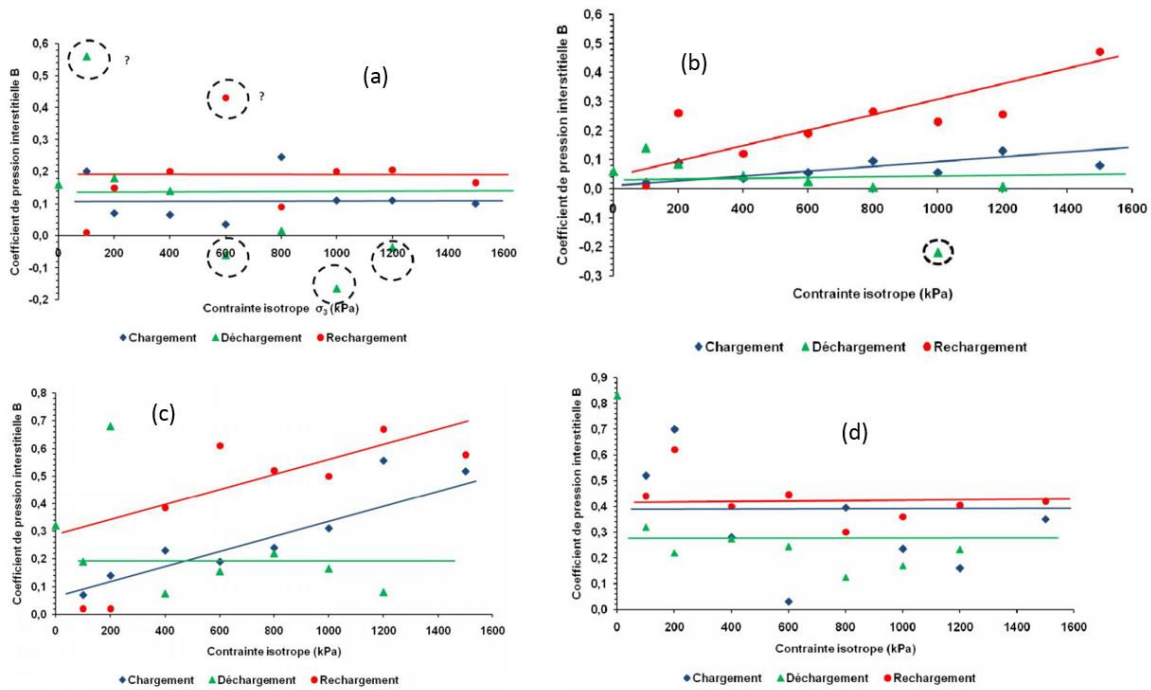


Figure P1-IV.12 : Variation du coefficient B en fonction de la contrainte isotrope des échantillons (a) OPN-4, (b) OPN-2, (c) OPN et (d) OPN+2 (Benchouk 2014).

Coefficient de pression interstitielle A

Skempton (1954) a donné des valeurs du coefficient de pression interstitielle A_f à la rupture après cisaillement suivant la nature des sols argileux étudiés (Tableau P1-IV.4).

Type d'argile	Coefficient A_f
Argile très sensible	0.75 à 1
Argile normalement consolidé	0.5 à 1
Argile sableuse compactée	0.25 à 0.75
Argile légèrement surconsolidé	0 à 0.5
Argile graveleuse compactée	-0.25 à 0.25
Argile fortement surconsolidé	-0.5 à 0

Tableau P1-IV.4 : Valeurs de A_f (Skempton 1954, cité par Benchouk 2014).

Peu d'auteurs ont réalisés des essais de cisaillement dans des sols non saturé, notons les résultats de Taibi 1994 qui a effectués des essais déviatoires non drainé à la suite des chargements isotropes présentés ci-dessus (Figure P1-IV.13).

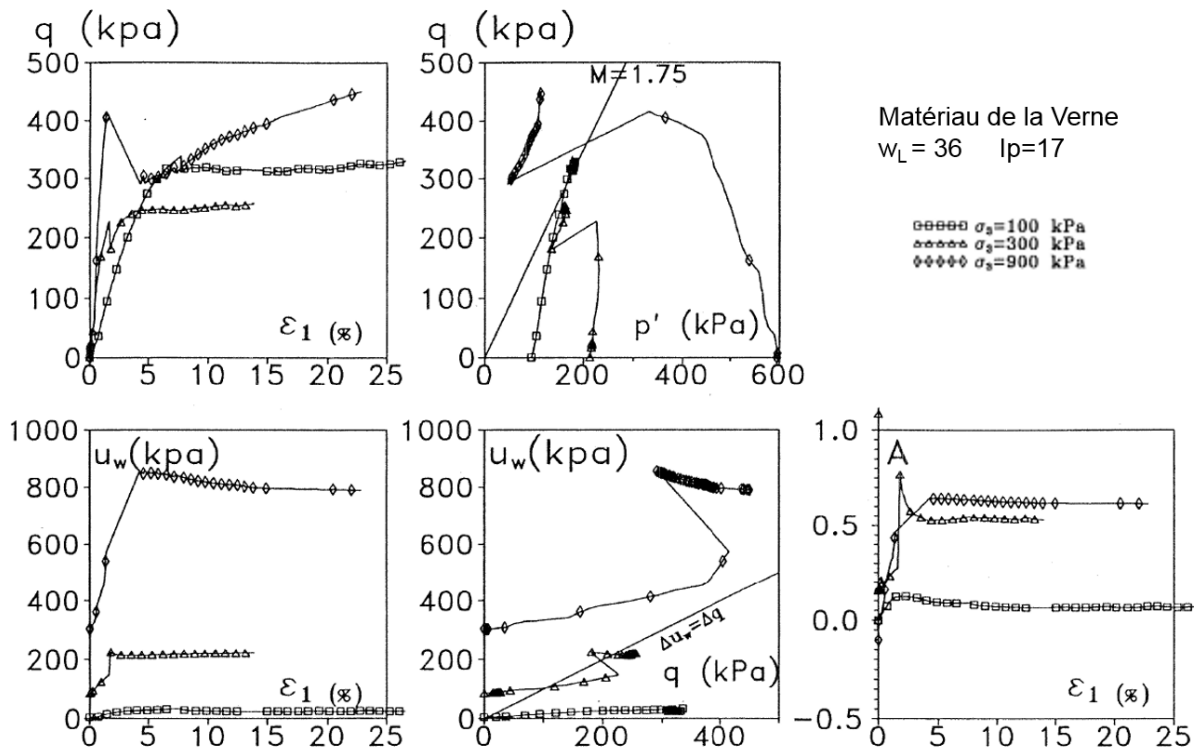


Figure P1-IV.13 : Essais triaxiaux non drainés sur le matériau de la Verne compacté (Taibi 1994).

A la fin des chargements isotropes, Benchouk 2014 a réalisé un écrasement à la contrainte isotrope de 1500 kPa et en condition non drainés (UU). Les résultats sont présentés sur la Figure P1-IV.14.

Partie 1. Synthèse bibliographique du comportement des sols compactés

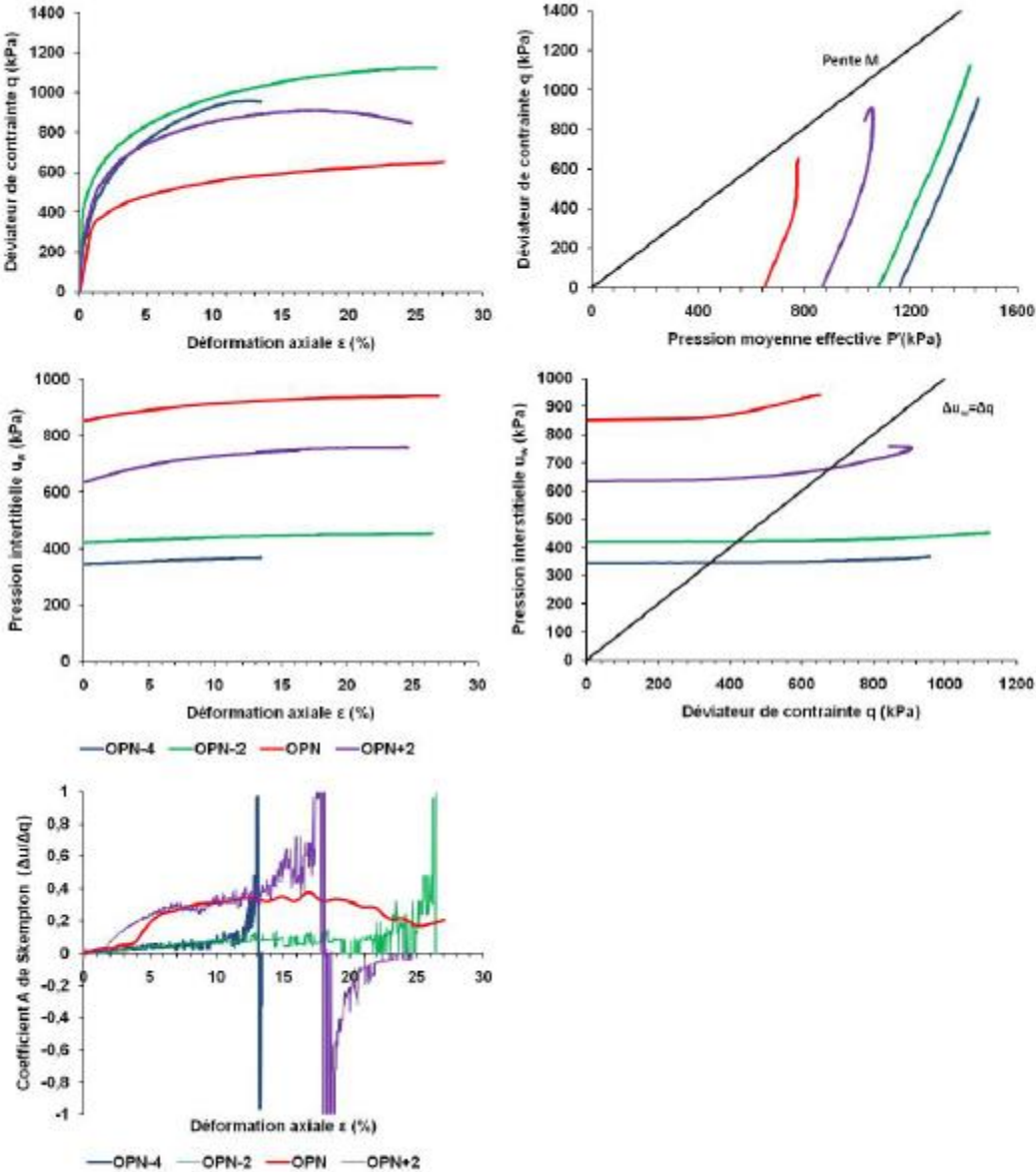


Figure P1-IV.14 : Essais triaxiaux non drainés sur le matériau de Bougrara compacté à différents états initiaux (OPN-4, OPN-2, OPN et OPN+2%) (Benchouk 2014).

Li 2015 a réalisé 6 essais sur des échantillons compactés du côté humide de l'optimum, en utilisant la technique de translation d'axes (Tableau P1-IV.5).

	1 ^{er} essai (13.06.07)	2 ^{ème} essai (13.07.05)	3 ^{ème} essai (13.07.17)	4 ^{ème} essai (13.08.29)	5 ^{ème} essai (13.12.13)	6 ^{ème} essai (13.12.26)
Teneur en eau initiale (w_i)	49.25%	48.76%	46.28%	48.05%	47.78%	48.34%
Mesure de la succion initiale	√	√	√	√	x	√
Consolidation isotropique	x	√	√	√	√	√
Ecrasement	x	x	√	√	√	x
Teneur en eau finale (w_f)	x	35.17%	48.0%	34.71	43.16	45.23
Résultats	Figure IV - 44	Figure IV - 45 Figure IV - 46 Figure IV - 47	Figure IV - 48 Figure IV - 49	Figure IV - 50 Figure IV - 51	Figure IV - 52 Figure IV - 53	Figure IV - 54 Figure IV - 55
√	mesuré					
x	non mesuré					

Tableau P1-IV.5 : Synthèse des essais triaxiaux effectués sur les échantillons compactés non saturés (Li 2015).

La Figure P1-IV.15 présente le comportement du matériau (essai 4) lors du chargement déviatorique.

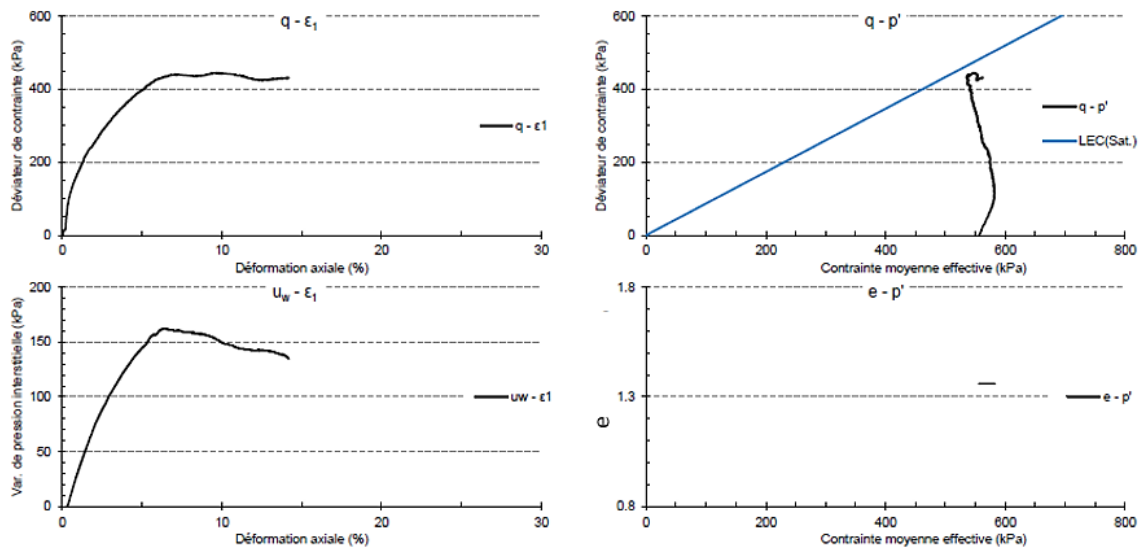


Figure P1-IV.15 : Ecrasement de l'échantillon compacté à 48% ($w_{OPT} + 10$) avec la technique de translation d'axes - 4^{ème} essai (Li 2015).

L'auteur a conclu que :

- Les résultats sont assez dispersés pour les succions mesurées.
- La température influence de façon importante la pression interstitielle d'eau, et cette influence n'est pas réversible.
- Pour une pression de confinement nette inférieure à 200 kPa [$(\sigma_3 - u_a) \leq 200$ kPa], il semble que la vitesse d'augmentation de $(u_w - u_a)$ devienne de plus en plus faible lorsque $(\sigma_3 - u_a)$ augmente.
- Pour la pression de confinement nette supérieure à 200 kPa [$300 \text{ kPa} \leq (\sigma_3 - u_a) \leq 1000$ kPa] : la vitesse de l'augmentation de $(u_w - u_a)$ est quasi-constante, le coefficient B est d'environ 0,75 ; pour $(\sigma_3 - u_a)$ comprise entre 300 et 900 kPa ; pour la pression de confinement nette plus élevée, B augmente de 0,75 à 0,91, qui indique l'échantillon est proche de la saturation.

Conclusion

Les essais existants pour l'étude de l'évolution des pressions interstitielles des sols compactés sous chargement mécanique non drainé traitent essentiellement des chemins isotropes et du paramètre B de Skempton.

Synthèse

Dans cette partie bibliographique du manuscrit, nous avons vu que la mise en œuvre des sols compactés in situ est basé sur le guide de terrassement 1992 (GTR 92), qui définit les conditions d'emploi des matériaux en remblais et en couche de forme. Il se présente en deux fascicules. Le premier fascicule "Principes généraux" s'articule autour de quatre chapitres : la classification des matériaux utilisés (sols, matériaux rocheux, sous-produits industriels), les conditions d'utilisation en remblai (extraction, action sur la granularité, action sur la teneur en eau, traitement, régalage, compactage, hauteur des remblais), les conditions d'utilisation en couche de forme (conception, matériaux, dimensionnement, classement des plates-formes pour le dimensionnement des structures de chaussée), et le compactage des remblais et des couches de forme (prescription, matériaux, compacteurs, règle de compactage). Le deuxième fascicule "annexes techniques" est constitué de quatre annexes qui regroupent les tableaux de classification des matériaux utilisés pour la construction, les tableaux des conditions d'utilisation des matériaux en remblai, les tableaux des conditions d'utilisation des matériaux en couches de forme, et le compactage des remblais et des couches de forme (condition de compactage, tableau de compactage).

Cependant, la conception et la construction des remblais routiers peuvent présenter des problèmes à cours et à long terme comme le matelassage (comportement élastique des matériaux très humides caractérisé par la compressibilité des bulles d'air occluses) ; le feuilletage (généralement causé par les efforts de sollicitation de l'engin de compactage et par la nature, l'état, l'hétérogénéité et les caractéristiques mécaniques du matériau) ; l'orniérage (déformation permanente ou plasticité de sol due à des sollicitations) ; la fissuration par dessiccation qui réduit les caractéristiques mécaniques du matériau (selon la teneur en eau, l'énergie de compactage et la plasticité). L'étude bibliographique présentée a montré, qu'à part l'orniérage qui a fait l'objet d'études poussées, très peu de résultats dans la littérature concernent les autres pathologies (matelassage, feuilletage, fissuration,...).

Concernant les paramètres mécaniques des sols compactés, des travaux de recherche ont été réalisés pour tenter de relier ces paramètres (module, portance, perméabilités,...) à la teneur en eau ou à la succion. Cependant, les résultats expérimentaux reliant les paramètres mécaniques (contrainte effective, module, portance ...), paramètres hydriques (succion, saturation...) et les paramètres hydrauliques (perméabilités à l'air et à l'eau) restent rares dans la littérature.

Quant à l'étude de l'évolution des pressions interstitielles des sols compactés sous chargement mécanique non drainé, les essais existants traitent essentiellement des chemins isotropes et du paramètre B de Skempton en considérant des états initiaux au voisinage de la saturation où la succion initiale est relativement faible, voire nulle. En revanche, très peu de résultats concernent les chemins déviatoires, notamment le paramètre A de Skempton.

PARTIE 2. Etudes réalisées dans le cadre de la thèse

Chapitre I. Méthodes

Ce chapitre est consacré aux méthodes expérimentales utilisées dans le cadre de cette thèse. Cependant, certains protocoles spécifiques (comme les essais de compression simple par exemple) seront développés dans les chapitres concernés.

I-1. Essais d'identification

I-1.1. Analyse granulométrique

Le but de l'analyse granulométrique est de déterminer la distribution pondérale de la taille des particules d'un sol. Selon les diamètres des particules, l'analyse peut s'effectuer par différentes méthodes :

- par tamisage (à sec après lavage : NF P 94-056, ou par voie humide : XP P 94-041) pour les particules de diamètres compris entre 80 μm et 100 mm.
- par sédimentation pour les particules de diamètres inférieurs à 80 μm (NF P 94-057).
- par diffraction laser (ISO 13320) pour les particules comprise entre 20 nm et 2000 μm (cas du modèle Malvern Mastersizer 2000).

Méthode par tamisage

Selon la norme NF P 94-056, l'analyse granulométrique par tamisage à sec concerne l'ensemble des opérations aboutissant à la séparation selon leur grosseur des éléments constituant un échantillon. La méthode, s'appliquant sur des particules de dimension inférieure ou égale à 100 mm, utilise des tamis à mailles carrées afin d'obtenir une représentation de la répartition de la masse des particules à l'état sec selon leur dimension. L'essai consiste à séparer les grains agglomérés d'une masse connue de matériau par brassage sous l'eau, à fractionner ce sol, une fois séché, au moyen d'une série de tamis et à peser successivement le refus sur chaque tamis. La masse de refus cumulée sur chaque tamis est rapportée à la masse totale sèche de l'échantillon soumis à l'analyse. Les résultats permettent de tracer la courbe granulométrique qui est une représentation du pourcentage massique des différents tamisats en fonction de la dimension nominale d'ouverture des tamis.

Méthode par sédimentation

L'analyse granulométrique d'un sol par la méthode de sédimentation a pour objectif de déterminer la distribution pondérale de la taille des particules d'un sol passant au travers d'un tamis de maille carrée de 80 μm . Les particules inférieures à 80 μm sont séparées du reste du sol par tamisage, puis elles sont mises en suspension dans de l'eau additionnée de défloculant.

L'essai utilise le fait que dans un milieu liquide au repos, la vitesse de décantation des grains fins est fonction de leurs dimensions. Plus les grains sont fins, plus la vitesse de décantation est lente suivant la loi de Navier Stokes.

L'essai consiste à déterminer le diamètre équivalent D des plus grosses particules non sédimentées et le pourcentage pondéral d'éléments inférieurs ou égaux à ce diamètre D contenus dans la suspension. Durant l'essai, l'évolution de la masse volumique de la solution est mesurée au moyen d'un densimètre.

Le pourcentage d'éléments inférieurs ou égaux à D contenus dans la suspension au temps t est donné par

$$P (\%) = 100 \frac{V_s}{m} \rho_w \left(\frac{\rho_t}{\rho_w} - 1 \right) \frac{\rho_s}{\rho_s - \rho_w}$$

Avec,

P : pourcentage des particules de diamètre inférieur ou égal à D par rapport à la masse de prise d'essai à l'état sec,

V_s : volume de la suspension,

m : masse du sol sec,

ρ_s : masse volumique des particules solides (prise par convention égale à 2,65 g/cm³),

ρ_w : masse volumique de l'eau distillée à la température de l'essai, et

ρ_t : masse volumique de la suspension au temps t, définie par

$$\rho_t = \rho_w * (R + C_t + C_d + C_m)$$

R étant la lecture du densimètre, et C_t , C_d , et C_m sont des corrections dues à la température, au défloculant et au ménisque.

Le diamètre équivalent D des plus grosses particules non sédimentées à l'instant t est calculé par

$$D = \sqrt{\frac{18 \eta H_t}{g t (\rho_s - \rho_w)}}$$

Avec,

η : viscosité dynamique du liquide dans l'éprouvette témoin (kg /m/s),

g : accélération de la pesanteur (m/s²),

t : temps écoulé depuis le début de l'essai (s), et

H_t : profondeur effective du centre de poussée du densimètre à l'instant t (m). Ce paramètre est défini par la lecture de la densité à l'instant t et la géométrie du densimètre.

Méthode par diffraction laser (modèle Malvern Mastersizer 2000)

La théorie et l'analyse de granulométries par la méthode laser sont définies selon la norme ISO 13320. Cette méthode permet la mesure de tailles comprises entre 20 nm et 2000 μm .

La granulométrie laser est une technique basée sur la diffraction de la lumière et selon la théorie de Fraunhofer et la théorie de Mie (pour les particules inférieures à 10 μm).

D'après la théorie de Fraunhofer :

- on considère des particules sphériques non poreuses et opaques,
- ayant un diamètre supérieur à la longueur d'onde,
- suffisamment éloignées les unes des autres,
- animées d'un mouvement aléatoire, et
- diffractant la lumière avec la même efficacité quelle que soit leur taille.

Lorsqu'un faisceau laser éclaire une particule, des franges de diffraction peuvent être observées. Selon Fraunhofer, l'intensité du rayonnement diffracté et l'angle de diffraction sont fonction de la taille des particules. Plus la particule est petite, plus l'angle de diffraction est grand. L'essai se fait sur une solution diluée (eau + échantillon) et se base sur le fait qu'un rayon laser, focalisé au micron, traverse la solution. Les particules présentes dans la zone sensible créent une extinction et une rétrodiffusion caractéristiques de leur taille et leur nombre.



Figure I.1 : Granulomètre laser Malvern Mastersizer 2000 du laboratoire LOMC de l'Université du Havre.

Les courbes granulométriques obtenues par l'une de ces méthodes permettent de déduire des paramètres caractérisant la forme de cette courbe. On définit ainsi :

Le facteur d'uniformité :

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}}$$

Le facteur de courbure :

$$C_c = \frac{d_{30}^2}{(d_{10} * d_{60})} = C_u \left(\frac{d_{30}}{d_{60}} \right)^2$$

Avec

d_{10} , d_{30} et d_{60} : dimensions des mailles de tamis pour lesquels il y a respectivement 10%, 30% et 60% de passant.

I-1.2. Limites d'Atterberg (NF P 94-051)

Suivant la teneur en eau des matériaux, ils peuvent se présenter sous différents états : solide, plastique ou liquide. Pour l'identification et la caractérisation des états, au moyen de l'indice de consistance des matériaux, les limites d'Atterberg (limite de liquidité w_L et limite de plasticité w_P) sont déterminées selon la norme NF P 94-051. Les limites d'Atterberg sont les teneurs en eaux pondérales correspondant à des états particuliers d'un sol.

La limite de liquidité w_L est la teneur en eau d'un sol remanié au point de transition entre les états liquide et plastique.

La limite de plasticité w_P est la teneur en eau d'un sol remanié au point de transition entre les états plastique et solide.

L'indice de plasticité I_p est la différence entre les limites de liquidité et de plasticité. Il est défini par l'étendue du domaine plastique (Figure I.2).

$$I_p = w_L - w_P$$

Les teneurs en eau sont exprimées en pourcentage et l'indice de plasticité est un nombre sans dimension.

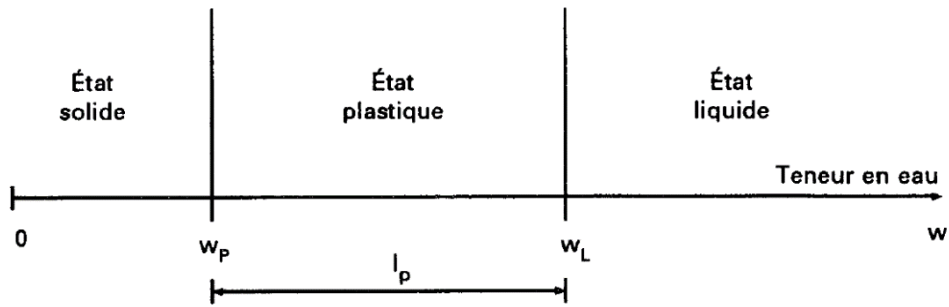


Figure I.2 : Représentation des limites d'Atterberg (NF P 94-051).

Limite de liquidité w_L

La détermination de la limite de liquidité se fait avec l'appareil de Casagrande (NF P 94-051). Elle représente la teneur en eau du sol qui correspond conventionnellement à une fermeture sur 1 cm des lèvres de la rainure après 25 chocs. Cette valeur est calculée à partir de l'équation de la droite moyenne ajustée sur les couples de valeurs expérimentales ($\lg N, w$) (N : nombre de chocs nécessaires pour que les lèvres de la rainure se rejoignent sur une longueur d'environ 1 cm (Figure I.3).

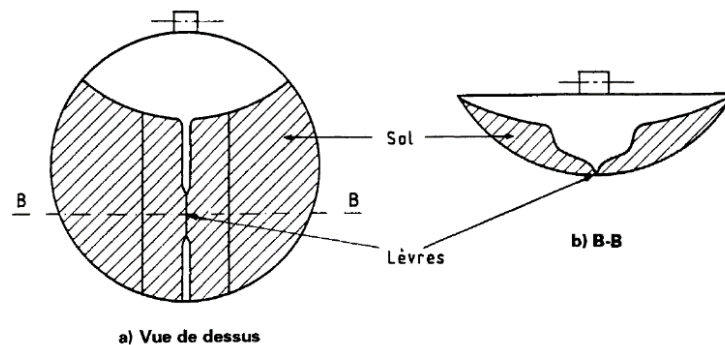


Figure I.3 : Fermeture de la rainure (NF P 94-051).

Limite de plasticité w_P

La détermination de la limite de plasticité se fait par la recherche de la teneur en eau pour laquelle un rouleau de sol, de dimension fixée et confectionné manuellement, se fissure. Cette valeur est obtenue lorsque, simultanément, le rouleau se fissure et que son diamètre atteint 3 mm (NF P 94-051).

I-1.3. Essai au bleu (NF P 94-068)

Selon la norme NF P 94-068, l'essai au bleu de méthylène «à la tâche» a pour objet de mesurer la capacité d'adsorption de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux.

L'essai consiste à mesurer par dosage la quantité de bleu de méthylène pouvant être adsorbée par le matériau mis en suspension dans l'eau. Cette quantité est rapportée par proportionnalité directe à la fraction 0/50 μm du sol. Le dosage s'effectue en ajoutant successivement différentes quantités de bleu de méthylène et en contrôlant l'adsorption après chaque ajout. Pour ce faire, on prélève une goutte de la suspension que l'on dépose sur un papier filtre, ce qui provoque la création d'une tache. L'adsorption maximale est atteinte lorsqu'une auréole bleu clair persistante apparaît à la périphérie de la tache.

I-1.4. Mesure de CaCO_3

La mesure de la teneur en CaCO_3 est faite selon la norme NF P 94-048. L'essai consiste à déterminer le volume de dioxyde de carbone (CO_2) dégagé par un échantillon sous l'action d'acide chlorhydrique en excès. Le calcimètre utilisé pour la mesure de CaCO_3 est le calcimètre Dietrich-Frühling (Figure I.4).



Figure I.4 : Calcimètre Dietrich-Frühling du laboratoire LOMC.

Mode opératoire

Pour chaque matériau, l'essai a été réalisé sur deux échantillons au minimum. Le matériau, séché à 105 °C, est broyé dans un mortier pour obtenir une poudre passant en totalité à un tamis d'ouverture de maille inférieure ou égale à 400 μm . Après homogénéisation sont prélevées les prises d'essais. Par la suite, le protocole suivi est celui de la norme NF P 94-048.

La teneur en CaCO₃ est donnée par la formule :

$$\text{Teneur en Carbonate (\%)} : \frac{1.2 V_b P}{m (\theta_b + 273)}$$

Avec :

V_b (cm³) : volume de CO₂ recueilli,

P (kPa) : pression atmosphérique à laquelle se fait l'essai,

m (g) : masse de la prise d'essai, et

θ_b (°C) : température à laquelle l'essai est réalisé.

La classification des matériaux en fonction du pourcentage massique en carbonate est donnée par le tableau I.1.

Teneur en carbonate (%)	Classification	Exemple
< 10	non calcaire	argile, sable siliceux...
10 à 29	peu calcaire	marne
30 à 69	moyennement calcaire	marne...
70 à 89	fortement calcaire	calcaire marneux...
≥ 90	calcaire	calcaire

Tableau I.1 : Classification selon le pourcentage massique en carbonate (NF P 94-048).

I-1.5. Analyse par diffractométrie de rayons X

L'analyse par diffractométrie de rayons X est une technique permettant d'obtenir des informations détaillées sur la composition et la structure cristallographique des matériaux. Les matériaux cristallins peuvent être considérés comme des assemblages des plans atomiques appelés plans réticulaires. Les distances inter-réticulaires d sont les distances caractéristiques qui séparent ces plans. Lorsqu'un matériau cristallin est irradié par un faisceau parallèle de rayons X monochromatiques, ses plans atomiques agissent comme un réseau en trois dimensions. Le faisceau de rayons X est alors diffracté suivant des angles spécifiques selon les distances inter-réticulaires. Le phénomène de diffraction des rayons X par les cristaux résulte d'un processus de diffusion, du phénomène d'interférence et de la loi de Bragg.

Loi de Bragg

Dans la mesure où un faisceau de rayons X incident de longueur d'onde λ rencontre les plans d'indice de Miller (h, k, l) (face d'un cristal) sous l'angle de Bragg, il sera réfléchi par une famille de ces plans. La loi de Bragg (Figure I.5) est généralisée par:

$$n\lambda = 2d_{hkl}\sin\theta$$

avec λ : la longueur d'onde du faisceau de rayons X,

d_{hkl} : la distance inter-réticulaire de la famille des plans (h, k, l) qui diffractent les rayons,

θ : l'angle d'incidence des rayons X,

n : l'ordre de diffraction.

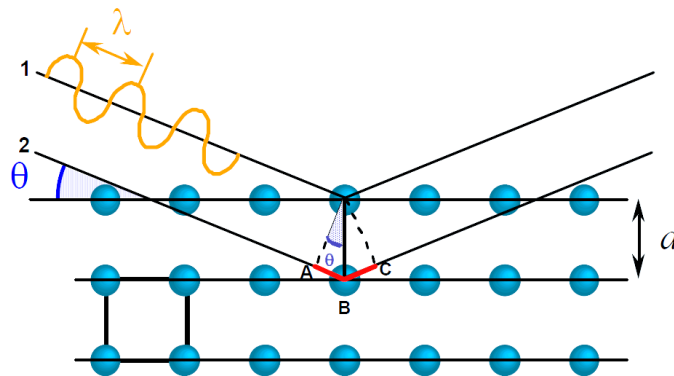


Figure I.5 : Principe de la loi de Bragg.

Soit δ la différence de chemin parcourue entre les deux ondes 1 et 2, $\delta = AB + BC = 2 AB$. Comme $AB = d \sin \theta$, donc $\delta = 2 d \sin \theta$. Dans le cas des interférences constructives, la différence de chemin parcouru est égale à $n\lambda$, d'où la loi de Bragg.

Lors du balayage angulaire de la surface irradiée du matériau, les rayons X diffractés sont collectés à l'aide d'un détecteur de rayons X (Figure I.6). Le signal enregistré donne le diffractogramme du matériau étudié. Sur ce diffractogramme, les distances inter-réticulaires des familles de plans cristallins composant les phases présentes dans le matériau peuvent être déterminées par la loi de Bragg et la mesure des angles correspondant aux pics de diffraction. Grâce à cela, on peut déterminer la structure cristallographique du matériau.

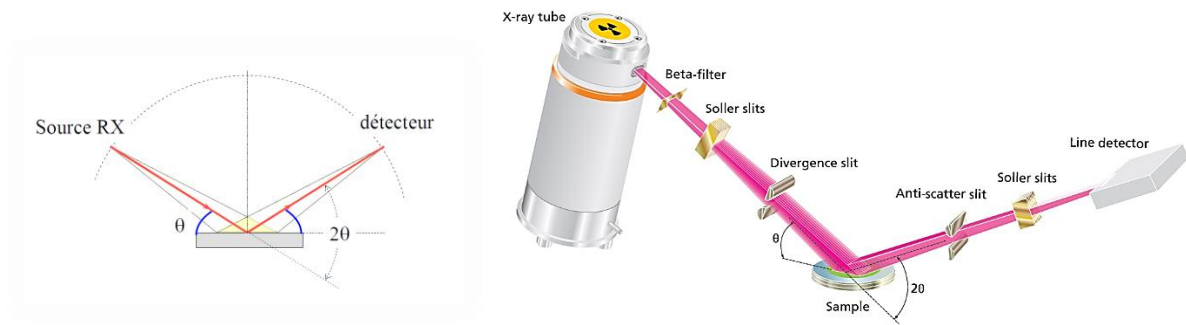


Figure I.6 : Principe de diffractomètre de rayons X.

Dans notre cas, l'identification des matériaux argileux (fraction inférieure à 2 μm) a été effectuée par le diffractomètre X'Pert Pro powder de PANalytical (Figure I.7) en utilisant la méthode d'identification en lame orientée. L'analyse a été réalisée avec des filtres beta et anticathode cobalt à 40 kV et 40 mA.



Figure I.7 : Diffractomètre X'Pert Pro powder du Laboratoire LOMC.

La préparation de la fraction argileuse est basée sur une série de décantations successives de sol. Par la suite, une petite quantité de la suspension récupérée est mise sur des lames de verre et laissée sécher à l'air libre.

I-1.6. Essai Proctor (NF P 94-093)

L'étude pratiquée en laboratoire pour la caractérisation des sols compactés est généralement l'essai Proctor défini selon les normes NF P 94-093, ASTM D 1557-91 et ASTM D 698-91. Cet essai permet de déterminer les caractéristiques (la teneur en eau optimale w_{OPN} et la masse volumique sèche maximale ρ_{dOPN}) de compactage d'un matériau. Dans notre cas, les essais ont été effectués avec l'énergie de compactage normale (Proctor Normal).

Selon la norme NF P 94-093 (tableau I.2), l'essai Proctor normal peut se faire avec deux modèles de moules : le moule Proctor et le moule CBR.

Nature de l'essai	Caractéristiques de l'essai	Moule Proctor	Moule CBR	Schémas récapitulatifs
Essai Proctor normal	Diamètre du moule	100 mm	150 mm	<p>3 couches, à raison de :</p> <p>25 coups par couche 56 coups par couche</p> <p>Moule Proctor Dame Proctor normal Moule CBR</p>
	Masse de la dame	2500 g	2500 g	
	Diamètre du mouton	50 mm	50 mm	
	Hauteur de chute	305 mm	305 mm	
	Nombre de couches	3	3	
	Nombre de coups par couche	25	56	

Tableau I.2 : Modalités d'exécution des essais Proctor normal (NF P 94-093).

La réalisation de l'essai Proctor utilise différents types d'appareillage :

Appareillage spécifique

- Un moule constitué d'un corps de moule fendu, d'une embase et d'une rehausse. Les dimensions du corps de moule sont de 101,5x117 mm pour le moule Proctor, et de 150x127 mm pour le moule CBR.
- Une machine de compactage automatique Selon les normes EN, UNI, DIN, ASTM, BS, NF. Elle est munie d'une dame de masse égale à 2500 g et avec une hauteur de chute égale à 305 mm (conforme à l'essai Proctor normal)
- Une règle à araser constituée par une lame en acier.

Appareillage d'usage courant

L'essai Proctor nécessite d'autre appareil courant comme :

- Un tamis à mailles carrées de dimension nominale 20 mm,
- Une balance de grande portée,

- Une étuve pour déterminer la teneur en eau des matériaux selon la norme NF P 94-050.
- Des récipients et des sacs hermétiques permettant de conserver la teneur en eau des échantillons.

Procédure expérimentale

Le matériau est séché dans une étuve réglée à 105 °C jusqu'à un état hydrique jugé suffisamment sec. Par la suite, le matériau est écrêté à 20 mm, homogénéisé et divisé en plusieurs parts égales, puis humidifié à différentes teneurs en eau pour balayer un large domaine du côté sec jusqu'à la saturation. Ensuite, le matériau est mélangé manuellement, puis conservé dans des sacs hermétiques pendant 24 heures (pour conserver la teneur en eau et bien homogénéiser). Les différentes parts avec différentes teneurs en eau sont utilisées pour déterminer les points de la courbe Proctor.

Le protocole suivi est défini par les étapes suivantes :

- Solidariser le moule, l'embase et la rehausse,
- Lubrifier les parois du moule,
- Placer le disque d'espacement au fond du moule (dans le cas de l'utilisation du moule CBR),
- Placer éventuellement un papier-filtre au fond pour faciliter le démoulage,
- Compacter le matériau,
- Mesurer la masse du matériau, démouler et mesurer la teneur en eau.

I-2. Méthodes d'imposition et de mesure de la succion

Généralement, ces méthodes sont classées en deux groupes : le premier groupe concerne les techniques d'imposition de la succion qui consiste à appliquer à un échantillon de sol une valeur imposée et à l'équilibre, mesurer ses paramètres d'état (porosité, saturation, ...). Le second groupe réunit les méthodes de mesure de la succion sur des échantillons de sol dans un état donné (porosité, saturation, ...).

I-2.1. Méthodes d'imposition des succions

Différentes méthodes sont utilisées pour contrôler ou imposer la succion des échantillons (Fleureau et al. 1993 ; Taibi 1994 ; Delage et al. 1998).

Les plaques tensiométriques

Pour des faibles valeurs de succions (inférieures à 20 kPa), cette technique consiste à mettre l'eau d'un échantillon sous tension en le mettant au contact d'une pierre poreuse saturée d'eau et reliée à un récipient d'altitude variable (selon la valeur de succion voulue) par le biais d'un tube (Figure I.8). Les échantillons sont placés sur des plaques tensiométriques préalablement saturées, dans lesquelles l'eau est mise en tension par rapport à l'air, à la pression atmosphérique. La préparation du dispositif consiste à saturer la plaque tensiométrique en remplissant le réservoir se trouvant au-dessous de la plaque, puis à saturer le tuyau connecté au réservoir. Par la suite, la plaque est placée à la hauteur correspondant à la succion ciblée selon la relation

$$s = \rho_w g h = \gamma_w h$$

Avec

s: succion,

ρ_w : masse volumique de l'eau,

γ_w : densité de l'eau, et

h : hauteur qui permet de faire la dépression.

Enfin, les échantillons sont placés sur la plaque tensiométrique. La continuité de l'eau qui se trouve dans l'échantillon et la plaque est assurée par une pâte de kaolin utilisée lors du collage de l'échantillon. Les échantillons sont laissés pendant 10 jours jusqu'à ce que l'équilibre hydrique soit considéré comme atteint.



Figure I.8 : Méthode des plaques tensiométriques.

Solutions osmotiques

Pour des succions comprises entre 50 kPa et 8 MPa, la succion est appliquée à l'aide de la méthode osmotique. Dans cette technique, l'échantillon se trouve au contact d'une solution de macromolécules organiques de Polyéthylène Glycol (PEG) de poids moléculaire 20000 (pour les succions allant de 50 à 1500 kPa) et de poids moléculaire 6000 (pour les succions de 3 MPa à 8 MPa), à travers des membranes spécifiques qui ne laissent passer que l'eau. Les membranes usuelles de dialyse avec une faible porosité permettent d'empêcher le passage des molécules de PEG.

A l'équilibre, le potentiel d'hydratation du PEG est égal à celui du sol et l'on peut établir une équivalence entre la concentration de la solution osmotique en PEG et la succion.

Dessiccateurs à solutions salines saturées

Pour des valeurs plus élevées de succion (plus de 8 MPa), la méthode utilisée fait appel à des solutions salines saturées (tableau I.3) et le transfert de l'eau se produit en phase vapeur. Le contrôle de l'humidité relative de l'air est assuré par la compétition entre la tendance de l'eau à saturer l'atmosphère de l'enceinte fermée des dessiccateurs dans laquelle est placée la solution saline et celle des sels à s'hydrater. L'échantillon, placé dans l'atmosphère du dessiccateur, atteint en général, après plusieurs semaines, un équilibre de succion, qui dépend de la nature et de la concentration de la solution saline.

Solutions salines	Humidité relative à 20 °C (%)	Succion (MPa)
LiCl	11,14	296,41
CaCl ₂	32,5	156,49
KCNS	47	105,12
NaNO ₂	66	57,85
K ₂ SO ₄	97,59	3,29

Tableau I.3 : Humidité relative et succion en fonction des sels utilisés.

Mesure des caractéristiques des matériaux après équilibre

Pour toutes les méthodes, lorsque l'équilibre est atteint, les échantillons sont pesés, et ensuite immergés dans une huile non mouillante permettant de remplir les plus gros pores sans faire gonfler l'échantillon. Le volume extérieur de l'échantillon est déduit de la différence entre le poids de l'échantillon imbibé d'huile et celui de l'échantillon immergé dans l'huile. Finalement, son poids sec est mesuré après évaporation de l'eau et de l'huile dans une étuve à 105° pendant 24 h.

La teneur en eau, l'indice des vides et le degré de saturation de chaque échantillon sont déterminés à partir de ces pesées.

I-2.2. Méthodes de mesure de la succion*I-2.2.1. Méthode du papier filtre*

Cette technique, définie par la norme ASTM D5298 – 10, est basée sur la détermination de l'état hydrique d'un sol non saturé mis en équilibre avec un papier filtre Whatman N° 42 dont la courbe de rétention d'eau est connue (Figure I.9). L'essai consiste à insérer une couche de 3 papiers filtres dans l'éprouvette à étudier et de la stocker hermétiquement (enveloppée dans du cellophane doublé de papier aluminium) pour l'homogénéisation et l'équilibre entre la teneur en eau de l'échantillon et celle du papier filtre (Figure I.10). Ce stockage est de l'ordre de 7 jours (selon la norme ASTM D5298). Lorsque l'équilibre est atteint, la teneur en eau du papier filtre central est déterminée par une pesée de précision et à l'aide d'une étuve à 105°C. Ainsi, la succion du sol est évaluée à partir de la teneur en eau du papier filtre en utilisant sa courbe d'étalonnage (Figure I.9).

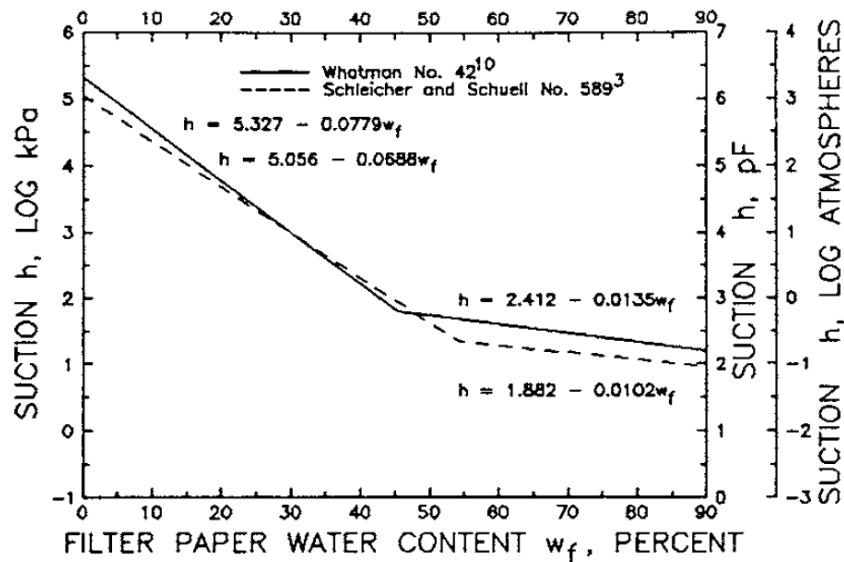


Figure I.9 : Courbe d'étalonnage succion – teneur en eau de papier filtre (ASTM D5298–10).

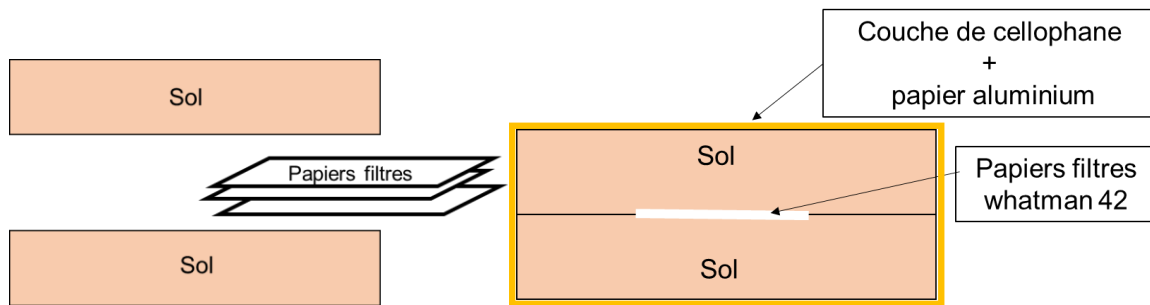


Figure I.10 : méthode de mesure de succion par papier filtre.

I-2.2.2. Méthode psychrométrique

La technique psychrométrique a été largement utilisée par de nombreux chercheurs (Rawlins et Dalton 1967 ; Krahn et Fredlund 1972 ; Campbell et al. 1973 ; Verbrugge 1975 et 1978; Hamilton 1981 ; Brown et Dale 1982; Lee and Wray 1995 ; Zerhouni 1991 et 1995; Ridley et Wray 1995 ; Harrison et al. 2000 ; Li 2015). Son fonctionnement est basé sur une mesure de la différence de température à l'aide d'un thermocouple par l'effet Seebeck et l'effet Peltier. La loi de Dalton exprime la relation entre différence de température et l'humidité relative et la loi de Kelvin relie l'humidité relative à la succion. Il existe deux types de psychromètres : le psychromètre à thermocouple et le psychromètre à thermistance ou à transistor. Le psychromètre à thermocouple qui est basé sur l'utilisation de l'effet Seebeck et l'effet Peltier, a été introduit pour la première fois par Spanner 1951. L'effet Peltier est la chute de température produite par le passage d'un faible courant pendant une durée déterminée à travers la jonction du thermocouple. Le psychromètre à thermistance a été développé par Richards 1965. C'est un thermomètre électronique à bulbes sec et humide dans lequel une sonde à thermistance sèche et humide est utilisée.

a- Concepts théoriques

Les thermocouples sont constitués de deux conducteurs de nature différente liés entre eux par deux jonctions et permettant de mesurer des températures. Ces conducteurs peuvent être des métaux usuels (thermocouple de type E, J, K, N et T), des métaux nobles (thermocouple de type R, S et B) ou des métaux réfractaires (thermocouple de type C).

Le choix d'un thermocouple dépend essentiellement de la plage à mesurer, de la fluctuation des températures et des conditions du milieu. Le principe de mesure de température par thermocouple est basé sur l'effet Seebeck.

b- Effet Seebeck

C'est un effet thermoélectrique : une différence de potentiel apparaît à la jonction de deux conducteurs de natures différentes soumis à une différence de température. Cet effet est également à la base de la génération d'électricité par effet thermoélectrique. La figure I.11 présente le schéma de principe de mesure de température et de génération d'une FEM à l'aide d'un thermocouple.

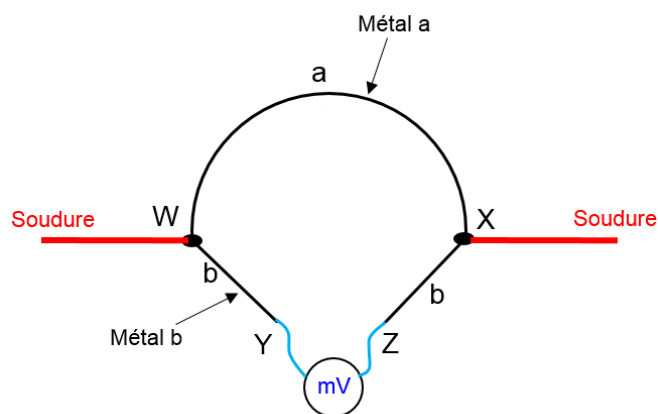


Figure I.11 : Effet Seebeck

Deux matériaux conducteurs de natures différentes a et b sont reliés par deux jonctions en X et W. Dans le cas de l'effet Seebeck, une différence de température $T = T_1 - T_2$ est engendrée entre W et X, ce qui entraîne l'apparition d'une différence de potentiel E entre Y et Z. L'importance et la direction du courant dépend de la différence de la température entre les jonctions et les propriétés des métaux utilisés dans le circuit. Les deux grandeurs tension et température sont liées par le coefficient de Seebeck. Cette relation tension - température n'est pas toujours linéaire car le coefficient de Seebeck dépend de la température et de la nature du matériau. Si la différence de température entre les deux jonctions est dT et la différence de potentiel développée par le thermocouple est dV , le coefficient de Seebeck est :

$$S = \frac{dV}{dT}$$

Le principe de la détermination du coefficient de Seebeck repose sur la détermination d'une différence de potentiel induite par une différence de température connue.

c- Effet Peltier

Comme l'effet Seebeck, l'effet Peltier est un effet thermoélectrique par lequel la jonction de mesure d'un thermocouple se refroidit lorsqu'un courant électrique traverse le circuit pendant une durée déterminée. Comme l'indique la Figure I.12 du circuit de base d'un thermocouple, deux matériaux conducteurs de natures différentes a et b sont reliés par deux jonctions en X et W. Dans le cas de l'effet Peltier, un courant électrique est imposé au circuit, en plaçant par exemple une source de courant électrique entre Y et Z, ce qui entraîne une libération de chaleur Q à une jonction et une absorption de chaleur à l'autre jonction. Le coefficient Peltier relatif aux matériaux a et b π_{ab} est alors défini par :

$$\pi_{ab} = \frac{Q}{T}$$

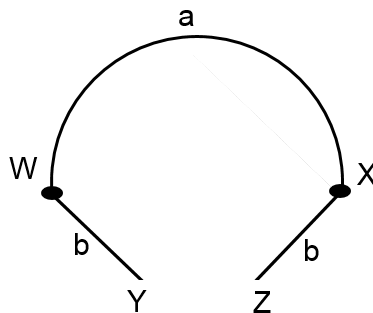


Figure I.12 : Effet Peltier.

Si un courant imposé dans le sens $Y \rightarrow W \rightarrow X \rightarrow Z$ entraîne une libération de chaleur en X et une absorption en W, alors π_{ab} est positif.

Spanner (1951) et Verbrugge (1975) résument le fonctionnement d'un thermocouple en deux étapes :

- L'effet Seebeck par lequel le thermocouple mesure un écart de température entre la jonction de référence et la jonction de mesure.
- L'effet Peltier par lequel la jonction de mesure se refroidit en faisant passer un courant de faible intensité (de l'ordre du mA) pendant une durée déterminée. Pendant ce temps, la jonction de référence se réchauffe.

d- Loi de Kelvin

La détermination de l'humidité relative à partir de la température de rosée se fait par application de la loi de Dalton. Le lien entre l'humidité relative de la phase vapeur et la succion dans le sol est obtenue grâce à la loi thermodynamique de Kelvin qui s'écrit comme suit :

$$s = - \left(\frac{RT\rho}{M} \right) \ln\left(\frac{P}{P_s}\right)$$

Avec s : succion (Pa),

R : constante des gaz parfaits = 8,32 (J.mole⁻¹.K⁻¹),

T : température absolue (K),

ρ : masse volumique de l'eau (kg/m³),

M : masse molaire de l'eau (kg/mole),

P : pression partielle de vapeur (Pa),

P_s : Pression à la saturation (Pa).

e- Principe de fonctionnement du psychromètre à effet Peltier

Le psychromètre (Figure I.13) est un instrument qui permet de déterminer la succion d'un sol par la mesure de l'humidité relative de l'air contenu dans ses pores et en utilisant deux thermomètres :

- un thermomètre sec permettant la mesure de la température T₀ de l'enceinte (température ambiante)

- un autre thermomètre qui est maintenu constamment humide et mesure la température T_e d'évaporation de l'eau dans l'atmosphère de l'enceinte.

Même s'il s'équilibre rapidement avec l'environnement, il est très influencé par le gradient thermique (Andraski et Scanlon 2002).

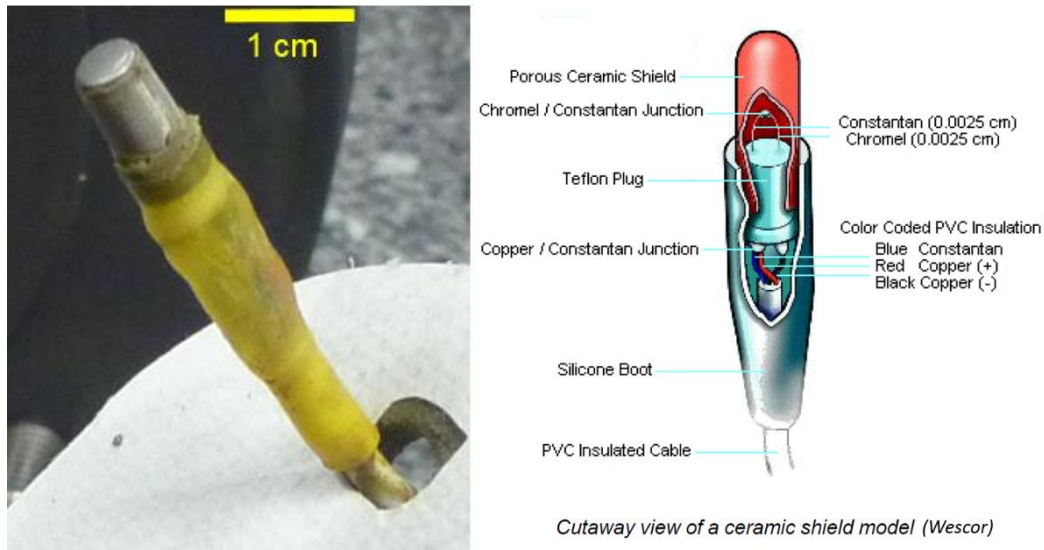


Figure I.13 : sonde psychrométrique.

Cette procédure de mesure concerne la psychrométrie à "bulbe humide" (Wet Bulb WB). La différence des températures ($T_0 - T_e$) obtenue est alors fonction de l'humidité relative régnant dans l'enceinte. Dans ce cas, la mesure psychrométrique ne concerne que la phase vapeur dans l'enceinte. Le lien entre l'humidité relative de cette phase vapeur et la succion dans le sol, que nous cherchons à connaître, est obtenue grâce à la loi thermodynamique de Kelvin.

Le psychromètre peut aussi fonctionner en mode « point de rosée » (Dew Point DP). Ce mode consiste à appliquer un courant de faible intensité pour refroidir la jonction de mesure du thermocouple (effet Peltier) jusqu'à la température de rosée T_r . La différence de température ($T_0 - T_r$) entre la température de référence T_0 (jonction de référence) et la température de rosée T_r (jonction de mesure) est aussi liée à l'humidité relative et à la succion comme dans le cas de la méthode WB. Une des différences entre les deux modes reste que dans le cas de DP, on peut avoir une sensibilité ($\mu\text{V}/\text{MPa}$) deux fois supérieure à celle obtenue en mode WB. Dans son fonctionnement, ce capteur enregistre l'évolution du voltage qui est proportionnel à la température de la jonction du capteur au cours d'un processus de refroidissement et de réchauffement (effet Peltier) et affiche les valeurs permettant de tracer la courbe psychrométrique et celle de succion mesurée.

f- Matériels et méthodes

Les modèles de sondes psychrométriques utilisées dans notre cas sont les PST 55-30 SF de chez Wescor Inc. Ces sondes peuvent être reliées à deux types de centrales d'acquisition :

- Automatique, modèle Psypro fonctionnant selon le mode WB et permettant de connecter 8 sondes en parallèle.
- Manuelle, modèle HR- 33T fonctionnant selon les deux modes WB et DP.



Figure I.14 : Centrales d'acquisition (automatique et manuelle).

g- Etalonnage

L'étalonnage des capteurs a été réalisé avec des solutions de NaCl (Tableau I.4) qui imposent des valeurs de succion comprises entre 0,23 et 8,17 MPa selon les différentes molalités. Comme nos capteurs sont recouverts de grille métallique, ils ne sont pas plongés dans la solution d'étalonnage, mais seulement suspendus pour éviter leur endommagement.

La Figure I.15 présente une courbe d'étalonnage de sonde avec une solution de NaCl de molalité égale à 0,55 correspondant à une succion cible de 2,49 MPa, en utilisant le boîtier manuel permettant d'utiliser les deux méthodes DP et WB.

Molalité (moles/1000g)	Succion (MPa) à t=25°C
0,05	0,234
0,2	0,915
0,5	2,281
0,55	2,49
0,7	3,210
0,9	4,158
1,1	5,127
1,3	6,119
1,5	7,134
1,7	8,170

Tableau I.4 : Solutions de NaCl utilisées pour l'étalonnage des psychromètres

La courbe présente trois parties distinctes :

- L'effet Peltier pour le refroidissement de la température.
- Le domaine de la méthode DP représenté par l'arrêt de l'effet Peltier provoquant une légère augmentation de la température de la jonction de mesure jusqu'à la température de rosée (premier palier).
- Le domaine de la méthode WB représentant l'évaporation à la température de l'enceinte.

Dans ce cas, l'essai a été réalisé à une température égale à 25°C. La lecture de température du point de rosée est de 19,3 μV et celle du palier d'évaporation est de 11 μV .

La correction de π_v suivant la température est donnée par :

$$\pi_v(T) = 0,7 (T - 25) + \pi_v(25^\circ\text{C})$$

Avec un facteur de 7,5 μV par MPa, la succion par la méthode DP est donnée par

$$s = \frac{\text{lecture } (\mu\text{V})}{7,5 \mu\text{V MPa}^{-1}}$$

Par la méthode WB, la correction de la lecture est nécessaire quand la température d'essai est différente de 25 °C. Cette correction est donnée par la formule :

$$\text{Lecture corrigée} = \frac{\text{lecture } (\mu\text{V})}{[0,325 + (0,027 * T(^{\circ}\text{C}))]}$$

Pour cette méthode, la valeur de la succion est donnée par

$$s = \frac{\text{Lecture corrigée } (\mu\text{V})}{4,7 (\mu\text{V MPa}^{-1})}$$

Par ces calculs, les courbes d'étalonnage ont donné une succion égale à 2,58 MPa pour la méthode DP et 2,38 MPa pour la méthode WB.

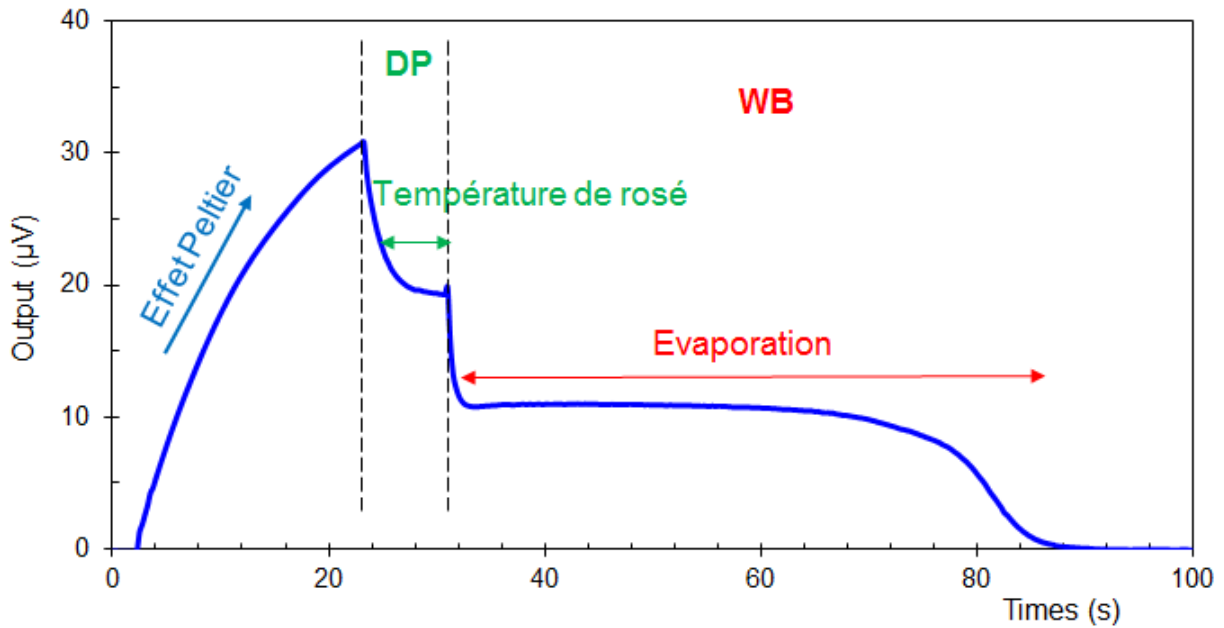


Figure I.15 : Signal psychrométrique en modes WB et DP.

I-2.2.3. Méthode tensiométrique

Dans notre cas, la méthode tensiométrique utilisée consiste à équiper une base de cellule triaxiale avec une céramique à haute pression d'entrée d'air (1,5 MPa). La céramique initialement saturée est en contact avec un réservoir d'eau de faible volume (Figure I.16), qui lui-même est relié à un capteur de pression absolue. L'ensemble du dispositif composé de la céramique, du réservoir et des conduits le reliant au capteur de pression, est saturé avec de l'eau désaérée.



Figure I.16 : (a) Vue du réservoir avant le montage de la céramique, (b) céramique fixée sur la base triaxiale, (c) base triaxiale équipée de la céramique et montée dans la cellule triaxiale.

Pour estimer le temps de réponse de la céramique, des mesures de la succion ont été réalisées sur un échantillon de sol non saturé (Figure I.17). On remarque que le palier d'équilibre de la céramique est atteint au bout de 47 h environ. L'une des difficultés de ce

dispositif est de maintenir le réservoir d'eau parfaitement saturé pour la transmission intégrale de la pression négative de l'eau (suction) entre l'échantillon et le capteur de pression via la céramique. Par ailleurs, l'eau du réservoir doit être au préalable désaérée pour éviter sa cavitation. La Figure I.18 montre un exemple de cavitation se produisant spontanément après un temps d'équilibre de 48 h environ.

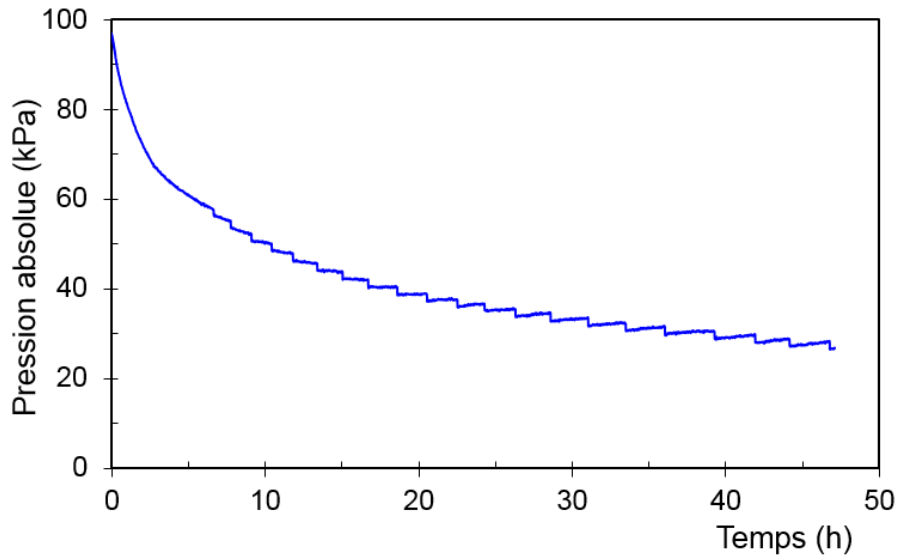


Figure I.17 : Mesure de suction d'un échantillon non saturé.

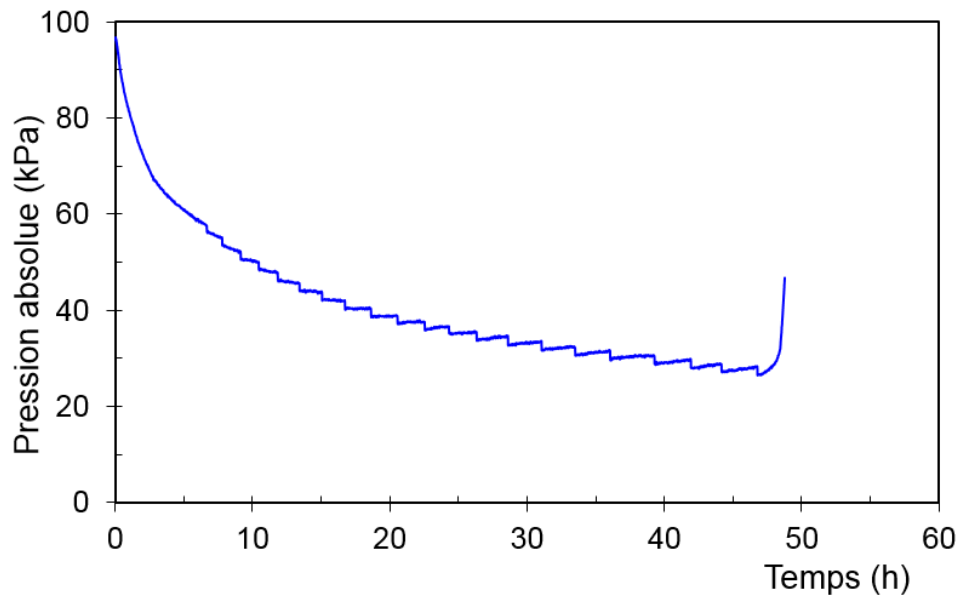


Figure I.18 : Exemple de cavitation.

I-3. Méthode de consolidation des échantillons

Pour confectionner des échantillons saturés initialement et normalement consolidés (ou surconsolidés), les matériaux préparés à une teneur en eau $w=1,5 w_L$ sont placés dans un consolidomètre. Ce dernier est composé d'un tube de 100 mm de diamètre et de 1 m de hauteur (Figure I.19). Il est équipé de deux pierres poreuses drainantes à sa base et sa tête, et monté sur un bâti de chargement vertical permettant l'application d'une contrainte verticale de l'ordre de 200 kPa.

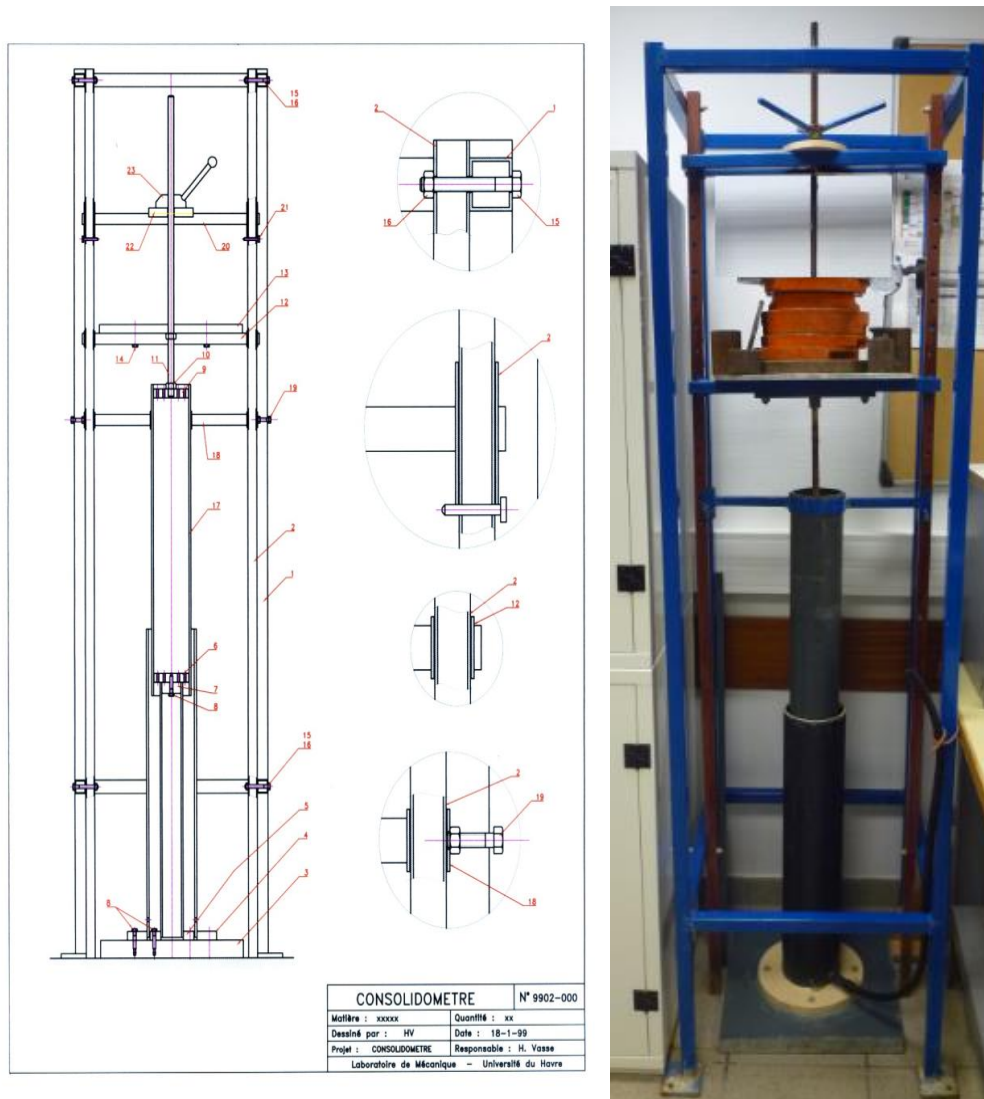


Figure I.19 : Consolidomètre du LOMC.

L'intérêt de ce dispositif est la production d'un grand nombre d'échantillons destinés aux essais mécaniques, et aussi la facilité de l'extraction d'éprouvette d'une hauteur désirée sans perturber le reste du matériau. Après la mise en place de la pâte dans le tube, des charges sont appliquées par palier jusqu'à l'obtention de la contrainte cible.

Une fois la consolidation stabilisée, les échantillons sont extraits du consolidomètre et découpés à l'aide d'un fil à couper le beurre. Par la suite, les échantillons sont taillés au bon diamètre et à la bonne hauteur pour les essais mécaniques (Figure I.20).

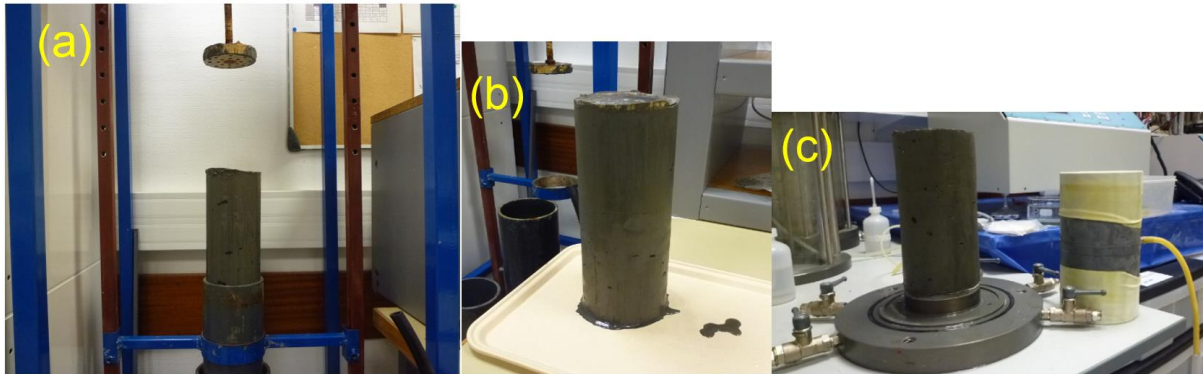


Figure I.20 : (a) extraction de l'éprouvette du tube du consolidomètre, (b) éprouvette découpée à la hauteur cible, (c) montage de l'éprouvette destinée à un essai triaxial.

I-4. Chemin œdométrique

Le comportement des matériaux sur chemin œdométrique est défini par la norme XP P 94-090-1. L'essai a été effectué sur une éprouvette cylindrique de sol mis en place dans un dispositif permettant l'application d'un effort axial vertical. La charge est appliquée par paliers maintenus constants successivement croissants et décroissants. Les variations de la hauteur de l'éprouvette en fonction de la durée d'application de la charge sont mesurées pendant l'essai.

Dans notre cas, les essais ont été réalisés d'une part sur des éprouvettes consolidées saturées et d'autre part sur des éprouvettes compactées et non saturées.

I-5. Chemins triaxiaux saturés

Le comportement des matériaux sur chemin triaxial est défini par les normes NF P 94-070 et NF P 94-074. Dans notre cas, les essais ont été réalisés d'une part sur des éprouvettes consolidées saturées et d'autre part sur des éprouvettes compactées et ensuite saturées.

I-5.1. Protocole expérimental

Mise en place de l'échantillon dans la cellule triaxiale

Cela consiste à préparer un échantillon : consolidé dans le consolidomètre ou compacté à l'OPN. L'échantillon, enveloppé par une membrane souple et étanche, est placé dans la cellule triaxiale (Figure I.21). Les pierres poreuses saturées sont placées à la base et à la tête de l'échantillon pour assurer les échanges de fluides interstitiels de l'échantillon avec l'extérieur (saturation, drainage et contrôle de la pression interstitielle).

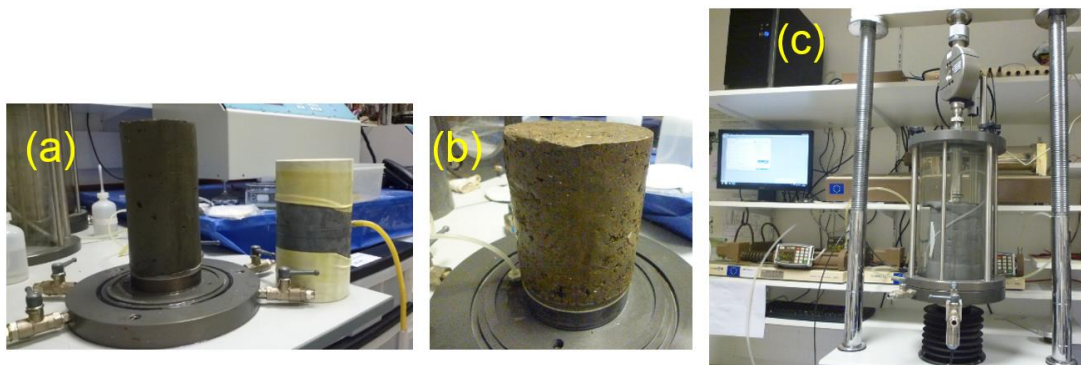


Figure I.21 : (a) échantillon NC saturé monté sur la base triaxiale, (b) échantillon compacté à l'OPN monté sur la base triaxiale, (c) vue de la cellule triaxiale reliée aux dispositifs de chargement.

Phase de pré-saturation

Cette phase a été effectuée juste après la mise en place de l'échantillon dans la cellule triaxiale. Une pression de confinement σ_3 de 50 kPa a été imposée pour maintenir l'échantillon tout en conservant son état initial (NC à 100 kPa ou compacté à l'OPN). La pré-saturation a été effectuée en appliquant un gradient de pression dans l'échantillon, c'est-à-dire une pression de 30 kPa à la base de l'échantillon et la tête à la pression atmosphérique. Ainsi, ce gradient de pression entre la base et la tête provoque un écoulement d'eau à travers l'échantillon permettant de pré-saturer le matériau en évacuant un maximum de bulles d'air. Cette phase dure le temps nécessaire à l'évacuation de ces bulles d'air et à l'instauration d'un écoulement d'eau continu au niveau de la tête.

Rampe de saturation

Cette phase a pour but de saturer l'échantillon par montée progressive de la pression de confinement et de la contre-pression, respectivement jusqu'à 620 kPa et 600 kPa, en conservant en permanence une différence de 20 kPa entre la pression de confinement et la contre pression. Elle dure 24 heures en général, ce qui correspond à un taux d'augmentation des pressions de 23 kPa par heure.

Mesure du coefficient de Skempton B

Lorsque la rampe de saturation est terminée, la saturation de l'éprouvette doit être vérifiée.

Pour ce faire, un incrément $\Delta\sigma_3 = 50$ kPa est appliqué à la contrainte de confinement et on mesure la variation correspondante de la pression interstitielle en conditions non drainées.

Le coefficient de Skempton s'exprime par le rapport :

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_3}$$

En général, on estime qu'une valeur supérieure à 0,9 est suffisante pour considérer la saturation de l'échantillon comme acceptable. Dans le cas où cette valeur n'est pas atteinte, une nouvelle rampe de saturation est imposée à l'échantillon selon le même principe et jusqu'à avoir une valeur de B supérieure à 0,9.

Phase de consolidation

Durant cette phase, on augmente la contrainte totale de confinement par paliers en maintenant la pression interstitielle constante. Ceci permet de cibler une valeur de contrainte effective σ'_3 égale à $\sigma_3 - u$, appelée aussi contrainte de consolidation effective isotrope. L'échantillon se consolide sous l'effet de cette contrainte et la variation de son volume est enregistrée. Le processus est arrêté lorsque la courbe de déformation volumique de l'échantillon en fonction du temps atteint un palier de stabilisation.

Mesure de la perméabilité saturée

Cette phase consiste à mesurer la perméabilité de l'échantillon saturé à la fin de la consolidation isotrope. La mesure est effectuée en régime permanent en maintenant la valeur de la contrainte de confinement effective (moyenne) constante tout en créant un gradient de pression de 30 kPa entre la base et la tête de l'échantillon.

Chargement déviatoire

Cette phase consiste à mettre en contact le piston avec la tête de l'échantillon, puis un chargement déviatoire est appliqué avec une vitesse de 0,01 mm/min jusqu'à la rupture de l'échantillon par cisaillement.

Les essais ont été effectués en conditions « consolidées drainées » (CD) dans le cas du silt et de la marne compactée ; et « consolidées non drainées » (CU) dans le cas de la marne normalement consolidée dans le consolidomètre. En maintenant la contrainte de confinement totale σ_3 constante, les variations de volume de l'éprouvette (pour les essais CD) et de la pression interstitielle (pour les essais CU) ont été suivies.

I-6. Chemin triaxiaux non saturés

Cet essai est destiné à caractériser le comportement hydromécanique de la marne compactée et non saturée. Le dispositif expérimental est une cellule triaxiale de 100 mm de diamètre équipée de divers nouveaux capteurs en plus des capteurs classiques. Nous détaillons ci-dessous ces instrumentations complémentaires.

I-6.1. Mesure de la variation de volume de l'échantillon

La variation de volume de l'échantillon est suivie par deux méthodes :

- Une mesure de la variation de volume global en se basant sur la variation du volume de l'eau de la cellule entourant l'échantillon.
- Une mesure locale basée sur une instrumentation de l'échantillon à l'aide de jauges de déformation collées à même l'échantillon.

La première méthode reste peu précise car elle dépend de nombreux facteurs : dilatation de la cellule et de la tuyauterie, volume d'eau de la cellule important ce qui augmente l'imprécision de la mesure, ...

La seconde méthode est plus précise dans le domaine des petites déformations ; de plus le type de jauges choisies dans notre cas permet d'atteindre des déformations de 30%. Par ailleurs, comme il s'agit de mesures locales (aux points de collage des jauges), il est nécessaire de faire des hypothèses sur le modèle de déformation de l'échantillon pour remonter à la variation de volume globale.

Nous détaillons ci-dessous le protocole de fixation des jauges de déformation.

Il s'agit de composants électroniques ayant une résistance variable en fonction de leur élongation dans la direction de mesure. Le but des jauges de déformation est de traduire la déformation d'une pièce en variation de résistance électrique (plus les extensomètres s'étirent, plus leur résistance augmente). Elles consistent en des spires rapprochées et sont généralement fabriquées à partir d'une mince feuille métallique (quelques μm d'épaisseur) et d'un isolant électrique, que l'on traite comme un circuit imprimé. Les jauges de déformation utilisées dans cette étude sont de marque KYOWA type KFEM-10-120-C1 de longueur 10 mm (Figure I.22a). Nous les avons enveloppées dans du silicone HBM SG 250 pour assurer l'étanchéité (Figure I.22a).

L'originalité de cette technique est que les jauges sont collées à même le matériau. Le problème posé habituellement avec les géomatériaux dont la nature granulaire ne permet souvent pas le collage direct a été résolu en réalisant à la surface du matériau une interface très souple dans la zone de mesure sur laquelle vient se coller la jauge. L'interface est

composée d'un mastic étalé sur le matériau (Figure I.22b). La Figure I.22c présente le principe de cette technique de fixation.

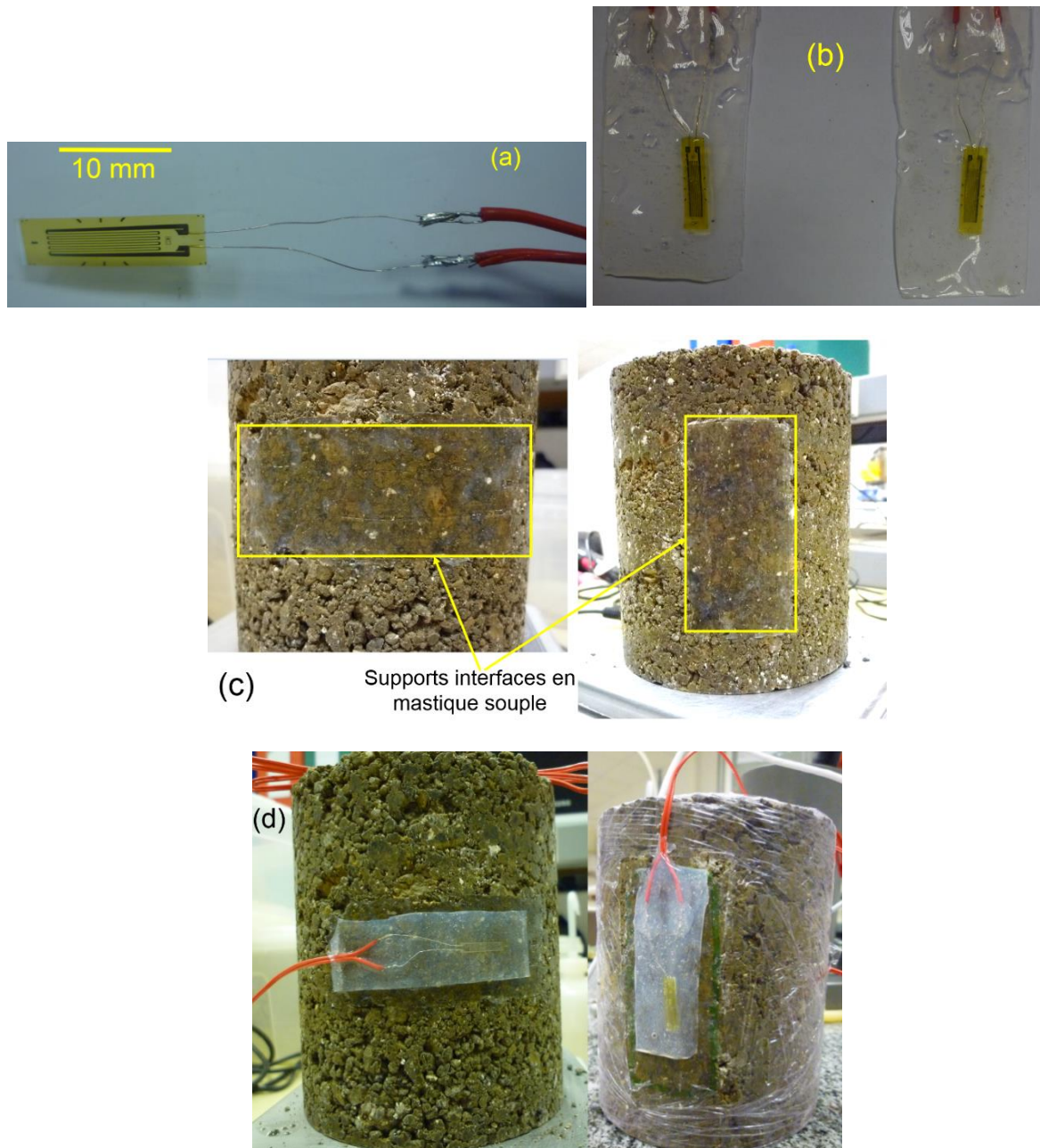


Figure I.22 : (a) et (b) Jauges avant et après traitement d'étanchéité à l'aide du silicone HBM SG 250, (c) préparation des surfaces de collage par application d'un mastic souple sur le géomatériau, (d) collage des jauges verticale et horizontale sur l'échantillon.

Deux jauges sont placées diamétralement opposées sur l'échantillon. Les deux jauges sont connectées à un boîtier pont « Strain Gage Conditioner and Amplifier System » modèle 2100 de marque VISHAY.

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

I-6.2. Mesure de la variation de la pression interstitielle négative (suction) et positive de l'échantillon

Le domaine des pressions interstitielles à mesurer étant très large, variant des pressions négatives (succions) élevées (supérieures à 1,5 MPa au voisinage de l'optimum), à des pressions positives pouvant atteindre plusieurs centaines de kPa. Pour balayer ce domaine, deux types de capteurs sont nécessaires :

- Psychromètre à effet Peltier pour mesurer des succions (pressions négatives) variant de 8 MPa à 240 kPa (voir paragraphe I-2.2.2).
- Tensiomètre relié à un capteur de pression absolue pour mesurer des pressions interstitielles variant de -80 kPa à +2 MPa.

Pour fixer la sonde psychrométrique dans l'échantillon, un trou de 6 mm de diamètre et de 50 mm de profondeur est réalisé dans la face supérieure de l'échantillon (Figure I.23a). La sonde est placée au fond de ce trou qui est ensuite colmaté à l'aide d'une pâte de la même marne (Figure I.23b). Le câble de la sonde traverse ensuite la cloison du piston supérieur à travers une connexion étanche (Figure I.23c).

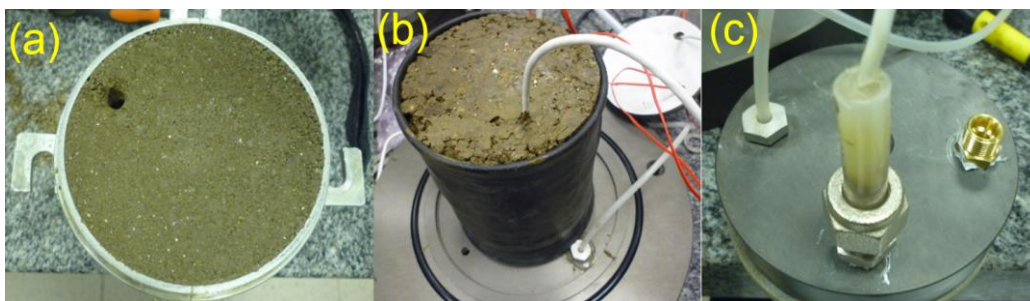


Figure I.23: (a) trou réalisé dans la face supérieure de l'échantillon, (b) colmatage du trou après la mise en place de la sonde, (c) passage du câble de la sonde à travers une connexion étanche de la cloison du piston supérieur.

Concernant la plaque tensiométrique montée sur la base de la cellule triaxiale (voir paragraphe I-2.2.3), l'échantillon est mis en contact avec cette plaque par l'intermédiaire d'une fine couche de pâte de la même marne préparée à une teneur en eau égale à sa limite de liquidité. Cette technique permet d'assurer la continuité de l'eau interstitielle entre l'échantillon, la céramique et le réservoir relié au capteur de pression.

I-7. Mesure des perméabilités à l'air (K-air) et à l'eau (K-eau)

I-7.1. Perméabilité à l'air K-air

La conductivité hydraulique k (m/s) décrit la facilité d'un fluide spécifique à migrer à travers un milieu poreux. Cette partie présente une méthode de caractérisation en laboratoire de la perméabilité à l'air d'un géo-matériau à perméabilité relativement faible par l'application de la technique d'impulsion de pression en régime transitoire. Elle s'inspire des travaux de Selvadurai et Carnaffan, 1997.

Principe de la méthode

Le principe consiste à appliquer une impulsion de pression d'air pratiquement instantanée dans une cavité centrale au sein d'un échantillon cylindrique. Le gradient de pression qui en résulte provoque un écoulement radial, et cela se traduit par la décroissance de la pression à l'intérieur de la cavité en fonction du temps. La dépendance du temps de la décroissance est fonction de la perméabilité de l'échantillon (Figure I.24).

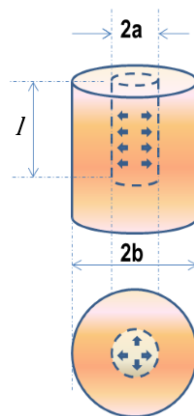


Figure I.24 : Principe de l'essai pulse dans une cavité cylindrique

Mise en équation : Cas d'un milieu poreux de dimension infinie saturé en fluide interstitiel (eau). (Selvadurai & Carnaffan 1997)

Il s'agit de calculer l'écoulement radial en régime transitoire à partir d'une cavité cylindrique de rayon a sous pression, creusée dans un milieu poreux saturé d'étendue infinie.

Hypothèses:

- le débit du fluide dans le milieu poreux est régi par la loi de Darcy,
- le fluide de pore est compressible,
- la porosité du milieu est influencée seulement par la compressibilité apparente du milieu,
- le volume de matières solides constituant le milieu poreux est incompressible.

En considérant les équations de continuité et de la loi de Darcy, l'équation différentielle régissant la variation transitoire de la charge hydraulique h (dimension L) due à la pressurisation est donnée par:

$$\nabla^2 h = \frac{S}{T_R} \frac{\partial h}{\partial t}$$

Où ∇^2 est l'opérateur de Laplace lié au système de coordonnées à symétrie radiale.

$$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r}$$

S est le coefficient de stockage (sans dimension) de l'intervalle l (dimension L) testé.

$$S = l\gamma_w [nC_w + C_{eff}]$$

γ_w : poids volumique de l'eau, (dimension M/L^2T^2),

C_w : compressibilité de l'eau, (dimension LT^2/M),

C_{eff} : compressibilité du squelette poreux, (dimension LT^2/M),

n : porosité, (sans dimension).

$$T_R = kl = \frac{Kl\gamma_w}{\eta}$$

T_R est la transmissivité de l'intervalle testé (dimension L^2/T), qui est lié à la conductivité hydraulique K du milieu poreux,

k est le coefficient de perméabilité « cinématique » du milieu poreux, (dimension L/T),

K est le coefficient de perméabilité « géométrique » du milieu poreux, (dimension L^2),

η est la viscosité cinématique de l'eau (dimension M/LT).

En supposant que le squelette poreux est parfaitement rigide non déformable, C_{eff} est nul.

Les conditions initiales et aux limites qui régissent l'écoulement sont :

$$h(r, 0) = 0$$

$$h(\infty, t) = 0$$

$$h(a, t) = H(t)$$

$$H(0) = H_0$$

$$2\pi a T_R \left(\frac{\partial h}{\partial r} \right)_{r=a} = V_w C_w \gamma_w \frac{\partial H}{\partial t}$$

Avec les conditions initiales et aux limites, la solution de l'équation différentielle peut être exprimée sous la forme :

$$\frac{H(t)}{H_0} = F(\alpha, \beta)$$

$$F(\alpha, \beta) = \frac{8\alpha}{\pi} \int_0^\infty \frac{\exp\left(-\frac{\beta u^2}{\alpha}\right)}{u f(u, \alpha)} du$$

Avec

$$\alpha = \frac{\pi a^2 S}{V_{\text{air}} C_{\text{air}} \gamma_{\text{air}}}$$

$$\beta = \frac{\pi T_R t}{V_{\text{air}} C_{\text{air}} \gamma_{\text{air}}}$$

$$f(u, \alpha) = [uJ_0(u) - 2\alpha J_1(u)]^2 + [uY_0(u) - 2\alpha Y_1(u)]^2$$

$J_0(u)$ et $J_1(u)$ sont les fonctions de Bessel du premier type respectivement d'ordre 0 et 1.

$Y_0(u)$ et $Y_1(u)$ sont les fonctions de Bessel du second type respectivement d'ordre 0 et 1.

Des valeurs de la fonction $F(\alpha, \beta)$ sont données par Cooper et al. (1967) et Papadopoulos et al. (1973). Une approximation de la fonction $F(\alpha, \beta)$ est aussi donnée par :

$$F(\alpha, \beta) = e^{4\alpha\beta} \operatorname{erfc}(2\sqrt{\alpha\beta})$$

Où erfc est la fonction d'erreur complémentaire.

Dans le cas d'un milieu poreux de faible perméabilité, Selvadurai et Carnaffan, 1997 ont montré que cette solution peut s'appliquer dans le cas d'un milieu de dimensions finies (par exemple échantillon cylindrique de rayon b),

La Figure I.25 présente une comparaison des courbes $H(t)/H_0$ en fonction du temps, publiées par Selvadurai et Carnaffan, 1997 (traits discontinus) et calculées à l'aide des expressions ci-dessus (traits pleins). On remarque un bon accord général même si une légère différence est observée pour les très faibles perméabilités.

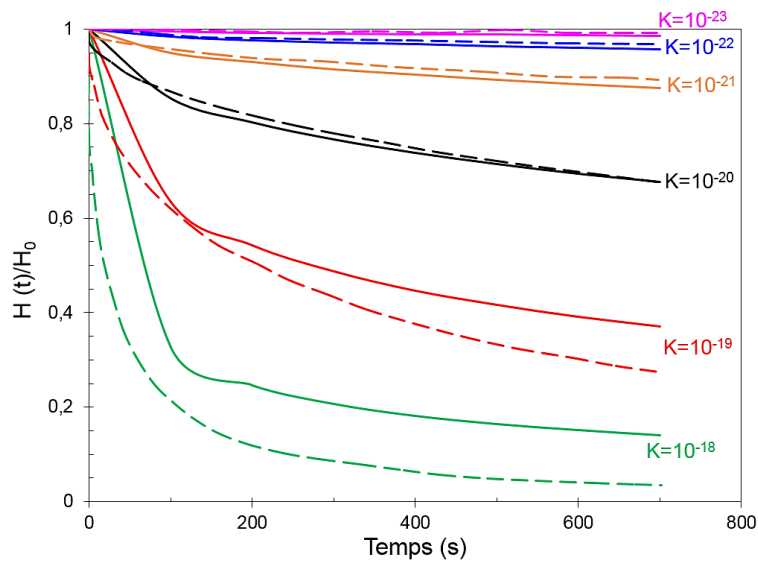


Figure I.25 : Comparaison des courbes $H(t)/H_0$ en fonction du temps, publiées par Selvadurai et Carnaffan, 1997 et calculées à l'aide des expressions détaillées ci-dessus.

Adaptation de la méthode pour le cas du fluide air

Dans le cas où le fluide interstitiel est de l'air, son poids volumique et sa compressibilité dépendent de la température et de la pression.

D'après la loi des gaz parfaits, le poids volumique (N/m^3) de l'air s'écrit :

$$\gamma_{\text{air}} = \frac{p g}{R T}$$

Avec :

p pression de l'air (P_a)

R constante des gaz parfaits ($J\ kg^{-1}\ K^{-1}$) ($R = 287,05\ J\ kg^{-1}\ K^{-1}$)

T température ($^{\circ}K$).

Par ailleurs, en partant de la loi des gaz parfaits $pV = nRT$, avec un nombre de moles fixé et une température constante, le produit pV est constant.

Donc, $p dV + V dp = 0$

$$\left(\frac{\partial V}{\partial p}\right)_T = -\frac{V}{p}$$

Le coefficient de compressibilité de l'air (Pa^{-1}) dans ce cas est donné par :

$$C_{\text{air}} = -\frac{1}{V} \left(\frac{\partial V}{\partial p}\right) = \frac{1}{p}$$

Validation

Pour valider cette méthode, des essais de perméabilité ont été réalisés sur une éprouvette cylindrique d'un béton de terre traitée aux liants. Le principe de ces mesures est le suivant :

- Le coefficient de perméabilité « géométrique » K (m^2) est en principe un paramètre intrinsèque caractérisant l'espace poral et est indépendant du fluide interstitiel s'écoulant dans ce milieu.
- Le coefficient de perméabilité à l'air par la méthode « pulse » décrite ci-dessus a été mesuré sur cette éprouvette quasi-sèche ($Sr \sim 0$).
- Cette même éprouvette a été ensuite saturée en eau et un essai de perméabilité à l'eau a été réalisé en régime permanent dans une cellule triaxiale (essai de référence).
- Une comparaison des deux coefficients de perméabilité « géométrique » à l'air et à l'eau a été réalisée.
- La Figure I.26 présente un schéma de principe du dispositif expérimental.

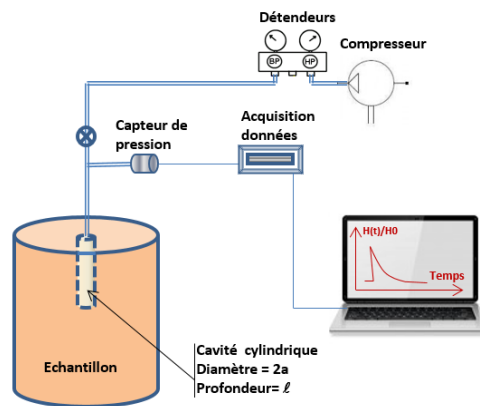


Figure I.26 : Schéma du dispositif expérimental de l'essai pulse « air ».

Hauteur (mm)	Diamètre (mm)=2b	Diamètre de la cavité (mm)=2a	Hauteur de la cavité (mm)=l
100	50	8	50

Tableau I.5 : Caractéristiques de l'éprouvette.

a- Essai de perméabilité pulse « air »

La Figure I.27 présente l'essai pulse « air » en cours sur l'éprouvette. La Figure I.28 présente les courbes de dissipation de la pression d'air pour 4 valeurs de pulse de pression. L'interprétation de ces courbes de dissipation $H(t)/H_0$ en fonction du temps permettent d'en déduire un coefficient de perméabilité « géométrique » compris entre 10^{-17} et $5.10^{-18} m^2$.

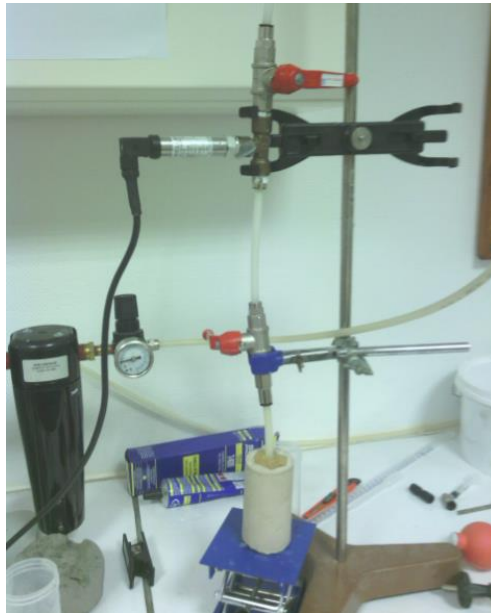


Figure I.27- Essai pulse « air » en cours sur une éprouvette de béton de terre.

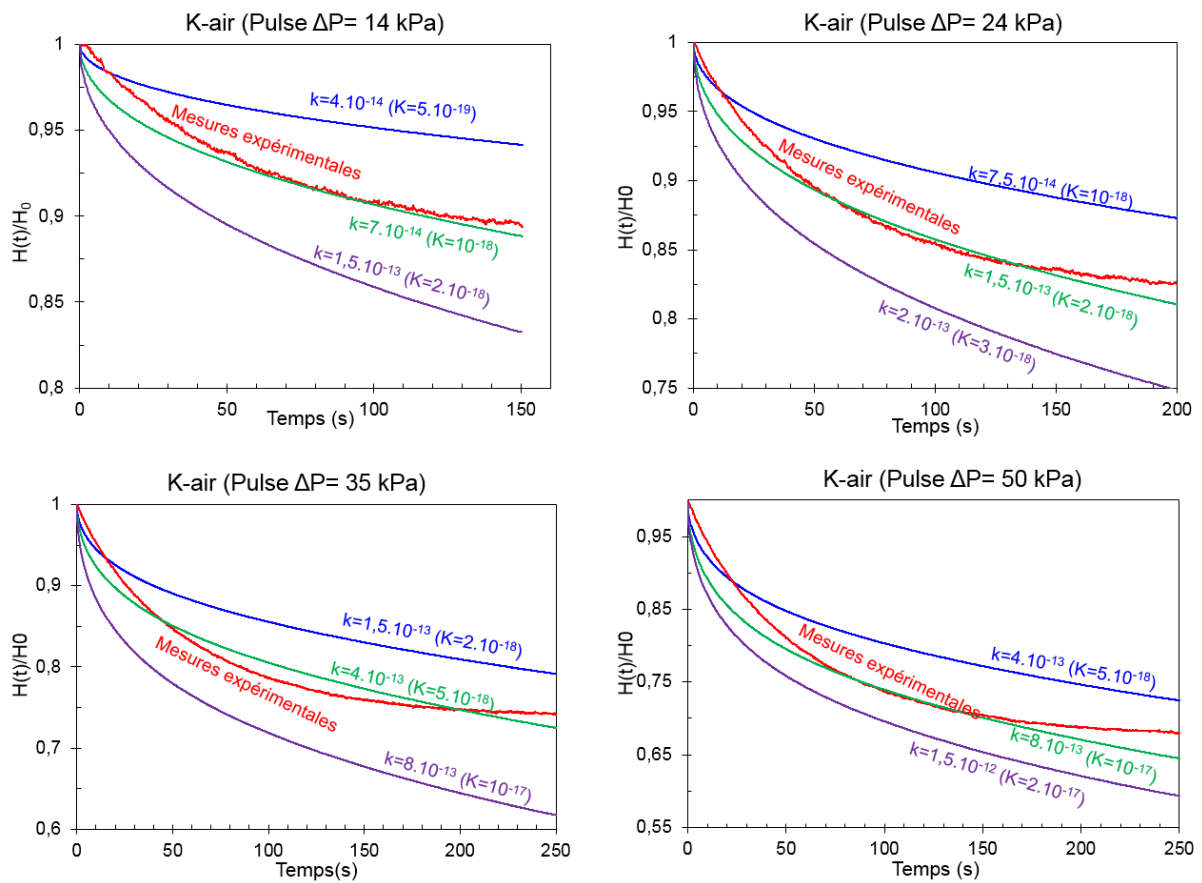


Figure I.28 : Courbes de dissipation de la pression en fonction du temps pour 4 valeurs de pulse : 14, 24, 35 et 50 kPa.

b- Essai de perméabilité à l'eau en régime permanent

L'essai de perméabilité à l'eau en régime permanent a été réalisé sur la même éprouvette saturée en eau, dans une cellule triaxiale avec application d'un gradient de pression aux extrémités de l'éprouvette et mesure des débits entrant et sortant de l'échantillon. La Figure I.29 présente les courbes des débits entrant et sortant dans le cas de deux gradients de pression, respectivement de 100 et 150 kPa. Le coefficient de perméabilité géométrique moyen est de l'ordre de $3,4 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$.

En comparant cette valeur avec celles données par les essais pulse « air », on constate globalement un bon accord général vu le faible niveau de perméabilité de ces matériaux et les approximations numériques dans l'interprétation de l'essai pulse.

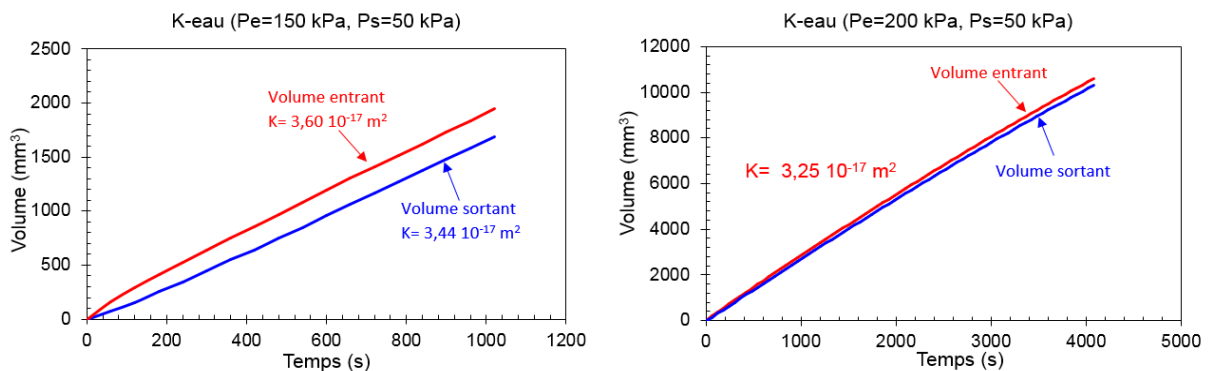


Figure I.29 : Courbes de débits entrant et sortant de l'échantillon lors de l'essai de perméabilité à l'eau en régime permanent.

I-7.2. Perméabilité à l'eau (K-eau)

La mesure de perméabilité à l'eau a été réalisée en régime transitoire en utilisant la méthode pulse. Le dispositif expérimental utilisé est une cellule triaxiale avec laquelle l'injection de l'eau se fait à la base de l'échantillon sur toute sa surface (Figure I.30). Le coefficient de perméabilité est déterminé par application de la loi de Darcy. L'interprétation de l'essai est basée sur l'analyse de l'évolution de la vitesse d'infiltration déduite de la dissipation de la pression en fonction du temps. Pour déduire le coefficient de perméabilité, la méthode consiste, à partir de la courbe de dissipation de la pression en fonction du temps, à appliquer la loi de Darcy sur un incrément de temps petit, et à en déduire un coefficient de perméabilité quasi instantané.

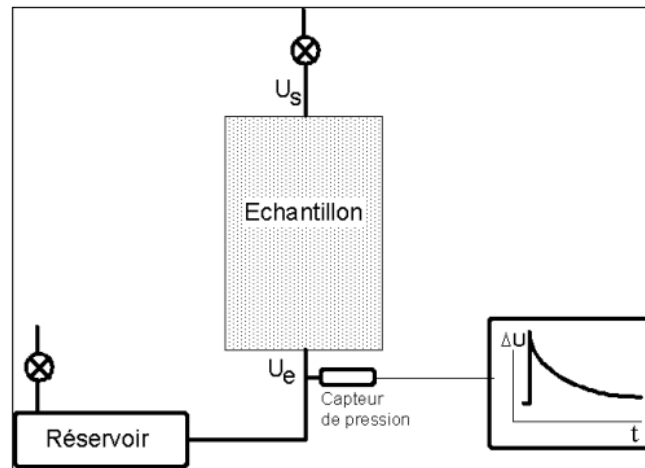


Figure I.30 : Principe de la méthode pulse pour la perméabilité à l'eau.

La méthode consiste à estimer le volume d'eau infiltré en fonction du temps. Entre l'instant t et l'instant $t + \Delta t$, celui-ci est donné par (Sayad 2003, cité par Hibouche 2013) :

$$\Delta V_w = V_w \cdot \Delta U_w \cdot C$$

avec :

C : coefficient de compressibilité de l'eau (1/kPa),

V_w : volume d'eau initial (m^3),

ΔV_w : volume d'eau infiltré (m^3),

ΔU_w : variation de la pression de l'eau pendant le temps Δt (kPa).

Sur l'intervalle de temps Δt , le débit d'infiltration est ensuite déduit de :

$$Q = \frac{\Delta V_w}{\Delta t}$$

où Q est le débit d'infiltration (m^3/s) et Δt est l'intervalle de temps (s).

A tout moment, une valeur de la perméabilité k peut être calculée à partir de la loi de Darcy en considérant le débit s'écoulant sous la charge hydraulique moyenne pendant l'intervalle de temps considéré.

$$k = \frac{V}{i} = \frac{Q}{i \cdot S}$$

avec :

V : vitesse d'infiltration (m/s),

Q : débit d'infiltration (m^3/s),

S : section de l'échantillon (m^2), et

i : gradient hydraulique (Figure I-31) défini par

$$i = \frac{h_e - h_f - Z_f(t)}{Z_f(t)}$$

avec :

Z_f : profondeur du front d'humidification au temps t (m),

h_e : charge hydraulique à l'entrée (m),

h_f : charge hydraulique au niveau du front d'humidification (m).

Si l'échantillon est initialement non saturé, $h_f = \frac{s_f}{\gamma_w}$

avec :

s_f : succion au niveau du front d'humidification, qui peut être égale à la succion initiale de l'échantillon.

La profondeur du front d'humidification Z_f peut être estimée à tout moment en appliquant la relation proposée par Green et Ampt (1911) :

$$Z_f = \frac{I}{\Delta\theta}$$

où I est l'infiltration cumulée et $\Delta\theta$ est la différence entre les teneurs en eau volumiques à saturation et initiale.

Une autre façon d'estimer Z_f est de diviser le volume d'eau infiltré ΔV_w par la section S de l'échantillon

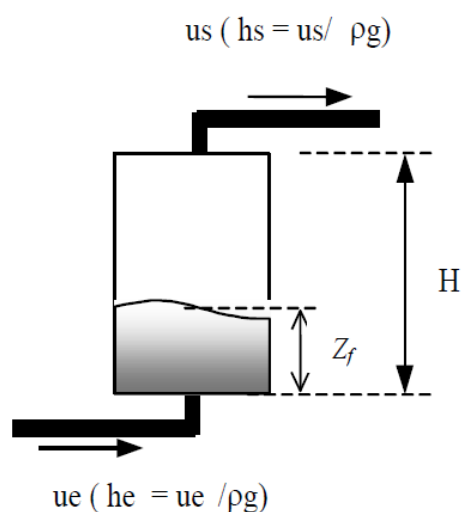


Figure I.31 : Définition des paramètres de la méthode d'interprétation (Sayad 2003).

Si la pression de l'eau est égale à la pression atmosphérique sur le front d'humidification, le gradient hydraulique devient : ($u_f = 0$) et ($h_f = 0$).

$$i = \frac{h_e - Z_f(t)}{Z_f(t)}$$

Dans le cas d'un échantillon saturé, le front d'humidification représente toute la hauteur (H) de l'échantillon ($Z_f = H$).

$$i = \frac{h_e - H}{H}$$

L'expression du coefficient de perméabilité devient :

$$k = \frac{\Delta V_w H}{\Delta t S (h_e - H)}$$

$$k = \frac{\Delta V_w H}{\Delta t S \left(\frac{u_e}{\gamma_w} - H \right)}$$

Dans le cas où la contre pression n'est pas nulle ($u_s \neq 0$), la perméabilité est calculée à l'aide de l'expression suivante (Sayad 2003) :

$$Z_f \neq 0 \rightarrow u_s \neq 0$$

$$Z_f(t) = H \rightarrow i = \frac{h_e - h_f - H}{H}$$

$$k = \frac{QH}{S(h_e - H_f - H)} = \frac{QH}{S \left(\frac{u_e}{\gamma_w} - \frac{u_s}{\gamma_w} - H \right)} = \frac{Q}{S \left(\frac{u_e - u_s}{\gamma_w} - H \right)} = \frac{\Delta V_w}{\Delta t} \frac{H}{S \left(\frac{u_e - u_s}{\gamma_w} - H \right)}$$

$$k = \frac{\Delta V_w H}{\Delta t S \left(\frac{u_e - u_s}{\gamma_w} - H \right)}$$

avec :

ΔV_w : volume d'eau infiltré (m^3).

k: perméabilité (m/s).

H : hauteur de l'échantillon (m).

S : section de l'échantillon (m^2).

γ_w : poids volumique de l'eau (kN/m^3).

Δt : intervalle de temps (s).

u_e : pression interstitielle à la base de l'échantillon (kPa).

u_s : pression interstitielle à la tête de l'échantillon (kPa).

I-8. Mesure du module élastique en petites déformations

Le module initial des échantillons est déduit des vitesses de propagation des ondes ultrasonores sous un état de contraintes nulles. L'appareil Pundit (Portable Ultrasonique Nondestructive Digital Indicating Tester) a été utilisé dans ce cas (Figure I.32).



Figure I.32 : Mesure du module élastique déduit des vitesses de propagation des ondes sonores à l'aide du dispositif Pundit.

Un signal électrique est transformé en onde de déformation par un transducteur piézoélectrique émetteur. Cette onde se propage dans l'échantillon et est interceptée par un autre transducteur récepteur (Figure I.33). On mesure le temps que met cette onde pour traverser l'échantillon et on déduit la vitesse de propagation de celle-ci.

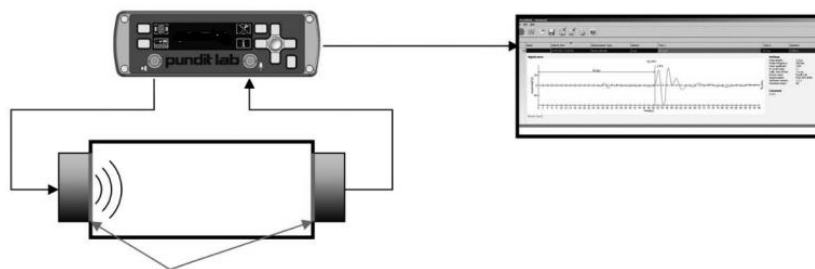


Figure I.33 : Principe de mesure avec l'appareil Pundit.

L'utilisation de transducteurs qui génèrent des ondes longitudinales (VL) ou transversales (VT) permet de remonter aux caractéristiques d'un matériau élastique linéaire et isotrope par les deux vitesses associées VL et VT.

En effet, dans un solide, la vitesse des ondes mécaniques est dépendante de la masse volumique ρ et du module d'élasticité E . Les relations qui lient les vitesses de propagation longitudinale (V_L) et transversale (V_T) au module élastique sont données par les relations :

$$V_L = \left(\frac{k + \frac{4}{3}\mu}{\rho} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$V_T = \left(\frac{\mu}{\rho} \right)^{\frac{1}{2}}$$

avec :

$$\mu = G = \frac{E}{2(1+\nu)} : \text{module de cisaillement}$$

$$k = \frac{E}{3(1-2\nu)} : \text{module de compressibilité.}$$

Le module d'élasticité peut être déduit par:

$$E = \frac{(V_L^2 \cdot \rho \cdot (1 + \nu) \cdot (1 - 2 \cdot \nu))}{1 - \nu}$$

I-9. Analyse de fissuration par traitement d'images

L'essai consiste à suivre l'évolution dans le temps des propriétés physiques (teneur en eau) et géométriques (retrait, fissuration ...) d'un échantillon de sol compacté en dessiccation libre. Le dispositif expérimental (Figure I.34) est composé d'un plateau support de l'échantillon posé sur une balance de précision et d'un banc d'acquisition d'images à intervalle régulier tout au long de la dessiccation. Le dispositif est placé dans une salle climatisée à une température égale à 22°C ; HR=30%).

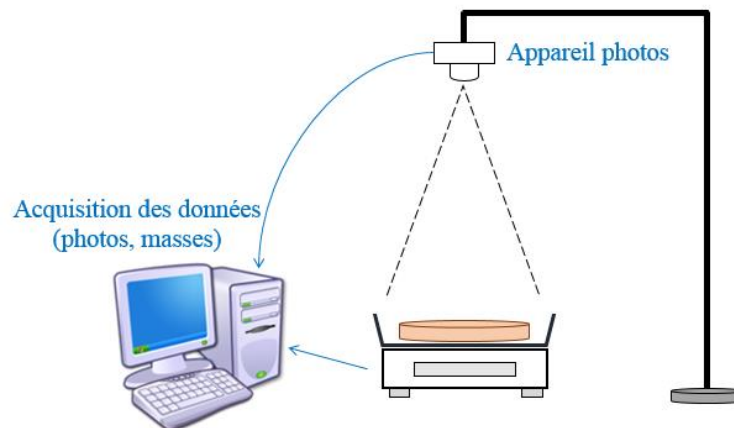


Figure I.34 : Schéma du banc de retrait.

Le suivi du champ de déformation à la surface de l'échantillon est réalisé à l'aide d'un logiciel de corrélation d'images VIC-2D. La surface de l'échantillon est munie d'une texture aléatoire (mouchetis) pour permettre de déterminer l'évolution du champ de déplacement des points et recalculer ainsi le champ de déformation (Wei 2014, Eid 2015).

Evolution des fissures

Les grandes déformations provoquent des ruptures localisées constituant un réseau de fissures. L'évolution de ce réseau de fissures est analysée à l'aide du logiciel ImageJ (imagej.nih.gov/ij/). Son principe consiste à identifier les fissures en utilisant un seuil de gris sur une image transformée en échelle de gris. Le seuil définit une limite de niveau de gris (comprise entre 0 et 255). Tous les pixels ayant une valeur inférieure à la limite sont considérés comme des fissures. Par la suite, l'image est convertie en binaire (noir=0 pour les fissures et blanc=1). Ainsi, le pourcentage de fissuration est calculé. Ce pourcentage de fissuration noté CR (Crack Ratio) est défini par le rapport de la surface totale des fissures par la surface totale de l'échantillon.

$$CR = \frac{\text{Surface des fissures}}{\text{Surface totale de l'échantillon}}$$

I-10. Porosimétrie au mercure

Principe

La porosimétrie au mercure est une technique d'investigation des milieux poreux. La méthode consiste à faire pénétrer le mercure dans les pores du matériau sous une pression croissante. Le mercure est, vis à vis de la quasi-totalité des solides, un fluide non mouillant, c'est à dire qu'il ne pénètre pas spontanément dans la porosité comme le ferait l'eau par exemple (Daïan 2007). Ceci permet le contrôle de l'injection au moyen de la pression. A mesure que la pression augmente, le mercure occupe des régions de plus en plus confinées de la porosité, remplissant des pores de plus en plus fins. L'information fournie par la caractéristique d'injection est beaucoup plus riche, il s'agit d'un spectre des tailles de pores présents dans le matériau (Daïan 2007). L'opération est pratiquée sur des échantillons de petite taille (centimétrique), qu'on introduit dans le pénétrömètre (Figure I.35).

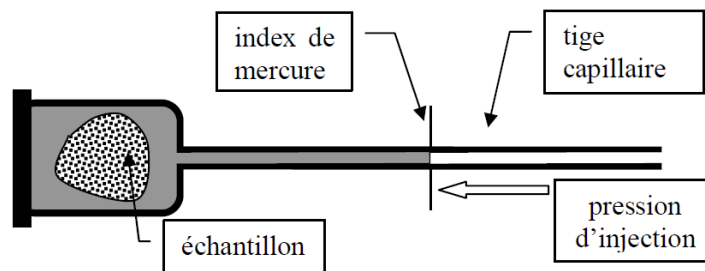


Figure I.35 : Pénétrömètre (Daïan 2007)

Domaine d'application

Pour les sols granulaires, la porosimétrie au mercure ne peut être valablement pratiquée que dans certains cas. Elle nécessite en effet un séchage préalable du sol qui doit conserver un minimum de cohésion après séchage, afin qu'on puisse dégager des fragments et les introduire dans le pénétrömètre.

Pour tous les matériaux fragiles présentant du retrait non négligeable pouvant générer de la fissuration lors du séchage, il est recommandé d'employer des méthodes de séchage spécifique comme la lyophilisation (Figure I.36), car les mécanismes de retrait sont essentiellement liés aux effets capillaires. On s'en affranchit en partie en gelant l'eau avant de l'extraire par sublimation.



Figure I.36 : Lyophilisateur du LOMC

Mode opératoire

L'échantillon préalablement séché est placé dans le pénétromètre. Un vide poussé est ensuite établi. C'est la raison pour laquelle l'échantillon doit être sec, car la pression lors de la mise sous vide est en principe inférieure à la pression de vapeur saturante de l'eau (Daïan 2007). Le mercure est ensuite introduit dans le pénétromètre à basse pression, puis la pression est augmentée progressivement pas à pas. A chaque pas de pression, le volume qui pénètre dans les pores est mesuré après stabilisation. En effet, la pénétration n'est pas instantanée, et les porosimètres sont équipés d'un dispositif de régulation de la pression jusqu'à stabilisation à la valeur de consigne. Le volume de mercure pénétré est mesuré au moyen de la position du ménisque dans la tige capillaire du pénétromètre. Il est poussé par de l'air pour les pressions comprises entre la pression de remplissage et la pression atmosphérique ambiante (basse pression), puis par de l'huile (haute pression).

Le résultat brut d'un essai de porosimétrie au mercure est ainsi la caractéristique d'injection, qui donne le volume pénétré dans l'échantillon en fonction de la pression du mercure. Les logiciels associés aux porosimètres à mercure donnent généralement le volume de mercure par unité de masse du matériau (mL/g) et calculent par ailleurs la porosité n , rapport du volume total des pores explorés au volume extérieur de l'échantillon. La caractéristique d'injection peut dès lors être convertie en mL/mL par règle de trois.

Taille des pores : la loi de Laplace

La relation entre la pression d'injection et la taille des pores pénétrés par le mercure permet d'obtenir une information sur les tailles de pores et les proportions volumiques dans lesquelles elles sont présentes dans le matériau. Mais cette relation ne peut être établie sans adopter une hypothèse concernant la forme des pores. Dans la plupart des modèles de structure poreuse, les pores sont considérés comme des troncs de cylindres de section circulaire de

diamètre D . Durant l'injection, le ménisque de mercure prendra une forme sphérique convexe dont la courbure, donnée par la loi de Laplace, est proportionnelle à la pression P . Par ailleurs, le ménisque se raccorde aux parois des pores suivant un angle de mouillage déterminé θ , qui est obtus dans le cas des fluides non mouillants. Il en résulte que le ménisque sera en équilibre dans les pores dont le diamètre D permet de satisfaire ces deux conditions, c'est à dire :

$$D = -\frac{4\gamma \cos \theta}{P}$$

γ est la tension superficielle du mercure dans le vide (0.485 N/m), θ est généralement pris égal à 130°. A la pression P , les pores de diamètre supérieur à D seront totalement remplis de mercure, les pores de diamètre inférieur resteront vides (Figure I.37).

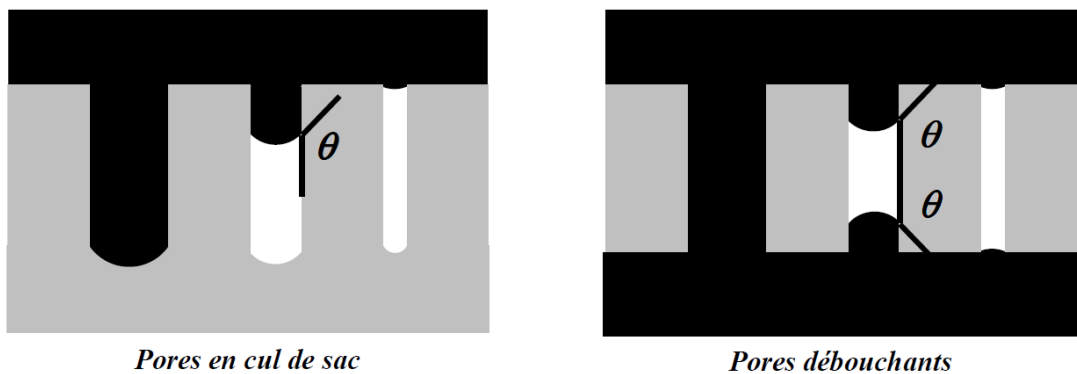


Figure I.37 : Pénétration du mercure à pression donnée dans les pores de différentes tailles (Daïan 2007).

Le porosimètre utilisé dans notre cas est le modèle Micromeritics AutoPore IV (Figure I.38) de capacité maximale d'injection égale à 413,69 MPa.



Figure I.38 : Porosimètre du LOMC.

Chapitre II. Matériaux

Dans ce chapitre sont présentés les matériaux utilisés dans le cadre du programme ANR TerreDurable. En raison de leurs caractéristiques peu conventionnelles pour leur utilisation dans la confection des remblais routiers selon le GTR 92, quatre matériaux ont été sélectionnés. Il s'agit du sable limoneux et du silt du Livet-Gavet, de l'argile à Châtaignier et de la marne de l'autoroute A 304 (Figure II.1). Les études de comportement ont été faites au laboratoire sur des matériaux remaniés pour ces quatre matériaux. Dans le cas de la marne, des éprouvettes non remaniées ont été carottées sur une planche de compactage de l'A 304. Ce chapitre présente les essais d'identification de ces matériaux et leurs classifications selon les normes en vigueur.

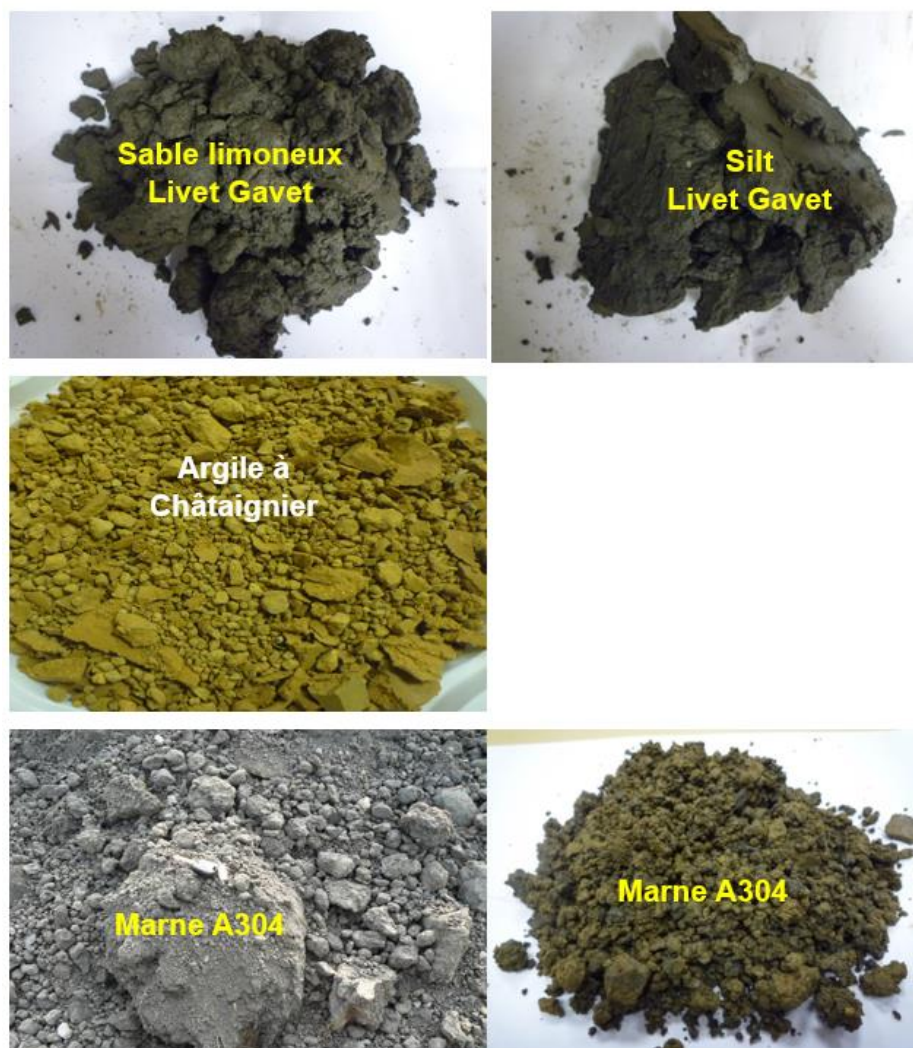


Figure II.1 : sable limoneux, silt, argile à châtaignier et marne.

II-1. Analyse Granulométrique

La Figure II.2 présente les résultats de deux analyses granulométriques par tamisage + sédimentation (que nous notons T+S), ainsi que deux analyses par la méthode laser de la marne A 304. Concernant la première méthode (T+S), la figure montre une certaine hétérogénéité au niveau des particules fines inférieures à 80 μm (branches obtenues par sédimentométrie). Ceci pourrait provenir de l'hétérogénéité du matériau prélevé in situ à différents endroits du chantier de l'A 304, puis homogénéisé par mélange.

En comparant les courbes obtenues par la méthode T+S et la méthode laser, on remarque que la méthode laser qui a été réalisée sur des particules de diamètre inférieur ou égal à 0,15 mm, surestime la dimension des particules par rapport à la méthode T+S lorsque le diamètre de celles-ci est inférieur à 0,03 mm.

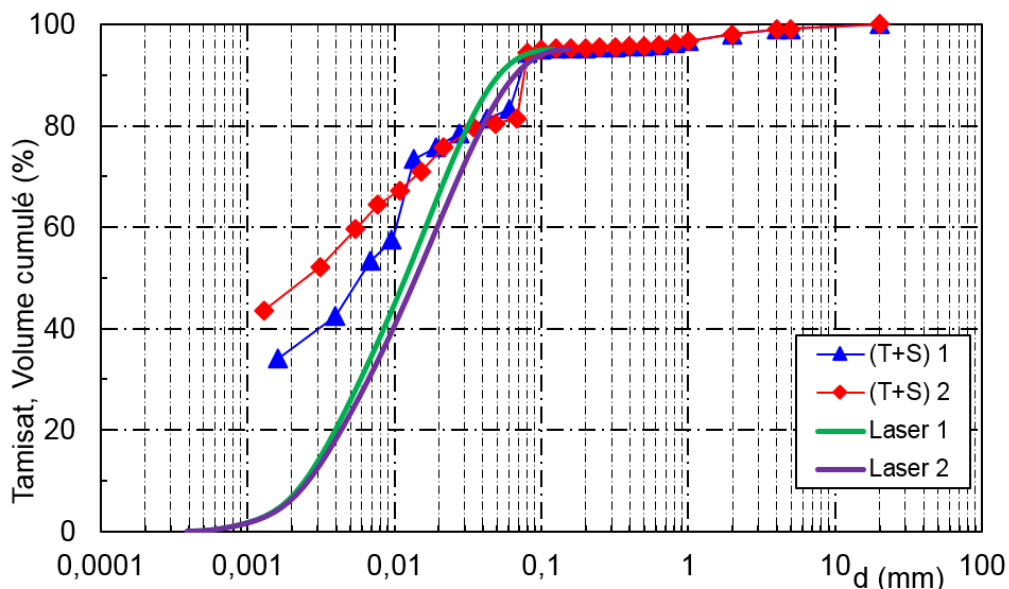


Figure II.2 : Courbes granulométriques de la marne A304 remaniée.

Comme les courbes utilisant la méthode par tamisage et sédimentation ne permettent pas des mesures au-dessous de 2 μm environ, on ne peut pas en déduire le d_{10} et le d_{30} du matériau. Pour cette raison, ces paramètres ont été déduits des courbes granulométriques obtenues par la méthode laser. Tenant compte des deux méthodes, la valeur du coefficient d'uniformité de la marne varie de 6,25 à 7,41 ; et la valeur du coefficient de courbure est de 0,9.

La Figure II.3 présente les courbes granulométriques du silt. On remarque un bon accord général entre les deux méthodes T+S et Laser. Le coefficient d'uniformité est de l'ordre de 670, et le coefficient de courbure est égal à 0,09.

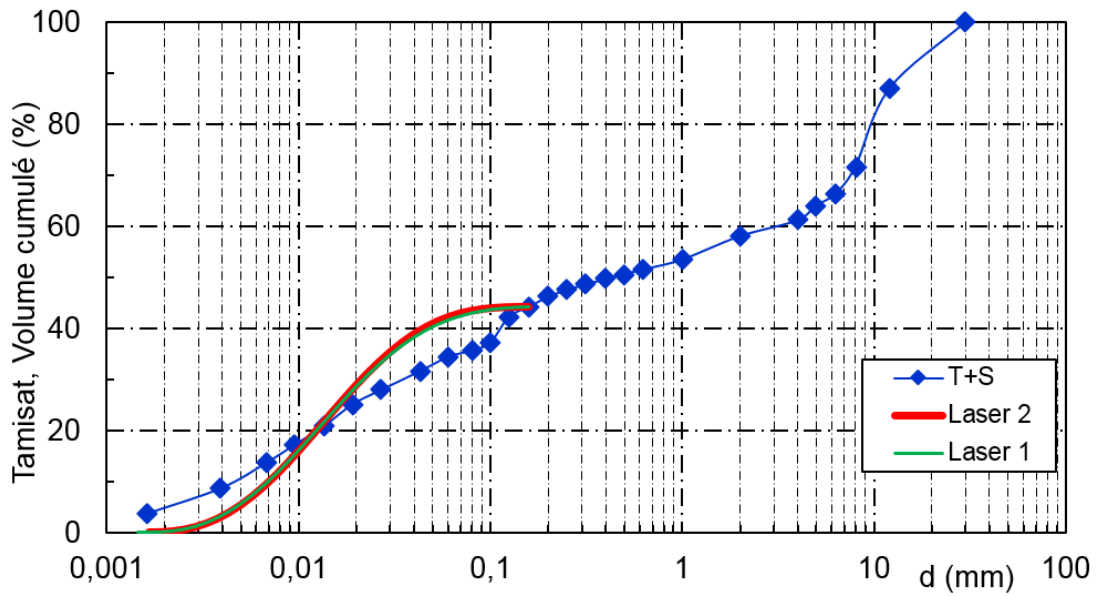


Figure II.3 : Courbes granulométriques du silt.

La Figure II.4 présente les courbes granulométriques du sable limoneux. On remarque aussi un bon accord général entre les deux méthodes pour les particules inférieures à 0,01 mm. En revanche la concavité initiale de la courbe Laser ne permet pas une bonne cohérence avec la méthode T+S lorsque le diamètre est supérieur à 0,01 mm. Le coefficient d'uniformité de ce matériau est égal à 231 et le coefficient de courbure est égal à 0,4.

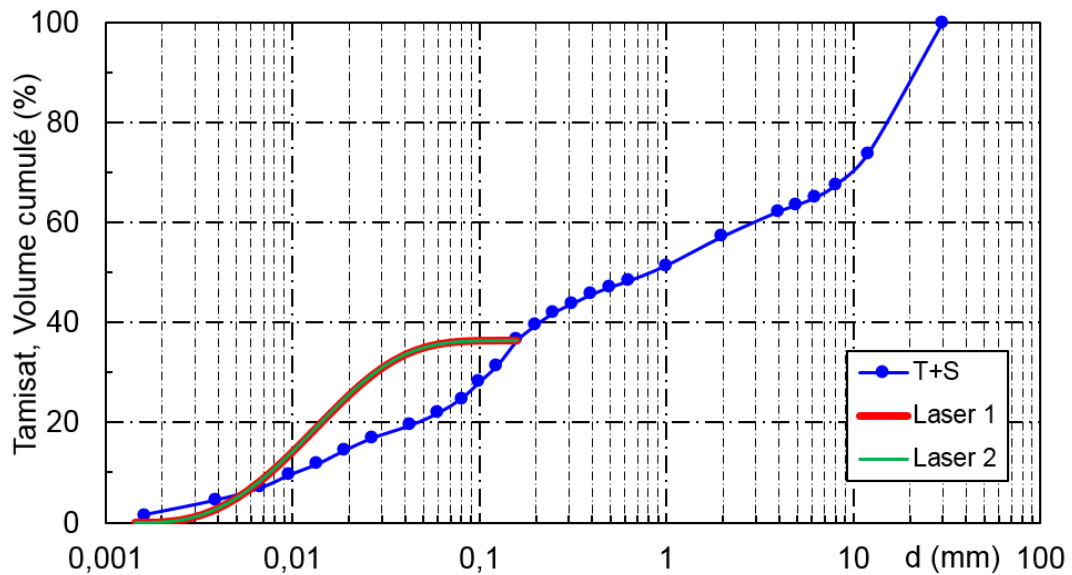


Figure II.4: Courbes granulométriques du sable limoneux.

Concernant la marne non remaniée provenant des carottages réalisés sur la planche expérimentale, seule la granulométrie laser a été réalisée. La Figure II.5 montre sa courbe granulométrique. Sur ce même graphique, nous avons reporté les courbes obtenues sur la marne remaniée de la figure II.5. On remarque que les courbes sont très proches.

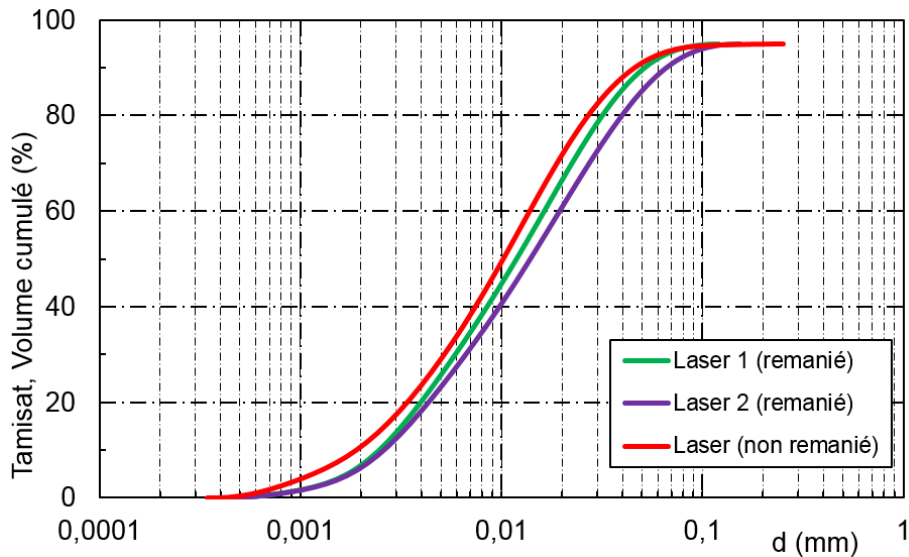


Figure II.5: Courbe granulométrique laser des carottes de marne provenant de la planche de compactage.

A titre indicatif, nous avons superposé sur la Figure II-6 les courbes granulométriques obtenues par la méthode T+S des 3 matériaux.

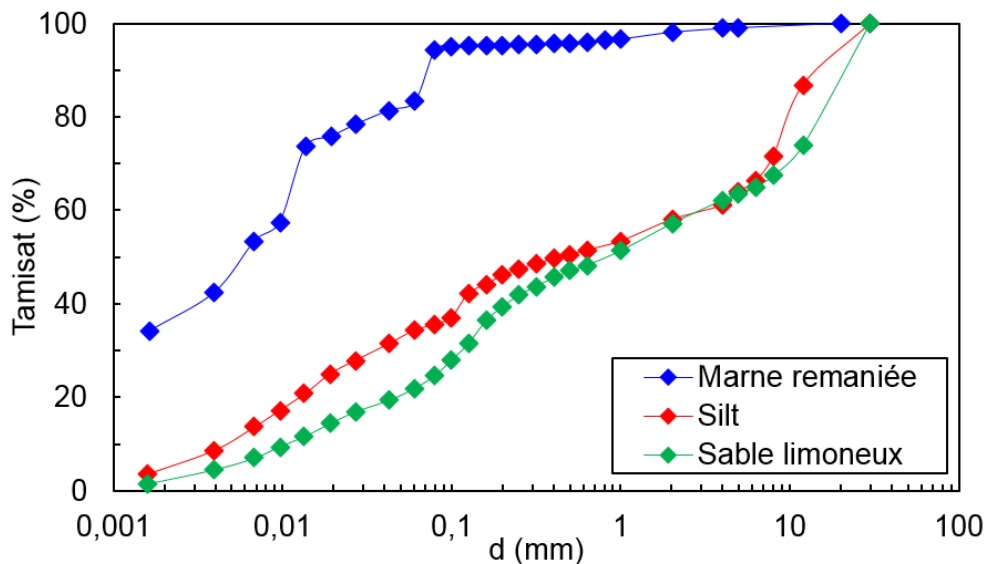


Figure II.6: Courbes granulométriques T+S (marne, silt et sable limoneux).

II-2. Limites d'Atterberg

La Figure II.7 présente les courbes de détermination des limites de liquidité de la marne remaniée, de l'argile à Châtaigner et du silt. Dans le cas du silt, l'essai est effectué avec une coupelle rugueuse. Les courbes permettent de donner les valeurs de la limite de liquidité des matériaux, de l'ordre de 80% pour la marne, égale à 84% pour l'argile à Châtaigner et 30% pour le silt.

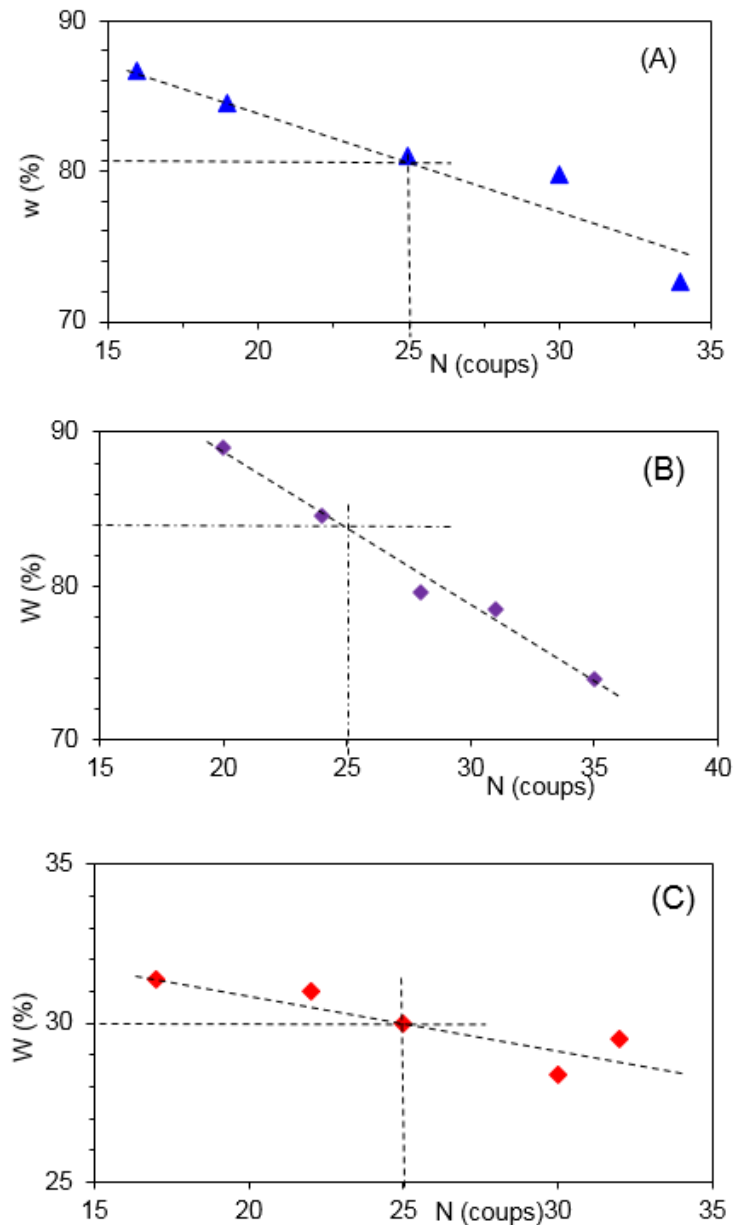


Figure II.7 : Limites de liquidité de la marne remaniée(A), argile à Châtaigner (B) et silt (C).

II-3. Essai au bleu

Les essais au bleu réalisés pour la marne remaniée ont donné des valeurs VBS comprises entre 5,7 et 6,3 l'identifiant comme un sol argileux.

II-4. Mesure de CaCO₃

Le Tableau II.1 présente les teneurs en carbonate CaCO₃ des matériaux. Les résultats montrent que les marnes et le silt sont des matériaux moyennement calcaire, et que l'argile est un matériau non calcaire.

Matériaux	Teneur en carbonate (%)	classification
Marne remaniée	13 à 41	Peu à moyennement calcaire
Marne non remaniée	22,5 à 23,5	Peu à moyennement calcaire
Argile	5 à 9,5	Non calcaire
Silt	29 à 50	Moyennement calcaire

Tableau II.1 : teneurs en CaCO₃ des matériaux.

II-5. Analyse de diffractométrie aux rayons X

Les résultats du silt et de la marne remaniée sont présentés sur les Figures II.8 et II.9. La présence possible de smectite dans la marne indiquée par le pic à 1,516 nm (Figure II. 9) a nécessité un traitement préliminaire avec de l'éthylène glycol. La lame couverte du matériau, après l'analyse des phases, est placée dans une atmosphère fermée et saturée en éthylène glycol. La solution d'éthylène glycol, placée au fond de l'enceinte fermée, est destinée à augmenter la valeur de la distance interfoliaire dans les cas des argiles gonflantes.

La présence de smectite est confirmée par le passage de la distance interfoliaire de 1,516 nm à 1,71 nm (Figure II.10).

Les résultats montrent que :

- La marne remaniée est constituée essentiellement de kaolinite, smectite, quartz, illite, chlorite et calcite, avec des traces de feldspaths.
- Le silt est composé de chlorite, illite, quartz, calcite, et de feldspaths.

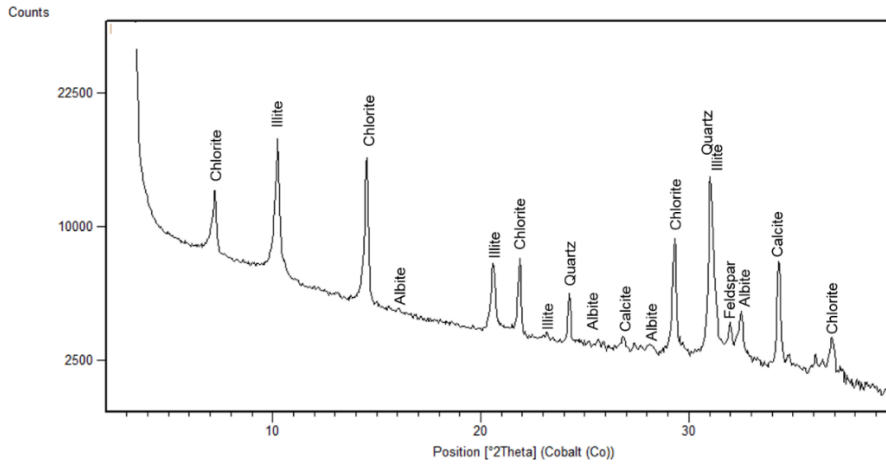


Figure II.8 : Diffractogramme du silt.

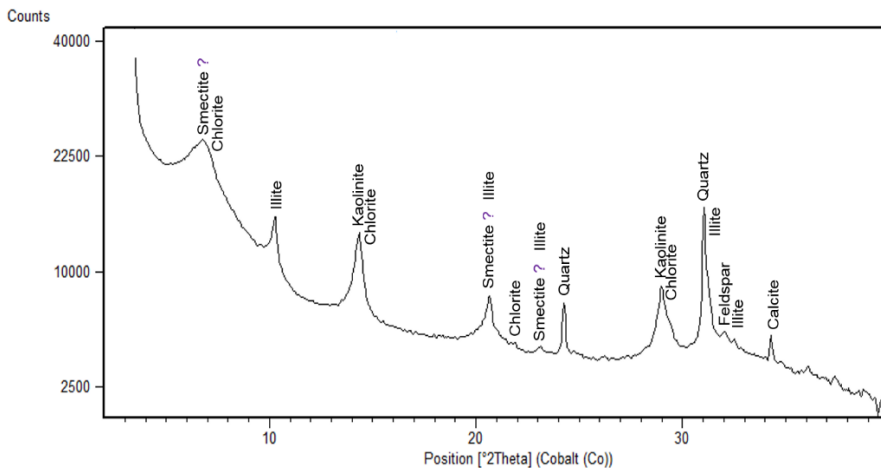


Figure II.9 : Diffractogramme de la marne remaniée.

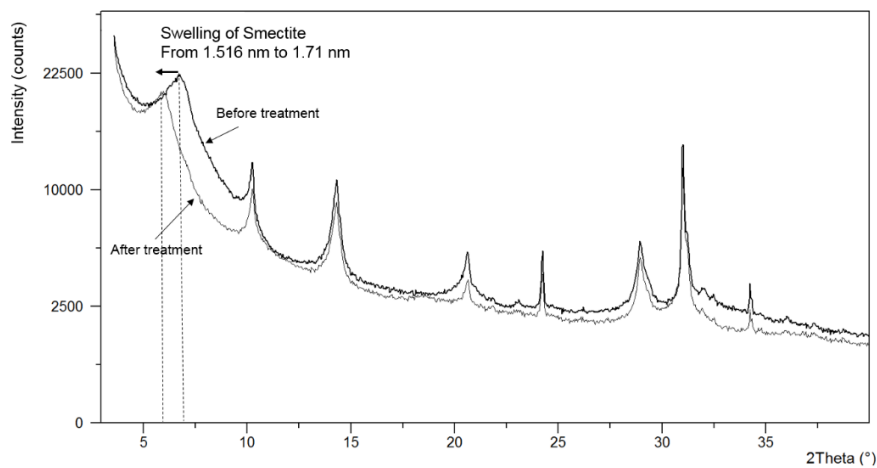


Figure II.10 : Diffractogramme de la marne avant et après le traitement à l'éthylène glycol.

II-6. Essai Proctor (NF P 94-093)

La Figure II.11 présente les résultats des séries d'essais Proctor normal sur la marne remaniée. La Figure montre que la courbe est quasi-plate et présente une dispersion des points expérimentaux. L'optimum Proctor normal (OPN) est à une teneur en eau proche de 24% avec une masse volumique proche de 1,55 Mg/m³.

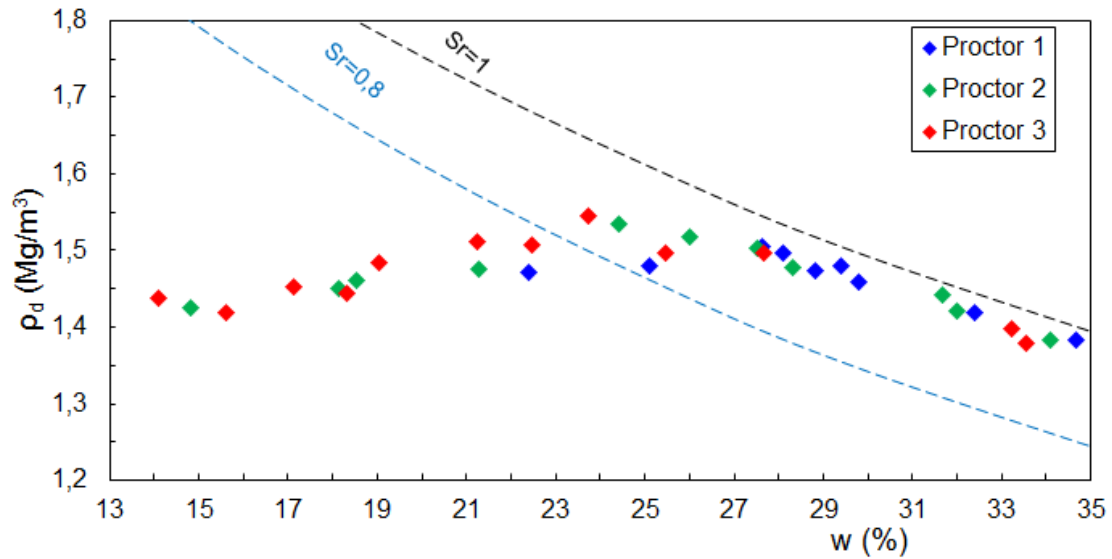


Figure II.11 : Courbe Proctor de la marne remaniée.

La Figure II.12 présente les courbes Proctor normal du silt. Les courbes donnent un optimum pour une teneur en eau de l'ordre de 16% avec une densité proche de 1.85 Mg/m³.

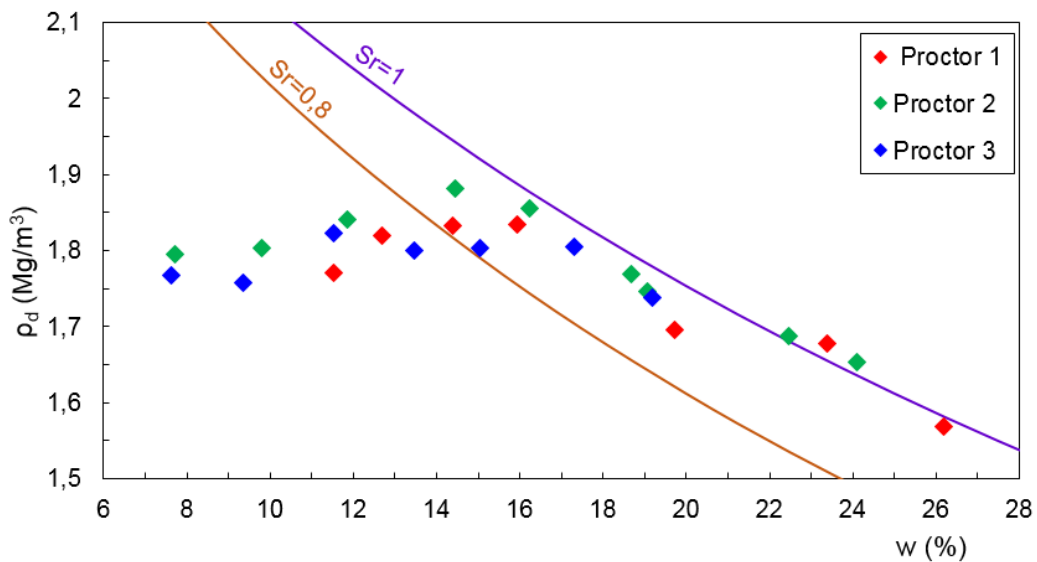


Figure II.12 : Courbe Proctor du silt.

La Figure II.13 présente la courbe Proctor normal du sable limoneux. L'optimum pour ce matériau est à la teneur en eau égale à 10 %, avec une densité de 2 Mg/m³.

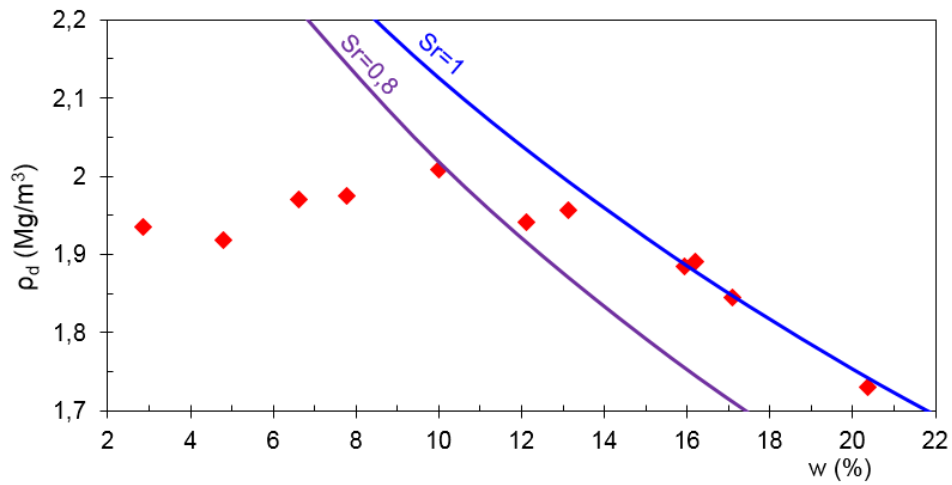


Figure II.13 : Courbe Proctor du sable limoneux.

II-7. Conclusion

Dans ce chapitre ont été présentés les essais d'identification des matériaux. Les résultats ont permis de classer les matériaux suivant les normes LPC-USCS et GTR 92 et les caractéristiques des matériaux sont résumées dans le Tableau II.3.

Pour apprécier ces valeurs, nous les avons comparées avec celles données par les corrélations de Fleureau et al. 2002, et Biarez et Favre 1975, rappelées dans le tableau (Tableau II.2).

Fleureau et al. 2002	$w_{OPN} = 1,99 + 0,46 w_L - 0,0012 w_L^2$ $\gamma_{dOPN} = 21 - 0,11 w_L + 0,00024 w_L^2$ $s_{OPN} = 0,118 (w_L)^{1,98}$																																																																																																																																				
Biarez et Favre 1975	<div style="text-align: center;"> Sable limoneux Silt Marne </div> <table border="1" style="margin: 10px auto; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th></th> <th style="border: 1px solid blue;">20</th> <th style="border: 1px solid red;">30</th> <th>40</th> <th>50</th> <th>60</th> <th>70</th> <th style="border: 1px solid green;">80</th> <th>90</th> <th>100</th> <th>150</th> <th>200</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>w_L</td><td>20</td><td>30</td><td>40</td><td>50</td><td>60</td><td>70</td><td>80</td><td>90</td><td>100</td><td>150</td><td>200</td></tr> <tr><td>w_p</td><td>15</td><td>18</td><td>20</td><td>23</td><td>26</td><td>28</td><td>31</td><td>34</td><td>37</td><td>50</td><td>64</td></tr> <tr><td>I_p</td><td>5</td><td>12</td><td>20</td><td>27</td><td>34</td><td>42</td><td>49</td><td>56</td><td>63</td><td>100</td><td>136</td></tr> <tr><td>C_c</td><td>0.06</td><td>0.15</td><td>0.24</td><td>0.33</td><td>0.42</td><td>0.51</td><td>0.60</td><td>0.69</td><td>0.78</td><td>1.23</td><td>1.68</td></tr> <tr><td>$\frac{C_u}{C_c}$</td><td>0.13</td><td>0.15</td><td>0.18</td><td>0.21</td><td>0.24</td><td>0.27</td><td>0.29</td><td>0.32</td><td>0.34</td><td>0.48</td><td>0.61</td></tr> <tr><td>$\frac{e}{e_c}$</td><td>45</td><td>25</td><td>15</td><td>12</td><td>10</td><td>9</td><td>8</td><td>7</td><td>6</td><td>5</td><td>4</td></tr> <tr><td>$\sigma'_{r'}$</td><td>30</td><td>24</td><td>19</td><td>15</td><td>14</td><td>13</td><td>12</td><td>11</td><td>10</td><td>-</td><td>-</td></tr> <tr><td>$tg \phi'_{r'}$</td><td>0.58</td><td>0.45</td><td>0.34</td><td>0.27</td><td>0.25</td><td>0.23</td><td>0.21</td><td>0.19</td><td>0.18</td><td>-</td><td>-</td></tr> <tr><td>w_{OPN}</td><td style="border: 1px solid blue;">10</td><td style="border: 1px solid red;">13.5</td><td>17</td><td>20.5</td><td>24</td><td>28</td><td style="border: 1px solid green;">32</td><td>36</td><td>40</td><td>-</td><td>-</td></tr> <tr><td>γ_{dOPN}</td><td style="border: 1px solid blue;">1.95</td><td style="border: 1px solid red;">1.85</td><td>1.75</td><td>1.65</td><td>1.55</td><td>1.45</td><td style="border: 1px solid green;">1.35</td><td>1.25</td><td>1.15</td><td>-</td><td>-</td></tr> </tbody> </table>		20	30	40	50	60	70	80	90	100	150	200	w_L	20	30	40	50	60	70	80	90	100	150	200	w_p	15	18	20	23	26	28	31	34	37	50	64	I_p	5	12	20	27	34	42	49	56	63	100	136	C_c	0.06	0.15	0.24	0.33	0.42	0.51	0.60	0.69	0.78	1.23	1.68	$\frac{C_u}{C_c}$	0.13	0.15	0.18	0.21	0.24	0.27	0.29	0.32	0.34	0.48	0.61	$\frac{e}{e_c}$	45	25	15	12	10	9	8	7	6	5	4	$\sigma'_{r'}$	30	24	19	15	14	13	12	11	10	-	-	$tg \phi'_{r'}$	0.58	0.45	0.34	0.27	0.25	0.23	0.21	0.19	0.18	-	-	w_{OPN}	10	13.5	17	20.5	24	28	32	36	40	-	-	γ_{dOPN}	1.95	1.85	1.75	1.65	1.55	1.45	1.35	1.25	1.15	-	-
	20	30	40	50	60	70	80	90	100	150	200																																																																																																																										
w_L	20	30	40	50	60	70	80	90	100	150	200																																																																																																																										
w_p	15	18	20	23	26	28	31	34	37	50	64																																																																																																																										
I_p	5	12	20	27	34	42	49	56	63	100	136																																																																																																																										
C_c	0.06	0.15	0.24	0.33	0.42	0.51	0.60	0.69	0.78	1.23	1.68																																																																																																																										
$\frac{C_u}{C_c}$	0.13	0.15	0.18	0.21	0.24	0.27	0.29	0.32	0.34	0.48	0.61																																																																																																																										
$\frac{e}{e_c}$	45	25	15	12	10	9	8	7	6	5	4																																																																																																																										
$\sigma'_{r'}$	30	24	19	15	14	13	12	11	10	-	-																																																																																																																										
$tg \phi'_{r'}$	0.58	0.45	0.34	0.27	0.25	0.23	0.21	0.19	0.18	-	-																																																																																																																										
w_{OPN}	10	13.5	17	20.5	24	28	32	36	40	-	-																																																																																																																										
γ_{dOPN}	1.95	1.85	1.75	1.65	1.55	1.45	1.35	1.25	1.15	-	-																																																																																																																										

Tableau II.2 : Rappel des corrélations.

Matériaux	Marne remaniée	Marne non remaniée*	Argile à Châtaignier	Silt	Sable limoneux
Teneur en eau naturelle (%)	27,8	<i>20</i>		23,6	16,5
Granulométrie (%) <80 µm <2 µm	94,35 36	<i>88</i>	80 - 85 68 - 70	35,62 4	24,71 2
Limites de liquidité (%) Mesurée Biarez et Favre(1975)	80	<i>46</i>	84	30	20
w_{OPN} (%) Mesurée Fleureau et al (2002) Biarez et Favre (1975)	24 31 32	<i>19,2</i> 20,6 19,1	37,3 31,9 33	16 15 13,5	10 10,7
ρ_d (OPN) Mesurée Fleureau et al (2002) Biarez et Favre (1975)	1,55 1,38 1,35	<i>1,62</i> 1,68 1,69	1,31 1,35 1,32	1,84 1,82 1,85	2 1,92 1,95
s_{OPN} (kPa) Fleureau et al (2002)	692	231	744	99	44
Teneur en CaCO3 (%)	13 - 41	22,5 – 23,5	5 – 9,5	29 - 50	
Classification LPC-USCS	Argile très plastique (CH)	Argile peu plastique (CL)	Argile très plastique (CH)	Sable argileux (SC)	Sable limoneux (SM)
Classification GTR	A3 - A4	A2	A3 - A4	A2	B5

* : Les valeurs en italiques de couleur rouge ont été fournies par le laboratoire 3S-R (Pelizzari 2015).

Tableau II.3 : Caractéristiques des matériaux utilisés.

Chapitre III. Comportement des sols compactés sur des chemins de drainage et humidification

Dans ce chapitre est présenté le comportement des trois matériaux : la marne A 304, le silt et le sable limoneux du Livet Gavet sur des chemins de drainage - humidification. Les méthodes utilisées pour l'imposition des succions sont les méthodes des plaques tensiométriques, osmotique et des dessiccateurs à solutions salines saturées.

III-1. Préparation des matériaux

Matériaux remaniés préparés sous forme de pâte saturée

Le comportement de référence des matériaux sur les chemins de drainage et d'humidification est établi à partir de matériaux remaniés préparés sous forme d'une pâte saturée. La pâte est préparée en mélangeant la poudre du matériau sec et l'eau à une teneur en eau égale à 1,5 fois sa limite de liquidité. Pour les chemins de drainage, la pâte est directement mise en équilibre avec différentes valeurs de succions imposées alors que, pour les chemins d'humidification, la pâte est préalablement séchée dans une étuve à 105°C pendant 24 heures, puis mise en équilibre avec les succions imposées par les différentes méthodes citées ci-dessus.

Matériaux remaniés compactés à l'OPN

Dans le cas des matériaux compactés, les échantillons compactés initialement à l'OPN dans le moule Proctor sont découpés en petits cubes de 1 cm³ chacun environ, puis mis en équilibre suivant les méthodes citées ci-dessus.

Matériaux non remaniés

Dans le cas du silt et du sable limoneux, des mesures sont aussi réalisées sur des échantillons non remaniés extraits de blocs de matériaux.

III-2. Résultats

Généralement, l'application d'une succion à un échantillon de sol provoque une variation de son volume, de son indice des vides, de son degré de saturation et de sa teneur en eau. Ainsi, les chemins de drainage et humidification sont représentés sur cinq plans $[w ; e]$, $[w ; Sr]$, $[s ; e]$, $[s ; Sr]$, et $[s ; w]$ qui se relient verticalement et horizontalement (Biarez et al. 1988 ; Fleureau et al. 1993 et 2002).

Les Figures III.1, III.2, III.3, III.4, III.8 et III.9 présentent les chemins de drainage -humidification respectivement de la marne et du silt préparés initialement sous formes de pâte, de la marne et du silt compactés à l'OPN, du silt et du sable limoneux non remaniés.

Les graphes A et C présentent les variations de l'indice des vides et du degré de saturation en fonction de la teneur en eau, alors que les graphes B, D et E montrent les variations de l'indice des vides, du degré de saturation et de la teneur en eau en fonction de la succion.

III-2.1. Comportement de référence (matériaux préparés sous formes de pâte)

Les plans $[w ; e]$ (graphes A) présentent la courbe de retrait usuelle. Sur le chemin de dessiccation, les matériaux suivent d'abord la droite de saturation d'équation : $e = \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w}\right) w$

Par la suite, quand la teneur en eau décroît, l'indice de vides tend vers une valeur constante.

La limite de retrait w_{SL} du matériau est déterminée par la teneur en eau du point donnée par l'intersection de la droite de saturation et de l'asymptote horizontale de la courbe lorsque la teneur en eau w tend vers zéro.

Pour la marne (Figure III.1A), cette limite de retrait est égale à 20%, alors que pour le silt (Figure III.2A), elle est égale à 27%.

Les plans $[\log s ; e]$ (graphes B) sont les courbes de compressibilité où la contrainte verticale est remplacée par la succion. Ces plans présentent un domaine caractérisé par une diminution très significative de l'indice de vides de l'échantillon, suivi du palier de retrait. La succion du point correspondant au coude de la courbe est appelée succion de limite de retrait s_{SL} . Pour des succions supérieures à s_{SL} , la variation de l'indice des vides présente un palier quasi-réversible pour le drainage et l'humidification.

Cette succion de retrait est de l'ordre de 30 MPa pour la marne (Figure III.1B) et de 400 kPa pour le silt (Figure III.2B).

Les droites de corrélations des chemins NC de pentes C_c et C_s (Biarez et Favre, 1975) déduites de la limite de liquidité w_L des matériaux, d'équations :

$$C_c \approx 0,009 (w_L - 13)$$

$\frac{c_c}{c_s} \approx 4$ sont aussi placées sur ces graphes B afin de les comparer aux chemins de drainage-humidification.

Sur la Figure III.1B, le drainage de la marne suit la droite de corrélation C_c et l'humidification épouse la droite de corrélation C_s .

Pour le silt (Figure III.2B), le chemin de drainage suit la droite de corrélation C_c et la quitte assez rapidement pour tendre vers le palier de limite de retrait. Ceci est lié au fait que le palier de retrait correspond à un indice des vides très élevé. L'humidification suit un chemin de pente voisine de celle de la droite de corrélation C_s .

Les plans $[w ; S_r]$ (graphes C) mettent en évidence deux domaines de teneur en eau. Un domaine correspondant à un degré de saturation proche de 100% avec une forte variation de l'indice des vides. Dans ce domaine, l'échantillon perd de l'eau et se rétrécit tout en restant quasi saturé. Un deuxième domaine, à partir du point d'entrée d'air ou de désaturation (w_d, s_d), présente une faible variation de l'indice des vides avec une forte diminution du degré de saturation jusqu'aux valeurs respectivement de 22% et 3% pour la marne et le silt, correspondant à une valeur de succion égale à 305 MPa.

Sur les plans $[\log s ; S_r]$ (graphes D), en augmentant progressivement la succion, les échantillons restent quasi-saturé jusqu'à la succion de désaturation égale à 1,5 MPa pour la marne et 100 kPa pour le silt. Ce domaine correspond à un comportement irréversible pour le drainage et l'humidification du matériau. Ensuite, le degré de saturation décroît rapidement. Cette diminution rapide du degré de saturation se traduit par la chute de la teneur en eau (graphes E).

Ces plans $[\log s ; w]$ (graphes E) correspondent aux courbes de rétention usuelles dans lesquelles les axes sont inversés pour mettre en évidence les correspondances entre les variations de l'indice de vides, du degré de saturation, de la teneur en eau et celles de la succion. Pour une succion plus faible que la succion de désaturation, les variations de la teneur en eau et de l'indice des vides sont liées, alors que pour les succions plus élevées, la teneur en eau varie avec le degré de saturation.

Par ailleurs, si on examine le chemin d'humidification dans les 5 graphes des matériaux séchés, l'hystérésis des cycles est constatée suivant le domaine de succion considéré. Dans le domaine des succions élevées où la teneur en eau et l'indice de vides des matériaux varient peu, l'hystérésis entre la dessiccation et l'humidification est négligeable.

Le domaine où les augmentations de la teneur en eau et du degré de saturation sont plus importants et où la variation de l'indice de vides est non significative est une phase intermédiaire de resaturation. Dans ce domaine, l'hystérésis entre les chemins de drainage et

d'humidification apparaît dans les plans $[\log s ; S_r]$ et $[\log s ; w]$ (graphes D et E). Cette hystérésis résulte principalement d'un effet de type « ink-bottle » (Mualem, 1974).

Dans le domaine des faibles succions, les matériaux sont quasi-saturés même si la teneur en eau et l'indice de vides continuent à croître. Pour tous les matériaux, le degré de saturation maximal atteint est inférieur à 1. Ainsi, le comportement de ces matériaux n'est pas réversible dans ce domaine.

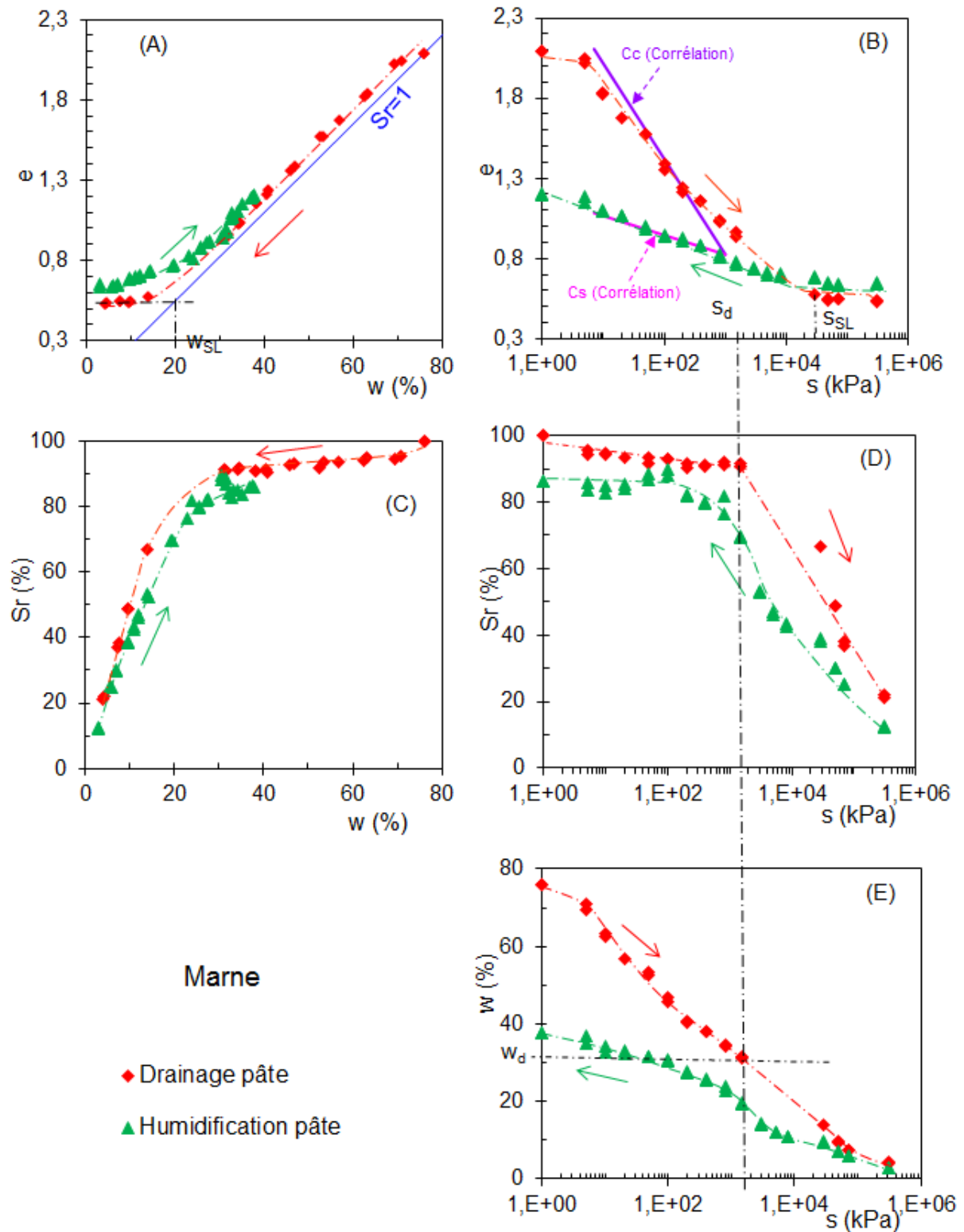


Figure III.1 : Chemins de drainage et humidification de la marne sous forme de pâte.

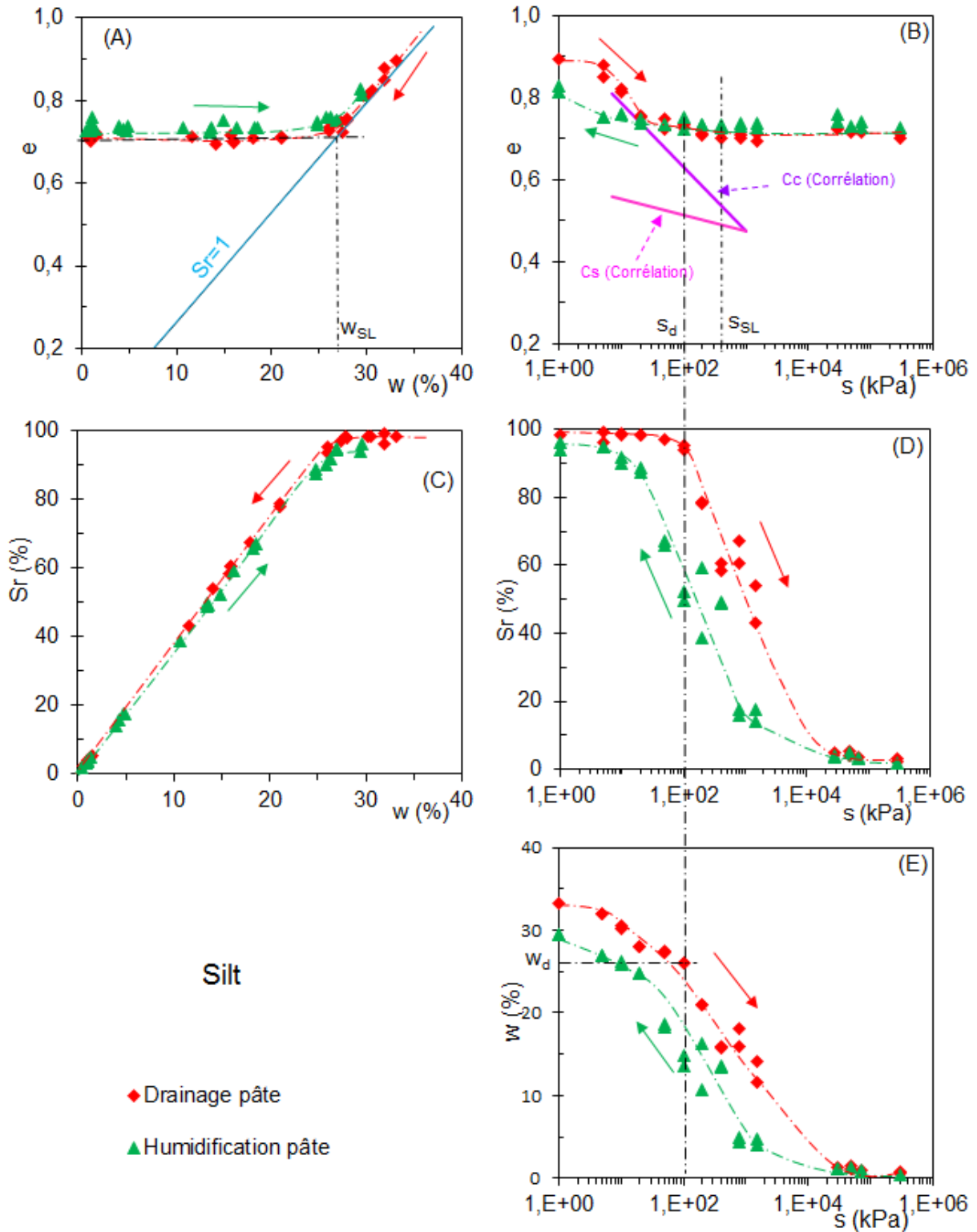


Figure III.2 : Chemins de drainage et humidification du silt sous forme de pâte.

III-2.2. Matériaux compactés à l'OPN

Marne

La marne à l'OPN a une teneur en eau w_{OPN} égale à 24% et un indice des vides égal à 0,77 (Figure III.3). Ainsi, les graphes (B) et (E) de la figure III.3 donnent la valeur de la succion s_{OPN} qui est de l'ordre de 800 kPa. Comme la valeur de la succion à l'OPN est inférieure à la valeur de la succion de limite de retrait et que l'indice des vides à l'OPN e_{OPN} est supérieur à l'indice des vides de la limite de retrait e_{SL} de la pâte, le drainage de la marne compactée à l'OPN poursuit un chemin de pente proche de C_c tout en diminuant son indice des vides jusqu'au palier de la limite de retrait de la pâte, puis suit ce même palier. L'humidification suit la droite de corrélation C_s . Les chemins de drainage et d'humidification de la marne compactée sont très proches de l'humidification de la pâte sèche.

Silt

La Figure III.4 présente les chemins de drainage - humidification du silt compacté à l'OPN et aussi le chemin d'humidification du silt compacté à l'OPN puis séché à l'étuve à 105 °C pendant 24 heures. A l'OPN, le silt a une teneur en eau égale à 16% et un indice des vides de 0,55 qui est inférieur à la valeur de l'indice des vides de la limite de retrait de la pâte. L'humidification suit la droite de corrélation C_s , alors que la dessiccation suit un chemin qui tend vers un palier de retrait qui est plus bas que celui de la pâte. Les chemins de drainage et d'humidification du silt compacté à l'OPN sont parallèles au chemin d'humidification de la pâte initialement séchée.

De plus, le chemin de drainage - humidification du silt compacté à l'OPN et le chemin d'humidification du silt compacté à l'OPN puis séché sont réversibles, sauf dans les plans $[\log s ; Sr]$ et $[\log s ; w]$ (graphes D et E) qui présentent une hystérésis.

L'analyse des paliers de retrait de ces deux matériaux conforte l'idée que la position de ces paliers dans le plan $[\log s ; e]$ (graphes B) n'est pas intrinsèque à la nature du matériau (w_L) mais dépend de son état initial (comme la limite de retrait).

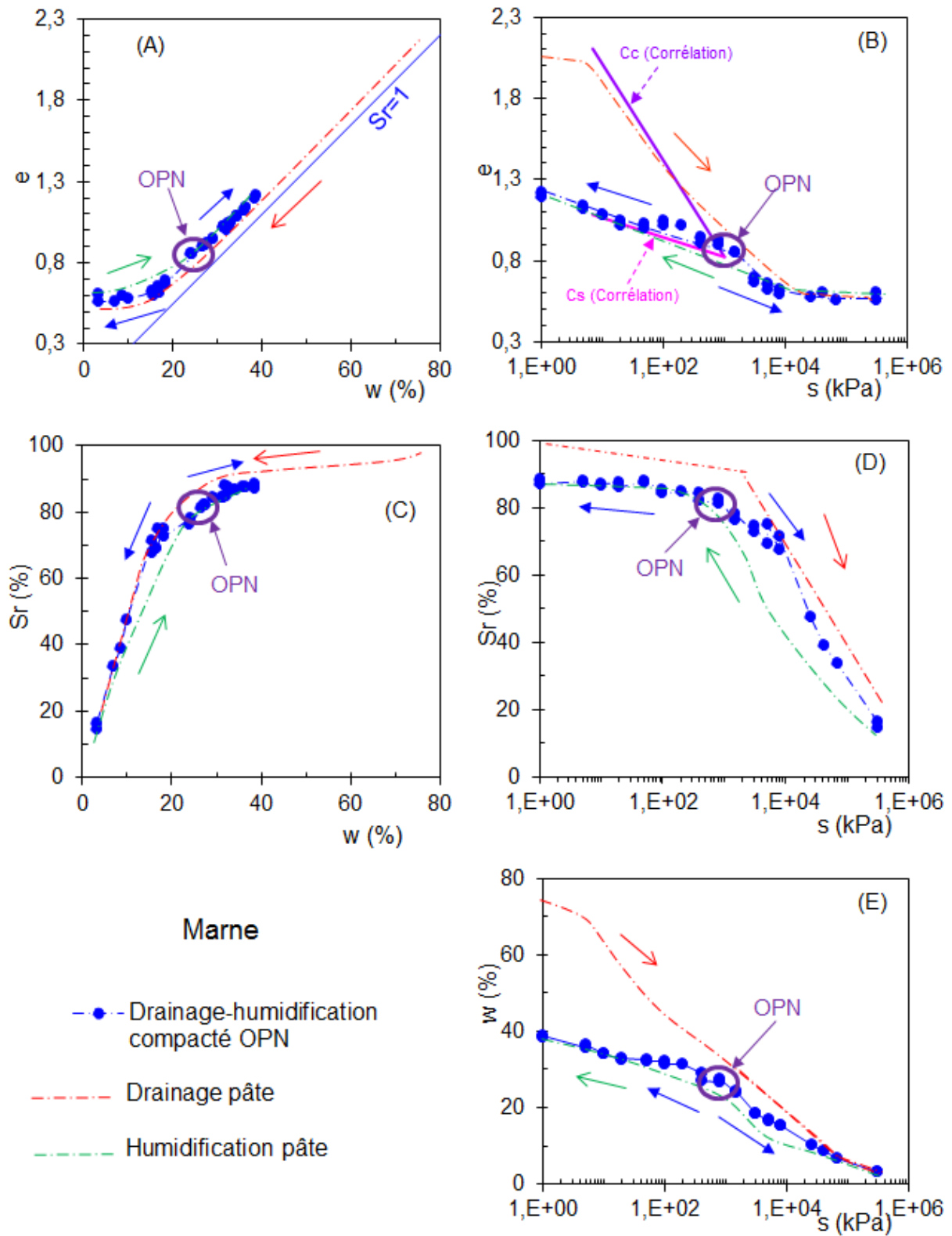


Figure III.3 : Chemins de drainage et humidification de la marne compactée à l'OPN.

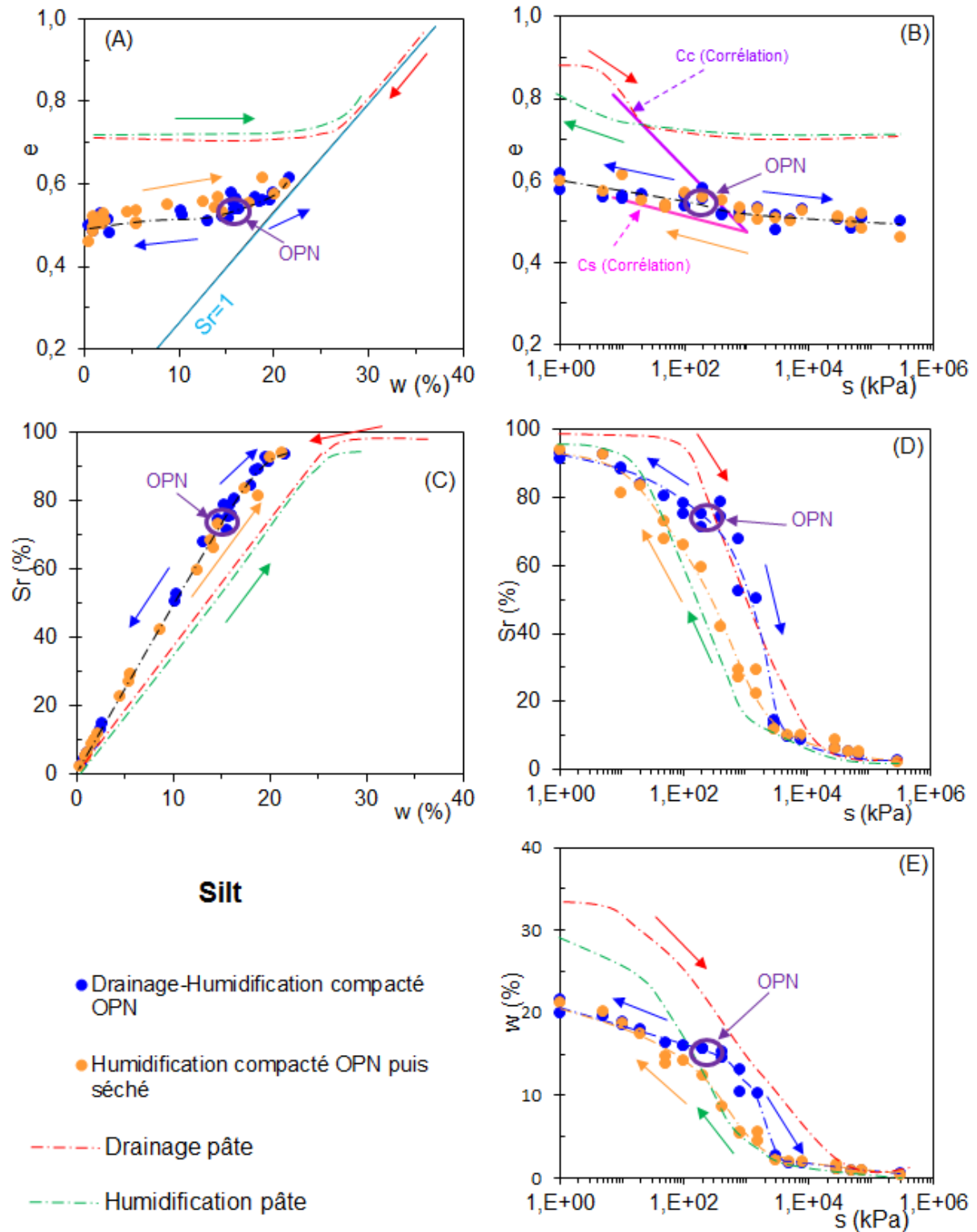


Figure III.4 : Chemins de drainage et humidification du silt compacté – chemin d'humidification du silt compacté puis séché.

Fleureau et al. 2002 ont montré une bonne linéarité du chemin d'humidification des matériaux compactés à l'OPN dans les plans $[\log (s), e]$ et $[\log (s), w]$. Ces auteurs ont défini les pentes C_{ms} et D_{ms} des chemins d'humidification relatives à l'indice des vides et à la teneur en eau par :

$$C_{ms} = \frac{-\Delta e}{\Delta[\log s]} = +0,029 - 0,0018w_L + 5.10^{-6}w_L^2$$

$$D_{ms} = \frac{-\Delta w}{\Delta[\log s]} = -0,54 - 0,030w_L + 3,3.10^{-6}w_L^2$$

Les Figures III.5 et III.6 présentent les chemins d'humidification de la marne et du silt compactés à l'OPN dans ces plans : $[\log (s), e]$ (Figures A) et $[\log (s), w]$ (Figures B). Ces figures montrent que les chemins d'humidification de la marne et du silt compactés suivent une loi linéaire qui est proche des droites de corrélations (Fleureau et al. 2002) déduites de la limite de liquidité du matériau. Ces droites de corrélations ont été définies à l'aide des pentes C_{ms} et D_{ms} et un point correspondant à l'état de l'OPN, respectivement (s_{OPN}, e_{OPN}) et (s_{OPN}, w_{OPN}) , déduit des corrélations de (Fleureau et al. 2002) comme suit :

$$w_{OPN} = 1,99 + 0,46 w_L - 0,0012 w_L^2$$

$$s_{OPN} = 0,118 (w_L)^{1,98}$$

$$\gamma_{dOPN} = 21 - 0,11 w_L + 0,00024 w_L^2$$

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1$$

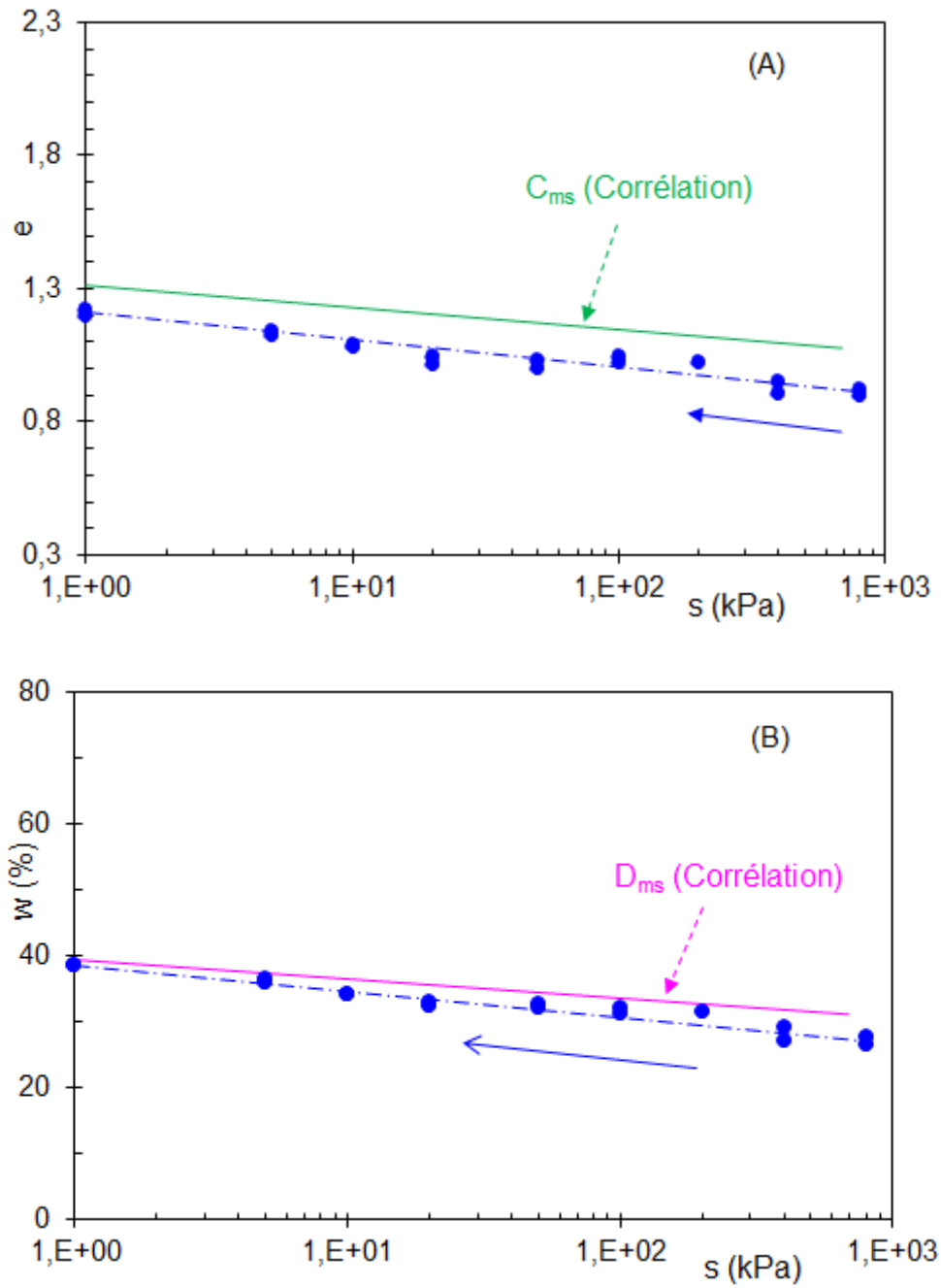


Figure III.5 : Chemins d'humidification de la marne compactée à l'OPN.

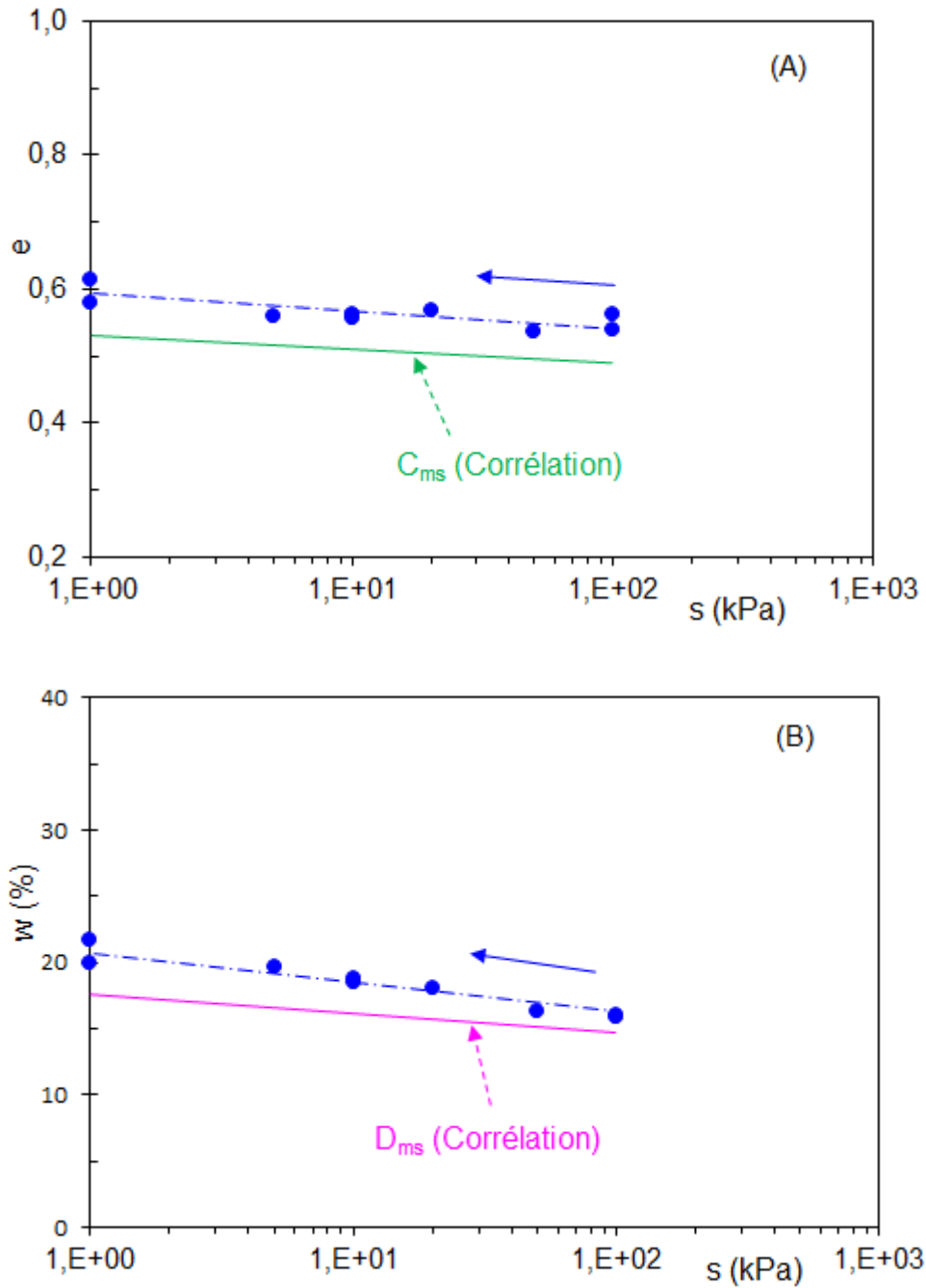


Figure III.6 : Chemins d'humidification du silt compacté à l'OPN.

Fleureau et al. 2002 ont montré par ailleurs que si on représente ces chemins d'humidification en normalisant la teneur en eau, autrement dit, en la divisant par la pente D_{ms} , les chemins d'humidification se regroupent en une même droite quel que soit le type de matériau.

La Figure III.7 présente la teneur en eau normalisée des chemins d'humidification de la marne et du silt compactés à l'OPN en fonction de la suction. Sur ce même plan, sont superposés les chemins d'humidification d'une douzaine de divers matériaux déduits de la littérature

(Fleureau et al. 2002). La figure montre que nos deux matériaux se positionnent relativement bien sur cette droite unique.

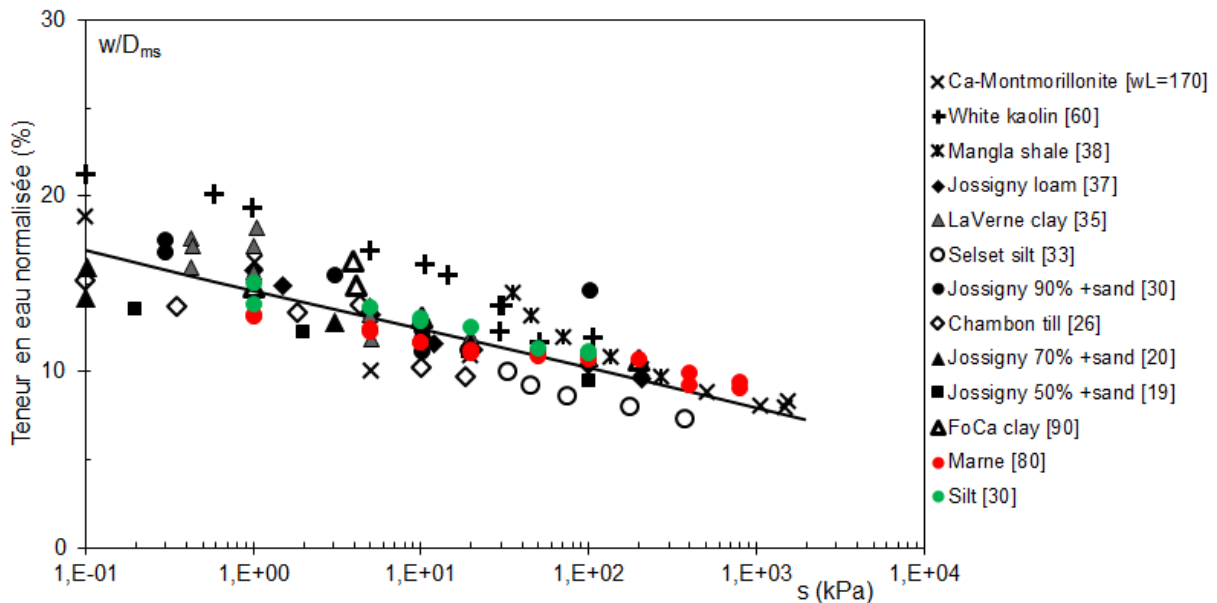


Figure III.7 : Teneurs en eau normalisées des chemins d'humidification des matériaux compactés à l'OPN.

III-2.3. Matériaux non remaniés

Les Figures III.8 et III.9 présentent les chemins de drainage - humidification du silt et du sable limoneux non remaniés.

A l'état naturel, le silt a une teneur en eau égale à 23,6%, un indice des vides de 0,66 et un degré de saturation de 94%. Dans le plan $[\log s ; e]$, les chemins de drainage à partir de l'état naturel suivent un chemin proche de la droite de corrélation de pente C_s jusqu'à ce qu'ils croisent la droite de pente C_c (prolongement du chemin de drainage NC de la pâte), puis un chemin parallèle au palier de limite de retrait de la pâte. Les chemins d'humidification à partir de l'état naturel suivent un chemin de pente C_s . Sur le plan $[\log s ; Sr]$, le matériau reste quasi saturé jusqu'à une succion de l'ordre de 300 kPa qui est supérieure à celle de la pâte (100 kPa). Par ailleurs, sur ce même graphique, nous avons superposé un chemin d'humidification du matériau non remanié, initialement séché à l'étuve à 105°C pendant 24h. On remarque que ce chemin se confond avec ceux du matériau naturel dans les plans $[w ; e]$, $[\log s ; e]$ et $[w ; Sr]$ (graphes A, B et C). En revanche, ce chemin présente, avec celui du matériau naturel non remanié, une boucle d'hystérésis dans les plans $[\log s ; Sr]$ et $[\log s ; w]$ (graphes D et E).

Nous remarquons, dans le plan $[\log s ; e]$, que l'indice des vides initial du matériau naturel étant inférieur à l'indice des vides du palier de retrait de la pâte, les chemins de drainage font

apparaître un second palier de retrait plus bas que celui de la pâte, comme c'était le cas pour le silt compacté à l'OPN.

Dans le cas du sable limoneux, son état naturel est caractérisé par une teneur en eau égale à 16,5%, un indice des vides de 0,48 et un degré de saturation de 91,5%. Notons que dans le cas de ce matériau, nous ne disposons pas des chemins de drainage-humidification de la pâte correspondante. Pour les interprétations, nous nous baserons sur les droites de corrélations de Biarez et Favre 1975. Dans le plan $[\log s ; e]$, les chemins de drainage suivent un chemin de pente voisine de celle de la droite de corrélation C_s pour les suctions inférieures à 1 MPa, puis un palier de retrait pour les suctions supérieures à cette valeur. L'humidification à partir de l'état naturel suit un chemin de pente C_s . Dans le plan $[\log s ; S_r]$ (graphe D), on remarque sur le chemin de drainage que le matériau reste quasi saturé jusqu'à une succion de l'ordre 400 kPa. Au-delà, le degré de saturation chute brutalement. Par ailleurs, sur ce même graphique, nous avons superposé le chemin d'humidification du matériau non remanié et initialement séché à l'étuve à 105°C pendant 24h. On peut faire les mêmes constatations que dans le cas du silt.

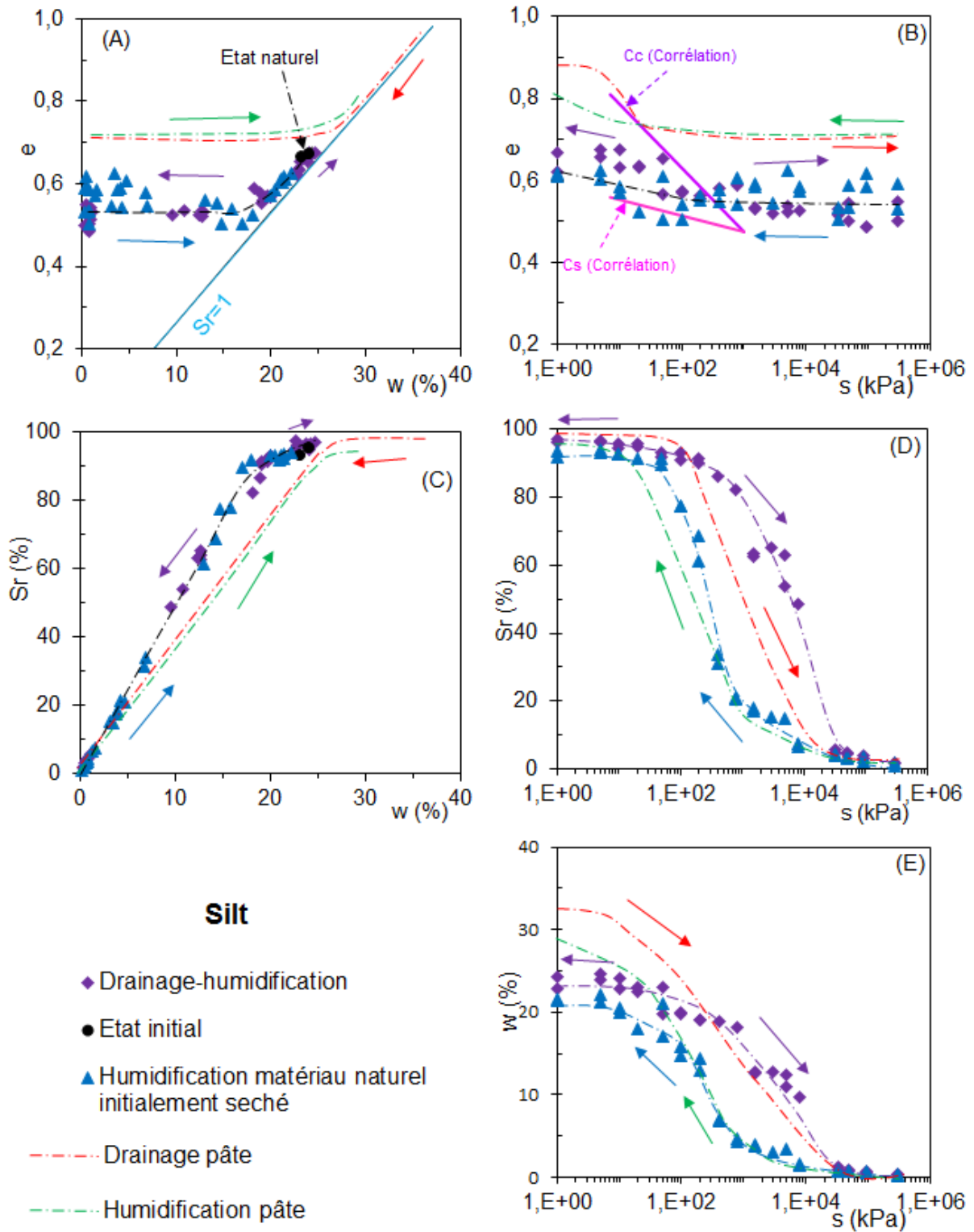


Figure III.8 : Chemins de drainage et humidification du silt non remanié.

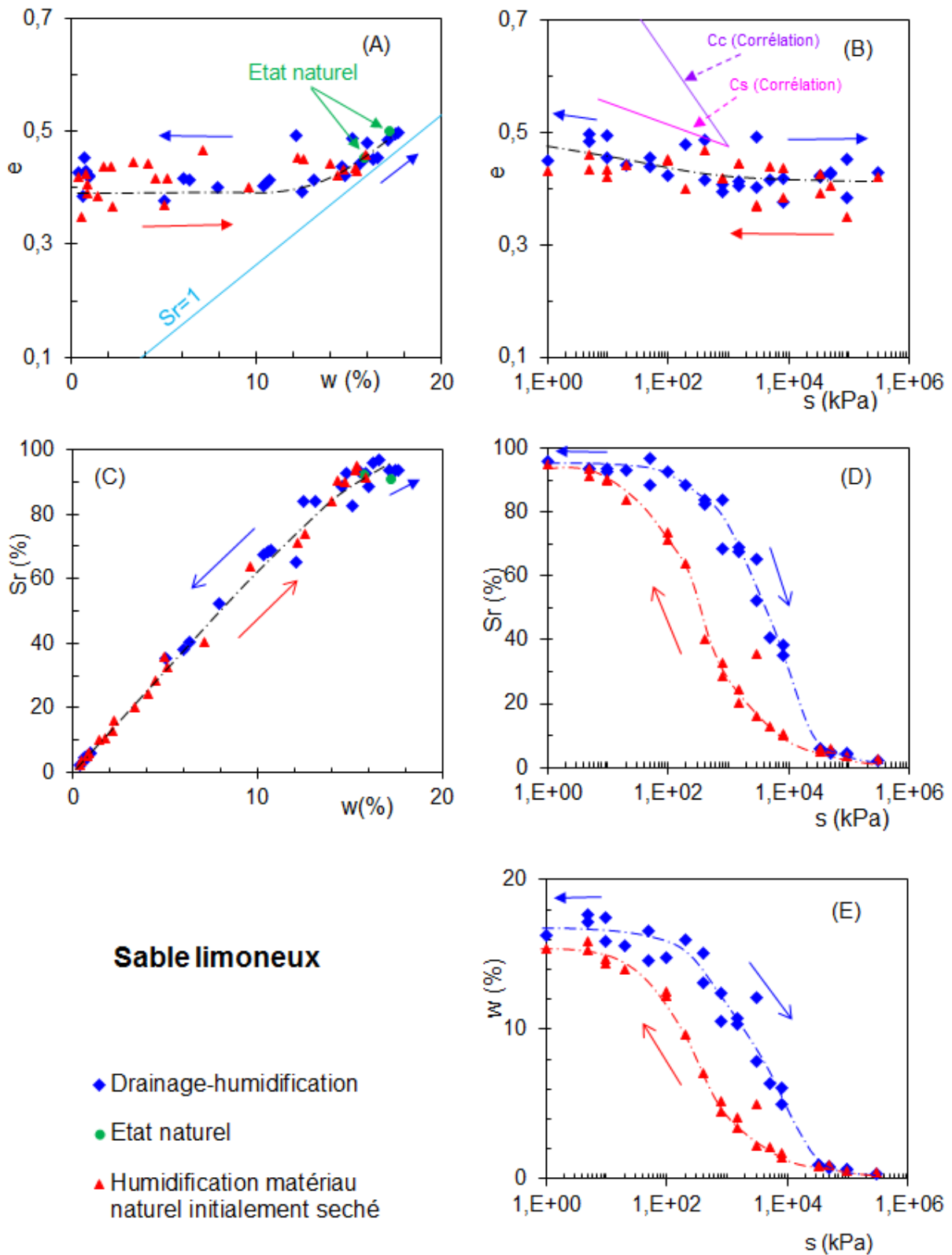


Figure III.9 : Chemins de drainage et humidification du sable limoneux non remanié.

III-3. Conclusion

Les essais présentés ont comme intérêt une représentation globale de l'état des matériaux au cours d'un cycle de drainage-humidification. Cela permet de suivre l'évolution de la saturation du sol et de relier les caractéristiques de retrait et de désaturation aux caractéristiques de drainage et d'humidification. En outre, ces chemins sont essentiels pour modéliser le comportement du sol.

Les résultats illustrent l'existence d'un domaine où les matériaux soumis à une succion (pression interstitielle négative) restent saturés et un deuxième domaine où ils sont non saturés. En outre, l'effet de compactage entraîne non seulement une augmentation de la valeur de la succion de désaturation, mais aussi une diminution de la valeur de l'indice des vides du palier de la limite de retrait avec le niveau de compactage. Par ailleurs, au voisinage de la saturation, les chemins d'humidification mettent en évidence l'existence d'un degré de saturation inférieur à l'unité pour des valeurs de succions nulles.

Par ailleurs, les chemins d'humidification de la marne et du silt compactés à l'OPN présentent une loi linéaire dans les plans $[\log s ; e]$ et $[\log s ; w]$, bien décrite par les corrélations de Fleureau et al. 2002.

Chapitre IV. Comportement des sols compactés en relation avec la succion

Introduction

Ce chapitre traite du comportement des sols compactés (silt et marne) en relation avec la succion. Après un rappel sur les énergies de compactage, le chapitre aborde les points suivants :

- Relations entre paramètres mécaniques (IPI, module E) et hydriques (succion, perméabilité à l'air et à l'eau) en fonction de l'énergie de compactage et de la teneur en eau.
- Effet de l'état initial de préparation du matériau compacté sur ses propriétés physiques (porosité) et mécaniques (module, succion, résistance).
- Tentative d'interprétation de ces résultats à l'aide d'un concept de contraintes effectives généralisées aux sols non saturés.

IV-I. Rappel sur les énergies de compactage

L'étude pratiquée en laboratoire pour la caractérisation des sols compactés est généralement l'essai Proctor qui est défini selon les normes NF P 94-093, NF EN 13286-2, ASTM D 1557-91, ASTM D 698-91. Dans notre cas, les essais Proctor normal ont été effectués en utilisant les deux types de moules : Proctor et CBR. Vu la diversité des dispositifs (dimensions des moules, masse de la dame, ...) pouvant être utilisés pour l'essai de compactage (Tableau IV.1, Figure IV.1), nous avons vérifié l'équivalence entre les résultats obtenus selon les dispositifs. Selon la norme NF EN 13286-2, les équivalences entre les résultats obtenus avec des appareillages nouveaux et/ou alternatifs sont fondées sur l'énergie spécifique donnée par l'équation :

$$E_s = mgH \frac{n}{V}$$

où E_s (J/m³): Energie spécifique

m (kg) : masse de la dame

g (N/kg) : accélération de la pesanteur

H (m) : hauteur de chute

n : nombre de coups ($n = \text{nombre de coups par couche} \times \text{nombre de couches}$)

V (m³): volume du moule

	Moule Proctor		Moule CBR	
	NF P 94-093	Utilisé	NF P 94-093	Utilisé
Diamètre maximal du matériau (mm)	20	20	20	20
Diamètre du moule D (mm)	101,5	101,5	152	152
Hauteur du moule h (mm)	116,5	116,5	152	152
Disque d'espacement			151 x 36	151 x 25,4
Masse de la dame m (g)	2 490	2500	2 490	2500
Diamètre du mouton d (mm)	51	50	50	50
Hauteur de chute H (mm)	305	305	305	305
Nombre de couches	3	3	3	3
Nombre de coups par couche	25	25	56	56
Energie (MJ/m ³)	0,593	0,591	0,6	0,547

Tableau IV.1 : Caractéristiques et énergie de compactage selon les moules Proctor et CBR.

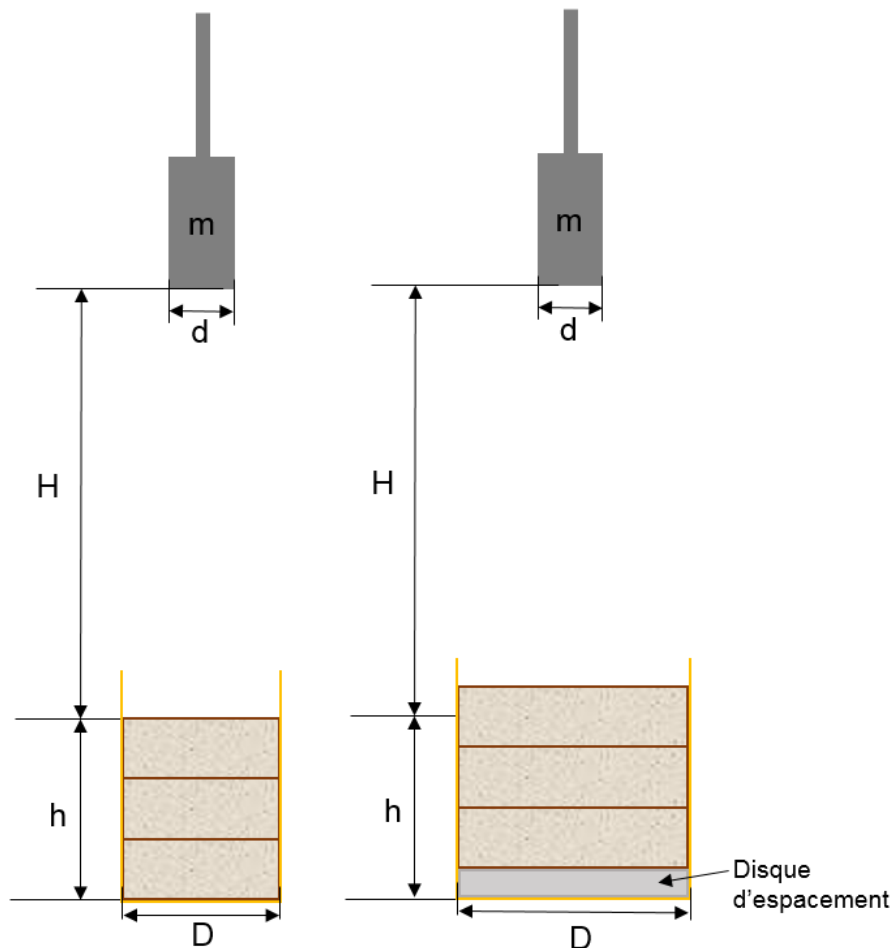


Figure IV.1 : Dispositifs de compactage pour les moules : Proctor et CBR.

Le Tableau IV.2 présente des exemples d'appareillages alternatifs et l'énergie spécifique correspondante (norme NF EN 13286-2). Selon cette norme, la valeur de l'énergie spécifique pour l'essai Proctor est comprise entre $0,56 \text{ MJ/m}^3$ et $0,63 \text{ MJ/m}^3$ (valeur moyenne égale à $0,6 \text{ MJ/m}^3$).

Moule		Dame de compactage			Procédure		Énergie de compactage MJ/m ³
Diamètre mm	Hauteur mm	Masse kg	Diamètre mm	Hauteur de chute mm	Nombre de couches	Nombre de coups par couche	
102	122,5	2,5	50	300	3	26	0,573 3
101,5	117	2,5	50	300	3	25	0,582 9
102	117	2,49	50	305	3	25	0,584 6
100	120	2,5	50	300	3	25	0,585 5
101,6	116,8	2,48	50,8	304,8	3	25	0,587 3
101,6	117	2,49	51	305	3	25	0,589 1
102,0 ± 0,4	122,4 ± 0,1	2,50 ± 0,01	50,0 ± 0,2	305 ± 2	3	26	0,572 2 à 0,594 7
101,6 ± 0,2	116,4 ± 0,2	2,495 ± 0,005	51,0 ± 0,5	305	3	25	0,588 8 à 0,597 9
101,5 ± 0,5	116,5 ± 0,5	2,490 0 ± 0,002 5	51 ± 1	305 ± 2	3	25	0,580 0 à 0,605 8
101,2 ± 0,4	116,4 ± 0,5	2,50 ± 0,01	50,8 ± 0,1	305 ± 5	3	25	0,575 4 à 0,614 1
105,0 ± 0,5	115,5 ± 1,0	2,500 ± 0,025	50,0 ± 0,5	300 ± 3	3	27	0,573 5 à 0,619 1

Moule		Dame de compactage			Procédure		Énergie de compactage MJ/m ³
Diamètre mm	Hauteur mm	Masse kg	Diamètre mm	Hauteur de chute mm	Nombre de couches	Nombre de coups par couche	
152	127	4,54	51	457	5	13	0,574 1
152,4	116,4	2,5	50	300	3	56	0,582 1
152	117	2,5	50	300	3	56	0,582 2
152,4	116,8	2,48	50,8	304,8	3	56	0,584 7
150	125	4,5	75	450	3	22	0,593 5
152	114	2,49	50	305	3	55	0,594 3
152,4 ± 0,2	116,4 ± 0,2	2,495 ± 0,005	51,0 ± 0,5	305	3	56	0,586 9 à 0,594 4
152,0 ± 0,5	116,0 ± 0,6	2,490 0 ± 0,002 5	51 ± 1	305 ± 2	3	56	0,583 3 à 0,606 2
152,4 ± 0,5	116,4 ± 0,5	2,50 ± 0,01	50,8 ± 0,1	305 ± 5	3	56	0,573 6 à 0,610 6
152,0 ± 0,5	116,0 ± 0,5	2,500 ± 0,025	50,0 ± 0,5	300 ± 3	3	57	0,579 5 à 0,616 4

Tableau IV.2 : Exemples d'appareillages alternatifs et l'énergie spécifique correspondante (norme NF EN 13286-2).

IV-2. Effet du moule utilisé sur la courbe de compactage Proctor Normal

Pour les deux matériaux (silt et marne), des séries d'essais de compactage Proctor normal ont été réalisées dans les deux moules : moule Proctor et moule CBR.

Les Figures IV.2 et IV.3 présentent les courbes obtenues sur le silt dans le plan $[w ; \rho_d]$ respectivement dans le moule Proctor et dans le moule CBR. Dans le cas du moule Proctor, trois essais ont été réalisés pour vérifier la reproductibilité de la courbe Proctor (Figure IV.2). On remarque une dispersion de la position de l'optimum Proctor. La teneur en eau de l'optimum w_{OPN} varie entre 14,5 à 17% avec une densité sèche ρ_{dOPN} comprise entre 1,8 et 1,88 Mg/m^3 . Dans le cas du moule CBR, deux essais ont été réalisés dans les mêmes conditions (Figure IV.3), on remarque une reproductibilité de la courbe Proctor avec une teneur en eau optimale w_{OPN} égale à 16,7% et une densité sèche ρ_{dOPN} égale à 1,85 Mg/m^3 .

En superposant les courbes réalisées dans le moule Proctor avec celles réalisées dans le moule CBR (Figure IV.4), on remarque que les points expérimentaux se confondent bien aux erreurs expérimentales près avec une densité moyenne ρ_{dOPN} de l'ordre de 1,85 Mg/m^3 correspondant à une teneur en eau OPN de 16%.

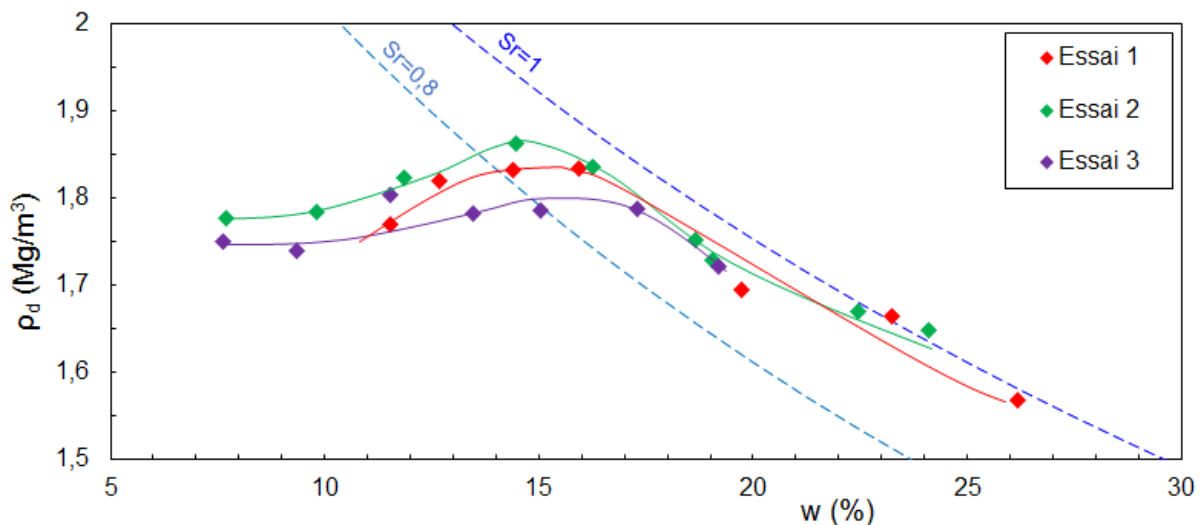


Figure IV.2 : Courbes Proctor normal réalisées dans le moule Proctor du silt.

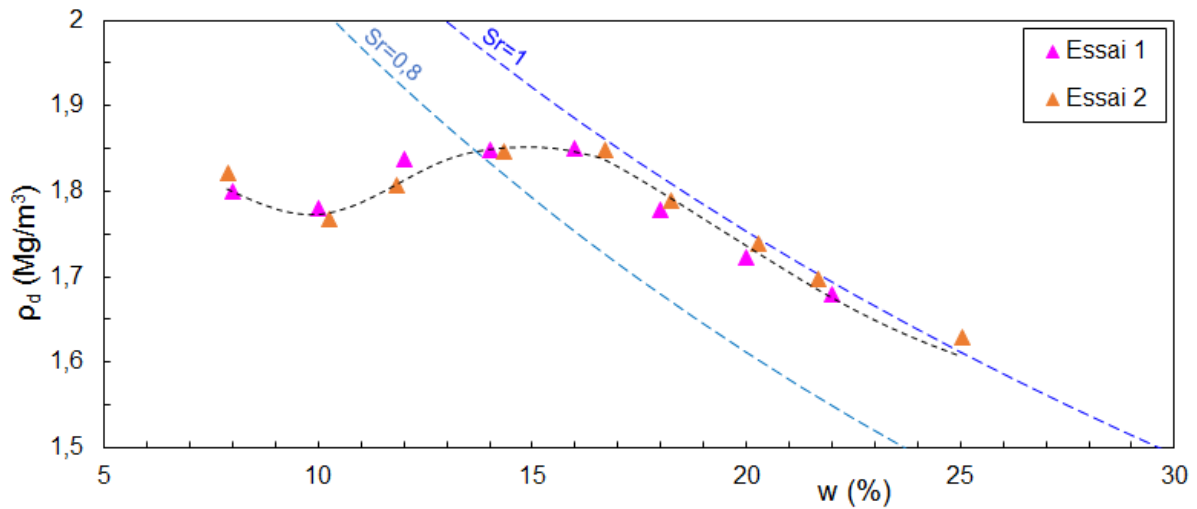


Figure IV.3 : Courbes Proctor normal réalisées dans le moule CBR du silt.

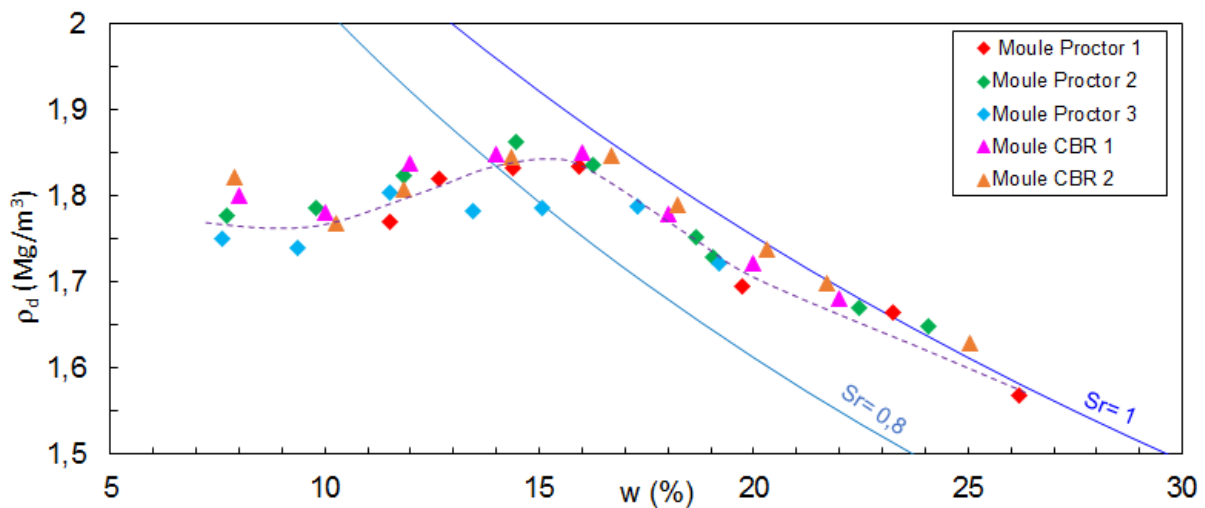


Figure IV.4 : Courbes Proctor normal du silt.

Dans le cas de la marne, les courbes des essais réalisés dans le moule Proctor (Figure IV.5) présentent une densité sèche à l'optimum ρ_{dOPN} égale à 1,55 Mg/m³ pour une teneur en eau de 24% à 24,5%. Les essais dans le moule CBR (Figure IV.6) présentent une légère dispersion. La teneur en eau à l'optimum dans ce cas est comprise entre 22 et 25,5% pour une masse volumique sèche variant de 1,54 à 1,59 Mg/m³. En superposant les courbes réalisées dans le moule Proctor avec celles réalisées dans le moule CBR (Figure IV.7), on constate que du côté sec les densités sèches obtenues à l'aide du moule CBR sont légèrement plus élevées que celles obtenues à l'aide du moule Proctor. En revanche, cette légère différence disparaît côté humide.

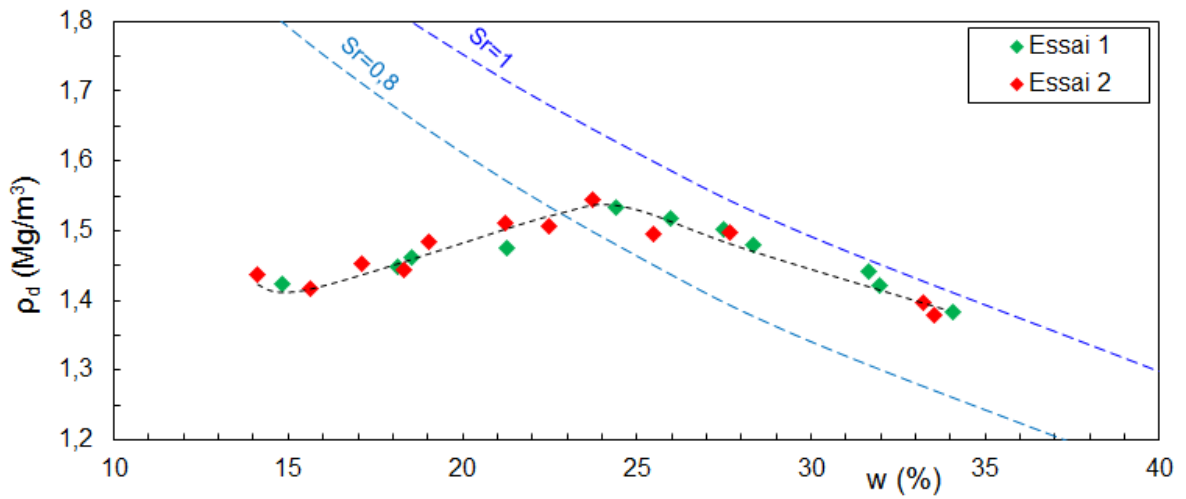


Figure IV.5 : Courbes Proctor normal réalisées dans le moule Proctor de la marne.

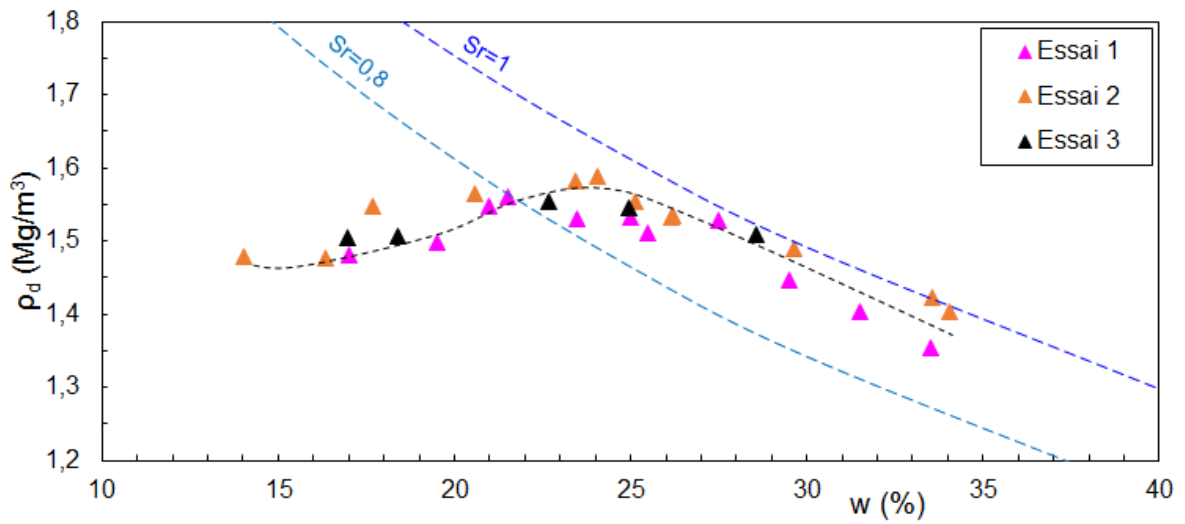


Figure IV.6 : Courbes Proctor normal réalisées dans le moule CBR de la marne.

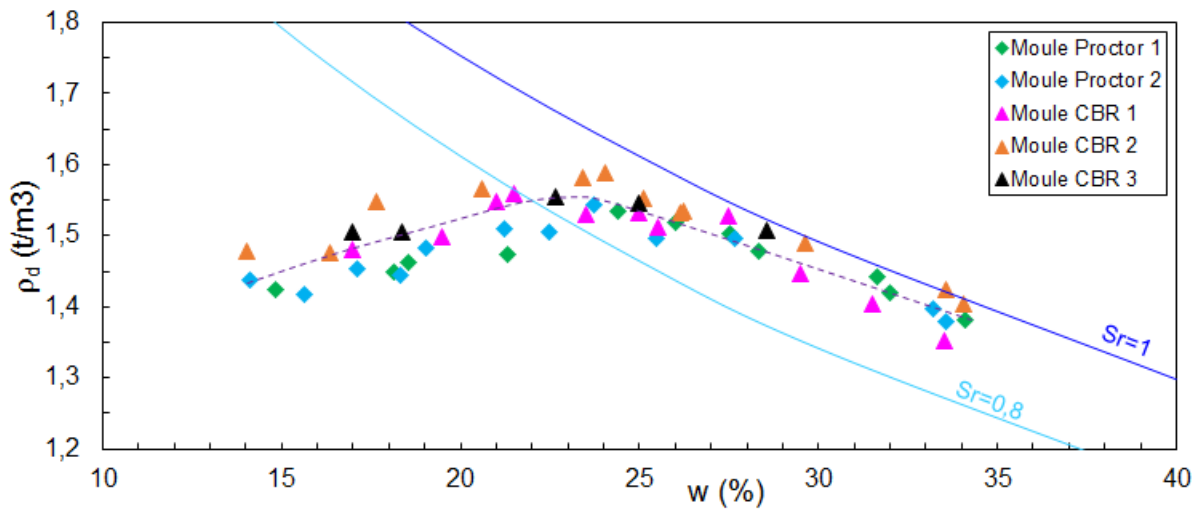


Figure IV.7 : Courbes Proctor normal de la marne.

A titre indicatif, nous avons mesuré dans le cas de la marne la succion des éprouvettes compactées à l'aide du psychromètre à effet Peltier interprété en mode « point de rosée » (Dew Point) et en mode psychrométrique (Wet Bulb). On remarque un bon accord général de ces modes d'interprétation. La succion de la marne compactée présente une variation linéaire avec la teneur en eau dans un plan semi-logarithmique [w ; $\log s$] (Figure IV.8).

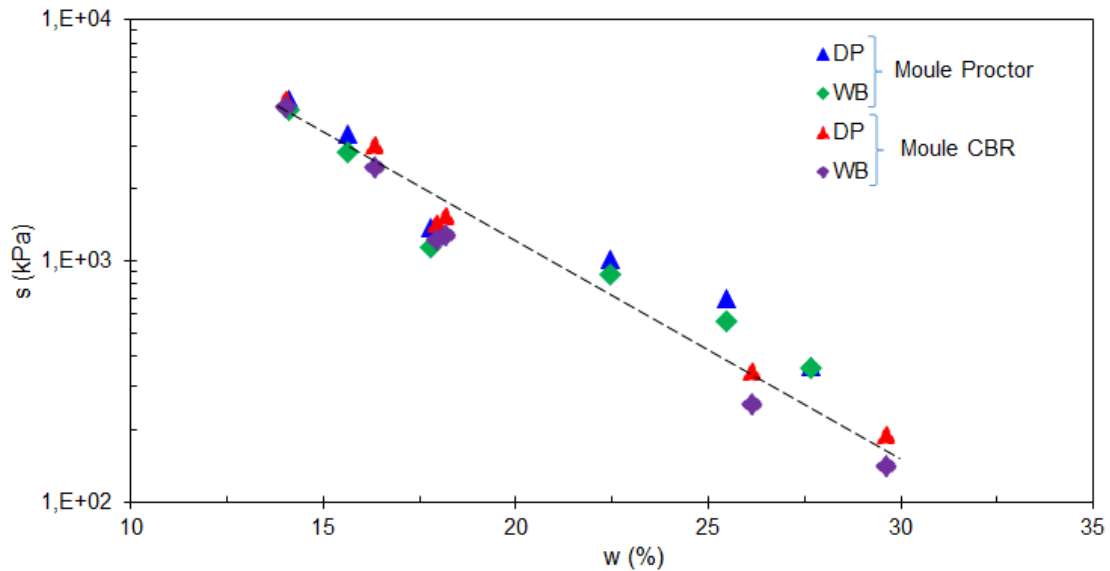


Figure IV.8 : Succions de la marne compactée.

IV-3. Sols compactés à différentes énergies - relations entre paramètres

IV-3.1. Sols compactés à énergie Proctor normal et Proctor normal ± 10 coups : protocole expérimental

Les essais ont été réalisés pour mettre en évidence les relations entre les propriétés des matériaux compactés à différentes teneurs en eau (à gauche et à droite de l'OPN) et à différentes énergies de compactage. Les paramètres étudiés sont la succion, le module élastique, l'indice portant immédiat (IPI) et les perméabilités à l'air et à l'eau.

Le protocole expérimental consiste à :

- 1- Sécher le matériau à l'étuve à 105 °C pendant 24 heures.
- 2- Mélanger le matériau aux teneurs en eau cibles, puis l'envelopper dans des sacs en plastique hermétiques pendant 24 heures pour l'homogénéisation de la teneur en eau.
- 3- Compacter du matériau dans le moule CBR et avec trois différentes énergies : Proctor normal et Proctor normal ± 10 coups selon la norme AFNOR 1999 - NF P 94-093. Le compactage a été réalisé en trois couches. Pour la mesure des succions des échantillons, des papiers filtres Whatman ont été insérés entre deux couches (Figure IV.9) lors du compactage (ASTM D 5298-10).
- 4- Mesurer l'Indice portant Immédiat (IPI) selon la norme AFNOR 1997 - NF P 94-078 (Figure IV.10). Le principe consiste à mesurer les forces à appliquer sur un poinçon cylindrique pour le faire pénétrer à vitesse constante de 1,27 mm/min dans une éprouvette de sol. Les valeurs particulières des deux forces ayant provoqué deux enfoncements conventionnels (2,5 et 5 mm) sont respectivement rapportées aux valeurs des forces observées sur un matériau de référence pour les mêmes enfoncements.
- 5- Stocker les éprouvettes compactées dans des sacs hermétiques pendant 15 jours pour l'équilibre de la succion des papiers filtres avec celle de l'éprouvette (Figure IV.11).
- 6- Mesurer le module élastique par la méthode de propagation des ondes ultrasonores (Portable Ultrasonic Nondestructive Digital Indicating Tester : Pundit) (Figure IV.12). Cette méthode caractérise le comportement élastique du matériau dans le domaine des petites déformations.
- 7- Mesurer la perméabilité à l'air (selon le protocole détaillé dans le chapitre I paragraphe I-7.1). La mesure se fait dans un petit orifice sur la périphérie de l'échantillon pour éviter la perturbation de l'équilibre du papier filtre (Figure IV.13).
- 8- Récupérer les papiers filtre pour la mesure de la succion selon la norme ASTM D 5298-10. Cette mesure a été réalisée très rapidement avec une balance de précision de 10^{-3} g dans une salle à température contrôlée.

- 9- Mesure de la perméabilité à l'eau sur un échantillon de diamètre 70 mm et de hauteur comprise entre 35 mm et 40 mm, carotté dans l'éprouvette (selon le protocole détaillé dans le chapitre 1 paragraphe I-7.1).

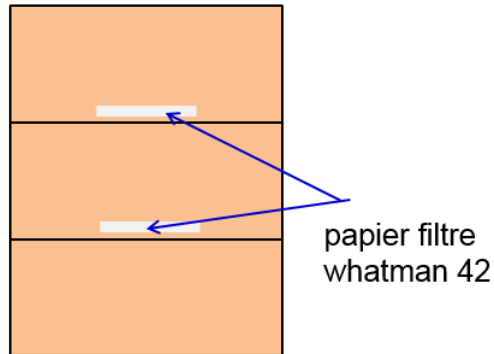


Figure IV.9 : Compactage en trois couches avec insertion des papiers filtre.



Figure IV.10 : Mesure de l'Indice portant Immédiat (IPI).



Figure IV.11 : Stockage des échantillons de sols compactés.

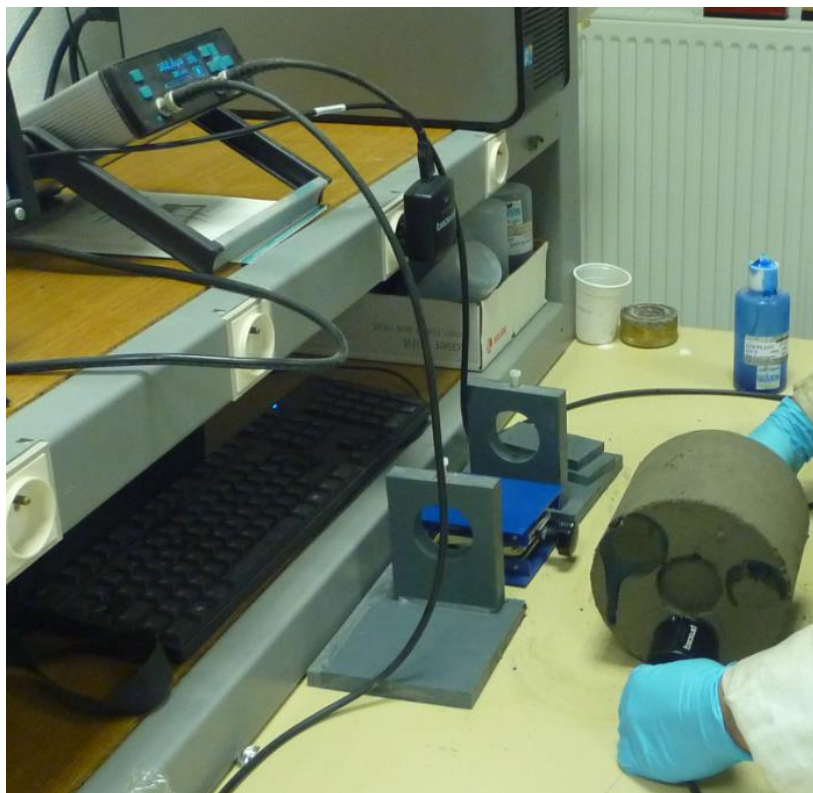


Figure IV.12 : Mesure du module élastique par la méthode de propagation des ondes ultrasonores.

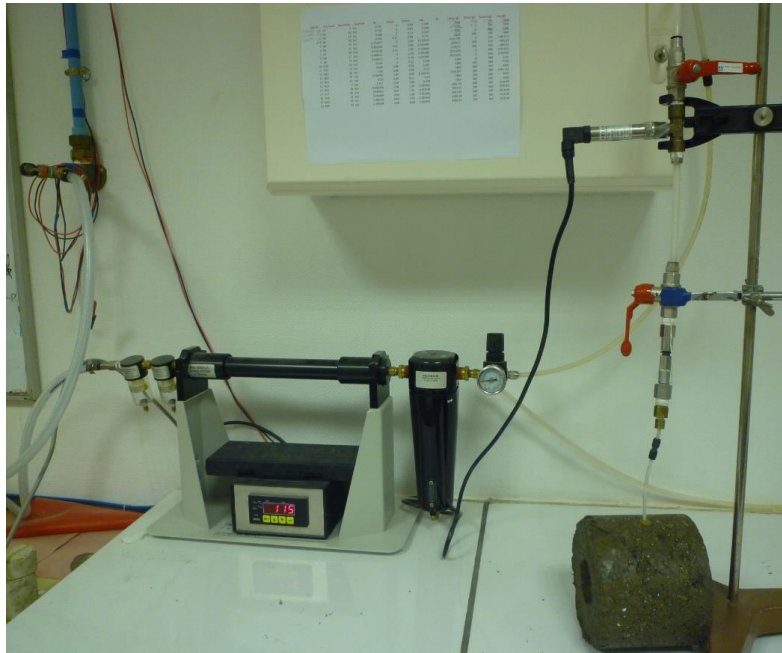


Figure IV.13 : Mesure de la perméabilité à l'air d'une marne compactée.

Pour vérifier le temps nécessaire à l'homogénéisation de la teneur en eau du matériau dans la phase (2) du protocole ci-dessus, des mesures ont été effectuées sur 3 échantillons de la marne de 4 kg chacun, préparés initialement à des teneurs en eau respectivement de 21%, 28,5% et 29,5%, puis stockés dans des sacs hermétiques. Des prélèvements ont été effectués régulièrement durant une cinquantaine d'heures pour vérifier l'évolution de la teneur en eau dans chacun des sacs. Lors d'un prélèvement à un temps donné, 3 échantillons sont extraits de chacun des sacs (un dans la partie supérieure du sac, un au milieu et un dans la partie inférieure du sac) et leurs teneurs en eau sont immédiatement mesurées. La Figure IV.14 ci-dessous montre que les teneurs en eau varient globalement très peu avec le temps, et pour un temps donné, la variation de la teneur en eau dans chacun des sacs ne dépasse pas 1% d'un point à un autre de l'échantillon. Ces constats permettent de conclure qu'un temps d'équilibre de 24 heures semble un bon compromis pour homogénéiser la teneur en eau de l'échantillon sans avoir des temps d'équilibre trop long.

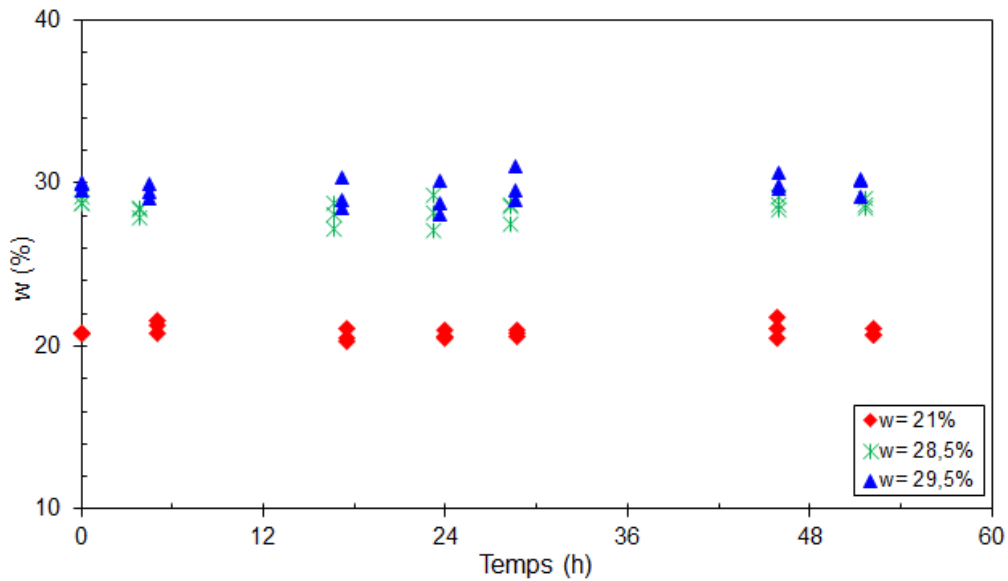


Figure IV.14 : Variation de la teneur en eau en fonction du temps de la marne.

IV-3.2. Sols compactés à énergie Proctor normal et Proctor normal \pm 10 coups : résultats

Les Figures IV.15, IV.16, IV.17 et IV.18 présentent les variations des paramètres hydromécaniques en fonction de la teneur en eau et de la succion pour les différentes énergies de compactage (Proctor normal, Proctor normal \pm 10 coups). Pour le silt, les variations de la densité sèche, du module élastique, de l'IPI, des coefficients de perméabilité K-air et K-eau et de la succion en fonction de la teneur en eau sont présentées sur la Figure IV.15 (A, B, C, D, E) et le module, l'IPI et les coefficients de perméabilité en fonction de la succion sur la Figure IV.16 (F, G, H). Les résultats correspondants à la marne sont sur les Figures IV.17 (A, B, C, D, E) et IV.18 (F, G, H). Les variations du module élastique et des coefficients de perméabilité en fonction de l'IPI sont présentées sur les Figures IV.16 (I, J) et IV.18 (I, J) respectivement pour le silt et pour la marne.

Dans le plan $[w, \rho_d]$ (Figures IV.15A et IV.17A), les trois courbes ne sont pas classées selon l'énergie de compactage. Les courbes sont très proches, alors que normalement la courbe Proctor normal + 10 coups et la courbe Proctor normal - 10 coups devraient être positionnées respectivement au-dessus et au-dessous de la courbe Proctor normal. Ceci pourrait s'expliquer par la faible différence entre les 3 énergies de compactage qui ne permet pas d'avoir de différence significative entre les masses volumiques sèches.

Dans le plan $[w, E]$ (Figures IV.15B et IV.17B), quelle que soit l'énergie de compactage, on observe que le module élastique est constant, autour de 250 MPa pour une teneur en eau

inférieure à 16% dans le cas du silt (Figure IV.15B), et comprise entre 400 et 500 MPa pour une teneur en eau jusqu'à 25,5% pour la marne (Figure IV.17B). Ensuite, au-delà de ces valeurs de teneur en eau, le module élastique diminue rapidement jusqu'à des valeurs proches de zéro.

En ce qui concerne la variation de l'IPI en fonction de la teneur en eau (Figures IV.15C et IV.17C), la tendance est similaire à celle du module élastique. Dans le cas du silt (Figure IV.15C), l'IPI varie de 30 à 40 pour les teneurs en eau inférieures à 16%, puis chute et tend vers zéro quand le matériau devient saturé. Pour la marne (Figure IV.17C), l'IPI est autour de 12 pour les teneurs en eau inférieures à 24%, ensuite il décroît jusqu'à des valeurs faibles (proches de zéro) quand le matériau devient saturé.

Dans le plan $[w, \log K\text{-air}, K\text{-eau}]$ (Figure IV.15D) le coefficient de perméabilité à l'air $K\text{-air}$ du silt décroît de 10^{-14} à 10^{-16} m² quand la teneur en eau augmente jusqu'à 16%, ensuite ce coefficient décroît rapidement et tend vers zéro quand le matériau devient saturé. Pour la marne (Figure IV.17D), la dispersion du coefficient de perméabilité est très importante avec des valeurs comprises entre 10^{-20} et 10^{-16} m². Concernant la perméabilité à l'eau, les mesures dans le cas du silt ont été effectuées essentiellement sur des échantillons compactés à l'énergie OPN + 10 coups (Figure IV.15D). On remarque que le coefficient de perméabilité $K\text{-eau}$ croît avec la teneur en eau passant de $5 \cdot 10^{-22}$ m² pour $w = 8\%$ à $3 \cdot 10^{-21}$ m² pour $w = 18\%$. L'absence de points expérimentaux du côté humide par rapport à l'OPN ne permet pas de préciser l'évolution de $K\text{-eau}$ pour des teneurs en eau supérieures à 18%. Dans le cas de la marne (Figure IV.17D), les mesures de perméabilité à l'eau ont été réalisées sur des échantillons compactés à l'OPN. Les résultats montrent la même dispersion que pour la perméabilité à l'air avec des valeurs de $K\text{-eau}$ variant de 10^{-22} à 10^{-18} m² indépendamment de la teneur en eau.

Concernant la courbe de rétention (SWCC), la Figure IV.15E montre que, pour les chemins de drainage et d'humidification du silt compacté, la succion varie quasi-linéairement avec la teneur en eau dans ce plan semi-logarithmique $[w ; \log s]$, ce qui est cohérent avec les résultats de Fleureau et al. 2002. Pour la marne (Figure IV.17E), la courbe de rétention (SWCC) est très différente: la succion décroît fortement jusqu'à une valeur de l'ordre de 50 kPa correspondant à une teneur en eau de 25,5%, ensuite la courbe décroît lentement. La succion varie comme une loi hyperbolique. Ce comportement est cohérent avec ceux des matériaux très fins observés par Fleureau et al. 2002.

Globalement, on remarque pour les deux matériaux que les paramètres (IPI, module, $K\text{-air}$, s) présentent un changement dans leur variation à la teneur en eau environ égale à 16% pour le

silt et comprise entre 24% et 26% pour la marne. Ces teneurs en eau sont proches des teneurs en eau à l'optimum Proctor de ces deux matériaux.

Si on interprète ces résultats en fonction de la succion, la Figure IV.16 (F, G, et H) montre dans le cas du silt que les variations du module élastique, de l'IPI et du coefficient de perméabilité à l'air en fonction de la succion présentent le même comportement. On remarque une faible variation de la pente jusqu'à une succion comprise entre 30 kPa et 40 kPa. Ces paramètres croissent rapidement pour des succions allant de 40 à 50 kPa, puis ils ont tendance à se stabiliser lorsque le matériau est du côté sec de l'optimum. La perméabilité à l'eau quant à elle semble se stabiliser autour d'une valeur moyenne de l'ordre de 10^{-21} indépendamment de la succion. Pour la marne, on observe le même type de comportement sur la Figure IV.18 (F et G), sauf pour le coefficient de perméabilité à l'air et à l'eau (Figure IV.18H) qui présente une importante dispersion des résultats. Les changements de comportement correspondent à des succions proches des succions de l'optimum Proctor des matériaux.

Si on interprète ces résultats cette fois en fonction de l'IPI, les Figures IV.16I et IV.18I présentent deux domaines : le premier domaine où le module élastique augmente visiblement pour des IPI inférieurs à 23 pour le silt et 8 pour la marne. Au-delà de ces valeurs, on observe un second domaine où l'IPI tend à se stabiliser. Pour les deux matériaux (silt et marne), les changements du comportement correspondent à des valeurs très proches de l'optimum Proctor des matériaux.

Le coefficient de perméabilité à l'air K_{air} dans le cas du silt (Figure IV.16J) augmente linéairement avec l'IPI, ce qui n'est pas le cas pour la perméabilité à l'eau. Dans le cas de la marne (Figure IV.18J), les résultats présentent une dispersion des valeurs comprises entre 10^{-20} et 10^{-16} m^2 pour la perméabilité à l'air et de 10^{-22} à 10^{-18} m^2 pour la perméabilité à l'eau.

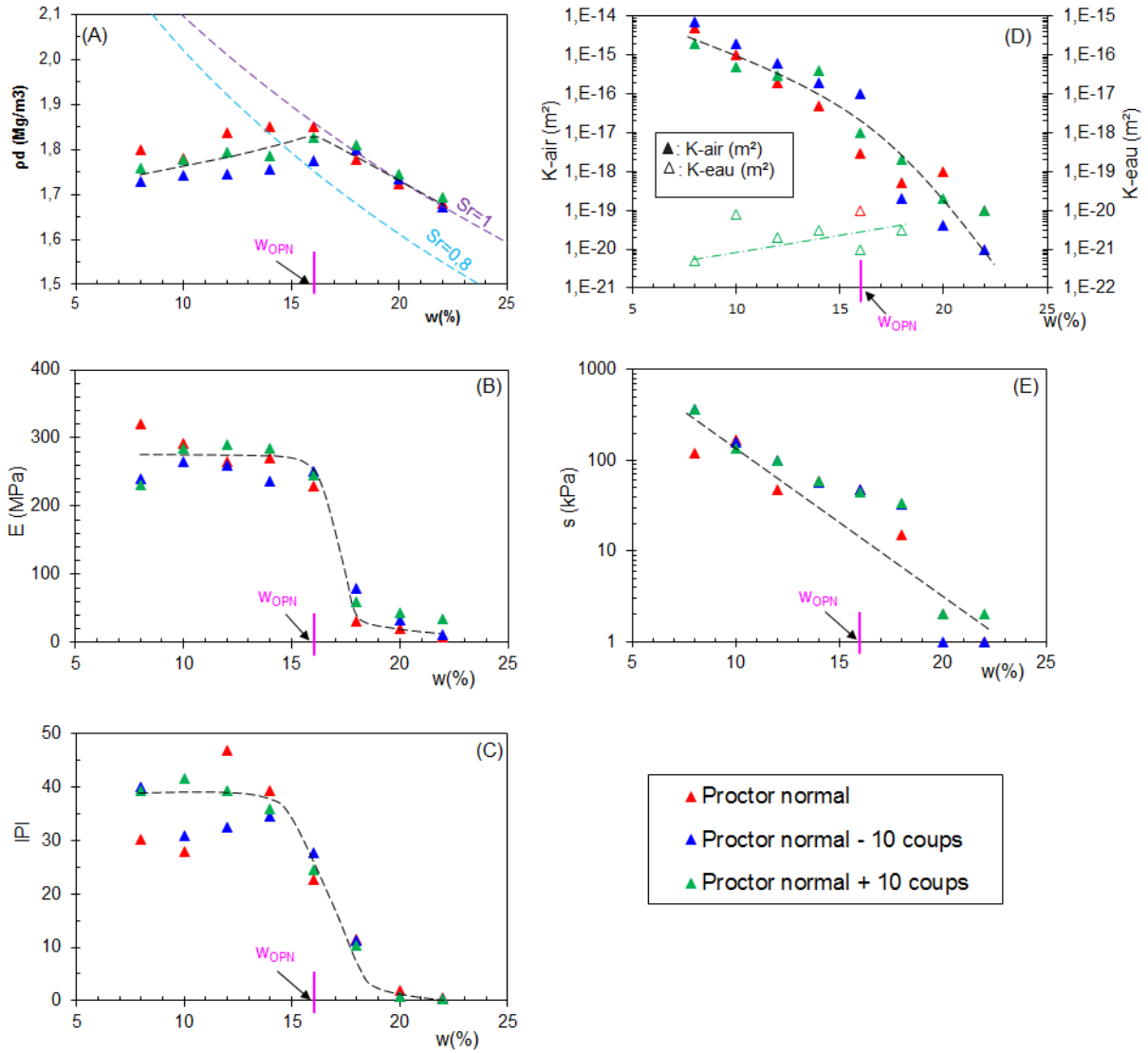


Figure IV.15 : Densité sèche (A), module élastique (B), IPI (C), perméabilités à l'air et à l'eau (D), et succion (E) en fonction de la teneur en eau du silt.

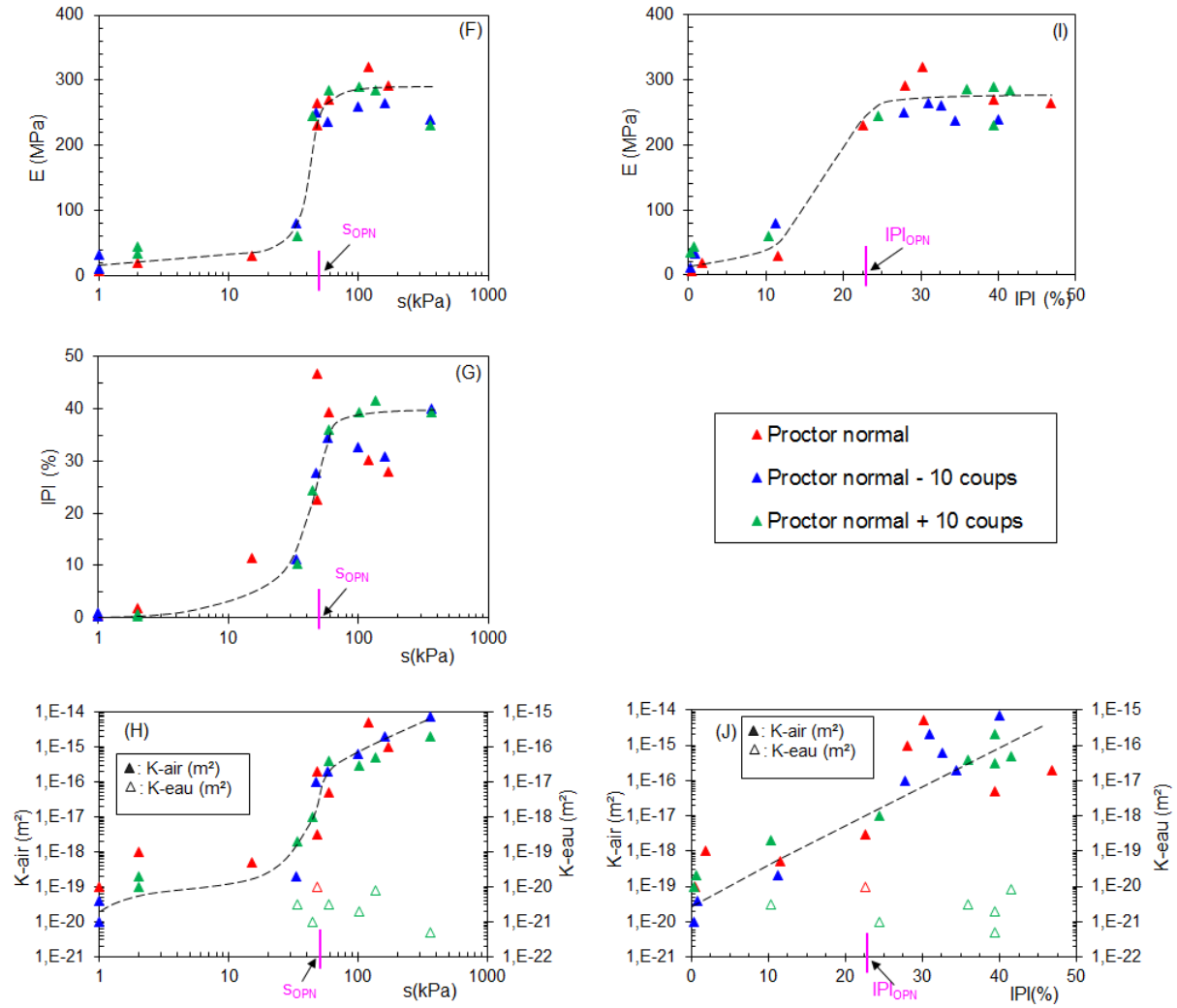


Figure IV.16: Module élastique (F), IPI (G), perméabilités à l'air et à l'eau (H) en fonction de la succion; et module (I), perméabilités à l'air et à l'eau (J) en fonction de l'IPI du silt.

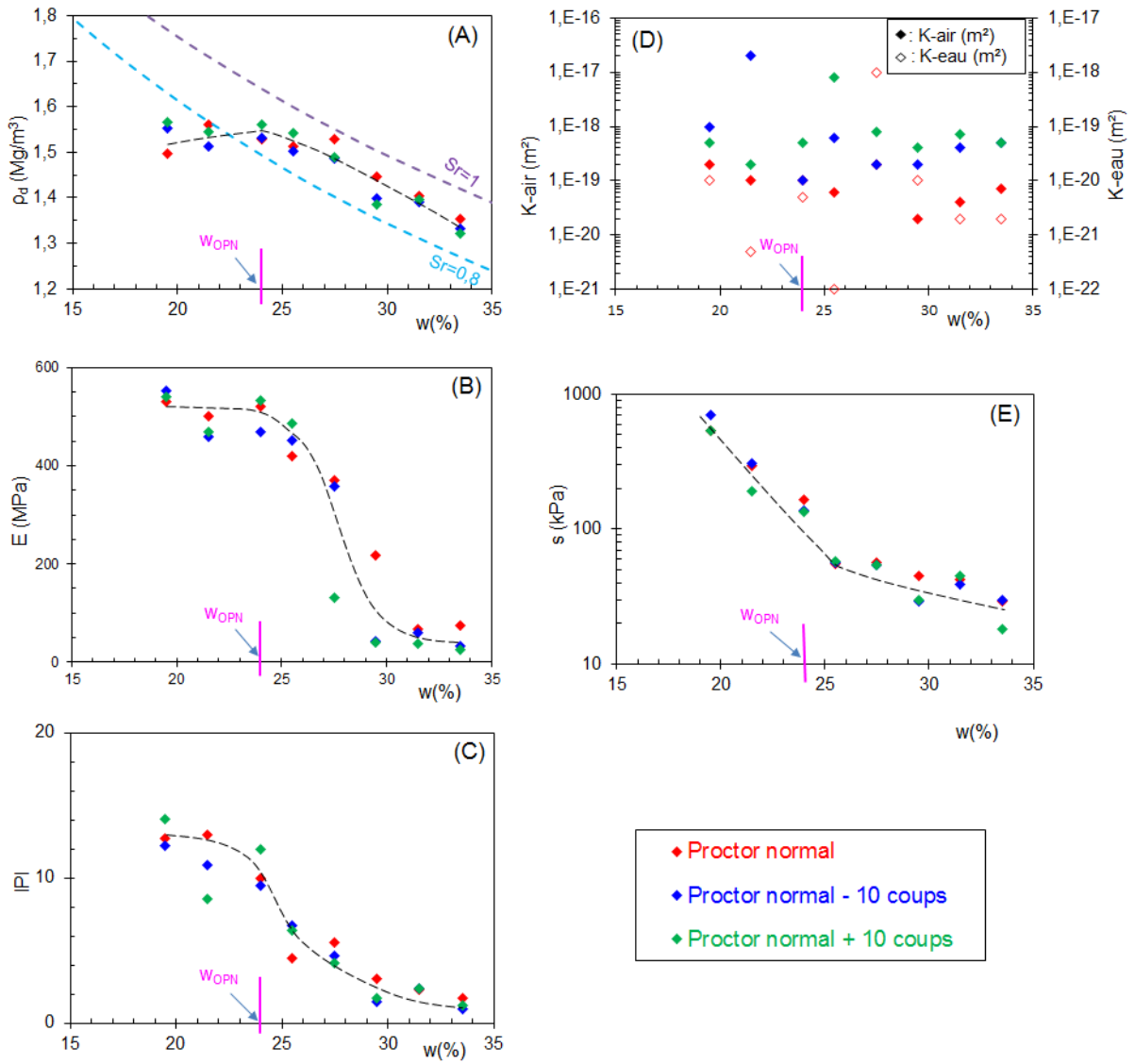


Figure IV.17: Densité sèche (A), module élastique (B), IPI (C), perméabilités à l'air et à l'eau (D), et succion (E) en fonction de la teneur en eau de la marne.

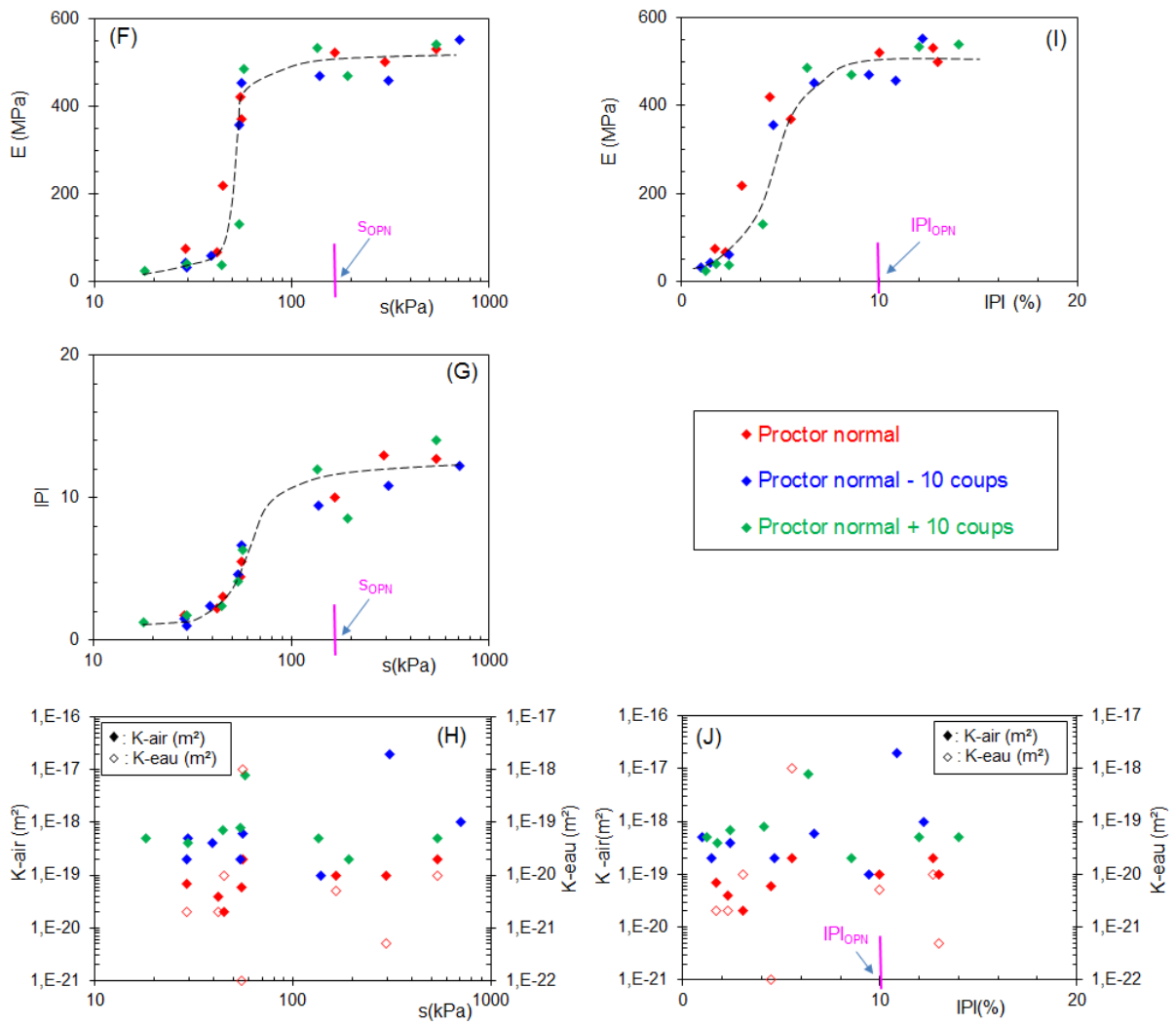


Figure IV.18: Module élastique (F), IPI (G), perméabilités à l'air et à l'eau (H) en fonction de la succion; et module (I), perméabilités à l'air et à l'eau (J) en fonction de l'IPI de la marne.

Courbe d'iso-valeurs de succion

Les Figures IV.19 et IV.20 présentent, pour le silt et la marne, les courbes d'iso-valeurs de succion dans le plan $[w ; p_d]$. On remarque qu'à gauche de l'optimum (côté sec), les courbes d'iso-valeurs de succion sont quasi-verticales pour les deux matériaux. Au-delà de l'optimum (côté humide), les courbes d'iso-valeurs de succion sont quasi-parallèles aux courbes de saturation. Ceci est cohérent avec les travaux de Romero et al. 1999, Cui et Delage 2003, Ajdari et al. 2010, Baker et Frydman 2009, et Leroueil et Hight 2013. Les courbes d'iso-valeurs de succion à droite de l'optimum (côté humide) dans le cas de la marne sont cohérentes avec les résultats de Tarantino et De Col 2008.

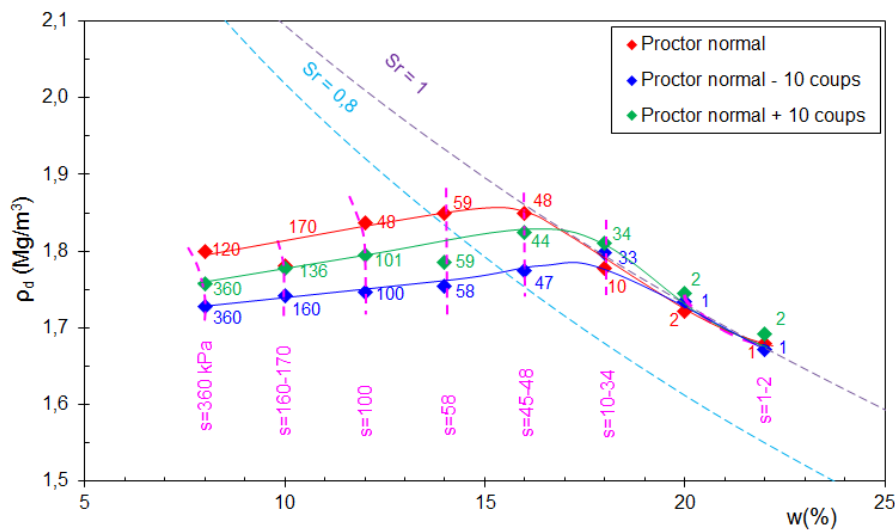


Figure IV.19: Courbes d'iso-valeurs de succion du silt compacté.

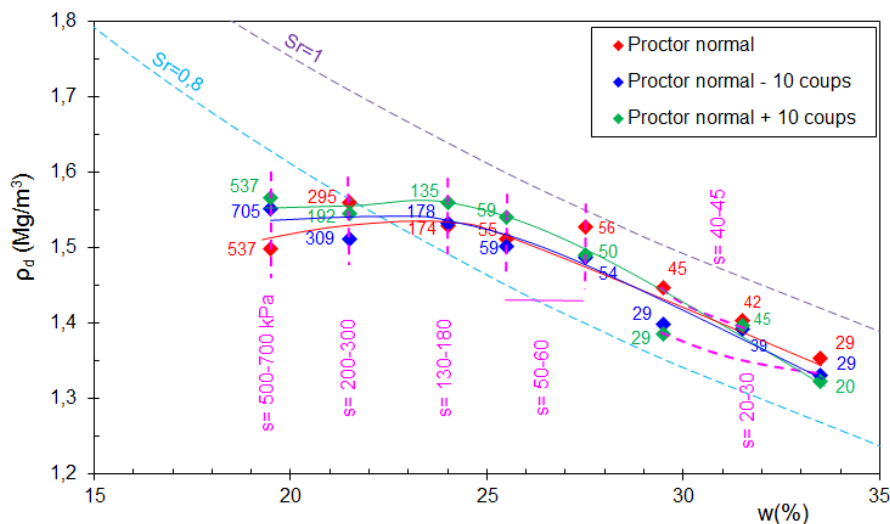


Figure IV.20 : Courbes d'iso-valeurs de succion de la marne compactée.

Porosimétrie au mercure

Les Figures IV.21 et IV.22 présentent les mesures effectuées sur des matériaux compactés à l'énergie Proctor Normal. Dans le cas du silt (Figure IV.21), on remarque pour toutes les teneurs en eau la présence d'un micropore à 0,7 μm . Pour le matériau sec ($w= 12\%$), une présence de micropore est aussi observée à 3 μm . Dans le cas de la marne (Figure IV.22), le micropore est observé à 0,06 μm pour toutes les teneurs en eau. On remarque que le macropore observé à 100 μm à la teneur en eau de 23,5% se resserre et se trouve autour de 50 μm pour la teneur en eau de 27,5%. Il disparaît à la teneur en eau de 31,5%.

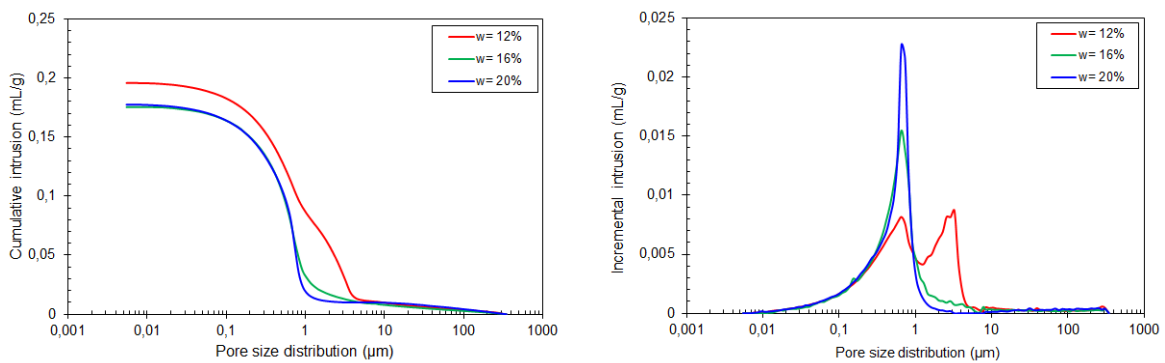


Figure IV.21 : Porosimétrie au mercure du silt compacté.

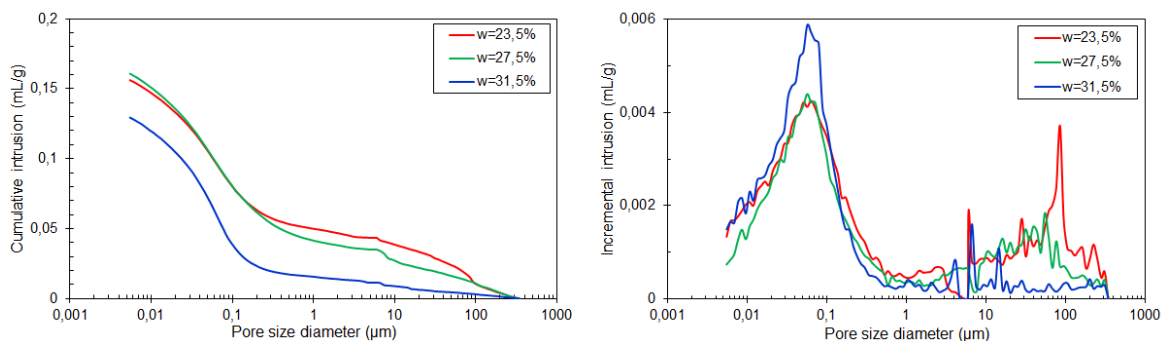


Figure IV.22 : Porosimétrie au mercure de la marne compactée.

Constatation

Comme observé plus haut, les courbes Proctor dans le plan $[w ; \rho_d]$ ne se classent pas de manière claire en fonction de l'énergie de compactage Proctor normal et Proctor normal ± 10 coups. Ceci peut être dû au fait que la différence de ± 10 coups sur les énergies correspondant à 645 kJ/m^3 et 450 kJ/m^3 (énergie de compactage Proctor normal = 547 kJ/m^3) est trop faible pour avoir un classement franc de ces courbes. Afin de clarifier ce point, une nouvelle série d'essais que nous détaillons dans le paragraphe suivant a été réalisée sur la marne compactée à des énergies Proctor normal et Proctor normal ± 28 coups correspondant à 547 kJ/m^3 , 821 kJ/m^3 et 274 kJ/m^3 .

IV-3.3. Cas de la marne compactée à l'énergie Proctor normal et Proctor normal ± 28 coups

Le protocole de cette série d'essais est identique à celui présenté au paragraphe IV-2.1. Cependant, les coefficients de perméabilité K-eau et K-air ainsi que les modules élastiques n'ont pas pu être mesurés.

Les variations de la densité sèche, de l'IPI et de la succion en fonction de la teneur en eau sont présentées sur les Figures IV.23 (A, B, C), et celles de l'IPI en fonction de la succion, sur la Figure IV.23 (D).

Dans le plan $[w, \rho_d]$ (Figure IV.23A), on remarque que la différence ± 28 coups a permis de bien classer les courbes selon l'énergie de compactage. Les courbes de Proctor normal + 28 coups et de Proctor normal - 28 coups se positionnent respectivement au-dessus et au-dessous de la courbe Proctor normal.

La variation de l'IPI en fonction de la teneur en eau est présentée sur la Figure IV.23B. On constate que l'IPI présente un premier palier côté sec de l'optimum (w inférieure à 20%) dont la valeur est égale à 20,5 pour l'énergie Proctor + 28 coups, 17 pour l'énergie Proctor et 11 pour l'énergie Proctor - 28 coups. Au-delà de $w = 20\%$, on remarque globalement une décroissance de la valeur de l'IPI avec une convergence vers une valeur de 8 pour une teneur en eau de 28% quelle que soit l'énergie de compactage. Autrement dit, l'augmentation de la teneur en eau jusqu'à la quasi-saturation du matériau efface l'effet de l'énergie de compactage.

La Figure IV.23C présente l'évolution de la succion, mesurée à l'aide des deux techniques, en fonction de la teneur en eau. On remarque que la succion décroît avec la teneur en eau jusqu'à une valeur de l'ordre de 200 kPa correspondant approximativement à la teneur en eau de saturation. Par ailleurs, on remarque que les valeurs mesurées à l'aide de la technique psychrométrique sont cohérentes dans le cas des deux modes d'interprétation de cette technique (DP et WB). Cependant, la technique psychrométrique donne des valeurs plus élevées que la technique du papier filtre pour une teneur en eau donnée, Figure IV.24. Ceci peut être dû à l'imprécision de la méthode du papier, basée sur la mesure d'une variation infinitésimale de la teneur en eau du papier filtre.

Si l'on interprète les résultats de l'IPI en fonction de la succion (Figure IV.23D), on remarque globalement que l'IPI reste quasi-constant autour d'une valeur moyenne comprise entre 5 et 8 tant que la succion n'excède pas une valeur de l'ordre de 200 kPa. Au-delà, l'IPI croît avec la succion pour atteindre une valeur de l'ordre de 20 pour une succion comprise entre 1 et 2 MPa. La dispersion des valeurs mesurées ne permet pas de mettre en évidence d'une manière claire dans ce plan l'effet de l'énergie de compactage.

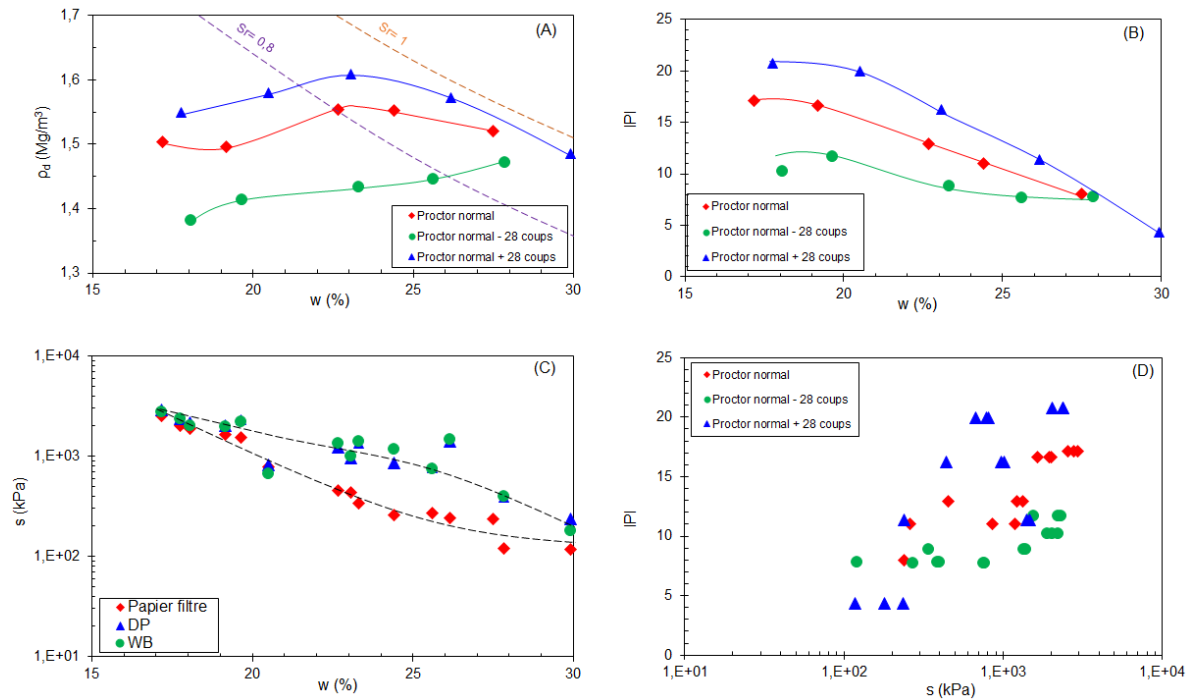


Figure IV.23 : Densité sèche (A), IPI (B), et succion (C) en fonction de la teneur en eau et IPI (D) en fonction de la succion de la marne.

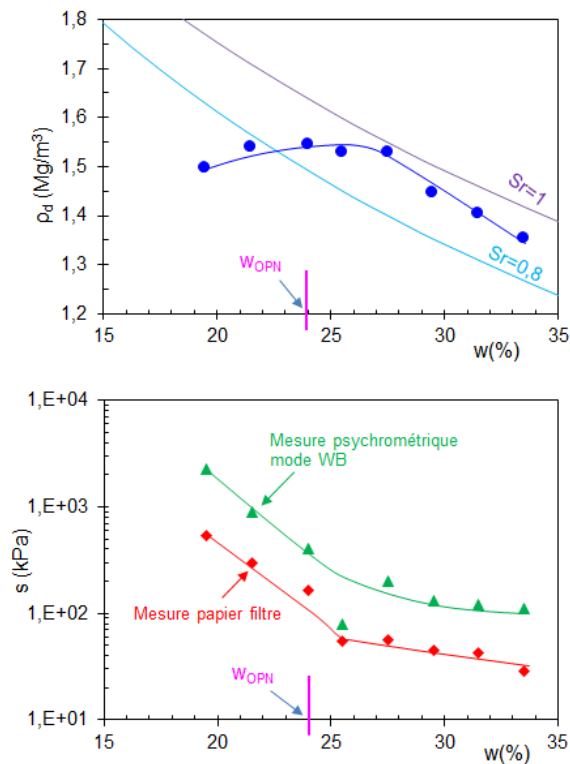


Figure IV.24 : Valeurs de succion données par les mesures papier filtre et psychromètre (mode WB) de la marne compactée dans un moule CBR.

Concernant les courbes d'iso-valeurs de succion dans le plan $[w ; \rho_d]$, et comme mentionné ci-dessus concernant les différences des valeurs de succion mesurées à l'aide de la technique psychrométrique et celle du papier filtre, nous avons choisi de tracer séparément les résultats obtenus avec chacune de ces deux méthodes. On remarque dans les cas des mesures de succion à l'aide du papier filtre (Figure IV.25), le même type de comportement observé dans le cas des compactages aux énergies Proctor normal et Proctor normal ± 10 coups. A gauche de l'optimum (côté sec), les courbes d'iso-valeurs de succion sont quasi-verticales et au-delà de l'optimum (côté humide), elles sont quasi-parallèles aux courbes de saturation.

Dans le cas des mesures de succion à l'aide de la sonde psychrométrique et avec les deux modes (DP et WB), on constate sur la Figure IV.26 que les courbes d'iso-valeurs de succion sont quasi-verticales à gauche de l'optimum Proctor et jusqu'à une teneur en eau de l'ordre de 26%. Au-delà de cette valeur de teneur en eau (côté humide), les valeurs de succion obtenues à l'aide de la sonde psychrométrique sont peu nombreuses et assez dispersées. Ceci ne permet pas d'en déduire une tendance dans ce domaine de teneur en eau.

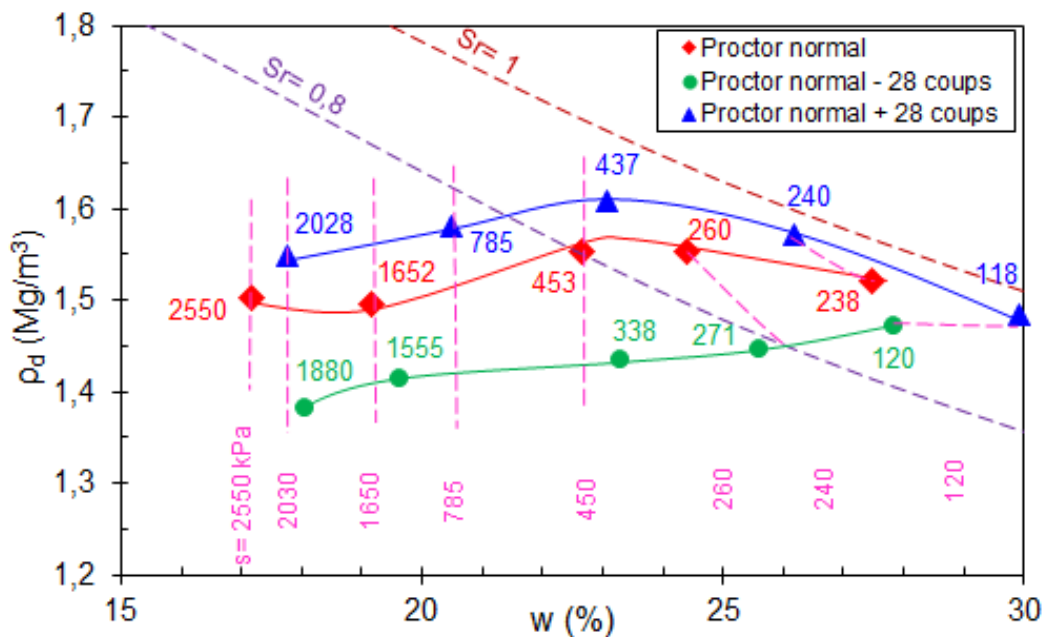


Figure IV-25 : Courbes d'iso-valeurs de succion obtenues à l'aide du papier filtre de la marne compactée.

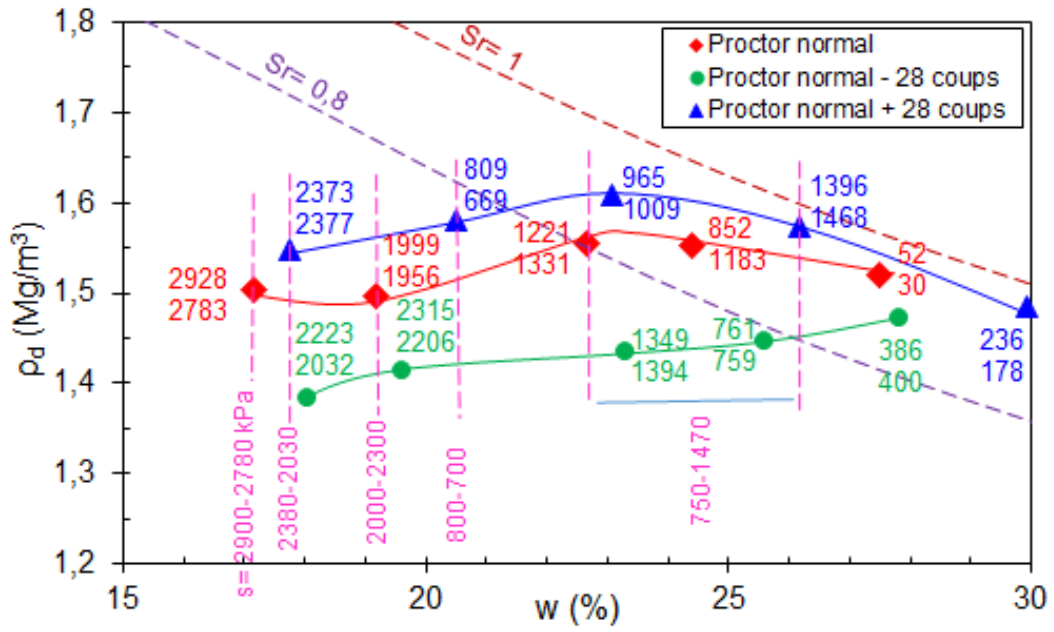


Figure IV-26 : Courbes d'iso-valeurs de succion obtenues à l'aide d'une sonde psychrométrique de la marne compactée.

Synthèse

Cette partie a concerné l'étude de la marne et du silt. Des relations entre les paramètres hydriques (succion, teneur en eau et perméabilité à l'air et à l'eau) et les paramètres mécaniques (modules élastiques, IPI) ont été recherchées. Les résultats ont montré que les énergies Proctor normal ± 10 coups correspondant à une différence de $\pm 100 \text{ kJ/m}^3$ par rapport à l'énergie Proctor normal (547 kJ/m^3) ne permettent pas de classer les courbes de compactage en fonction de l'énergie de compactage. Nous avons constaté qu'à gauche de l'optimum, le module élastique E, l'IPI et la perméabilité à l'air K-air varient peu jusqu'au niveau de l'optimum Proctor pour chuter ensuite brutalement vers des valeurs très faibles, voire quasi-nulles. La succion à l'OPN, couplée au coefficient de perméabilité à l'air constituent des indicateurs pertinents pour caractériser le changement de comportement mécanique de ces matériaux à gauche et à droite de l'optimum. Les courbes d'iso-valeurs de succion dans le plan $[w ; \rho_d]$ sont quasi-verticales à gauche de l'optimum et tendent à suivre les lignes d'iso-valeurs du degré de saturation à droite de l'optimum. Ces observations sont cohérentes avec celles de la littérature

Cependant, la faible différence des énergies Proctor normal et Proctor normal ± 10 coups n'a pas permis de différencier le comportement du matériau. Pour remédier à cela, une seconde série d'essais a été réalisée sur la marne compactée à des énergies Proctor normal et Proctor normal ± 28 coups. Cette série a bien mis en évidence l'effet de l'énergie de compactage sur les densités sèches et les valeurs des IPI.

IV-4. Caractérisation des éprouvettes de marne compactée carottées dans le remblai expérimental

Dans le cadre du projet ANR TerreDurable, un remblai expérimental a été réalisé avec la marne compactée sur l'autoroute A304. Le compactage a été réalisé avec deux types de compacteurs vibrants : V5 (lisse) et VP5 (pied dameur) (Tableau IV.3). Des échantillons ont été prélevés et ont fait l'objet d'une étude de caractérisation physique, hydrique et mécanique au laboratoire. Le tableau IV.4 présente un inventaire des carottes prélevées et la nomenclature correspondante.

Compacteur	Lisse V5	Pied dameur VP5
Marque	Hamm	Bomag
Masse totale	19580 kg	19650 kg
Masse sur essieux actif	12490 kg	13350 kg
Charge linéaire effective	56,3 kg/cm	60 kg/cm
Diamètre de bille	1,6 m	1,5 m + 2x0,1 m/ pied dameur
Largeur de bille	2,16 m	2,13 m
Fréquences de vibration	27/30 Hz	26/31 Hz
Amplitude des vibrations	2/1,19 mm	1,9/1 mm
Force centrifuge	331/242 kN	326/240 kN

Tableau IV.3 : Caractéristiques des compacteurs utilisés pour la réalisation de la planche.

Carotte	Nomenclature				
	Planche N°: 1-9	Mouture : Brute d'extraction (B) ou Pulvimixé (P)	Taux d'humidité : sec (s), moyenne (m), humide (h)	Compacteur : V5, VP5	Nombre de passes sur la couche finale : 4, 12
1Bm VP5-4	1	B	m	VP5	4
1BmVP5-8	1	B	m	VP5	8
2Bm V5-4	2	B	m	V5	4
2BmV5-12	2	B	m	V5	12
3Bs VP5-4	3	B	s	VP5	4
3Bs VP5-12	3	B	s	VP5	12
4Bs V5-4	4	B	s	V5	4
4Bs V5-12	4	B	s	V5	12
5Pm VP5-4	5	P	m	VP5	4
5Pm VP5-12	5	P	m	VP5	12
6Pm V5-4	6	P	m	V5	4
6Pm V5-12	6	P	m	V5	12
7Ph V5-4	7	P	h	V5	4
7Ph V5-12	7	P	h	V5	12
8Ph VP5-4	8	P	h	VP5	4
8Ph VP5-12	8	P	h	VP5	12
9Bh VP5-4	9	B	h	VP5	4
9Bh VP5-12	9	B	h	VP5	12

Tableau IV.4 : Inventaire des carottes et nomenclature correspondante.

La teneur en eau a été déterminée selon la norme NF P 94-050. La densité sèche a été déterminée à partir des pesées immergées. La succion a été déterminée à l'aide de la méthode du papier-filtre où l'éprouvette est mise en équilibre avec le papier-filtre pendant 10 jours selon la norme ASTM D 5298-10. Le module élastique et les perméabilités à l'air et à l'eau ont été déterminés sur une éprouvette de longueur comprise entre 50 mm et 70 mm en utilisant la méthode de propagation des ondes sonores (chapitre I, paragraphe I-8) pour le module, et les protocoles adoptés au chapitre I, paragraphe I-7 pour les perméabilités.

La Figure IV.27 présente les variations de la densité sèche, du module élastique, de la succion et des perméabilités à l'air et à l'eau en fonction de la teneur en eau, et la variation du module élastique en fonction de la succion. Dans le plan $[w, \rho_d]$, on remarque que le matériau de la planche compactée présente une densité sèche de l'ordre de $1,7 \text{ Mg/m}^3$ avec un état de quasi-saturation (S_r compris entre 80% et 100%) et ce, pour les deux énergies de compactage (4 et 12 passes). La succion correspondante mesurée à l'aide de la technique du papier filtre est de l'ordre de 1 MPa. Les modules élastiques mesurés à l'aide de la vitesse de propagation des ondes sonores présentent des valeurs assez dispersées variant de 2,5 à 5 GPa. Cette dispersion peut être expliquée par le fait que les éprouvettes testées avaient des longueurs de l'ordre de 6 à 7 cm, alors que la technique de propagation des ondes utilisée préconise une longueur minimale de 10 cm. Les perméabilités à l'air et à l'eau varient respectivement de 10^{-19} à 10^{-17} m^2 pour l'air et de $2 \cdot 10^{-23}$ à 10^{-22} m^2 pour l'eau.

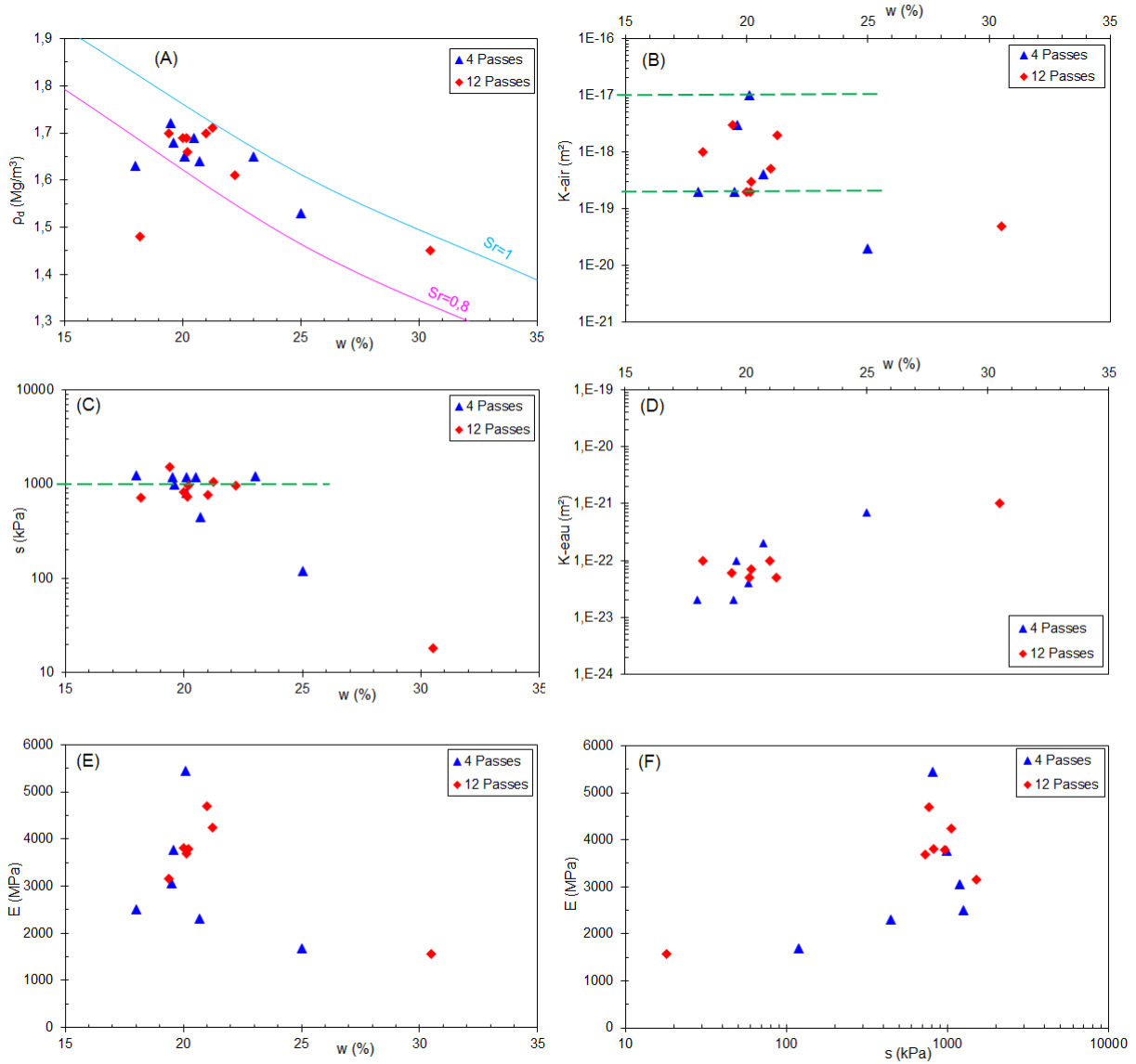


Figure IV.27 : Densité sèche (A), perméabilité à l'air (B), succion (C), perméabilité à l'eau (D), module élastique (E) en fonction de la teneur en eau et module élastique (F) en fonction de la succion de la marne du remblai expérimental.

Synthèse : comparaison des caractéristiques des éprouvettes carottées dans le remblai expérimental in situ avec celles compactées au laboratoire

La Figure IV.28 présente la superposition des mesures effectuées sur les éprouvettes de la marne carottées dans le remblai expérimental et celles compactées au laboratoire. On remarque que les valeurs de la densité sèche, de la succion et du module élastique sont plus élevées dans le cas des éprouvettes du remblai expérimental que dans le cas de celles du laboratoire. Dans le cas des coefficients de perméabilité, la perméabilité à l'air est plus élevée dans le cas du remblai, ce qui se traduit par une perméabilité à l'eau plus faible par rapport aux éprouvettes du laboratoire. Ces résultats semblent contradictoires avec le fait que, pour une teneur en eau donnée, les densités élevées concernant le remblai (Figure A) devraient se traduire par un degré de saturation qui augmente, et par conséquent une perméabilité à l'eau plus élevée que celle des éprouvettes de laboratoire, et par conséquent une perméabilité à l'air plus faible.

Cette différence de densités entre les éprouvettes du remblai et celles du laboratoire peut s'expliquer d'après l'entreprise chargée du carottage par le mauvais prélèvement réalisé à l'aide d'un carottier par fonçage qui a dû provoquer des frottements latéraux importants et donc de densifier le matériau localement. Par conséquent, les analyses présentées ci-dessus sont à prendre avec précaution.

Concernant la porosité des éprouvettes, des mesures au porosimètre à mercure ont été réalisées. A titre d'exemple, la Figure IV.29 présente deux essais réalisés sur deux échantillons prélevés sur une éprouvette 6Pm V5-4. Les résultats montrent que les courbes obtenues avec les deux échantillons sont très proches, ce qui confirme l'homogénéité de l'éprouvette. La Figure IV.30A regroupe l'ensemble des courbes porosimétriques des éprouvettes du remblai. On remarque un diamètre de pores dominant compris entre 0,05 et 0,11 μm . Ceci semble cohérent avec les mesures effectuées sur les éprouvettes compactées au laboratoire (Figure IV.30B).

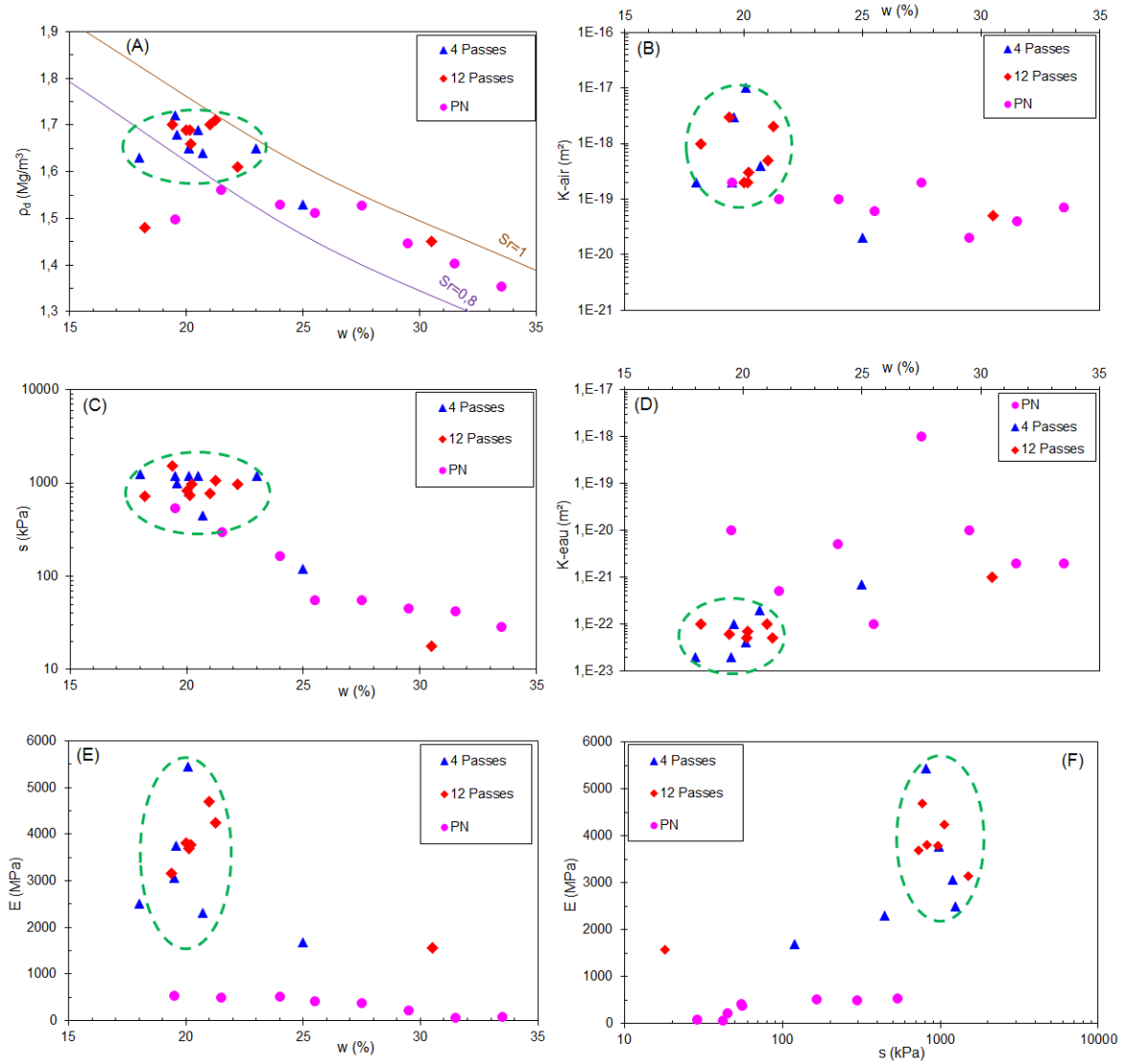


Figure IV.28 : Densité sèche (A), perméabilité à l'air (B), succion (C), perméabilité à l'eau (D), module élastique (E) en fonction de la teneur en eau et module élastique (F) en fonction de la succion de la marne du remblai expérimental et celle compactée au laboratoire.

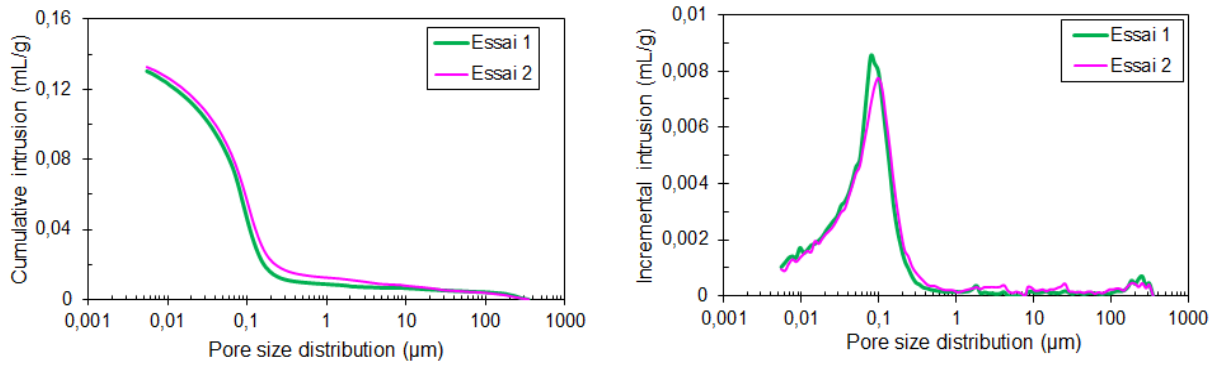


Figure IV.29 : Porosimétries au mercure de la carotte 6 Pm V5-4.

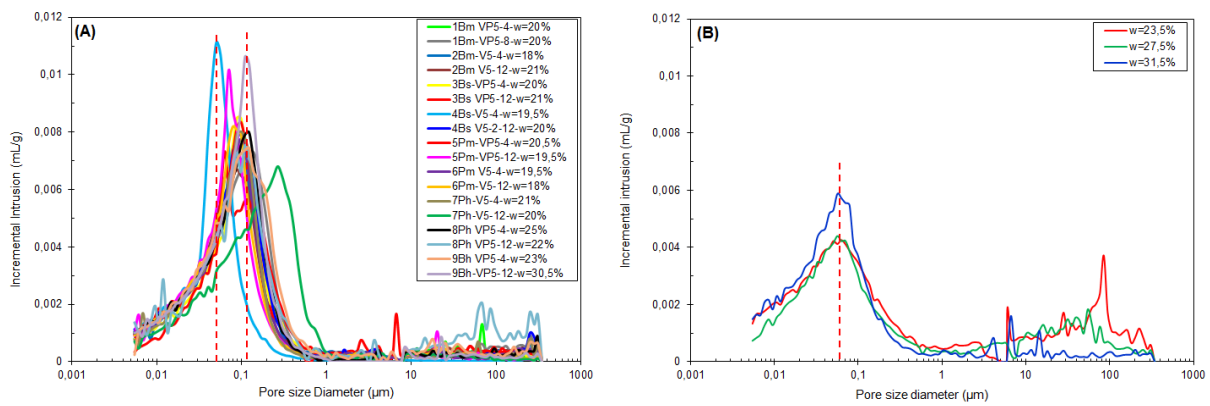


Figure IV.30 : Porosimétries au mercure du remblai expérimental (A) et de la marne compactée au laboratoire (B).

IV-5. Effet du mode de préparation sur les caractéristiques mécaniques des matériaux compactés

Il s'agit de déterminer les caractéristiques hydromécaniques (résistance à la compression simple, succion, porosité) de la marne A 304 compactée statiquement à partir d'états initiaux et de chemins hydriques différents.

IV-5.1. Protocole expérimental

5 préparations différentes (5 lots) ont été définies selon un protocole établi par T. Dubreucq (IFSTTAR), tenant compte des chemins de dessiccation ou d'humidification et aussi de la mouture du matériau à la teneur en eau cible. Nous détaillons ci-dessous les spécificités de chacun des lots.

Lot 1 - mouture à w_{OPN} , puis drainée à différentes w à gauche de l'OPN

Le protocole de préparation des éprouvettes est défini par :

- 1- Préparation de la mouture à w_{OPN}
- 2- Le matériau est ensuite écrêté à 5 mm (le diamètre maximal des particules et de la mouture est égale à 5 mm).
- 3- Contrôle de la teneur en eau des moutures.
- 4- Mise à maturation de la mouture humidifiée dans un sac étanche pendant 24 heures pour homogénéiser la teneur en eau du matériau (Figure IV.31).
- 5- Contrôle de la teneur en eau après la maturation.
- 6- Séchage à l'air du matériau (salle thermostatée à 20°C), et suivi de la perte d'eau pour avoir les teneurs en eau cibles de la mouture, égales à w_{OPN} ; $0,9 w_{OPN}$; $0,8 w_{OPN}$; $0,7 w_{OPN}$ et $0,6 w_{OPN}$ (Figure IV.32).
- 7- Contrôle de la teneur en eau des moutures.
- 8- Compactage statique à double pistonnage des éprouvettes, avec une vitesse de compactage égale à 1 mm/min (Figure IV.33). Deux éprouvettes identiques sont préparées, avec insertion de papier filtre Whatman 42 au milieu de la deuxième éprouvette pour la mesure de la succion.
- 9- Après compactage, mise à maturation des éprouvettes, enveloppées dans du cellophane doublée de papier aluminium pendant 24 heures pour la préservation et l'homogénéisation de la teneur en eau.

10- Après maturation, la première éprouvette sert à mesurer la résistance à la compression simple. La deuxième éprouvette est destinée à la mesure de la succion et de la porosité à l'aide de la porosimétrie au mercure.

Lot 2 - mouture séchée initialement à l'air, puis humidifiée à différentes w cibles jusqu'à l'OPN

Le protocole de préparation des éprouvettes est défini par :

- 1- Séchage à l'air du matériau (salle thermostatée à 20°C).
- 2- Contrôle de la teneur en eau.
- 3- Malaxage du matériau pour obtenir la même mouture que celle du lot 1.
- 4- Le matériau est ensuite écrêté à 5 mm (le diamètre maximal des particules et de la mouture est égale à 5 mm).
- 5- Humidification du matériau pour avoir les teneurs en eau cibles de la mouture, égales à 0,6 w_{OPN} ; 0,7 w_{OPN} ; 0,8 w_{OPN} ; 0,9 w_{OPN} et w_{OPN} .
- 6- Mise à maturation de la mouture humidifiée dans un sac étanche pendant 24 heures (Figure IV.31).

Les étapes 7 à 10 sont identiques à celles du lot 1.

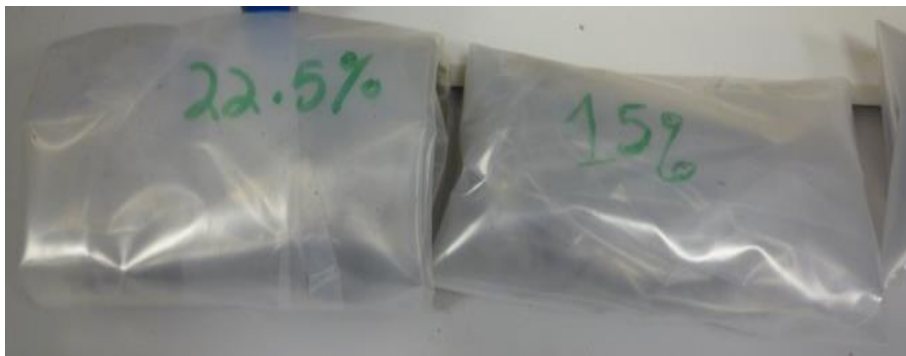


Figure IV.31 : Stockage des matériaux pour la maturation des moutures.



Figure IV.32 : Séchage du matériau.

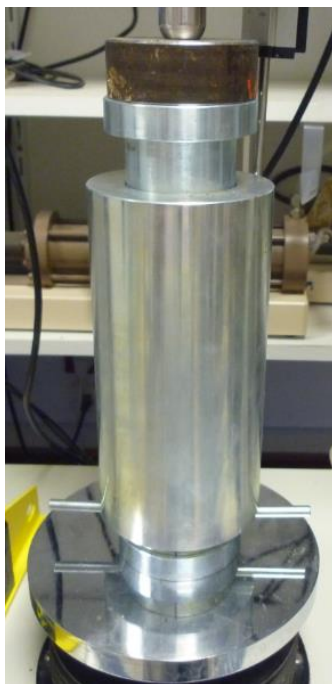


Figure IV.33 : Compactage statique par double pistonnage.

Lot 3 - mouture à w_{OPN} , compactée à l'énergie OPN, puis drainée à différentes w à gauche de l'OPN

Les étapes 1 à 5 sont identiques à celles du lot 1.

L'étape 6 est identique à l'étape 8 du lot 1.

L'étape 7 consiste en un séchage à l'air des éprouvettes compactées (salle thermostatée à 20°C), suivi de la perte d'eau pour avoir les teneurs en eau cibles des éprouvettes, égales à w_{OPN} ; 0,9 w_{OPN} ; 0,8 w_{OPN} ; 0,7 w_{OPN} et 0,6 w_{OPN} .

Les étapes 8 et 9 sont identiques aux étapes 9 et 10 du lot 1.

Lot 4- mouture à w_{OPN} , compactée à l'énergie OPN, puis drainée à $w = 0,6 w_{OPN}$, ensuite humidifiée à différentes w jusqu'à w_{OPN}

Les étapes 1 à 6 sont identiques à celles du lot 3.

L'étape 7 consiste en un séchage à l'air de toutes les éprouvettes compactées (salle thermostatée à 20°C) jusqu'à avoir la teneur en eau cible des éprouvettes, égale à $0,6 w_{OPN}$.

L'étape 8 consiste à humidifier les éprouvettes pour avoir les teneurs en eau cibles, de w_{OPN} ; $0,9 w_{OPN}$; $0,8 w_{OPN}$; $0,7 w_{OPN}$ et $0,6 w_{OPN}$.

L'humidification a été effectuée en aspergeant avec soin l'éprouvette de la quantité d'eau nécessaire pour avoir les teneurs en eau cibles. Cela consiste à asperger une quantité d'eau équivalente à $0,1 w_{OPN}$ sur l'éprouvette et à bien l'envelopper avec du cellophane doublé de papier aluminium pendant 24 heures. Cette opération est répétée jusqu'à l'obtention de la teneur en eau cible de chaque éprouvette.

L'étape 9 consiste à laisser murer les éprouvettes humidifiées pendant 7 jours.

L'étape 10 est identique à celle du lot 1.

Lot 5- mouture à w_{OPN} , compactée à l'énergie OPN, ensuite humidifiée à différentes w à droite de l'OPN

Le protocole de préparation des éprouvettes est défini par :

Les étapes 1 à 6 sont identiques à celles du lot 3.

L'étape 7 consiste à humidifier les éprouvettes pour avoir les teneurs en eau cibles, égales à w_{OPN} ; $1,1 w_{OPN}$; $1,2 w_{OPN}$; $1,3 w_{OPN}$ et $1,4 w_{OPN}$.

L'humidification est identique à celle de l'étape 8 du lot 4.

Les étapes 8 et 9 sont identiques aux étapes 9 et 10 du lot 4.

La figure IV.34 résume les protocoles de préparation des éprouvettes correspondant aux 5 lots.

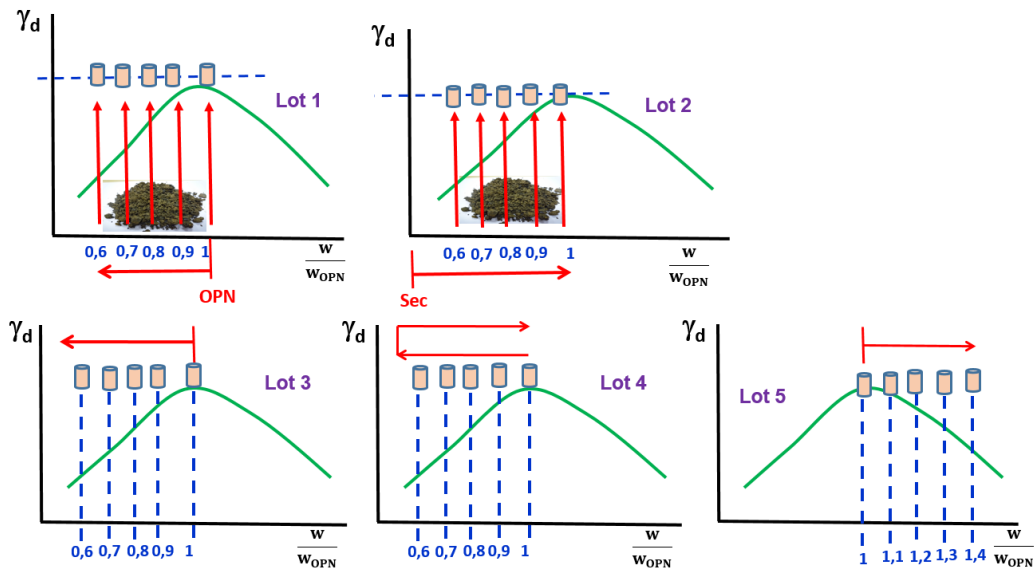


Figure IV.34 : Synthèse des protocoles de préparation des 5 lots.

IV-5.2. Résultats

a- Contrainte de compactage

La Figure IV.35 présente la variation de la contrainte de compactage des éprouvettes en fonction de leur teneur en eau. On remarque dans le cas des lots 1 et 2 que la contrainte de compactage diminue quand la teneur en eau du matériau augmente. Dans le cas des lots 3, 4 et 5, la contrainte de compactage des éprouvettes à l'OPN varie entre 600 kPa et 800 kPa.

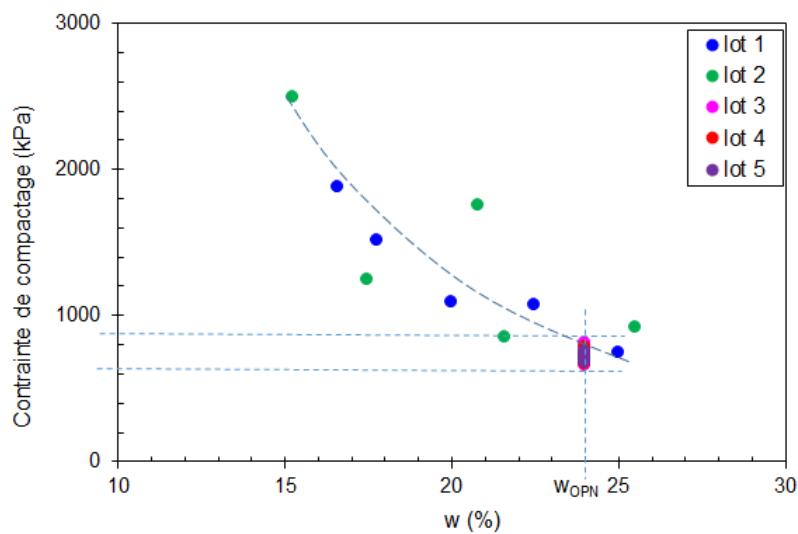


Figure IV.35 : Contraintes de compactage des 5 lots.

b- Résistance à la compression simple

La Figure IV.36 présente la variation de la contrainte en fonction de la déformation axiale et suivant la teneur en eau des 5 lots (A : lot 1, B : lot 2, C : lot 3, D : lot 4 et E : lot 5). On remarque que, quel que soit le type de lot, le matériau présente une certaine ductilité avec un pic de résistance franc pour les faibles teneurs en eau et un comportement avec absence de pic et présence d'un palier de type plastique parfait pour les teneurs en eau élevées. Par ailleurs, on observe dans le cas du lot 1 que le module de déformation n'est pas influencé par la teneur en eau de compactage, alors que cet influence se manifeste clairement pour les autres lots.

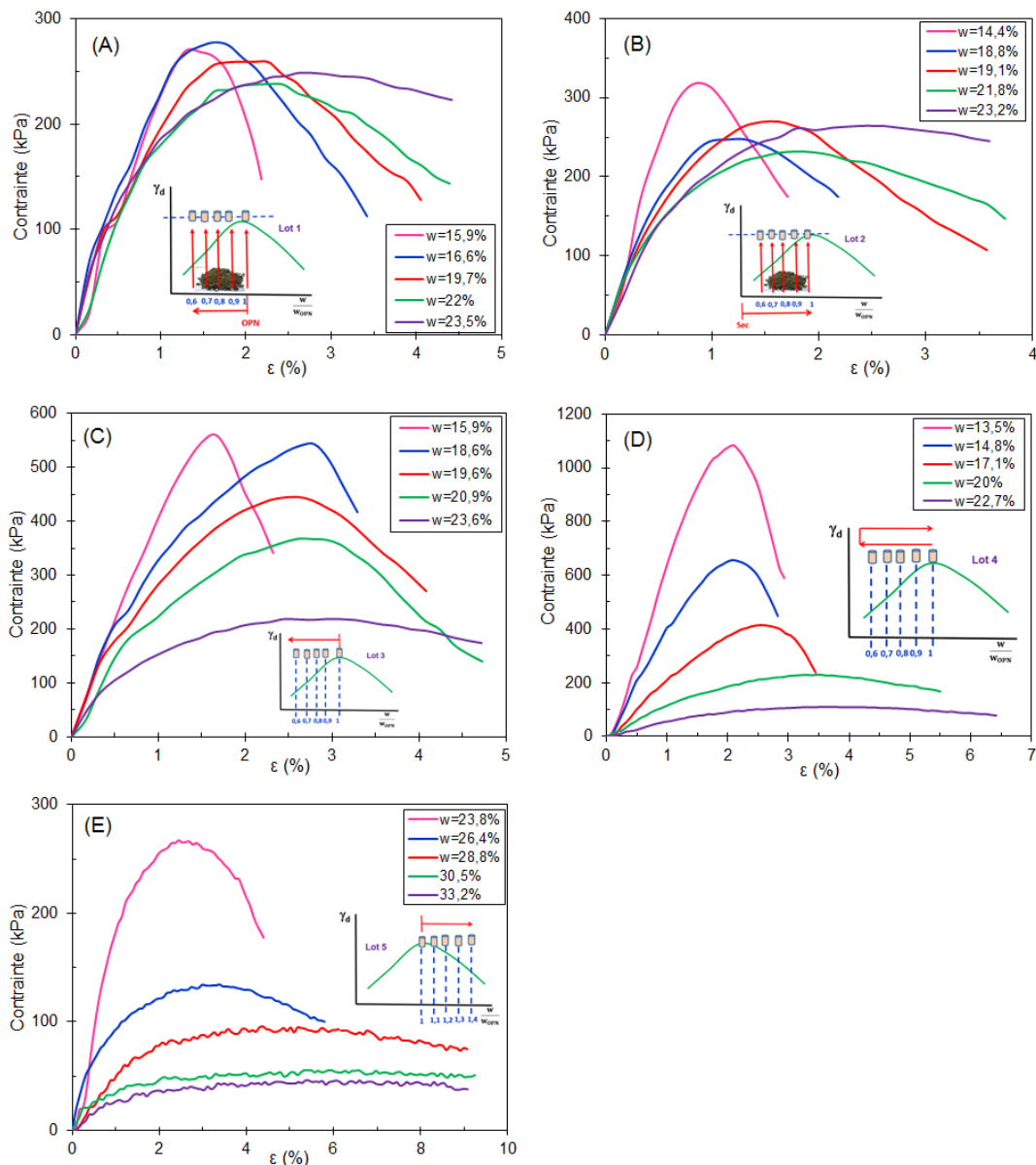


Figure IV.36 : Résistance à la compression de la marne préparée selon les protocoles des lots 1 à 5.

La Figure IV.37 présente les valeurs de résistance à la compression simple pour chacun des 5 lots. On remarque dans le cas des lots 1 et 2 que la résistance à la compression, pour les faibles valeurs de teneur en eau, est relativement faible par rapport aux lots 3 et 4. Par ailleurs, la variation de la teneur en eau influe peu sur la résistance à la compression dans le cas des lots 1 et 2, alors qu'elle fait chuter cette résistance à la compression d'une manière significative dans le cas des lots 3, 4 et 5.

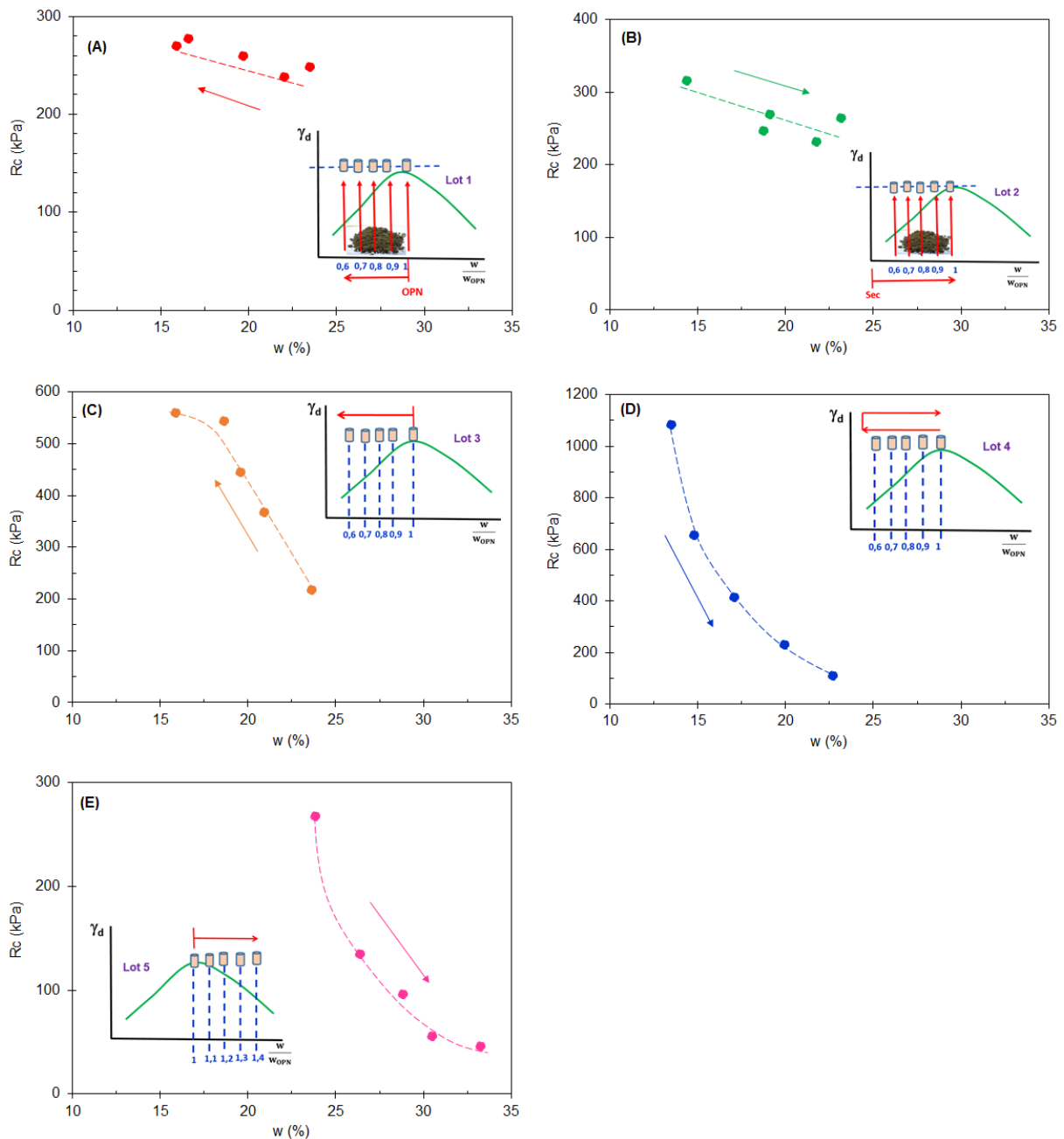


Figure IV.37 : Résistance à la compression de la marne suivant les différentes préparations.

Si on superpose les résultats des 5 lots sur un même graphique (Figure IV.38), on remarque que, en ce qui concerne les chemins suivis par les lots 3 et 4, une hystérésis est visible entre le drainage et l'humidification. En revanche, celle-ci n'est pas très évidente dans le cas des lots 1 et 2. Pour y voir un peu plus clair, nous avons regroupé sur les Figures IV.39 et IV.40 respectivement les résultats des lots 1 et 2, et des lots 3, 4 et 5. On remarque sur la figure IV.39 une légère différence entre les deux chemins. Cette différence ne nous semble pas significative.

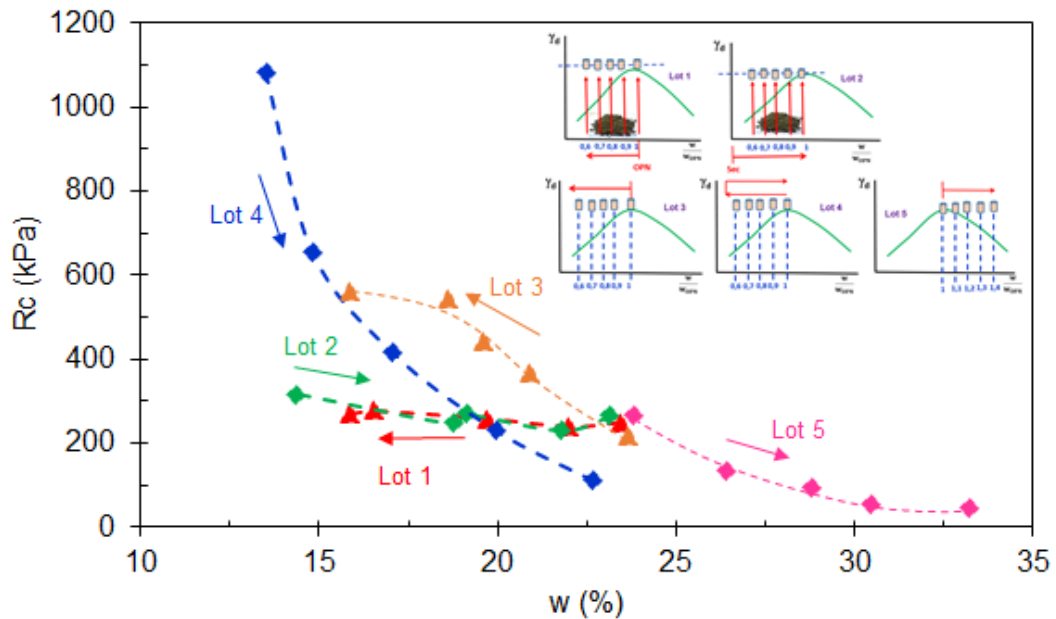


Figure IV.38 : Résistance à la compression de la marne suivant les différentes préparations.

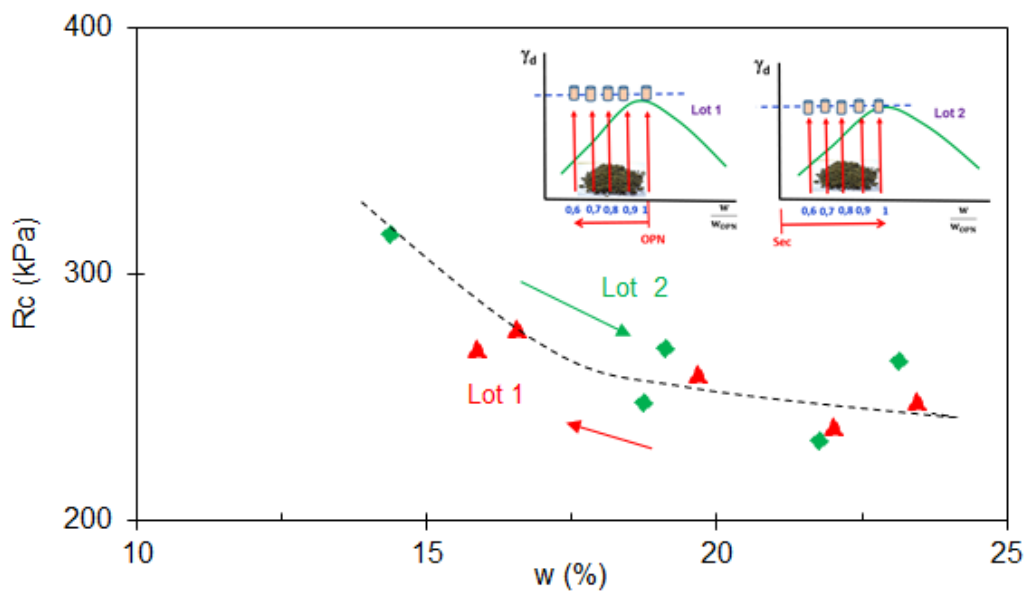


Figure IV.39 : Résistance à la compression du lot 1 et du lot 2.

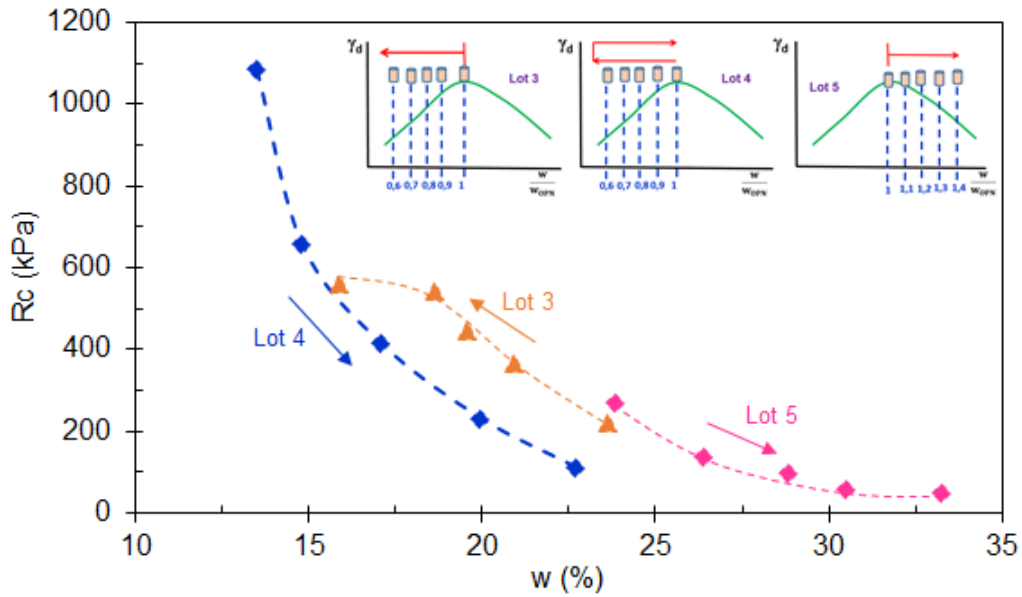


Figure IV.40 : Résistance à la compression des lots 3 à 5 en fonction de la teneur en eau.

c- Modules

La Figure IV.41.A présente la variation du module en fonction de la déformation axiale des 5 lots. Sont représentés sur ces graphiques d'une part les modules élastiques déduits des vitesses de propagation des ondes sonores et les modules sécants déduits des essais de chargement de compression simple. On remarque que les modules élastiques sont plus élevés que les modules sécants d'un facteur 10 à 1000 selon les lots. Par ailleurs, les lots 1 et 2 présentent des modules élastiques nettement plus faibles que ceux des autres lots (d'un facteur 10 en moyenne). Si on s'intéresse à présent aux modules sécants, on remarque que l'effet de la teneur en eau est négligeable pour les lots 1 et 2, alors que cet effet est nettement établi pour les autres lots. Dans le cas des modules élastiques (Figure IV.41.B), l'effet de la teneur en eau reste négligeable. On peut faire le même constat que pour le module sécant, autrement dit que les modules élastiques mesurés sur les lots 1 et 2 sont nettement plus faibles que ceux mesurés sur les autres lots.

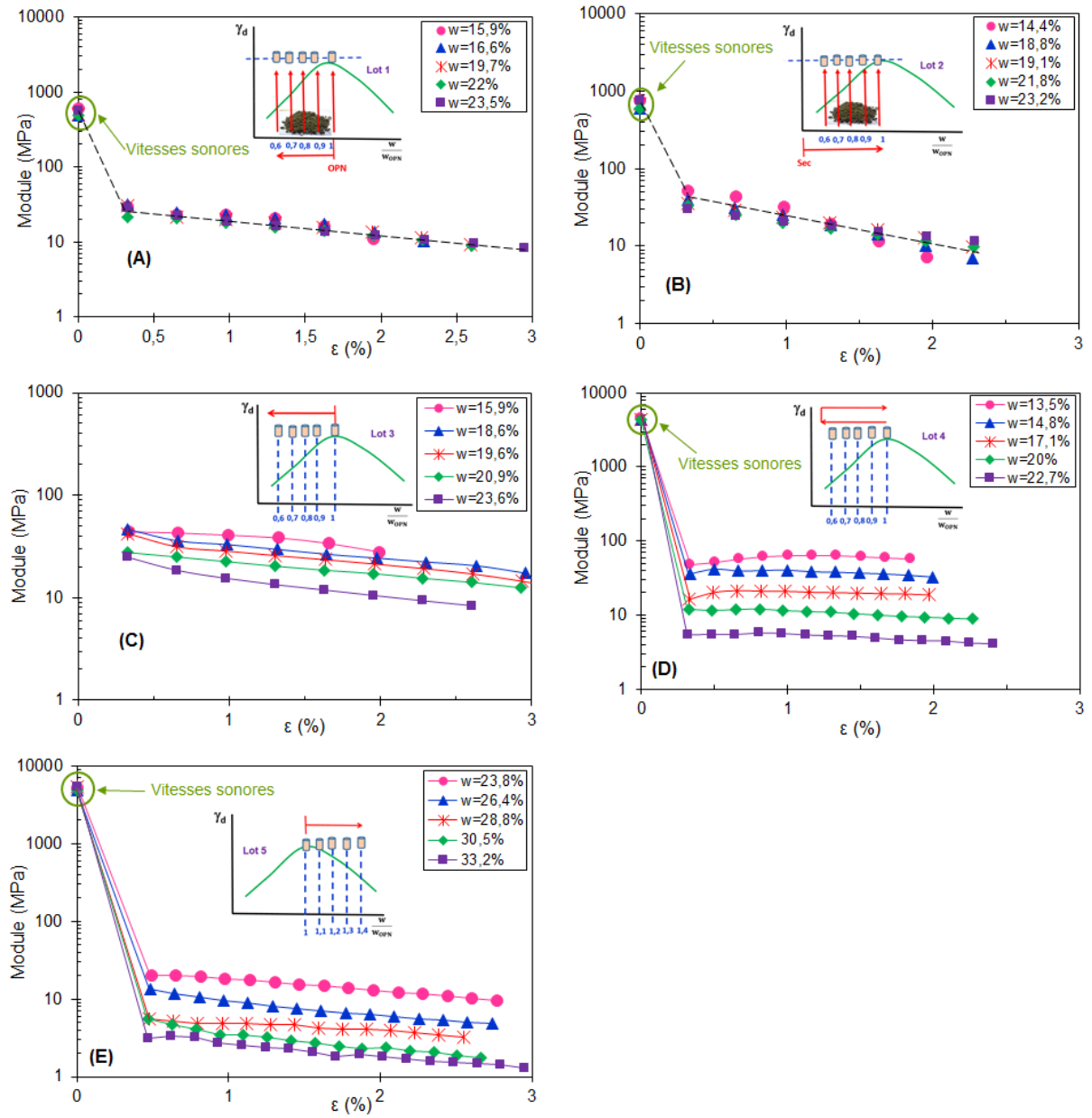


Figure IV.41.A : Modules en fonction des déformations des 5 lots.

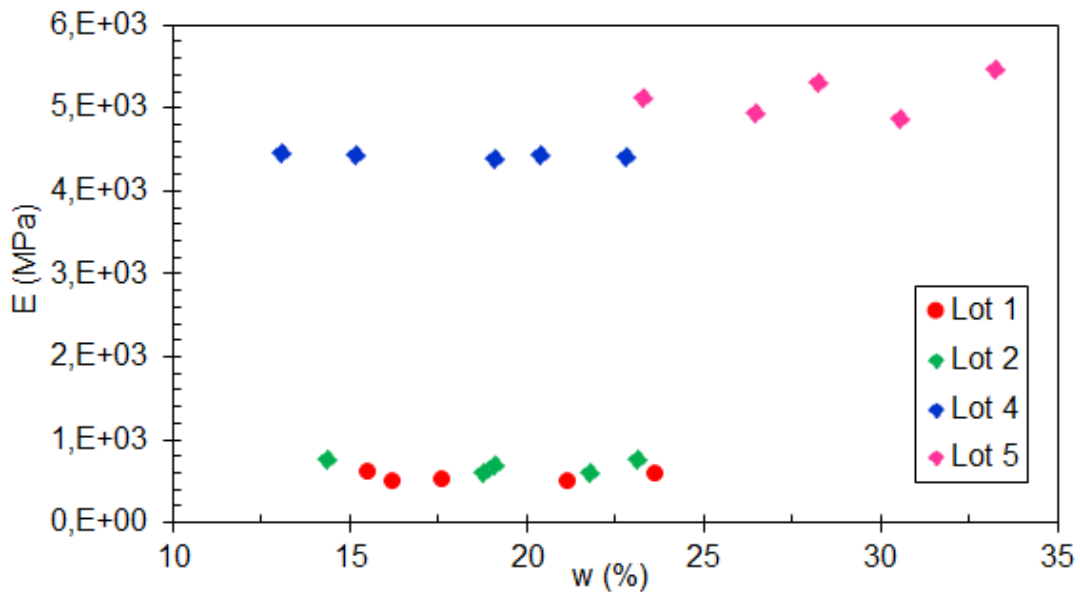


Figure IV.41.B : Modules élastiques en fonction de la teneur en eau des lots 1, 2, 4 et 5.

d- Effet de la succion sur la résistance à la compression et sur le module de déformation

La Figure IV.42 compare les valeurs de succion mesurées par les trois techniques (papier filtre, psychromètre wet bulb, psychromètre dew point) pour chacun des lots. On constate globalement un bon accord général, aux erreurs de mesure près. Les succions déduites d'une part des mesures à l'aide du papier-filtre Whatman 42 et d'autre part à l'aide du psychromètre à effet Peltier sont regroupées sur la Figure IV.43 pour l'ensemble des lots. Globalement, on ne remarque pas de différence notable entre les différents lots.

La Figure IV.44 présente la variation de la résistance à la compression simple en fonction de la succion. On remarque deux types de comportement selon le lot. Dans le cas des lots 1 et 2 (Figure IV.44 A et B), la résistance à la compression simple n'est pas sensible à la variation de la succion, alors que dans le cas des lots 3 à 5 (Figure IV.44 C, D et E), cette résistance croît nettement avec la succion malgré une dispersion des points expérimentaux.

Dans le cas des modules, l'effet de la succion initiale ne semble pas jouer de rôle. Globalement, les modules élastiques varient très peu et ce, quel que soit le lot (Figure IV.45).

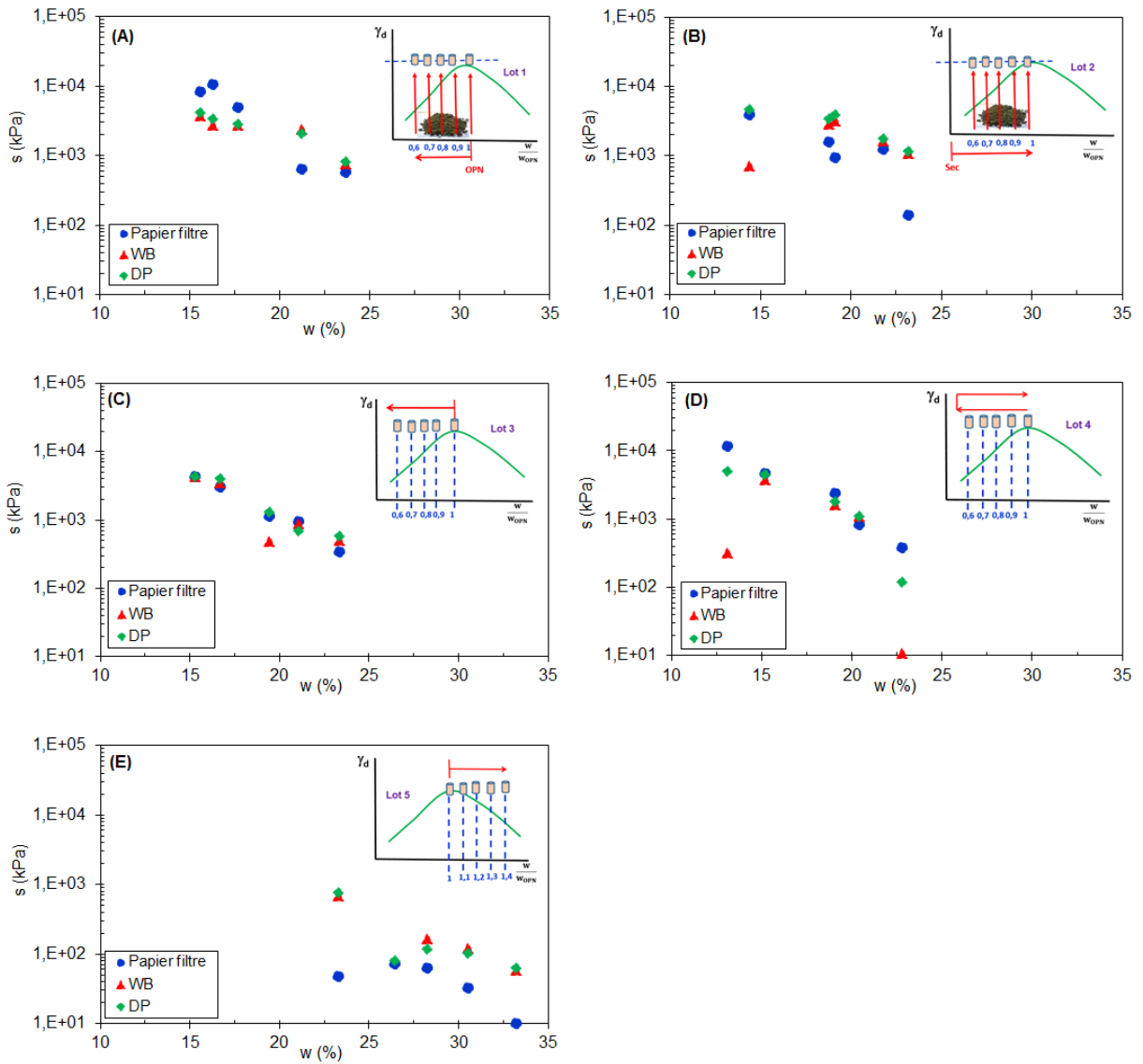


Figure IV.42 : Comparaison des valeurs de succion données par les 3 techniques de mesure (papier filtre, psychromètre wet bulb, psychromètre dew point) pour chacun des lots.

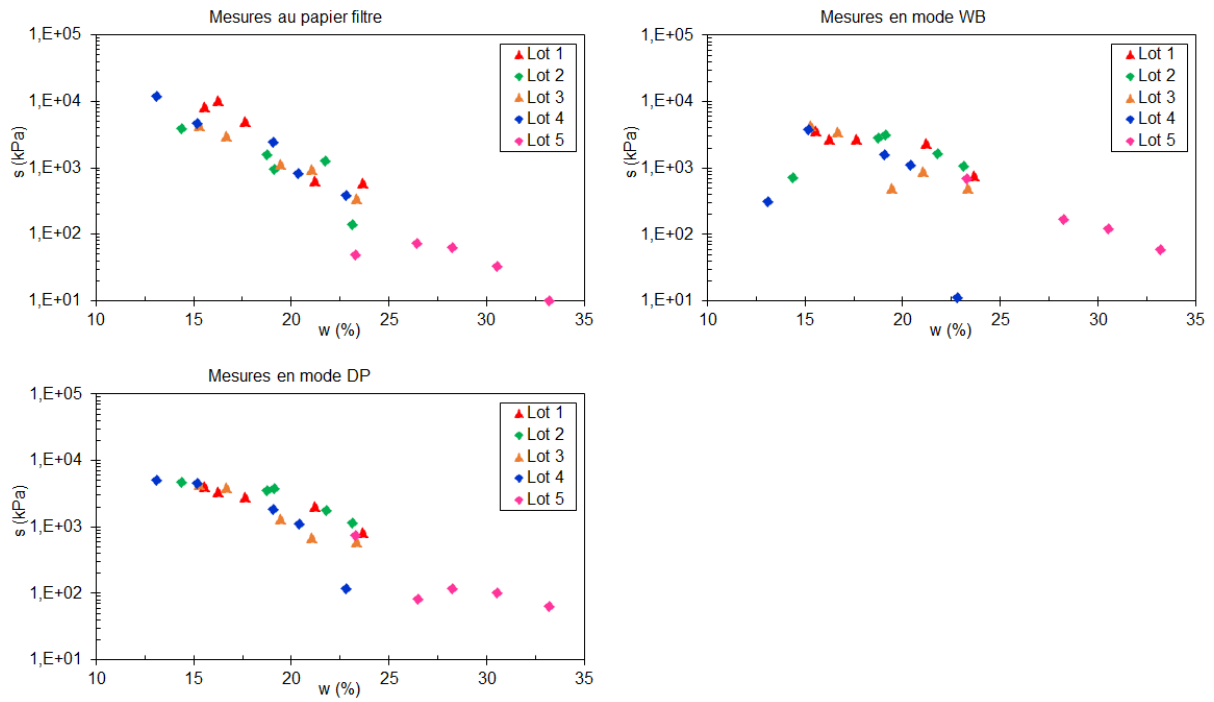


Figure IV.43 : Evolution de la succion mesurée à l'aide des mesures au papier filtre, psychrométrie en mode dew point et wet bulb en fonction de la teneur en eau des 5 lots.

Partie 2- Chapitre IV. Comportement des sols compactés en relation avec la succion

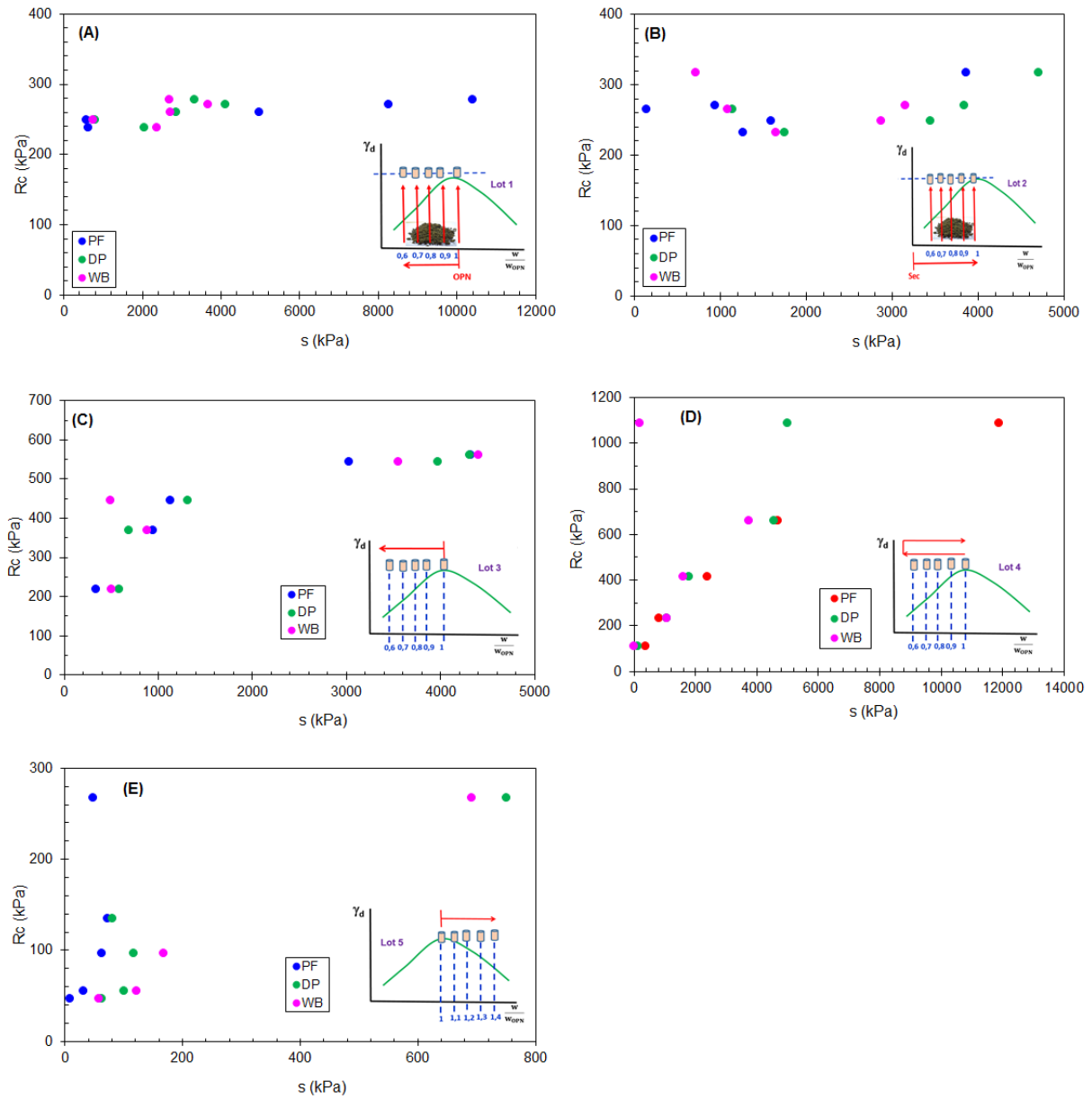


Figure IV.44 : Résistance à la compression simple en fonction de la succion des 5 lots.

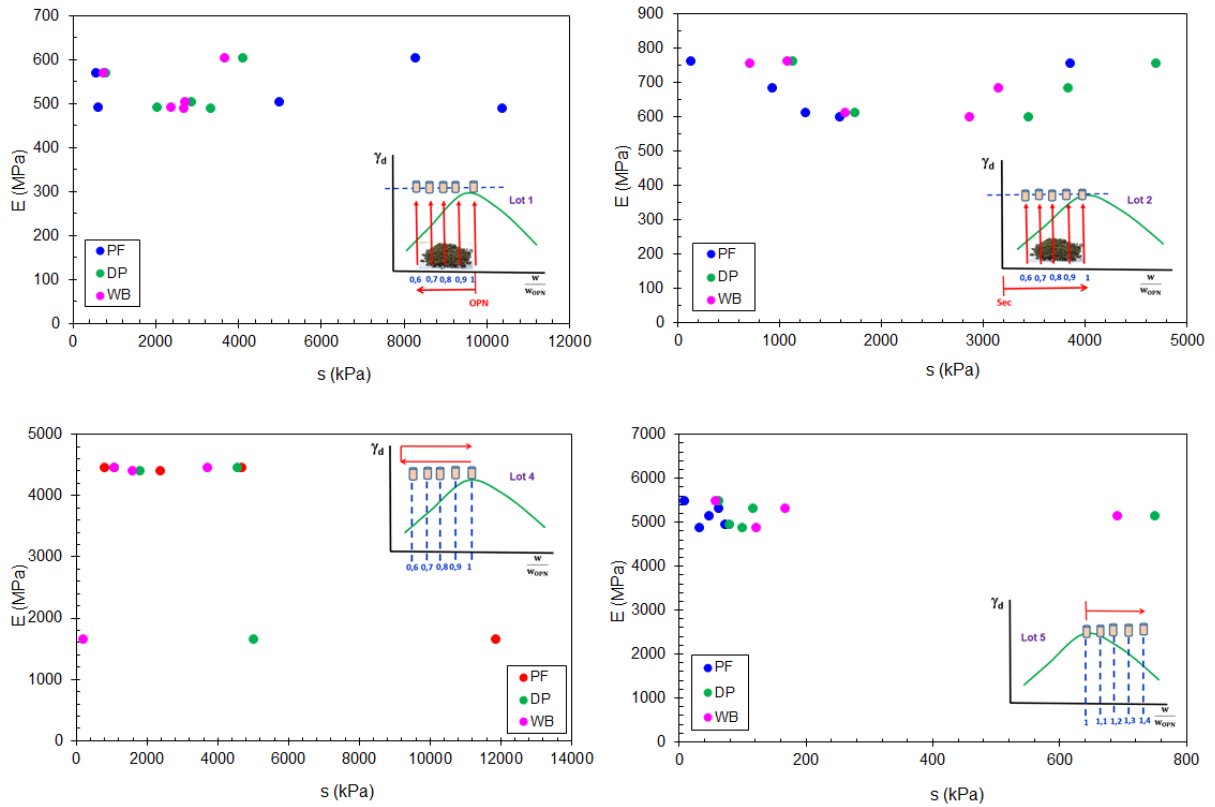
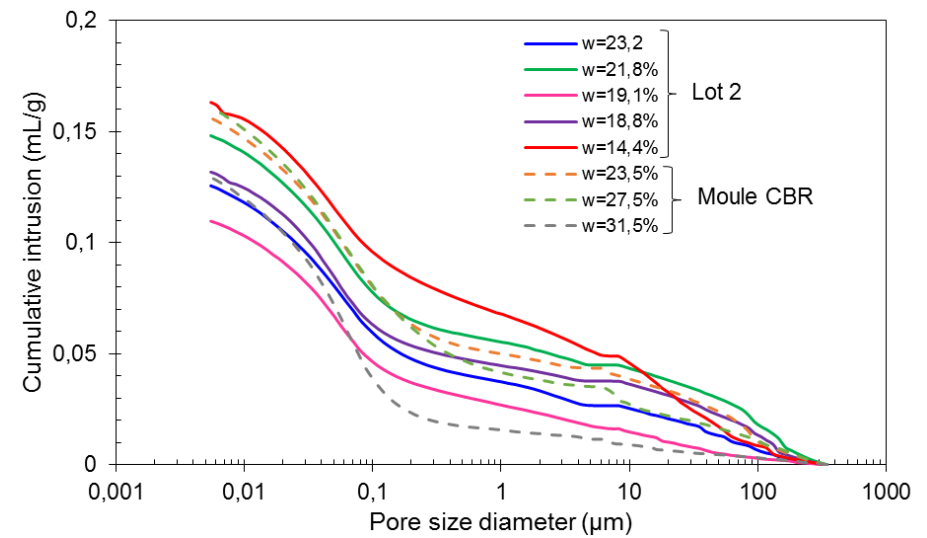
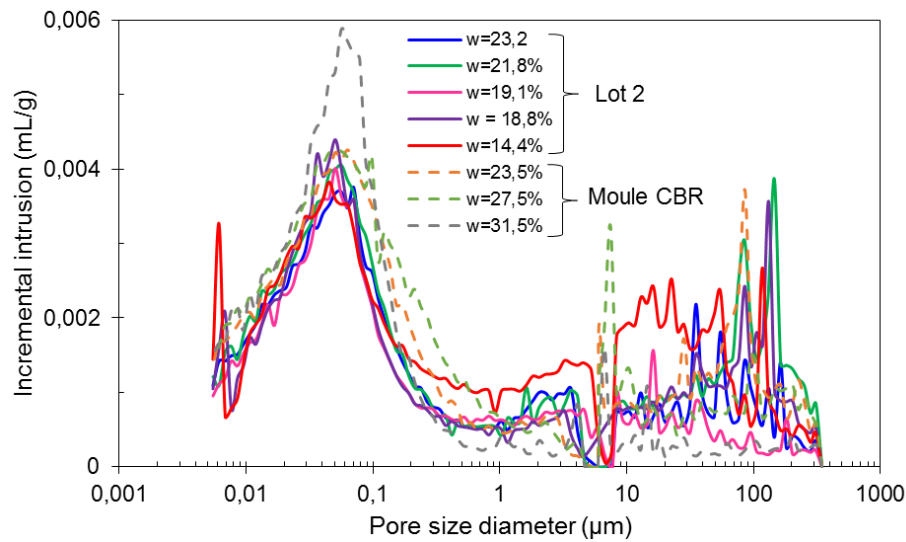
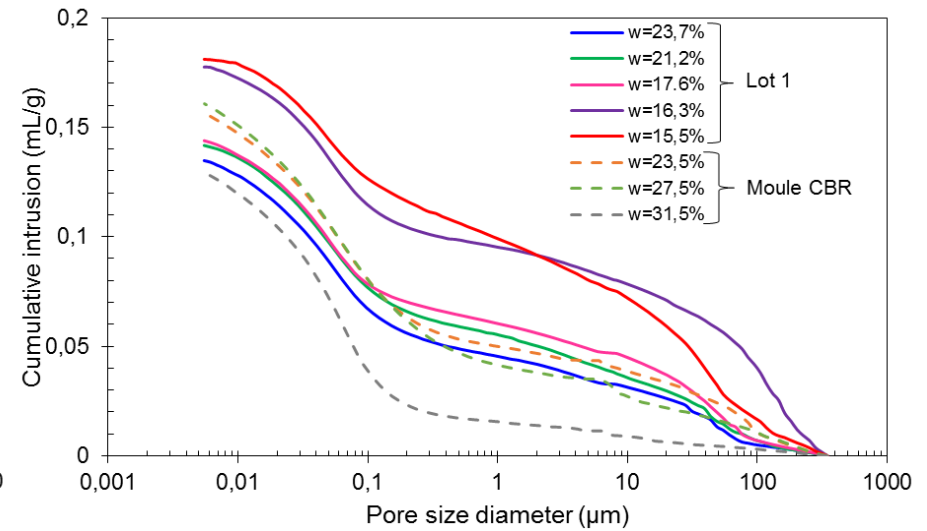
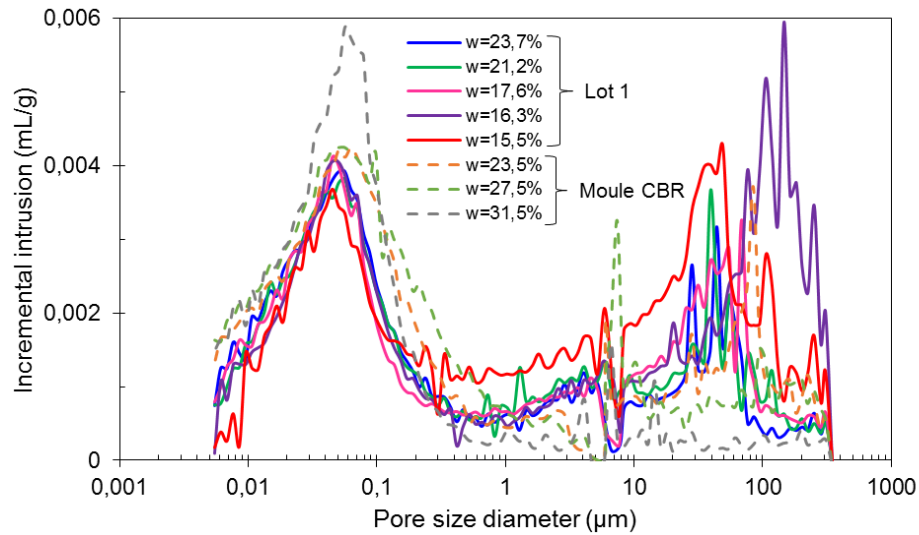
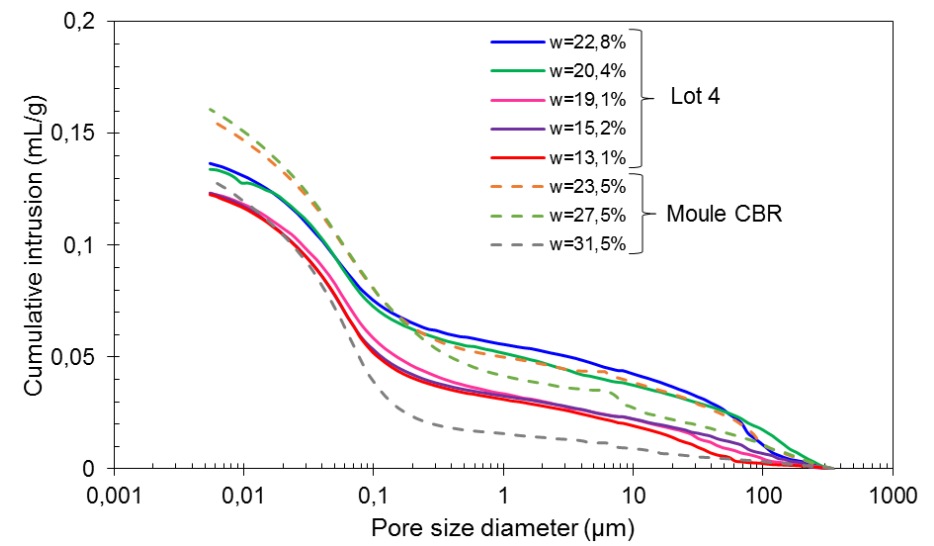
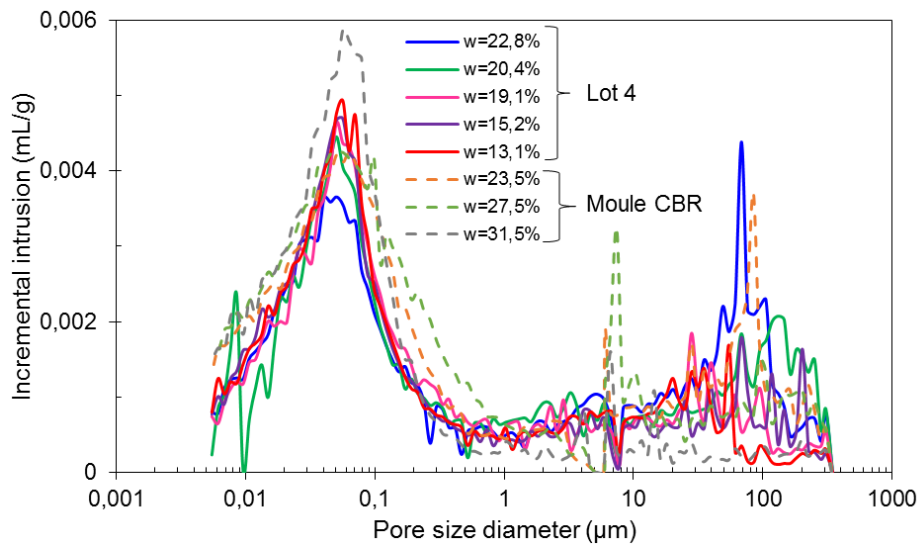
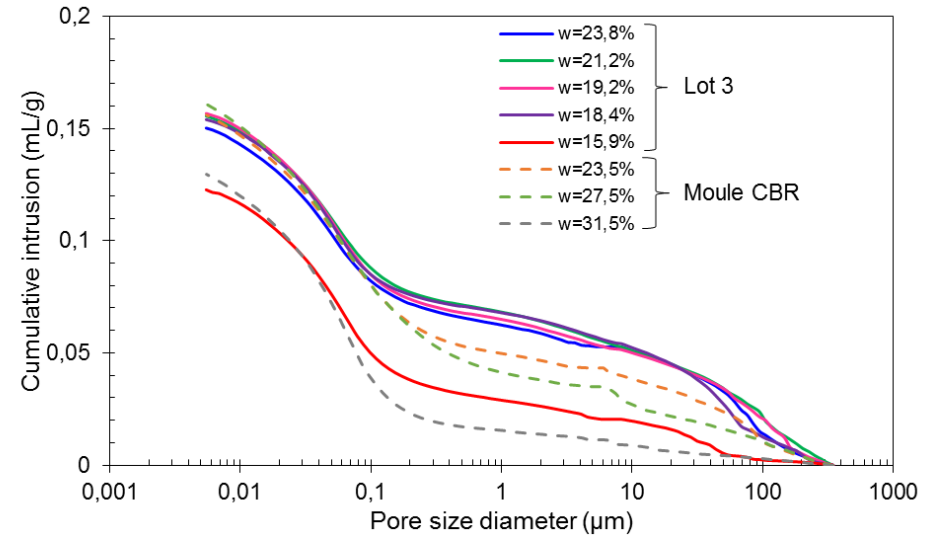
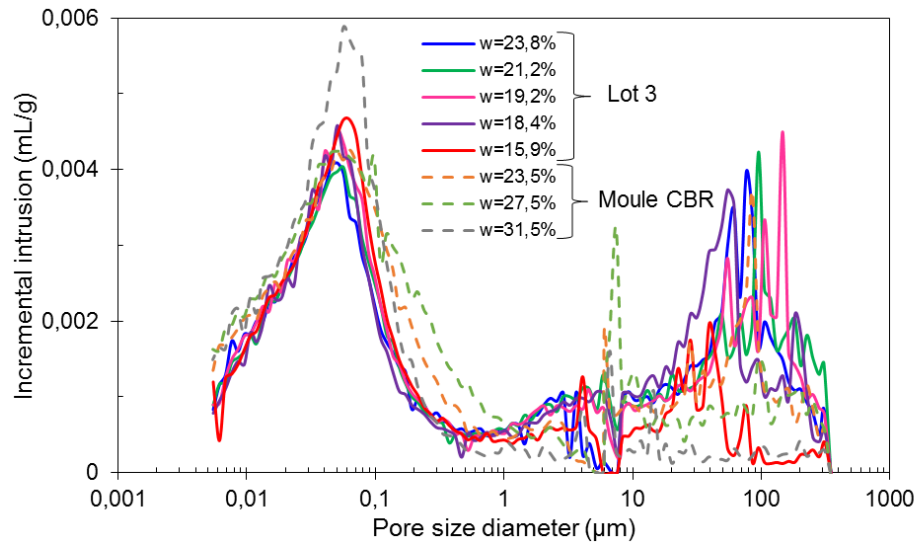


Figure IV.45 : Module élastique en fonction de la succion des lots 1, 2, 4 et 5.

e- Résultats des essais de porosimétrie au mercure

La Figure IV.46 présente la comparaison des courbes porosimétriques des 5 lots avec celles mesurées sur les échantillons compactés dans le moule CBR du paragraphe IV-2.2 (Figure IV.22). On remarque une bonne cohérence concernant le micropore dominant à environ 0,06 μm . Concernant les macropores, la dispersion des pics ne permet pas une interprétation claire.





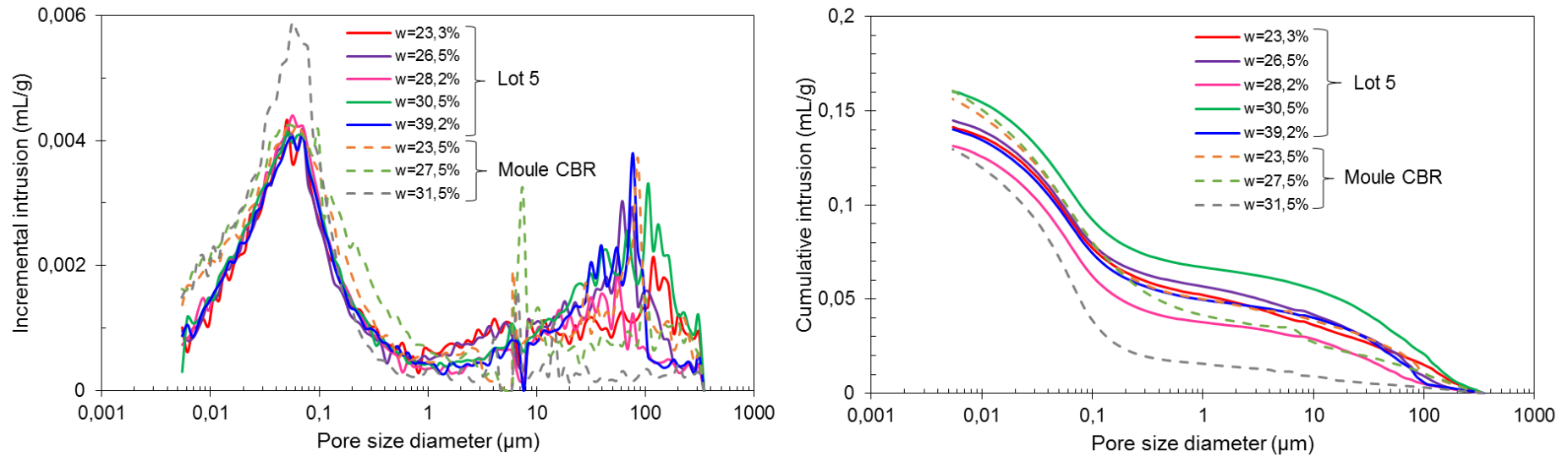


Figure IV.46 : Comparaison des courbes porosimétriques des 5 lots avec celles mesurées sur les échantillons compactés dans le moule CBR.

IV-6. Interprétation des résultats en utilisant un concept de contrainte effective généralisée aux sols non saturés

Les résultats expérimentaux ont mis en évidence l'important effet de la succion sur le comportement hydromécanique du matériau (module élastique, IPI, résistance à la compression, ...). On se propose dans cette partie de tenter d'interpréter l'effet de la succion à l'aide d'un concept de contrainte effective généralisée aux sols non saturés.

IV-6.1. Modèle simple pour les sols soumis à une succion

L'approche en contrainte effective est basée sur un modèle microstructural simple pour les sols granulaires. Une description plus détaillée de ce modèle est donné par Biarez et al. 1993 et 1994, Taibi 1994, Fleureau et al. 2003, Taibi et al. 2008 et 2011. Nous le résumons ci-dessous.

Le modèle est basé sur un milieu composé de particules élastiques de forme sphérique et de même diamètre. La pesanteur est négligée et la pression dans la phase air est atmosphérique ($P_a = 0$). Des comportements caractéristiques peuvent être mis en évidence dans deux cas :

a- lorsque la phase eau est discontinue (perméabilité à l'eau $k_w=0$), l'eau forme des ménisques toriques aux points de contact entre particules (Figure IV.47). La phase air est continue et sa pression joue un rôle, comme la pression d'eau, dans la formulation de la force capillaire ; la pression de l'eau à l'intérieur du ménisque est négative par rapport à celle de l'air ($P_w < P_a$). Dans ce cas, les forces intergranulaires dues à l'eau sont perpendiculaires aux plans tangents aux points de contact des particules, et ne provoquent pas par conséquent de réarrangement des particules, donc de variation de volume. Cependant, ces forces jouent un rôle important dans la résistance du milieu. D'un point de vue pratique, de telles conditions sont observées pour des teneurs en eau plus faibles que la limite de retrait.

b- lorsque la phase air est discontinue (perméabilité à l'air $k_a=0$), l'air forme des bulles isolées à l'intérieur des pores. La phase eau est continue et mouille complètement les particules solides. Comme il n'y a pas de contact entre l'air et les particules solides, la pression de l'eau ne joue aucun rôle dans la résistance du milieu. Cependant, la présence de bulles d'air dans le fluide interstitiel rend celui-ci plus compressible.

Pour un arrangement aléatoire de particules, les forces intergranulaires dues au chargement extérieur du milieu ne sont généralement pas perpendiculaires aux plans tangents ; elles peuvent par conséquent provoquer des déformations volumiques.

Le passage d'un milieu discontinu à un milieu continu est réalisé en considérant un volume élémentaire représentatif composé d'arrangements réguliers de particules.

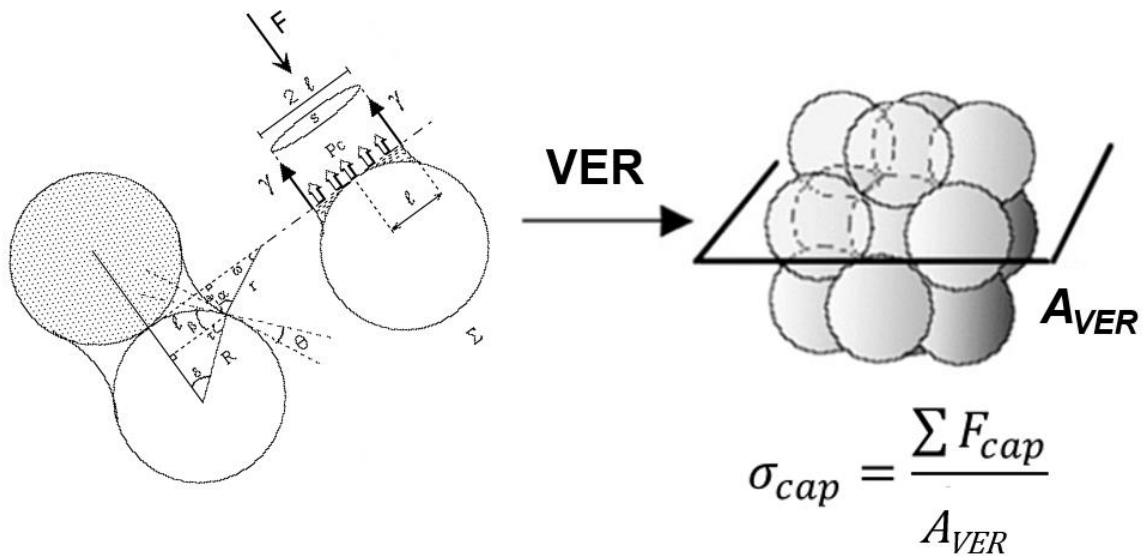


Figure IV.47: Vue schématique de la force de contact F_{cap} due aux ménisques d'eau entre deux sphères de même diamètre (Taibi et al. 2011).

Dans un volume élémentaire représentatif (VER), la contrainte capillaire dans une direction est exprimée par :

$$\sigma_{cap} = \frac{\sum F_{cap}}{A_{VER}}$$

où $\sum F_{cap}$ est la somme des forces capillaires agissant dans cette direction et A_{VER} la section du VER normale à cette direction.

σ_{cap} est une fonction de l'indice des vides e , du diamètre d des grains et de la succion s du matériau, et donnée par l'expression suivante dans la limite du calcul du modèle :

$$\sigma_{cap} = \frac{2\pi\gamma}{K(e)d^2} \left[2d + \frac{3\gamma - \sqrt{4\gamma s d + 9\gamma^2}}{s} \right]$$

avec :

γ : tension interfaciale eau-air ($\gamma = 7.5 \cdot 10^{-2}$ N/m à $T = 20^\circ$)

d : diamètre de la particule

$K(e)$: paramètre dépendant du type d'arrangement donné par l'expression:

$$K(e) = 0,32 e^2 + 4,06 e + 0,11$$

La contrainte capillaire apparaît donc comme une pression anisotrope qui remplace la succion quand la phase eau est discontinue.

L'expression du tenseur de contrainte effective devient :

$$\tilde{\sigma}' = \tilde{\sigma}^* + \sigma_{\text{cap}} \mathbf{I}$$

où $\tilde{\sigma}^*$ est le tenseur de contrainte net ou la différence entre le tenseur des contraintes totale et le tenseur isotropique de la pression de l'air, et \mathbf{I} est le tenseur unitaire. Lorsque l'on considère un vrai sol avec une porosité et des diamètres de particules variables, la détermination de la contrainte capillaire est difficile, en raison de la nécessité de choisir un "diamètre caractéristique" d'équivalent à la distribution granulométrique réelle. Dans la pratique, ce diamètre est un paramètre du modèle qui doit être déterminé à partir des données expérimentales.

Application aux petites déformations

Lorsque les déformations sont très petites, le comportement des géo-matériaux est généralement élastique non linéaire, et les modules peuvent être dérivés de la loi de Hertz (Biarez et al. 1993). Pour les petites déformations, les forces de contact intergranulaires d'origine capillaire ne provoquent aucun glissement des grains, et par conséquent, les variations de volume sont faibles et plus ou moins élastiques.

Application aux grandes déformations

Lors de grandes déformations, la représentation de l'état critique d'un milieu granulaire pulvérulent dans le plan de Mohr en contraintes totales fait apparaître l'existence d'une cohésion apparente d'origine capillaire. En général, le squelette solide est soumis à une contrainte intergranulaire (ou effective), qui est la somme de la contrainte totale et de la contrainte capillaire due à la succion :

$$\tilde{\sigma}' = \tilde{\sigma}^* + \sigma_{\text{cap}} \mathbf{I}$$

L'expression du critère de Mohr-Coulomb pour un matériau pulvérulent ($C'=0$) s'écrit alors

$$\tau' = (\sigma^* + \sigma_c) \operatorname{tg} \varphi' = \sigma^* \operatorname{tg} \varphi' + \sigma_c \operatorname{tg} \varphi'$$

La quantité $C_{\text{cap}} = \sigma_c \operatorname{tg} \varphi'$ est appelée « cohésion capillaire ». Elle dépend du degré de saturation et devient nulle lorsque $S_r = 0$ ou $S_r = 1$.

Pour un matériau avec une cohésion naturelle C_{nat} , la cohésion totale dans le cas où le matériau est non saturé s'écrit : $C_{\text{tot}} = C_{\text{nat}} + C_{\text{cap}}$.

IV-6.2. Interprétation des résultats en contrainte effective

Comme indiqué ci-dessus, le modèle microstructural nécessite la détermination d'un diamètre caractéristique des matériaux. L'une des méthodes pour sa détermination consiste à partir d'un triplé de valeurs expérimentales [succion ; teneur en eau ; densité] de calculer à l'aide du modèle le diamètre équivalent des particules vérifiant cet équilibre succion-teneur en eau-densité. Le Tableau IV.5 résume les valeurs des diamètres équivalents dans le cas des deux matériaux marne et silt préparés initialement dans des conditions de succion, de teneur en eau et de la densité différentes.

Matériaux	w (%)	s (kPa)	e	d _{équiv} déduit du modèle (µm)
Marne	19,5	537	0,802	0,326
	21,5	295	0,731	0,576
	23,5	174	0,765	0,85
	25,5	55	0,786	2,4
	27,5	56	0,767	2,2
	29,5	45	0,866	2,24
	31,5	42	0,924	2,06
	33,5	29	0,996	2,53
	23,4	583	0,776	0,25
	22	632	0,733	0,27
	19,7	4991	0,7	0,04
	16,6	10403	0,789	0,02
	15,9	8283	0,876	0,02
	13	11886	0,559	0,026
Silt	8	120	0,5	4,19
	10	170	0,517	2,46
	12	48	0,47	7,46
	14	59	0,46	5,56
	16	48	0,46	5,98
	18	15	0,518	16,8

Tableau IV.5 : Valeurs des diamètres équivalents dans le cas des deux matériaux marne et silt en fonction de la succion, teneur en eau et indice des vides.

a- Effet de la contrainte capillaire sur le module élastique à petites déformations

Dans le cas des essais de compactage aux énergies Proctor normal et Proctor normal ± 10 coups (Figures IV.15 et IV.17 A), nous avons expliqué que cette différence d'énergies de ± 10 coups n'était pas suffisante pour différencier de manière significative les courbes de compactage. Nous avons par conséquent choisi une densité moyenne correspondante à la densité optimum Proctor.

Les Figures IV.48 et IV.49 présentent les variations du module en fonction de la contrainte capillaire du silt et de la marne. On remarque globalement une grande dispersion des points expérimentaux ne permettant pas de déduire de façon nette une tendance. Une tentative d'une variation linéaire du module avec la contrainte capillaire semble mieux convenir dans le cas de la marne, et moins bien convenir dans le cas du silt. Cette tendance linéaire rejoint les observations faites par Caicedo et al. 2009 sur des sols non-standards constitués de mélanges de graviers et de sables de différentes qualités.

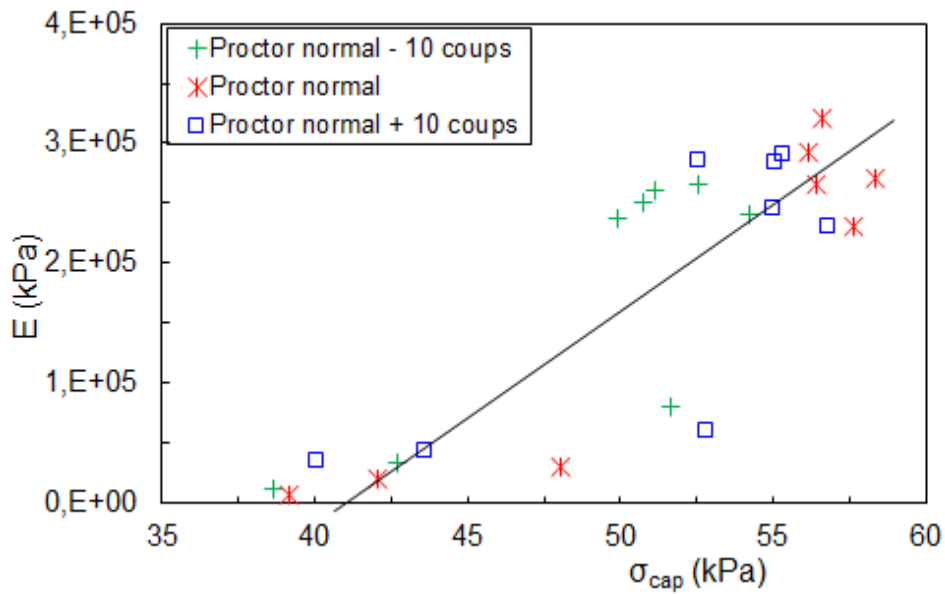


Figure IV.48 : Modules élastiques en fonction de la contrainte capillaire du silt.

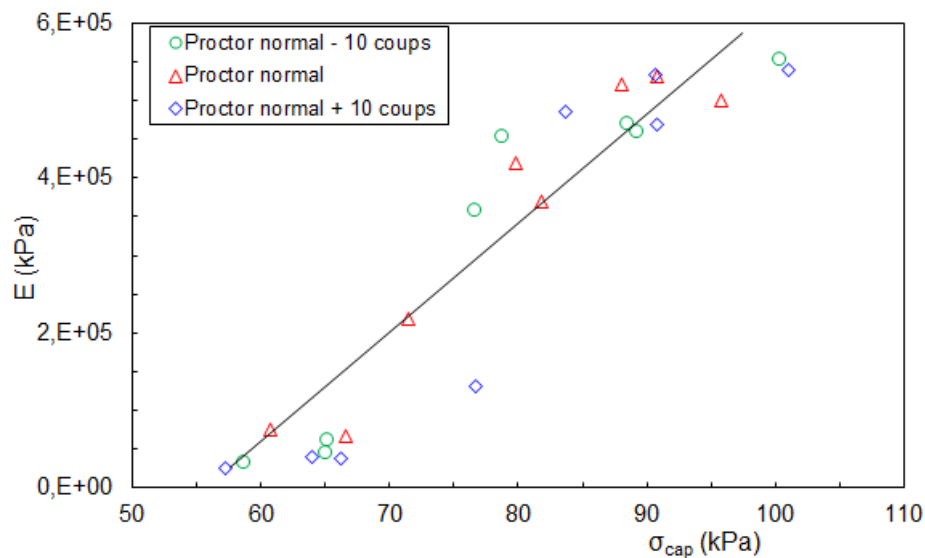


Figure IV.49 : Modules élastiques en fonction de la contrainte capillaire de la marne.

b- Effet de la contrainte capillaire sur l'IPI à grande déformation

Comme dans le cas du module, la variation de l'IPI en fonction de la contrainte capillaire peut être représentée par une loi quasi-linéaire. Les pentes approximatives sont respectivement de 2,34 pour le silt (Figure IV.50) et de 0,31 pour la marne (Figure IV.51).

Si on cherche à interpréter les résultats de l'essai IPI en contrainte effective au palier de chargement mécanique correspondant à la contrainte totale maximale σ_{vmax} , on peut définir la contrainte effective généralisée comme

$$\sigma' = \sigma_{vmax} + \sigma_{cap}$$

à conditions de supposer que la succion moyenne dans l'échantillon n'a pas été affectée par ce chargement mécanique. Dans ce cas, les Figures IV.52A et IV.53A présentent la variation de l'IPI en fonction de cette contrainte effective. On remarque qu'une loi linéaire décrit avec une bonne approximation cette variation pour les deux matériaux testés comme suit : pour le silt, $IPI = 63 \cdot 10^{-4} \sigma' - 0.44$ et pour la marne, $IPI = 79 \cdot 10^{-4} \sigma' + 0.25$ avec σ' en (kPa).

Dans le plan $[\log \sigma', \log IPI]$ (Figures IV.52B et IV.53B), on remarque une meilleure linéarité dans ce repère.

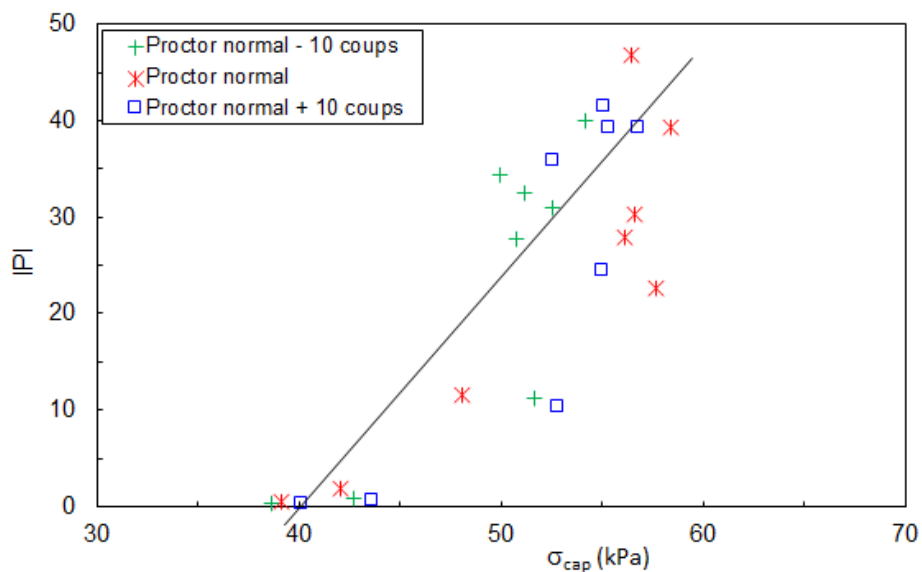


Figure IV.50 : Indice Portant Immédiat en fonction de la contrainte capillaire du silt.

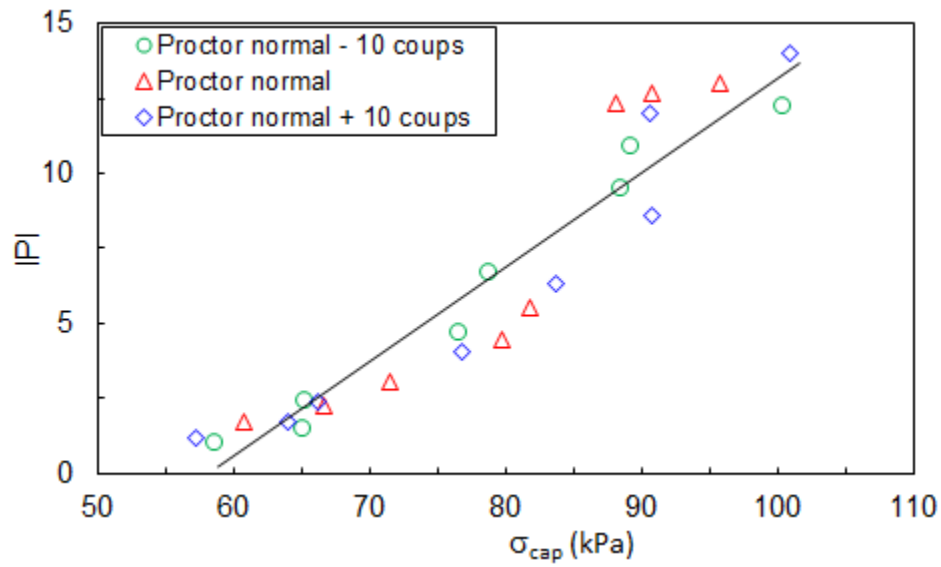


Figure IV.51 : Indice Portant Immédiat en fonction de la contrainte capillaire de la marne.

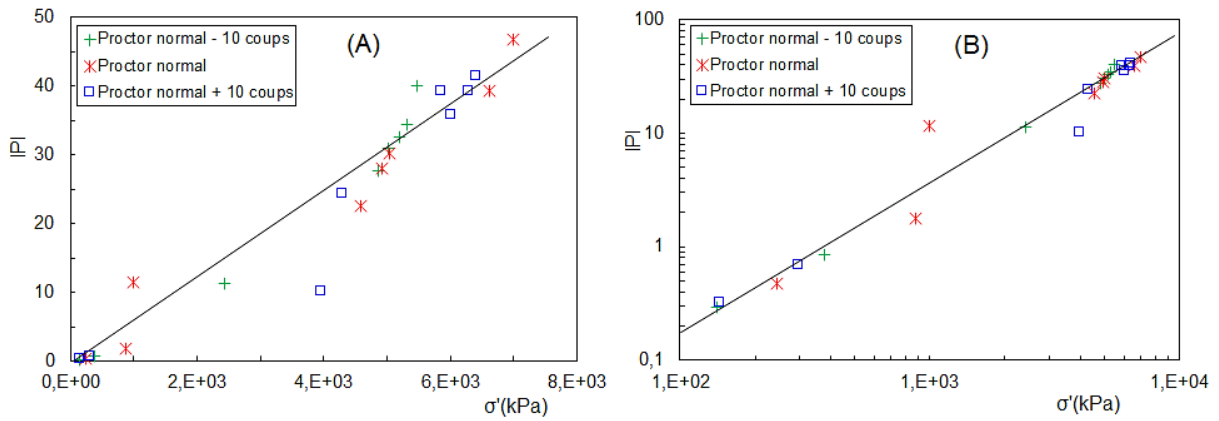


Figure IV.52 : Indice Portant Immédiat en fonction de la contrainte effective du silt.

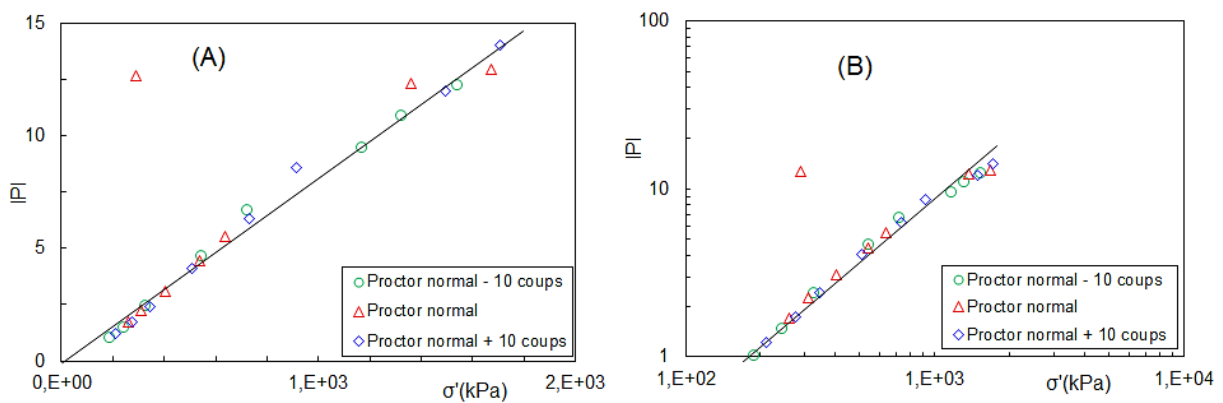


Figure IV.53 : Indice Portant Immédiat en fonction de la contrainte effective de la marne.

c- Effet de la contrainte capillaire sur la résistance à la compression simple

Si on trace la variation de la résistance à la compression simple en fonction de la contrainte capillaire déduite du modèle (Figure IV.54), on remarque en fonction des différents lots deux types de comportement :

- Dans le cas des lots 1 et 2 où le matériau remanié a été préparé à la teneur en eau cible, puis compacté, on remarque que la résistance à la compression simple n'est pas sensible à la variation de la contrainte capillaire (Figure IV.54 A et B).
- Dans le cas des lots 3 à 5 (Figure IV.54 C, D et E), la sensibilité de la résistance R_c à la variation de la contrainte capillaire est plus perceptible. Une tendance linéaire semble appropriée malgré la dispersion des points expérimentaux.

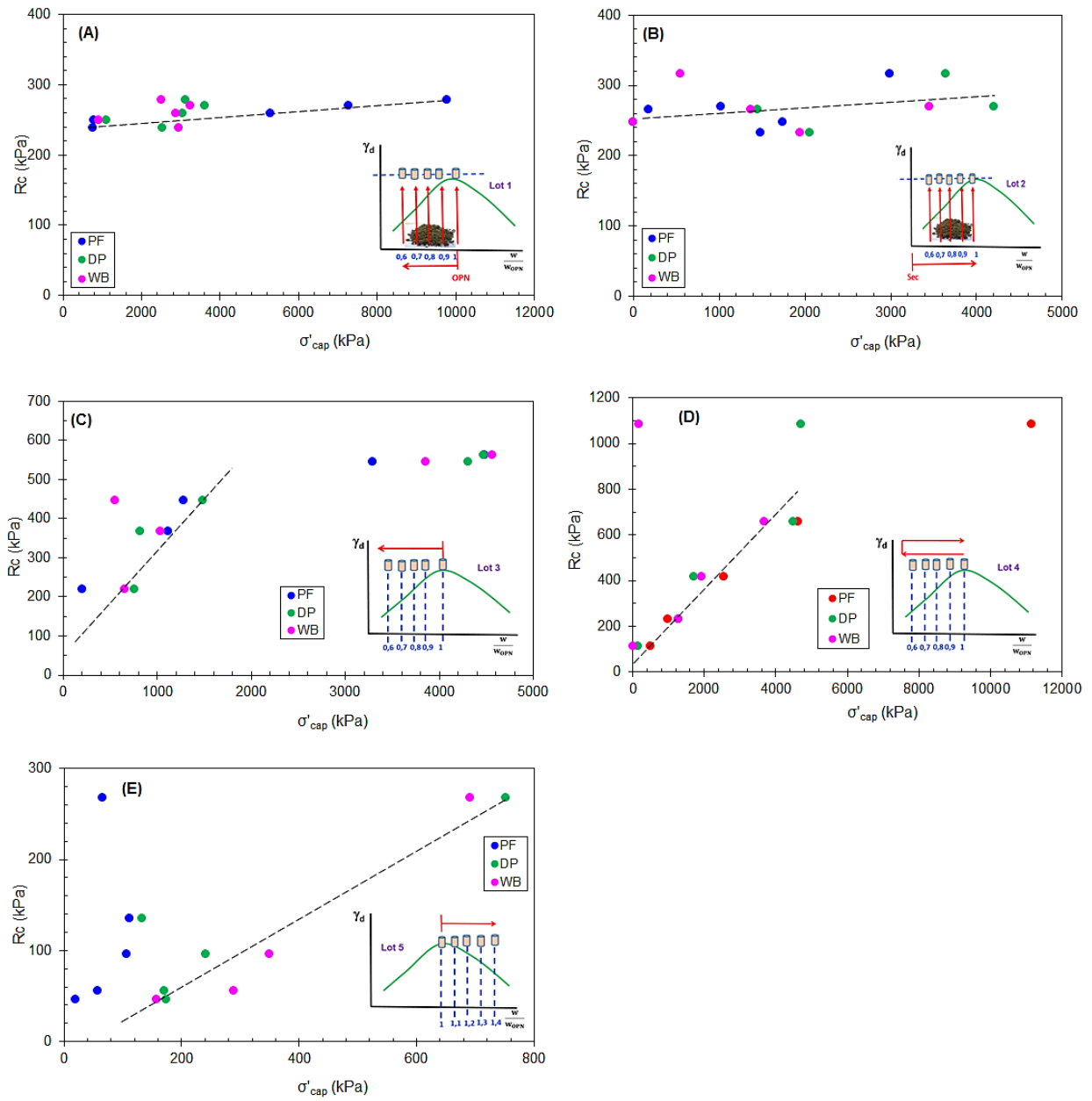


Figure IV.54 : Résistance à la compression simple en fonction de la contrainte capillaire déduite du modèle.

IV-7. Conclusion

L'analyse des relations entre les paramètres hydriques (succion, teneur en eau et perméabilité à l'air et à l'eau) et les paramètres mécaniques (modules élastiques, IPI) montre que la différence d'énergies ± 10 coups par rapport à l'OPN n'est pas suffisante pour classer les courbes en fonction de l'énergie de compactage dans le cas de ces matériaux fins non conventionnels, contrairement à une différence de ± 28 coups. Les résultats montrent qu'à gauche de l'optimum, le module élastique E , l'IPI et la perméabilité à l'air K -air varient peu jusqu'au niveau de l'optimum Proctor pour chuter ensuite brutalement vers des valeurs très faibles.

Les courbes d'iso-valeurs de succion dans le plan $[w ; \rho_d]$ sont quasi-verticales à gauche de l'optimum et tendent à suivre les lignes d'iso-valeurs du degré de saturation à droite de l'optimum. Ces observations sont cohérentes avec les résultats de la littérature.

Pour l'effet du mode de fabrication, les propriétés des sols compactés à une densité et une teneur en eau données dépendent du mode de fabrication et du chemin suivi :

- Du côté sec de l'optimum, la variation de la teneur en eau et donc de la succion, influent peu sur la résistance à la compression dans le cas où le matériau est humidifié à la teneur en eau cible puis compacté.
- La résistance à la compression croît avec la succion dans le cas des éprouvettes drainées et/ou humidifiées à partir d'un état compacté à l'OPN.
- Une hystérésis est observée dans le plan $[w ; R_c]$ entre les chemins de drainage et d'humidification des matériaux compactés à l'OPN, puis séchés ou humidifiés.
- L'effet de la teneur en eau reste négligeable sur les modules élastiques pour un mode de fabrication donné.

Ces résultats mettent en évidence le rôle important de la microstructure résultante du mode de fabrication. Il est souhaitable par conséquent de compacter in-situ toujours au plus près de l'optimum, puis laisser le matériau se drainer.

Chapitre V. Comportement des sols compactés sur des chemins œdométrique et triaxial saturés

Ce chapitre traite du comportement mécanique de la marne et du silt compactés sur des chemins de compressibilité œdométrique et des chemins triaxiaux saturés. Afin d'avoir des comportements de référence, deux états initiaux ont été définis :

- Un état normalement consolidé (NC) saturé préparé dans un consolidomètre à une contrainte verticale de 100 kPa. Les essais mécaniques réalisés à partir de cet état servent de référence.
- Un état compacté à l'OPN dans un moule Proctor selon la norme NF P 94-093.

V-1. Chemins œdométriques

V-1.1. Marne consolidée saturée

Les chemins de chargement et de déchargement sont résumés sur la Figure V.1.

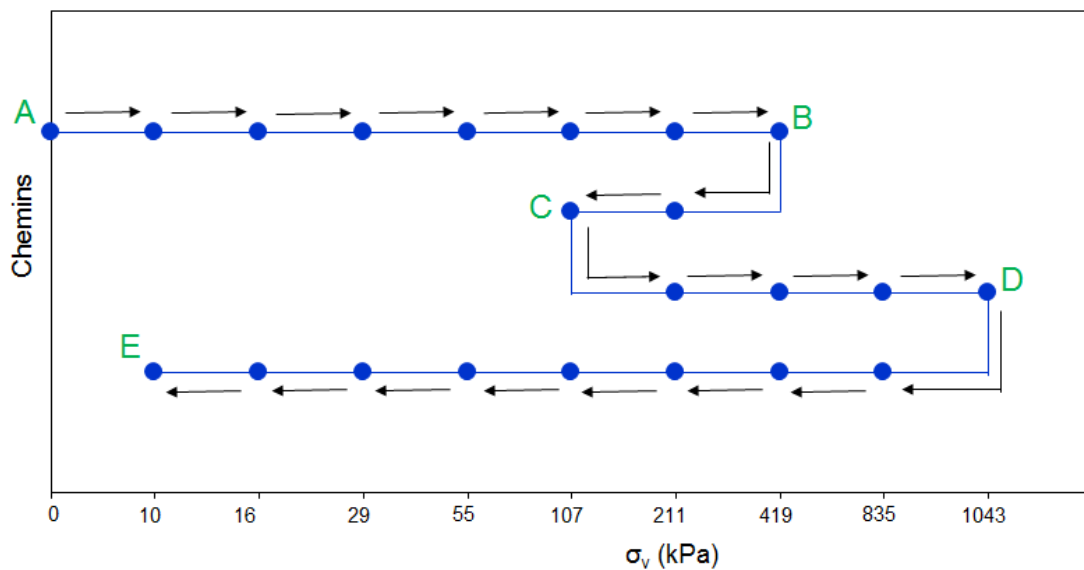


Figure V.1 : Chemins de chargement et de déchargement.

La Figure V.2 présente les courbes de consolidation, autrement dit les variations de la hauteur de l'éprouvette en fonction du temps pour l'ensemble des paliers de chargement (chemins AB et CD) et de déchargement (chemin BC).

La Figure V.3 présente les courbes de consolidation sur le chemin de déchargement DE.

A titre indicatif, nous présentons sur la Figure V.4 un exemple d'interprétation selon la méthode de Casagrande d'une courbe de consolidation (correspondant à $\sigma_v = 9,8$ kPa). On remarque

que le temps de fin de consolidation primaire t_{100} est de l'ordre de 200 min. Ce temps est quasiment le même pour la plupart des paliers de chargement. Par ailleurs, la valeur du coefficient de consolidation c_v est de l'ordre de $3,3 \cdot 10^{-8}$ m²/s. La Figure V.5 présente la décroissance du coefficient de consolidation avec la contrainte verticale.

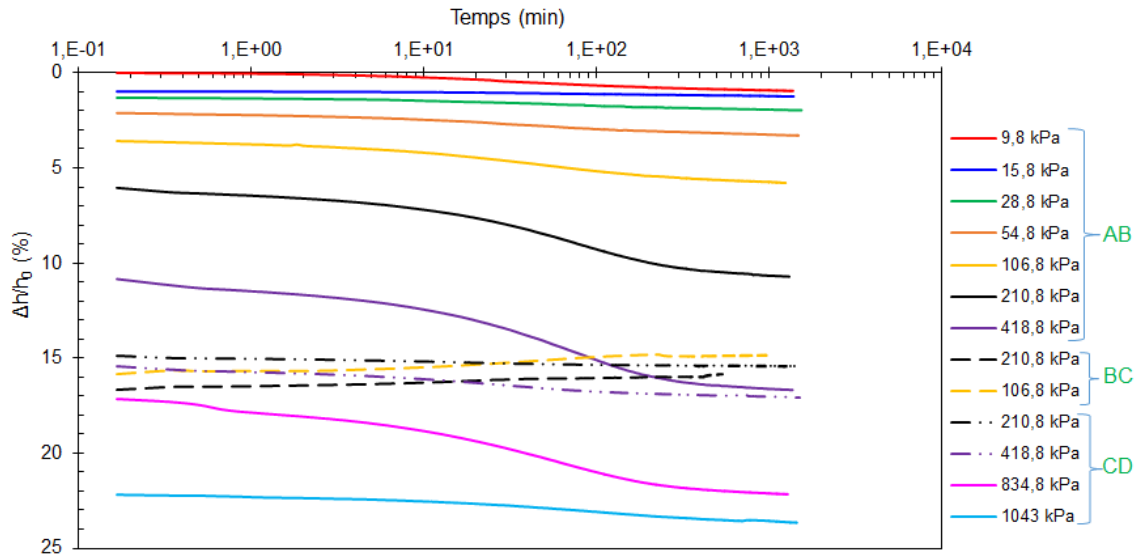


Figure V.2 : Courbes de consolidation pour l'ensemble des paliers de chargements (chemins AB et CD) et de déchargements (chemin BC).

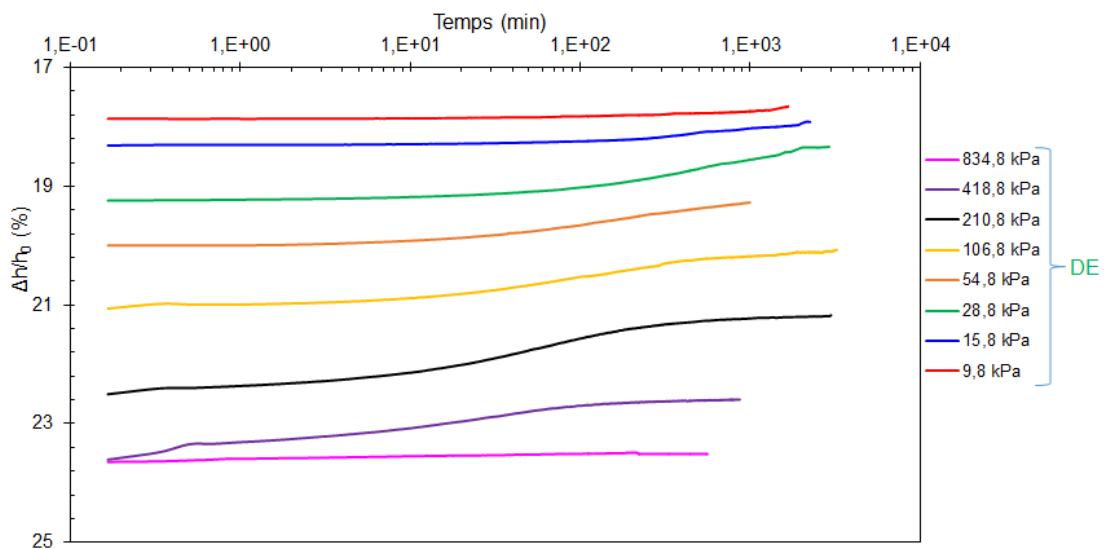


Figure V.3 : Courbes de consolidation sur le chemin de déchargement DE.

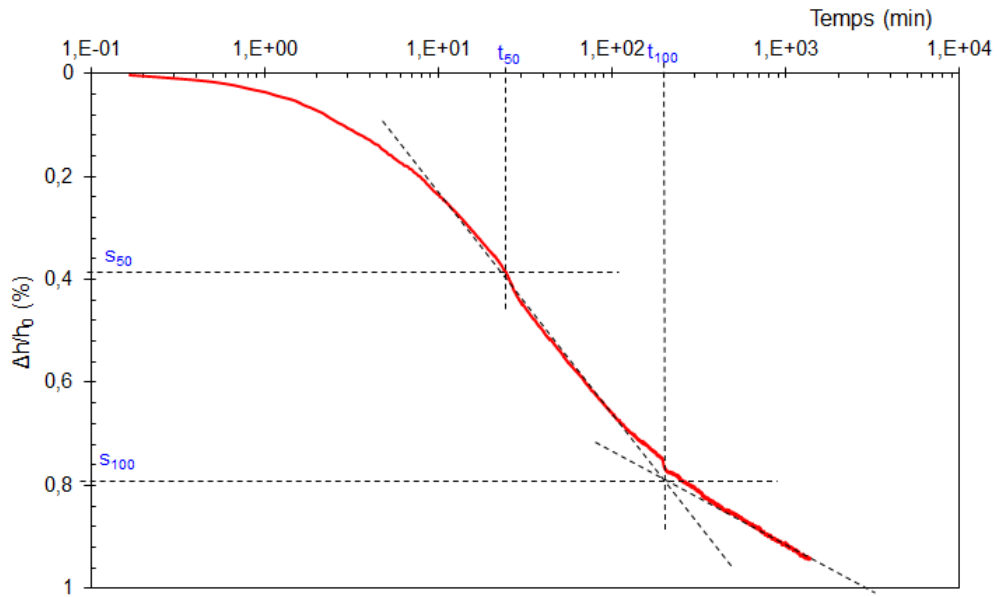


Figure V.4 : Interprétation selon la méthode de Casagrande de la courbe de consolidation correspondant à $\sigma_v = 9,8$ kPa.

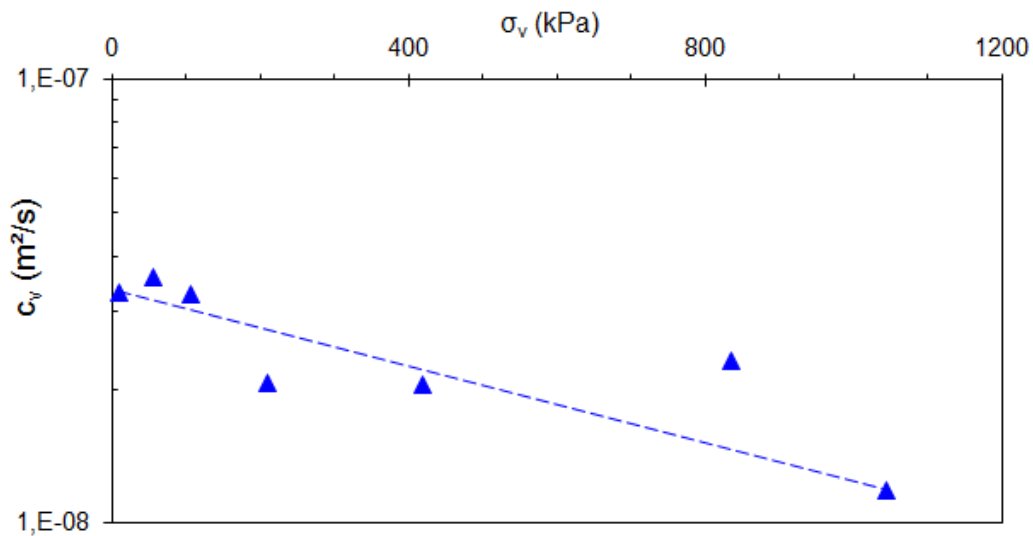


Figure V.5 : Coefficient de consolidation en fonction de la contrainte verticale.

La Figure V.6 présente le chemin œdométrique dans le plan $[\log \sigma_v ; e]$. Deux essais ont été réalisés à partir du même état initial pour tester la reproductibilité. On remarque une légère différence entre les deux chemins lorsque la contrainte devient supérieure à 100 kPa. Cependant, les deux essais semblent tendre vers la droite normalement consolidée déduite des corrélations de Biarez et Favre 1975 qui présente une pente C_c égale à 0,61.

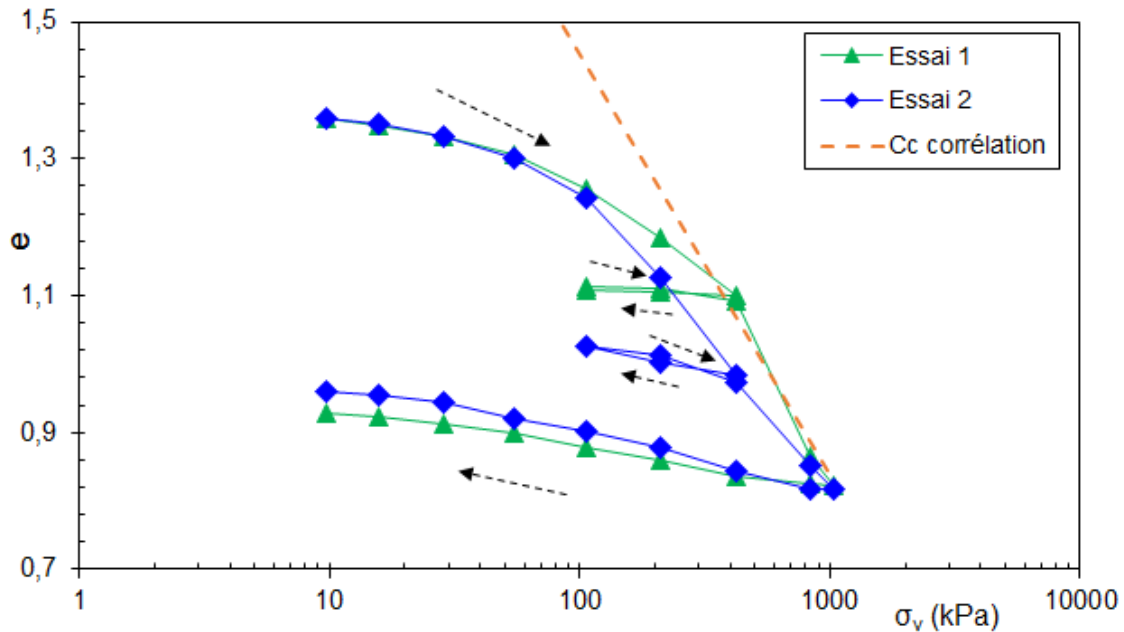


Figure V.6 : Chemins œdométriques de la marne consolidée.

V-1.2. Marne compactée saturée

Deux protocoles d'essais ont été testés dans le cas de la marne compactée :

- Le premier protocole consiste à compacter le matériau à l'OPN, puis découper une galette au diamètre de l'anneau œdométrique. L'échantillon est ensuite saturé pendant 24 heures sous une contrainte verticale de 3 kPa (poids du piston). L'échantillon est soumis ensuite à un chargement œdométrique par palier selon le chemin présenté sur la Figure V.7.
- Le second protocole consiste à compacter le matériau à l'OPN, puis découper une galette au diamètre de l'anneau œdométrique. Préalablement à la saturation, l'échantillon est soumis à une contrainte verticale totale de 55 kPa pour minimiser le gonflement du matériau lors de la phase de saturation qui s'ensuit. Après saturation, l'échantillon est soumis ensuite à un chargement œdométrique par palier selon le chemin présenté sur la Figure V.8.

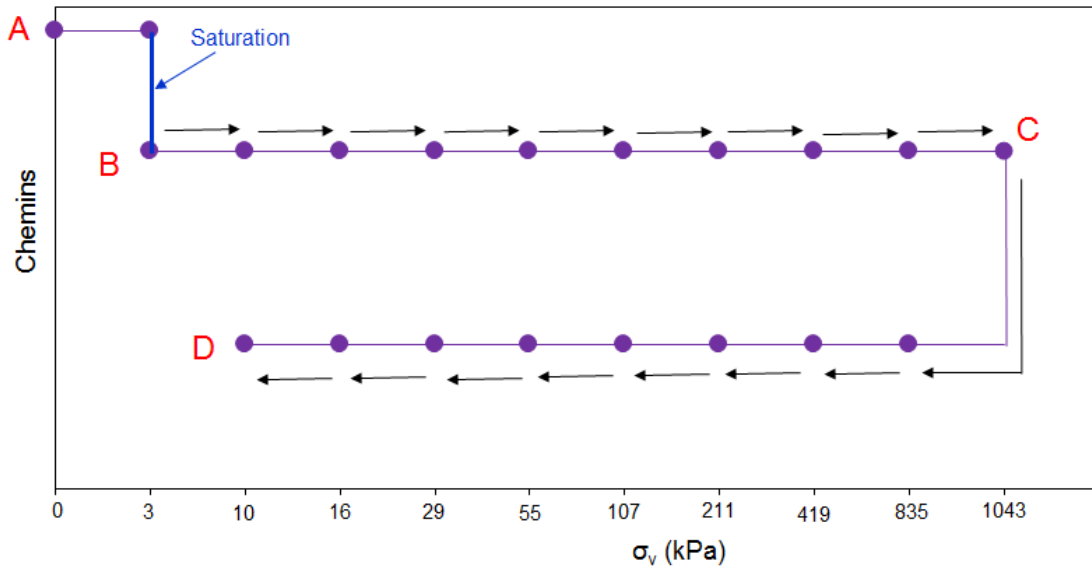


Figure V.7 : Chemins de chargement et de déchargement de l'essai 1 de la marne compactée.

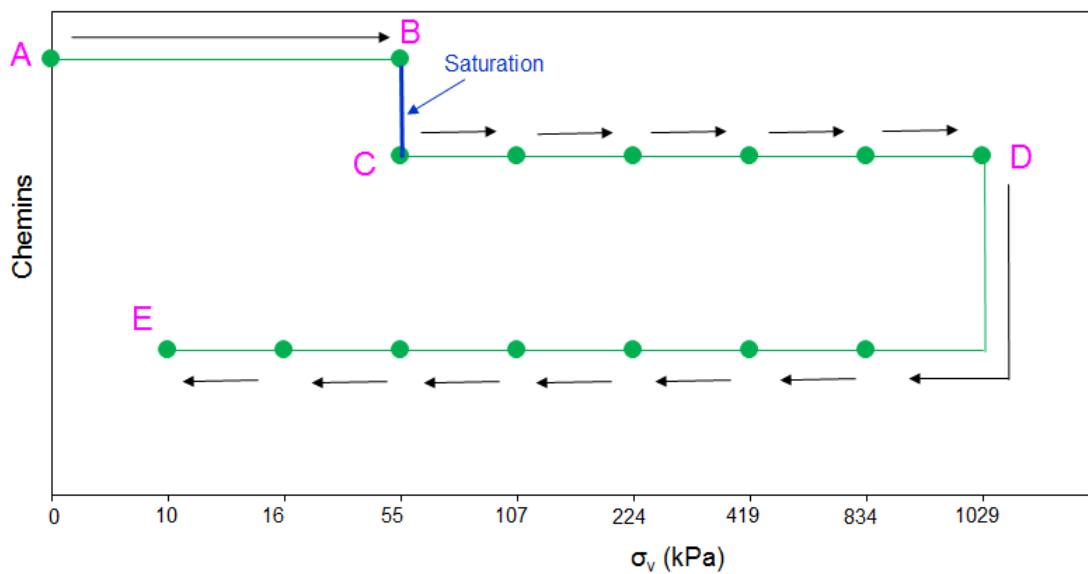


Figure V.8 : Chemins de chargement et de déchargement de l'essai 2 de la marne compactée.

A titre indicatif, la décroissance du coefficient de consolidation avec la contrainte verticale pour les paliers de chargement des chemins BC (essai 1) et CD (essai 2) est présentée sur la Figure V.9 dans un plan semi-logarithmique [σ_v ; $\log c_v$]. On remarque aux incertitudes de mesure près, une décroissance linéaire du coefficient de consolidation avec la contrainte dans ce plan.

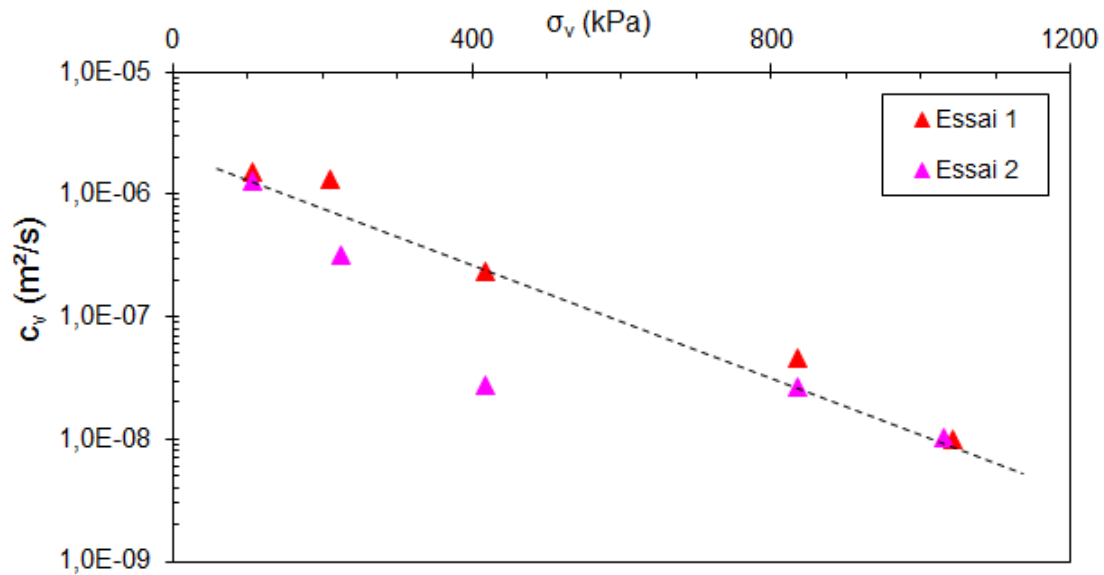


Figure V.9 : Coefficient de consolidation en fonction de la contrainte verticale de la marne compactée.

La Figure V.10 présente les chemins œdométriques dans le plan $[\log \sigma_v ; e]$ de ces essais 1 et 2 sur le matériau compacté. Sur ce même graphique sont superposés les chemins de la marne consolidée saturée et la droite de corrélation de Biarez et Favre 1975. On remarque dans le cas de l'essai 1 (saturation sous une contrainte mécanique de 3 kPa) que, lors de la saturation, l'échantillon gonfle et son indice des vides passe de 0,87 à 1,07. Le chargement mécanique qui s'ensuit met en évidence un comportement de type surconsolidé dont le chemin tend à couper la droite normalement consolidée pour une contrainte mécanique de l'ordre de 1500 kPa. Dans le cas de l'essai 2 (saturation sous une contrainte mécanique de 55 kPa), on remarque que la saturation ne provoque quasiment pas de gonflement. Le chemin de chargement mécanique qui s'ensuit tend à couper la droite normalement consolidée pour une contrainte mécanique beaucoup plus élevée (de l'ordre de 2,5 MPa). La comparaison des deux chemins met en évidence l'effet de la contrainte mécanique initiale sur l'évolution des chemins d'humidification en termes de variation de volume. En effet, l'humidification sous des contraintes mécaniques très faibles ou quasi-nulles peut provoquer un gonflement plastique pouvant endommager le matériau (fissuration, ...). En revanche, l'humidification sous une contrainte mécanique non négligeable minimise l'ampleur du gonflement qui reste de type élastique.

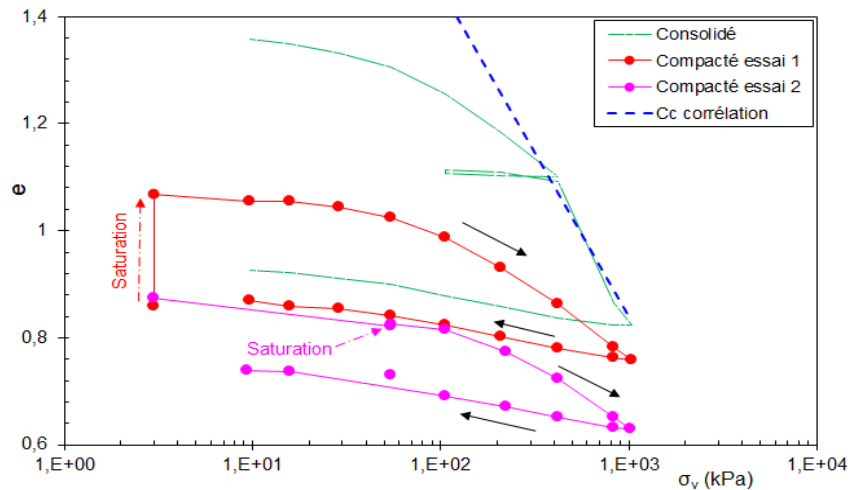


Figure V.10 : Chemins œdométriques de la marne compactée.

V-1.3. Silt consolidé saturé et compacté saturé

Les tendances des chemins de chargement et de déchargement du silt consolidé saturé sont identiques à ceux de la marne consolidée saturée (Figure V.1). Dans le cas du silt compacté saturé, les chemins suivis sont ceux de l'essai 1 de la marne compactée (Figure V.7) La Figure V.11 présente les chemins œdométriques du silt consolidé saturé et compacté saturé dans le plan $[\log \sigma_v ; e]$. On remarque que dans le cas du matériau consolidé, le chemin NC présente une pente légèrement inférieure à celle donnée par la corrélation de Biarez et Favre 1975. Ceci est généralement observé dans le cas des matériaux silteux présentant une faible valeur de limite de liquidité. Dans le cas de l'échantillon compacté, celui-ci a subi une saturation sous une contrainte mécanique très faible (3 kPa) suivie d'un chargement mécanique mettant en évidence une contrainte de pré-consolidation très élevée (4 à 5 MPa).

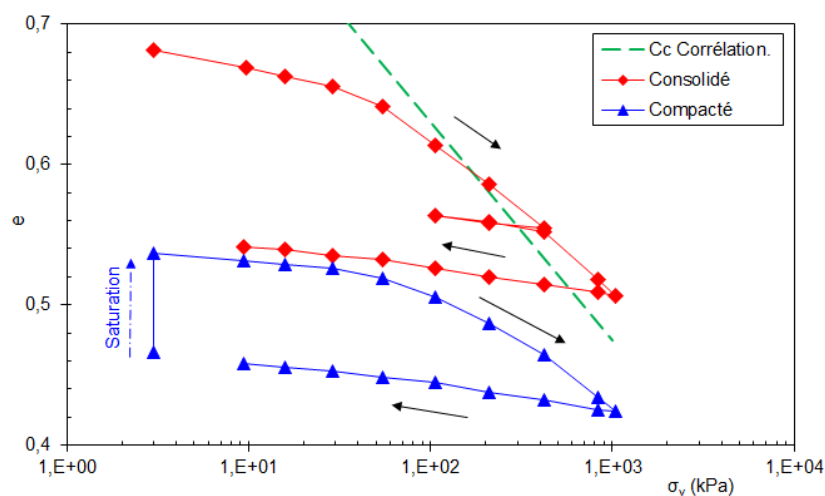


Figure V.11 : Chemins œdométriques du silt consolidé et compacté.

V-2. Chemins triaxiaux saturés

Des essais triaxiaux ont été réalisés sur les deux matériaux (marne et silt) à partir de deux états initiaux différents :

- Consolidés saturés dans un consolidomètre à une contrainte verticale de 100 kPa.
- Compactés à l'OPN, puis saturés dans la cellule triaxiale.

Nous nous contentons de présenter ci-dessous quelques résultats types concernant la marne et le silt pour ne pas surcharger le manuscrit. Le reste des résultats est présenté en annexe 1.

V-2.1. Phase de pré-saturation

A titre indicatif, la Figure V.12 présente la variation du volume d'eau injecté à la base de l'échantillon en fonction du temps. On remarque que le débit injecté reste quasi-constant ; la perméabilité déduite de cette courbe est de l'ordre de 3.10^{-11} m/s. Les autres valeurs de perméabilité mesurées durant cette phase sont résumées dans le Tableau V.1 pour la marne et le silt consolidés et compactés.

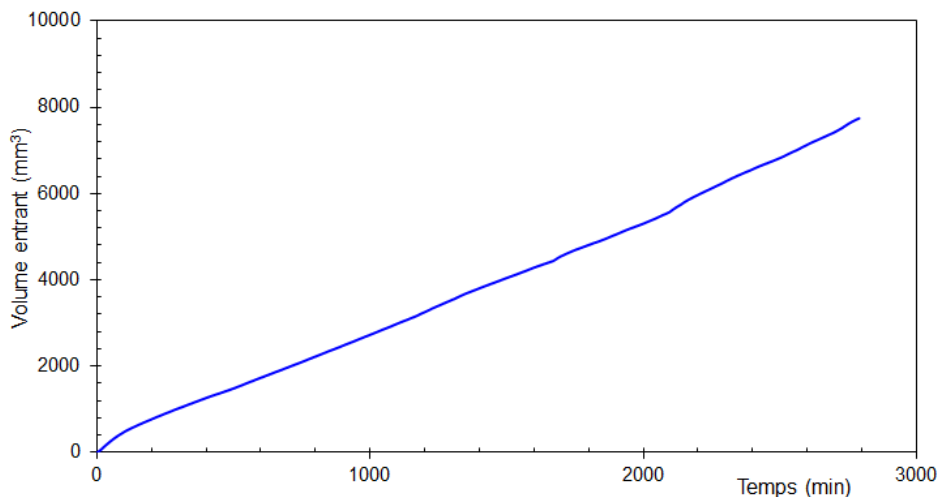


Figure V.12 : Courbe de pré-saturation de la marne consolidée.

Echantillons	Perméabilité (m/s)			
	Silt consolidé	Silt compacté	Marne consolidée	Marne compactée
1	10^{-11}	7.10^{-11}	8.10^{-11}	8.10^{-11}
2	6.10^{-11}	$2,5.10^{-10}$	10^{-10}	2.10^{-11}
3	6.10^{-10}	3.10^{-11}	3.10^{-11}	9.10^{-11}

Tableau V.1 : Perméabilité mesurées durant la phase de pré-saturation des deux matériaux (silt et marne).

V-2.2. Mesure du coefficient de Skempton B

Les figures V.13 et V.14 présentent respectivement la rampe de saturation et la variation de la pression interstitielle Δu sous l'effet de l'incrément de la contrainte totale isotrope $\Delta\sigma_3$ appliqué à la fin de la rampe de saturation dans des conditions non drainées.

Le rapport $B = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_3}$ représente le coefficient de Skempton qui permet d'apprécier le niveau de saturation en tendant vers une valeur égale à l'unité.

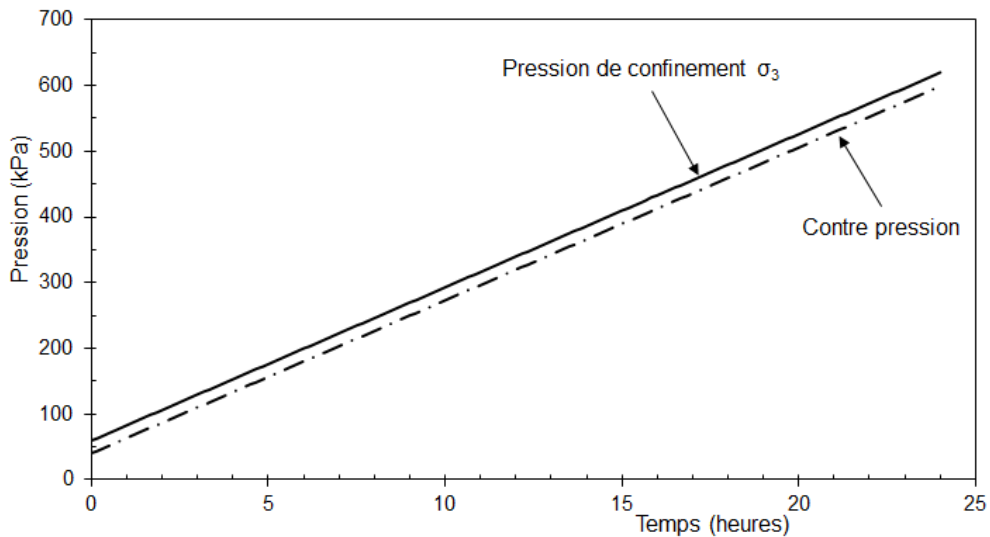


Figure V.13 : Rampe de saturation du silt consolidé.

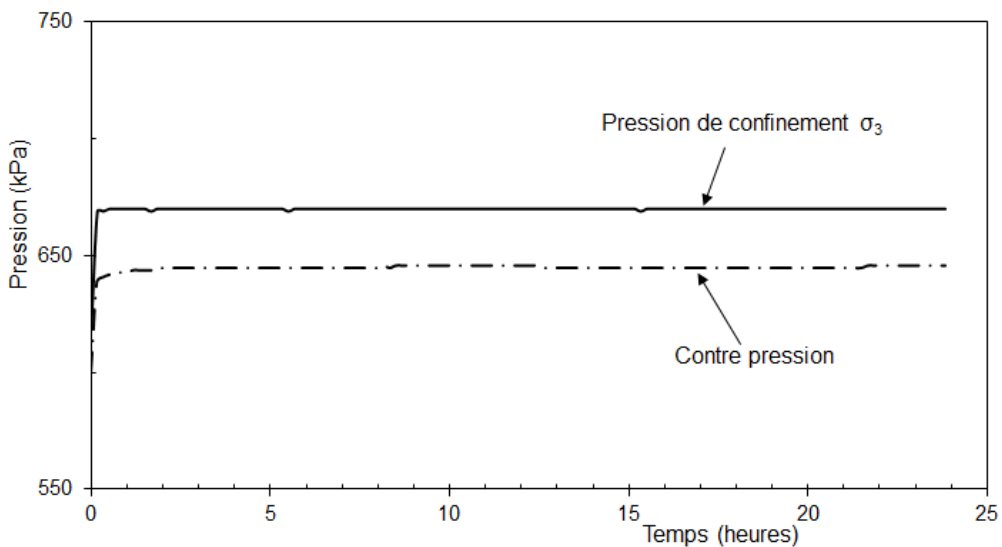


Figure V.14 : Variation de la pression interstitielle Δu sous l'effet de l'incrément de la contrainte totale isotrope $\Delta\sigma_3$ du silt consolidé.

V-2.3. Phase de consolidation isotrope

A titre d'exemple, la Figure V.15 présente, dans le cas du silt consolidé, les variations de la pression de confinement, de la pression interstitielle et du volume de l'échantillon en fonction du temps pour une contrainte de confinement effective $\sigma'_3 = 300$ kPa. Nous remarquons que la variation de volume de l'échantillon se stabilise au bout de 6 heures environ pour chaque palier.

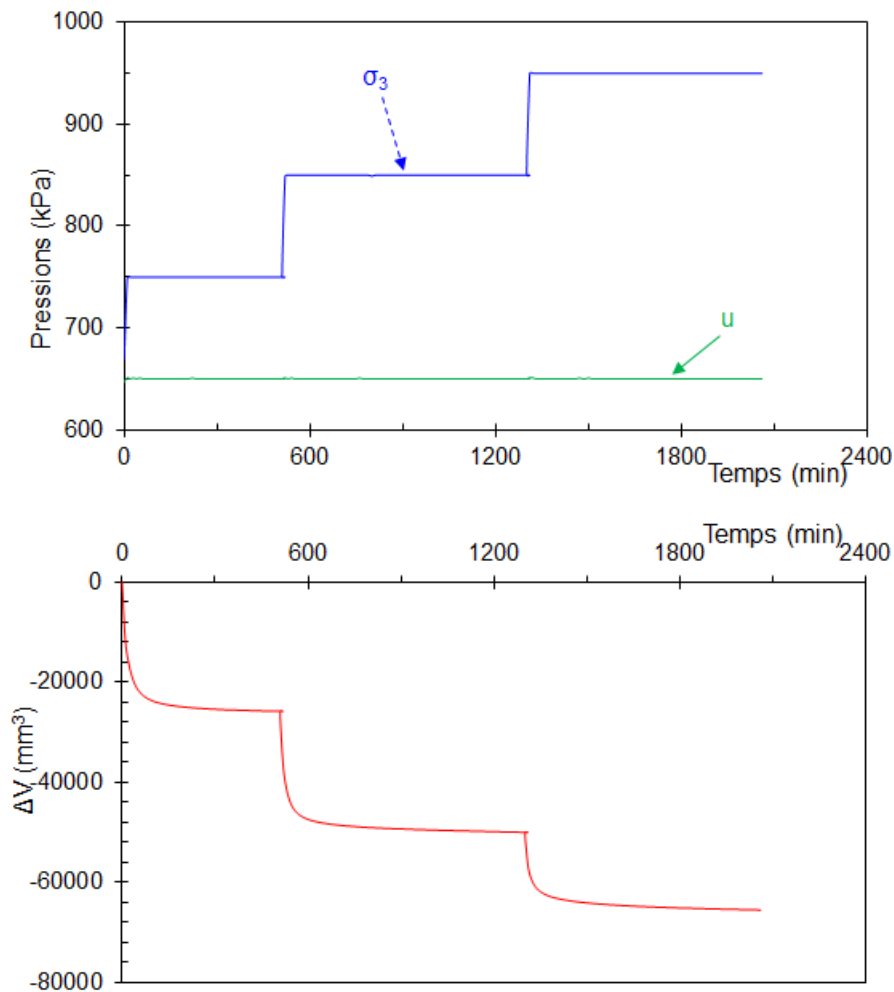


Figure V.15 : Variation des pressions de confinement et interstitielle, et du volume de l'échantillon en fonction du temps lors d'une consolidation à $\sigma'_3 = 100, 200$ et 300 kPa du silt consolidé.

A l'issue de la consolidation isotrope, le coefficient de perméabilité saturée a été mesuré en régime permanent. La Figure V.16 présente les courbes de débit entrant et sortant de l'éprouvette. Le coefficient de perméabilité est calculé dans la partie où le débit devient constant. Les valeurs sont rassemblées dans le Tableau V.2 pour l'ensemble des essais réalisés sur la marne et sur le silt.

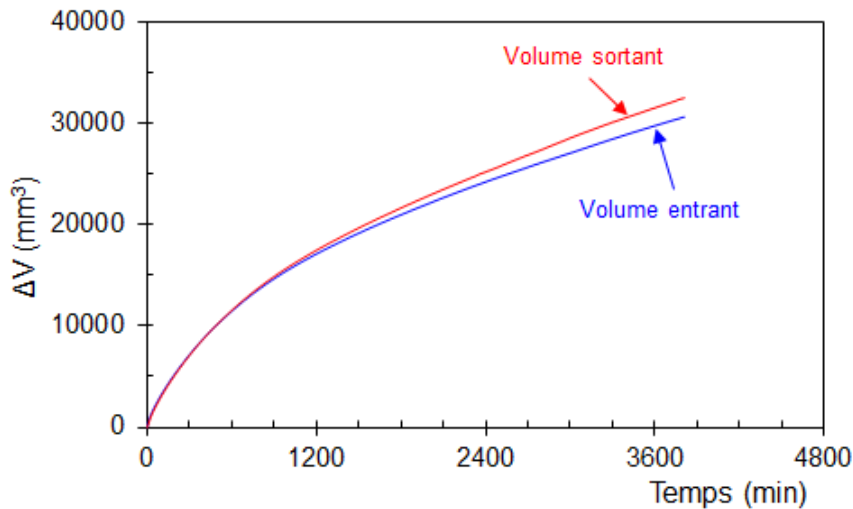


Figure V.16 : Courbe de débit entrant et sortant Dans le cas du silt consolidé.

Echantillons	Perméabilité (m/s)			
	Silt consolidé	Silt compacté	Marne consolidée	Marne compactée
1	$3 \cdot 10^{-11}$	10^{-11}	10^{-11}	10^{-11}
2	$4 \cdot 10^{-11}$	$2 \cdot 10^{-11}$	$5 \cdot 10^{-12}$	$4 \cdot 10^{-12}$
3	$8 \cdot 10^{-11}$	10^{-11}	$3 \cdot 10^{-12}$	10^{-12}

Tableau V.2 : Coefficients de perméabilité saturée mesurés après la phase de consolidation isotrope des deux matériaux (silt et marne).

V-2.4. Chemins déviatoire

Marne consolidée saturée

Trois essais ont été effectués pour les valeurs de contrainte de confinement effective égales à 100, 200 et 300 kPa. Le chargement déviatoire a été réalisé en conditions non drainées (CU). Les résultats sont présentés sur la Figure V.17. Dans le plan $[\epsilon_1 ; q]$, les courbes présentent une augmentation progressive du déviateur de contraintes jusqu'à atteindre le palier de plasticité parfaite. On remarque que le module de déformation au voisinage de l'origine augmente avec la contrainte de confinement. Dans le plan $[\epsilon_1 ; u]$, les pressions interstitielles augmentent pour atteindre un niveau de palier dépendant de la contrainte de confinement. Ceci se traduit dans le plan $[p' ; q]$ par des pressions moyennes effectives p' décroissantes avec le déviateur. La droite enveloppe des résistances maximales passe par l'origine et présente une pente $M= 0,88$ correspondant à un angle de frottement $\phi= 22,7^\circ$ et une cohésion nulle. Ceci est typique des sols argileux NC. Cette valeur d'angle de frottement est cohérente avec celle déduite des corrélations de Biarez $\phi_{pp} (w_L=80) = 23^\circ$ Dans le plan $[\log p', e]$, on remarque que les points de départ des chemins de chargement déviatoire sont alignés sur une droite (chemin isotrope) parallèle à la droite d'état critique reliant les points

d'arrivée. On remarque que ces droites sont parallèles à celles déduites des corrélations de Biarez et Favre 1975.

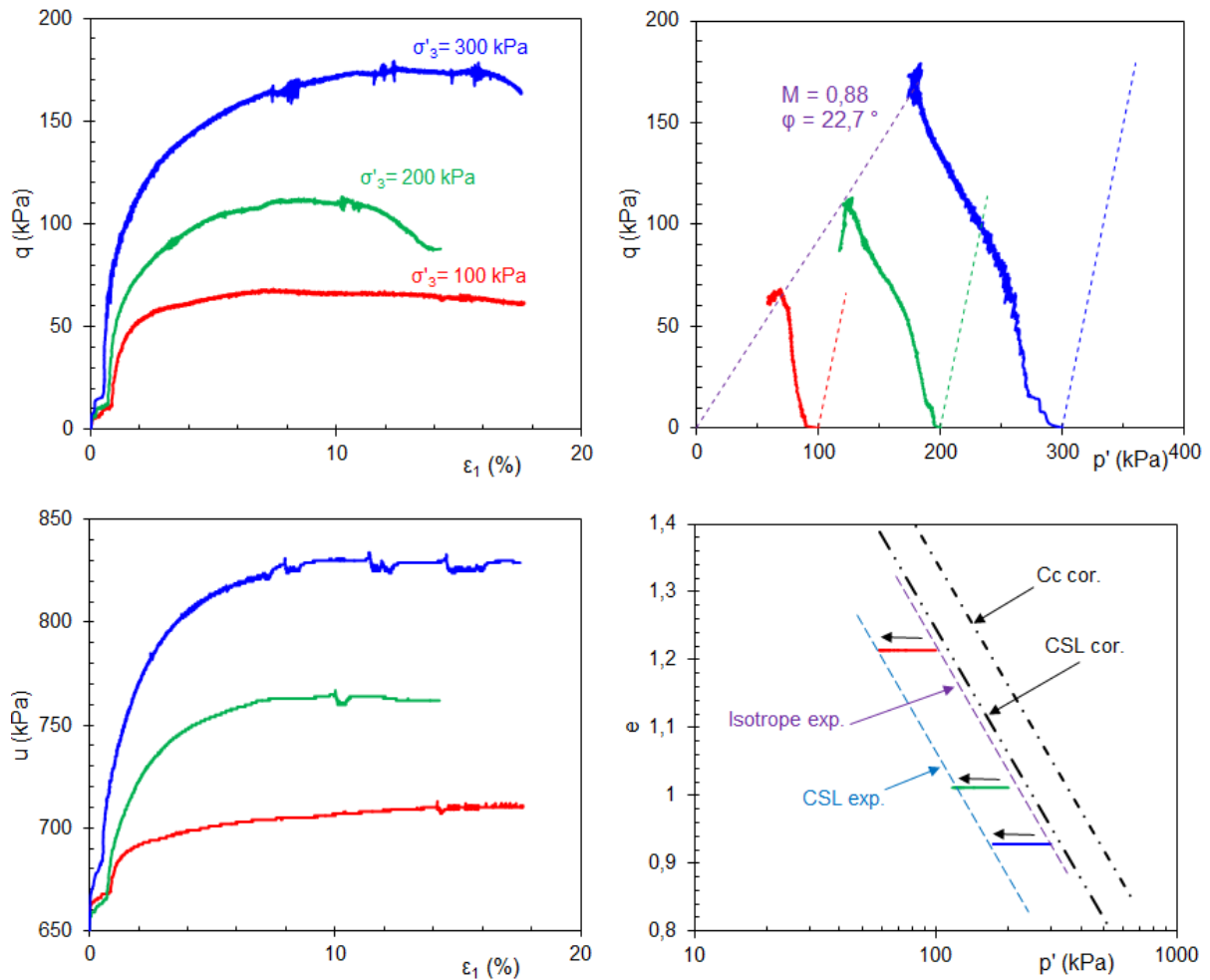


Figure V.17 : Marne consolidée saturée.

Marne compactée saturée

Dans le cas de la marne compactée puis saturée, les essais ont été effectués avec trois valeurs de contrainte de confinement effective : 100, 200 et 500 kPa. Le chargement déviatoire a été réalisé en conditions drainées à une vitesse égale à 10 $\mu\text{m}/\text{min}$. Les résultats sont présentés sur la Figure V.18. Dans le plan $[\varepsilon_1 ; q]$, l'ensemble des courbes présente une augmentation du déviateur de contraintes aboutissant à un pic, à partir duquel se produit une chute jusqu'à une résistance résiduelle se manifestant par un radoucissement de la courbe vers un palier. Si on analyse la variation de volume dans le plan $[\varepsilon_1 , \varepsilon_v]$, on remarque que le matériau présente un comportement contractant sauf pour la contrainte de confinement de 100 kPa où le matériau présente une amorce de dilatance à partir d'une déformation axiale de

l'ordre de 10%. Ceci caractérise la chute de la contrainte de pré-consolidation initiale du matériau compacté, liée à sa saturation. Dans ce cas, l'interprétation de ces essais dans le plan $[p' ; q]$ permet de mettre en évidence une droite enveloppe (M_{NC}) partant de l'origine et qui passe par la résistance maximale de l'essai réalisé avec une contrainte de confinement de 500 kPa (considéré comme un essai NC). En revanche pour les faibles valeurs de p' , un second critère enveloppe des résistances maximales (M_{OC}) des essais à faibles contraintes de confinement caractérise le comportement surconsolidé. On remarque que la valeur de la pente du critère supposé normalement consolidé (M_{NC}) est de l'ordre de 0,7. Cette valeur est plus faible que celle donnée par les essais réalisés sur le même matériau consolidé ($M_{NC} = 0,88$) présentés plus haut. Cet écart pourrait être expliqué par une vitesse de cisaillement trop élevée dans le cas des essais drainés. En effet, si les surpressions interstitielles ne se dissipent pas complètement au cœur de l'échantillon, ceci signifie que la contrainte moyenne effective est beaucoup plus faible que celle donnée par le chemin de chargement drainé de pente 3 pour 1. Comme le déviateur maximum $q = q'$, ceci signifie que le critère enveloppe des résistances maximales passant par l'origine aura une pente M_{NC} de valeur plus élevée que 0,7 (Figure V.19).

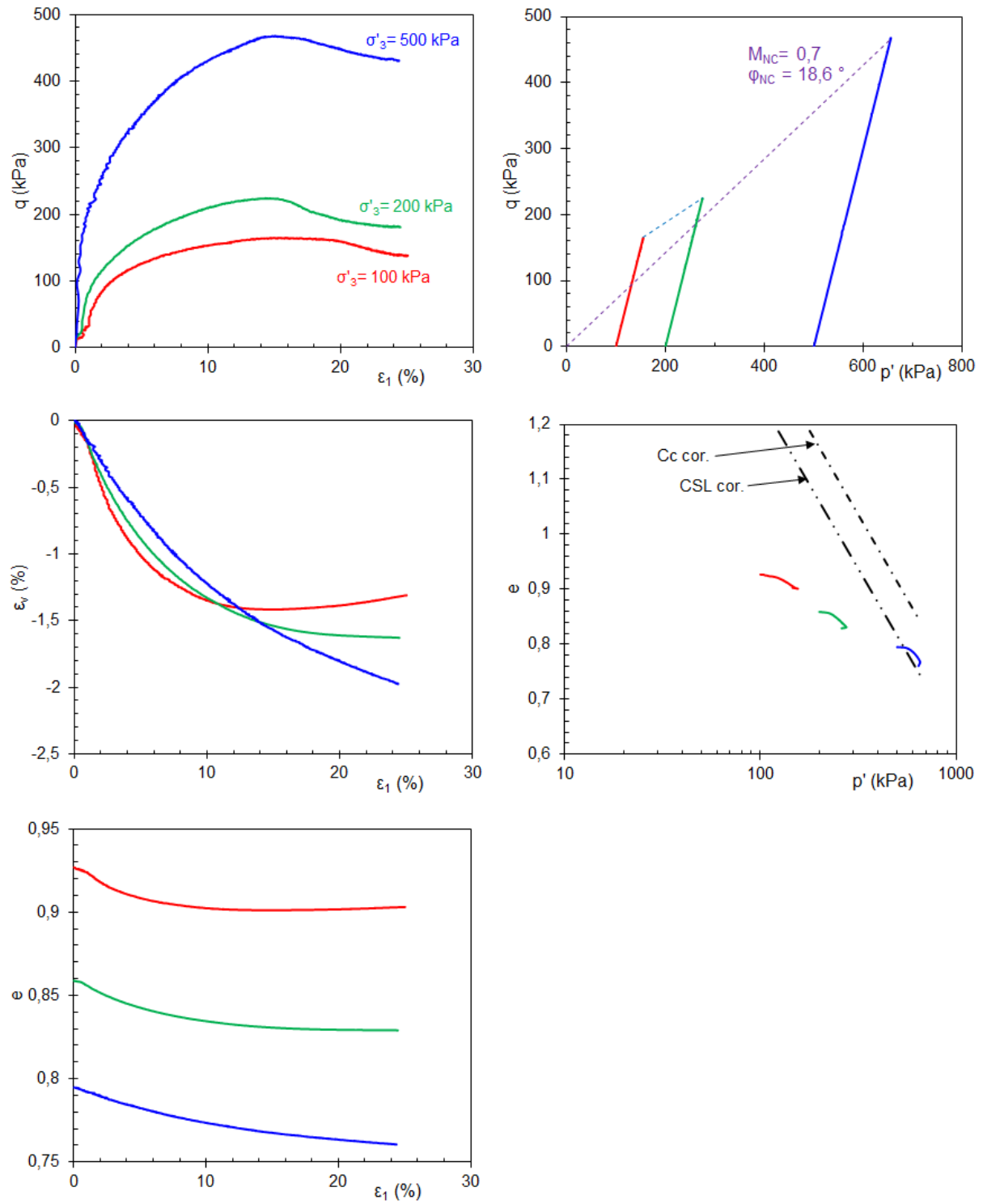


Figure V.18 : Marne compactée, puis saturée dans la cellule triaxiale.

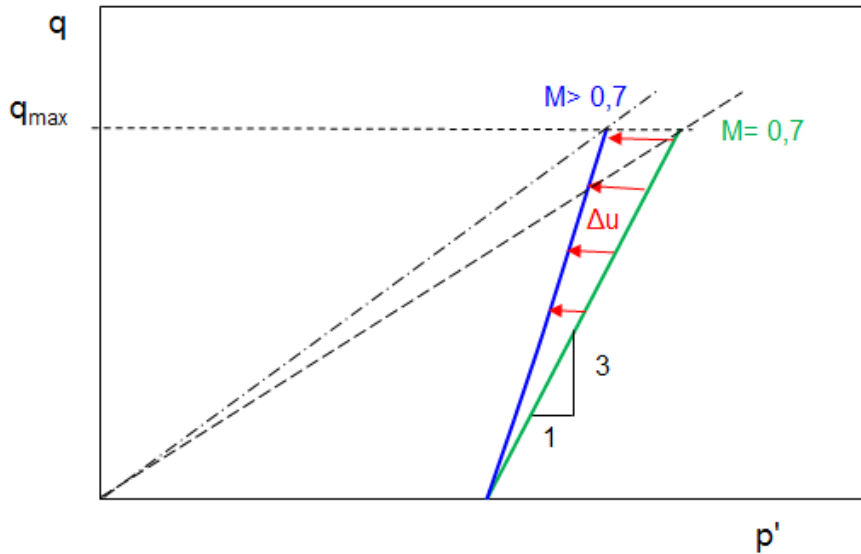


Figure V.19 : Schéma de principe du chemin de contrainte dans le plan $[p', q]$ dans le cas où l'essai drainé est réalisé à une vitesse de cisaillement ne permettant pas la dissipation totale des surpressions interstitielles.

La Figure V.20 présente la variation du module sécant E_{50} en fonction de la contrainte de confinement σ'_3 dans le cas de la marne préparée dans les deux états initiaux : consolidé et compacté. A titre indicatif, la Figure V.21 présente la méthode de détermination de E_{50} dans le cas de la marne compactée pour la contrainte effective égale à 100 kPa.

On remarque sur la Figure V.20, dans ce plan bi-logarithmique, une évolution linéaire du module avec la contrainte selon une loi de type $E = \alpha \cdot \sigma_3'^n$. Le matériau compacté présente des modules légèrement supérieurs à ceux du matériau consolidé, cependant la pente n est quasiment la même et égale à 0,5. A titre indicatif, nous avons superposé sur ce même graphique la corrélation de Biarez et Hicher 1994 qui ont proposé la relation suivante (pour $w_L = 80\%$) :

$$E = \frac{300}{e} p'^{\left(\frac{1}{2}\right)}$$

On remarque un bon accord général.

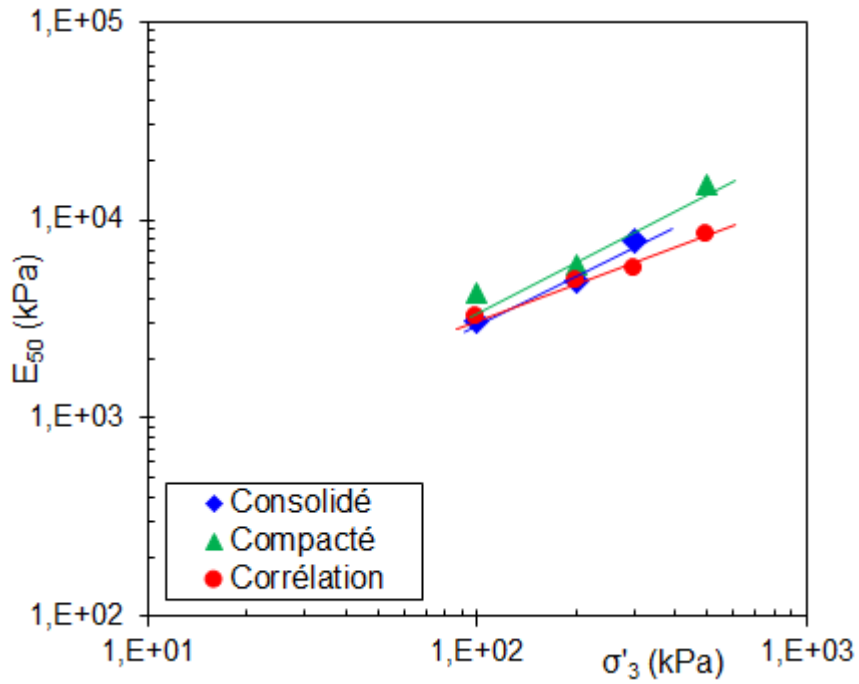


Figure V.20 : Module sécant E_{50} en fonction de la contrainte de confinement σ'_3 de la marne consolidée et compactée.

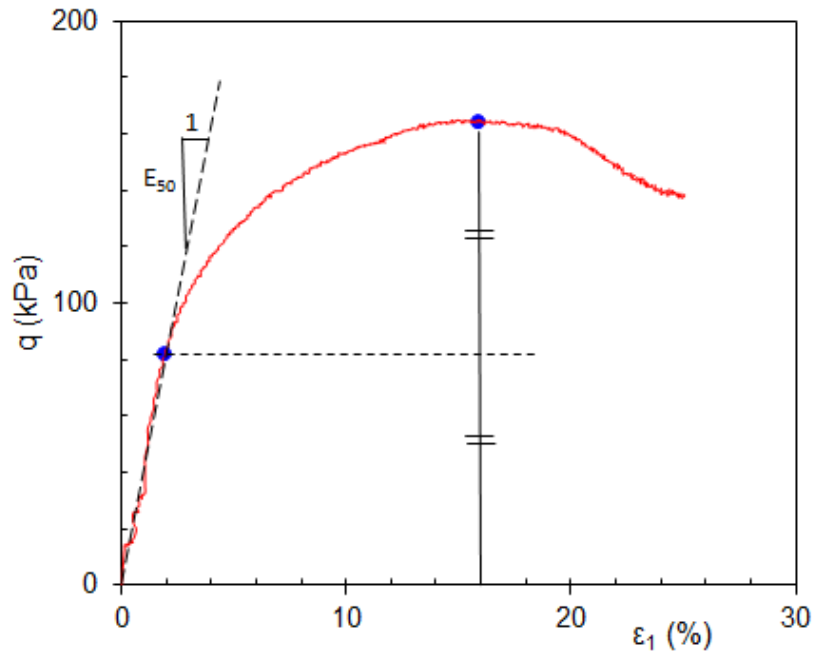


Figure V.21 : Détermination de E_{50} de la marne compactée et pour une contrainte effective de 100 kPa.

Silt consolidé saturé

Trois essais de cisaillement déviatorique ont été réalisés sur des échantillons consolidés à des contraintes effectives isotropes respectivement de 100, 200 et 300 kPa. Le chargement déviatoire a été réalisé en conditions drainées (CD). Les résultats sont présentés sur la Figure V.22. Dans le plan $[\varepsilon_1 ; q]$, les courbes présentent une augmentation progressive du déviateur de contraintes jusqu'à atteindre un palier de plasticité parfaite (sans faire apparaître de pic de résistance). On remarque que le module de déformation au voisinage de l'origine augmente avec la contrainte de confinement, même si ceci est moins évident pour les contraintes de confinement de 200 et 300 kPa. Dans le plan $[\varepsilon_1 ; \varepsilon_v]$, les variations de volume présentent un comportement contractant, suivi d'une légère dilatance dans le cas des contraintes de confinement de 100 et 200 kPa. Comme l'échantillon confiné à 300 kPa ne présente qu'une contractance qui se stabilise après une déformation axiale de l'ordre de 10%, on peut penser que la contrainte de pré-consolidation apparente de ce matériau dans le consolidomètre était comprise entre 200 et 300 kPa. Dans le plan $[p' ; q]$, si on considère que l'échantillon confiné à 300 kPa est normalement consolidé, la droite enveloppe des résistances maximales passant par l'origine coupe dans ce cas le palier de résistance de l'échantillon confiné à 300 kPa. Ceci permet de voir que les résistances maximales des échantillons confinés respectivement à 100 et 200 kPa dépassent légèrement cette droite, attestant ainsi de leur état légèrement surconsolidé. La droite enveloppe dans le cas de l'échantillon consolidé à 300 kPa a une pente $M = 1,5$ correspondant à un angle de frottement $\varphi = 35^\circ$ et une cohésion nulle.

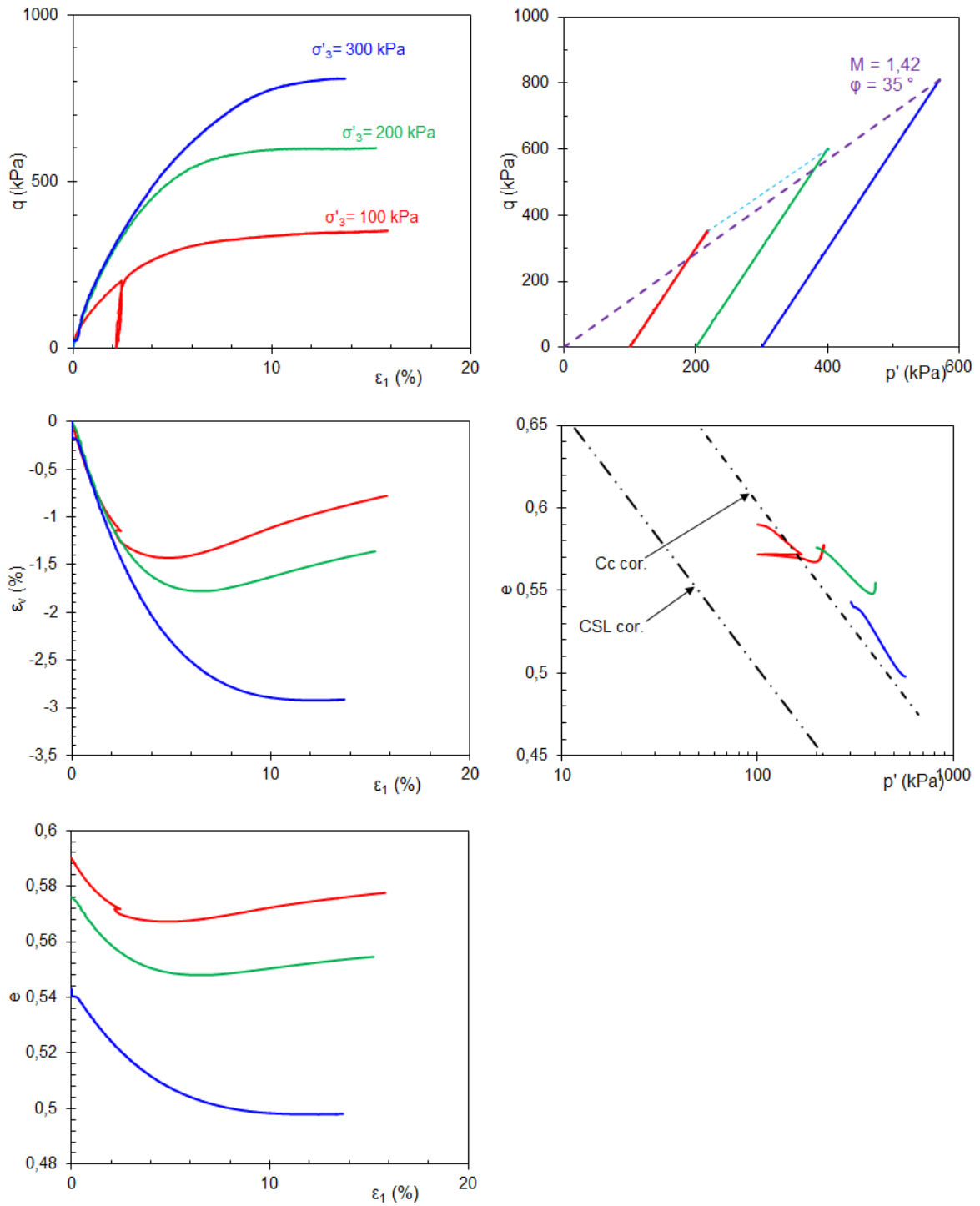


Figure V.22 : Silt consolidé saturé.

Silt compacté saturé

Trois essais ont été effectués pour des valeurs de contrainte de confinement effective égales à 100, 200 et 300 kPa. Le chargement déviatoire a été réalisé en conditions drainées (CD). Les résultats sont présentés sur la Figure V.23. Dans le plan $[\varepsilon_1 ; q]$, les courbes présentent une augmentation progressive du déviateur de contraintes jusqu'à atteindre un premier palier de plasticité, puis une tendance à une augmentation avec une faible pente lorsque la déformation axiale dépasse 14%. On remarque que le module de déformation au voisinage de l'origine augmente avec la contrainte de confinement. Dans le plan $[\varepsilon_1 ; \varepsilon_v]$, les variations de volume présentent un comportement contractant suivi d'une dilatance. Dans le plan $[p' ; q]$, la droite enveloppe des résistances maximales passe par l'origine et présente une pente $M = 1,77$ correspondant à un angle de frottement $\varphi = 43^\circ$.

L'augmentation du déviateur de contrainte observée après le premier palier lorsque la déformation axiale dépasse 14% correspond au comportement dilatant du matériau à ce niveau de déformation. Cette augmentation du déviateur peut être expliquée comme suit :

La perméabilité du silt compacté étant faible ($k = 10^{-11}$ m/s) et la vitesse de cisaillement triaxial étant de 10 $\mu\text{m}/\text{min}$ pour cet essai drainé. Cette vitesse semble trop rapide vu la faible perméabilité du matériau, pour permettre à l'eau aux extrémités de l'échantillon de pénétrer en quantité suffisante dans les interstices de l'échantillon pour compenser l'augmentation du volume de l'échantillon liée à la dilatance. Par conséquent, cette dilatance va engendrer au cœur de l'échantillon une baisse progressive de la pression interstitielle et donc une augmentation progressive de la pression moyenne effective p' . Celle-ci peut être à l'origine de l'augmentation du déviateur observée.

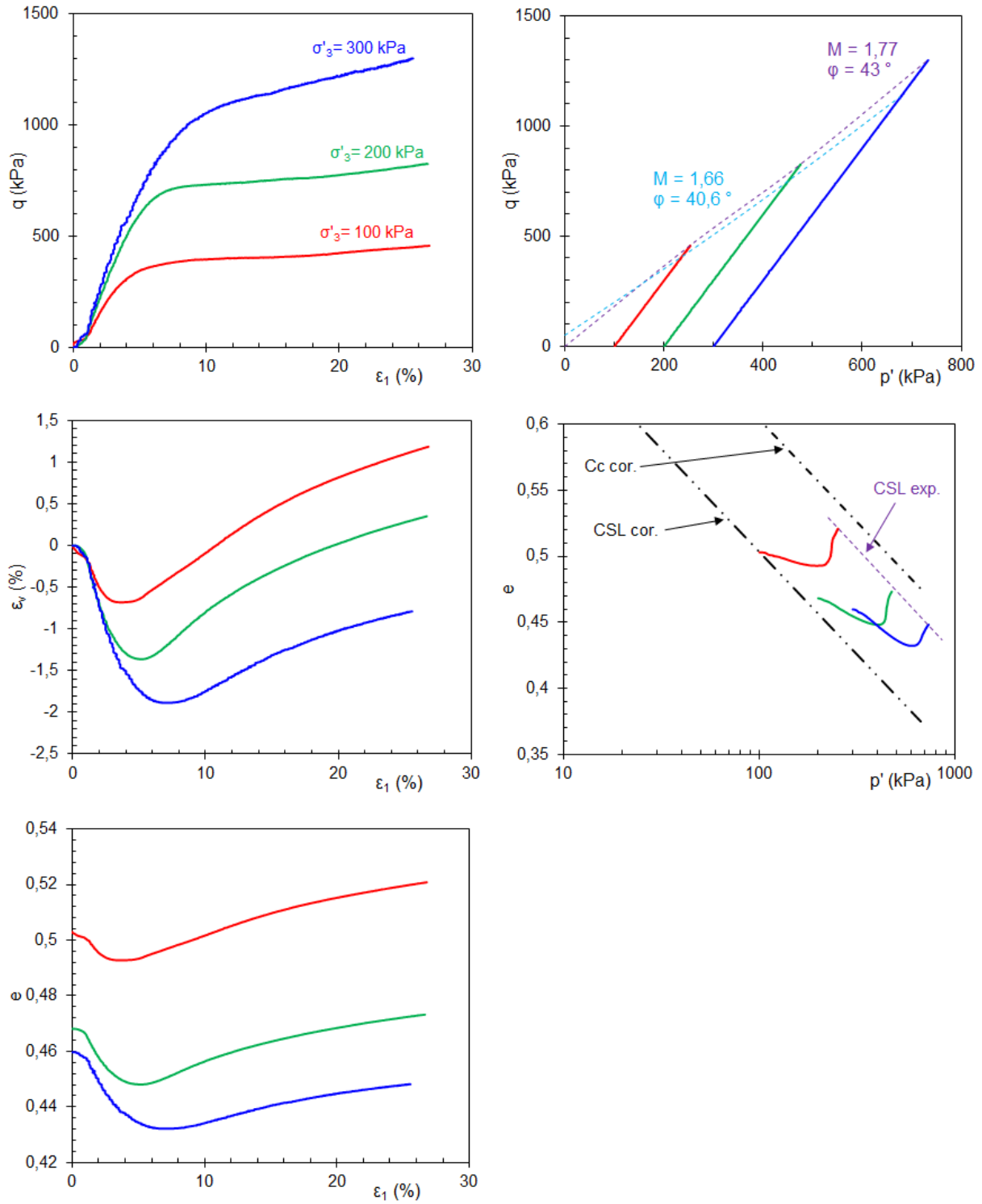


Figure V.23 : Silt compacté, puis saturé dans la cellule triaxiale.

La Figure V.24 présente les états finaux des échantillons sortis de la cellule triaxiale.

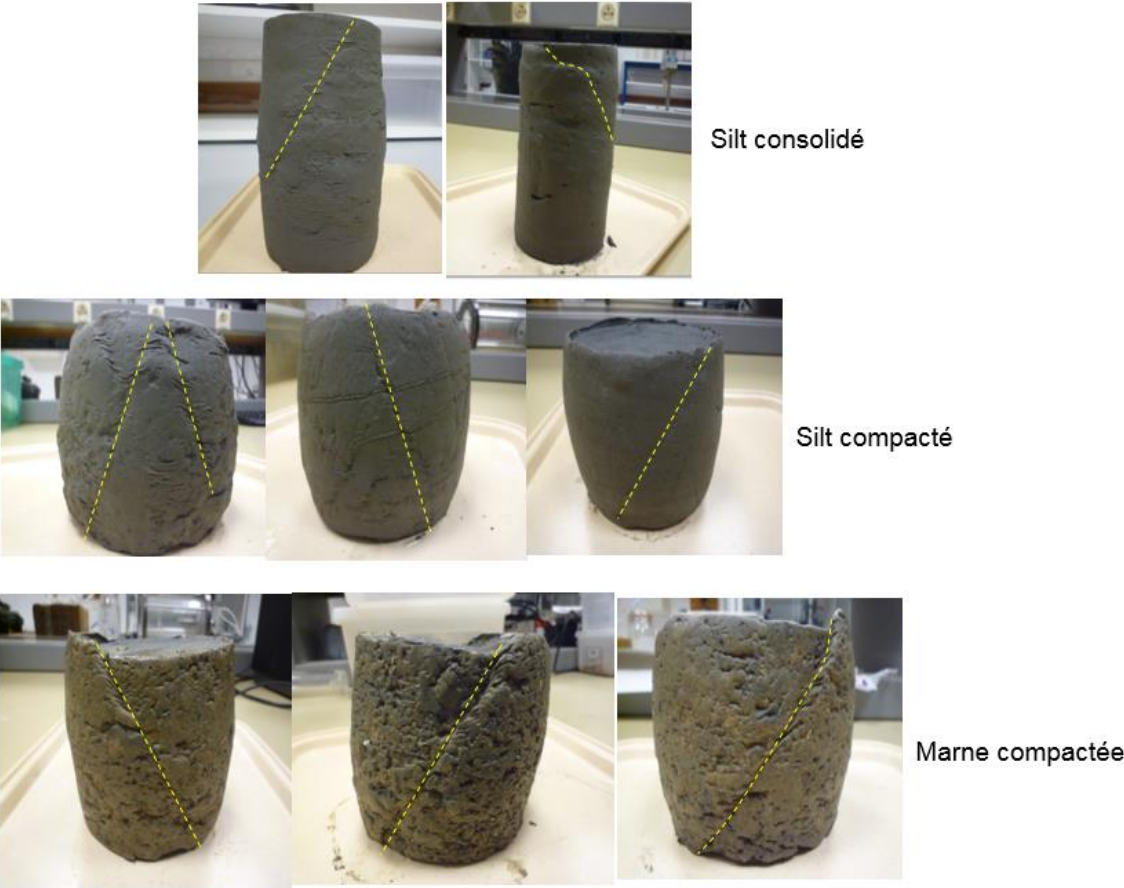


Figure V.24 : Etats finaux des échantillons.

Conclusion

A l'issue de ces essais saturés réalisés sur les matériaux consolidés et compactés, nous pouvons déduire les paramètres mécaniques synthétisés dans le Tableau V.3 suivant :

Matériaux	Cc	Cs	M	φ (°)
Marne consolidée	0,68	0,09	0,88	22,7
Silt consolidé	0,11	0,02	1,5	35

Tableau V.3 : Synthèse des résultats.

Concernant les chemins œdométriques, ceci sont conformes au comportement des matériaux surconsolidés ou compactés, et sont en bon accord avec les corrélations usuelles comme celle de Biarez et Favre 1975.

Concernant les chemins triaxiaux, nous pouvons déduire ce qui suit :

- Dans le cas de la marne consolidée saturée, les résultats des trois essais de chargement déviatoire réalisé en conditions non drainées (CU) et sous les valeurs de contrainte de confinement effective respectivement égales à 100, 200 et 300 kPa sont typiques des sols argileux NC.
- Dans le cas de la marne compactée puis saturée, le chargement déviatoire a été réalisé en conditions drainées et avec trois valeurs de contrainte de confinement effective : 100, 200 et 500 kPa. L'interprétation des résultats dans le plan $[p' ; q]$ a mis en évidence une droite enveloppe (M_{NC}) partant de l'origine et qui passe par la résistance maximale de l'essai réalisé avec une contrainte de confinement de 500 kPa, et un second critère enveloppe des résistances maximales (M_{OC}) des essais à faibles contraintes de confinement caractérisant le comportement surconsolidé ($M_{OC}=0,5$ et $\varphi_{OC}= 13,3^\circ$).
- Dans le cas du silt consolidé saturé, le chargement déviatoire a été réalisé en conditions drainées (CD) et sous des contraintes effectives isotropes respectivement de 100, 200 et 300 kPa. Dans le plan $[p' ; q]$, la droite enveloppe dans le cas de l'échantillon consolidé à 300 kPa a une pente $M = 1,5$ correspondant à un angle de frottement $\varphi = 35^\circ$ et une cohésion nulle.
- Dans le cas du silt compacté puis saturé, le chargement déviatoire a été réalisé en conditions drainées (CD) et pour des valeurs de contrainte de confinement effective égales à 100, 200 et 300 kPa. Dans le plan $[p' ; q]$, la droite enveloppe des résistances maximales passe par l'origine et présente une pente $M = 1,77$ correspondant à un angle de frottement $\varphi = 43^\circ$.

Chapitre VI. Comportement des sols compactés sur chemins œdométrique et triaxial non saturés

VI-1. Introduction

Généralement, les sols compactés au voisinage de l'optimum Proctor sont quasi-saturés (S_r compris entre 0,7 et 1). Dans ce cas, le sol est caractérisé par un milieu triphasique de phases solide, liquide et gazeuse, dans lequel l'air (phase gazeuse) n'est pas continu, mais se trouve sous forme de bulles d'air isolées dans le fluide interstitiel. Un chargement « non drainé » de ce matériau produit des variations dans les pressions interstitielles de l'air et de l'eau. Ces variations sont décrites par des paramètres, connus sous le nom de « coefficients de Bishop et Skempton » et définis comme le rapport de la variation de pression interstitielle à la contrainte totale.

Dans ce chapitre, nous présentons d'abord le comportement des matériaux compactés à l'optimum sur des chemins œdométriques non saturés. L'objectif est de suivre l'évolution de leur compressibilité comparativement aux matériaux compactés saturés.

Ensuite, nous présentons une série d'essais triaxiaux non saturés non drainés réalisés sur la marne compactée initialement à l'énergie OPN et à trois teneurs en eau au voisinage de l'OPN. Ces essais ont pour objectif de suivre l'évolution des pressions interstitielles en fonction des contraintes totales et ce, sur des chemins isotropes et déviatoires.

VI-2. Chemins œdométriques sur matériaux compactés quasi-saturés

VI-2.1. Marne compactée

Le protocole consiste à compacter le matériau à l'OPN, puis à découper une galette de diamètre 70 mm et d'épaisseur 27 mm (dimensions œdométriques). L'échantillon est soumis ensuite à un chargement œdométrique par palier selon les chemins présentés sur les Figures VI.1 et VI.2. La différence entre ces deux essais concerne le premier palier respectivement égal à 10 kPa pour l'essai 1 et 68 kPa pour l'essai 2.

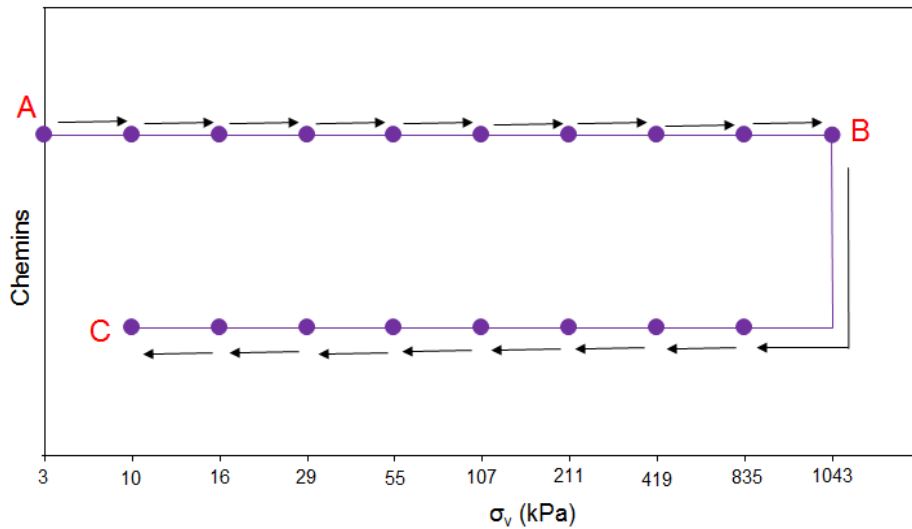


Figure VI.1 : Chemins de chargement et de déchargement de l'essai 1 sur la marne compactée.

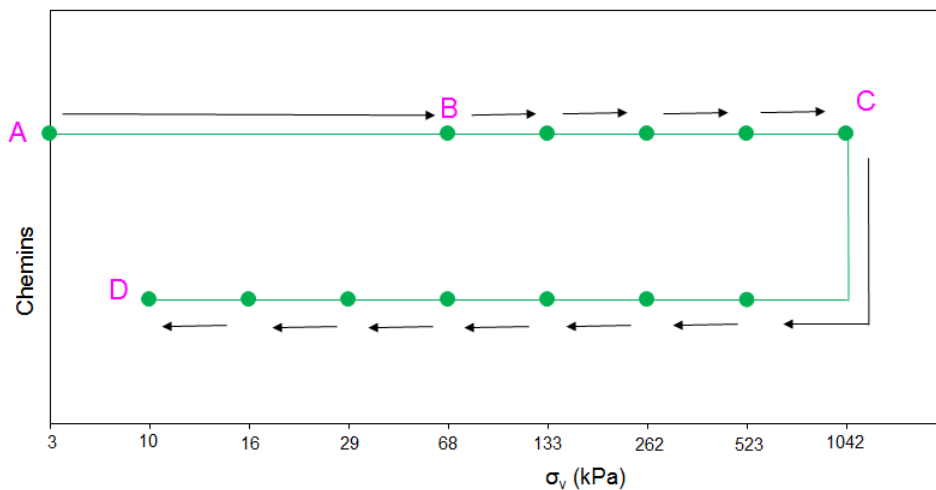


Figure VI. 2 : Chemins de chargement et de déchargement de l'essai 2 sur la marne compactée.

La Figure VI.3 présente le chemin œdométrique dans le plan en contrainte totale $[\log \sigma_v ; e]$. Sur ce même graphique est superposée la courbe de corrélation de Biarez et Favre 1975. Les deux essais ont été réalisés à partir du même état initial. On remarque une légère différence entre les deux chemins. Pour une contrainte donnée, cette différence est de l'ordre de 0,05 en indice des vides. Les chemins mettent en évidence un comportement de type surconsolidé et tendent à couper la droite normalement consolidée pour une contrainte mécanique de l'ordre de 2,4 MPa pour l'essai 1 et 4 MPa pour l'essai 2.

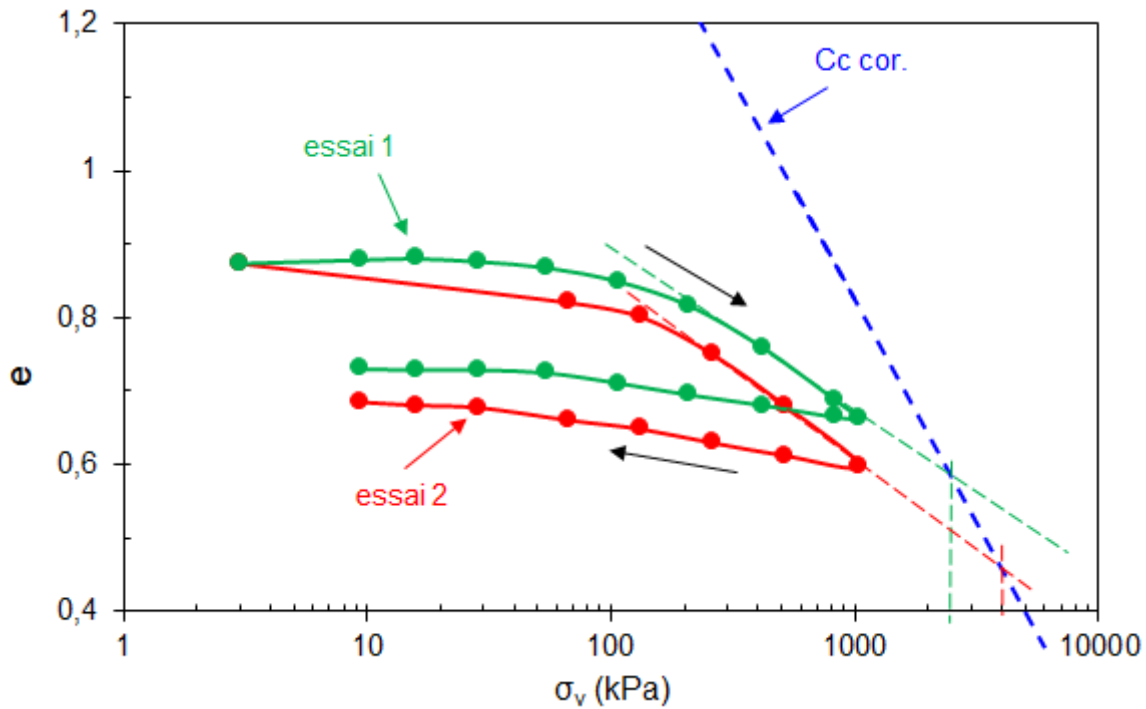


Figure VI.3 : Chemins œdométriques non saturés de la marne compactée.

Si on compare ces courbes à celles obtenues à partir des matériaux compactés, puis saturés dans l'œdomètre (Chapitre 5, paragraphe V-1.2 Figure V.10), la Figure VI.4a montre que la courbe de l'essai 1 se positionne en-dessous de celle de l'échantillon saturé (en traits discontinus). Dans le cas de l'essai 2, le chemin rejoint celui de l'essai saturé (Figure VI.4c).

Si on tente d'interpréter ces résultats en contraintes effectives, les échantillons étant initialement quasi-saturés ($S_{r0} > 80\%$), leur comportement peut être décrit à l'aide de la contrainte effective de Terzaghi ($\sigma_v' = \sigma_v - u_w = \sigma_v + s$) (Taibi 1994, Biarez et al. 1994). Dans notre cas, les échantillons compactés à l'OPN présentent une succion initiale s_0 mesurée à l'aide du psychromètre à effet Peltier de l'ordre de 690 kPa. Lors du chargement œdométrique, le matériau a tendance à se saturer et sa succion à baisser. Si on fait l'hypothèse que la succion reste égale à s_0 , on peut calculer une contrainte effective lors du chargement œdométrique $\sigma_v' = \sigma_v + s$. Les Figures b et d présentent ces interprétations en contraintes effectives (courbes rouges). On remarque que les chemins longent la droite de corrélation Cc. A titre indicatif, nous avons tracé ces mêmes courbes en considérant la valeur de la succion initiale $s_0 = 180$ kPa, mesurée à l'aide du papier filtre (courbes bleues). Comme nous l'avons expliqué au chapitre IV, cette valeur de succion initiale est beaucoup plus faible que celle mesurée à l'aide du psychromètre. Dans ce cas, les chemins œdométriques non saturés sont proches des chemins saturés en particulier dans le cas de l'essai 2.

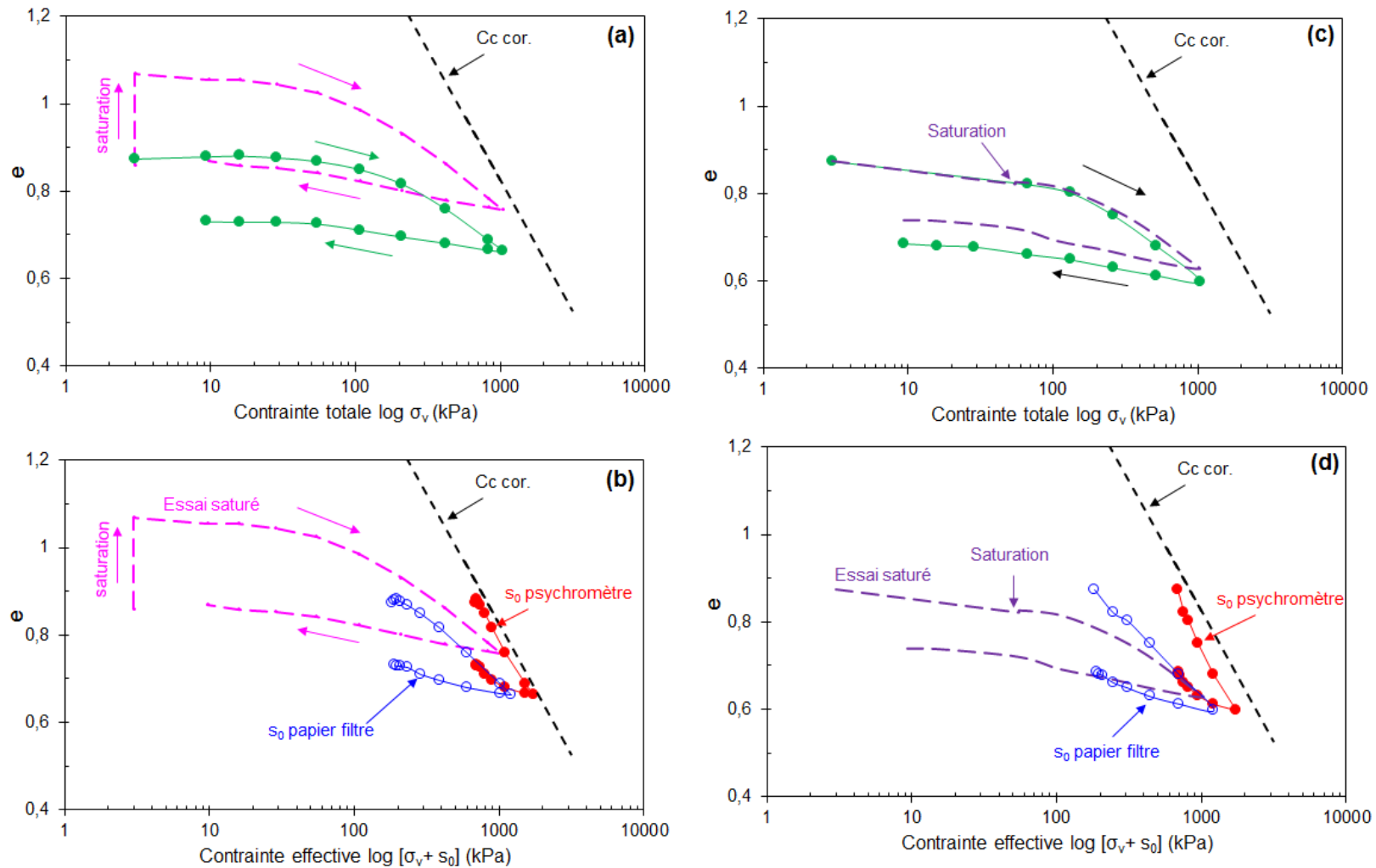


Figure VI.4 : Chemins œdométriques réalisés sur 2 échantillons de marne compactée et non saturée. (a) et (c) respectivement essai 1 et essai 2 exprimés en contrainte totale ; (b) et (d) respectivement essai 1 et essai 2 exprimés en contrainte effective.

VI-2.2. Silt compacté

Le protocole est identique à celui de la marne. L'échantillon est soumis ensuite à un chargement œdométrique par paliers selon les chemins présentés sur la Figure VI.5. La Figure VI.5a présente le chemin œdométrique dans le plan en contrainte totale [$\log \sigma_v$; e]. Sur cette même Figure sont superposées la droite de corrélation de Biarez et Favre 1975 et la courbe du silt compacté saturé (Chapitre 5, paragraphe V-1.3). L'interprétation de cet essai en contrainte effective (Figure VI.5b) ne permet pas cependant de se rapprocher de la droite de corrélation vu la faible valeur de la succion initiale s_0 de l'ordre de 100 kPa.

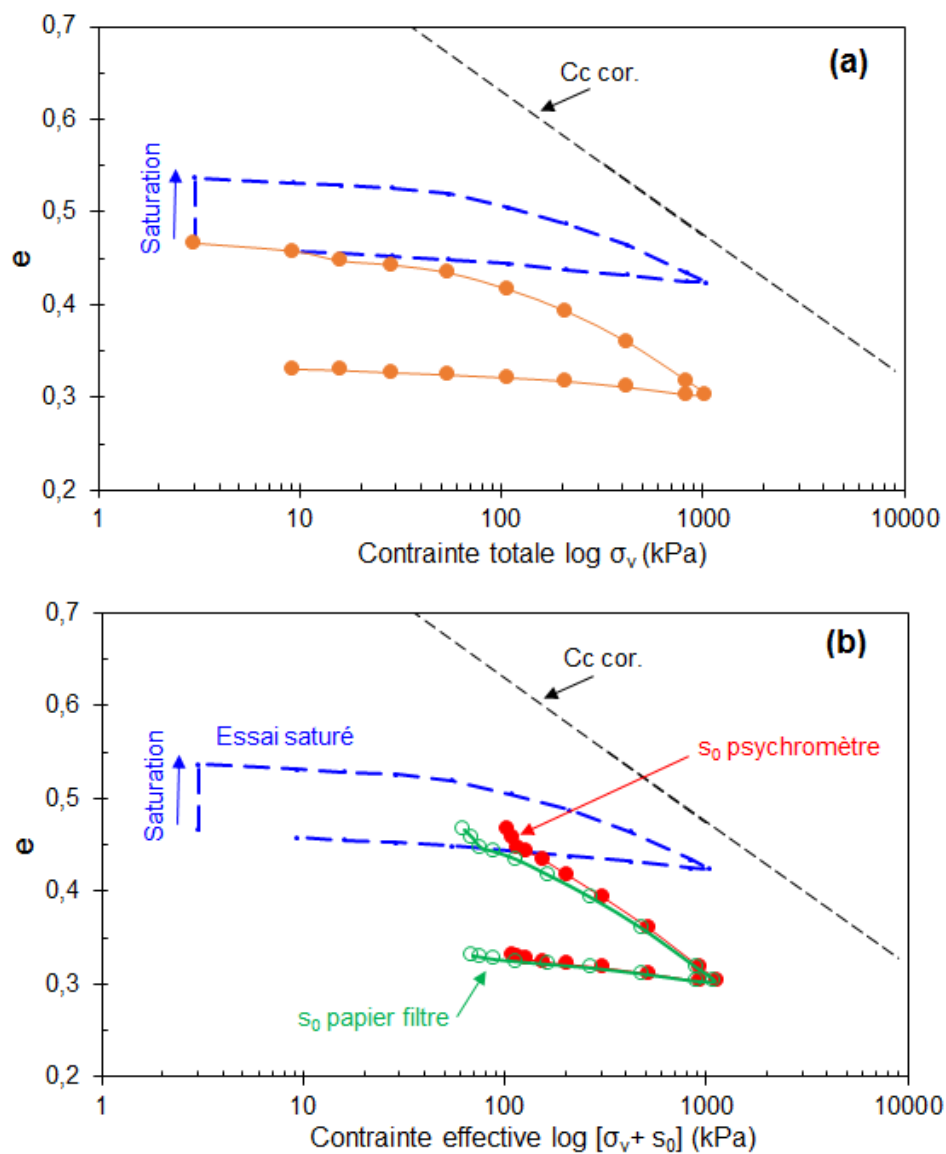


Figure VI.5 : Chemins oedométriques réalisés sur le silt compacté et non saturée. (a) et (b) respectivement exprimés en contrainte totale et en contrainte effective.

VI-3. Essais Triaxiaux non saturés sur la marne A304 compactée

Les essais triaxiaux non saturés sont réalisés sur la marne de l'A304 compactée à l'énergie Proctor normale et à des teneurs en eau cibles du côté sec de l'optimum. Le protocole adopté (Figure VI.6) est comme suit :

- Mesure de la succion initiale à $\sigma_1 = \sigma_3 = 0$ kPa.
- Chemin de chargement isotrope en augmentant σ_3 par palier de 100 kPa jusqu'à la saturation de l'échantillon ($B = 1$) ou jusqu'à la limite de la cellule ($\sigma_3 = 1400$ kPa) (chemin 1).
- A chaque palier de chargement: mesure de la succion s à l'équilibre, de la perméabilité à l'air K_{air} et de la déformation volumique ϵ_v .
- A la fin des paliers de chargement isotrope, on suit un chemin de chargement déviatoire non drainé jusqu'à la rupture avec une vitesse $v = 1$ $\mu\text{m}/\text{min}$ (chemin 2).

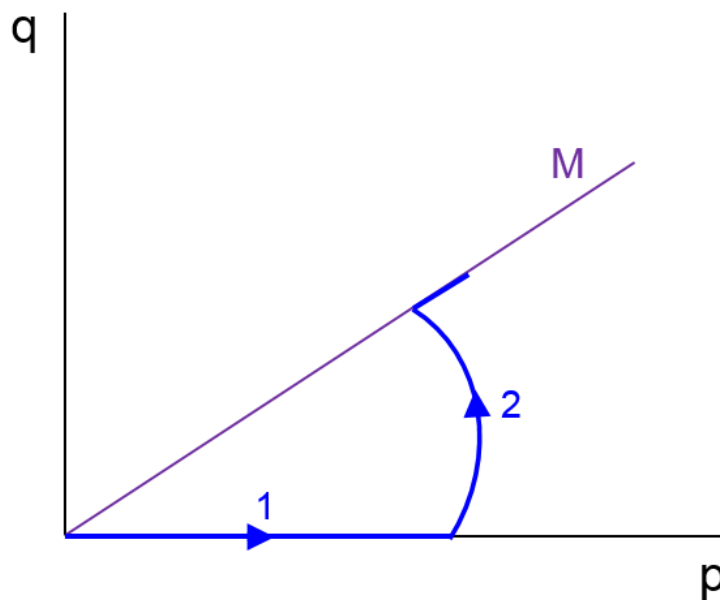


Figure VI.6 : Chemins de chargements isotrope et déviatoire.

IV-3.1. Chemins isotropes

a- Chemins suivis

Dans le cas des chargements isotropes, cinq essais ont été réalisés. Les états initiaux des éprouvettes compactées correspondent à la courbe Proctor Normal. Quatre états initiaux (essais 1, 2, 4 et 5) ont été pris coté sec et un état initial (essai 3) a été pris au voisinage de l'OPN. La Figure VI.7 localise la position de ces états initiaux par rapport à la courbe OPN. Les chargements sont réalisés par palier de 100 kPa, à l'exception de l'essai 1 dont le premier palier a débuté à 50 kPa. Les chemins suivis sont présentés sur les Figures VI.8 et VI.12.

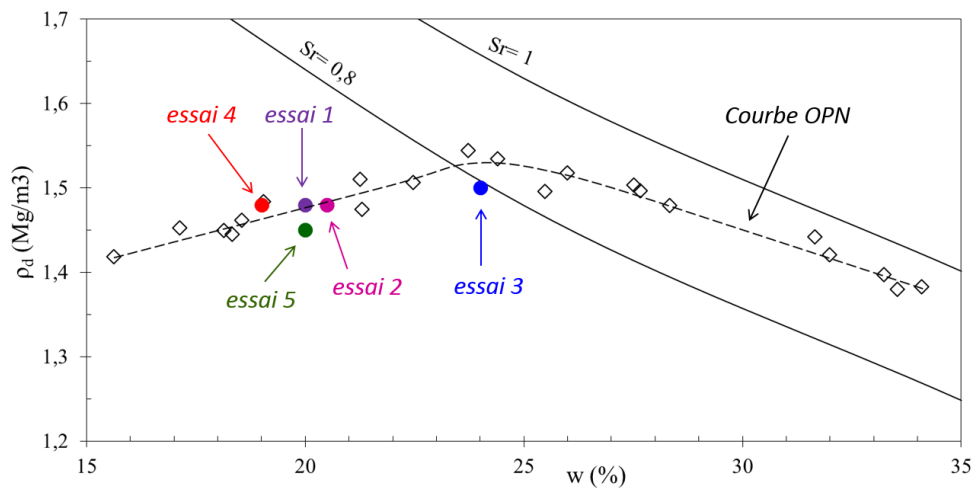


Figure VI.7 : Position des états initiaux par rapport à la courbe OPN des essais triaxiaux non saturés.

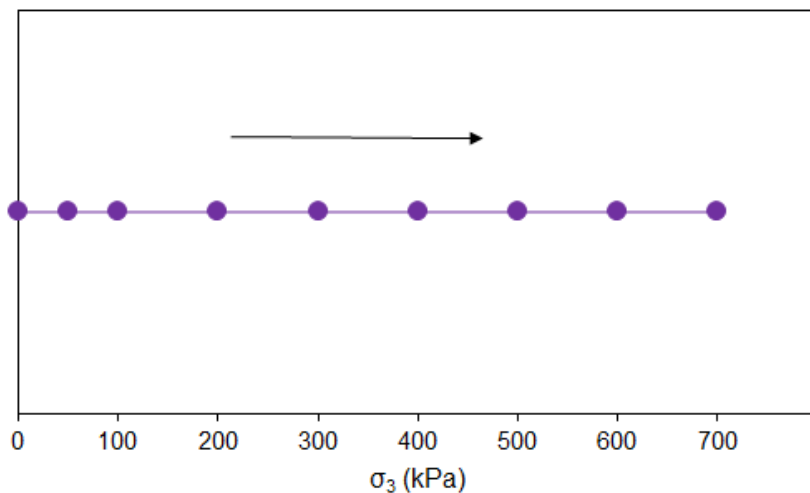


Figure VI.8 : Chemin suivi pour l'essai 1.

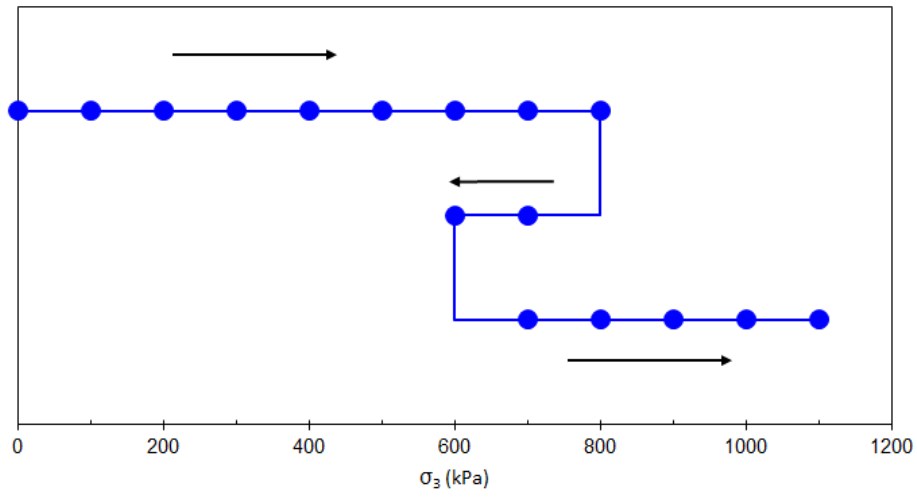


Figure VI.9 : Chemin suivi pour l'essai 2.

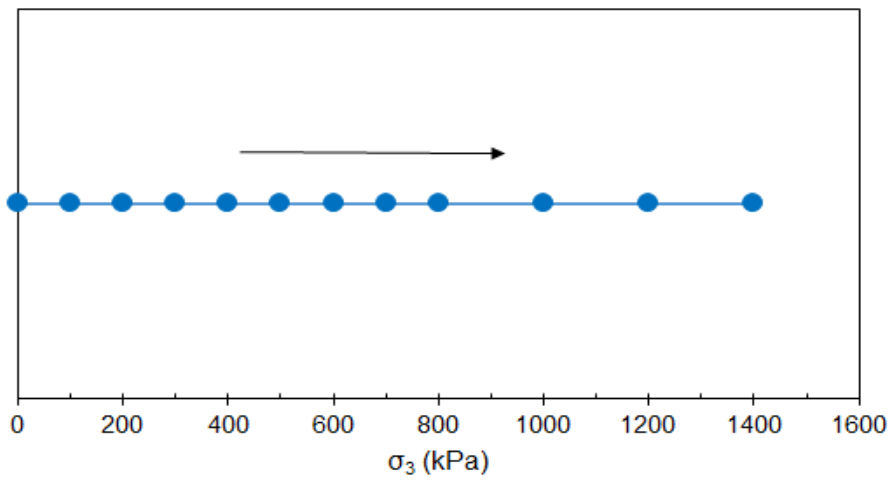


Figure VI.10 : Chemin suivi pour l'essai 3.

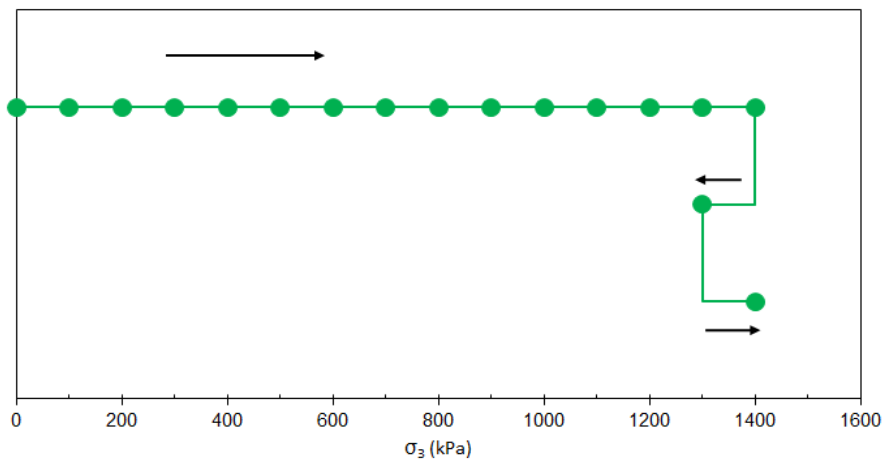


Figure VI.11 : Chemin suivi pour l'essai 4.

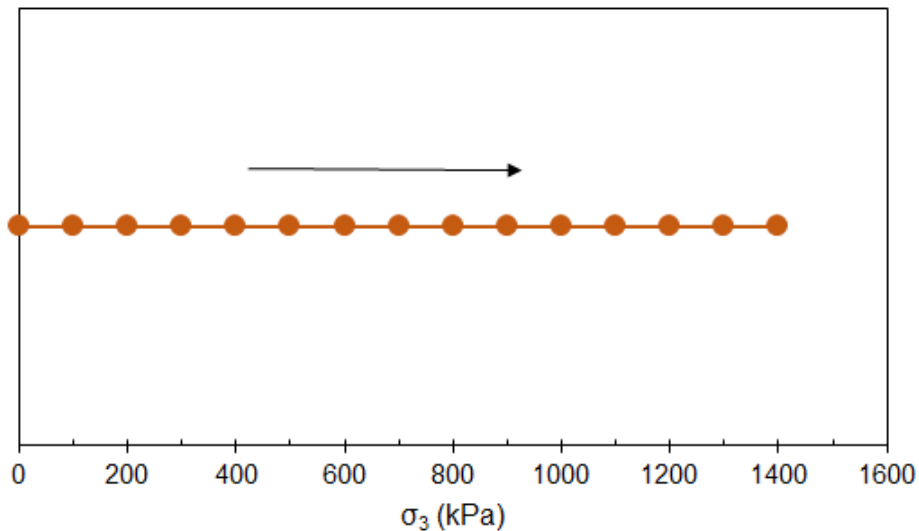


Figure VI.12 : Chemin suivi pour l'essai 5.

b- Résultats des chargements isotropes

Pour l'essai 1, l'échantillon a été compacté à l'énergie Proctor normal et à une teneur en eau égale à 20% ($w_{OPN} = 4$) et correspondant à une densité sèche $\gamma_d/\gamma_w = 1,48$. La Figure VI.13a présente pour l'essai 1, les variations de la pression interstitielle depuis sa valeur initiale négative (suction) en fonction de la pression de confinement σ_3 . La pression interstitielle négative a été mesurée à l'aide de deux capteurs : une sonde psychrométrique (en modes DP, WB) et un capteur tensiométrique (voir chapitre I, paragraphes I-2.2.2 ; I-2.2.3 et I-6.2). Selon les différentes méthodes de mesure de la suction (boîtier automatique psychro et boîtier manuel avec les modes DP et WB), on remarque une variation quasi-linéaire de la suction jusqu'à une contrainte totale isotrope égale à 300 kPa. Pour un confinement de 400 kPa, on remarque une croissance significative de la pression interstitielle au-delà du domaine de validité de la sonde psychrométrique. Par la suite, la variation de la pression interstitielle est mesurée à l'aide de la plaque tensiométrique placée à la base de la cellule. Pour les contraintes totales isotropes comprises entre 500 kPa et 700 kPa, la variation de la pression interstitielle est linéaire. Lorsque la contrainte totale isotrope a atteint 700 kPa, une fuite est apparue dans le circuit, et qui a nécessité l'arrêt de l'essai.

Durant le chargement isotrope, la variation de volume de l'échantillon a été estimée d'une part à l'aide des jauges de déformation collées à même l'échantillon (mesure locale) et d'autre part à l'aide de la variation du volume d'eau de cellule (mesure globale) (l'étalonnage de la variation du volume de la cellule en fonction de contrainte totale appliquée est présenté à l'annexe 2). Ces mesures permettent d'estimer la variation du degré de saturation et de l'indice des vides. La Figure c présente la variation du degré de saturation en fonction de la contrainte isotrope totale. On remarque que les mesures à l'aide des jauges de déformation ne semblent pas

représentatives du comportement de l'échantillon. En effet, la longueur utile de la jauge est de l'ordre de 10 mm pour une éprouvette de 116 mm de hauteur. Le matériau pouvant être hétérogène localement, cette mesure localisée n'est pas représentative du comportement global. Par conséquent, pour l'interprétation de la variation de volume, on se base sur la mesure globale (eau de cellule) malgré les imprécisions citées dans le chapitre I, paragraphe I-6.1. On remarque sur la Figure c que le degré de saturation varie de 66% à environ 90% lorsque la contrainte atteint 700 kPa.

La Figure d présente la variation de la pression interstitielle en fonction du degré de saturation. On remarque tout d'abord une variation quasi-linéaire de la succion avec le degré de saturation jusqu'à l'annulation de la succion correspondant à un degré de saturation de l'ordre de 79%. Ensuite, cette variation tend vers un palier correspondant à un degré de saturation de l'ordre de 89% pour une pression interstitielle positive de 60 kPa.

Les Figures b et e présentent à titre indicatif les valeurs du coefficient B de Skempton mesurées à l'aide des différentes méthodes présentées ci-dessus en fonction respectivement de la contrainte totale isotrope et du degré de saturation. Le peu de valeurs mesurées pour cet essai ne permet pas de conclure quant à l'évolution de ce paramètre.

La Figure f présente la variation de l'indice des vides en fonction de la contrainte totale isotrope. Sur ce même graphique, nous avons superposé l'essai œdométrique non saturé compacté présenté au paragraphe VI-1 (Figure VI.3) et interprété en contrainte moyenne ($p = \sigma_v(1 + 2 K_o)/3$). On remarque une similitude de comportement dans ce plan, ce qui laisse penser que l'estimation de la variation de volume global est relativement correcte.

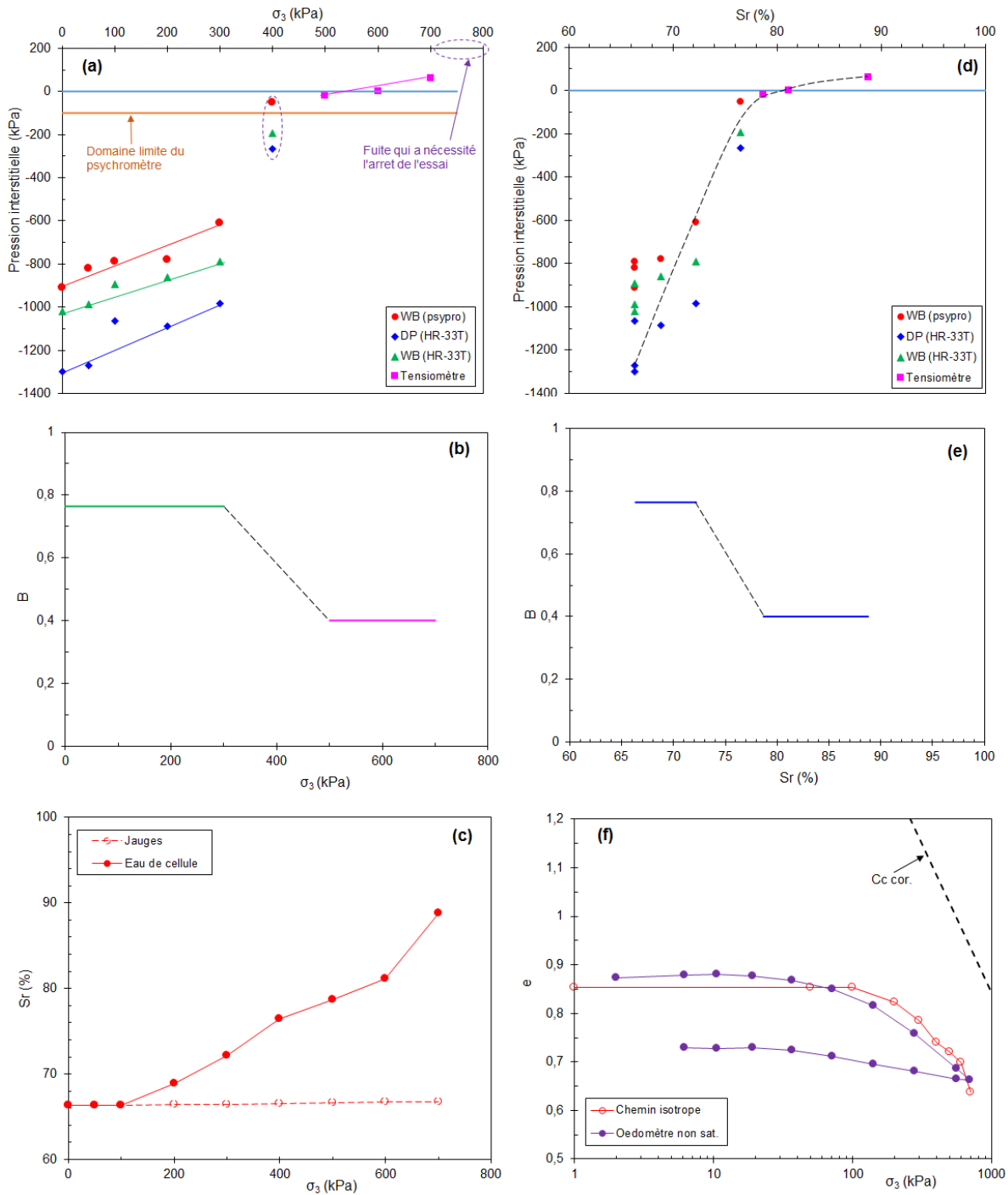
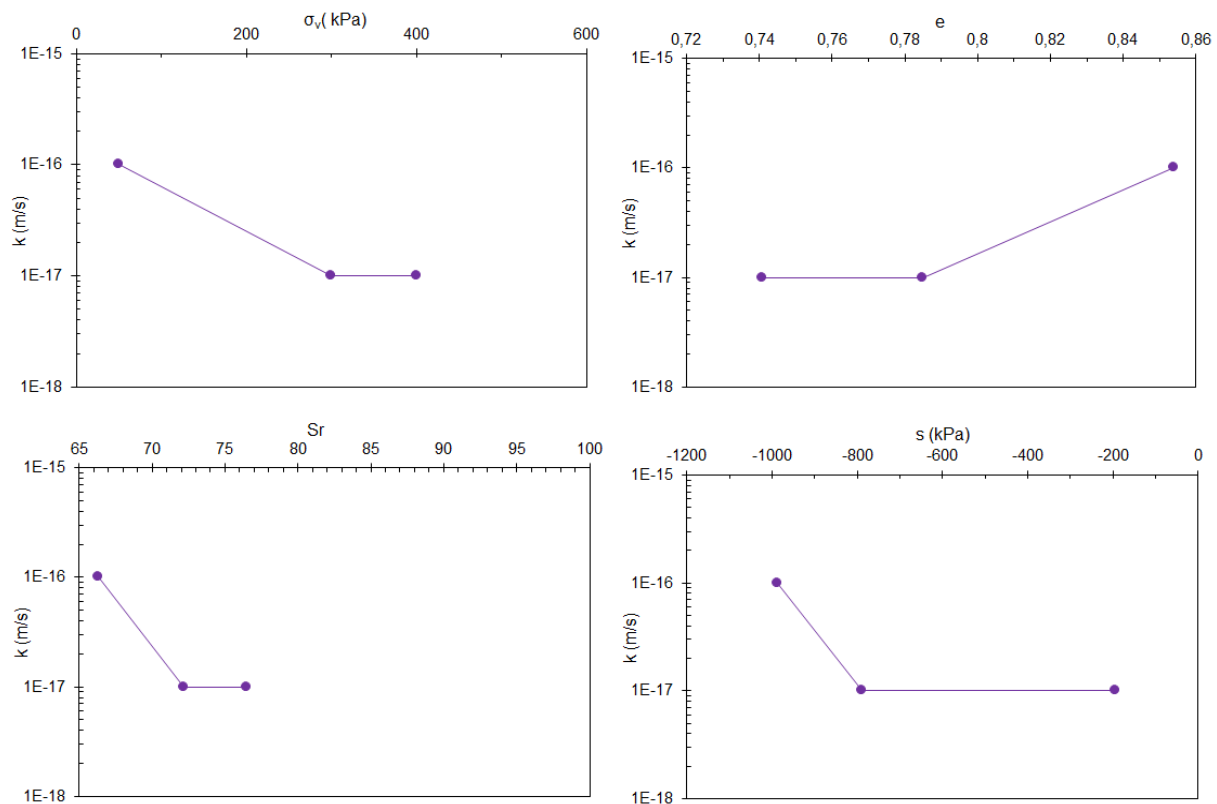


Figure VI.13 : Essai 1 : Chemin de chargement isotrope non drainé sur la marne compactée interprété dans différents plans.

Durant le chargement isotrope, nous avons tenté de mesurer la perméabilité à l'air à chaque palier de contrainte totale isotrope à l'aide de la méthode pulse test. La Figure VI.14 montre les coefficients de perméabilité obtenus aux paliers $\sigma_3 = 50$; 300 et 400 kPa, en fonction de différents paramètres d'état du matériau. On remarque que le coefficient de perméabilité est

de l'ordre de 10^{-16} - 10^{-17} m/s. Les mesures à l'aide de la méthode pulse air perturbent l'équilibre hygrométrique interstitiel, et par conséquent la qualité des mesures psychrométrique. Nous avons décidé par conséquent d'abandonner ces mesures pour les autres essais restants.



Figures VI.14 : Coefficients de perméabilité obtenus aux paliers $\sigma_3= 50$; 300 et 400 kPa de l'essai 1.

Un second essai (essai 2) a été réalisé sur un échantillon compacté dans les mêmes conditions que l'essai 1 (énergie Proctor normal et teneur en eau égale à 20,5% (w_{OPN-4}), correspondant à une densité sèche $\gamma_d/\gamma_w= 1,48$) afin de tester la reproductibilité. La Figure VI.15a présente les variations de la pression interstitielle depuis sa valeur initiale négative (suction) en fonction de la pression de confinement σ_3 . Malgré les précautions prises, une micro-fuite s'est produite lors de l'application du premier palier de contrainte totale isotrope, qui a provoqué une chute brutale de la suction depuis sa valeur initiale $s_0= 1400$ kPa jusqu'à une valeur stabilisée de 400 kPa. Ce constat a nécessité un arrêt temporaire de l'essai pour colmater cette micro-fuite. L'essai a repris aussitôt à partir de ce nouvel état initial. Ceci explique le saut brutal de la valeur de la suction observé sur la Figure a correspondant à une contrainte totale nulle. Les premiers paliers de chargement ($\sigma_3= 100$ et 200 kPa) ont suffi pour annuler la suction, et la pression interstitielle positive croît linéairement avec la contrainte totale isotrope avec une faible pente dans le domaine compris entre $\sigma_3= 200$ et 700 kPa. Au-

delà de cette dernière valeur, la pression interstitielle croit plus rapidement avec la contrainte totale en suivant une pente voisine de $B= 1$. Notons le petit cycle de décharge-recharge ($\sigma_3= 800-600-800$ kPa) qui montre que ce chemin présente une pente B inférieure à 1 et que le rechargement jusqu'à une contrainte totale de 1000 kPa tend à rejoindre la pente $B= 1$.

De la même façon que pour l'essai 1, l'interprétation de la variation de volume est basée sur la mesure globale (eau de cellule). On remarque sur la Figure c que le degré de saturation ne varie quasiment pas lorsque la contrainte totale est inférieure à 200 kPa et augmente ensuite quasi-linéairement avec la contrainte totale pour atteindre une valeur égale à l'unité pour une contrainte totale de 1000 kPa. Ceci se traduit sur la Figure f par un chemin qui tend à rejoindre la droite normalement consolidée présentant une contrainte de pré-consolidation de l'ordre de 200 kPa. Cette faible valeur est liée probablement à l'humidification du matériau provoquée par la micro-fuite initiale.

La Figure b présente l'évolution du paramètre B de Skempton en fonction de la contrainte totale isotrope. On remarque que, pour des contraintes totales inférieures à 700 kPa, la valeur de B est de l'ordre de 0,2. Cette valeur augmente brutalement pour tendre vers l'unité lorsque la contrainte totale est supérieure à 700 kPa. Le cycle de décharge et recharge montre que B chute de nouveau jusqu'à une valeur proche de 0,2 avant d'atteindre de nouveau une valeur égale à l'unité. L'évolution de la pression interstitielle en fonction du degré de saturation présentée sur la Figure d permet de déduire la relation $B(S_r)$ présentée sur la Figure e. on remarque que B tend vers 1 lorsque le degré de saturation est supérieur ou égal à 95%.

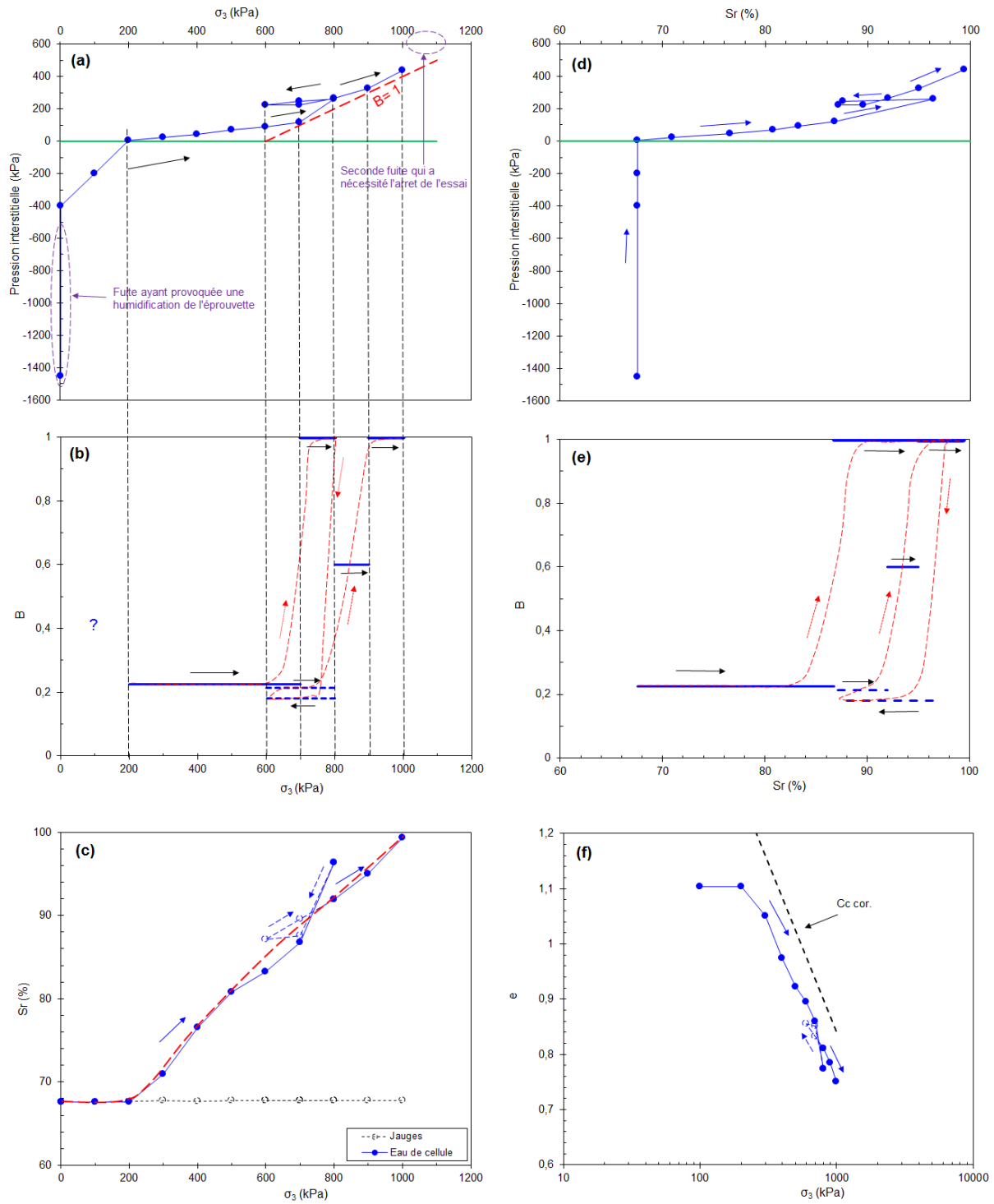


Figure VI.15 : Essai 2 : Chemin de chargement isotrope non drainé sur la marne compactée interprété dans différents plans.

L'essai 3 a été réalisé sur un échantillon compacté au voisinage de l'optimum Proctor (énergie Proctor normal et teneur en eau égale à 24% $\sim w_{OPN}$), correspondant à une densité sèche $\gamma_d/\gamma_w = 1,5$. La Figure VI. 16a présente les variations de la pression interstitielle depuis sa valeur initiale négative (suction) en fonction de la pression de confinement σ_3 .

On remarque que les premiers paliers de chargement ($\sigma_3 = 100$ et 200 kPa) ont suffi pour faire évoluer la pression interstitielle d'une valeur de -400 kPa (suction initiale) à une valeur quasi-nulle. La pression interstitielle positive croît linéairement avec la contrainte totale isotrope avec une faible pente dans le domaine compris entre $\sigma_3 = 200$ et 400 kPa. Au-delà de cette dernière valeur, la pression interstitielle croît plus rapidement avec la contrainte totale en suivant une pente voisine de $B = 1$.

La Figure VI. 16b présente la variation de l'indice des vides (interprétation basée sur la mesure globale de l'eau de cellule) en fonction de la contrainte totale isotrope. Sur ce même graphique, nous avons superposé l'essai œdométrique non saturé compacté présenté au paragraphe VI-1 (Figure VI.3) et interprété en contrainte moyenne ($p = \sigma_v(1 + 2 K_o)/3$). On remarque une similitude de comportement dans ce plan. Les courbes de variation de B et du degré de saturation de cet essai sont détaillées en annexe 3.

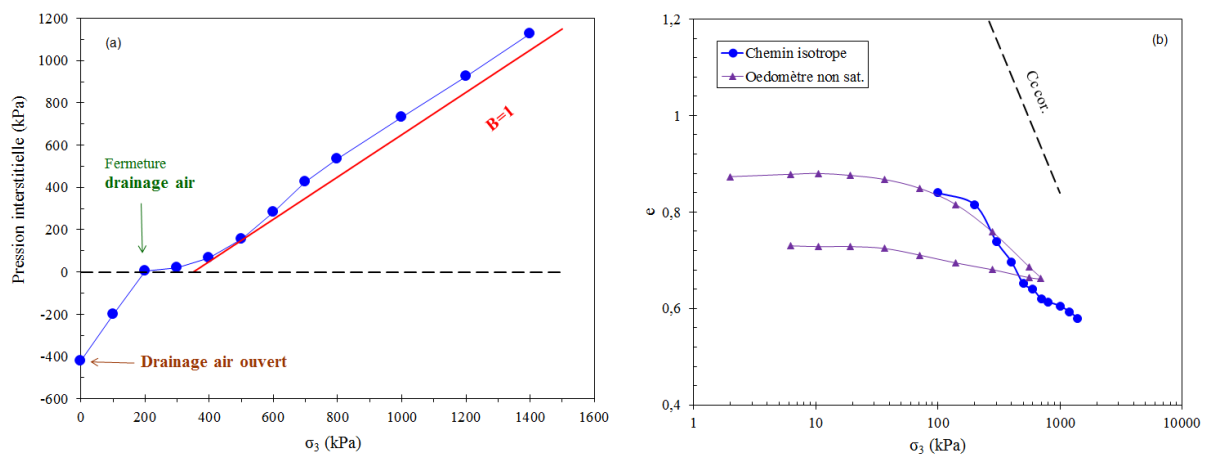


Figure VI.16 : Essai 3 : Chemin de chargement isotrope non drainé sur la marne compactée interprété dans différents plans.

L'essai 4 a été réalisé sur un échantillon compacté à l'énergie Proctor normal et à une teneur en eau égale à 19% ($w_{OPN} = 5$), correspondant à une densité sèche $\gamma_d/\gamma_w = 1,48$). La succion initiale mesurée à l'aide du psychromètre à effet Peltier et interprétée selon les trois modes est comprise entre 1350 kPa et 1500 kPa. La Figure VI.17a présente les variations de la pression interstitielle depuis sa valeur initiale négative (succion) en fonction de la pression de confinement σ_3 . On remarque que la succion décroît rapidement pour les deux-premiers paliers de chargement ($\sigma_3 = 100$ et 200 kPa), puis suit une variation quasi-linéaire de pente inférieure à 1 jusqu'à la contrainte totale maximale égale à 1400 kPa correspondant à une succion de l'ordre de 400 kPa. On constate ainsi que malgré une valeur de contrainte totale importante, la pression interstitielle reste négative. Notons que l'interprétation du psychromètre en mode WB manuel donne des valeurs de succion légèrement plus faible que les deux autres interprétations. Sur la Figure b, nous avons représenté la variation du coefficient B défini comme le rapport de la variation de la succion à la variation de la contrainte totale isotrope. On remarque que B vaut 0,8 environ pour une contrainte inférieure ou égale à 200 kPa, puis décroît pour atteindre une valeur de l'ordre de 0,4 pour une contrainte totale supérieure à 200 kPa. La variation du degré de saturation, déduit de la variation du volume de l'échantillon (calculée à partir de l'eau de cellule), en fonction de la contrainte totale isotrope montre une croissance monotone quasi-linéaire atteignant une valeur de l'ordre de 95% pour une contrainte totale de 1400 kPa (Figure c). Si on interprète la variation de la pression interstitielle négative (succion) en fonction du degré de saturation (Figure d), on peut représenter la variation du paramètre B en fonction du degré de saturation (Figure e). On remarque que B décroît lorsque le degré de saturation augmente pour se stabiliser autour d'une valeur de 0,4 lorsque le degré de saturation devient supérieur ou égal à 80%. Dans le plan $[\log \sigma_3 ; e]$ (Figure f), nous avons superposé à cet essai de chargement isotrope le chemin œdométrique non saturé réalisé sur le même matériau compacté. On remarque un bon accord général entre les deux chemins.

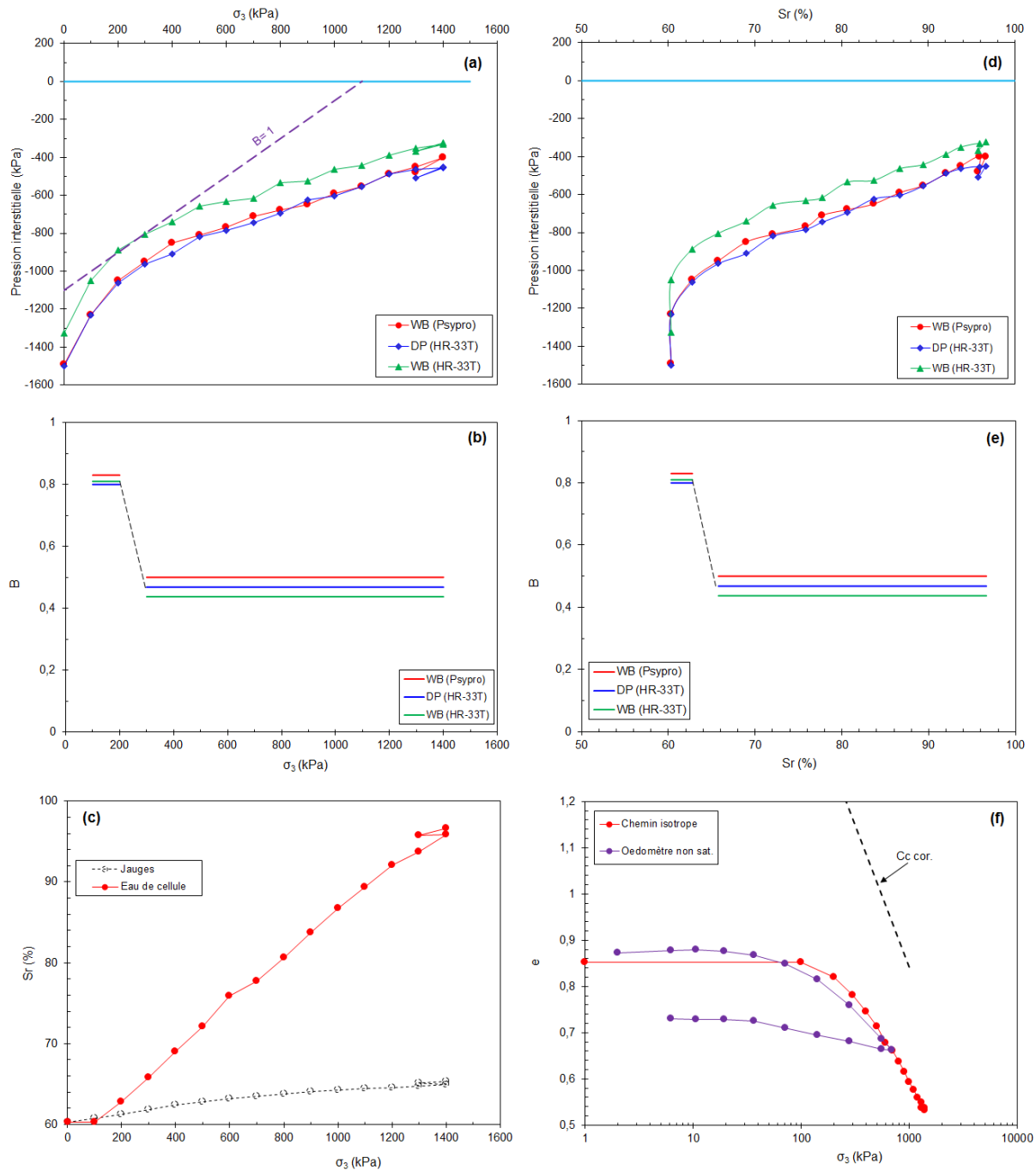


Figure VI.17 : Essai 4 : Chemin de chargement isotrope non drainé sur la marne compactée interprété dans différents plans.

L'essai 5 a été réalisé sur un échantillon compacté à gauche de l'optimum Proctor (énergie Proctor normal et teneur en eau égale à 20% $\sim w_{OPN-4}$), correspondant à une densité sèche $\gamma_d/\gamma_w = 1,45$. La Figure VI.18a présente les variations de la pression interstitielle depuis sa valeur initiale négative de -3 MPa (suction initiale) en fonction de la pression de confinement σ_3 . On remarque que la suction décroît rapidement pour les deux-premiers paliers de

chargement ($\sigma_3 = 100$ et 200 kPa), puis suit une variation quasi-linéaire de pente inférieure à 1 jusqu'à une contrainte totale maximale égale à 1400 kPa (contrainte limite du dispositif expérimental) correspondant à une pression interstitielle négative de l'ordre de -1250 kPa. Sur la Figure b est présentée la variation du coefficient B défini comme le rapport de la variation de la pression interstitielle à la variation de la contrainte totale isotrope. On remarque que B vaut $0,49$ environ pour une contrainte supérieure à 300 kPa. La variation du degré de saturation, déduit de la variation du volume de l'échantillon (calculée à partir de l'eau de cellule), en fonction de la contrainte totale isotrope montre une croissance monotone quasi-linéaire atteignant une valeur de l'ordre de 80% pour une contrainte totale de 1400 kPa (Figure c). Dans le plan $[\log \sigma_3 ; e]$ (Figure d), nous avons superposé à cet essai de chargement isotrope le chemin œdométrique non saturé réalisé sur le même matériau compacté. On remarque que le chemin isotrope se trouve à droite du chemin œdométrique, cependant les deux chemins tendent à se rejoindre lorsque la contrainte totale dépasse 1 MPa.

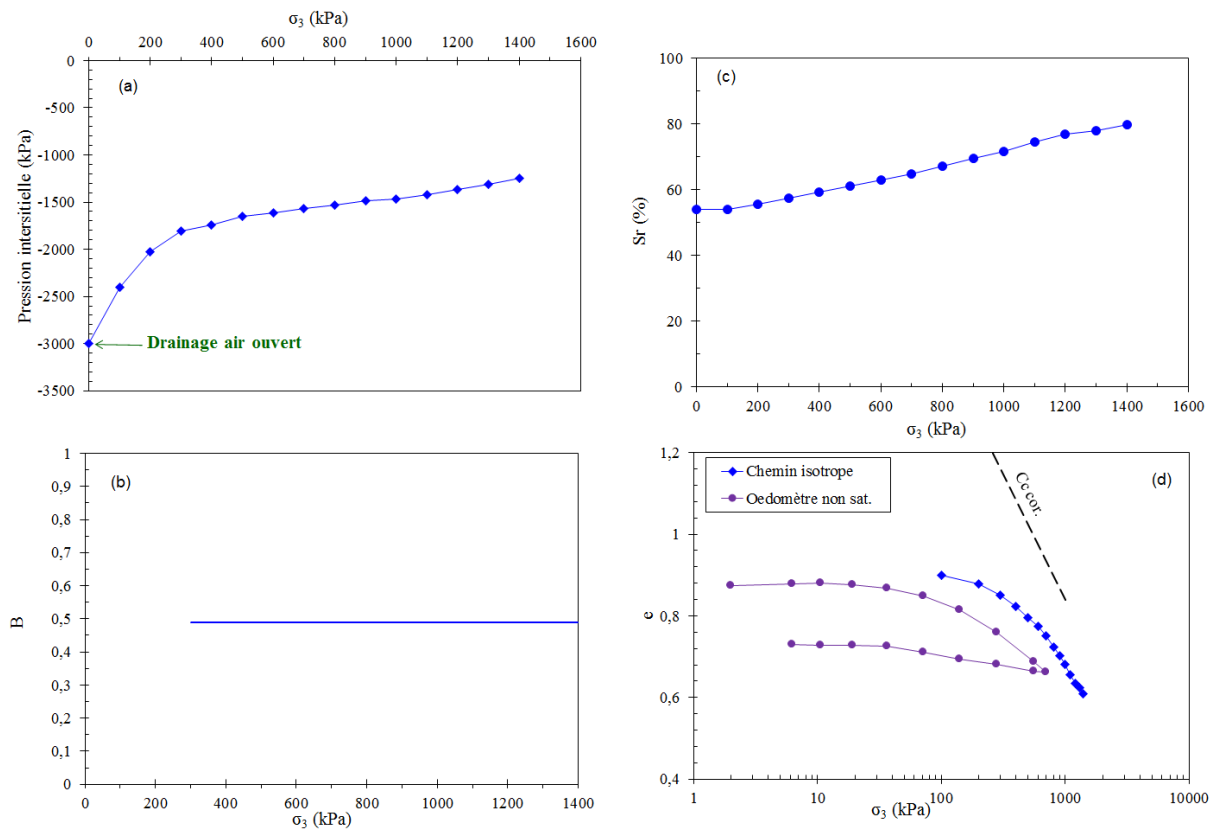


Figure VI.18 : Essai 5 : Chemin de chargement isotrope non drainé sur la marne compactée interprété dans différents plans.

Tentative d'interprétation des chemins isotropes en contrainte effective

Sur la Figure VI.19, nous avons superposé pour les cinq essais isotropes la variation de l'indice des vides en fonction du logarithme de la contrainte effective de Terzaghi définie par $p' = (p + s)$ ou $p' = (p - u_w)$ suivant que la pression interstitielle est négative ou positive. A titre indicatif, nous avons positionné la droite de corrélation NC de Biarez et Favre 1975. Par ailleurs, nous avons rajouté l'essai œdométrique réalisé sur le même matériau compacté non saturé, interprété en pression moyenne effective $p' = [\sigma_3 (1+2K_0)/ 3] + s_0$ (s_0 étant la succion initiale de l'échantillon œdométrique). On remarque que, aux erreurs de mesure près, l'ensemble des points expérimentaux rejoint la droite de corrélation NC pour ensuite la suivre. Ceci valide l'application du concept de contrainte effective de Terzaghi pour les sols compactés et quasi-saturés.

Pour l'essai 4 dont la succion initiale était de l'ordre de 1500 kPa correspondant à un degré de saturation de l'ordre de 60%, on remarque que les premiers points correspondant à des degrés de saturation inférieurs à 80%, se trouvent au-delà de la droite de corrélation NC, ce qui correspond à l'écrouissage en succion bien connu dans le cas des sols non saturés (Taibi 1994). Une fois que le degré de saturation de cet échantillon devient supérieur à 80%, les points expérimentaux tendent à rejoindre la droite NC.

Dans le cas de l'essai 5, le degré de saturation varie de 55% à 80% environ pendant le chargement isotrope et la succion est de l'ordre de 1250 kPa à la fin du chargement isotrope total de 1400 kPa. Ceci caractérise l'écrouissage en succion correspondant à la position des points de l'essai qui se trouvent à droite de la courbe de corrélation NC comme c'était le cas pour l'essai 4.

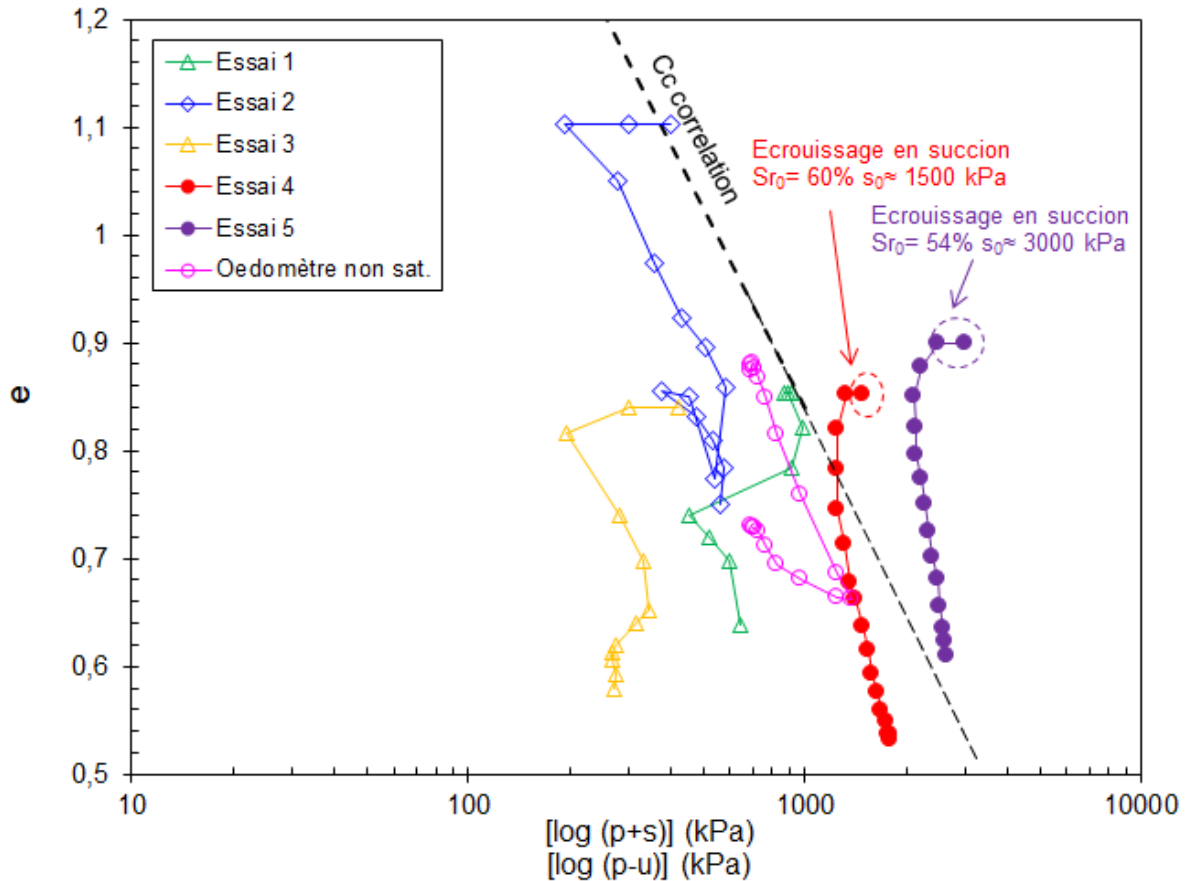


Figure VI.19 : Variations de l'indice des vides des 3 essais en fonction de la contrainte effective.

c- Synthèse des chemins isotropes

Si on superpose les chemins isotropes des essais 2 à 5 (l'essai 1 ayant présenté des fuites), on remarque deux types de comportement (Figure VI.20) :

- Pour les matériaux compactés proche de l'OPN et présentant une succion initiale faible de l'ordre de 400 kPa : la variation de la succion présente une forte pente jusqu'à son annulation. Par la suite, la pression interstitielle passe dans le domaine positif et croit d'abord avec une très faible pente en fonction de la contrainte totale de confinement avant de voir cette pente croître fortement pour tendre vers une valeur égale à 1 en termes de B de Skempton.
- Dans le cas des matériaux compactés à gauche de l'OPN (succion initiale élevée) : on remarque une variation de la succion en fonction de la contrainte totale avec une pente supérieure à 1 jusqu'à une contrainte totale de l'ordre de 200 kPa. Lorsque la contrainte totale augmente davantage, la succion diminue, mais avec une pente très faible sans arriver à passer dans le domaine des pressions interstitielles positives.

Ces comportements sont cohérents avec les travaux de Lins et al. 1995.

Tentative d'interprétation

- Lorsque les échantillons sont compactés à gauche de l'OPN ou même au niveau de l'OPN (mais pas à droite de l'OPN), on peut penser que l'échantillon est non saturé avec une phase air continu et une phase eau discontinu. L'application d'une contrainte totale à teneur en eau constante permet de comprimer d'abord la phase air, réduisant ainsi son volume, et par conséquent faire chuter fortement la valeur de la succion initiale (Volume de l'eau/volume d'air croit) sans pour autant provoquer un réarrangement important du squelette solide. Ceci peut expliquer la forte pente (supérieure à 1) observée dans tous les cas lorsque la contrainte de confinement totale varie de 0 à 200 kPa.
- Lorsque la contrainte totale isotrope dépasse cette valeur de 200 kPa, nous avons deux cas de figure :
 - a- Dans le cas où la succion initiale était faible (exemple des essais 2 et 3), celle-ci s'est annulée pour une contrainte totale isotrope de 200 kPa alors que le matériau est encore non saturé. Ce qui s'explique par le fait que la phase air se trouve sous la forme de bulles occluses dans le matériau. Dans ce cas, le comportement de ce matériau quasi-saturé se comporte comme un matériau saturé avec un fluide interstitiel équivalent compressible composé d'eau et d'air occlus. Par conséquent, l'application d'une contrainte totale isotrope sur ce matériau quasi-saturé et surconsolidé provoque d'abord une faible compressibilité du squelette tant que la contrainte mécanique reste inférieure à la contrainte de pré-consolidation du matériau compacté, correspondant à une variation de la pression interstitielle relativement faible. Lorsque la contrainte mécanique dépasse cette contrainte de pré-consolidation (dans notre cas environ 400 kPa), la compressibilité du squelette tend à croître, mais comme l'essai est non drainé, c'est la pression interstitielle qui tend à croître fortement pour tendre vers une pente $B= 1$ au sens du Skempton.
 - b- Dans le cas où la succion initiale est très forte (exemple des essais 4 et 5), l'application d'une contrainte supérieure à 200 kPa et jusqu'à 1400 kPa ne semble pas suffisante pour faire passer l'air d'une phase continu à une phase d'air occlus ($S_r \leq 80\%$). Dans ce cas, le matériau se comporte comme un sol non saturé avec deux phases de fluides interstitiels bien distincts, et son comportement mécanique est dicté par un écrouissage en succion qui vient s'ajouter à l'écrouissage mécanique lié au compactage, donc une augmentation de la contrainte de pré-consolidation. Ceci peut expliquer la faible variation de la pression interstitielle négative (ou succion) dans le domaine des contraintes mécaniques testées (1400 kPa).

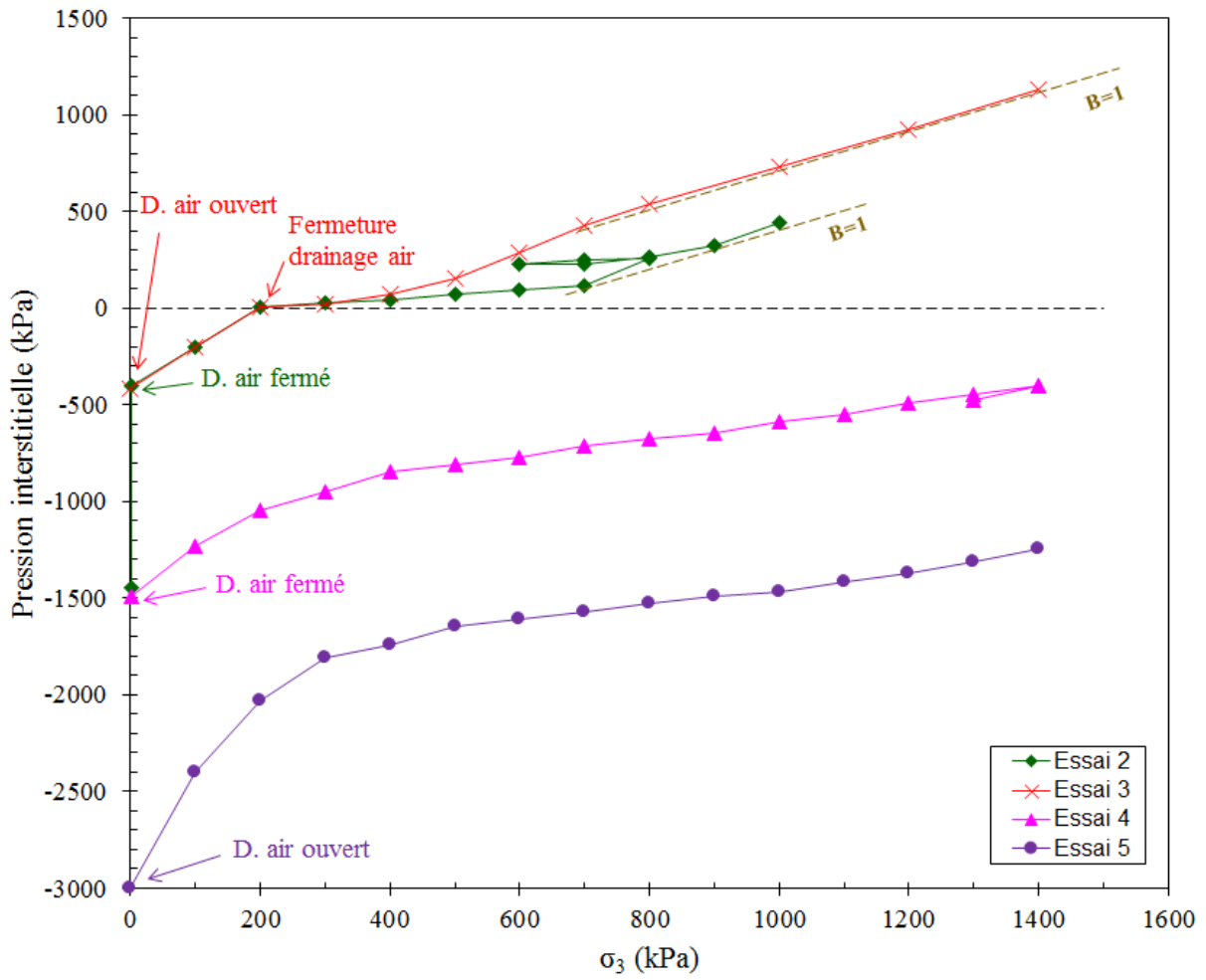


Figure VI.20 : Variations de la pression interstitielle en fonction de la contrainte totale isotrope des essais 2 à 5.

IV-3.2. Chemins déviatoires

A l'issue des chemins isotropes, les éprouvettes de l'essai 3, 4 et 5 ont été soumises à un chargement déviatoire non drainé (les essais 1 et 2 ont été arrêtés à l'issue du chargement isotrope suite à des problèmes techniques).

La Figure VI.21 présente les résultats de ces chemins déviatoires interprétés dans différents repères $[\varepsilon_1, q]$; $[p, q]$; $[(p-u), q]$ et $[\varepsilon_1, u]$ (d'autres repères sont présentés en annexes 4 à 6).

Dans le cas de l'essai 3 où l'échantillon est considéré saturé avant le chargement déviatoire, on remarque (Figure VI.21a) un comportement de type ductile du matériau avec une croissance continue du déviateur, suivi d'un maximum, une chute et un palier matérialisé par le plan de rupture observé sur l'échantillon à la fin de l'essai (Figure VI.22). Si on analyse l'évolution de la pression interstitielle correspondante (Figure b), on peut remarquer que celle-ci croît linéairement de 1140 à 1210 kPa lorsque la déformation axiale varie de 0 à 5%, avant d'atteindre un palier, puis d'amorcer une légère diminution de la pression interstitielle en fonction de la déformation.

Dans le cas des essais 4 et 5, les échantillons sont quasi-saturés au début du chargement déviatoire avec un degré de saturation respectivement de l'ordre de 95% et 80%. Sur la Figure VI.21a, on remarque un comportement de type ductile du matériau avec une croissance continue du déviateur tout au long de la déformation prospectée pour les deux essais. Notons que dans le cas de l'essai 5, un problème de défaillance du capteur de force du dispositif ne nous a pas permis d'aller au-delà de la déformation axiale de 7%. Si on analyse l'évolution de la succion correspondante (Figure b), on peut remarquer que celle-ci décroît linéairement de 400 à 150 kPa et de 1270 à 940 kPa respectivement pour les essais 4 et 5. La déformation axiale dans ce cas varie de 0 à 8% dans le cas de l'essai 4 et de 0 à 3% dans le cas de l'essai 5, avant d'atteindre un palier, puis d'amorcer une légère augmentation de la succion en fonction de la déformation.

Les Figures c et d présentent ces chemins (essais 3 à 5) respectivement dans les plans $[p ; q]$ et $[(p+s) ; q]$ ou $[(p-u) ; q]$. L'interprétation à l'aide de la contrainte effective de Terzaghi $p' = p + s$ nous semble pertinente dans ce domaine où l'échantillon est quasi-saturé ($S_r > 80\%$). Nous avons reporté sur ces plans la droite de pente M_{OC} correspondant à l'enveloppe des essais triaxiaux sur ces mêmes matériaux compactés, puis saturés (Chapitre V, paragraphe V-2.4).

Synthèse

Une tentative d'interprétation de ces essais permet de constater ce qui suit :

- Sur la Figure b, l'extremum des courbes de variation de la pression interstitielle correspond au point de changement de phase du matériau, autrement dit le passage d'un comportement tendant à la contractance à un comportement tendant à la dilatance.
- La projection de ces points sur la Figure (a) permet de définir le « point caractéristique ».
- La projection de ce « point caractéristique » sur la Figure d permet de constater que ce point correspond relativement bien à l'intersection du chemin de chargement interprété en contrainte effective avec le critère des sols compactés saturés, noté M_{oc} . Notons que l'enveloppe des résistances maximales présente une droite de pente $M \approx 0,59$ qui est légèrement supérieure à celle des essais compactés saturés M_{oc} (Chapitre V, paragraphe V-2.4) qui est de l'ordre de 0,5.
- Dans le cas de l'essai 4, lorsque la déformation axiale devient supérieure à 8% (Figure b), la tendance à la dilatance s'accompagne d'une légère augmentation de la succion et donc de la pression moyenne effective qui écroute le matériau et donc augmente sa résistance au cisaillement. Ceci peut expliquer l'augmentation continue du déviateur de contrainte observée sur la Figure (a) sans apparition d'une amorce d'un palier à $\varepsilon_1 = 14\%$.

L'interprétation présentée ci-dessus est cohérente avec celle du comportement observé généralement sur des sols saturés surconsolidés non drainés.

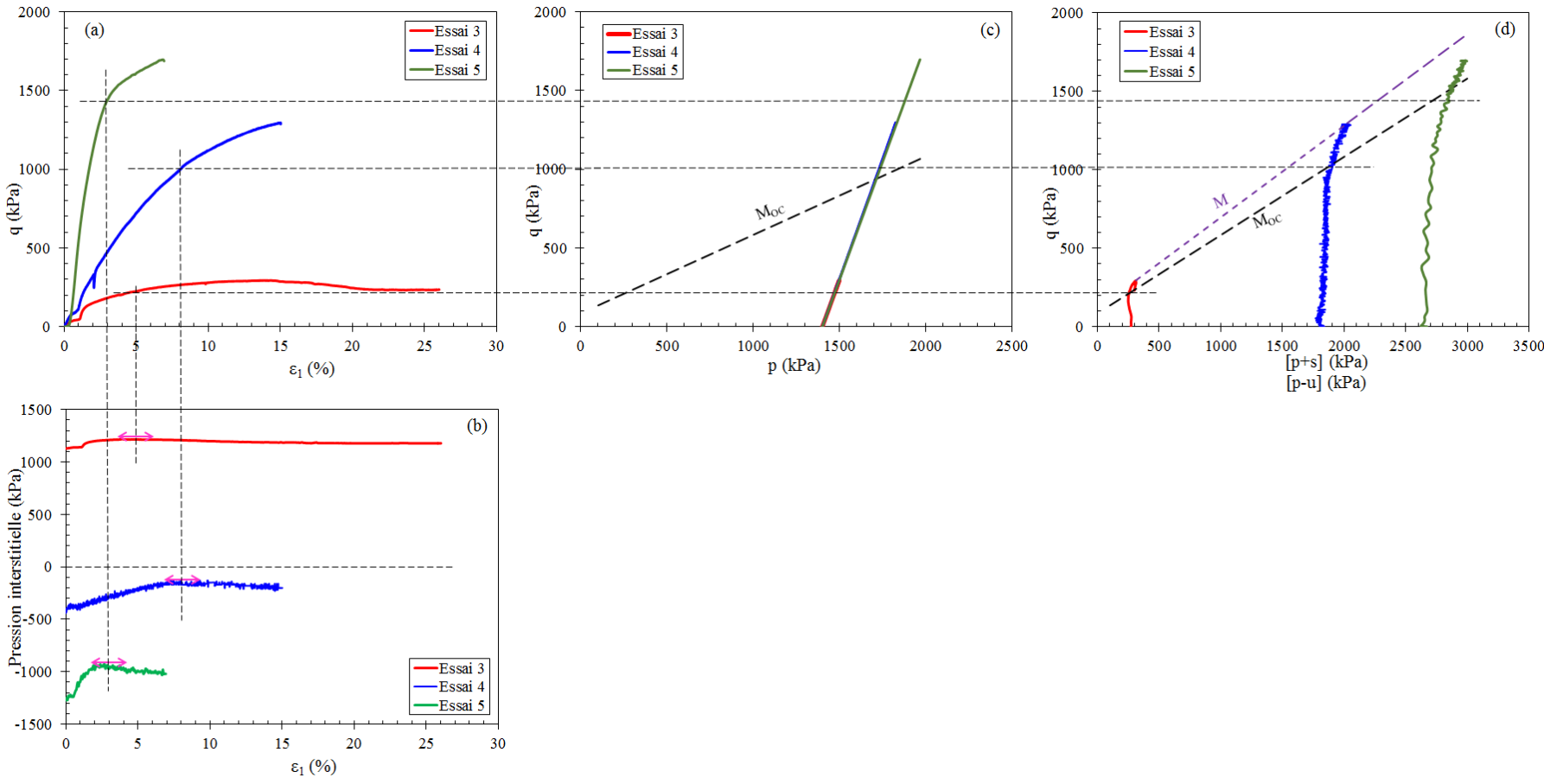


Figure VI.21 : Chemins déviatoires non drainés des essais 3 à 5 interprétés dans différents plans.



Figure VI.22 : Photos de l'échantillon à la fin du chargement déviatorique de l'essai 3.

Chapitre VII. Caractérisation de la fissuration par dessiccation des sols compactés

VII-1. Introduction

Généralement, les sols fins compactés présentent lors de leur dessiccation un retrait suffisamment important pour provoquer l'apparition d'un réseau de fissures qui peut être préjudiciable au bon fonctionnement de l'ouvrage. Dans ce chapitre, nous présentons une étude de caractérisation de la fissuration par dessiccation de trois matériaux compactés présentés dans le chapitre II : la marne, le silt et l'argile à Châtaignier. Dans le cas de la marne, deux états initiaux sont considérés :

- Eprouvettes compactées au laboratoire à partir d'un matériau remanié,
- Eprouvettes directement carottées in-situ dans le remblai expérimental de l'A 304.

Dans le cas du silt et de l'argile à Châtaignier, seules les éprouvettes reconstituées au laboratoire par compactage ont été étudiées.

Le principe consiste à suivre la cinétique d'apparition du réseau de fissures et son analyse par une technique de traitement d'image. Par ailleurs, cette cinétique est reliée à la succion régnant au sein du matériau.

VII-2. Reconstitution des éprouvettes de sols compactés au laboratoire

La confection des éprouvettes au laboratoire consiste à :

- Préparer le matériau remanié à la teneur en eau cible w_{OPN} .
- Laisser mûrir le matériau humidifié pendant 24 heures.
- Compacter le matériau dans le moule CBR à l'énergie OPN dans le but d'obtenir des « galettes » d'épaisseurs respectivement de 2 et 4 cm.
- Démouler (Figure VII.1).
- Mettre en place la galette sur le banc de dessiccation présenté au chapitre I, paragraphe I-9 (Figure VII.2).
- Suivre la cinétique de dessiccation libre jusqu'à la stabilité de la teneur en eau résiduelle.

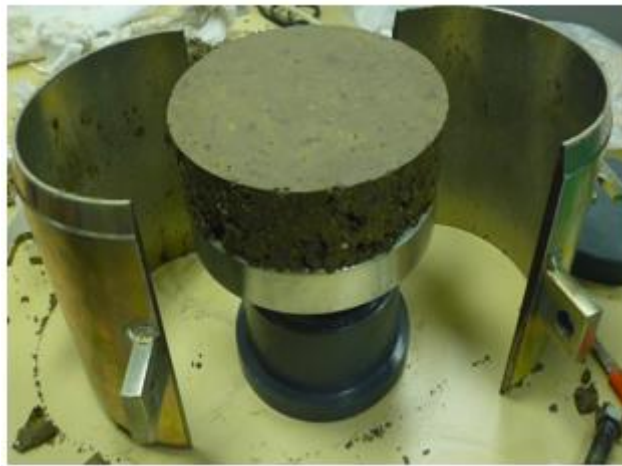


Figure VII.1 : Démoulage d'une galette de marne compactée.



Figure VII.2 : Banc de dessiccation.

Eprouvettes carottées in-situ dans le remblai expérimental

Dans le cas des matériaux carottés in-situ dans le remblai expérimental, des galettes respectivement de 2 cm et 4 cm sont découpées et placées directement sur le banc de dessiccation.

VII-3. Résultats et discussions

VII-3.1. *Marne reconstituée au laboratoire*

Afin de tester la reproductibilité de l'essai de dessiccation, trois éprouvettes de chaque épaisseur ont ainsi été testées. La Figure VII.3 présente l'état initial des galettes utilisées pour l'essai de dessiccation de la marne compactées puis démoulées. On remarque une bonne homogénéité au niveau de la surface horizontale, en revanche on observe sur le contour diamétral une présence de mottes agglomérées qui peuvent être considérées comme des hétérogénéités locales pouvant amorcer des fissures lors de la dessiccation.

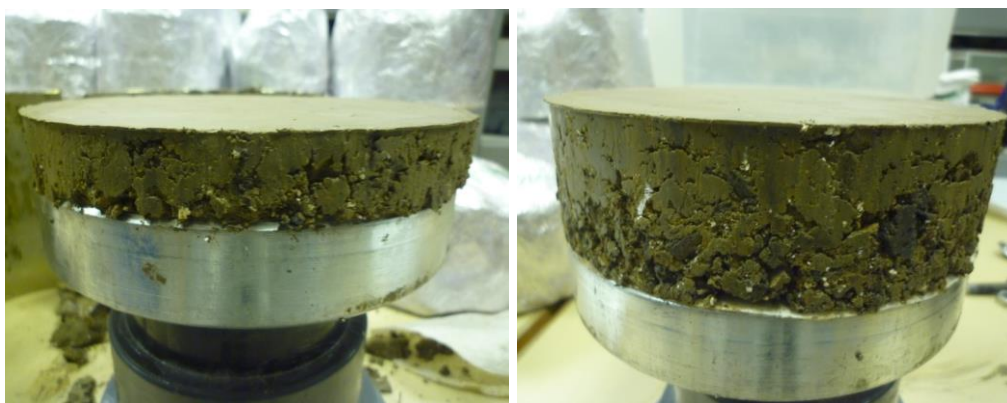


Figure VII.3 : Galettes de marne compactée pour l'essai de dessiccation.

La Figure VII.4 présente les variations de la teneur en eau en fonction du temps pendant l'essai de dessiccation. Comme les conditions aux limites (T, HR) sont constantes, les variations de la teneur en eau des échantillons de 2 cm est plus rapide et se trouve au-dessous de celles de 4cm comme attendu. Ceci est lié au temps de consolidation hydrique. Les échantillons se drainent essentiellement par la face supérieure, par conséquent la distance de drainage est égale à l'épaisseur de la galette. Comme le temps de consolidation est proportionnel au carré de la distance de drainage, celui-ci dure théoriquement 4 fois plus pour l'éprouvette de 4 cm d'épaisseur. L'échantillon de 2 cm atteint le palier de stabilisation de la teneur en eau après 80 h environ, alors que l'échantillon de 4 cm l'atteint après 130 h. On remarque que la teneur en eau décroît linéairement avec le temps jusqu'à une valeur dite « critique » de l'ordre de 15%, suivi d'une décroissance hyperbolique tendant vers une teneur en eau résiduelle de l'ordre de 5% (sauf pour l'essai 2-2 qui présente une teneur en eau résiduelle de l'ordre de 2%).

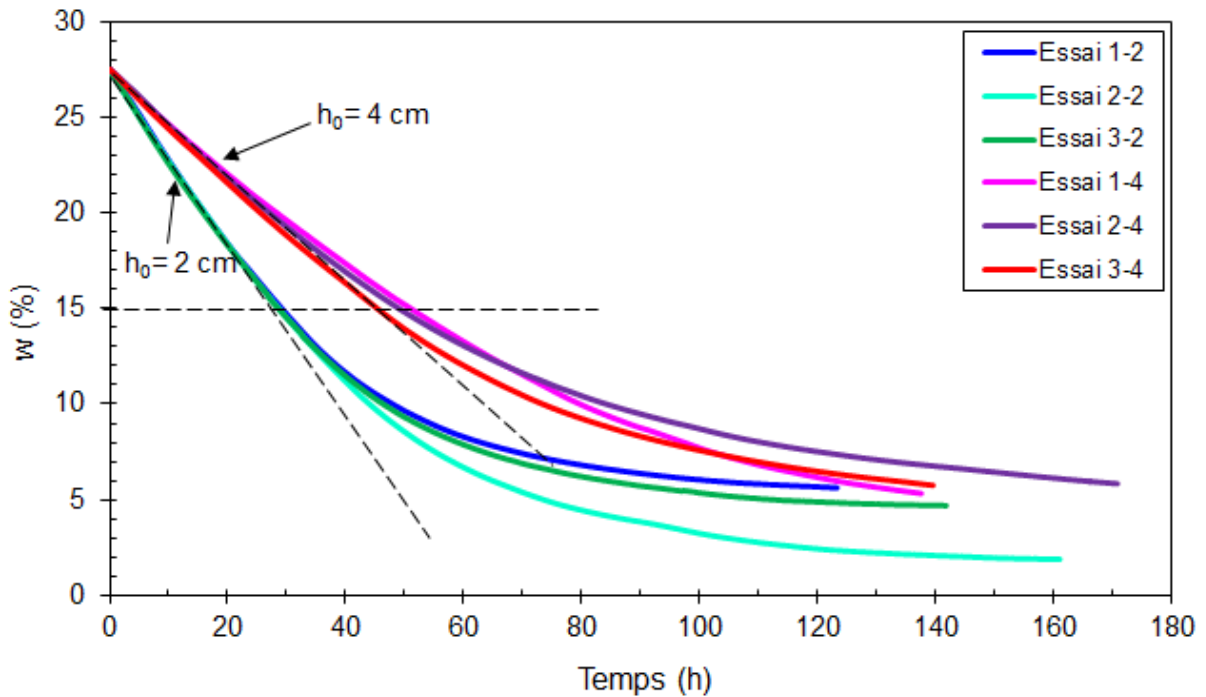


Figure VII.4 : Variations de la teneur en eau de la marne compactée.

Les Figures VII.5 à VII.7 présentent l'évolution de la dessiccation et de l'apparition des réseaux de fissures en fonction du temps et de la teneur en eau. L'analyse des images permet de suivre l'évolution du champ de déformation jusqu'à l'amorce des premières fissures et leur propagation. L'échelle des couleurs associée aux images permet de mettre en évidence des zones de compression (domaine bleu-violet) et des zones de traction (domaine vert-jaune-rouge). On remarque que le champ de déplacement, représenté par les flèches blanches, est homogène et centripète et l'amplitude des vecteurs déplacements décroît en direction du centre de l'éprouvette. La Figure VII.8 présente un zoom de ce champ de déplacement dans le cas de l'essai 1-2 à la teneur en eau résiduelle.

On peut constater une localisation des grandes déformations d'une manière aléatoire à certains endroits qui se traduit ensuite par l'apparition de fissures dans les premières heures de dessiccation correspondant à une teneur en eau moyenne de l'ordre de 27% pour les trois essais. Ce réseau de fissures se propage ensuite et se stabilise lorsque la teneur en eau devient proche de 16% environ. Cette teneur en eau correspond à la teneur en eau de limite de retrait du matériau w_{SL} .

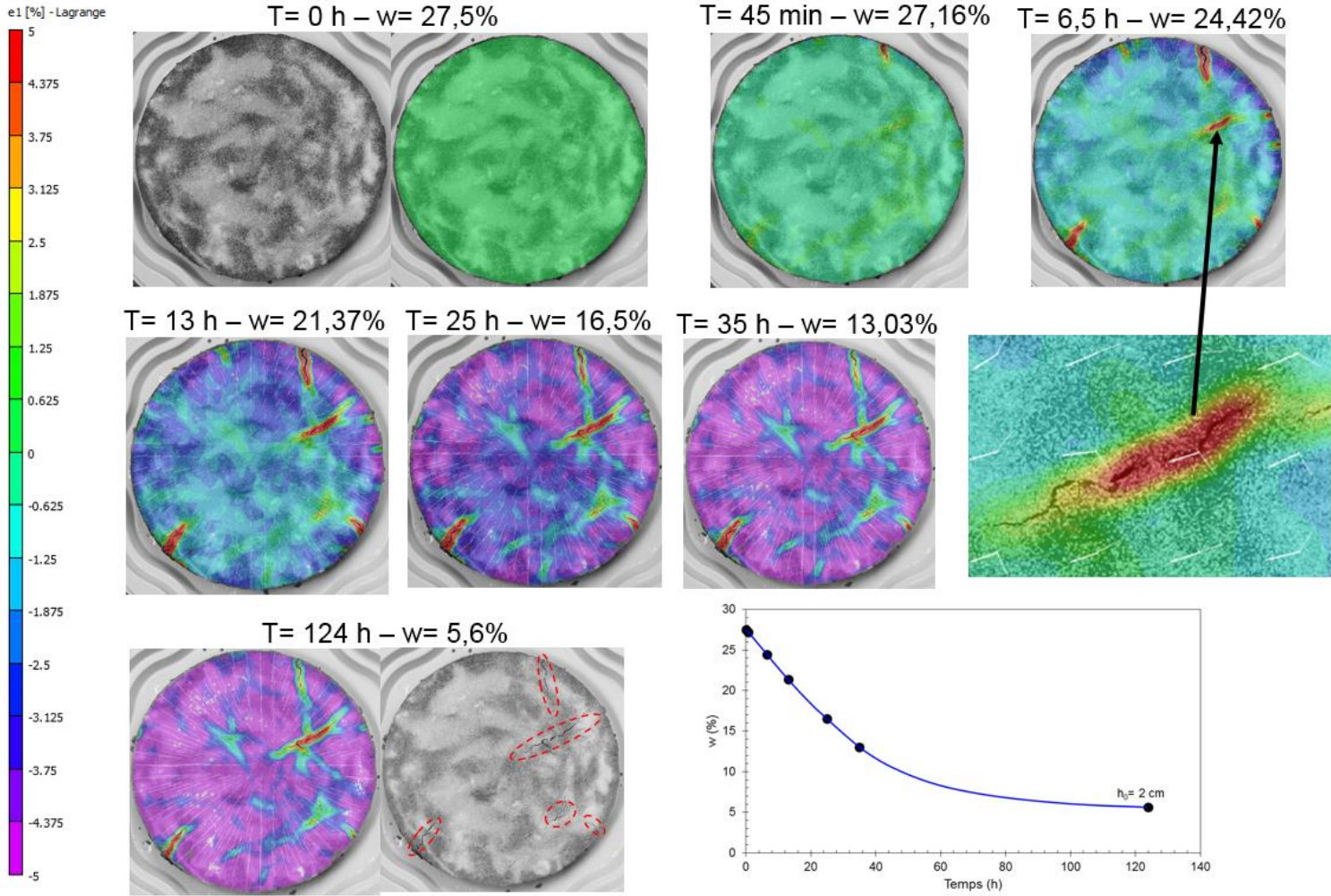


Figure VII.5 : Evolution du champ de déformation en fonction du temps et de la teneur en eau de l'essai 1-2.

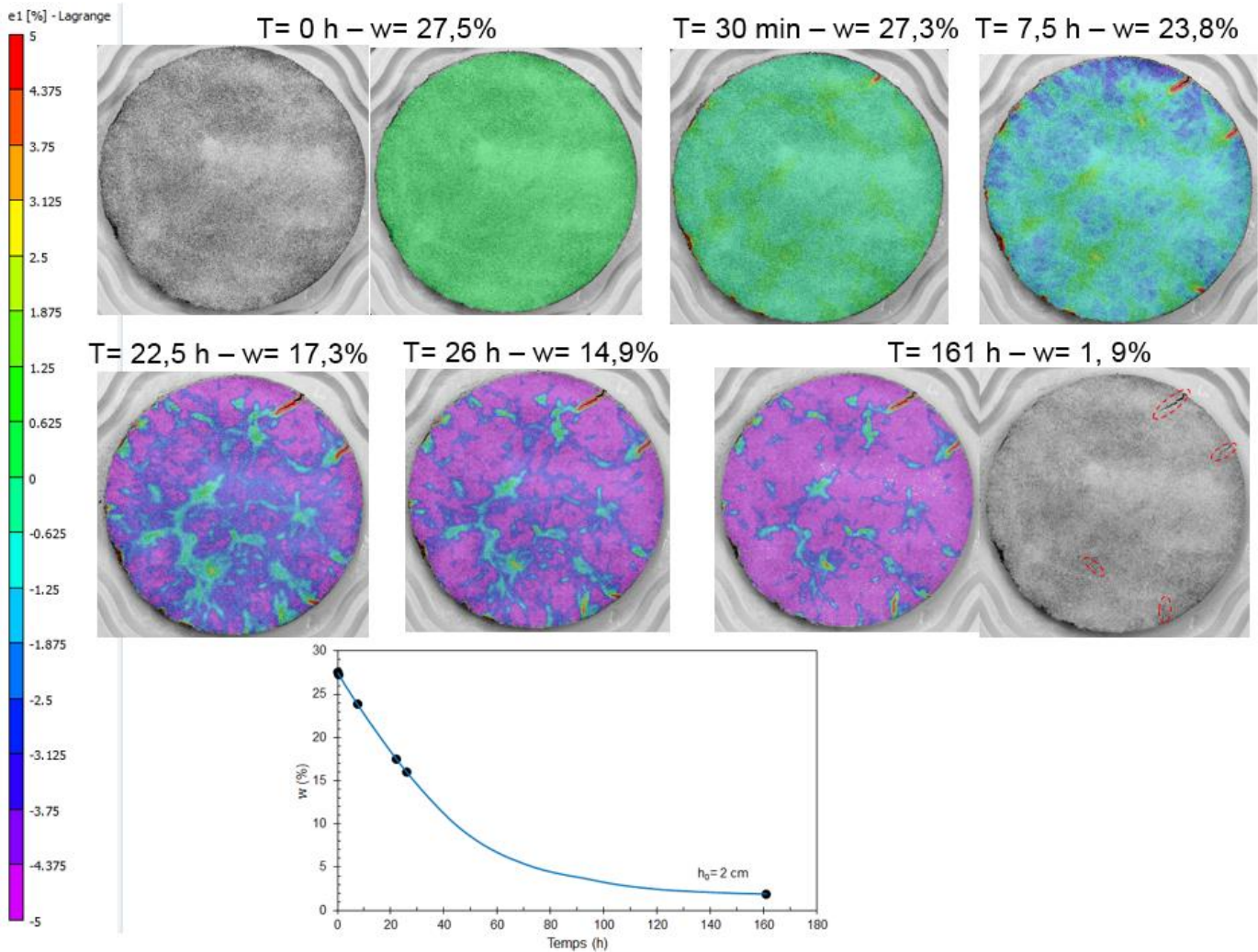


Figure VII.6 : Evolution du champ de déformation en fonction du temps et de la teneur en eau de l'essai 2-2.

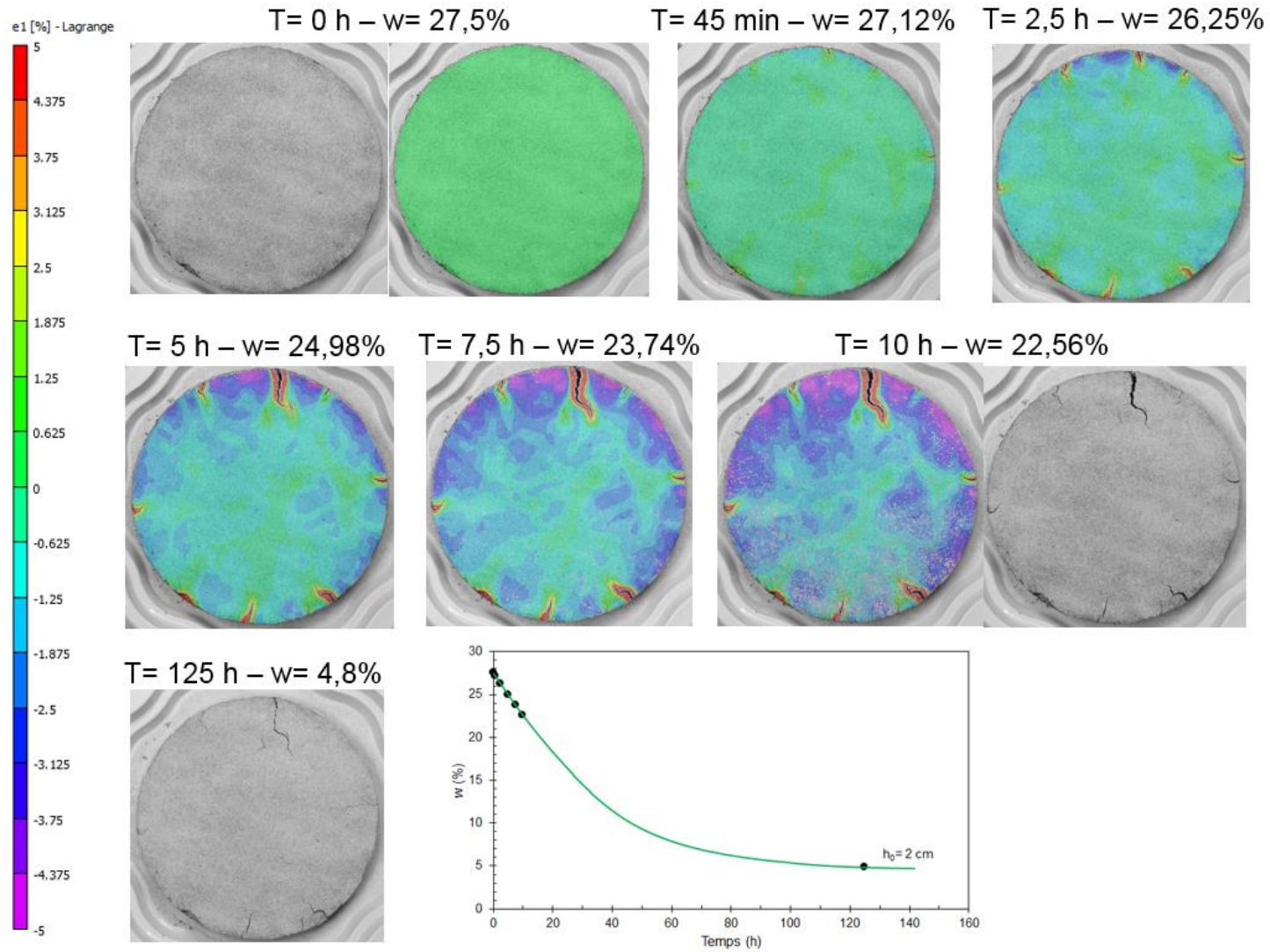


Figure VII.7 : Evolution du champ de déformation en fonction du temps et de la teneur en eau de l'essai 3-2.

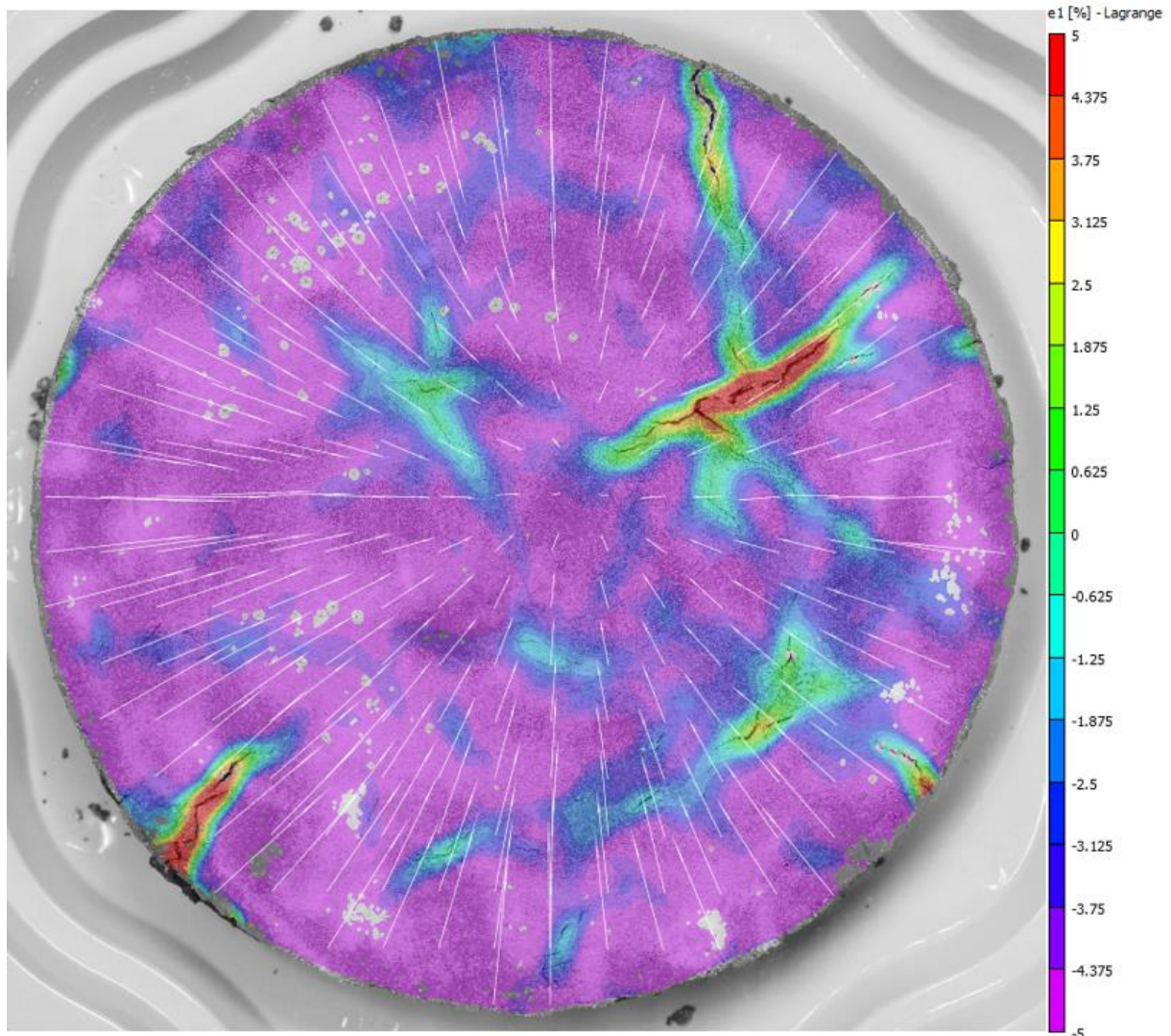


Figure VII.8 : Champ de déformation et de déplacement de l'essai 1-2.

Dans le cas des galettes de 4 cm d'épaisseur, trois éprouvettes ont été testées aussi pour vérifier la reproductibilité du comportement. Les Figures VII.9 à VII.11 présentent l'évolution de la dessiccation et de l'apparition des réseaux de fissures en fonction du temps et de la teneur en eau. Comme pour les galettes de 2 cm d'épaisseur, on constate l'amorce des premières fissures lors des premières heures de dessiccation correspondant à une teneur en eau moyenne de l'ordre de 27% pour les trois essais. Ces premières fissures s'accroissent et se propagent pour se stabiliser ensuite lorsque la teneur en eau est comprise entre 20% et 15,8% selon les échantillons.

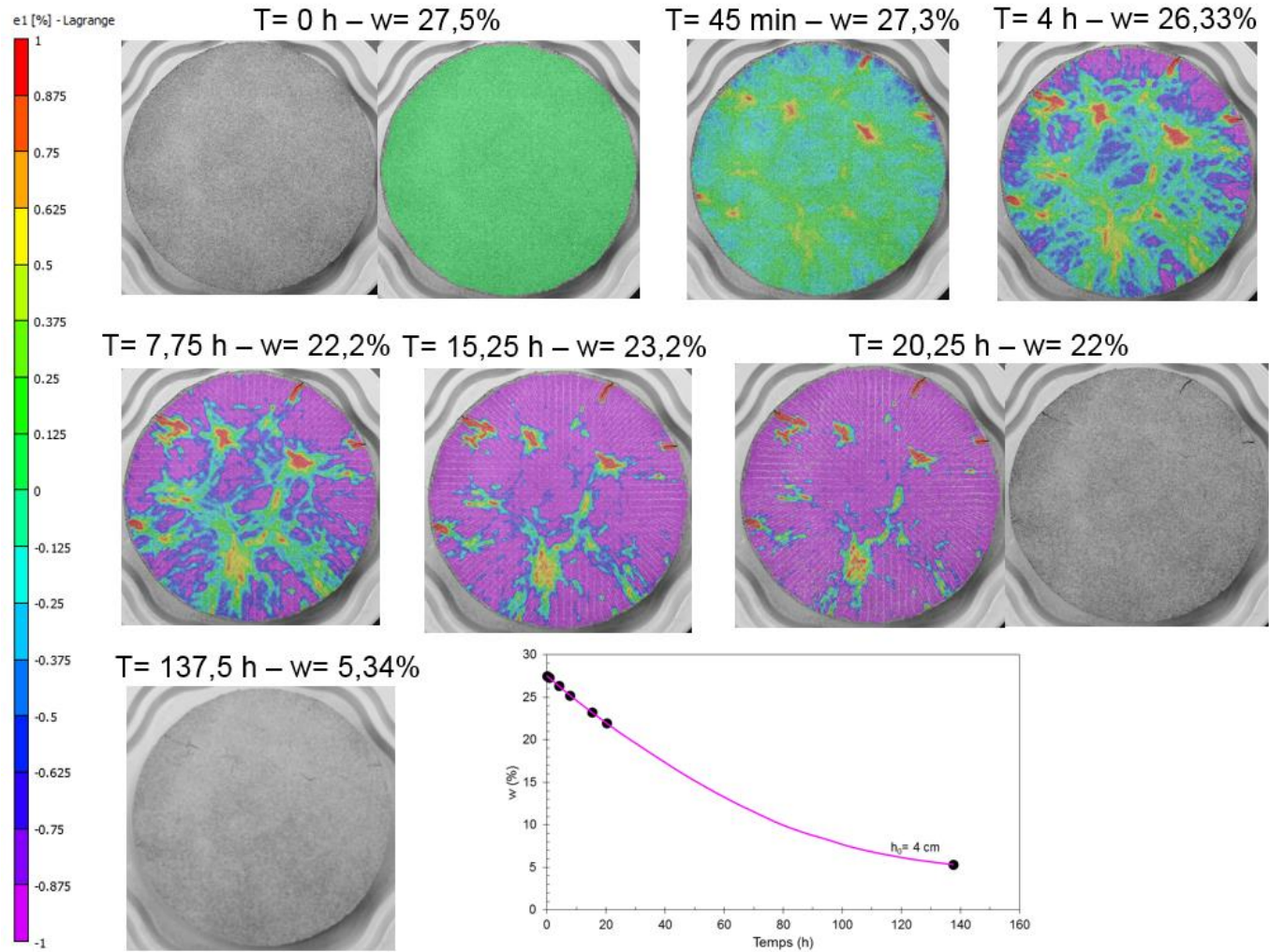


Figure VII.9 : Evolution du champ de déformation en fonction du temps et de la teneur en eau de l'essai 1-4.

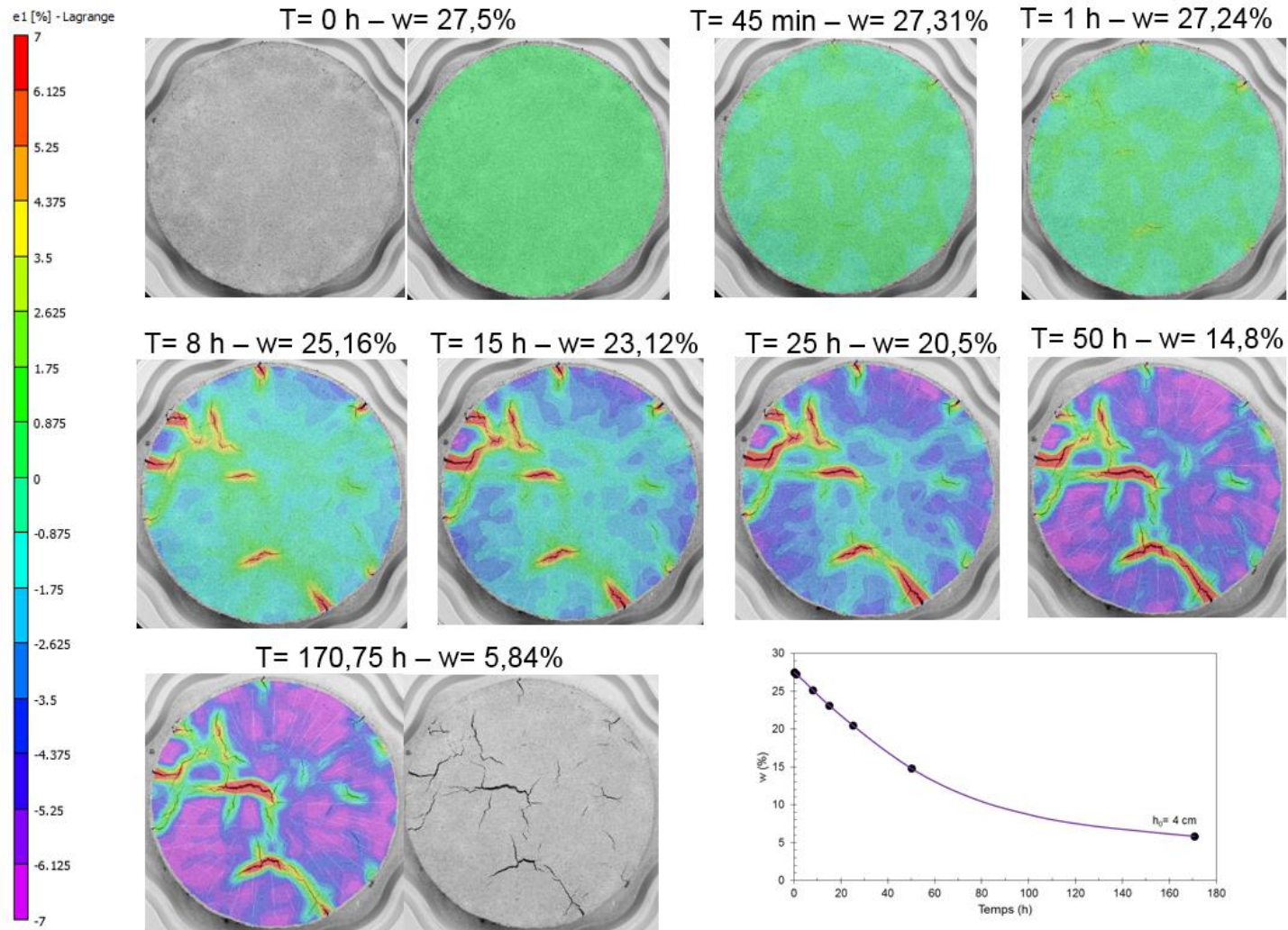


Figure VII.10 : Evolution du champ de déformation en fonction du temps et de la teneur en eau de l'essai 2-4.

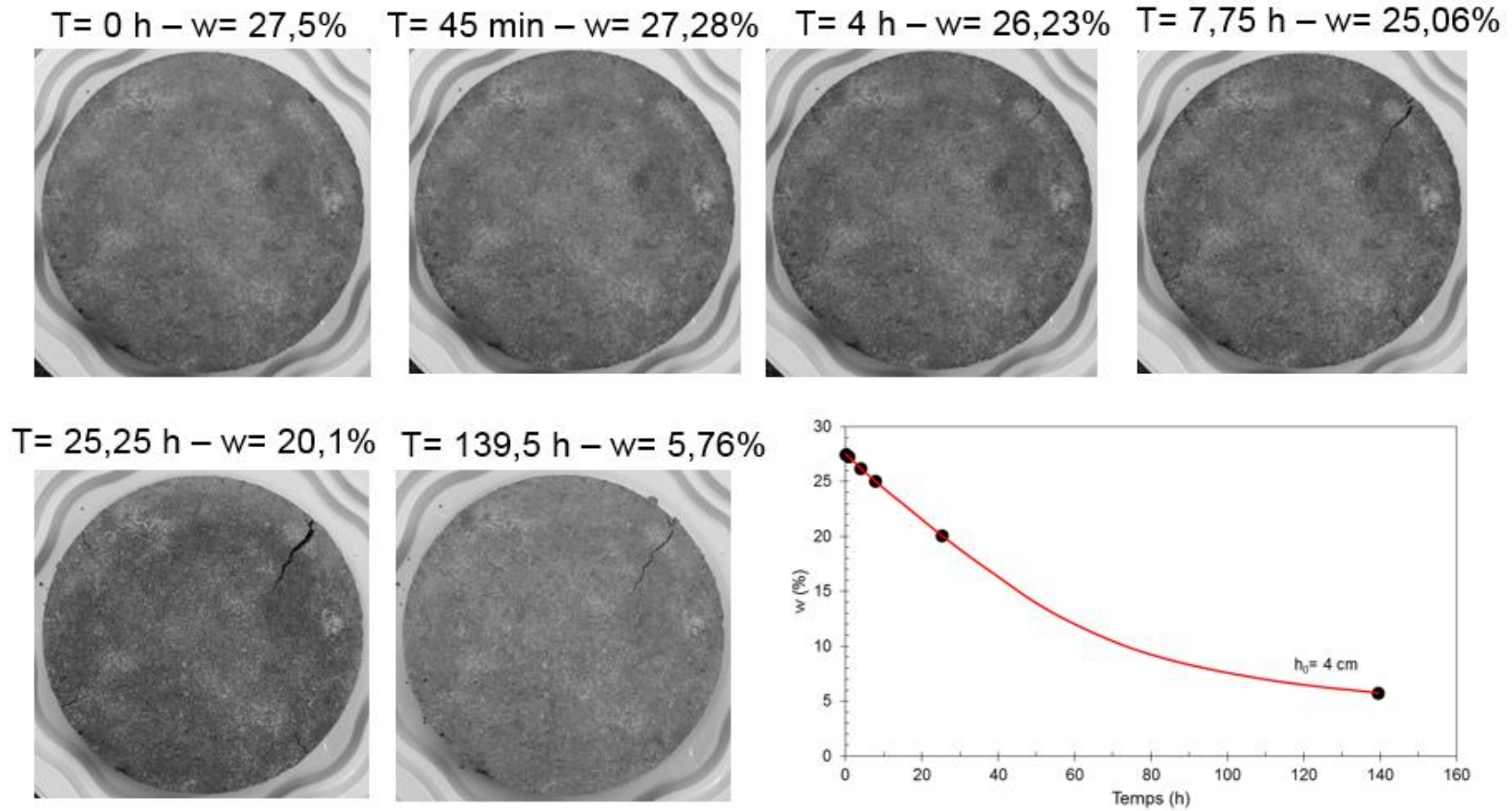


Figure VII.11 : Evolution de la déformation en fonction du temps et de la teneur en eau de l'essai 3-4.

Si on s'intéresse aux variations de volume total entre l'état initial et l'état final après dessiccation, nous avons résumé dans le Tableau VII.1 ces variations pour l'ensemble des éprouvettes testées de 2 et 4 cm d'épaisseur. Ces volumes ont été calculés à partir des mesures des diamètres moyens et des épaisseurs moyennes à l'aide d'un pied à coulisse au 1/100 de mm. On remarque que les valeurs de ϵ_v varient de 15,3 et 19,4%. Si on compare ces valeurs avec celles déduites des essais de drainage (Chapitre III, paragraphe III-2.2) interprétés en termes de déformation volumique ϵ_v (Figure VII.12), on remarque que la déformation volumique correspondant à la limite de retrait est de l'ordre de 17%. Ceci montre un bon accord général entre ces deux types d'essais malgré les dimensions des éprouvettes testées dans les deux cas. Rappelons que dans le cas des essais de drainage (Figure VII.12), la taille des échantillons est de l'ordre de 1 à 2 cm³ et que le retrait est plutôt homogène et n'engendre pas de macro-fissuration. En revanche, dans le cas des galettes, la mesure des volumes moyens selon la technique expliquée ci-dessus intègre le volume des fissures. Ceci pourrait expliquer le petit écart observé.

	V_0 moyen (mm ³)	V_f moyen (mm ³)	ϵ_v (%)
Essai 1-2	362733	292430	19,4
Essai 2-2	362733	295265	18,6
Essai 3-2	362733	295970	18,4
Essai 1-4	725466	609977	15,92
Essai 2-4	725466	614110	15,35
Essai 3-4	725466	609390	16

Tableau VII.1 : Variations de volume total des éprouvettes.

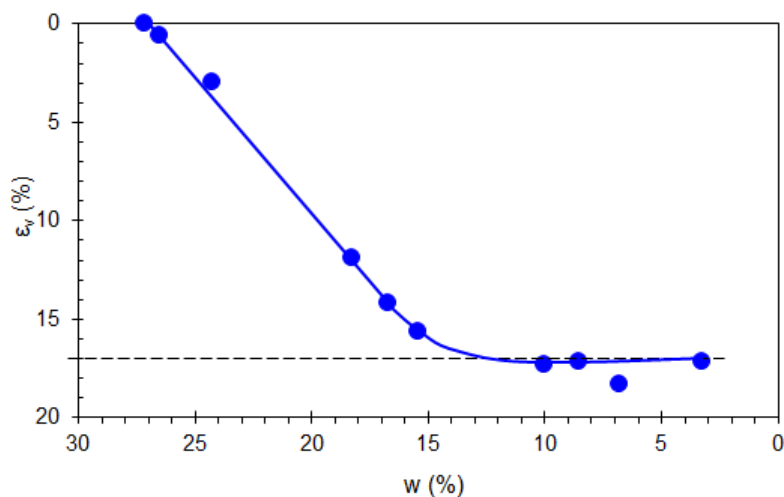


Figure VII.12 : Déformation volumique déduite de la courbe de drainage de la marne compactée.

Evolution des fissures

La Figure VII.13 présente les variations du pourcentage de fissuration (CR) analysée à l'aide du logiciel imageJ en fonction de la teneur en eau. Partant d'une teneur en eau initiale de 27,5% environ, les premières fissures apparaissent à une teneur en eau moyenne de l'ordre de 27%. Lorsque la teneur en eau de l'échantillon décroît, on remarque une augmentation rapide du pourcentage de fissuration jusqu'à une teneur en eau moyenne de l'ordre de 15,5%. Au-delà de cette valeur de teneur en eau, on remarque une stabilisation du taux de fissuration pendant le reste de la dessiccation.

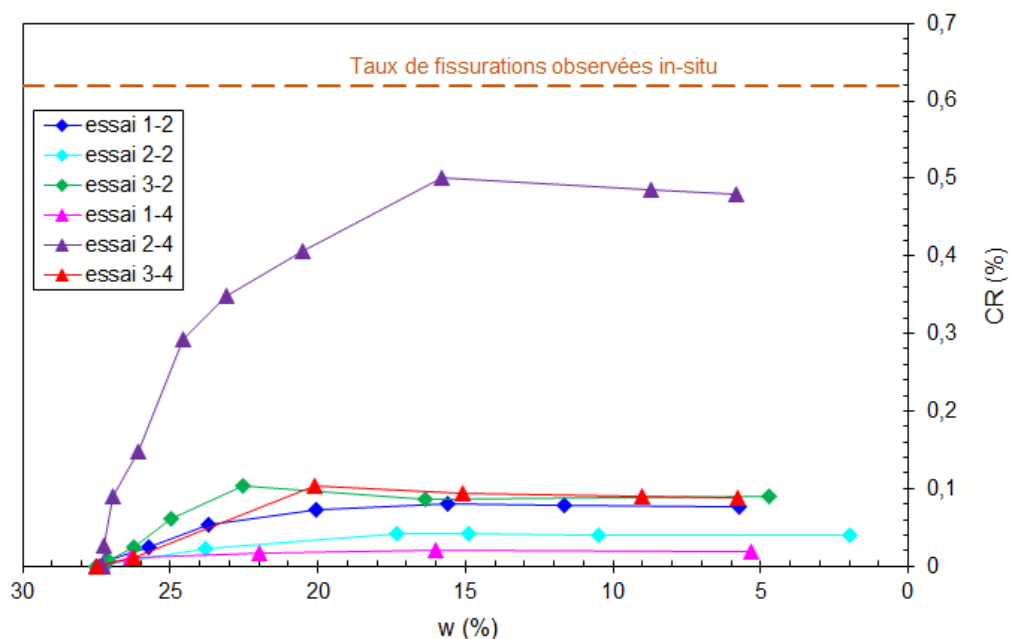


Figure VII.13 : Variation du pourcentage de la fissuration en fonction de la teneur en eau de la marne compactée.

Relation entre la teneur en eau de fissuration et la succion

La Figure VII.14a présente la courbe de drainage-humidification de la marne compactée (chapitre III, paragraphe III-2.2). A partir des teneurs en eau moyennes de l'échantillon pendant la dessiccation, nous avons positionné sur ce même graphique l'état initial des éprouvettes. On remarque que l'apparition des premières fissures correspond à une succion de l'ordre de 500 kPa. Ces fissures se propagent ensuite avec la baisse de la teneur en eau et se stabilisent à une succion de l'ordre de 5 MPa. Si on compare ce plan $[\log s ; w]$ avec le plan $[\log s ; e]$ (Figure VII.14b), on remarque qu'à la suite de l'apparition des premières fissures, le retrait s'accélère et l'indice des vides chute brutalement jusqu'au moment de la stabilisation du réseau de fissures qui coïncide avec le début du palier de limite de retrait dans le plan $[\log s ; e]$.

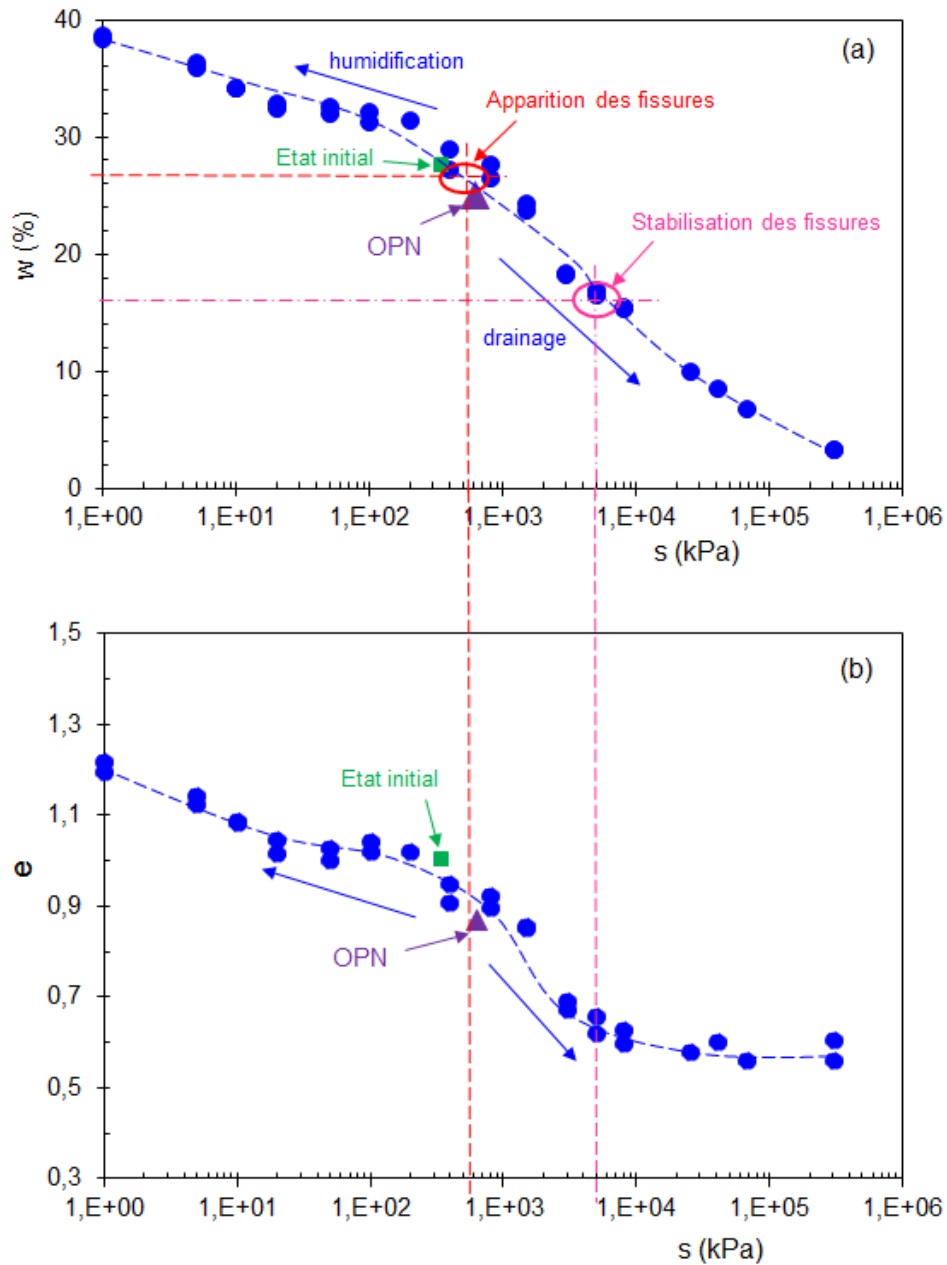


Figure VII.14 : Valeurs de la succion déduites du chemin de drainage-humidification de la marne compactée pour l'apparition et la stabilisation des fissures.

VII-3.2. Marne carottée in-situ dans le remblai expérimental

Concernant la marne directement carottée in-situ dans le remblai expérimental, deux diamètres (165 mm et 94 mm) ont été livrés. Pour voir l'effet de l'épaisseur, deux essais ont été réalisés sur des éprouvettes de 165 mm de diamètre et d'épaisseurs moyennes respectivement égales à 25 mm et 40 mm. Dans le cas des carottes de diamètre moyen de 94 mm, l'épaisseur était de 40 mm. Le Tableau VII.2 résume la provenance des carottes et les références.

Echantillons	Diamètre moyen (mm)	Epaisseur moyenne (mm)
	164	25
	165	40
9Bh VP5-12	94	42
9Bh VP5-4	93,56	40,5
2Bm V5-12	93,07	41,5
4Bs V5-12	93,82	40,9

Tableau VII.2 : Référence et dimensions des carottes de la marne carottée in-situ.

Carotte de diamètre moyen égal à 165 mm

La Figure VII.15 présente les états initiaux des deux éprouvettes respectivement de 2,5 cm (Figure VII.15a) et de 4 cm (Figure VII.15b). On remarque globalement une bonne homogénéité macroscopique du matériau.

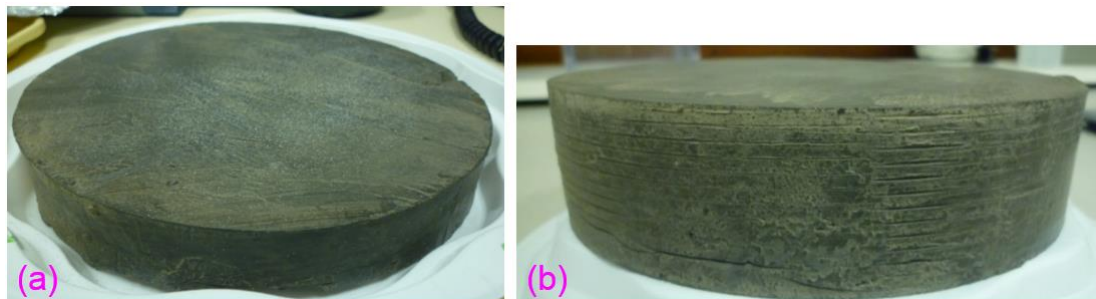


Figure VII.15 : Etats initiaux de la marne du remblai expérimental.

La Figure VII.16 présente les variations de la teneur en eau en fonction du temps lors de la dessiccation. On remarque une décroissance linéaire avec le temps de la teneur en eau, suivi d'une décroissance parabolique tendant vers une stabilisation de la teneur en eau respectivement de l'ordre de 3% pour la galette de 4 cm et 1,5 pour celle de 2,5 cm. Ce palier de stabilisation de la teneur en eau est atteint après 250 h environ.

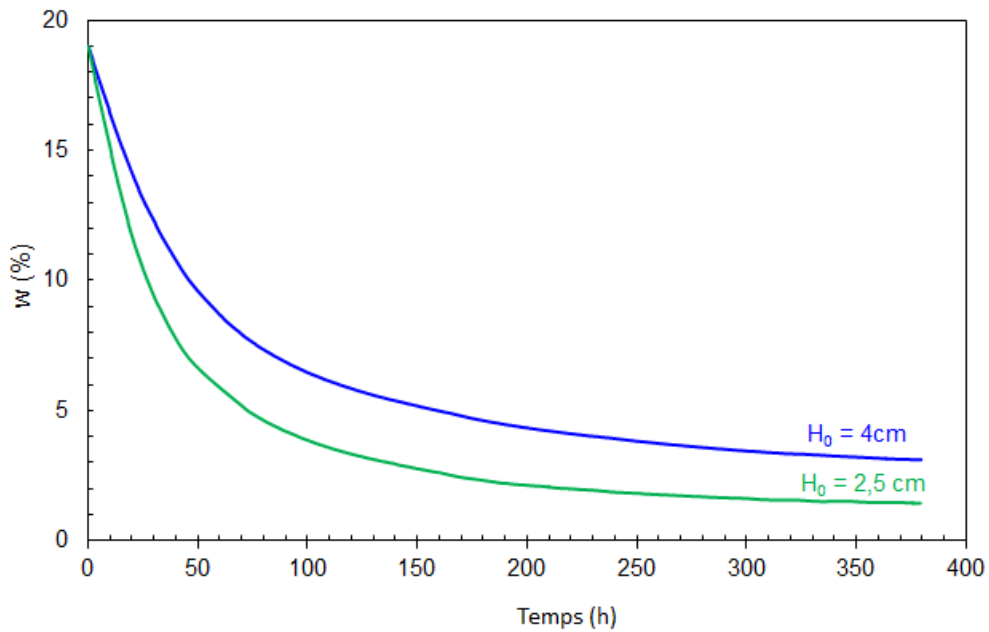


Figure VII-16 : Variations de la teneur en eau en fonction du temps des éprouvettes.

Les Figures VII.17 et VII-18 présentent l'évolution de la dessiccation et de l'apparition des réseaux de fissures en fonction du temps et de la teneur en eau respectivement pour les éprouvettes de 2,5 cm et 4 cm d'épaisseur. On constate une localisation des grandes déformations d'une manière aléatoire à certains endroits. Ceci se traduit ensuite par l'apparition de fissures dans les premières heures de la dessiccation correspondant à une teneur en eau moyenne de l'ordre de 18,8%. Ce réseau de fissures se propage ensuite et se stabilise lorsque la teneur en eau devient proche de 16% environ.

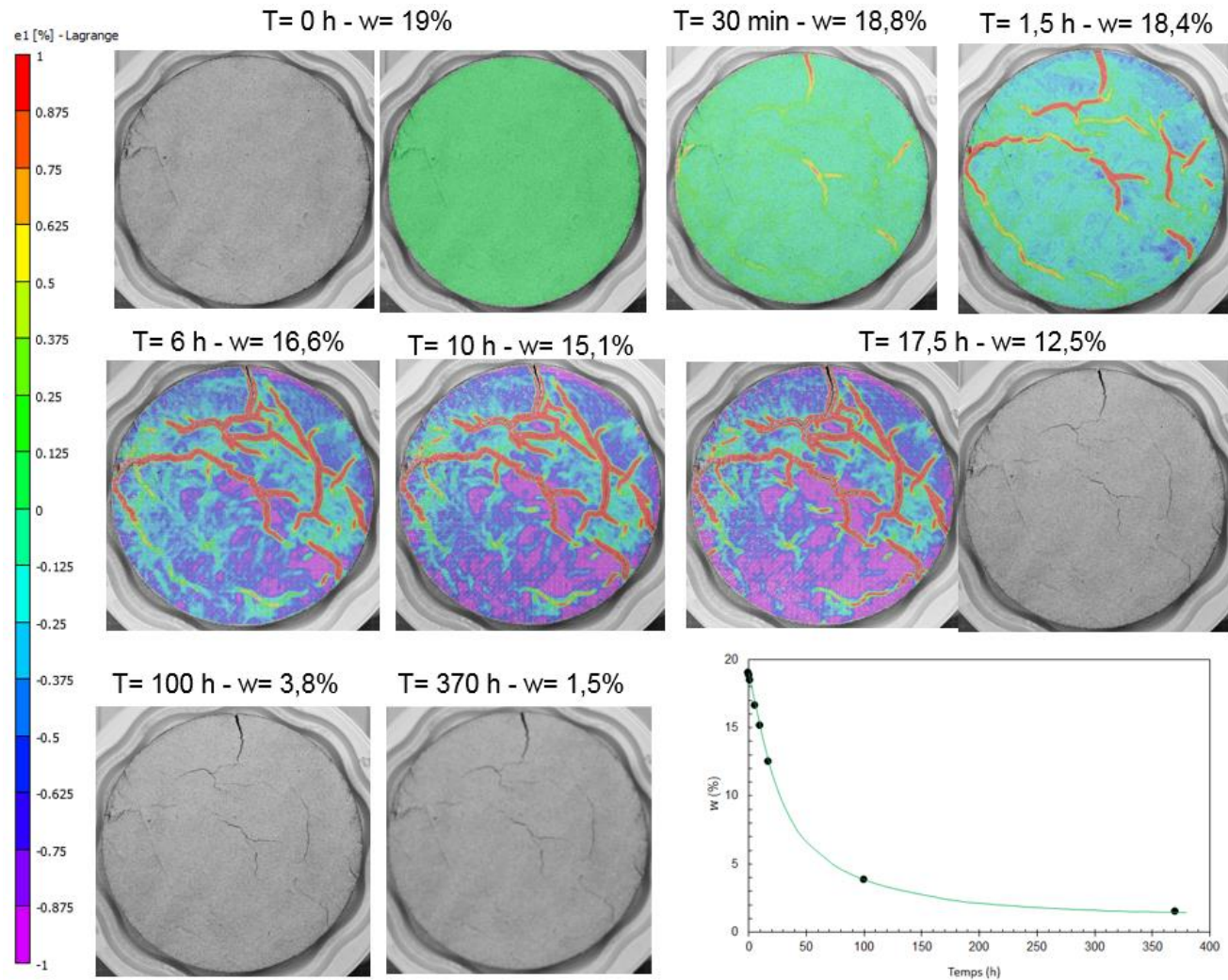


Figure VII.17 : Evolution du champ de déformation en fonction du temps et de la teneur en eau ($H_0=2,5$ cm).

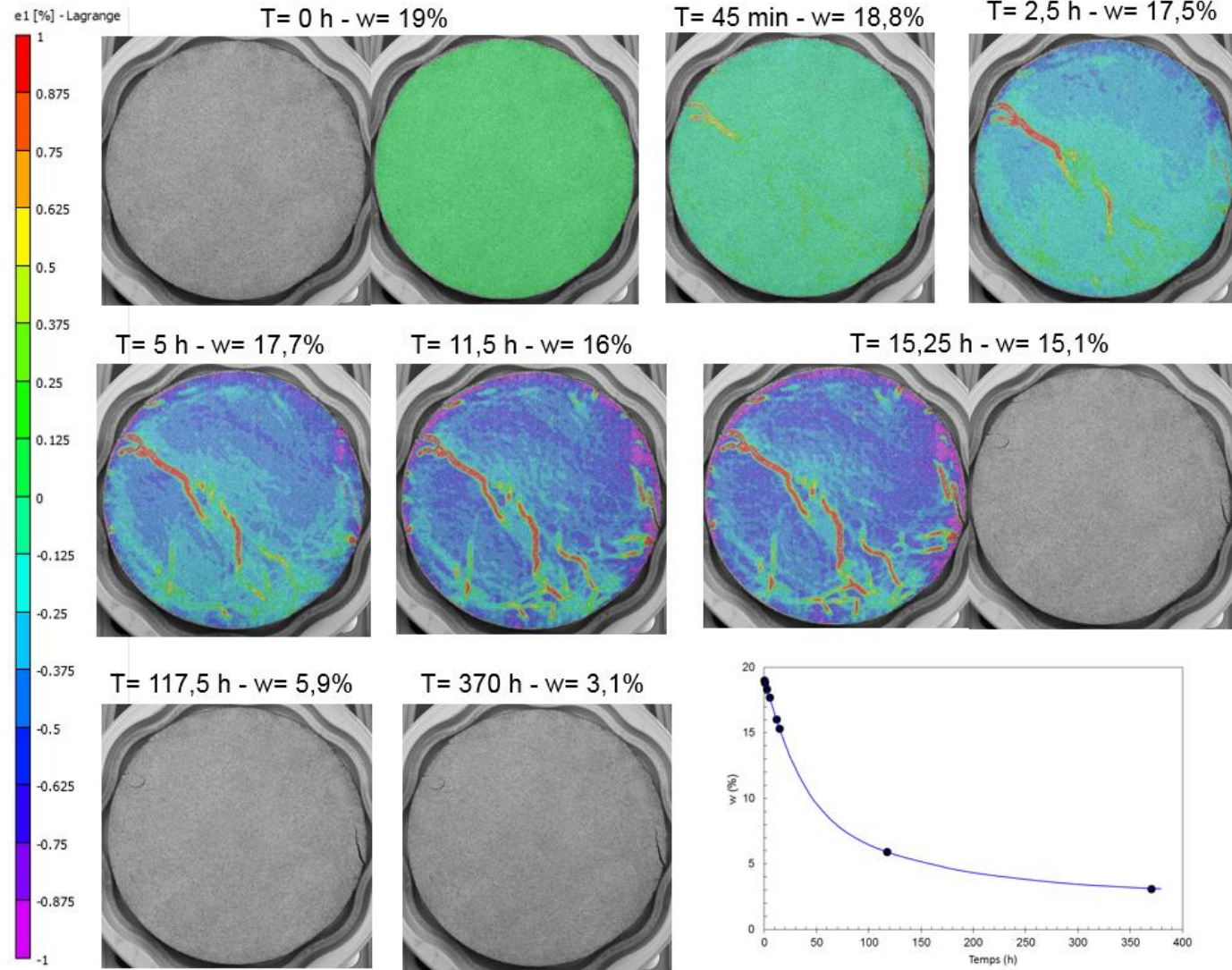


Figure VII.18 : Evolution du champ de déformation en fonction du temps et de la teneur en eau ($H_0=4$ cm).

Carottes de diamètre moyen égal à 94 mm

La Figure VII.19 présente les variations de la teneur en eau en fonction du temps des échantillons. On remarque une dispersion des teneurs en eau initiales des éprouvettes. En revanche, la teneur en eau résiduelle est de l'ordre de 4% quelle que soit la teneur en eau initiale et est atteinte après 100 h environ de dessiccation.

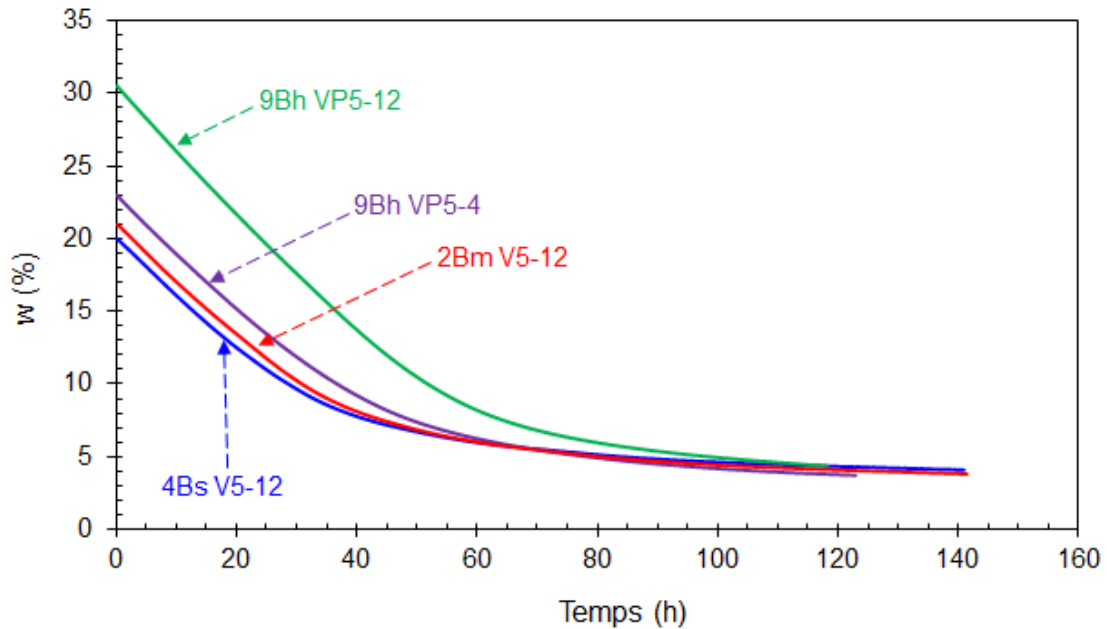


Figure VII-19 : Variations de la teneur en eau de la marne

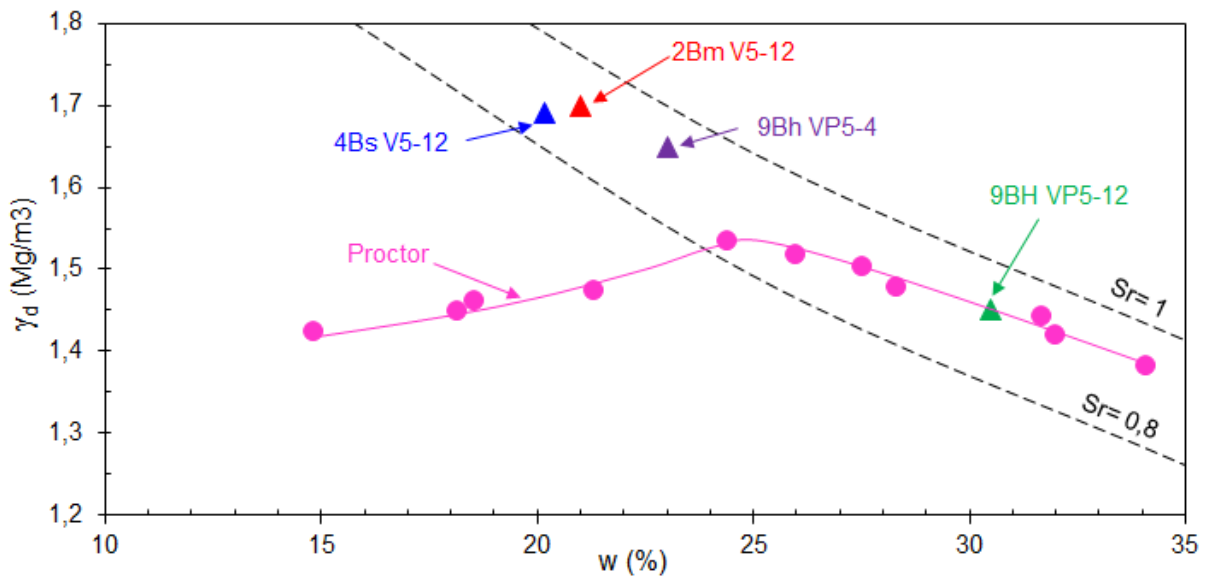


Figure VII.20 : Positions des carottes dans le plan $[w ; g_d]$ de la courbe Proctor.

- Carotte 9Bh VP5-4 ($w_0= 23\%$)

La Figure VII.22 présente l'évolution de la dessiccation et des réseaux de fissures en fonction du temps et de la teneur en eau de l'éprouvette. On constate une localisation des grandes déformations d'une manière aléatoire à certains endroits qui se traduit ensuite par l'apparition de fissures au bout d'une dizaine d'heures de dessiccation correspondant à une teneur en eau moyenne de l'ordre de 20,8%. Ce réseau de fissures se propage ensuite et se stabilise lorsque la teneur en eau devient proche de 10% environ. Le déplacement (flèches blanches) est homogène et centripète.

- Carotte 2Bm V5-12 ($w_0= 21\%$)

Les mêmes constats sont faits pour cette carotte, cependant la fissure initiale et la plus importante s'amorce au niveau du bord du disque et se propage vers l'intérieur (Figure VII.23). Il s'ensuit l'apparition d'un réseau de fissures aléatoire au cœur de l'éprouvette.

- Carotte 4Bs V5-12 ($w_0= 20\%$)

Cette éprouvette présente naturellement une inclusion argileuse de couleur jaunâtre (Figure VII.21a). L'analyse du champ de déformation (Figure VII.24) montre que la fissuration s'amorce au niveau du bord au voisinage de l'inclusion et se propage tout au long de l'interface inclusion-marne. Cet interface représente un défaut d'homogénéité de l'éprouvette et constitue par conséquent un chemin privilégié de la propagation de la discontinuité. Ce réseau de fissures se stabilise lorsque la teneur en eau devient proche de 16% (Figure VII.21b).

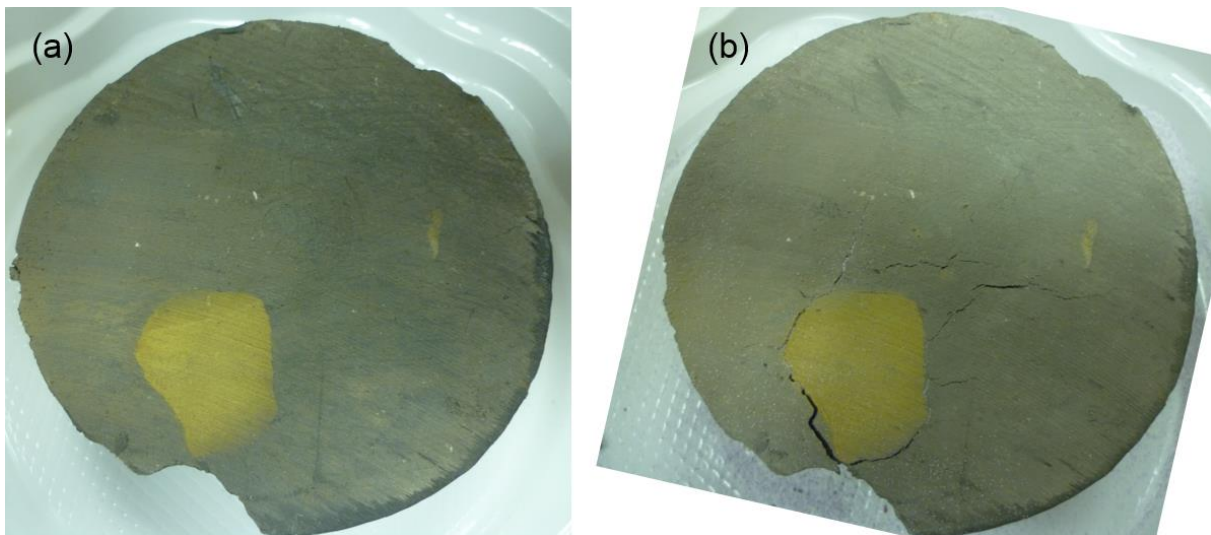


Figure VII.21 : Etats initial (a) et final (b) de l'éprouvette 4Bs V5-12.

- Carotte 9Bh VP5-12 ($w_0 = 30,5\%$)

Dans le cas particulier de cette éprouvette initialement quasi-saturée se positionnant sur la courbe Proctor à droite de l'optimum (Figure VII.20), on n'observe pas de réseau de fissures tout au long de la dessiccation jusqu'à une teneur en eau résiduelle de l'ordre de 4% (Figure VII.25). En revanche, l'analyse du champ de déformation (Figure VII.26) montre un retrait homogène centripète sans discontinuité localisée. Ceci prouve la très bonne homogénéité de cette éprouvette par rapport aux autres.

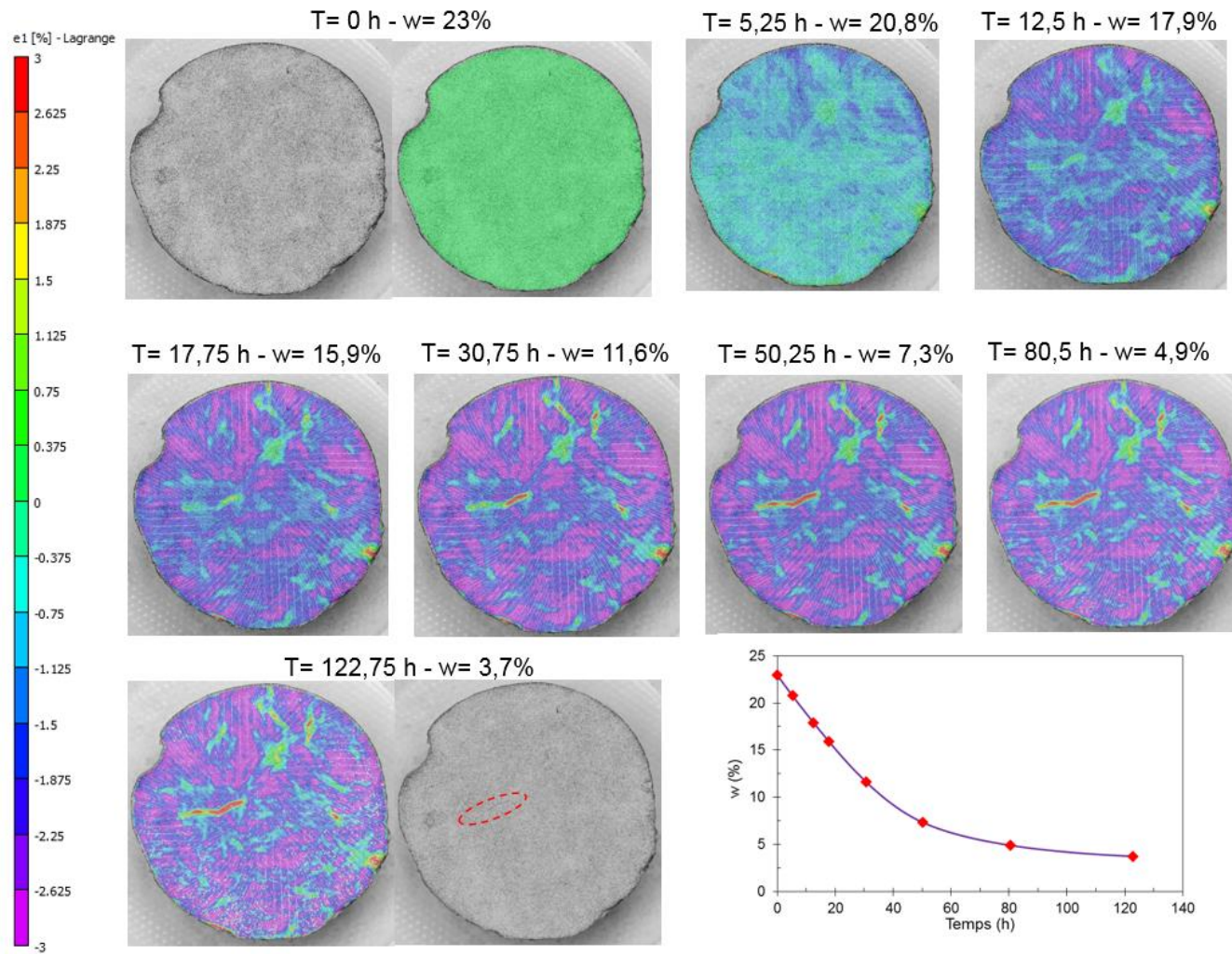


Figure VII.22 : Evolution du champ de déformation en fonction du temps et de la teneur en eau de la carotte 9Bh VP5-4.

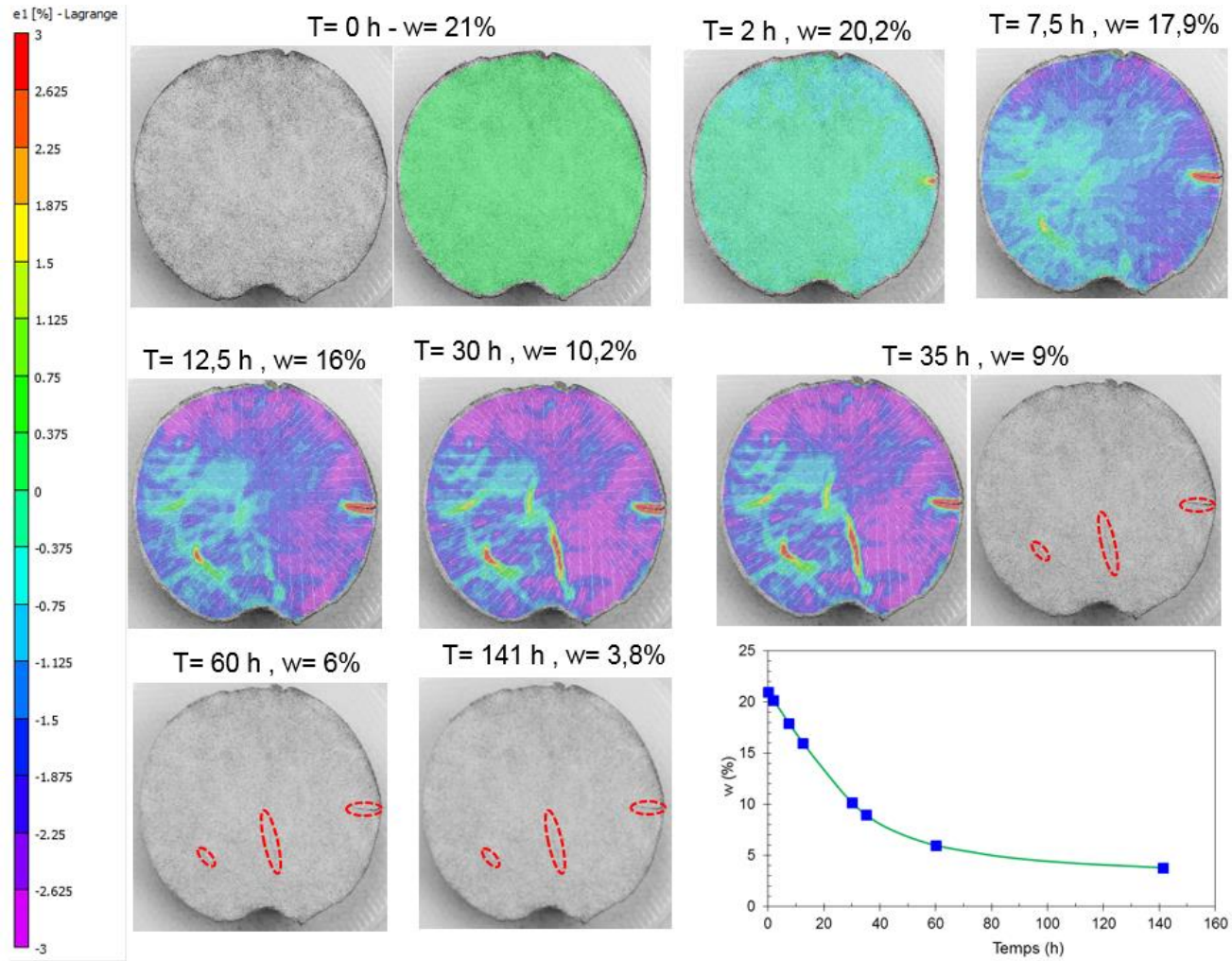


Figure VII.23 : Evolution du champ de déformation en fonction du temps et de la teneur en eau de la carotte 2Bm V5-12.

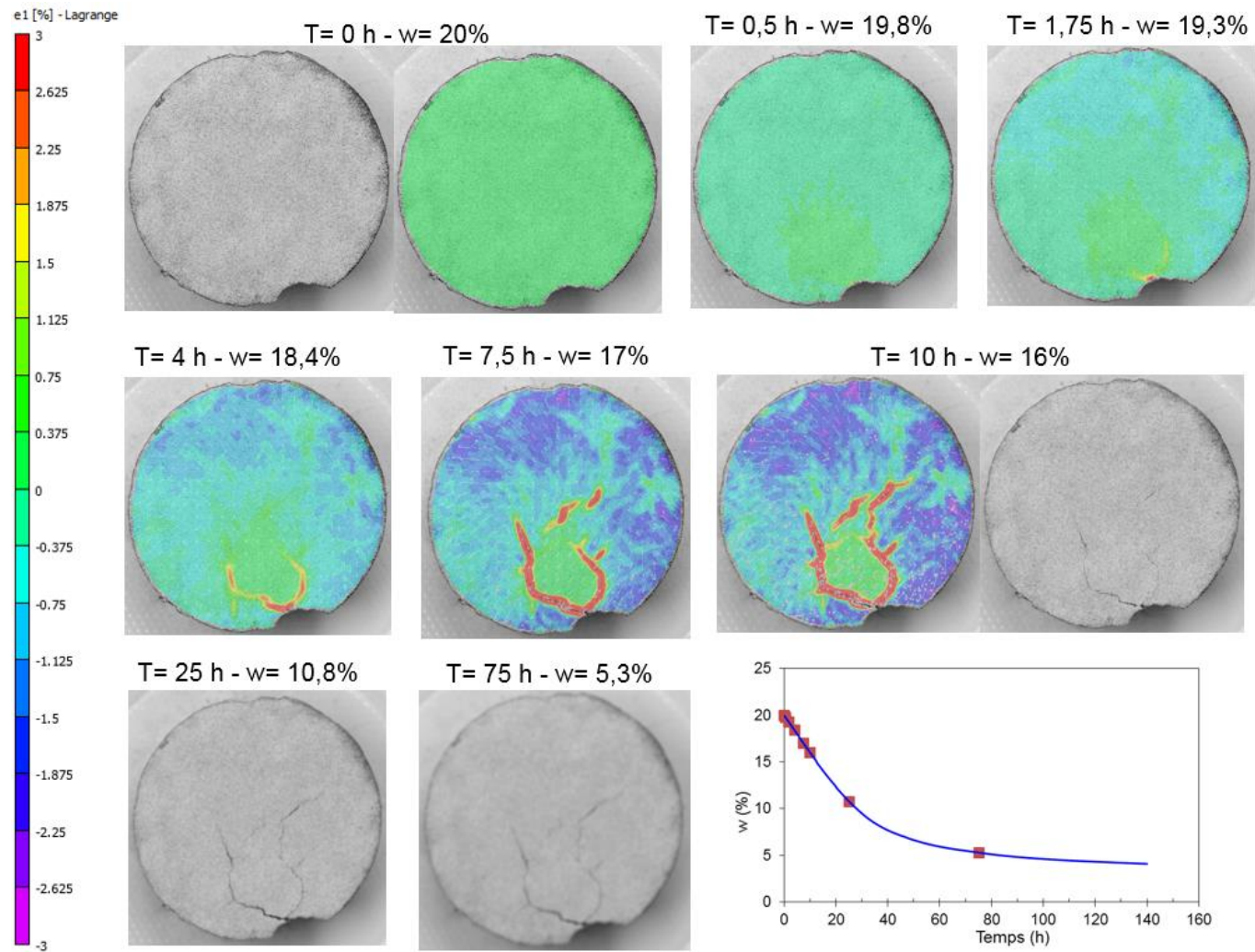


Figure VII.24 : Evolution du champ de déformation en fonction du temps et de la teneur en eau de la carotte 4Bs V5-12.

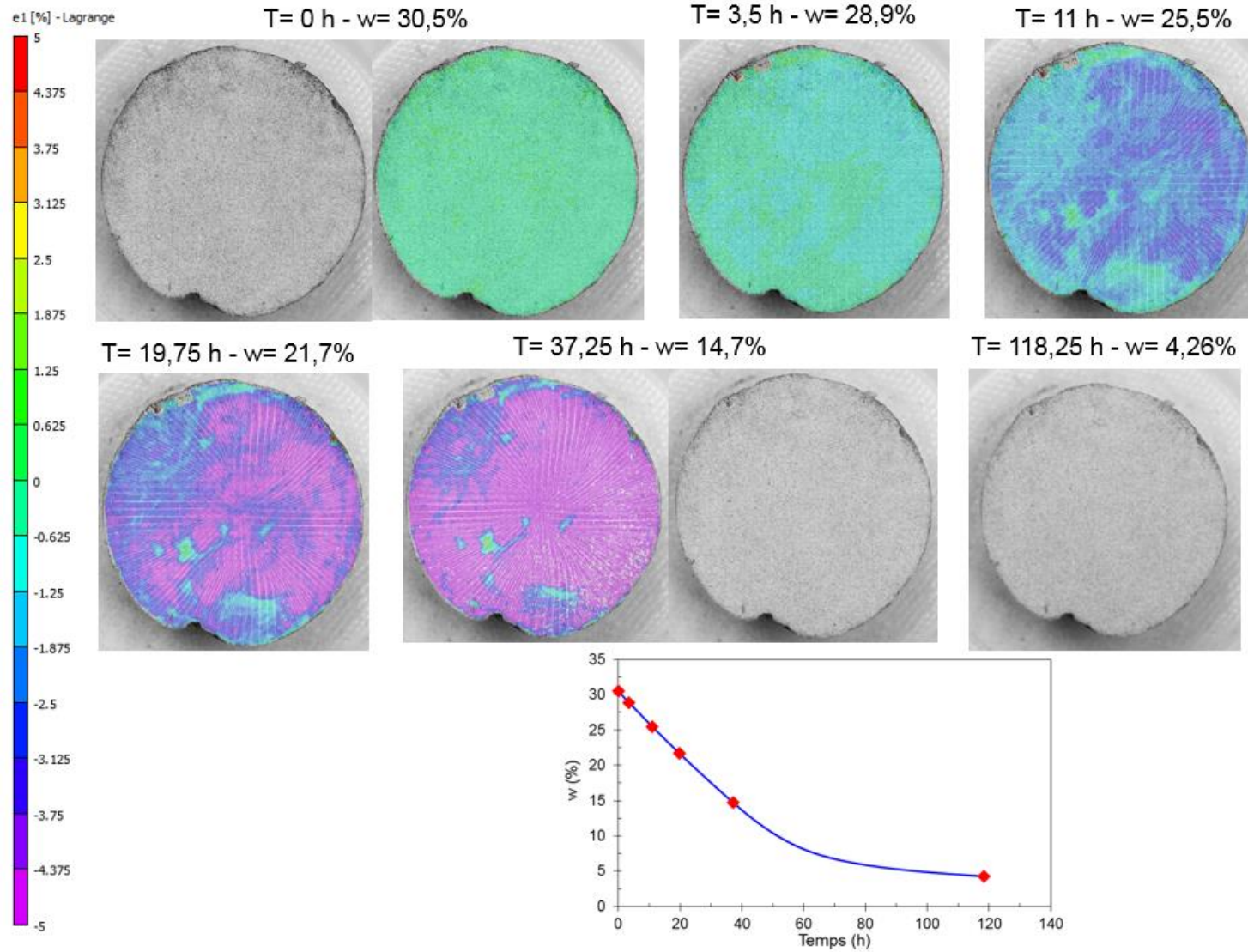


Figure VII.25 : Evolution du champ de déformation en fonction du temps et de la teneur en eau de la carotte 9Bh VP5-12.

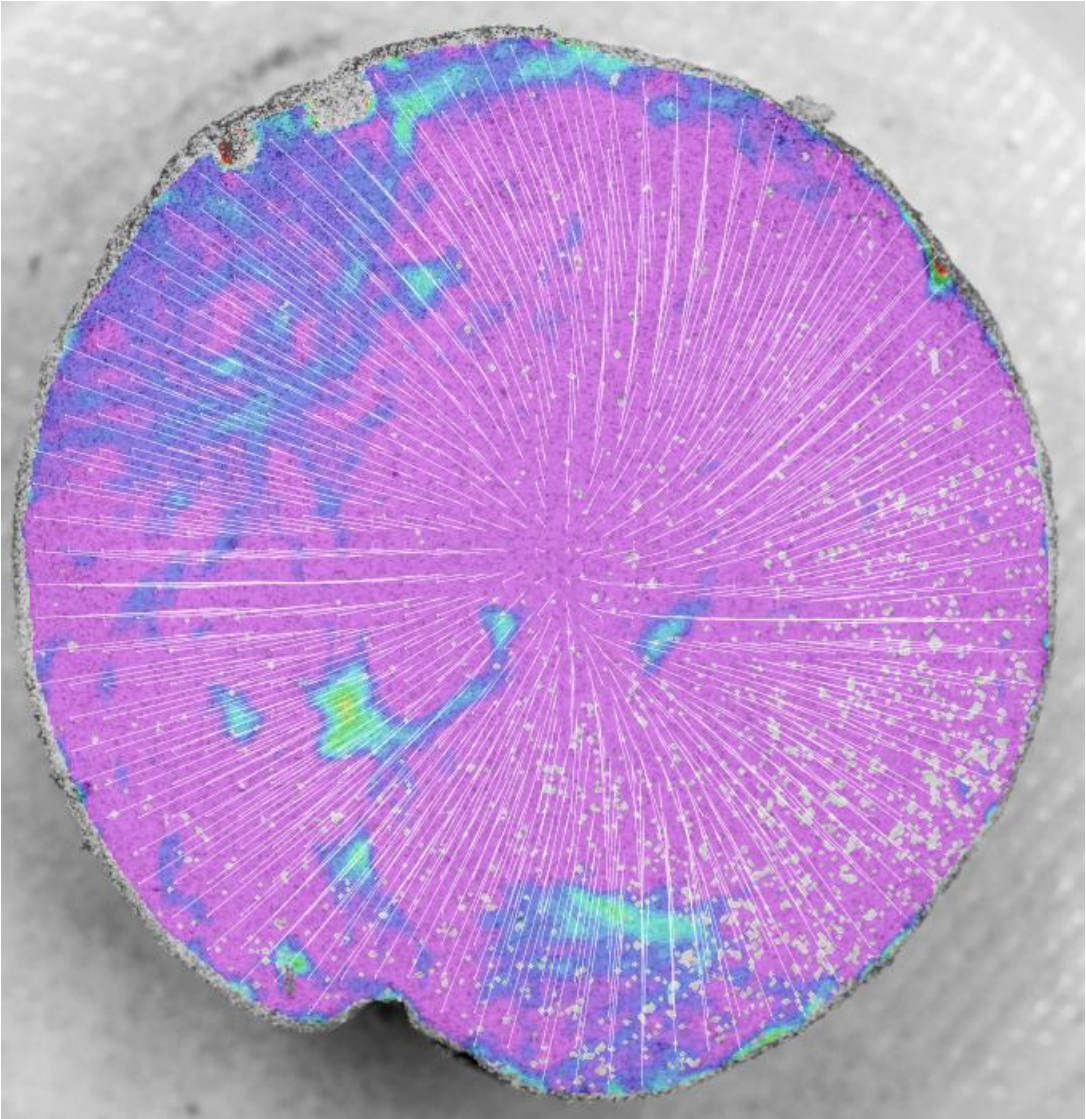


Figure VII.26 : Champ de déformation de la carotte 9Bh VP5-12 à la teneur en eau de 14,7%

VII-3.3. Argile à Châtaignier

Deux éprouvettes de 150 mm de diamètre et d'épaisseurs respectivement de 2 et 4 cm, compactées à l'OPN, ont été testées. La Figure VII.27 présente l'état initial des éprouvettes. On remarque une bonne homogénéité au niveau de la surface horizontale, en revanche on observe sur le contour diamétral une présence de mottes agglomérées.

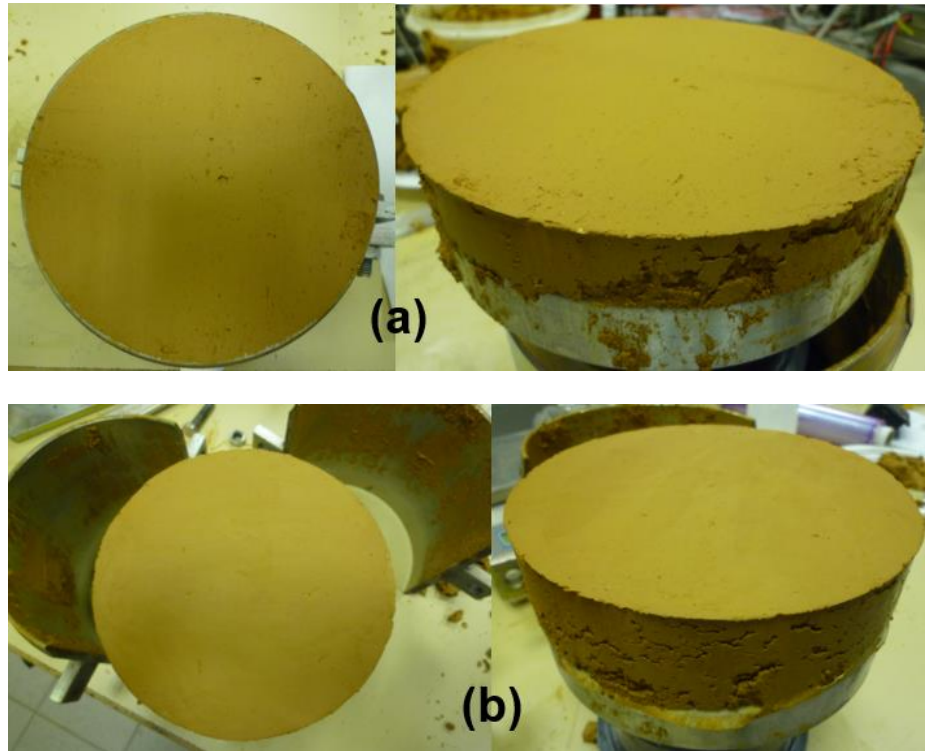


Figure VII.27 : Etats initiaux des éprouvettes d'épaisseurs initiales égales à 2 cm (a) et 4cm (b) de l'argile à Châtaignier compactée.

Lors de la dessiccation, la teneur en eau des deux éprouvettes (2 cm et 4 cm) décroît jusqu'à une valeur de l'ordre de 10%, puis se stabilise à des faibles valeurs (0,5% pour l'échantillon de 2 cm d'épaisseur et 2,3% pour celui de 4%) (Figure VII.28). La cinétique de dessiccation en fonction de l'épaisseur suit la même logique que dans le cas de la marne.

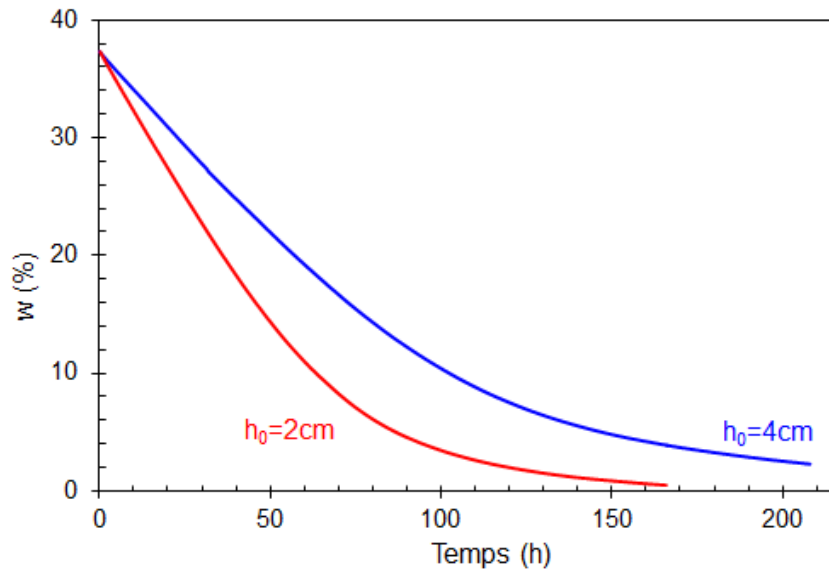


Figure VII-28 : Variations de la teneur en eau en fonction du temps de l'argile à Châtaignier.

Concernant l'analyse du champ de déformation et de la fissuration (Figures VII.29 à VII.31), les deux éprouvettes présentent un champ de déformation homogène et centripète (Figure VII.31) jusqu'aux teneurs en eau résiduelles sans l'apparition de réseau de fissures comme observé dans le cas de la marne. Cependant dans le cas de l'éprouvette de 4 cm d'épaisseur (Figure VII.30), on a remarqué l'amorce d'une fissure partant du bord sans pour autant se propager au cœur de l'éprouvette. Cette amorce peut être due à une hétérogénéité locale au niveau du contour diamétral comme mentionné plus haut.

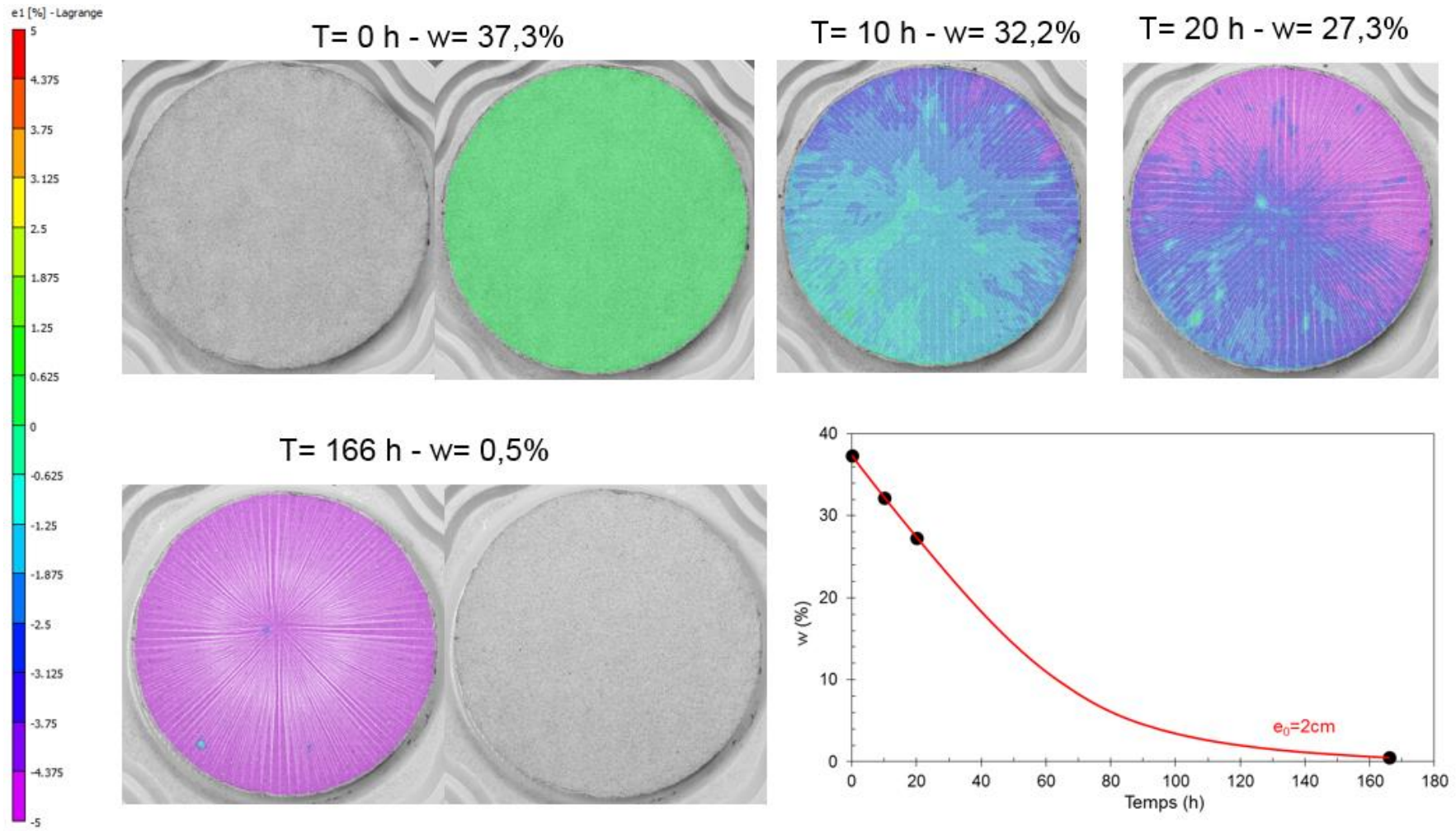


Figure VII.29 : Evolution du champ de déformation et de déplacement de l'argile à Châtaignier 2 cm.

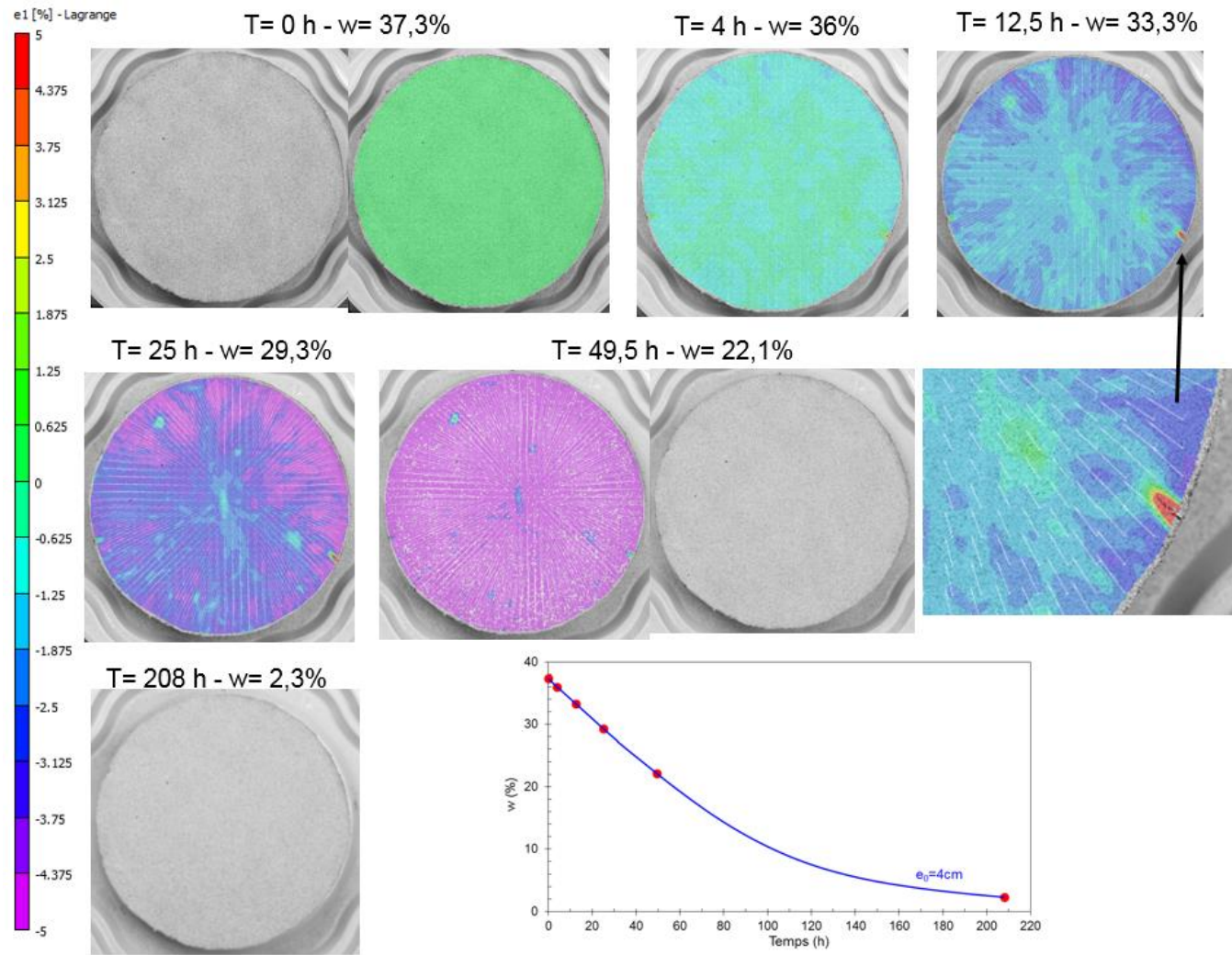


Figure VII.30 : Evolution du champ de déformation et de déplacement de l'argile à Châtaignier 4 cm.

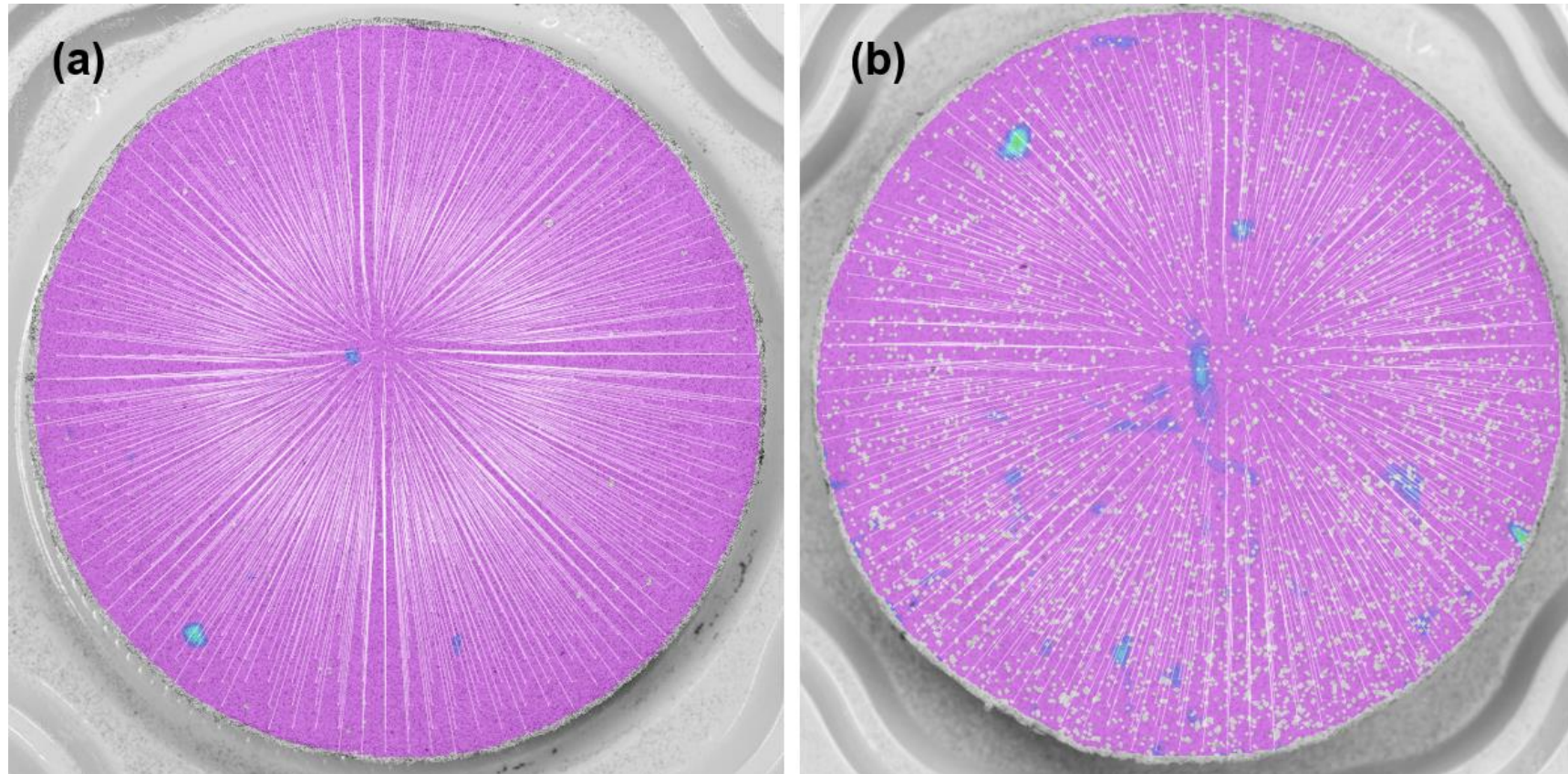


Figure VII.31 : Champs de déformation de l'éprouvette de 2 cm à $w = 0,5\%$ (a) et celle de 4 cm à $w = 22,1\%$ (b).

VII-3.4. Silt

Dans le cas du silt, deux échantillons de 150 mm de diamètre et respectivement de 2 cm et 4 cm d'épaisseurs, compactés à l'OPN, ont été testés. La Figure VII.32 présente l'état initial de l'éprouvette de 4 cm. On remarque que la surface horizontale et le contour diamétral sont homogènes. On note par conséquent, l'absence de « mottes » comme observé dans le cas de la marne et de l'argile à Châtaignier.



Figure VII.32 : Etat initial de la galette de silt compacté.

Lors de la dessiccation, la teneur en eau décroît linéairement avec le temps jusqu'à une valeur de l'ordre de 4%, puis tend vers une stabilisation à des valeurs résiduelles de l'ordre de 1,26% pour l'échantillon de 2 cm d'épaisseur et de 0,33% pour celui de 4 cm. Cette stabilisation de la teneur en eau est atteinte après 90 h environ de dessiccation (Figure VII.33). On remarque dans le cas de ce silt que la cinétique de dessiccation ne dépend quasiment pas de l'épaisseur de l'éprouvette contrairement au cas de la marne et de l'argile à Châtaignier.

L'analyse du champ de déformation (Figures VII.34 et VII.35) montre, dans le cas des deux éprouvettes, une légère déformation (compression) homogène jusqu'aux teneurs en eau résiduelles, sans apparition de fissures.

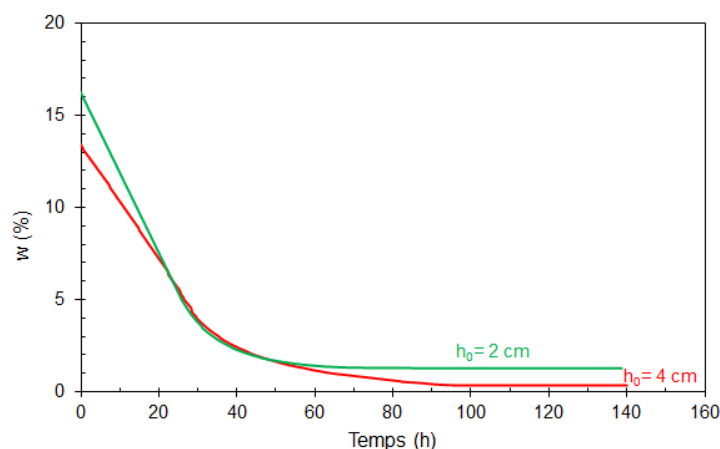


Figure VII.33 : Variations de la teneur en eau en fonction du temps du silt.

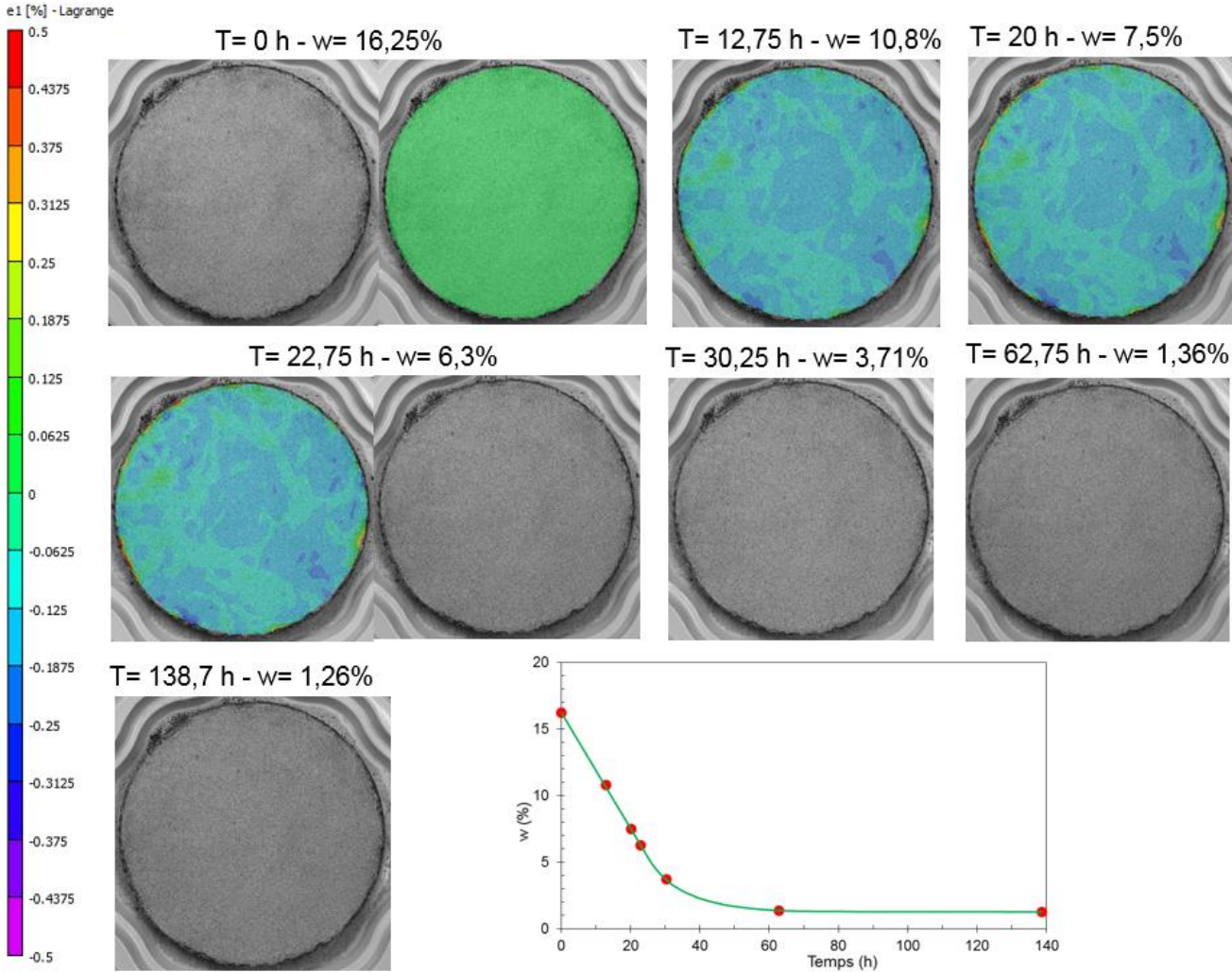


Figure VII.34 : Evolution du champ de déformation en fonction du temps et de la teneur en eau du silt 2 cm.

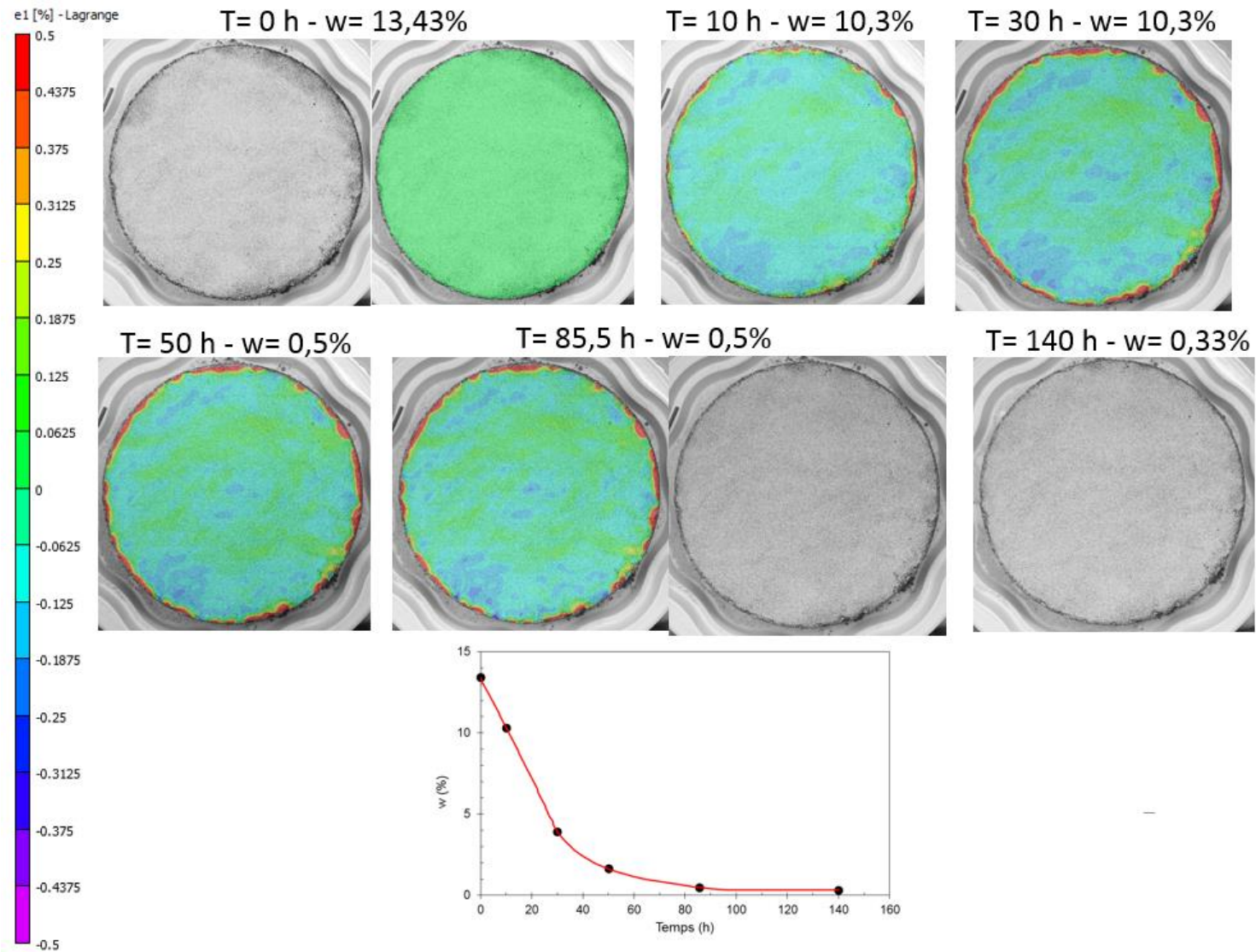


Figure VII.35 : Evolution du champ de déformation en fonction du temps et de la teneur en eau du silt 4 cm.

VII-3.5. Synthèse et discussion

a- Comparaison de la fissuration observée au laboratoire et in-situ : cas de la marne

La marne de l'A304 reconstituée au laboratoire et celle carottée in-situ dans le remblai routier (planche expérimentale) présentent des fissurations lors de la dessiccation. Le taux de fissuration (CR) mesuré est de l'ordre de 0,1% au maximum pour 5 éprouvettes sauf pour une éprouvette où ce taux a atteint 0,5%. Afin de discuter la pertinence de ces ordres de grandeur, nous avons analysé la fissuration observée in-situ sur la planche de compactage soumise à la dessiccation naturelle. La Figure VII.36 montre la fissuration observée in-situ. On remarque que le réseau de fissures est longitudinal avec des ouvertures de fissures relativement importantes à certains endroits. L'analyse du taux de fissuration (CR) observée in-situ sur la Figure VII.36 à l'aide du logiciel ImageJ permet d'estimer une valeur de l'ordre de 0,6% Figure VII.37. Ceci laisse penser que la valeur stabilisée au palier de 0,5% observée au laboratoire est sensée.



Figure VII.36 : Fissuration de dessiccation sur la planche 1BmV5 (Pelizzari 2014).

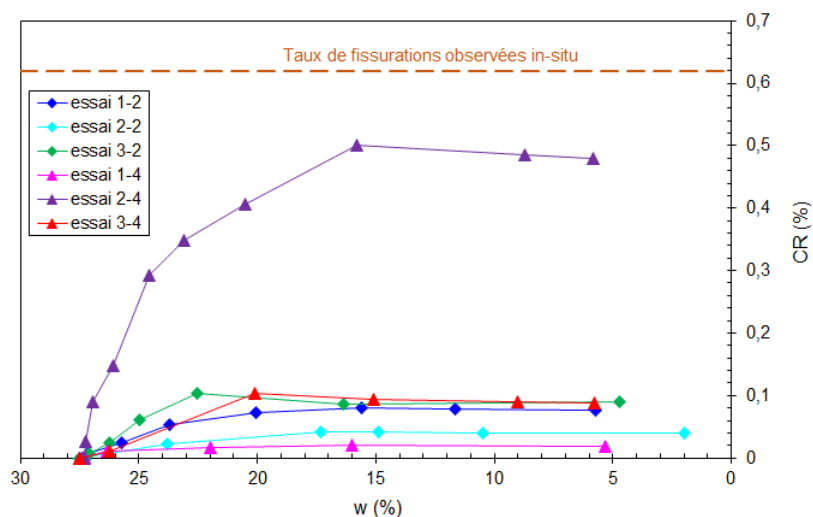


Figure VII.37 : Taux de fissuration de la marne reconstituée au laboratoire.

b- Interprétation des efforts internes à l'origine de la fissuration : cas de la marne

Si on analyse de plus près ce qui se passe au niveau de l'ouverture des fissures observées sur la Figure VII.10, la Figure VII.38 présente un zoom dans le cas de l'essai 2-4 à 1 h de dessiccation et à la teneur en eau voisine de 27,2%. On remarque que les vecteurs du champ de déplacement donnés par le logiciel d'analyse du champ de déformation, montrent que ces vecteurs tirent de part et d'autre de la fissure. Ceci montre que la rupture due aux efforts internes du matériau est de type traction au voisinage de la fissure.

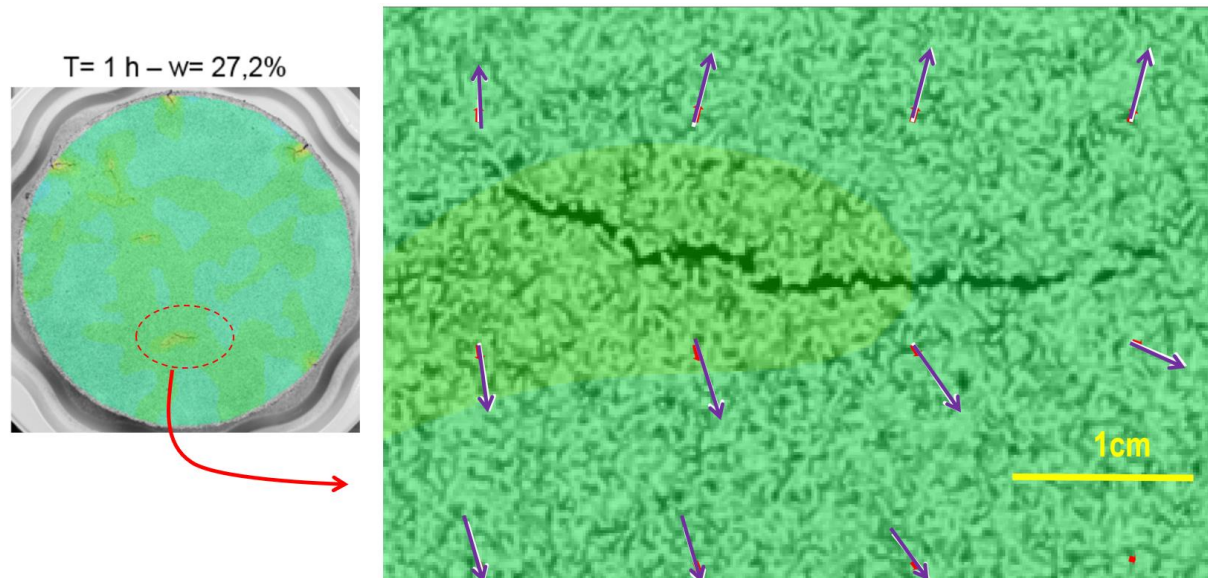


Figure VII.38 : Zoom sur le champ de déplacement lors de l'apparition de fissures (essai 2-4).

Comme les efforts internes sont caractérisés dans le cas d'un matériau non saturé par la succion régnant à la teneur en eau du matériau, la question qu'on se pose est la suivante : peut-on relier cette valeur de succion au moment de l'apparition des fissures à la résistance à la traction du matériau ? Pour répondre à cette question, nous avons tenté dans ce cas de comparer la succion interprétée en termes de contrainte capillaire du matériau au moment de l'apparition des fissures, à la résistance de traction du matériau dans l'état de teneur en eau correspondant à l'apparition des fissures.

Pour déterminer la résistance à la traction de la marne compactée, nous avons choisi l'essai de traction par fendage (dit essai Brésilien) pour la simplicité de sa mise en œuvre. Le protocole expérimental suivi est détaillé ci-dessous (Figure VII.39):

- Compacter une éprouvette (4 cm d'épaisseur) de marne identique aux éprouvettes utilisées pour les essais de retrait ($w_0=27,5\%$; $\rho_{d0}= 1,44 \text{ Mg/m}^3$).

- Faire une dessiccation sous cloche de l'éprouvette jusqu'à atteindre la teneur en eau cible correspondante à la teneur en eau de l'apparition des fissures lors des essais de dessiccation libre ($w_{cible}=27\%$). Ceci est réalisé sous cloche pour empêcher une dessiccation localisée qui peut causer une hétérogénéité de teneur en eau dans le matériau, donc fissuration localisée du matériau.
- Une fois la teneur en eau cible de 27% atteinte, nous avons réalisé un essai de traction par fendage sur l'éprouvette.

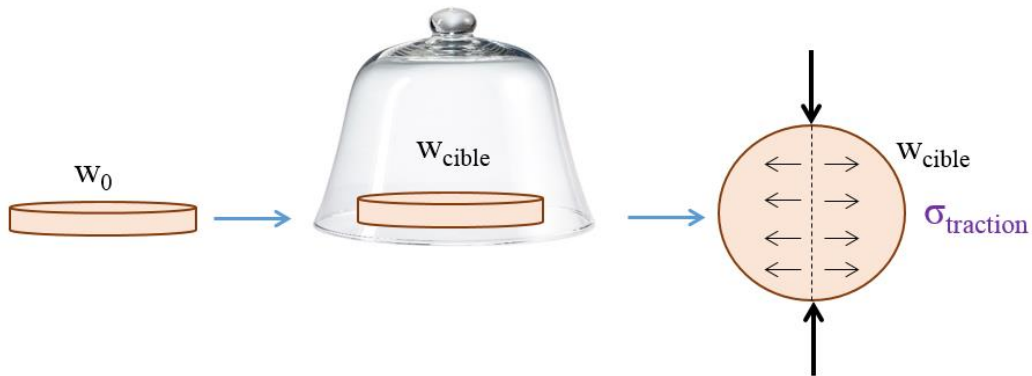


Figure VII.39 : Préparation de l'éprouvette pour l'essai de traction par fendage.

Rappelons brièvement le principe de cet essai. Il consiste à écraser un matériau cylindrique suivant deux génératrices opposées entre les plateaux d'une presse (Figure VII.40). Si P est la force de compression maximale produisant l'éclatement du cylindre par mise en traction du diamètre vertical, la résistance à la traction σ_t est définie par :

$$\sigma_t = \frac{2P}{\pi DL}$$

avec D et L sont respectivement le diamètre et la longueur de l'éprouvette de forme cylindrique.

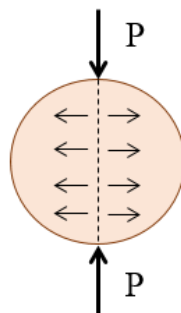


Figure VII.40 : Principe de l'essai Brésilien.

Pour vérifier la reproductibilité, trois éprouvettes ont été confectionnées : deux éprouvettes sont utilisées pour l'essai Brésilien et une pour les mesures de succion à l'aide du psychromètre à effet Peltier. La Figure VII.41 présente les états initiaux et finaux des éprouvettes lors de l'essai Brésilien.

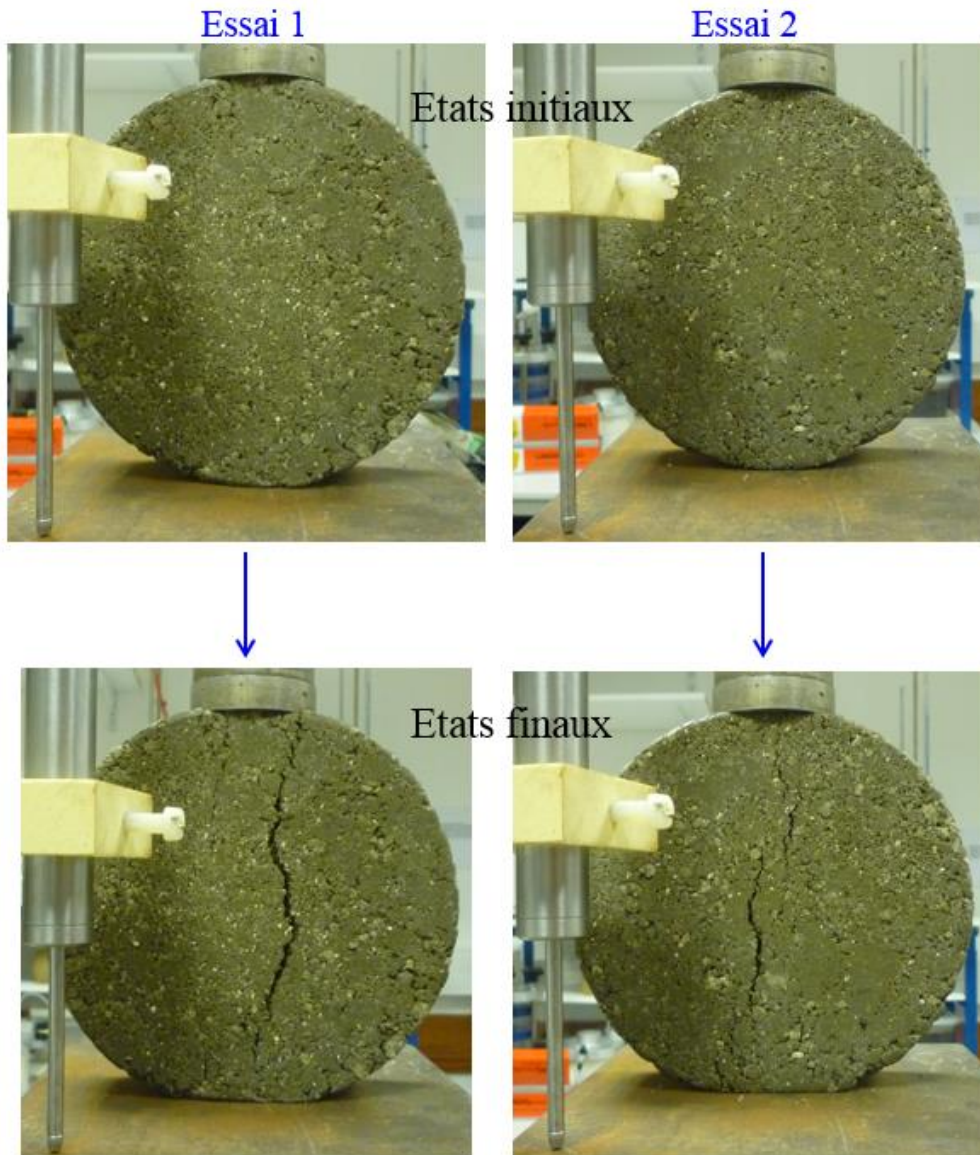


Figure VII.41 : États initiaux et finaux des éprouvettes de marnes durant l'essai Brésilien.

Les valeurs de la résistance à la traction pour les deux essais sont respectivement 133 kPa et 136 kPa prouvant ainsi la reproductible de ces mesures.

Deux mesures de succion ont été effectuées à l'aide du psychromètre à effet Peltier sur la troisième éprouvette. Les valeurs sont respectivement 490 et 500 kPa. Partant de cette valeur de succion s de l'ordre de 500 kPa, et en tenant compte de la valeur de la teneur en eau ($w=27\%$) et de la densité sèche ($\rho_d = 1,44 \text{ Mg/m}^3$), le modèle microstructural présenté au

paragraphe IV-6.1 du chapitre IV, permet d'estimer un diamètre équivalent de « grains » ou « particules » correspondant au triplet de paramètres (w , s et ρ_d). celui-ci est de l'ordre de 3,4 μm correspondant à une contrainte capillaire calculée à l'aide du modèle de $\sigma'_{\text{cap}} = 140 \text{ kPa}$. Nous constatons ainsi que cette contrainte capillaire due à la succion et régnant au sein du matériau, et du même ordre de grandeur que la résistance à la traction ($\sigma_t \approx 135 \text{ kPa}$) mesurée à la même teneur en eau, ce qui permet de conclure que la succion est à l'origine des ruptures localisées par traction induisant l'apparition des fissures.

c- Comparaison marne A304 - argile à Châtaignier

Comme nous l'avons observé, l'argile à Châtaignier ne présente quasiment pas de fissures de dessiccation contrairement à la marne et ce malgré des valeurs de limite de liquidité très voisines ($w_L = 80\%$ pour la marne et $w_L = 84\%$ pour l'argile à Châtaignier). Cette différence de comportement sur un chemin de dessiccation peut être due à leurs teneurs en CaCO_3 . En effet, la marne présente un pourcentage de carbonate de calcium CaCO_3 compris entre 13% et 41%, alors que ce pourcentage est de l'ordre de 5% à 9,5% dans le cas de l'argile à Châtaignier. Pour analyser l'effet du CaCO_3 sur la fissuration de dessiccation, nous avons confectionné de nouvelles éprouvettes composées de l'argile à Châtaignier naturelle dans laquelle a été ajouté un pourcentage de CaCO_3 pour atteindre une teneur finale $\% \text{CaCO}_3 = 18,5\%$. Ces nouvelles éprouvettes ont été ensuite soumises à la dessiccation selon le protocole habituel.

La Figure VII.42 montre l'apparition cette fois du réseau de fissures stabilisé à la teneur en eau résiduelle. Ce constat consolide l'idée du rôle de la présence de CaCO_3 au sein de la microstructure qui constitue une sorte de « micro-inclusions » dont l'interface avec l'argile constitue une micro-discontinuité à l'origine de l'amorce de fissuration.

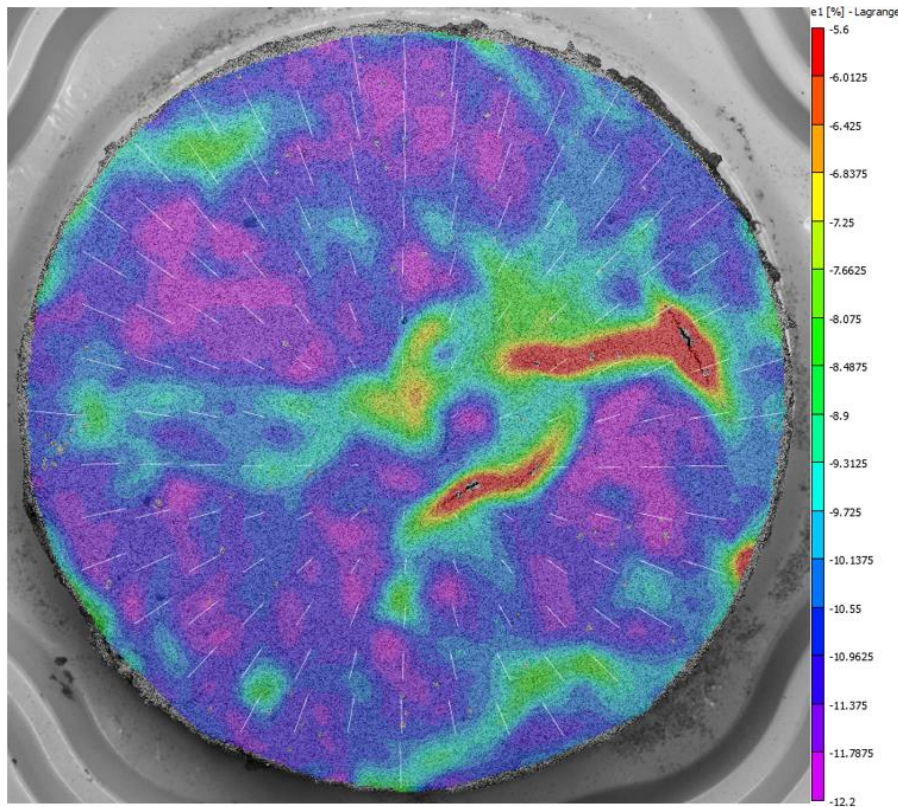


Figure VII.42 : Argile à Châtaignier + CaCO₃ à la teneur en eau résiduelle.

d- Rôle des hétérogénéités localisées (inclusions solides)

Afin de mettre en évidence le rôle des inclusions dans l'amorce et la propagation de la fissuration, nous avons préparé des éprouvettes d'argile à Châtaigner compactée à l'OPN dans lesquelles nous avons incrusté de petits galets localisés (Figure VII.43). L'analyse du champ de déformation lors de la dessiccation (Figure VII.44) montre clairement que l'amorce de la fissuration se produit toujours au voisinage des inclusions et se propage ensuite selon des directions dépendants des points de faiblesse localisés dans le matériau.



Figure VII.43: Argile à Châtaignier compactée avec des galets localisés.

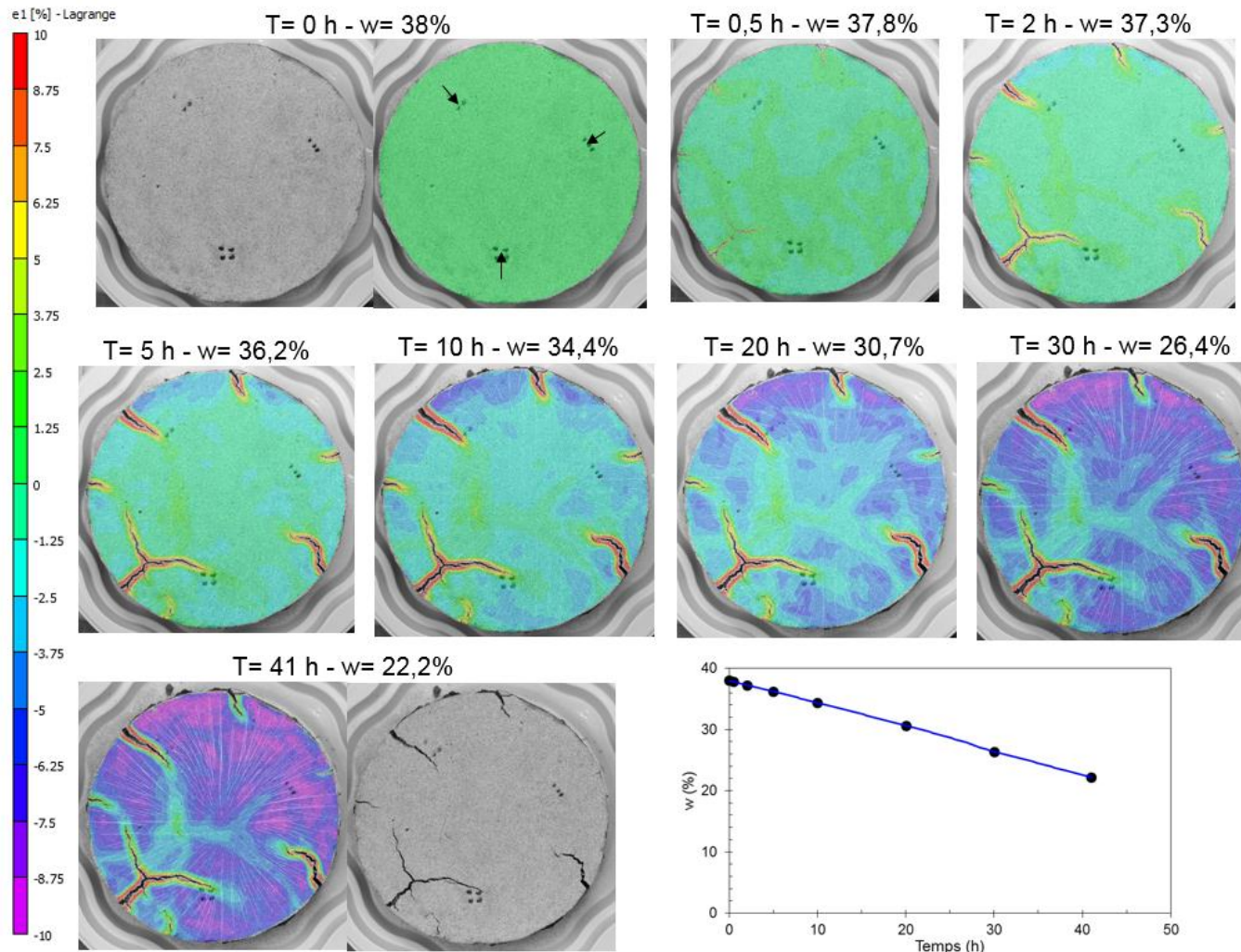


Figure VII.44 : Evolution du champ de déformation de l'argile à Châtaignier + petits galets.

e- Cas du silt

Dans le cas du silt, s'agissant d'un matériau granulaire, le compactage des éprouvettes a révélé un état de surface horizontale et latérale parfaitement homogène. Ceci se traduit sur un chemin de dessiccation par une faible déformation (matériau granulaire) homogène et centripète du matériau ne générant pas de fissuration comme dans le cas des argiles.

Conclusion Générale et perspectives

L'objectif de ce travail de thèse était d'étudier le comportement hydromécanique des sols fins plastiques compactés autour de l'optimum.

Pour répondre à cet objectif, des matériaux non conventionnels selon le GTR 92 ont été choisis, classés à la limite du A₃ et A₄ (marne et argile très plastiques (CH)) pour 2 d'entre eux, et classés A₂ (marne peu plastique (CL)) pour un autre.

De nombreuses techniques expérimentales ont été nécessaires pour mener à bien cette étude. Certaines ont été développées et/ou adaptées aux essais mécaniques usuels, notamment la mesure de la perméabilité à l'air et la mise au point d'une cellule triaxiale équipée de psychromètres à effet Peltier, de tensiomètre et de jauges de déformations.

Sur des chemins de drainage-humidification, l'effet de compactage a produit une augmentation de la succion de désaturation et une diminution de la valeur de l'indice des vides du palier de la limite de retrait. Par ailleurs, les chemins d'humidification des matériaux compactés à l'OPN présentent une variation linéaire dans les plans $[\log s ; e]$ et $[\log s ; w]$, bien décrite par les corrélations de Fleureau et al. 2002.

L'analyse des résultats des relations entre les paramètres hydriques (succion, teneur en eau et perméabilité à l'air et à l'eau) et les paramètres mécaniques (modules élastiques, IPI) montre que la différence d'énergies ± 10 coups par rapport à l'énergie Proctor Normal n'est pas suffisante pour classer les courbes en fonction de l'énergie de compactage, contrairement à une différence de ± 28 coups. Les résultats montrent qu'à gauche de l'optimum, le module élastique E, l'IPI et la perméabilité à l'air K-air varient peu jusqu'au niveau de l'optimum Proctor pour chuter ensuite brutalement vers des valeurs très faibles. Les courbes d'iso-valeurs de succion dans le plan $[w ; p_d]$ sont quasi-verticales à gauche de l'optimum et tendent à suivre les lignes d'iso-valeurs du degré de saturation à droite de l'optimum. Ce type de résultats est cohérent avec ceux de la littérature. Par ailleurs, les mesures de porosimétrie au mercure effectuées sur les marnes non remaniés carottés dans le remblai expérimental montrent l'existence d'un pore dominant compris entre 0,05 et 0,11 μm qui est cohérent avec les mesures effectuées sur les éprouvettes compactées au laboratoire.

Par ailleurs, les propriétés physiques (porosité) et mécaniques (module, succion, résistance) des sols compactés à une densité et une teneur en eau données, dépendent fortement du mode de fabrication et du chemin suivi pour atteindre cet état. Les résultats montrent que :

- Du côté sec de l'optimum, la variation de la teneur en eau et donc de la succion, influe peu sur la résistance à la compression dans le cas où le matériau est humidifié à la teneur en eau cible puis compacté.

- La résistance à la compression croit avec la succion dans le cas des éprouvettes drainées et/ou humidifiées à partir d'un état compacté à l'OPN.
- Une hystérésis est observée dans le plan $[w ; R_c]$ entre les chemins de drainage et d'humidification des matériaux compactés à l'OPN, puis séchés ou humidifiés.
- L'effet de la teneur en eau reste négligeable sur les modules élastiques pour un mode de fabrication donné.

Concernant le comportement non drainés des sols fins compactés et non saturés, les chemins réalisés sur des éprouvettes à différentes succions initiales montrent que pour des succions initiales faibles, le chargement isotrope permet de faire évoluer la pression interstitielle vers le domaine positif et le degré de saturation vers l'unité, au sens du coefficient de Skempton $B=1$. En revanche, dans le cas des succions initiales plus élevées ($S_{r0} < 0.7$), le chargement isotrope dans le domaine des contraintes totales testées montre d'abord une diminution de la succion en fonction de la contrainte totale, puis une tendance vers un palier, sans passage dans le domaine des pressions interstitielles positives, et le coefficient B reste très faible.

La dessiccation des matériaux fins compactés peut provoquer de la fissuration. C'est le cas de la marne mais pas celui de l'argile à Châtaignier qui a la même limite de liquidité que la marne. Une explication possible pourrait être la présence d'un taux élevé de CaCO_3 dans le cas de la marne. Les particules de CaCO_3 constituent des micro-inclusions induisant des hétérogénéités locales et qui peuvent être à l'origine de l'amorce de la fissuration. Dans le cas où la dessiccation provoque une fissuration par traction, celle-ci peut être expliquée, dans une certaine mesure, à l'aide des efforts internes liés à la succion interprétée en contrainte

Ce travail a montré à quel point les essais sur les sols fins compactés non saturés sont complexes et longs, mais aussi à quel point ces essais sont indispensables pour l'enrichissement des bases de données expérimentales, permettant d'une part de valider les modèles correspondants et d'autre part de contribuer à l'élaboration du guide méthodologique prévu dans le cadre du projet Terredurable. Comme perspectives, il serait intéressant de poursuivre les essais triaxiaux en balayant des succions initiales à gauche et à droite de l'optimum pour confirmer nos premiers constats ci-dessus. Par ailleurs, il serait profitable d'améliorer les dispositifs expérimentaux, comme par exemple le système de mesure de la variation de volume des chemins triaxiaux non saturés, ou encore la mesure de l'évolution de la succion dans les essais de fissuration par dessiccation et aussi la déformation verticale, non négligeable dans le cas des matériaux fins.

Références bibliographiques

- AFNOR (1992). « Analyse granulométrique des sols, Méthode par sédimentation ». Norme Française, NF P 94-057, Mai 1992, 17 pages.
- 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 (1993). « Détermination des limites d'Atterberg ». Norme Française, NF P 94-051, Mars 1993, 15 pages.
- AFNOR (1994). « Essais à l'appareil triaxial de révolution, Appareillage- Préparation des éprouvettes- Essai (UU) non consolidé non drainé- Essai (CU+u) consolidé non drainé avec mesure de pression interstitielle- Essai (CD) consolidé drainé ». Norme Française, NF P 94-074, Octobre 1994, 36 pages.
- AFNOR (1994). « Essais à l'appareil triaxial de révolution, Généralités- Définitions ». Norme Française, NF P 94-070, Octobre 1994, 21 pages.
- AFNOR (1995). « Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux – Méthode par étuvage ». Norme Française, NF P 94-050, Septembre 1995, 7 pages.
- AFNOR (1995). « Identification granulométrique, Méthode de tamisage par voie humide ». Norme Française, XP P 94-041, Décembre 1995, 11 pages.
- AFNOR (1996). « Analyse granulométrique, Méthode par tamisage à sec après lavage ». Norme Française, NF P 94-056, Mars 1996, 15 pages.
- AFNOR (1996). « Détermination de la teneur en carbonate, Méthode de calcimètre ». Norme Française, NF P 94-048, Octobre 1996, 11 pages.
- AFNOR (1997). « Essai oedométrique, Partie 1: Essai de compressibilité sur des matériaux fins quasi-saturés avec chargement par paliers ». Norme Française, XP P 94-090-1, Décembre 1997, 23 pages
- AFNOR (1997). « Indice CBR après immersion – Indice CBR immédiat – Indice Portant Immédiat ». Norme Française, NF P 94-078, Mai 1997, 12 pages.
- AFNOR (1998). « Mesure de la capacité d'adsorption de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux ». Norme Française, NF P 94-068, Octobre 1998, 8 pages.
- AFNOR (1999). « Détermination des références de compactage d'un matériau, Essai Proctor normal - Essai Proctor modifié ». Norme Française, NF P 94-093, Octobre 1999, 18 pages.
- AFNOR (2009). « Analyse granulométrique – Méthode par diffraction laser ». Norme ISO 13320, octobre 2009.

Bibliographie

- AFNOR (2010). « Mélanges traités et mélanges non traités aux liants hydrauliques - Partie 2 : Méthodes d'essai de détermination en laboratoire de la masse volumique de référence et de la teneur en eau - Compactage Proctor ». Norme Européenne - Norme Française, NF EN 13286-2, Décembre 2010, 28 pages.
- 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.
- AJDARI, M., HABIBAGAH, G., NOWAMOOZ, H., MASROURI, F., GHAHRAMANI, A. (2010). « Shear Strength Behavior and Soil Water Retention Curve of a Dual Porosity Silt-Bentonite Mixture ». Civil Engineering, SID, Vol. 17, No. 6, pp. 430-440.
- ALBRECHT, B. A., BENSON, C. H., MEMBER, ASCE (2001). « Effect of desiccation on compacted natural clays ». Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 127 (1), pp. 67-75.
- ALONSO, E.E., ROMERO, E., HOFFMANN, C., GARCIA ESCUDERO, E. (2005). « Expansive bentonite-sand mixtures in cyclic controlled-suction drying and wetting ». Engineering Geology, Volume 81, Issue 3, pp. 213-226.
- ALSHIHABI, O. (2002). « Etude en laboratoire du comportement d'un sol compacté non saturé - influence des cycles de séchage-humidification ». Thèse de doctorat, Université des Sciences et Technologies de Lille, France.
- ANDRASKI, B. J., SCANLON, B. R. (2002). « Thermocouple psychrometry ». In DANE, J. H., and TOPP, G. C., eds., Methods of soil analysis, part 4, physical methods, Soil Science Society of America, Inc., No. 5, pp. 609-642.
- ANDRIEUX, P., BIVERT, B., DRON, R. (1978). « Utilisation du phosphogypse en assises de chaussée », Le Phosphogypse - Utilisation d'un sous-produit industriel en technique routière, Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées - Numéro spécial VII - Novembre 1978, pp. 54-68.
- ASTM D 1557-12 (2012). « Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort (56,000 ft-lbf/ft³ (2,700 kN-m/m³)) ».
- ASTM D 2487-06 (2006). « Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System), June 2006 ».
- ASTM D 5298-10 (2010). « Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper ».
- ASTM D 698-12 (2012). « Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12, 400 ft-lbf/ft³ (600 kN-m/m³)) ».
- AUVRAY, R., ROSIN-PAUMIER, S., ABDALLAH, A., MASROURI, F. (2013). « Etude de l'impact de l'hygrométrie sur la fissuration d'un sol gonflant ». Proceedings of the

- 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris 2013, pp. 1073-1076.
- AUVRAY, R., ROSIN-PAUMIER, S., ABDALLAH, A., MASROURI, F. (2013). « Etude de la fissuration due à la dessiccation des sols gonflants ». 21^{ème} Congrès Français de Mécanique, Bordeaux, août 2013.
 - BAKER, R., FRYDMAN, S. (2009). « Unsaturated soil mechanics - Critical of physical foundations ». *Engineering Geology* 106, pp. 26-39.
 - BARDEN, L., PAVLAKIS, G. (1971). « Air and water permeability of compacted unsaturated cohesive soil ». *Journal of Soil Science*, Vol 22, No 3, pp. 302-318.
 - BENCHOUK, A. (2014). « Comportement hydro-mécanique des sols fins compactés au voisinage de la saturation ». Thèse de doctorat, Université de Tlemcen, Algérie.
 - BIAREZ, J., FAVRE, J. L. (1975). « Parameters filing and statistical analysis of dada in soil mechanics ». *Proceedings of the 2nd Int. Conf. on Application of Statistics and Probabilities in Soil Mechanics*, Aachen, Vol. 2, pp. 249-264.
 - BIAREZ, J., FLEUREAU J.M., TAIBI S. (1994). « Microstructural constitutive model for unsaturated soils ». *Proceedings of the XIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Oxford & ibh publishing, New Delhi, pp. 385–388.
 - BIAREZ, J., FLEUREAU, J. M., ZERHOUNI, M. I., SOEPANDJI, B. S. (1988). « Variations de volume des sols argileux lors de cycles drainage-humidification ». *Revue française de Géotechnique*, No. 41, pp. 63-71.
 - BIAREZ, J., FLEUREAU, J.M., TAIBI, S. (1993). « Constitutive model for unsaturated granular media ». In: Thornton, C. (Ed.), *Powders & Grains 93*. *Proceedings of the Second International Conference on Micromechanics of Granular Media*, Birmingham, UK. Balkema, pp. 51–58.
 - BISHOP, A. W. (1961). « The measurements of pore pressure in triaxial test ». *Proc. Conf. Pore Pressure and suction in soils*. London: Butterworths, pp. 38-46.
 - BISHOP, A. W., HENKEL, D. J. (1962). « The measurement of soil properties in the triaxial test ». 2nd ed. London, England-Edward Arnold, 227 pp.
 - BLACK, D. K., LEE, K. L. (1973). « Saturating laboratory samples by back pressure ». *Soil mechanics and foundation engineering*, Volume 99, pp. 75-95.
 - BOURABAH, M. A., TAIBI, S., ABOU-BEKR, N. (2011). « Valorisation des sédiments de dragage de barrages algériens ». *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, Volume 15, pp. 179-196.
 - BOUTONNIER, L. (2007). « Comportement hydromécanique des sols fins proches de la saturation cas des ouvrages en terre: coefficient B, déformations instantanées et différées, retrait/gonflement ». Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Grenoble, France.

Bibliographie

- BROWN, R. W., DALE, L. B. (1982). « A calibration model for screen-caged Peltier thermocouple psychrometers ». NASA STI/Recon Technical Report N 83: 16735.
- CABOT, L., LE BIHAN, J.P. (1993). « Quelques propriétés d'une argile sur la ligne optimale de compactage ». Canadian Geotechnical Journal, 30, pp. 1033-1040.
- CAICEDO, B., CORONADO, O., FLEUREAU, J.M., GOMES CORREIA, A. (2009). « Resilient Behaviour of non-Standard Unbound Granular Materials ». Road Materials and Pavement Design. Volume 10- No; 2, pp. 287-312.
- CAMP DEVERNAY, S. (2008). « Comportement sous flexion d'une argile : application à la couverture d'une ISD TFA ». thèse de doctorat, Université Joseph Fourier.
- CAMPBELL, E.C., CAMPBELL, G.S., BARLOW, W.K. (1973). « A dew-point hygrometer for water potential measurement ». Agricultural Meteorology, 12: 113-121.
- CAMPBELL, J. D. (1973). « Pore pressures and volume changes in unsaturated soils ». Thèse de doctorat, University of Illinois at Urbana-Champaign.
- CASTELLANOS, E., VILLAR, M.V., ROMERO, E., LLORET, A., GENS, A. (2008). « Chemical impact on the hydro-mechanical behaviour of high-density FEBEX bentonite ». Physics and Chemistry of the Earth 33 pp. S516–S526.
- COOPER, H. H, JR, BREDEHOEFT, J. D, PAPADOPULOS, I.S. (1967). « Response of a Finite-Diameter Well to an Instantaneous Change of Water ». Water Resources Research, vol. 3 (1): 263-269.
- CORTE, J. F., BROSSEAUD, Y., KERZERHO, J. P., SPERNOL, 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.
- CUI, YJ, DELAGE, P. (2003). « Sols non saturés - Applications au calcul des ouvrages ». Techniques de l'Ingénieur C 303.
- DAÏAN, J. F. (2007). « Porométrie au mercure – Le modèle XDQ ».
- Dandjinou, J. E. (1988). « Feuilletage des sols au compactage ». Stage de maitrise, Université du Havre – Centre d'Expérimentations Routières (CER – Centre d'études techniques de l'équipement) Rouen.
- DELAGE, P., HOWAT, M.D., CUI, Y.J. (1998). « The relationship between suction and swelling properties in a heavily compacted unsaturated clay ». Engineering Geology 50 pp. 31-48
- DELMAS, P. (1988). « Ouvrages de soutènement renforcés par géotextile ». Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 153, janvier – février 1988, pp. 89-101.
- DEVAUX, P. (1984). « Utilisation des stériles des Mines de Potasse d'Alsace ». Bulletin de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur, N 30, pp. 371-373.

Bibliographie

- DINEEN, K., COLMENARES, J.E., RIDLEY, A.M., BURLAND, J.B. (1999). « Suction and volume changes of a bentonite-enriched sand ». *Geotechnical Engineering* 137, pp. 197-201.
- EID, J., TAIBI, S., FLEUREAU, J. M., HATTAB, M. (2015). « Drying, cracks and shrinkage evolution of a natural silt intended for a new earth building material. Impact of reinforcement ». *J. Con. Build. Mat.* 86, 120-132.
- FLEUREAU, J. M., KHEIRBEK-SAOUD, S., SOEMITRO, R., TAIBI, S. (1993). « Behavior of clayey soils on drying-wetting paths ». *Canadian Geotechnical Journal*, Volume 30, Issue 2, pp. 287-296.
- FLEUREAU, J. M., TAIBI, S. (1995). « Water-air permeabilities of unsaturated soils ». *Proceedings of the first International Conference on unsaturated Soils, Paris – France*, Vol. 2, pp. 479-484.
- FLEUREAU, J. M., VERBRUGGE, J. C., HUERGO, P. J., CORREIA, A. G., KHEIRBEK-SAOUD, S. (2002). « Aspects of the behaviour of compacted clayey soils on drying and wetting paths ». *Canadian Geotechnical Journal*, Volume 39, Issue 6, pp. 1341-1357.
- FLEUREAU, J.M., HADIWARDYO, S., GOMES CORREIA, A. (2003). « Generalised effective stress analysis of strength and small strain behaviour of a silty sand, from dry to saturated state ». *Soils and Foundations* 43 (4), 21–33.
- GENS, A., ALONSO, E.E., SURIOL, J., LLORET, A. (1995). « Effect of structure on the volumetric behavior of a compacted soil ». *Proc., 1st Int. Conf. on Unsaturated Soils*, pp. 83–88.
- GHEMBAZA, M. S., TAIBI, S., FLEUREAU, J. M. (2007). « Effet de la température sur le comportement des sols non saturés sur les chemins de drainage et d'humidification ». *Canadian Geotechnical Journal*, Volume 44, Issue 9, pp. 1064-1081.
- 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 chargement répétés ». *Bulletin des Laboratoire des Ponts et Chaussées*, 233, juillet-août, pp 5-21.
- Groupe de travail Office National des Forêts, (2014). « Guide Technique - Plaine et collines ».
- Guide d'utilisation en travaux publics- graves de recyclage- Graves recyclées de démolition et de mâchefer- version 2- (2005).
- HAMILTON, K. (1981). « Latent heat release as a possible forcing mechanism for atmospheric tides ». *Monthly Weather Review* 109.1 pp. 3-17.

Bibliographie

- HARRISON, B. A., BLIGHT, G. E. (2000). « A comparison of in-situ soil suction measurements - unsaturated soils for Asia ». Proceedings of the Asian Conference on Unsaturated Soils, UNSAT-Asia 2000, Singapore, 18-19 May, 2000. AA Balkema.
- HIBOUCHE, A. (2013). « Sols traités aux liants - Performances hydro-mécaniques et hygro-thermique - Applications en BTP ». Thèse de doctorat, Université du Havre.
- HOFFMANN, C., ALONSO, E.E., ROMERO, E. (2007). « Hydro-mechanical behaviour of bentonite pellet mixtures ». Physics and Chemistry of the Earth 32 pp. 832–849.
- HORNICH, P., CORTE, J. F., PAUTE, J. L. (1993). « Etude des déformations permanents sous chargements répétés de trois graves non traitées ». Bulletin de liaison des Laboratoire des Ponts et Chaussées, 184, mars-avril, pp 77-84.
- KHEIRBEK-SAOUD, S. (1994). « Comportement mécanique de la couche de fondation d'une voie ferrée ». Thèse de doctorat, Ecole Centrale Paris, France.
- KNODEL, P. C., COFFEY, C. T. (1966). « Measurement of negative pore pressure of unsaturated soils - shear and pore pressure research - earth research program ». U.S.B.R., Laboratory Report, No. EM-738, Soil Engineering Branch, Bureau of Reclamation, Denver, USA.
- KRAHN, J., FREDLUND, D.G. (1972). « On total, matric and osmotic suction ». Soil Science, 115(5) pp. 339-348.
- LAMBE, T. W. (1958). « The structure of compacted clay ». Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Proceedings Paper 1654, pp. 1654/1-1654/34.
- LANGFELDER, L. J., ASCE, A. M., CHEN, C. H., JUSTICE, J.A. (1968). « Air permeability of compacted cohesive soils ». Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 94, NO. SM4, pp. 981-1001.
- LCPC, SETRA (1992). « Guide des Terrassements Routiers, Réalisation des remblais et des couches de forme (GTR 92) ».
- LCPC, SETRA (2000). « Guide technique : traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques - Application à la réalisation des remblais et des couches de forme ».
- LEE, H. C., WRAY, W. K. (1995). « Techniques to Evaluate Soil Suction-A Vital Unsaturated Soil Water Variable ». Proceedings of the first international conference on unsaturated soils/unsat'95/Paris/France, vol 2.
- LEFLAIVE, E., MOREL, G., CHAIGNE, P., QUIBEL, A. (1974). « Le choix des modalités de compactage des remblais ». Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 72, juillet -août, pp. 155-166.

Bibliographie

- LEROUEIL, S., HIGHT, D. W. (2013). « Compacted soils: From physics to hydraulic and mechanical behaviour ». *Advances in Unsaturated Soils - Caicedo et al. (eds)*, Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-62095-6.
- LI, Z. M. (1995). « Compressibility and collapsibility of compacted unsaturated loessial soils ». *Proceedings of the First International Conference on Unsaturated Soils UNSAT'95*, vol. 1, pp. 139-144, Balkema/Presses des Ponts, Paris.
- Li, Z. S. (2015). « Etudes des propriétés hydromécaniques des sols argileux non saturés proches de la saturation ». Thèse de doctorat, Ecole Centrale Paris.
- LINS, A. H. P., SANDRONI, S. S., SILL, G. C. (1995). « An experimental analysis of the development of pore water pressure in an unsaturated compacted soil ». *Proceedings of the 1st international conference on unsaturated soils, UNSAT '95*, Paris, France, Volume 2, pp. 759-764.
- LU, N., LIKOS, W. (2006). « Suction stress characteristic curve for unsaturated soil ». *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Volume 132, Issue 2, pp. 131-142.
- MARINHO, F. A. M., MASSAD, F. (2010). « Behaviour of wet fill using residual soil ». *Proceedings of the 5th International Conference on Unsaturated Soils, Barcelona, Spain, Volume 2*, pp. 1419-1424.
- MARINHO, F. A. M., STANDING, J., KUWAGIMA, R. M. (2003). « Soil suction development under isotropic loading and unloading in a compacted residual soil ». *Solos e Rochas, São Paulo*, Volume 26, Issue 2, pp. 115-128.
- MARINHO, F. A. M., TEIXEIRA, P. F. (2013). « Air permeability of cover soil from the Bandeirantes landfill in São Paulo, Brazil ». *Advances in Unsaturated Soils – Caicedo et al. (eds)*, Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-62095-6 pp. 253-258.
- MARTINEZ, J. (1980). « Contribution au dimensionnement des chaussées souples - Comportement des matériaux et méthode de calcul ». Thèse de doctorat, INSA de Rennes, France.
- MELBOUCI, B., GHANEM, F. (2013). « Influence of suction on the permeability of unsaturated soils ». *Advances in Unsaturated Soils – Caicedo et al. (eds)*, Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-62095-6, pp. 221-224.
- MESBAH, A., MOREL, J. C., OLIVIER, M. (1999). « Comportement des sols fins argileux pendant un essai de compactage statique : détermination des paramètres pertinents ». *Materials and Structures*, Volume 32, pp. 687-694.
- MIEUSSENS, J. P., CAMAPUM DE CARVALHO, J. (1986). « Remblais en marne - désordres, études, confortation ». *Rapport Scetauroute - LCPC*, 71 p.

Bibliographie

- Miller, C.J., Mi, H., Yeiller, N. (1998). « Experimental analysis of desiccation crack - Propagation in clay liners ». *Journal of the American Water Resources Association* 34 (3), pp. 677-686.
- MUALEM, Y. (1974). « A conceptual model of hysteresis ». *Water Resour. Res.*, Vol. 10, pp. 514-520.
- NADAH, J. (2010). « valorisation d'une craie du nord de la France en assise de chaussée routière ». Thèse de doctorat, Ecole Centrale de Lille.
- NOWAMOOZ, H., CHAZALLON, C., ARSENIÉ, M. I., HORNYCH, P., MASROURI, F. (2011). « Unsaturated resilient behavior of a natural compacted sand ». *Computers and Geotechnics* 38 pp. 491-503.
- NOWAMOOZ, H., MASROURI, F. (2009). « Shrinkage/swelling of compacted clayey loose and dense soils ». *Compte Rendu Mecanique* 337 pp. 781-790.
- NOWAMOOZ, H., MASROURI, F. (2010). « Relationships between soil fabric and suction cycles in compacted swelling soils ». *Engineering Geology* 114 pp. 444-455.
- NUTH, M., LALOUI, L. (2008). « Advances in modelling hysteretic water retention curve in deformable soils ». *Computers and Geotechnics* 35 pp. 835-844.
- OLIVIER, M., MESBAH, A. (1986). « Le matériau terre : Essai de compactage statique pour la fabrication de briques de terre compressées ». *Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées*, 146, novembre – décembre 1986, Page 37-43.
- PAPADOPULOS, S.S., BREDEHOEFT, J. D., COOPER, H. H., JR. (1973). « On the Analysis of "Slug Test" Data ». *Water Resources Research*, vol 9 (4): 1087-1089.
- PARAIRE, J. (1987). « Essais de succion sur des éprouvettes de diamètre CBR - Relation portance-succion ». *Bulletin de liaison des Laboratoire des Ponts et Chaussées*, 147, pp. 59-63.
- PAUTE, J. L., LE FORT, R. (1984). « Détermination des caractéristiques mécaniques des graves non traitées au triaxial à chargements répétés ». *Bulletin de l'Association International 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.
- PELIZZARI, B. (2014). Rapport d'avancement de thèse - rapport interne projet ANR TerreDurable.
- PELIZZARI, B. (2015). Rapport d'avancement de thèse - rapport interne projet ANR TerreDurable.
- PUIG, J., BLIVET, J. C. (1973). « Remblai à talus vertical armé avec un textile synthétique ». *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 64, pp. 8-13.

Bibliographie

- PURWANA, Y.M., NIKRAZ, H. (2013). « The Correlation between the CBR and Shear Strength in Unsaturated Soil Conditions ». *International Journal of Transportation Engineering*, Vol.1/ No.3, pp. 211-222.
- PURWANA, Y.M., NIKRAZ, H., JITSANGIAM, P. (2012). « Experimental Study of Suction-Monitored CBR Test on Sand-Kaolin Clay Mixture ». *International Journal of GEOMATE*, Vol. 3, No. 2 (Sl. No. 6), pp. 419- 422.
- QUIBEL, A. (1978). « Remblais expérimentaux au CER de Rouen - Etude de la pollution et du comportement mécanique », *Le Phosphogypse - Utilisation d'un sous-produit industriel en technique routière*, Bulletin de liaison des Laboratoires des Lonts et Chaussées - Numéro spécial VII - Novembre 1978, pp. 99-109.
- RAWLINS, S.L., DALTON, F.N. (1967). « Psychrometric measurement of soil water potential without precise temperature control ». *Proceedings of Soil Science of America*, 31 pp. 297-301.
- RICHARDS, B.G. (1965). « Measurement of the free energy of soil moisture by the psychrometric technique using thermistors. In *Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas* ». A Symposium in Print, Butterworths, Australia: 39-46.
- RIDLEY, A. M., WRAY, W. K. (1996). « Suction measurement: a review of current theory and practices ». *Proceedings of the first international conference on unsaturated soils/unsat'95/Paris/France/6-8 September 1995*. Vol. 3.
- RIGOT, A. (1984). « Fabrication et mise en œuvre d'un limon traité à la chaux et au ciment Essais sur chantier expérimental », *sols fins traités en assises de chaussées (suite)*, Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 134 – novembre –décembre 1984, Réf. 2942.
- ROMERO, E., GENS, A., LLORET, A. (1999). « Water permeability, water retention and microstructure of unsaturated compacted Boom clay ». *Engineering Geology* 54, pp. 117-127.
- ROMERO, E., VILLAR, M.V., LLORET, A. (2005). « Thermo-hydro-mechanical behaviour of two heavily overconsolidated clays ». *Engineering Geology* 81 pp. 255-268.
- ROMERO, E.M. (1999). « Characterization and thermo-hydro mechanical behavior of unsaturated Boom clay: An experimental study ». PhD thesis. Departament D'Enginyeria del Terreny I Cartografica, Escola Tecnica Superior D'Enginyers de Camins Canals I Ports, Universitat Politecnica de Catalonia. Barcelona, Spania.
- SAYAD, G.C. (2003). « Ecoulements dans les milieux poreux peu perméables saturés et non saturés ». Thèse de doctorat, Ecole Central Paris.

Bibliographie

- SELVADURAI, A.P.S., CARNAFFAN, P. (1997). « A transient pressure pulse method for the measurement of permeability of a cement grout ». *Can. J. Civ. Eng.* 24: 489-502.
- SERRATRICE, J.F. (1995). « Comportement d'une argile compactée ». *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, septembre – octobre 1995, n° 200, pp. 13-23.
- SETRA, LCPC (1982). « Guide de chantier - Terrassements routiers - Contrôle en continu du compactage ».
- SKEMPTON, A.W. (1954). « The pore-pressure coefficients A and B ». *Géotechnique*, Volume 4, Issue 1, pp. 143-147.
- SPANNER, D.C. (1951). « The Peltier effect and its use in the measurement of suction pressure ». *Journal of Experimental Botany*, 2: 145-168.
- Syndicat Professionnel des Terrassiers de France (SPTF) (2009). « Guide pour la réalisation des terrassements des plateformes de bâtiments et d'aires industrielles dans le cas de sols sensibles à l'eau ».
- TAIBI, S. (1994). « Comportement mécanique et hydraulique des sols soumis à une pression interstitielle négative - Etude expérimentale et modélisation ». Thèse de doctorat, Ecole Centrale Paris, France.
- TAIBI, S., FLEUREAU, J. M., ABOU-BEKR, N., ZERHOUNI, M. I., BENCHOUK, A., LACHGUEUR, K., SOULI, H. (2011). « Some aspects of the behaviour of compacted soils along wetting paths ». *Géotechnique*, Volume 61, Issue 5, pp. 431-437.
- TAIBI, S., FLEUREAU, J.M., HADIWARDYO, S., KHEIRBEK-SAOUD, S. (2008). « Small and large strain behaviour of an unsaturated compacted silt ». *European Journal of Environmental and Civil Engineering* 12 (3), 203–228.
- TAIBI, S., FLEUREAU, J.M., HADIWARDYO, S., SOULI, H., GOMES CORREIA, A. (2011). « The Concept of Effective Stress in Unsaturated Soils ». Chapter 6 in « *Multiscale Geomechanics; From Soil to Engineering Projects* », P.Y. Hicher Editor- ISTE Sci-tech publisher. Wiley. ISBN: 9781848212466 Publication. 416 pp.
- TARANTINO, A., DE COL, E. (2008). « Compaction behaviour of clay ». *Géotechnique* 58. N° 3, pp. 199-213.
- TOMI, T. (1998). « Contribution à l'étude du phénomène de feuilletage des couches de sols fins sous l'effet des sollicitations de compactage ». Thèse professionnelle, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées de Paris.
- VAUGHAN, P. R. (2003). « Observations on the behaviour of clay fill containing occluded air bubbles ». *Géotechnique*, Volume 53, Issue 2, pp. 265-272.
- VERBRUGGE, J.C. (1975). « Validité des résultats fournis par les appareils usuels de mesure de la succion et par les psychromètres à effet Peltier : considérations théoriques ». *Revue Générale des Routes et Aérodrômes*, N° 515, pp. 56-65.

Bibliographie

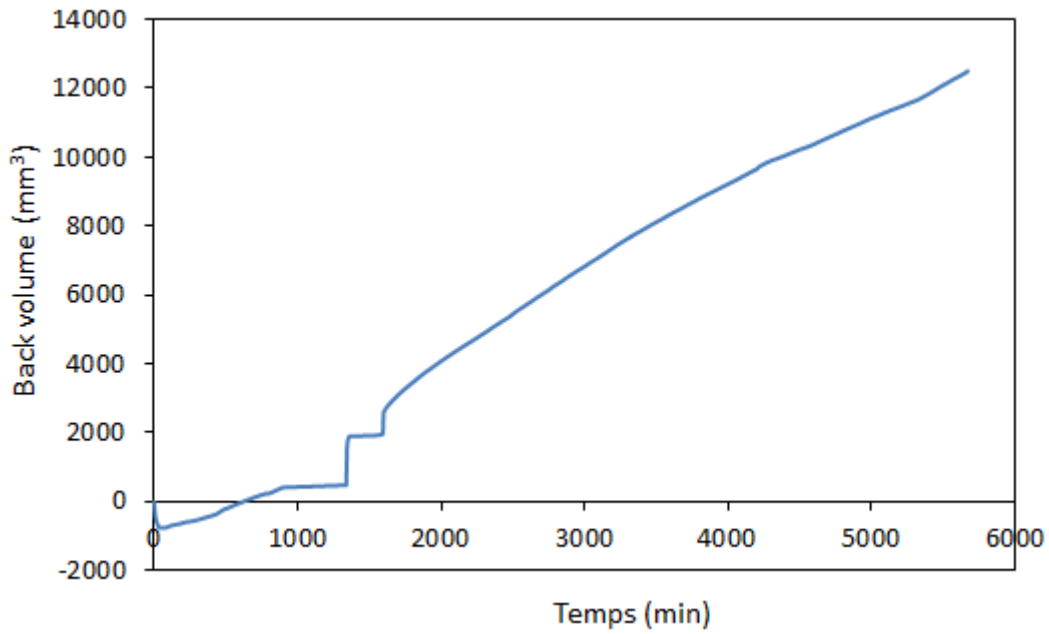
- VERBRUGGE, J.C. (1978). « Emploi d'une méthode psychrométrique dans les essais triaxiaux sur un limon remanié non saturé ». Canadian Geotechnical Journal, Volume 15, Issue 4, pp. 501-509.
- WEI, X. (2014). « Etude micro-macro de la fissuration des argiles soumises à la dessiccation ». Thèse de doctorat, Ecole Centrale Paris.
- YANG, H., RAHARDJO, H., LEONG, E. C., FREDLUND, D. G. (2004). « Factors affecting drying and wetting soil-water characteristic curves of sandy soils ». Canadian Geotechnical Journal, Volume 41, Issue 5, pp. 908-920.
- ZADJAOUI, A. (2007). « Influence des normes appliquées pour le compactage sur la densification d'un tuf calcaire en algérie ». 14^{ème} CRA MSG, Yaoundé.
- ZERHOUNI, M. I. (1991). « Rôle de la pression interstielle négative dans le comportement des sols - Application au calcul des routes ». Thèse de doctorat, Ecole Centrale Paris.
- ZERHOUNI, M. I. (1995). « Triaxial testing using psychrometers ». Proceedings of the first International Conference on Unsaturated Soils, Paris, 1995 (Eds. E.E. Alonso and P. Delage), Balkema, Rotterdam: 673-678 (UNSAT 95).

Annexe 1

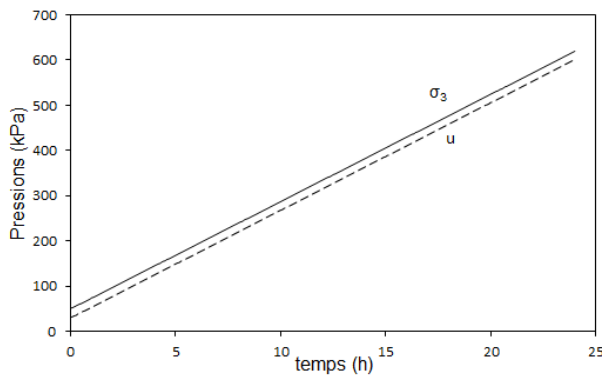
Courbes des essais triaxiaux saturés (chapitre V)

Marne consolidée

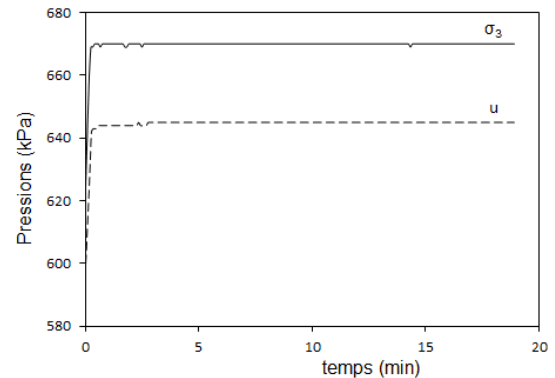
I- Phase de saturation



Courbe de pré-saturation de la marne consolidée à 100 kPa (écoulement sous $\Delta u=20\text{kPa}$).



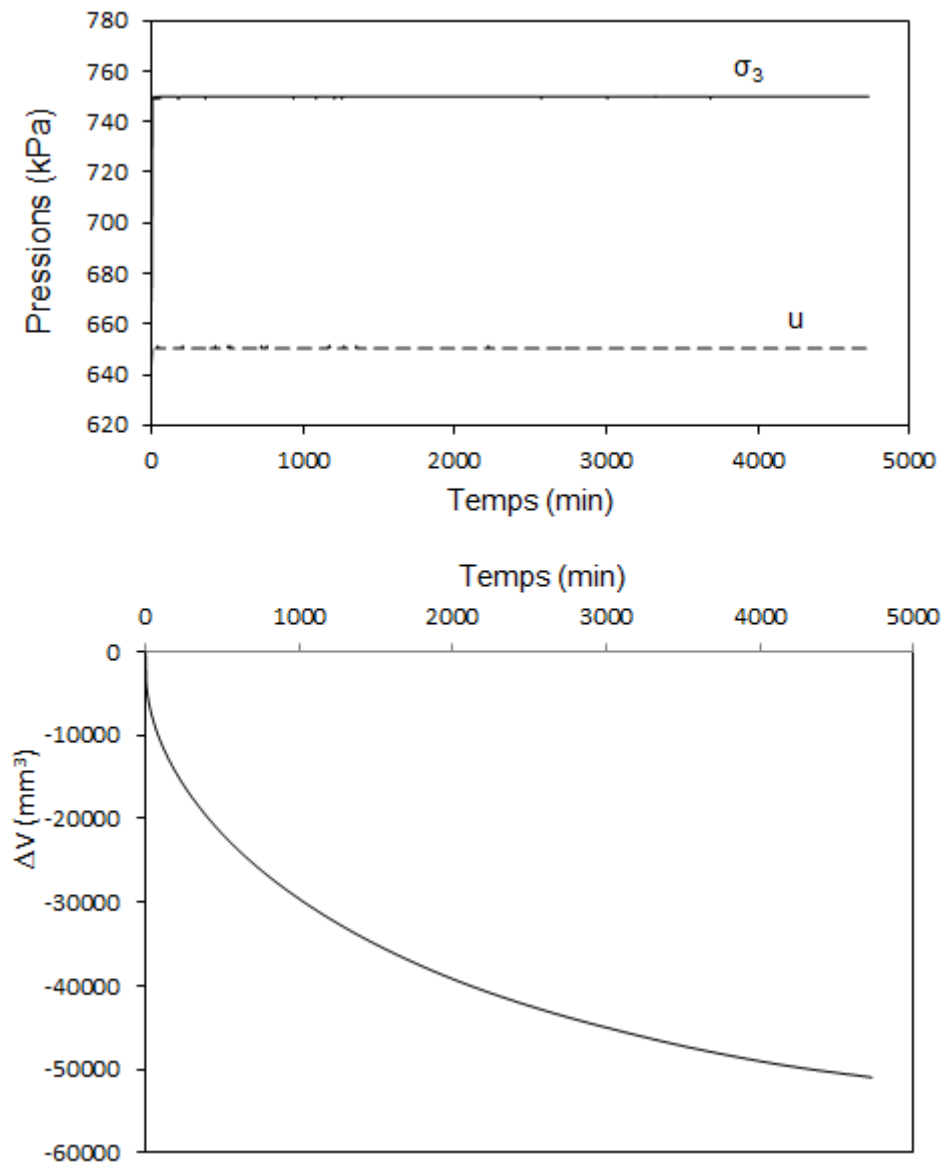
(a)



(b)

(a) Rampe de saturation et (b) mesure de B de Skempton : Variation de la pression interstitielle Δu sous l'effet de l'incrément de la contrainte totale isotrope $\Delta\sigma_3$ de la marne consolidée à 100 kPa.

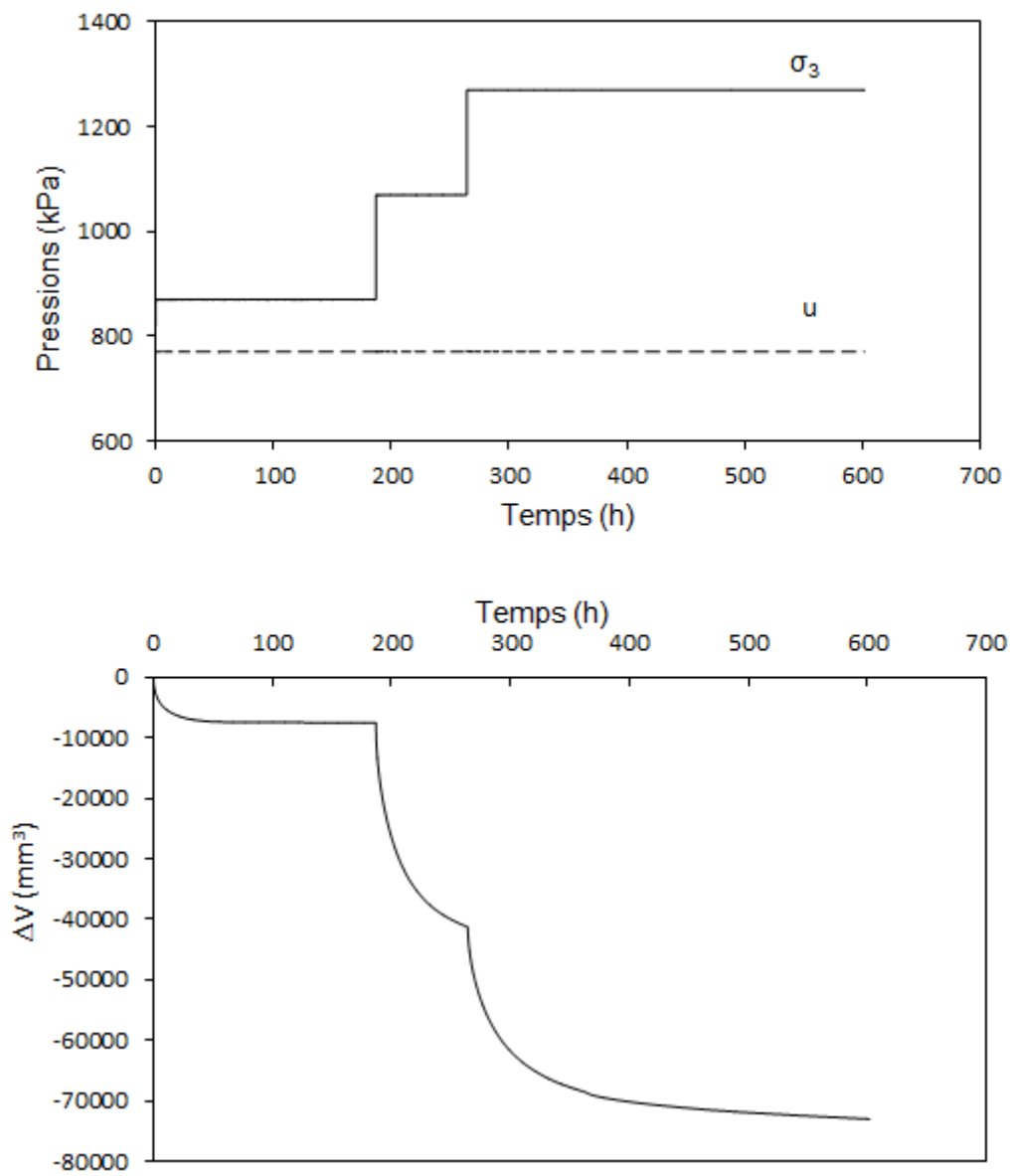
II- Phase de consolidation



Variation des pressions de confinement et interstitielle, et du volume de l'échantillon en fonction du temps lors d'une consolidation à $\sigma'_3 = 100$ kPa de la marne consolidée.

Marne compactée puis saturée

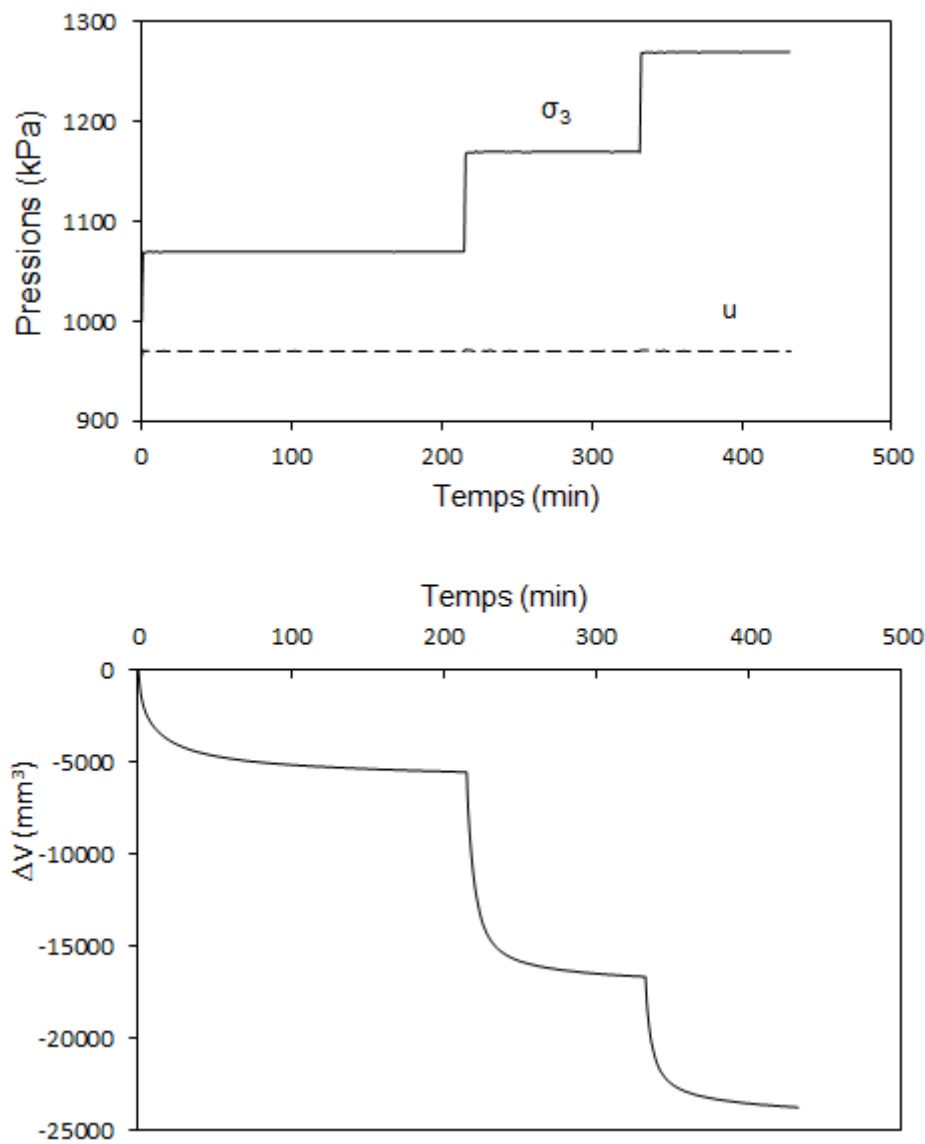
Phase de consolidation



Variation des pressions de confinement et interstitielle, et du volume de l'échantillon en fonction du temps lors d'une consolidation à $\sigma'_3 = 100, 300$ et 500 kPa de la marne compactée.

Silt compacté puis saturé

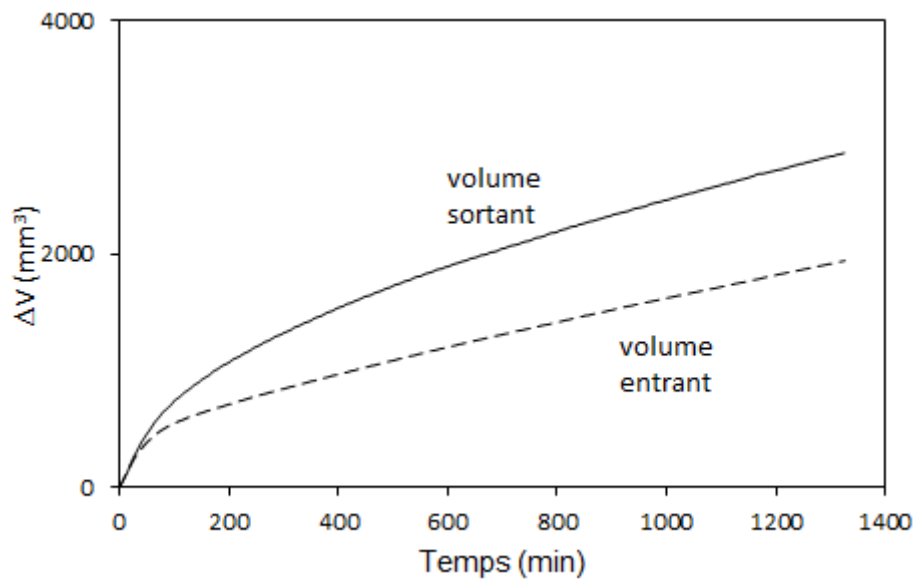
Phase de consolidation



Variation des pressions de confinement et interstitielle, et du volume de l'échantillon en fonction du temps lors d'une consolidation à $\sigma'_3 = 100, 200$ et 300 kPa du silt compacté.

Silt compacté puis saturé

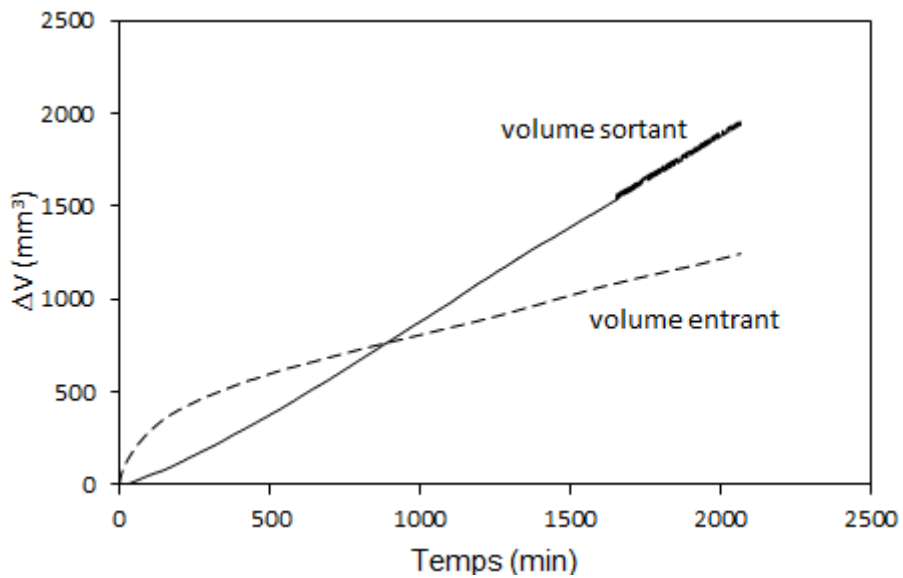
Mesure de la perméabilité après la phase de consolidation



Courbe de débit entrant et sortant dans le cas du silt compacté, puis consolidé à 300 kPa.

Marne compactée puis saturée

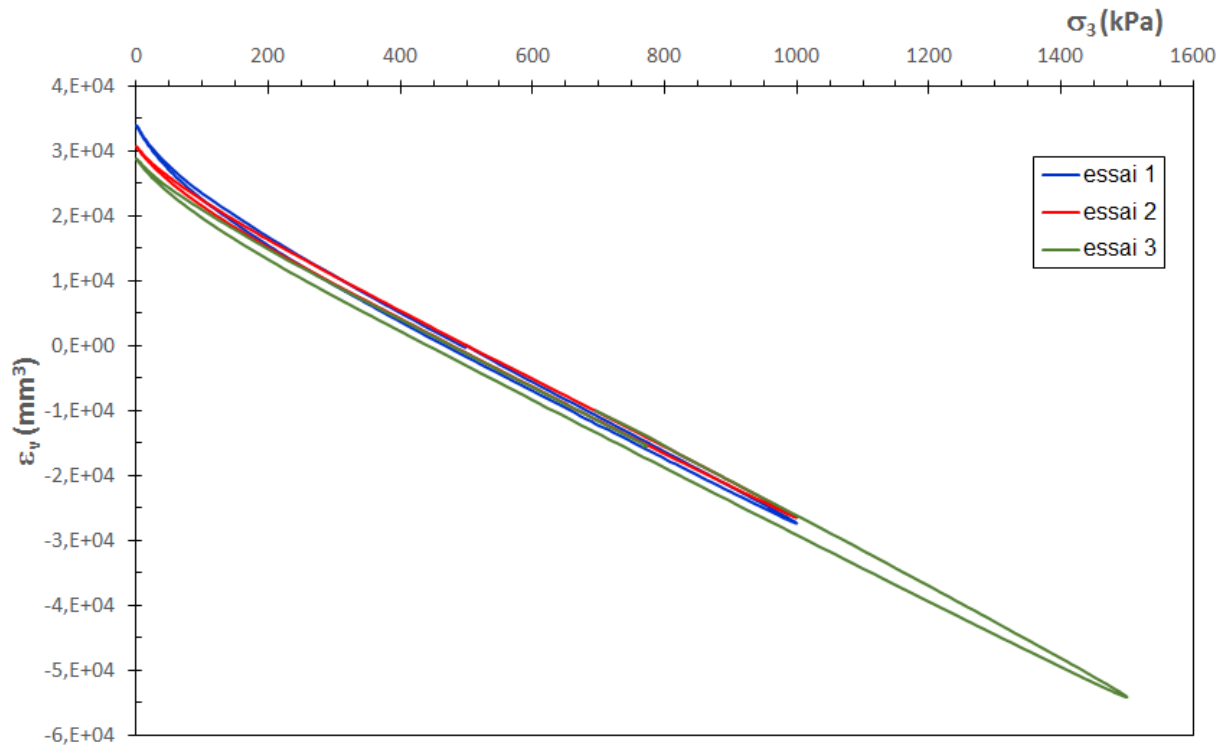
Mesure de la perméabilité après la phase de consolidation



Courbe de débit entrant et sortant dans le cas de la marne consolidée à 200 kPa.

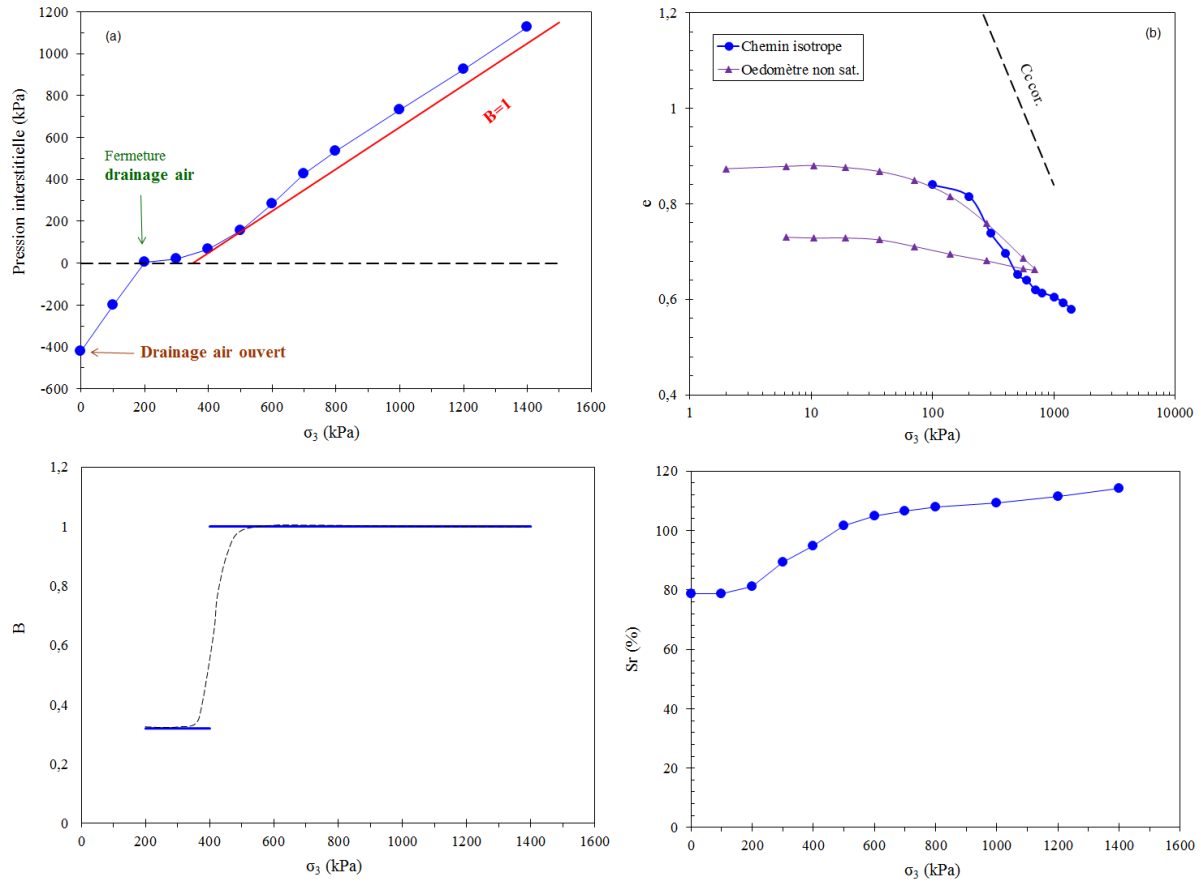
Annexe 2

Etalonnage de la cellule triaxiale (variation de volume de l'eau de cellule en fonction de la contrainte totale appliquée) (**Chapitre VI**)



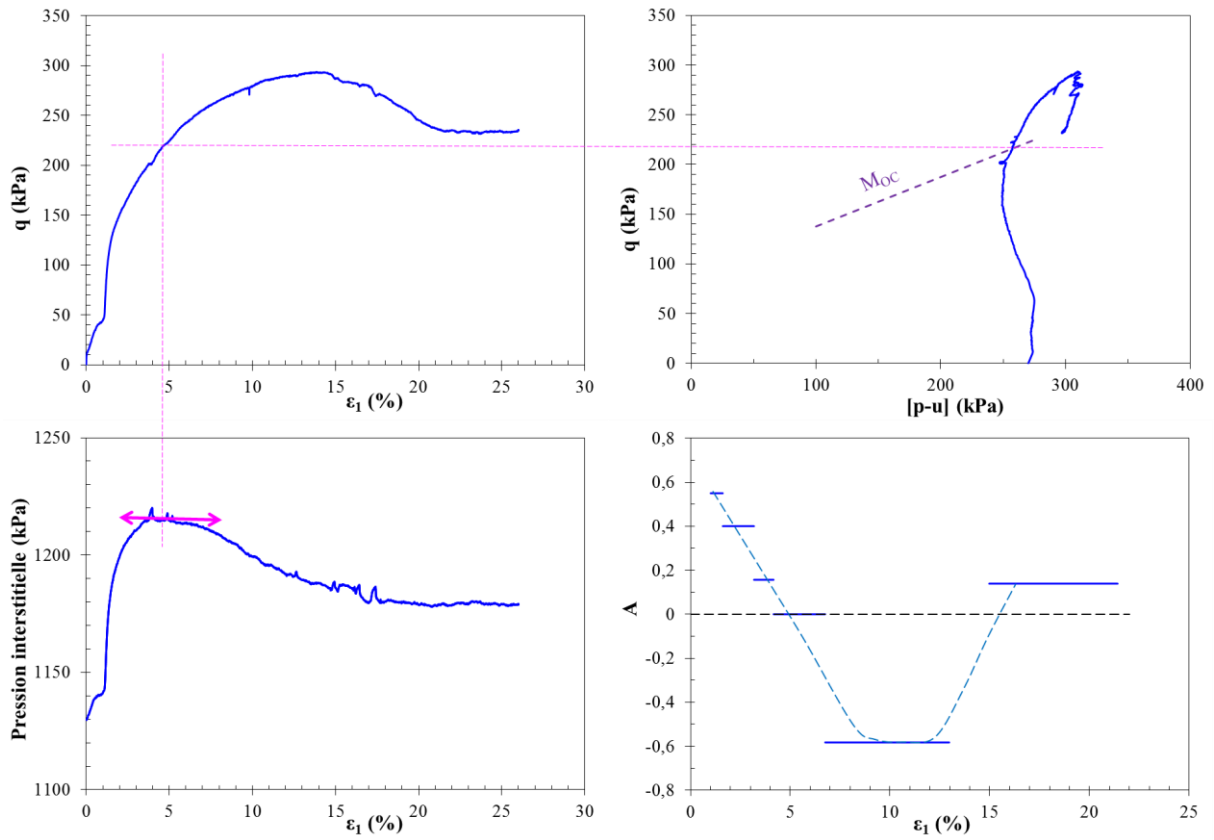
Annexe 3

Chemins isotropes de l'essai triaxial non saturé non drainé (essai 3) (Chapitre VI)



Annexe 4

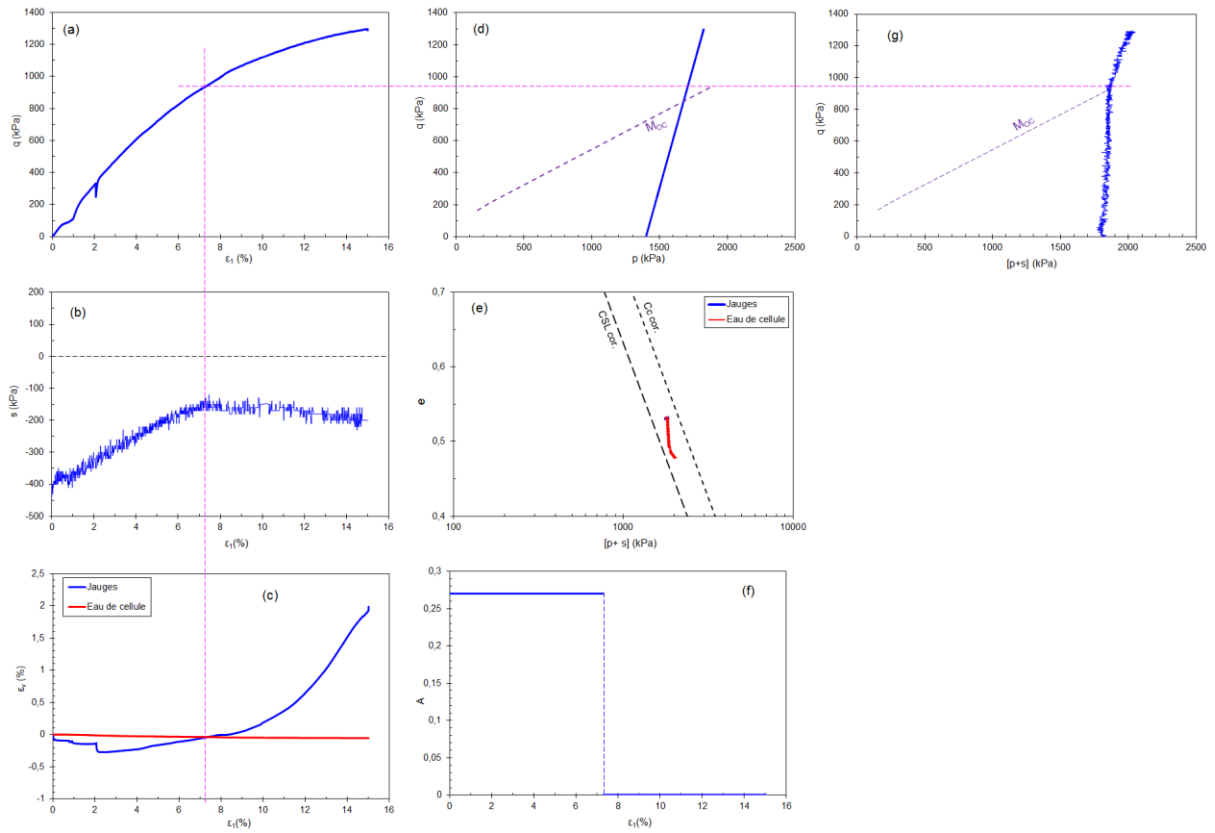
Chemins déviatoires de l'essai triaxial non saturé non drainé (essai 3) (Chapitre VI)



Chemin déviatoire non drainé de l'essai 3 interprété dans différents plans.

Annexe 5

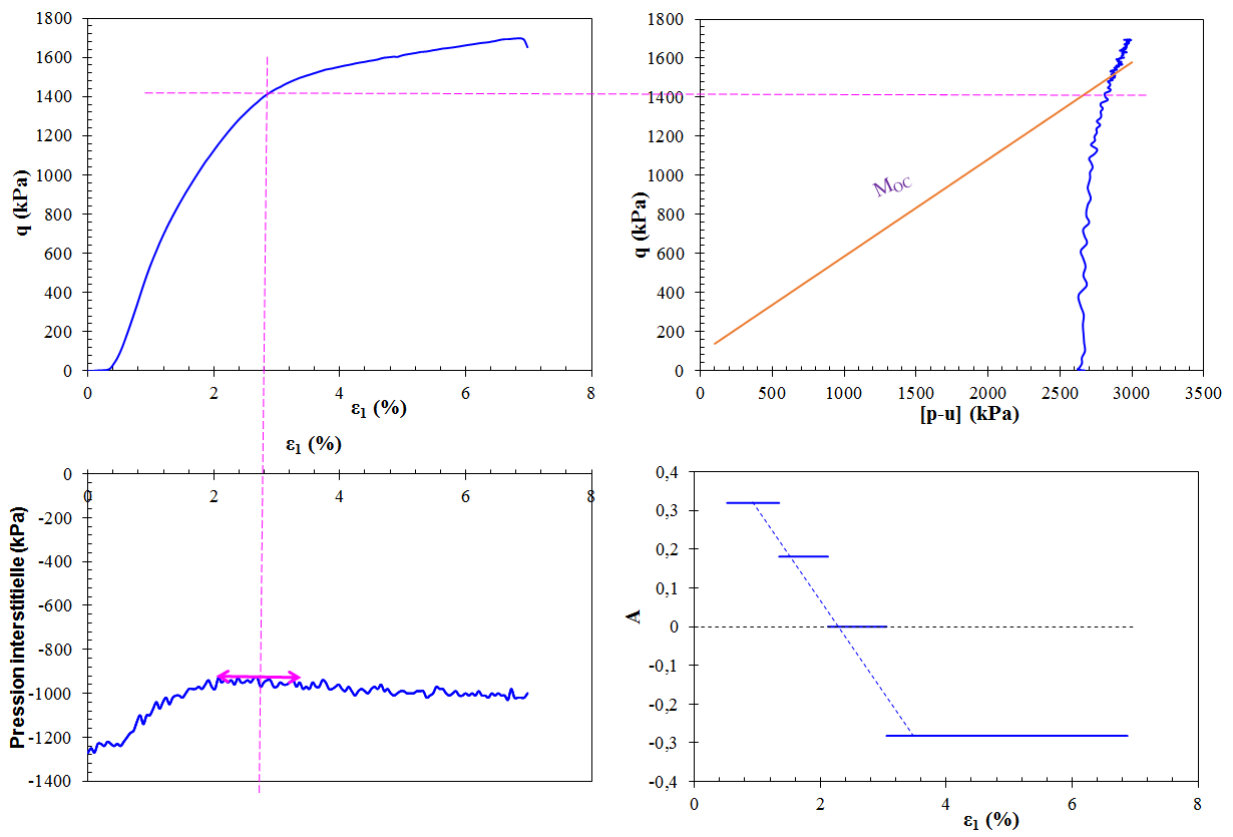
Chemins déviatoires de l'essai triaxial non saturé non drainé (essai 4) (Chapitre VI)



Chemin déviatoire non drainé de l'essai 4 interprété dans différents plans.

Annexe 6

Chemins déviatoires de l'essai triaxial non saturé non drainé (essai 5) (Chapitre VI)



Chemin déviatoire non drainé de l'essai 5 interprété dans différents plans.

Résumé

La thèse présente un ensemble de résultats expérimentaux sur des sols fins très plastiques compactés au voisinage de l'optimum Proctor normal (OPN). Elle est réalisée dans le cadre du projet ANR TerreDurable qui traite de la conception des ouvrages en terre en sols fins. Après l'étude de l'effet de compactage sur des chemins de drainage-humidification, la fissuration induite par la dessiccation est mise en évidence et analysée. Par ailleurs, des relations entre différents paramètres mécaniques (module, IPI, Résistance à la compression) et hydriques (suction, perméabilité, ..) en fonction de l'énergie de compactage et du mode de préparation sont présentées. Le comportement mécanique des sols fins compactés est étudié sur des chemins œdométriques et triaxiaux saturés et non saturés, drainés et non drainés. Dans ce dernier cas, l'évolution des paramètres de pression interstitielle de Skempton est analysée sur des chemins isotropes et déviatoires. Ceci a nécessité la mise au point d'une cellule triaxiale équipée de psychromètres à effet Peltier, de tensiomètre et de jauges de déformations.

Mots clés : compactage, suction, non saturation, sols fins, fissuration, triaxial, Coefficients de Skempton, dessiccation.

Abstract

The thesis presents an experimental study on very high plasticity soils compacted near of the standard Proctor optimum (SPO). It is performed as part of the ANR TerreDurable project which is devoted on the design of earthworks with fine soils. After the study of the effect of compaction on drying-wetting paths, induced cracking of drying is highlighted and analyzed. Furthermore, relationships between different mechanical parameters (modulus, IPI, compressive strength) and water (suction, permeability) according to the energy of compaction and method of preparation are shown. The mechanical behavior of soils compacted fine soils is studied on saturated and unsaturated, drained and undrained oedometer and triaxial. For the unsaturated undrained triaxial, the change in Skempton parameters pore pressure is analyzed on isotropic and deviatoric paths. This required the development of a triaxial cell equipped with psychrometers, tensiometer and strain gauges.

Key words: compaction, suction, unsaturation, fine soils, cracking, triaxial, coefficients of Skempton, desiccation.