

Etudes des propriétés hydromécaniques des sols argileux non saturés proches de la saturation

Zhong-Sen Li

▶ **To cite this version:**

Zhong-Sen Li. Etudes des propriétés hydromécaniques des sols argileux non saturés proches de la saturation. Mécanique [physics.med-ph]. Ecole Centrale Paris, 2015. Français. ⟨NNT : 2015ECAP0023⟩. ⟨tel-01163667⟩

HAL Id: tel-01163667

https://theses.hal.science/tel-01163667v1

Submitted on 15 Jun 2015

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.



HAL Authorization

ECOLE CENTRALE DES ARTS ET MANUFACTURES
« ECOLE CENTRALE PARIS »

Thèse présentée par

LI Zhong-Sen

pour l'obtention du

GRADE DE DOCTEUR

Spécialité : Géotechnique (Mécanique des sols)
Laboratoire d'accueil : Laboratoire Mécanique des Sols, Structures et Matériaux

Etudes des propriétés hydromécaniques des sols argileux non saturés proches de la saturation

The study of the hydromechanical properties of unsaturated clayey soils close to saturation

Soutenue le 12 Mars 2015, devant le jury compose de :

M.	**TAIBI Said**	**Rapporteur**
M.	**VERBRUGGE Jean-Claude**	**Rapporteur**
Mme	**HATTAB Mahdia**	**Examinateur**
Mme	**SOULI Hanène**	**Examinateur**
M.	**TANG Anh-Minh**	**Examinateur**
M.	**BOUTONNIER Luc**	**Invité**
M.	**FLEUREAU Jean-Marie**	**Directeur de thèse**

ECOLE CENTRALE DES ARTS ET MANUFACTURES
« ECOLE CENTRALE PARIS »

Thèse présentée par

LI Zhong-Sen

pour l'obtention du

GRADE DE DOCTEUR

Spécialité : Géotechnique (Mécanique des sols)
Laboratoire d'accueil : Laboratoire Mécanique des Sols, Structures et Matériaux

Etudes des propriétés hydromécaniques des sols argileux non saturés proches de la saturation

The study of the hydromechanical properties of unsaturated clayey soils close to saturation

Soutenue le 12 Mars 2015, devant le jury compose de :

M.	**TAIBI Said**	**Rapporteur**
M.	**VERBRUGGE Jean-Claude**	**Rapporteur**
Mme	**HATTAB Mahdia**	**Examinateur**
Mme	**SOULI Hanène**	**Examinateur**
M.	**TANG Anh-Minh**	**Examinateur**
M.	**BOUTONNIER Luc**	**Invité**
M.	**FLEUREAU Jean-Marie**	**Directeur de thèse**

Résumé

Etudes des propriétés hydromécaniques des sols argileux non saturés proches de la saturation

Cette thèse présente un ensemble de résultats expérimentaux sur une argile remaniée non saturée proche de la saturation, dont le degré de saturation est généralement supérieur à 70%.

Après une série d'essais de caractérisation physique et mécanique du matériau, plusieurs méthodes expérimentales ont été utilisées pour étudier le comportement et certaines pathologies du sol compacté telles que l'orniérage et le matelassage.

Une étude systématique du comportement du sol compacté sur chemins de drainage-humidification dans différents états initiaux a été effectuée, complétée par des mesures de succion par papier filtre et psychromètre. Les essais de porosimétrie par intrusion de mercure ont apporté un éclairage sur la microstructure du sol.

La thèse a également permis d'étudier les variations de pression interstitielle du sol compacté sur chemin triaxial non drainé en utilisant la technique de translation d'axes, où quelques améliorations et modifications du montage ont été proposées.

Mots-clés : Argile, non saturé, compacté, triaxial non drainé, oedomètre, iso-succion, orniérage, matelassage, porosimétrie par intrusion de mercure, drainage-humidification, translation d'axes.

Abstract

The study of the hydromechanical properties of unsaturated clayey soils close to saturation

This thesis present an experimental study of an unsaturated clayey soil close to saturation, whose degree of saturation is generally above 70%.

After characterizing the physical and mechanical properties of the material, several experimental methods were used to study the behaviour and some pathologies of the compacted soil, such as rutting and quilting.

A systematic study of the behaviour of the compacted soil on drying-wetting paths starting from different initial states was carried out, completed by suction measurements using filter-paper and psychrometer. Mercury intrusion porosimetry tests gave an insight of the soil microstructure.

The thesis also addressed the question of the pore pressure variations of the compacted soil on undrained triaxial path using the axis-translation technique, where some improvements and modifications of the testing device were proposed.

Key-words: clayey soil, unsaturated, compacted, undrained triaxial test, oedometer test, iso-suction, rutting, quilting, mercury intrusion porosimetry, soil-water characteristic curve (SWCC), axis-translation

Remerciements

Je tiens d'abord à exprimer mes plus vifs et sincères remerciements à Monsieur FLEUREAU Jean-Marie, professeur à l'Ecole Centrale Paris, pour son accueil au laboratoire MSSMat où il m'a ouvert la porte de la recherche ; pour son esprit critique et son enthousiasme pour la science, qui m'ont poussé et encouragé tout au long de ce travail ; pour ses conseils et les nombreuse discussions constructives qui m'ont permis de bien orienter cette thèse.

Je voudrais aussi manifester toute ma gratitude aux personnes qui ont accepté de participer au jury :

- Monsieur TAIBI Said, professeur à l'Université du Havre
- Monsieur VERBRUGGE Jean-Claude, professeur émérite à l'Université Libre de Bruxelles
- Madame HATTAB Mahdia, professeur à l'Université de Lorraine
- Madame SOULI Hanène, maître de conférences à l'Ecole Nationale d'Ingénieurs de Saint Etienne
- Monsieur TANG Anh-Minh, chargé de recherches à l'Ecole des Ponts ParisTech
- Monsieur BOUTONNIER Luc, chef de service à Egis Géotechnique

Qu'il me soit également permis d'exprimer mes remerciements aux chercheurs, techniciens, et personnels du laboratoire MSSMat, surtout : Madame MODARESSI Arézou pour son accueil au master recherche ; Messieurs LE GAL Gilbert, REISS Thomas, et ROUBIER Nicolas, pour la qualité de l'assistance technique qu'ils m'ont apportée.

Un remerciement amical à tous mes collègues et amis qui m'ont encouragé pendant ces années, en particulier : Mademoiselle WANG Yong-Xin, Monsieur NEJI Aymen, avec qui j'ai passé des moments les plus difficiles et inoubliables en France dans la promotion de master 2 ; Docteurs NI Yu-Xiang et XU Da, qui m'ont accompagé sur le terrain du tennis depuis le début de la vie française ; Docteurs WEI Xin, NGUYEN Van-Nghia, Mademoiselle NIOKANE Kawsar, Monsieur SUN Hai-Quan pour leur contribution sympathique à l'équipe ; Madame NEMESI Karine, pour son aide pour améliorer mon niveau de français ; Monsieur BENSAID Pierre, pour sa gentillesse comme professeur de piano.

Merci au gouvernement chinois pour le financement principal de ma thèse, et à ma famille pour leur soutien ; amour immortel sera donné à mon grand père qui est décédé l'année dernière, cette thèse lui est dédiée.

Sommaire

RESUME/ABSTRACT

REMERCIEMENTS

SOMMAIRE

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I CARACTERISATION DETAILLEE DU SOL 3

I.1 INTRODUCTION 3
I.2 CARACTERISATION PHYSIQUE 3
I.2.1 Mesure de la densité des grains solides (ρ_s) 3
I.2.2 Limites d'Atterberg (w_L, w_P) 4
I.2.3 Essai au bleu de méthylène 7
I.2.4 Granulométrie et Sédimentométrie 8
I.2.5 Essai PROCTOR 13
I.3 CARACTERISATION MECANIQUE : CHEMINS OEDOMETRIQUES 17
I.3.1 Chemins oedométriques sur les échantillons saturés NC 17
I.3.2 Chemins oedométriques sur les échantillons compactés 22
I.4 CARACTERISATION MECANIQUE : CHEMINS TRIAXIAUX 27
I.4.1 Chemins triaxiaux sur les échantillons saturés NC 27
I.4.2 Chemins triaxiaux sur les échantillons saturés SC 32
I.4.3 Chemins triaxiaux sur les échantillons saturés compactés 32
I.5 CONCLUSION 41

CHAPITRE II ETUDE DU COMPACTAGE 42

I.1 INTRODUCTION 42
II.2 BIBLIOGRAPHIE 43
II.2.1 Paramètres du compactage PROCTOR 43
II.2.2 Phénomène du matelassage 54
II.2.3 Etude de l'orniérage 57
II.3 ETUDE EXPERIMENTALE 81
II.3.1 Etude expérimentale pour l'étude de compactage 81
II.3.3 Etude expérimentale du comportement du sol compacté sous chargement cyclique : cas d'un poinçon.... 84
II.3.3 Etude expérimentale du comportement du sol compacté sous chargement cyclique : cas d'un chargement oedométrique 96
II.3.4 Etude expérimentale de la mirostructure par la porosimétrie au mercure 102
II.4 RESULTATS 105
II.4.1 Résultats pour l'étude du compactage PROCTOR 105
II.4.2 Résultats relatifs au comportement des sols compactés sous chargement cyclique 113
II.4.3 Résultats pour l'étude de la microstructure par la porosimétrie au mercure 148
II.5 CONCLUSION 155

CHAPITRE III ETUDE DES VARIATIONS DE VOLUME DES ECHANTILLONS COMPACTES SUR CHEMINS DE DRAINAGE-HUMIDIFICATION 157

III.1 INTRODUCTION 157
III.2 BIBLIOGRAPHIE 157
III.2.1 Travaux de la première moitié du vingtième siècle : *158*
III.2.2 Travaux réalisés dans la deuxième moitié du vingtième siècle *160*
III.2.3 Travaux de l'Ecole Centrale Paris et de l'Université du Havre(1987-2011) *163*
III.3 ETUDE EXPERIMENTALE 172
III.3.1 Les plaques tensiométriques: 0.1 kPa < s < 10 kPa *172*
III.3.2 La méthode osmotique : 100 kPa < s < 1500 kPa *173*
III.3.3 Les solutions salines saturées : s > 1500 kPa *177*
III.3.4 DVS (Dynamic Vapor Sorption ; s > 7 MPa) *178*
III.4 RESULTATS ET COMPARAISONS 181
III.4.1 Chemins de drainage-humidification par DVS *181*
III.4.2 Chemins de drainage-humidification par les méthodes traditionnelles (plaques tensiométriques, osmose, solutions salines saturées) *187*
III.4.3 Comparaions des résultats sur les chemins de drainage-humidification *205*
III.5 CONLUSION 212

CHAPITRE IV ETUDE DES VARIATIONS DE PRESSION INTERSTITIELLE DES SOLS COMPACTES SUR CHEMINS OEDOMETRIQUE ET TRIAXIAL 214

IV.1 INTRODUCTION 214
IV.2 BIBLIOGRAPHIE 214
IV.2.1 Paramètre de pression interstitielle *215*
IV.2.2 Variation de succion (pression interstitielle) sur chemin isotrope *217*
IV.2.3 Variation de succion (pression interstitielle) sur chemin triaxial *230*
IV.2.4 Comparaison entre les techniques translation d'axes et osmotique *235*
IV.2.5 Difficultés de contrôle de la succion *238*
IV.3 ETUDE EXPERIMENTALE 240
IV.3.1 Technique de translation d'axes *240*
IV.3.2 Technique osmotique *250*
IV.4 RESULTATS 255
IV.4.1 Résultats du 1er essai *255*
IV.4.2 Résultats du 2ème essai *256*
IV.4.3 Résultats du 3ème essai *258*
IV.4.4 Résultats du 4ème essai *258*
IV.4.5 Résultats du 5ème essai *264*
IV.4.6 Résultats du 6ème essai *264*
IV.5 CONCLUSION 269

CONCLUSION GENERALE 271

ANNEXE I TENSIOMETRE HAUTE CAPACITE 273

A.I.1 INTRODUCTION 273
A.I.2 FABRICATION DE TENSIOMETRE HAUTE CAPACITE 273
A.I.3 SCHEMA DE TENSIOMETRE HAUTE CAPACITE A L'ECP 277
A.I.4 DIFFICULTES DE LA FABRICATION 280

BIBLIOGRAPHIE 281

CHAPITRE I : CARACTERISATION DETAILLEE DU SOL 281
CHAPITRE II : ETUDE DU COMPACTAGE 282

CHAPITRE III : ETUDE DES VARIATIONS DE VOLUME DES ECHANTILLONS COMPACTES SUR CHEMINS DE DRAINAGE-HUMIDIFICATION 287
CHAPITRE IV : ETUDE DES VARIATIONS DE PRESSION INTERSTITIELLE DES SOLS COMPACTES SUR CHEMINS OEDOMETRIQUE ET TRIAXIAL 290
ANNEXE I : TENSIOMETRE HAUTE CAPACITE - SELON LE PAYS 294

Liste des figures

FIGURE I - 1 : LES DIFFERENTS ETATS DES SOLS 5
FIGURE I - 2 : DETERMINATION DE LA LIMITE DE LIQUIDITE A LA COUPELLE DE CASAGRANDE 6
FIGURE I - 3 : DETERMINATION DE LA LIMITE DE LIQUIDITE AU CONE 6
FIGURE I - 4 : L'APPAREILLAGE ET LE TEST A LA TACHE DE L'ESSAI AU BLEU DE METHYLENE (SOURCE INTERNET) 7
FIGURE I - 5 : APPAREIL EXPERIMENTAL POUR TAMISAGE HUMIDE (SOURCE INTERNET) 9
FIGURE I - 6 : APPAREIL EXPERIMENTAL POUR LE SEDIMENTATION 10
FIGURE I - 7 : ANALYSE GRANULOMETRIQUE PAR TAMISAGE HUMIDE ET SEDIMENTATION 12
FIGURE I - 8 : APPAREILLAGE SPECIFIQUE POUR L'ESSAI PROCTOR 13
FIGURE I - 9 : RESULTATS DE L'ESSAI PROCTOR 16
FIGURE I - 10 : SCHEMA DU DISPOSITIF EXPERIMENTAL DE L'ESSAI OEDOMETRIQUE POUR LES ECHANTILLONS SATURES 19
FIGURE I - 11 : PHOTO DU DISPOSITIF EXPERIMENTAL DE L'ESSAI OEDOMETRIQUE POUR LES ECHANTILLONS SATURES 19
FIGURE I - 12 : DEFORMATION AXIALE EN FONCTION DE LA RACINE CARREE DU TEMPS POUR CHAQUE PALIER DE CHARGE-DECHARGE DE L'ESSAI OEDOMETRIQUE SATURE 20
FIGURE I - 13 : VARIATION DE L'INDICE DES VIDES EN FONCTION DE LA CONTRAINTE VERTICALE EN COORDONNEES NORMALES 21
FIGURE I - 14 : VARIATION DE L'INDICE DES VIDES EN FONCTION DE LA CONTRAINTE VERTICALE EN COORDONNEES SEMI-LOGARITHMES 21
FIGURE I - 15 : EVOLUTION DE L'EPAISSEUR POUR LES ECHANTILLONS COMPACTES A L'OPTIMUM 22
FIGURE I - 16 : INDICE DES VIDES EN FONCTION DE LA CONTRAINTE VERTICALE POUR LES ECHANTILLONS SATURES ET COMPACTES A L'OPTIMUM 23
FIGURE I - 17 : DISPOSITIF EXPERIMENTAL POUR L'ESSAI OEDOMETRIQUE A SUCCION CONTROLEE 25
FIGURE I - 18 : CHEMINS OEDOMETRIQUES POUR LES ECHANTILLONS COMPACTES A L'OPTIMUM - 1 25
FIGURE I - 19 : CHEMINS OEDOMETRIQUES POUR LES ECHANTILLONS COMPACTES A L'OPTIMUM - 2 26
FIGURE I - 20 : PREPARATION DE LA PATE 28
FIGURE I - 21 : RAMPE DE SATURATION DE L'ECHANTILLON POUR L'ESSAI TRIAXIAL 29
FIGURE I - 22 : CONSOLIDATION ISOTROPE POUR L'ESSAI TRIAXIAL 30
FIGURE I - 23 : DISPOSITIF EXPERIMENTAL DE L'ESSAI TRIAXIAL SATURE 34
FIGURE I - 24 : SCHEMA ET LA PHOTO DU CONSOLIDOMETRE 35
FIGURE I - 25 : DEUX METHODES DE LA FABRICATION DES EPROVETTES POUR LES ESSAIS TRAXIAUX COMPACTES (1^{ERE} : PAR UNE CAROTTIER ; 2^{EME} : PAR UNE MACHINE ET UNE LAME DE FER) 35
FIGURE I - 26 : CHEMINS TRIAXIAUX SUR LES ECHANTILLONS NC 36
FIGURE I - 27 : CHEMINS TRIAXIAUX SUR LES ECHANTILLONS SC 37
FIGURE I - 28 : CHEMINS TRIAXIAUX SUR LES ECHANTILLONS COMPACTES (15C) 38
FIGURE I - 29 : CHEMINS TRIAXIAUX SUR LES ECHANTILLONS COMPACTES (25C) 39
FIGURE I - 30 : CHEMINS TRIAXIAUX SUR LES ECHANTILLONS SATURES (ENSEMBLE) 40
FIGURE II - 1 : FORCES D'ATTRACTION ET DE REPULSION EN FONCTION DE LA DISTANCE ENTRE LES PARTICULES (D'APRES LE ROUX, 1972 ; CITE PAR CAMAPUM DE CARVALHO ET AL., 1987) 43
FIGURE II - 2 : LES EFFETS DU COMPACTAGE SUR LA STRUCTURE (D'APRES LAMBE, 1958) 44
FIGURE II - 3 : ÉVOLUTION DE LA STRUCTURE D'UNE ARGILE COMPACTEE EN FONCTION DE TENEUR EN EAU ET D'ENERGIE DE COMPACTAGE (D'APRES CABOT ET LE BIHAN, 1993 ; CITES PAR DELAGE ET CUI, 2000) 45
FIGURE II - 4 : REPRESENTATION SCHEMATIQUE DE L'ETAT DE SATURATION (D'APRES BOUTONNIER, 2007) 45
FIGURE II - 5 : LIMITES DES DOMAINES D1, D2, D3 ET D4 SUR LE DIAGRAMME DE L'ESSAI PROCTOR POUR DES SOLS FINS (D'APRES BOUTONNIER, 2007) 46
FIGURE II - 6 : INFLUENCE DE METHODE DE COMPACTAGE (MESBAH ET AL., 1999) 47
FIGURE II - 7 : COURBE PROCTOR D'UNE ARGILE AVEC DIFFERENTES ENERGIES DE COMPACTAGE (D'APRES SERRATRICE, 1995) 47
FIGURE II - 8 : COURBE PROCTOR DU LIMON DE JOSSIGNY (DELAGE ET CUI, 2000) 48

FIGURE II - 9 : COURBE PROCTOR AVEC DIFFERENTES GRANULOMETRIES (WILLIAMS ET AL.,1949)..... 48
FIGURE II - 10 : L'INFLUENCE DE TYPE DE SOL SUR LE COMPACTAGE (RIVARD ET GOODWIN, 1978)..... 49
FIGURE II - 11 : COURBE PROCTOR POUR L'ARGILE AZRAQ GREEN AVEC DIFFERENTS CATIONS (D'APRES ABDULLAH ET AL., 1997) 49
FIGURE II - 12 : LA MESURE DE SUCCION POUR LES SOLS COMPACTES (D'APRES BULUT, 2001) 50
FIGURE II - 13 : COURBES D'ETALONNAGE DU PAPIER-FILTRE WHATMAN NO. 42 (D'APRES BULUT, 2001)..... 50
FIGURE II - 14 : UN RESUME SUR LES COURBES D'ETALONNAGE DU PAPIER FILTRE WATEMAN NO. 42 REALISE PAR DIFFERENTS AUTEURS ET LA COMPARAISON (D'APRES BICALHO ET AL. ; 2007)..... 51
FIGURE II - 15 : RESULTATS DE SUCCION EN FONCTION DU POIDS VOLUMIQUE SEC ET DE LA TENEUR EN EAU POUR DEUX LOESS EN CHINE (LI, 1995) 52
FIGURE II - 16 : COURBES DE COMPACTAGE STATIQUE AVEC LES CONTOURS D'ISO-SUCCION (D'APRES ROMERO 1999) 53
FIGURE II - 17 : LES COURBES DE COMPACTAGE ET ISO-SUCCION DU KAOLIN SPESWHITE (D'APRES TARANTINO ET DE COL, 2008) 53
FIGURE II - 18 : DENSITE SECHE EN FONCTION DU PROFONDEUR (D'APRES LEFLAIVE ET AL., 1974) 54
FIGURE II - 19 : COMPACTAGE D'UN SOL EN REMBLAI (D'APRES OLIVIER ET MESBAH, 1986)..... 55
FIGURE II - 20 : RELATION ENTRE LA CONTRAINTE DE COMPACTAGE ET L'ENERGIE ABSORBEE PAR LA DENSIFICATION DU MATERIAU EN FONCTION DE LA DENSITE SECHE (D'APRES MESBAH ET AL., 1999) 56
FIGURE II - 21 : VARIATION DE LA COMPACITE ET DE LA PORTANCE EN FONCTION DE LA TENEUR EN EAU (D'APRES BOURABAH ET AL., 2011)..... 57
FIGURE II - 22 : MESURE DE LA PROFONDEUR DE L'ORNIERAGE (NF EN 12697 - 22) 58
FIGURE II - 23 : INFLUENCE DU DOSAGE DE SABLE SUR L'ORNIERAGE DE L'ENROBE (D'APRES CORTE ET AL., 1998)..... 59
FIGURE II - 24 : VUE D'ENSEMBLE DU MANEGE (D'APRES CORTE ET AL., 1998) 59
FIGURE II - 25 : LES CONDITIONS DE CHARGEMENT (D'APRES CORTE ET AL., 1998) 59
FIGURE II - 26 : DEUX TYPES DE TRAIN DE ROULEMENT (D'APRES CORTE ET AL., 1998) 60
FIGURE II - 27 : DEFORMATION D'UN MATERIAU GRANULAIRE SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE (D'APRES PAUTE ET AL., 1994)..... 61
FIGURE II - 28 : SCHEMA DE LA CELLULE TRIAXIALE LPC (D'APRES PAUTE ET AL. 1994 ; CITE PAR GIDEL ET AL. 2001)..... 61
FIGURE II - 29 : EVOLUTION DES CYCLES CONTRAINTES/DEFORMATIONS AU COURS DES CHARGEMENTS (D'APRES PAUTE ET AL., 1994)..... 62
FIGURE II - 30 : INFLUENCE DU NOMBRE DE CYCLES DE SOLLICITATION ET DU NIVEAU DES CONTRAINTES SUR L'ACCUMULATION DE LA DEFORMATION PERMANENTE AXIALE (D'APRES MARTINEZ, 1980 ; CITE PAR GIDEL ET AL., 2001)..... 62
FIGURE II - 31 : INFLUENCE DES CARACTERISTIQUES DU MATERIAU (D'APRES HORNYCH ET AL., 1993 ET 1998 ; CITES PAR GIDEL ET AL. 2001)..... 63
FIGURE II - 32 : CHARGEMENTS CYCLIQUES PAR PALIERS (D'APRES GIDEL ET AL., 2001) 64
FIGURE II - 33 : COMPARAISON DES DEFORMATIONS POUR DIFFERENTES DUREES DE REPOS (X : NOMBRE DE CYCLES, Y : DEFORMATION AXIALE ; D'APRES ELLIOTT ET AL., 1998[1]) 69
FIGURE II - 34 : INFLUENCE DA LA PRESSION DE CONFINEMENT SUR LA DEFORMATION PERMANENTE (X : TEMPS EN SECONDE, Y : DEFORMATION AXIALE ; D'APRES ELLIOTT ET AL., 1998[1]) 70
FIGURE II - 35 : INFLUENCE DE L'HISTOIRE DES CONTRAINTES SUR LA DEFORMATION PERMANENTE (X : TEMPS EN SECONDE, Y : DEFORMATION AXIALE ; ELLIOTT ET AL., 1998[1]) 70
FIGURE II - 36 : INFLUENCE DE LA TENEUR EN EAU SUR LA DEFORMATION PERMANENTE (X : NOMBRE DE CYCLE, Y : DEFORMATION AXIALE ; ELLIOTT ET AL., 1998[1])..... 70
FIGURE II - 37 : DEFORMATION PERMANENTE EN FONCTION DE NOMBRE DE CYCLES POUR DIFFERENTES TENEURS EN EAU DE COMPACTAGE (D'APRES ELLIOTT, 1998[2])..... 71
FIGURE II - 38 : ETUDE DE LA DEFORMATION PERMANENTE DU SOL COMPACTE D'ENDERS (D'APRES ELLIOTT, 1998[2]) 71
FIGURE II - 39 : MERCURE EN EQUILIBRE AVEC ET ENTRE UNE OUVERTURE SOUS DES FORCES DE PLUS EN PLUS GRANDES..... 72
FIGURE II - 40 : LA DISTRIBUTION DES TAILLES DES PORES POUR TROIS ECHANTILLONS COMPACTES 73
FIGURE II - 41 : COURBES POROSIMETRIQUES DE L'ARGILE FEBEX COMPACTEE A DIFFERENTES DENSITES SECHES (HOFFMANN ET AL., 2007)..... 74
FIGURE II - 42 : EFFET DE LA SUCCION (DESSICCATION) SUR LES COURBES POROSIMETRIQUES (D'APRES CUI, 1993)..... 76

FIGURE II - 43 : EVOLUTION DE LA MICROSTRUCTURE DES ECHANTILLONS COMPACTES (SIMMS ET YANFUL, 2001) 77
FIGURE II - 44 : EVOLUTION DE LA POROSITE LORS DE LA VARIATION DE LA SUCCION ENTRE 0 ET 400 KPA (CUISINIER ET LALOUI, 2004 ; KOLIJI ET AL., 2006) 77
FIGURE II - 45 : COURBES DE RETENTION D'EAU DETERMINEES A PARTIR DES COURBES POROSIMETRIQUES (D'APRES PRAPAHARAN, 1985 ; CITE PAR CUI, 1993) 78
FIGURE II - 46 : COURBES DE RETENTION D'EAU EXPERIMENTALE ET CALCULEE (D'APRES CUI, 1993) 78
FIGURE II - 47 : COMPARAISON DES COURBES DE RETENTION D'EAU EXPERIMENTALE ET CALCULE (ROMERO, 1999) 79
FIGURE II - 48 : DISTRIBUTION DES TAILLES DES PORES POUR L'ARGILE LONDRES (APRES MONROY ET AL., 2010) 80
FIGURE II - 49 : COMPARAISON DU VOLUME D'INTRUSION D'ECHANTILLONS COMPACTES A MEME TENEUR EN EAU A DIFFERENTES CONTRAINTES VERTICALES (TARANTINO ET DE COL, 2008) 80
FIGURE II - 50 : LA MOISISSURE APPARAIT PENDANT L'EQUILIBRE DU PAPIER FILTRE ET DE L'ECHANTILLON 82
FIGURE II - 51 : LE DISPOSITIF EXPERIMENTAL POUR MESURER LE GONFLEMENT LIBRE APRES COMPACTAGE 83
FIGURE II - 52 : SCHEMA DU MONTAGE UTILISANT LE PSYCHROMETRE 83
FIGURE II - 53 : LE DISPOSITIF EXPERIMENTAL DE 2012 POUR TESTER L'ORNIERAGE 85
FIGURE II - 54 : SCHEMA DE LA PROCEDURE EXPERIMENTALE POUR LE TEST D'ORNIERAGE EN UTILISANT LE DISPOSITIF DE 2012 87
FIGURE II - 55 : SCHEMA DU PREMIER TYPE DE CHARGEMENT POUR LE TEST D'ORNIERAGE EN UTILISANT LE DISPOSITIF DE 2012 88
FIGURE II - 56 : SCHEMA DU DEUXIEME TYPE DE CHARGEMENT POUR LE TEST D'ORNIERAGE EN UTILISANT LE DISPOSITIF DE 2012 89
FIGURE II - 57 : PREMIER TEST DE FREQUENCE DE CHARGEMENT-DECHARGEMENT POUR L'ORNIERAGE - (F = 1 HZ) 91
FIGURE II - 58 : SECOND TEST DE FREQUENCE DE CHARGEMENT-DECHARGEMENT POUR L'ORNIERAGE - (F = 0.1 HZ) 91
FIGURE II - 59 : PREMIER PROGRAMME ADOPTE POUR LE TEST D'ORNIERAGE 92
FIGURE II - 60 : SECOND PROGRAMME ADOPTE POUR LE TEST D'ORNIERAGE 92
FIGURE II - 61 : INFLUENCE DE L'EPAISSEUR DE LA COUCHE DE SOL (25 ET 116 MM) 93
FIGURE II - 62 : DEROULEMENT DE L'ESSAI POUR LE TEST D'ORNIERAGE (2013) 95
FIGURE II - 63 : PHOTO DU DISPOSITIF EXPERIMENTAL POUR LE TEST D'ORNIERAGE 2013 96
FIGURE II - 64 : SCHEMA DU PREMIER MONTAGE EN 2013 POUR LE TEST DE MATELASSAGE 97
FIGURE II - 65 : PHOTO DU PREMIER MONTAGE EN 2013 POUR LE TEST DE MATELASSAGE 97
FIGURE II - 66 : SCHEMA DU DEUXIEME MONTAGE DE MATELASSAGE (2014) 98
FIGURE II - 67 : PHOTO DU DEUXIEME MONTAGE DE MATELASSAGE (2014) ..... 错误!未定义书签。
FIGURE II - 68 : PROGRAMMES DE CHARGEMENT-DECHARGEMENT POUR TESTER LE MATELASSAGE 99
FIGURE II - 69 : PREPARATION ET MISE EN PLACE DE L'ECHANTILLON 100
FIGURE II - 70 : SCHEMA DU MONTAGE POUR LA MESURE DE PERMEABILITE A L'AIR 100
FIGURE II - 71 : TEST DE L'ETANCHEITE DU CIMENT PROMPT 101
FIGURE II - 72 : LE TEST D'ETANCHEITE DU MONTAGE POUR LA MESURE DE PERMEABILITE A L'AIR 101
FIGURE II - 73 : PREPARATION DE L'ECHANTILLON POUR LE TEST DE PERMEABILITE A L'AIR (A : PREPARATION DES TROUS ;B : INSERTION DU TUYAU ET REMPLISSAGE DU CIMENT ; C : ECHANTILLON PREPARE) 102
FIGURE II - 74 : PHOTO DE L'APPAREIL « MICROMERITICS AUTOPORE IV » 103
FIGURE II - 75 : PHOTO DU LYOPHILISATEUR 103
FIGURE II - 76 : LA PROCEDURE D'ESSAI DE POROSIMETRIE AU MERCURE 104
FIGURE II - 77 : DEFORMATION AXIALE EN FONCTION DE TEMPS POUR DIFFERENTES TENEURS EN EAU (GONFLEMENT LIBRE) 105
FIGURE II - 78 : SUCCIONS MESUREES PAR PAPIER FILTRE (S - W) POUR LES ECHANTILLONS COMPACTES AVEC L'ENERGIE DE 15 COUPS/COUCHE 107
FIGURE II - 79 : SUCCIONS MESUREES PAR PAPIER FILTRE (S - W) POUR LES ECHANTILLONS COMPACTES AVEC L'ENERGIE DE 25 COUPS/COUCHE (COTE SEC + COTE HUMIDE) 107
FIGURE II - 80 : SUCCIONS MESUREES PAR PAPIER FILTRE (S - W) POUR LES ECHANTILLONS COMPACTES AVEC L'ENERGIE DE 35 COUPS/COUCHE 107
FIGURE II - 81 : COURBE D'ETALONNAGE DU CAPTEUR NO. 37439 108
FIGURE II - 82 : COURBE D'ETALONNAGE DU CAPTEUR NO. 37441 108
FIGURE II - 83 : MESURE DE LA SUCCION PAR PSYCHROMETRE SUR LECHANTILLON COMPACTE A W = 34.9% 109

FIGURE II - 84 : COURBES DE SUCCION MESUREES SUR LES ECHANTILLONS COMPACTES AVEC DIFFERENTES ENERGIES (15, 25, ET 35 COUPS/COUCHE) PAR DIFFERENTES METHODES (PAPIER FILTRE, ET PSYCHROMETRE) EN ECHELLE LOGARITHMIQUE 110
FIGURE II - 85 : COURBES DE SUCCION MESUREES SUR LES ECHANTILLONS COMPACTES AVEC DIFFERENTES ENERGIES (15, 25, ET 35 COUPS/COUCHE) PAR DIFFERENTES METHODES (PAPIER FILTRE, ET PSYCHROMETRE) EN ECHELLE NORMALE 110
FIGURE II - 86 : COURBE D'ISO-SUCCION DU SOL COMPACTE (W, P_D) 111
FIGURE II - 87 : COURBE D'ISO-SUCCION DU SOL COMPACTE (Θ, P_D) 112
FIGURE II - 88 : SCHEMA DE LA COURBE DE CONTRAINTE EN FONCTION DE L'ENFONCEMENT RELATIF 114
FIGURE II - 89 : ENFONCEMENT RELATIF EN FONCTION DE NOMBRE DE CYCLES POUR L'ETUDE D'ORNIERAGE PAR LE 1^{ER} CHARGEMENT (15 CPS.) 116
FIGURE II - 90 : ENFONCEMENT RELATIF EN FONCTION DE LA TENEUR EN EAU POUR LES 5^{EME} ET 10^{EME} CYCLES (15 CPS.) 117
FIGURE II - 91 : ENFONCEMENT RELATIF ELASTIQUE DIFFERE (Ξ_{E-D}) ET MODULE SECANT (E_{SEC}) EN FONCTION DU NOMBRE DE CYCLES (15 CPS.) 117
FIGURE II - 92 : ENFONCEMENT RELATIF EN FONCTION DU NOMBRE DE CYCLES POUR L'ETUDE D'ORNIERAGE PAR LE 1^{ER} CHARGEMENT (25 CPS.) 120
FIGURE II - 93 : ENFONCEMENT RELATIF EN FONCTION DE LA TENEUR EN EAU DES 5^{EME} ET 10^{EME} CYCLES (25 CPS.) 121
FIGURE II - 94 : ENFONCEMENT RELATIF ELASTIQUE DIFFERE (Ξ_{E-D}) EN FONCTION DU NOMBRE DE CYCLES (25 CPS.) 121
FIGURE II - 95 : MODULE SECANT (ESEC) EN FONCTION DU NOMBRE DE CYCLES (25 CPS.) 122
FIGURE II - 96 : RESISTANCE MAXIMALE EN FONCTION DE LA TENEUR EN EAU POUR LES ECHANTILLONS COMPACTES AUX ENERGIES DE 15 ET 25 CPS. 122
FIGURE II - 97 : ENFONCEMENT RELATIF EN FONCTION DE NOMBRE DE CYCLES POUR L'ETUDE D'ORNIERAGE PAR LE 2^{EME} CHARGEMENT (25 CPS.) 124
FIGURE II - 98 : COMPARAISON DE MODULE SECANT DU 1^{ER} CHARGE ET DU 2^{EME} CHARGEMENT 125
FIGURE II - 99 : RESULTATS D'ENFONCEMENT RELATIF EN FONCTION DU NOMBRE DE CYCLES DU PROGRAMME 1, 15 CPS. 128
FIGURE II - 100 : RESULTATS D'ENFONCEMENT RELATIF EN FONCTION DU NOMBRE DE CYCLES DU PROGRAMME 1, 15 CPS. 129
FIGURE II - 101 : RESULTATS D'ENFONCEMENT RELATIF EN FONCTION DU NOMBRE DE CYCLES DU PROGRAMME 1, 25 CPS. 130
FIGURE II - 102 : RESULTATS D'ENFONCEMENT RELATIF EN FONCTION DU NOMBRE DE CYCLES DU PROGRAMME 1, 25 CPS. 131
FIGURE II - 103 : RESULTATS D'ENFONCEMENT RELATIF EN FONCTION DU NOMBRE DE CYCLES DU PROGRAMME 1, 35 CPS. 132
FIGURE II - 104 : RESULTATS D'ENFONCEMENT RELATIF EN FONCTION DU NOMBRE DE CYCLES DU PROGRAMME 1, 35 CPS. 133
FIGURE II - 105 : LES LIMITES DE RAMOLLISSEMENT ET REFOULEMENT SUR LA COURBE PROCTOR 134
FIGURE II - 106 : RESULTATS D'ENFONCEMENT RELATIF EN FONCTION DU NOMBRE DE CYCLES DU PROGRAMME 2, 25 CPS. 136
FIGURE II - 107 : RESULTATS D'ENFONCEMENT RELATIF EN FONCTION DU NOMBRE DE CYCLES P 2, 25 CPS. 137
FIGURE II - 108 : RESULTATS D'ENFONCEMENT RELATIF EN FONCTION DU NOMBRE DE CYCLES DU PROGRAMME 4, 25 CPS. 138
FIGURE II - 109 : RESULTATS D'ENFONCEMENT RELATIF EN FONCTION DU NOMBRE DE CYCLES DU PROGRAMME 5, 25 CPS. 139
FIGURE II - 110 : RESULTATS D'ENFONCEMENT RELATIF EN FONCTION DU NOMBRE DE CYCLES DU PROGRAMME 4, 25 CPS. 140
FIGURE II - 111 : INFLUENCE DE LA CONTRAINTE AXIALE SUR L'ENFONCEMENT RELATIF ($\approx$ 30000 CYCLES) 142
FIGURE II - 112 : INFLUENCE DE LA DENSITE SECHE SUR L'ENFONCEMENT RELATIF ($\approx$ 30000 CYCLES) 142
FIGURE II - 113 : INFLUENCE DE LA FREQUENCE SUR L'INFONCEMENT RELATIF 142
FIGURE II - 114 : CONTRAINTE AXIALE EN FONCTION DE LA DEFORMATION POUR TROIS TENEURS EN EAU DIFFERENTES (30.1, 35.1 ET 40.6%) 144
FIGURE II - 115 : DEFORMATIONS (ε_T ; ε_E ; ε_P) EN FONCTION DU NOMBRE DE CYCLES 145
FIGURE II - 116 : LE POURCENTAGE DE LA DEFORMATION ELASTIQUE SUR LA DEFORMATION TOTALE 146
FIGURE II - 117 : INDICE DES VIDES EN FONCTION DE LA CONTRAINTE VERTICALE 146
FIGURE II - 118 : VARIATION DE LA PRESSION D'AIR EN FONCTION DE TEMPS POUR LES ECHANTILLONS COMPACTES A 30.9, 36.6 ET 41.1% 147
FIGURE II - 119 : COURBES DE POROSIMETRIE AU MERCURE EN VOLUMES CUMULES POUR LES ECHANTILLONS COMPACTES A L'OPTIMUM PROCTOR, DU COTE SEC, ET DU COTE HUMIDE 149
FIGURE II - 120 : DISTRIBUTION DES TAILLES DES PORES POUR LES ECHANTILLONS COMPACTES A L'OPTIMUM PROCTOR, DU COTE SEC, ET DU COTE HUMIDE 149

FIGURE II - 121 : COURBES DE POROSIMETRIE EN INDICE DE VOLUME CUMULE POUR LES ECHANTILLONS COMPACTES (A L'OPTIMUM PROCTOR, DU COTE SEC, ET DU COTE HUMIDE)..... 150
FIGURE II - 122 : COURBES DE POROSIMETRIE AU MERCURE EN VOLUMES CUMULES POUR LES ECHANTILLON COMPACTES AVEC SUCCIONS CONTROLEES (A L'OPTIMUM PROCTOR, DU COTE SEC, ET DU COTE HUMIDE) 152
FIGURE II - 123 : DISTRIBUTION DES TAILLES DES PORES POUR LES ECHANTILLONS COMPACTES AVEC SUCCIONS CONTROLEES (A L'OPTIMUM PROCTOR, DU COTE SEC, ET DU COTE HUMIDE)..... 152
FIGURE II - 124 : COURBES DE POROSIMETRIE EN INDICE DE VOLUME CUMULE POUR LES ECHANTILLONS COMPACTES AVEC SUCCION CONTROLEES (100 KPA, 200 KPA, 2 MPA, 8 MPA) 153
FIGURE II - 125 : COMPARAISON DES COURBES DE POROSIMETRIE AU MERCURE EN VOLUMES CUMULES (ECHANTILLONS COMPACTES A L'OPTIMUM, ET A L'OPTIMUM AVEC SUCCION CONTROLEE) 154
FIGURE II - 126 : COMPARAISON DES COURBES DE DISTRIBUTION DES TAILLES DES PORES (ECHANTILLON COMPACTE A L'OPTIMUM, ET ECHANTILLONS COMPACTES A L'OPTIMUM A SUCCION CONTROLEE) 154
FIGURE III - 1 : EVAPORATION D'EAU POUR LE LIMON DE TAKOMA. A : ECHANTILLON EN CONDITION HUMIDE ; B : ECHANTILLON EN CONDITION ARIDE ; C : EAU EN CONDITION ARIDE ; D : EAU EN CONDITION HUMIDE (D'APRES BUCKINGHAM, 1907)..... 158
FIGURE III - 2 : DISTRIBUTION D'EAU DANS LA COLONNE DU SOL APRES 53-68 JOURS (D'APRES BUCKINGHAM, 1907) 159
FIGURE III - 3 : CELLULE DE RICHARDS (D'APRES RICHARDS, 1941 ; CITE PAR DELAGE ET CUI, 2000) 159
FIGURE III - 4 : TENEUR EN EAU EN FONCTION DE LA SUCCION POUR L'ARGILE DE CHINO (RICHARDS, 1949)..... 160
FIGURE III - 5 : PLAQUES TENSIOMETRIQUES, ET CHEMIN DE DRAINAGE-HUMIDIFICATION POUR UN SABLE ARGILEUX (CRONEY, 1952, 1954)..... 160
FIGURE III - 6 : CHEMIN DE DRAINAGE-HUMIDIFICATION POUR UN SOL TRES ARGILEUX AVEC PLUSIEURS CYCLES (D'APRES CRONEY, 1952)..... 161
FIGURE III - 7 : TENEUR EN EAU EN FONCTION DE L'INDICE DE PLASTICITE (BLACK, 1962) 162
FIGURE III - 8 : SCHEMA DE L'OEDOMETRE A SUCCION IMPOSEE PAR SURPRESSION D'AIR (D'APRES NG ET PANG, 2001) 162
FIGURE III - 9 : CHEMIN DE DRAINAGE-HUMIDIFICATION SOUS DIFFERENTES CONTRAINTES VERTICALES (D'APRES NG ET PANG, 2001) 163
FIGURE III - 10 : PREMIER CYCLE DE DRAINAGE-HUMIDIFICATION SUR L'ARGILE DE VIEUX PRE INITIALEMENT SOUS FORME DE PATE A w_i = 1.5 w_L (D'APRES INDARTO, 1991)..... 164
FIGURE III - 11 : COMPARAISON DES CHEMINS DE DRAINAGE ET DES CHEMINS OEDOMETRIQUES ET ISOTROPES POUR LE LIMON DE JOSSIGNY SATURE (D'APRES FLEUREAU, 2011)..... 165
FIGURE III - 12 : INFLUENCE DE LA TENEUR EN EAU DE COMPACTAGE SUR LES CHEMINS DE DRAINAGE-HUMIDIFICATION DU MATERIAU DE LA VERNE (FLEUREAU ET AL., 2002)..... 168
FIGURE III - 13 : INDICE DES VIDES EN FONCTION DE LA SUCCION POUR DIFFERENTS TYPES DE SOL (D'APRES FLEUREAU, 2011) .. 169
FIGURE III - 14 : VARIATION D'INDICE DES VIDES (e_L - e_{SL}) EN FONCTION DE LIMITE DE LIQUIDITE (w_L) (D'APRES FLEUREAU, 2011) 169
FIGURE III - 15 : VARIATION DE L'INDICE DES VIDES ET DE LA TENEUR EN EAU EN FONCTION DE LA SUCCION POUR DIFFERENTS SOLS COMPACTES A L'OPN SOUMIS A UN CHEMIN D'HUMIDIFICATION (D'APRES FLEUREAU, 2011) 171
FIGURE III - 16 : VARIATION DE L'INDICE DES VIDES ET DE LA TENEUR EN EAU EN FONCTION DE LA SUCCION POUR DIFFERENTS SOLS COMPACTES A L'OPN SOUMIS A UN CHEMIN DE SECHAGE (D'APRES FLEUREAU, COMMUNICATION PERSONNELLE)..... 171
FIGURE III - 17 : DISPOSITIF EXPERIMENTAL A PLAQUE TENSIOMETRIQUE..... 172
FIGURE III - 18 : SCHEMA ET PHOTO DU DISPOSITIF EXPERIMENTAL OSMOTIQUE POUR LA DETERMINATION DES COURBES DE DRAINAGE-HUMIDIFICATION 173
FIGURE III - 19 : DEPENDANCE DE LA COURBE D'ETALONNAGE PAR RAPPORT A LA MEMBRANE UTILISEE (D'APRES DELAGE ET CUI, 2008)..... 174
FIGURE III - 20 : RELATIONS ENTRE LA SUCCION ET LES CONCENTRATIONS DE PEG 1500, 4000, 6000, ET 20000 (D'APRES TRIPATHY ET REES, 2013)..... 174
FIGURE III - 21 : SCHEMA DU TEST DE L'EQUILIBRE DE L'ECHANTILLON AVEC LA SOLUTION OSMOTIQUE..... 175
FIGURE III - 22 : TEST D'EQUILIBRE DES ECHANTILLONS COMPACTES AVEC SOLUTIONS OSMOTIQUES (A : EVOLUTION DE LA TENEUR EN EAU ; B : EVOLUTION DE L'INDICE DES VIDES ; C : EVOLUTION DU DEGRE DE SATURATION)..... 176
FIGURE III - 23 : CONTROLE DE LA PRESSION CAPILLAIRE DANS UN DESSICCATEUR CONTENANT UNE SOLUTION SALINE SATUREE..... 177

FIGURE III - 24 : SCHEMA ET PHOTO DE L'APPAREIL DVS INTRINSIC (DVS INTRINSIC BROCHURE)..... 178
FIGURE III - 25 : TEST DE LA VARIATION DE MASSE A 25 ºC SANS METTRE UN ECHANTILLON..... 179
FIGURE III - 26 : EVOLUTION DE MASSE MESUREE PAR L'APPAREIL DVS POUR L'ECHANTILLON COMPACTE A LA TENEUR EN EAU DE 40% ET L'ENERGIE DE 15 COUPS..... 182
FIGURE III - 27 : EVOLUTION DE MASSE MESUREE PAR L'APPAREIL DVS POUR LES ECHANTILLONS COMPACTES AUX TENEURS EN EAU DE 32.5% ET 37.5% ET L'ENERGIE DE 25 COUPS..... 183
FIGURE III - 28 : EVOLUTION DE MASSE MESUREE PAR L'APPAREIL DVS POUR LES ECHANTILLONS COMPACTES A LA TENEUR EN EAU DE 42.5% ET L'ENERGIE DE 25 COUPS..... 183
FIGURE III - 29 : CHEMINS DE DRAINAGE-HUMIDIFICATION PAR L'APPAREIL DVS POUR LES ECHANTILLONS :..... 185
FIGURE III - 30 : CHEMINS DE DRAINAGE-HUMIDIFICATION PAR L'APPAREIL DVS POUR LES ECHANTILLONS :..... 186
FIGURE III - 31 : CHEMINS DE DRAINAGE-HUMIDIFICATION DU LIMON DE CAMARGUE SOUS FORME DE PATE (L.1 + L.2)..... 191
FIGURE III - 32 : CHEMINS DE DRAINAGE-HUMIDIFICATION DU LIMON DE CAMARGUE COMPACTE A W_{OPN} (L.3)..... 192
FIGURE III - 33 : CHEMIN D'HUMIDIFICATION DU LIMON DE CAMARGUE COMPACTE A L'OPTIMUM PUIS SECHE (L.4)..... 193
FIGURE III - 34 : CHEMINS DE DRAINAGE-HUMIDIFICATION DU LIMON DE CAMARGUE (L.1 + L.2 + L.3 + L.4)..... 194
FIGURE III - 35 : CHEMINS DE DRAINAGE-HUMIDIFICATION DE L'ARGILE PLASTIQUE SOUS FORME DE PATE (A.1 + A.2)..... 197
FIGURE III - 36 : CHEMINS DE DRAINAGE-HUMIDIFICATION DE L'ARGILE PLASTIQUE COMPACTEE A W_{OPN} (A.3)..... 198
FIGURE III - 37 : CHEMINS DE DRAINAGE-HUMIDIFICATION DE L'ARGILE PLASTIQUE (A.1 + A.2 + A.3)..... 199
FIGURE III - 38 : CHEMINS DE DRAINAGE-HUMIDIFICATION DE L'ARGILE PLASTIQUE COMPACTEE A W_{OPN}, W_{OPN} - 5, ET W_{OPN} + 5 (A.3 + A.4 + A.5)..... 200
FIGURE III - 39 : CHEMINS DE DRAINAGE-HUMIDIFICATION DE L'ARGILE PLASTIQUE A DIFFERENTES TENEURS EN EAU INITIALES (A.6)..... 201
FIGURE III - 40 : CHEMINS DE DRAINAGE-HUMIDIFICATION DE L'ARGILE PLASTIQUE COMPACTEE A WOPN ET WOPN + 5 AVEC 15 COUPS/COUCHE (A.7)..... 202
FIGURE III - 41 : CHEMINS DE DRAINAGE-HUMIDIFICATION DE L'ARGILE PLASTIQUE COMPACTEE (A.3 + A.4 + A.5 + A.7)..... 203
FIGURE III - 42 : CHEMINS DE DRAINAGE-HUMIDIFICATION DE L'ARGILE PLASTIQUE (A.1 + A.2 + A.3 + A.4 + A.5 + A.7)..... 204
FIGURE III - 43 : COMPARAISON DES CHEMINS DE DRAINAGE PAR DVS ET PAR LA METHODE DES SOLUTIONS SALINES SATUREES (M.S.S.S)..... 206
A, B : POUR LES ECHANTILLONS COMPACTES A 15 COUPS PAR COUCHE..... 206
FIGURE III - 44 : CHEMINS DE DRAINAGE-HUMIDIFICATION DE L'ARGILE PLASTIQUE COMPACTEE AVEC LES METHODES CONVENTIONNELLES ET LE PAPIER-FILTRE (A.3 + P.F. + DVS)..... 209
FIGURE III - 45 : CHEMINS DE DRAINAGE-HUMIDIFICATION DE L'ARGILE PLASTIQUE COMPACTEE AVEC LES METHODES CONVENTIONNELLES ET LE PAPIER-FILTRE (A.7 + P.F. + DVS)..... 210
FIGURE III - 46 : CHEMINS DE DRAINAGE-HUMIDIFICATION DE L'ARGILE PLASTIQUE DEDUITS DES METHODES CONVENTIONNELLES ET DU PAPIER-FILTRE (A.1 + A.2 + A.3 + POR.)..... 211
FIGURE IV - 1 : SCHEMA DE LA CONSOLIDATION SOUS CHARGE STATIQUE..... 216
FIGURE IV - 2 : COEFFICIENT DE PRESSION INTERSTITIELLE (B) EN FONCTION DU DEGRE DE SATURATION (D'APRES SKEMPTON, 1954)..... 217
FIGURE IV - 3 : VARIATION DE PRESSION INTERSTITIELLE POUR LES ECHANTILLONS PREPARES EN LABORATOIRE (A, B ET C MODIFIES D'APRES BISHOP, 1954)..... 219
FIGURE IV - 4 : RESULTATS SUR LE CHANTIER (BARRAGE D'USK) DE LA VARIATION DE PRESSION INTERSTITIELLE AVEC DISSIPATION (BISHOP, 1957)..... 220
FIGURE IV - 5 : DEVELOPPEMENT DE LA PRESSION INTERSTITIELLE (U_A ET U_W) AVEC LA PRESSION DE CONFINEMENT DANS L'ESSAI TRIAXIAL NON-DRAINE (D'APRES KNODEL ET COFFEY, 1966 ; MODIFIE D'APRES FREDLUND ET RAHARDJO, 1993)..... 221
FIGURE IV - 6 : DEVELOPPEMENT DES PRESSIONS INTERSTITIELLES D'EAU ET D'AIR SOUS UN CHARGEMENT ISOTROPE NON DRAINE POUR LE PEORIAN LOESS ET LE CHAMPAIGN TILL (D'APRES CAMPBELL, 1973 ; CITES PAR FREDLUND ET RAHARDJO, 1993)..... 223
FIGURE IV - 7 : MOULE DE COMPACTAGE (GAUCHE) ET CELLULE TRIAXIALE EQUIPEE D'UN TENSIOMETRE (DROITE) (D'APRES TAIBI, 1994)..... 225
FIGURE IV - 8 : EVOLUTION DES PRESSIONS INTERSTITIELLES EN FONCTION DU TEMPS (D'APRES TAIBI, 1994)..... 226

FIGURE IV - 9 : EVOLUTION DE LA PRESSION INTERSTITIELLE ET DU PARAMETRE B (D'APRES TAIBI, 1994)..... 226
FIGURE IV - 10 : u_w EN FONCTION DE LA CONTRAINTE DE CONFINEMENT POUR LES ESSAIS PH ET PHO (LINS ET AL., 1995 ; CITES PAR BENCHOUK, 2013)..... 227
FIGURE IV - 11 : COMPARAISON ENTRE LA MESURE DE UW ET LES PREDICTIONS UTILISANT L'EQUATION DE HILF (ESSAIS PHO) (LINS ET AL. 1995 ; CITES PAR BENCHOUK, 2013). 228
FIGURE IV - 12 : CHARGEMENT ISOTROPE ET CHARGEMENT-DECHARGEMENT ISOTROPE SUR UN MATERIAU DE NOYAU DE BARRAGE (D'APRES VAUGHAN, 2003) 228
FIGURE IV - 13 : COMPARAISON ENTRE LES PREDICTIONS DE LA METHODE DE HILF ET LES MESURES DES PRESSIONS INTERSTITIELLES D'EAU (MARINHO ET AL., 2003 ; CITES PAR BENCHOUK, 2013)..... 229
FIGURE IV - 14 : REPONSE DE LA PRESSION INTERSTITIELLE D'EAU A LA PRESSION DE CONFINEMENT (MARINHO, 2010 ; CITE PAR BENCHOUK, 2013)..... 230
FIGURE IV - 15 : EXEMPLE DE LIGNES D'ETAT CRITIQUE (LEC) DEDUITES D'ESSAIS TRIAXIAUX DRAINES SUR L'ARGILE DE SPESWHITE A LA PRESSION DE CONFINEMENT DE 200 KPA (D'APRES WHEELER ET SIVAKUMAR, 1992 ; CITES PAR VERBRUGGE ET FLEUREAU, 2002) 231
FIGURE IV - 16 : CISAILLEMENT A Σ_3 = 50 KPA ET SURFACE DE CHARGEMENT (D'APRES CUI, 1993)..... 231
FIGURE IV - 17 : CISAILLEMENT A S = 200 KPA DANS LE PLANS DE [E_1, Q], ET [P, Q] (D'APRES CUI, 1993)..... 232
FIGURE IV - 18 : POINTS FINAUX DES ESSAIS TRIAXIAUX EN FONCTION DE LA CONTRAINTE MOYENNE A LA RUPTURE ET LA SUCCION (D'APRES CUI, 1993 ; CITE PAR VERBRUGGE ET FLEUREAU, 2002) 232
FIGURE IV - 19 : POINTS FINAUX DES ESSAIS A LA BOITE DE CISAILLEMENT DIRECT A SUCCION IMPOSEE SUR L'ARGILE ROUGE DE GUADALIX DE LA SIERRA (D'APRES ESCARIO ET AL., 1986 ET 1988 ; CITES PAR VERBRUGGE ET FLEUREAU, 2002) 233
FIGURE IV - 20 : LIGNES D'ETAT CRITIQUE DU LIMON DE JOSSIGNY A FORTES CONTRAINTES ET MOYENNES A FORTES SUCCIONS (FLEUREAU ET AL., 1998) 233
FIGURE IV - 21 : POINTS FINAUX DES ESSAIS TRIAXIAUX NON DRAINES AVEC MESURE DE SUCCION PAR DES PSYCHROMETRES (D'APRES VERBRUGGE, 1978 ; CITE PAR VERBRUGGE ET FLEUREAU, 2002)..... 234
FIGURE IV - 22 : VARIATION DU DEVIATEUR DE CONTRAINTE ET DE LA SUCCION EN FONCTION DE LA DEFORMATION AXIALE DANS L'ESSAI TRIAXIAL A TENEUR EN EAU CONSTANTE (MARINHO ET AL., 2013) 235
FIGURE IV - 23 : COMPARAISON DES METHODES OSMOTIQUE ET DE TRANSLATION D'AXES SUR DEUX SERIES D'ESSAIS, ET AVEC DIFFERENTS TYPES DE SOLS (D'APRES ZUR, 1966) 236
FIGURE IV - 24 : COMPARAISON DES METHODES OSMOTIQUE ET DE TRANSLATION D'AXES SUR L'ARGILE DE WELLWOOD (D'APRES WILLIAMS ET SHAYKEWICH, 1969) 236
FIGURE IV - 25 : COMPARAISON DES DIFFERENTES METHODES POUR LA MESURE OU LE CONTROLE DE LA SUCCION (D'APRES FLEUREAU ET AL., 1993) 237
FIGURE IV - 26 : RESULTATS DES ESSAIS TRIAXIAUX UTILISANT LES TECHNIQUES DE TRANSLATION D'AXES ET OSMOTIQUE (D'APRES NG ET AL., 2007) 238
FIGURE IV - 27 : ANGLE (Φ^B) EN FONCTION DE LA SUCCION DEDUIT DES TECHNIQUES DE TRANSLATION D'AXES ET OSMOTIQUE (NG ET AL. ; 2007)..... 238
FIGURE IV - 28 : MONTAGES CONSTRUITS POUR L'ESSAI TRIAXIAL AVEC LA TECHNIQUE DE TRANSLATION D'AXE..... 241
FIGURE IV - 29 : DRAINAGE DE LA PATE DANS LE CIRCUIT D'AIR POUR L'ESSAI NON-DRAINE 242
FIGURE IV - 30 : SCHEMA DE TRANSLATION D'AXE ET CONSOLIDATION..... 243
FIGURE IV - 31 : ESSAIS SUR LES MEMBRANES PTFE (D'APRES TAIBI, 1994) 244
FIGURE IV - 32 : MODIFICATION DU CIRCUIT AVEC MISE EN PLACE D'UNE MEMBRANE SEMI-PERMEABLE..... 244
FIGURE IV - 33 : DISPOSITIF EXPERIMENTAL POUR TESTER LES PERMEABILITES A L'AIR ET A L'EAU DES MEMBRANES SEMI-PERMEABLES 244
FIGURE IV - 34 : SCHEMA DE LA VALVE MECANIQUE..... 246
FIGURE IV - 35 : PHOTO DE LA VALVE MECANIQUE..... 246
FIGURE IV - 36 : SCHEMA DU DISPOSITIF POUR TESTER L'ACCESSIBILITE D'AIR OU D'EAU DANS DIFFERENTES CONDITIONS DE PRESSIONS DANS LA VALVE MECANIQUE..... 246
FIGURE IV - 37 : TETE D'ECHANTILLON MODIFIEE..... 247
FIGURE IV - 38 : MONTAGE TRIAXIAL AVEC LE BOUCHON MODIFIE 248

FIGURE IV - 39 : SATURATION DE CERAMIQUE 249
FIGURE IV - 40 : MISE EN PLACE DE LA BASE APRES LA SATURATION DE LA CERAMIQUE 249
FIGURE IV - 41 : MONTAGE DE L'ESSAI TRIAXIAL AVEC LA TECHNIQUE OSMOTIQUE 252
FIGURE IV - 42 : CIRCULATION DE LA SOLUTION DE PEG PAR GDS 254
FIGURE IV - 43 : CIRCULATION DE LA SOLUTION DE PEG PAR DES VOLUMETRES 254
FIGURE IV - 44 : MESURE DE LA SUCCION INITIALE DANS LE SOL COMPACTE PAR LA TECHNIQUE TRANSLATION D'AXES - 1^{ER} ESSAI ... 256
FIGURE IV - 45 : SATURATION DE LA CERAMIQUE POUR LE SOL COMPACTE PAR LA TECHNIQUE DE TRANSLATION D'AXES - 2^{EME} ESSAI 257
FIGURE IV - 46 : MESURE DE LA SUCCION INITIALE POUR LE SOL COMPACTE, PAR LA TECHNIQUE DE TRANSLATION D'AXES - 2^{EME} ESSAI 257
FIGURE IV - 47 : CONSOLIDATION ISOTROPE POUR LE SOL COMPACTE PAR LA TECHNIQUE DE TRANSLATION D'AXES - 2^{EME} ESSAI 257
FIGURE IV - 48 : ESSAI TRIAXIAL NON-SATURE ET NON-DRAINE SUR L'ECHANTILLON COMPACTE A 48% (w_{OPT} + 10) AVEC LA TECHNIQUE DE TRANSLATION D'AXES - 3^{EME} ESSAI (A : SATURATION DE LA CERAMIQUE ; B : MESURE DE LA SUCCION INITIALE ; C : CONSOLIDATION ISOTROPE ; D : ECRASEMENT) 260
FIGURE IV - 49 : ECRASEMENT DE L'ECHANTILLON COMPACTE A 48% (w_{OPT} + 10) AVEC LA TECHNIQUE DE TRANSLATION D'AXES - 3^{EME} ESSAI 261
FIGURE IV - 50 : ESSAI TRIAXIAL NON-SATURE ET NON-DRAINE SUR L'ECHANTILLON COMPACTE A 48% (w_{OPT} + 10) AVEC LA TECHNIQUE DE TRANSLATION D'AXES - 4^{EME} ESSAI (A : SATURATION DE LA CERAMIQUE ; B : MESURE DE LA SUCCION INITIALE ; C : CONSOLIDATION ISOTROPE ; D : ECRASEMENT) 262
FIGURE IV - 51 : ECRASEMENT DE L'ECHANTILLON COMPACTE A 48% (w_{OPT} + 10) AVEC LA TECHNIQUE DE TRANSLATION D'AXES - 4^{EME} ESSAI 263
FIGURE IV - 52 : ESSAI TRIAXIAL NON-SATURE ET NON-DRAINE SUR L'ECHANTILLON COMPACTE A 48% (w_{OPT} + 10) AVEC LA TECHNIQUE DE TRANSLATION D'AXES - 5^{EME} ESSAI 266
FIGURE IV - 53 : ECRASEMENT DE L'ECHANTILLON COMPACTE A 48% (w_{OPT} + 10) AVEC LA TECHNIQUE DE TRANSLATION D'AXES - 5^{EME} ESSAI 267
FIGURE IV - 54 : ESSAI TRIAXIAL NON-SATURE ET NON-DRAINE SUR L'ECHANTILLON COMPACTE A 48% (w_{OPT} + 10) AVEC LA TECHNIQUE DE TRANSLATION D'AXES - 6^{EME} ESSAI (A : SATURATION DE LA CERAMIQUE ; B : MESURE DE LA SUCCION INITIALE ; C : CONSOLIDATION ISOTROPE) 268
FIGURE IV - 55 : (u_w - u_a) EN FONCTION DE LA PRESSION DE CONFINEMENT NETTE (σ_3 - u_a) 270
FIGURE A.I - 1 : SCHEMA DU TENSIOMETRE HAUTE CAPACITE (RIDLEY ET BURLAND, 1993) 273
FIGURE A.I - 2 : TENSIOMETRES FABRIQUES A L'I.C.L. (1996) ET A L'ENPC (2005) 274
FIGURE A.I - 3 : DEVELOPPEMENT DU TENSIOMETRE (D'APRES TARANTINO ET AL., 2008) 276
FIGURE A.I - 4 : PARALLELEPIPEDE RECTANGULAIRE METALLIQUE ET CERAMIQUE 278
FIGURE A.I - 5 : INSTALLATION DE TENSIOMETRE SUR L'ECHANTILLON (MEILANI ET AL., 2002) 278
FIGURE A.I - 6 : SCHEMA DU TENSIOMETRE HAUTE CAPACITE A L'ECP 279

Liste des tableaux

TABLEAU I - 1 : MESURE DE LA DENSITE DES GRAINS SOLIDES 4
TABLEAU I - 2 : DETERMINATION DE LA LIMITE DE PLASTICITE 6
TABLEAU I - 3 : DONNEES INITIALES POUR L'ESSAI AU BLEU DE METHYLENE 8
TABLEAU I - 4 : CLASSIFICATION DES SOLS EN FONCTION DE LA VALEUR DE BLEU DE METHYLENE 8
TABLEAU I - 5 : RESULTATS DE L'ESSAI PROCTOR 15
TABLEAU I - 6 : CORRELATIONS DE BIAREZ ET FAVRE (1977) ET DE FLEUREAU ET AL. (2002) 15
TABLEAU I - 7 : PARAMETRES DE L'ESSAI OEDOMETRIQUE 21
TABLEAU I - 8 : TRAITEMENT DE DONNEES DES ESSAIS TRIAXIAUX 31
TABLEAU I - 9 : PARAMETRES (CARATERISATION PHYSIQUE ET MECANIQUE) DU SOL 41
TABLEAU II - 1 : MATERIAUX ETUDIES POUR LES COURBES D'ISO-SUCCION (D'APRES LI, 1995) 51
TABLEAU II - 2 : MATERIAU ETUDIE POUR LES COURBES D'ISO-SUCCION (D'APRES ROMERO, 1999) 52
TABLEAU II - 3 : LE MATERIAU ET LA TECHNIQUE UTILISES (D'APRES TARANTINO ET DE COL, 2008) 54
TABLEAU II - 4 : OPTIMUM PROCTOR MODIFIE POUR LE SEDIMENT NATUREL ET LE SABLE D'AJOUT 57
TABLEAU II - 5 : LES CONDITIONS DE L'ESSAI D'ORNIERAGE 58
TABLEAU II - 6 : RECOMPOSITION GRANULOMETRIQUE DES ENROBES (D'APRES CORTE ET AL., 1998) 58
TABLEAU II - 7 : GRANULARITE DES ENROBES (D'APRES CORTE ET AL., 1998) 58
TABLEAU II - 8 : PROFONDEURS D'ORNIERES (MM) APRES 100 000 CHARGEMENTS POUR DIFFERENTS TRAINS DE ROULEMENT A 45 KM/H (D'APRES CORTE ET AL., 1998) 60
TABLEAU II - 9 : PROFONDEURS D'ORNIERE (MM), OBTENUES APRES 100 000 CHARGEMENTS (D'APRES CORTE ET AL., 1998) 60
TABLEAU II - 10 : PREMIERES RECHERCHES SUR L'ORNIERAGE DES SOLS DE FONDATION 66
TABLEAU II - 11 : RECHERCHES MODERNES SUR L'ORNIERAGE DES SOLS DE FONDATION 66
TABLEAU II - 12 : LES PROPRIETES DES SOLS TESTES (D'APRES ELLIOTT ET AL., 1998[1], 1998[2]) 67
TABLEAU II - 13 : LA PREPARATION DES ECHANTILLONS ET LE PROGRAMME DE TEST (D'APRES ELLIOTT ET AL., 1998[1], 1998[2]) 67
TABLEAU II - 14 : POURCENTAGE DE DEFORMATION PERMANENTE (D'APRES ELLIOTT ET AL., 1998[1]) 69
TABLEAU II - 15 : RESULTATS DES REGRESSIONS EN UTILISANT DES DONNEES DIFFERENTES (ELLIOTT ET AL., 1998[1]) 69
TABLEAU II - 16 : RESUME DES TRAVAUX REALISES SUR L'EFFET DE LA TENEUR EN EAU SUR LA MICROSTRUCTURE DE SOL EN UTILISANT LA METHODE DE PIM 75
TABLEAU II - 17 : RESUME DES TRAVAUX REALISES SUR L'EFFET DE L'ENERGIE DE COMPACTAGE SUR LA MICROSTRUCTURE DE SOL EN UTILISANT LA METHODE DE PIM 75
TABLEAU II - 18 : ECHANTILLONS PREPARES 93
TABLEAU II - 19 : PROGRAMME DE CHARGEMENT-DECHARGEMENT POUR TESTER LE MATELASSAGE 99
TABLEAU II - 20 : ECHANTILLONS COMPACTES POUR LE TEST DE MATELASSAGE 99
TABLEAU II - 21 : LES CARATERIATIQUES DE POROSITMETRE 103
TABLEAU II - 22 : VALEURS DES SUCCIONS MESUREES PAR PAPIER FILTRE DANS LES ECHANTILLONS COMPACTES AVEC L'ENERGIE DE 15 COUPS/COUCHE 106
TABLEAU II - 23 : VALEURS DES SUCCIONS MESUREES PAR PAPIER FILTRE DANS LES ECHANTILLONS COMPACTES AVEC L'ENERGIE DE 25 COUPS/COUCHE (COTE SEC) 106
TABLEAU II - 24 : LES VALEURS DES SUCCIONS MESUREES PAR PAPIER FILTRE DANS LES ECHANTILLONS COMPACTES AVEC L'ENERGIE DE 25 COUPS/COUCHE (COTE HUMIDE) 106
TABLEAU II - 25: LES VALEURS DES SUCCIONS MESUREES PAR PAPIER FILTRE DANS LES ECHANTILLONS COMPACTES AVEC L'ENERGIE DE 35 COUPS/COUCHE 106
TABLEAU II - 26 : ETALONNAGE DES PSYCHROMETRES 108
TABLEAU II - 27 : SYNTHESE DES ESSAIS EFFECTUES POUR LES ETUDES D'ORNIERAGE ET DE MATELASSAGE 114
TABLEAU II - 28 : SYNTHESE DES ESSAIS EFFECTUES POUR L'ETUDE D'ORNIERAGE PAR 1ER CHARGEMENT 114
TABLEAU II - 29 : RELATION ENTRE LA RESISTANCE ET LA TENEUR EN EAU 118

TABLEAU II - 30 : SYNTHESE DES ESSAIS 125
TABLEAU II - 31 : INFLUENCE DE LA DENSITE SECHE SUR L'ENFONCEMENT RELATIF (≈ 30000 CYCLES) 141
TABLEAU II - 32 : ENFONCEMENT RELATIF EN FONCTION DE LA FREQUENCE POUR TROIS TENEURS EN EAU DIFFERENTES 142
TABLEAU II - 33 : VOLUMES NON-DETECTES, LIBRES, ET PIEGES 149
TABLEAU II - 34 : VARIATION DE VOLUME CUMULE ET LE PORE MAJORITE POUR LES ECHANTILLONS COMPACTE A w_{OPN} AVEC SUCCION CONTROLEE 151
TABLEAU II - 35 : INDICE DES VOLUMES NON-DETECTE, LIBRE, ET EMPRISONNE 151
TABLEAU III - 1 : SUCCIONS D'ENTREE D'AIR MESUREES SUR DES ECHANTILLONS INTACTS DE SOLS NATURELS (CITEES PAR BOUTONNIER, 2007) 166
TABLEAU III - 2 : TRAVAUX ONT ETE FAITS PAR INDARTO (1991), ZERHOUNI (1991), ET FLEUREAU ET AL. (1993, 2002, 2004) SUR DIFFERENTS MATERIAUX 167
TABLEAU III - 3 : PREPARATION DES SOLUTIONS DE PEG AU LAB. MSSMAT 175
TABLEAU III - 4 : TEST DE L'EQUILIBRE D'ECHANTILLON AVEC LA SOLUTION OSMOTIQUE 175
TABLEAU III - 5 : SUCCIONS DES SOLUTIONS SALINES SATUREES UTILISEES MESUREES PAR DIFFERENTS CHERCHEURS 177
TABLEAU III - 6 : SPECIFICATIONS DE L'APPAREIL DVS INTRINSIC (DVS INTRINSIC BROCHURE) 179
TABLEAU III - 7 : PREPARATION DES ECHANTILLONS POUR L'ESSAI DE DVS 180
TABLEAU III - 8 : COMPARAISON DES TENEURS EN EAU MESUREES 180
TABLEAU III - 9 : CARACTERISTIQUES PRINCIPAUX DES MATERIAUX ETUDIES 187
TABLEAU III - 10 : PLAN DES ESSAIS EFFECTUES POUR LES CHEMINS DE DRAINAGE-HUMIDIFICATION 188
TABLEAU III - 11 : SYNTHESE POUR LES CHEMINS DE DRAINAGE-HUMIDIFICATION 189
TABLEAU III - 12 : CORRELATION AVEC w_L POUR LE LIMON DE CAMARGUE 190
TABLEAU III - 13 : CORRELATION AVEC w_L POUR L'ARGILE PLASTIQUE 195
TABLEAU III - 14 : TRAITEMENT DE TENEUR EN EAU 201
TABLEAU III - 15 : CARACTERISTIQUES DU LIMON DE CAMARGUE ET DE L'ARGILE PLASTIQUE 212
TABLEAU IV - 1 : PARAMETRE DE PRESSION INTERSTITIELLE BW POUR DIFFERENTS TYPES DE SOL SATURES ET QUASI SATURES (D'APRES BLACK ET LEE, 1973 ; CITES PAR BENCHOUK, 2013) 222
TABLEAU IV - 2 : SUCCIONS INITIALES MESUREES PAR PAPIER FILTRE ET TENSIOMETRE POUR DES ECHANTILLONS COMPACTES (D'APRES TAIBI, 1994) 224
TABLEAU IV - 3 : RESUME DES ESSAIS EFFECTUES SUR LES CHEMINS ISOTOPES (D'APRES TAIBI, 1994) 225
TABLEAU IV - 4 : CARACTERISTIQUES DES ECHANTILLONS TESTES (MARINHO, 2010) 229
TABLEAU IV - 5 : CARACTERISTIQUES DE LA MEMBRANE DE POLYTETRAFLUORO-ETHYLENE (D'APRES TAIBI, 1994) 243
TABLEAU IV - 6 : RESULTATS DU TEST DES PRESSION D'ENTREE D'AIR ET D'EAU DE LA MEMBRANE 245
TABLEAU IV - 7 : RESULTATS DU TEST DE LA VALVE MECANIQUE 247
TABLEAU IV - 8 : SYNTHESE DES ESSAIS TRIAXIAUX EFFECTUES SUR LES ECHANTILLONS COMPACTES NON SATURES 255
TABLEAU IV - 9 : COEFFICIENT DE PRESSION INTERSTITIELLE B EN FONCTION DE LA PRESSION DE CONFINEMENT NETTE ($\Sigma_3 - u_A$) POUR L'ECHANTILLON COMPACTE A 48% (w_{OPN} + 10) - 4^{EME} ESSAI 259
TABLEAU IV - 10 : COEFFICIENT DE PRESSION INTERSTITIELLE B EN FONCTION DE LA PRESSION DE CONFINEMENT NETTE ($\Sigma_3 - u_A$) POUR L'ECHANTILLON COMPACTE A 48% (w_{OPN} + 10) - 5^{EME} ESSAI 264
TABLEAU IV - 11 : VARIATION DES PRESSIONS POUR LA MESURE DE SUCCION - 6^{EME} ESSAI 265
TABLEAU IV - 12 : COEFFICIENT DE PRESSION INTERSTITIELLE B EN FONCTION DE LA PRESSION DE CONFINEMENT NETTE ($\Sigma_3 - u_A$) POUR L'ECHANTILLON COMPACTE A 48% (w_{OPN} + 10) - 6^{EME} ESSAI 265
TABLEAU IV - 13 : SYNTHESE DES MESURES DE SUCCION 269
TABLEAU IV - 14 : ($u_w - u_A$) ET B EN FONCTION DE LA PRESSION DE CONFINEMENT NETTE ($\Sigma_3 - u_A$) 270
TABLEAU A.I - 1 : SYNTHESE DES TENSIOMETRES HAUTE CAPACITE 275
TABLEAU A.I - 2 : CARACTERISTIQUES DES TENSIOMETRES HAUTE CAPACITE (D'APRES TOLL ET AL., 2013) 277
TABLEAU A.I - 3 : INFORMATION SUR LES CAPTEURS DE PRESSION (DELAGE ET AL., 2008) 277

Introduction générale

Contexte

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). En pratique, les règles de réutilisation des sols restent largement empiriques et, de ce fait, peuvent apparaître conservatrices, en particulier pour les sols fins. Ce secteur d'activité représente 20 à 40% du coût des travaux de construction et fait face actuellement à des défis de plusieurs ordres :

- La profession des terrassements en France s'est engagée à diminuer la consommation d'énergies fossiles et d'eau sur les chantiers, en réutilisant le plus possible de matériaux de déblais ;

- Le CEN a créé un comité de normalisation pour les terrassements qui doit harmoniser les pratiques des différents pays d'Europe.

- Le projet Terre Durable a été proposé pour répondre au besoin d'un guide et d'une méthodologie de ces ouvrages, et l'un des aspects importants de ce projet est étudier le comportement des sols fins naturels compactés.

Problèmes

Les sols non saturés ont fait l'objet de nombreuses recherches à la fois expérimentales et théoriques, qui permettent de mieux comprendre leur comportement. Mais :

- peu de recherches sont consacrées au comportement des sols non saturés proches de la saturation. Ce domaine, où l'air est occlus, correspond à de nombreux cas pratiques, en particulier celui des remblais ou barrages compactés.

- les recherches universitaires sur les sols compactés, tant au niveau Européen qu'au niveau international, sont apparues trop complexes pour pouvoir être utilisées d'un point de vue pratique. De ce fait, les phénomènes de couplage hydrodynamique non saturé ne sont pas ou peu pris en compte dans la conception des ouvrages.

- les conditions de compactage des sols fins peuvent probablement être ajustées de manière plus fine suivant la nature des sols et leur état hydrique. Les hétérogénéités de résistance et de perméabilité résultant du compactage doivent être également mieux prises en compte dans le comportement du remblai.

Le cadre et le but

Cette recherche s'est intéressée à une argile compactée dynamiquement, dont le degré de saturation est compris entre 70% et 95%. Le but de cette recherche est d'étudier les propriétés hydromécaniques de l'argile non saturée proche de la saturation, notamment les aspects suivants :

- Comportement du sol compacté

- Mieux comprendre la méthodologie du compactage

- Mieux comprendre le comportement lors des changements de succion

Les trois aspects ci-dessus sont fortement liés à la succion, qui est mesurée ou contrôlée tout au long de cette recherche. Cette thèse est présentée en quatre chapitres :

- Le premier chapitre est la caractérisation détaillée du sol. Les paramètres de caractérisation physique (par exemple, ρ_s, w_L, w_P, w_{opt}), les chemins oedométriques et les chemins triaxiaux sur les échantillons saturés normalement consolidés ont été obtenus.

- Le deuxième chapitre est l'étude du compactage, où les paramètres de compactage Proctor Normal et Modifié (par exemple, la teneur en eau optimale, la densité sèche optimale, et la variation de la succion) sont d'abord présentés. Et puis, une étude détaillée de l'orniérage a été faite, et la déformation plastique du sol compacté dans différentes conditions est présentée. Ensuite, le phénomène de matelassage a été exploré expérimentalement afin de savoir le comportement de l'air occlus dans le sol. Enfin, la microstructure du sol compacté a été mésurée par la méthode du porosimètre au mercure.

- Le troisième chapitre est l'étude des variations de volume des échantillons compactés. Les chemins de drainage-humidification, réalisés par différentes méthodes (les plaques tensiométriques, les solutions osmotiques, les solutions salines saturées, et l'appareil DVS), sur des échantillons avec différents états initiaux (teneur en eau, énergie de compactage) sont présentés.

- Le dernier chapitre est consacré à l'étude des variations de pression interstitielle des sols compactés sur chemin triaxial non-drainé, en utilisant la technique de translation d'axe et la technique d'osmoseCompte-tenu des difficultés rencontrées, quelques améliorations et modifications du montage sont proposées.

Chapitre I Caractérisation détaillée du sol

I.1 Introduction

Le but principal de ce chapitre est de caractériser le sol étudié dans cette thèse. Celui-ci a été prélevé à une profondeur de 1.5 m à 7.8 m sur la ligne de la LGV SEA Tours - Bordeaux par l'entreprise VINCI. Ce chapitre est constitué de trois sous-chapitres présentantant les caractérisations physique, mécanique sur chemin oedométrique et mécanique sur chemin triaxial :

- **Caractérisation physique :** dans cette partie, des essais traditionnels, par exemple, la mesure de la densité des grains solides (ρ_s), la détermination des limites d'Atterberg (w_L, w_P), l'essai granulométrique, et l'essai PROCTOR, ont été effectués ; les paramètres physiques correspondants sont présentés pour chaque essai.

- **Caractérisation mécanique (Chemins oedométriques) :** les caractéristiques de compressibilité oedométrique ont été déterminées successivement pour la pâte préparée à 1.5 w_L, et pour les échantillons compactés aux différentes teneurs en eau avec l'énergie de 25 coups par couche ; les courbes de compression - par exemple, l'indice des vides en fonction de la contrainte verticale (e - σ_v), la déformation verticale en fonction du temps (ε_1 - t) sont présentées.

- **Caractérisation mécanique (Chemins triaxiaux) :** des essais triaxiaux ont été effectués sur la pâte préparée à 1.5 w_L normalement consolidée, la pâte sur-consolidée, et des échantillons compactés avec différentes énergies de compactage ; tous ces échantillons préparés étaient saturés avant l'écrasement, les essais étaient donc réalisés dans des conditions saturées avec des succions nulles ; les lignes d'état critique (LEC) pour différents échantillons, l'angle de frottement interne (φ) ont été déterminés.

- **Conclusions :** A la fin du chapitre, les paramètres obtenus sont rassemblés et corrélés entre eux.

I.2 Caractérisation physique

La caractérisation physique consiste en : 1) Mesure de la densité des grains solides, ρ_s ; 2) Limites d'Atterberg, w_L et w_P ; 3) Essai au bleu de méthylène ; 4) Granulométrie et sédimentométrie ; 5) PROCTOR.

I.2.1 Mesure de la densité des grains solides (ρ_s)

I.2.1.1 Procédure expérimentale

La densité des grains solides (ρ_s) est égale à la masse des grains soldes (m_s) divisée par le volume des solides (V_s), qui peuvent être mesurés comme ci-dessous :

- **Masse des grains solides (m_s) :** On prend un pycnomètre vide et sec de masse de m_1 ; quelques grammes du sol fin ($D < 0.1$ mm) préalablement séché sont versés dans le pycnomètre, dont la nouvelle masse est mesurée (m_2).

La masse des grains solides (m_s) est la différence entre les masses du pycnomètre avant (m_1) et après (m_2), soit : $m_s = m_2 - m_1$.

- **Volume des grains solides (V_s) :** On remplit le pycnomètre à moitié avec de l'eau distillée et on le place sur une plaque chauffante suffisamment longtemps pour dégager les bulles d'air ; on arrête le chauffage quand l'eau est portée à ébullition et on laisse refroidir ; puis, on continue à verser de l'eau distillée doucement dans le pycnomètre jusqu'à la graduation (par exemple, 250 cm^3), et on pèse la nouvelle masse du pycnomètre (m_3) ; on vide le pycnomètre, on le nettoie, on le sèche, et on le remplit seulement avec de l'eau distillée, puis on pèse encore la masse du pycnomètre (m_4).

  Supposant que la densité de l'eau est 1 g/cm^3, le volume des grains solides V_s est égal à ($m_4 - m_1$) - ($m_3 - m_2$).

Finalement, la densité des grains solides (ρ_s) est déterminée par la formule :

$$\rho_s = \frac{m_s}{V_s} = \frac{m_2 - m_1}{(m_4 - m_1) - (m_3 - m_2)}$$

I.2.1.2 Résultats et discussions

- **Résultats :** Comme montré dans le Tableau I - 1, les valeurs de la densité des grains solides mesurées ne sont pas identiques. Ici, les deux valeurs les plus grandes de couleur rouge sont considérées comme correctes, parce qu'il y a probablement des bulles d'air pour les valeurs plus petites, qui sont entre 2.54 et 2.64.

$$\rho_s = (2.82 + 2.85) / 2 = 2.83(g / cm^3)$$

- **Discussion :** Les résultats de cet essai montrent une grande dispersion pour la mesure de la densité des grains solides. La raison principale est que le sol que l'on mesure est une argile qui est composée par des particules très fines et très plastiques, et il n'est pas facile de dégager toutes les bulles d'air pendant le chauffage, bien que l'on ait laissé boullir assez longtemps.

  En fait, pendant les essais, des petites bulles d'air restent toujours autour des particules, et forment une liaison assez forte, qui permet à l'air de rester avec les particules même lors de l'ébullition pendant 1 ou 2 heures. Cet effet conduit à un volume de grains solides qui est plus grand que le volume réel, et par conséquent à une valeur de la densité plus petite que normale.

Tableau I - 1 : Mesure de la densité des grains solides

	1ère mesure		2ème mesure			3ème mesure		
m_1 (g)	112.19	109.65	109.39	101.97	84.03	109.93	84.90	109.61
m_2 (g)	138.91	133.60	131.69	126.94	110.79	132.19	107.30	135.21
m_3 (g)	377.73	373.24	371.85	366.30	349.67	372.50	347.42	374.90
m_4 (g)	360.43	358.55	358.05	350.90	333.54	358.63	333.80	358.23
ρ_s (g/cm^3)	2.82	2.58	2.61	2.60	2.51	2.64	2.54	2.85

I.2.2 Limites d'Atterberg (w_L, w_P)

Lorsque l'on fait décroître progressivement la teneur en eau d'un échantillon de sol, on constate qu'il passe successivement par plusieurs états : 1) L'état liquide ; 2) L'état plastique ; 3) L'état solide (Figure I - 1). Les limites d'Atterberg sont les teneurs en eau qui séparent les divers états de consistance du sol, et on appelle alors :

- La limite de liquidité (w_L) : limite entre l'état liquide et l'état plastique ;

- La limite de plasticité (w_P) : limite entre l'état plastique et l'état solide.

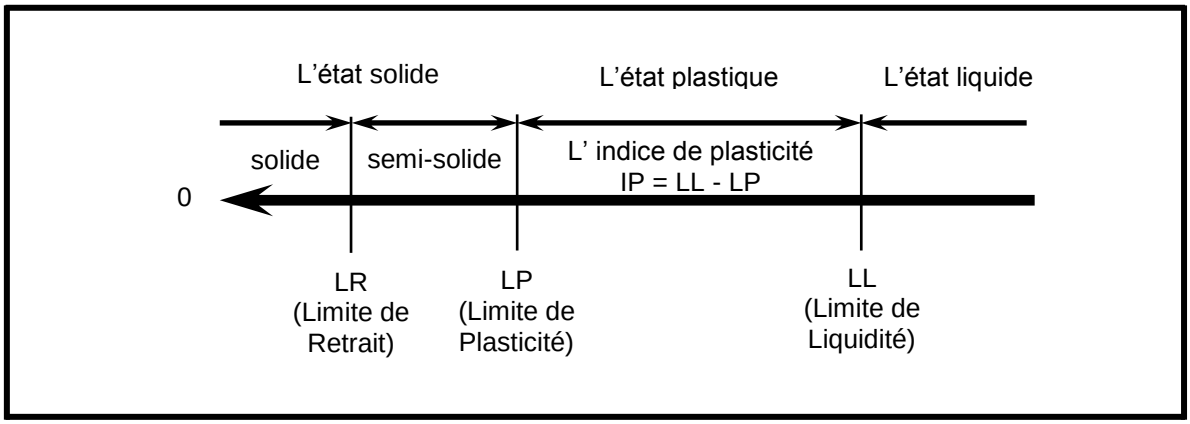


Figure I - 1 : Les différents états des sols

I.2.2.1 Procédure expérimentale

Cet essai a été réalisé selon la norme française NF P 94-051 :

- **La limite de liquidité (w_L)** se détermine à la coupelle de Casagrande (la limite de liquidité w_L est celle pour laquelle l'incision se referme après 25 chocs), ou au pénétromètre de consistance (la limite de liquidité w_L est celle pour laquelle le cône s'enfonce de 17 mm).

- **La limite de plasticité (w_P)** est déterminée sur des boudins de sol roulés à la main. A la limite de plasticité w_P, on peut constituer des boudins de 10 cm de longueur et 3 mm de diamètre sans les fractionner.

- **L'indice de liquidité (I_P)** est la différence entre les limites de liquidité et de plasticité : $I_P = w_L - w_P$. Toutes ces teneurs en eau sont classiquement données en « points de teneur en eau » (pourcentage sans le signe%).

I.2.2.2 Résultats et discussions

- **Résultats :**

  - **Limite de liquidité (w_L) :** La Figure I - 2 et la Figure I - 3 présentent respectivement la courbe de la teneur en eau en fonction du nombre de chocs à la coupelle de Casagrande, et la courbe de la teneur en eau en fonction de l'enfoncement du cône. La Figure I - 2 donne des valeurs de limite de liquidité de 73.3% et 73.0% à la coupelle de Casagrande pour deux séries de mesure différentes ; pareillement, la Figure I - 3 donne des valeurs de 71.9% et 69.0% au cône.

    Ici, la mesure au cône est préférée car il y a moins de facteurs humains par rapport à la méthode à la coupelle de Casagrande, soit :

$$w_L = (71.9\% + 69.0\%) / 2 = 70.5\%$$

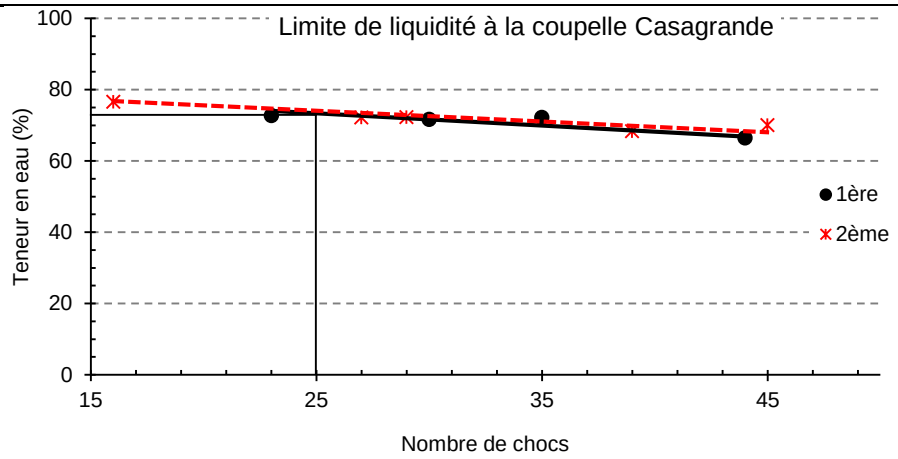


Figure I - 2 : Détermination de la limite de liquidité à la coupelle de Casagrande

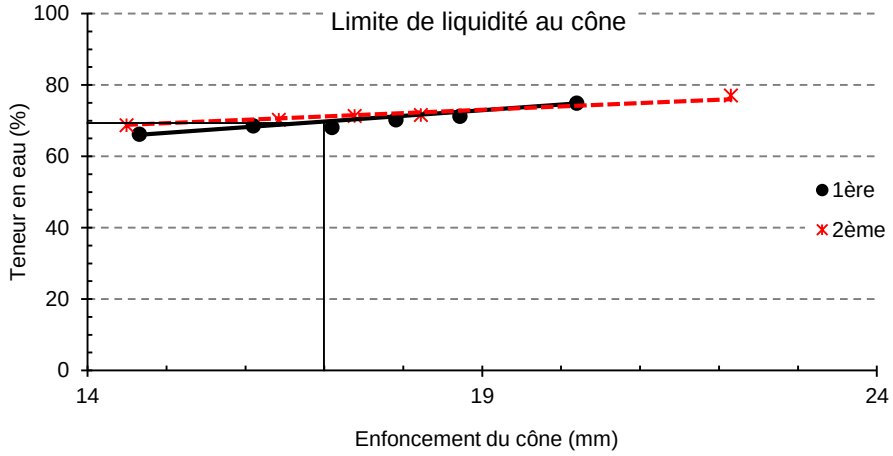


Figure I - 3 : Détermination de la limite de liquidité au cône

- **Limite de plasticité (w_P) :** le Tableau I - 2 présente les résultats des mesures de plasticité (w_P), il donne des valeurs de 39% et 35% pour les limites de plasticité dans deux mesures différentes. Si on prend la valeur moyenne, on a :

$$w_P = (35.0\% + 39.0\%) / 2 = 37.0\%$$

Tableau I - 2 : Détermination de la limite de plasticité

Numéro de mesure	Masse de coupelle vide (g)	Coup.+ éch. humide (g)	Coup.+ éch. sec (g)	Teneur en eau (%)
1	2.35	4.23	3.70	39
2	2.31	4.30	3.78	35

- **L'indice de plasticité (I_P) :** pour l'indice de plasticité, on a :

$$I_P = w_L - w_P = (70.5 - 37) = 33.5$$

- **Discussion :**

- **Pour la mesure de la limite de liquidité (w_L) :** chaque méthode (la coupelle de Casagrande, ou le cône) nous donne des mesures assez précises et identiques ; mais, si

on compare les mesures de ces deux méthodes, la limite de liquidité mesurée par la coupelle est de 73.2%, qui est plus grande de 2.7% que la mesure au cône ; cette différence montre que, mis à part les facteurs extérieurs (température, composition du sol, etc.), le choix de la méthode joue un rôle important dans la mesure de la limite de liquidité.

- **Pour la mesure de la limite de plasticité (w_P) :** la limite de plasticité, déterminée par la méthode standard n'est pas précise parce qu'il y a beaucoup de facteurs humains qui influencent la formation d'un boudin de 10 cm de longueur et 3 mm de diamètre ; de plus, sur nos échantillons, il faut essayer plusieurs fois pour constituer ce type de boudin.

I.2.3 Essai au bleu de méthylène

L'essai au bleu de méthylène a pour objet de mesurer la capacité des éléments fins dans un sol à absorber du bleu de méthylène. Le bleu méthylène étant absorbé préférentiellement par les argiles, les matières organiques, les hydroxydes, etc., cette capacité rend compte globalement de l'activité de surface de ces éléments. La valeur de bleu est exprimée en grammes de bleu de méthylène absorbé par 100 g de fines.

I.2.3.1 Procédure expérimentale

Cet essai a été réalisé selon les normes françaises NF P 18-592 (décembre 1990) et NF P 94-068 (Octobre 1998):

- **Principe de l'essai :** L'essai consiste à mesurer par dosage la quantité de bleu de méthylène, qui peut être adsorbée par le matériau mis en suspension dans l'eau. 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 (voir la Figure I - 4, gauche), 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 pendant quelques minutes, par exemple, 5 minutes dans nos essais (Figure I - 4, droite).

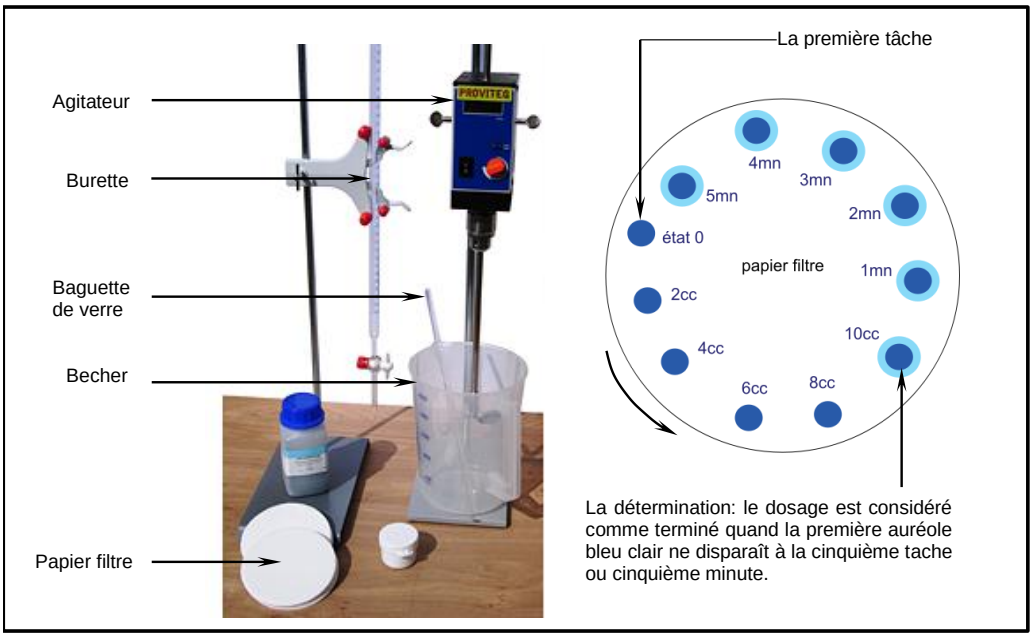


Figure I - 4 : L'appareillage et le test à la tâche de l'essai au bleu de méthylène (source internet)

- **Mode opératoire :** Pour effectuer ce test, une certaine quantité du sol doit être d'abord dispersée dans l'eau déminéralisée ou distillée ; on prépare la solution de bleu de méthylène et celle du sol ; ensuite, des doses de solution de bleu de méthylène sont ajoutées progressivement dans la suspension du sol ; l'adsorption de la solution de bleu de méthylène est vérifiée après chaque addition, en faisant un point de test sur le papier filtre ; lorsqu'une auréole bleu clair est détectée et reste pendant 5 minutes, on en déduit la valeur de bleu.

  Les résultats (VBS) sont calculés comme suit :

$$VBS = \frac{m_{methylene}}{m_{sol}} \times 100$$

Avec $m_{méthylène}$ la masse de bleu de méthylène (en gramme)
m_{solide} la masse de solide (en gramme)

I.2.3.2 Résultats et conclusion

Le Tableau I - 3 présente les données initiales cet essai, on a:

$$VBS = \frac{m_{methylene}}{m_{sol}} \times 100 = \frac{1.7561}{10.45} = 16.80$$

Selon le Tableau I - 4, ce sol est classifié comme « sol très argileux ».

Tableau I - 3 : Données initiales pour l'essai au bleu de méthylène

Suspension du sol	sol	10.45 g			
	eau distillé	515 ml			
Solution de méthylène	methylene	2.32 g			
	eau distillé	500 ml			
Densité de solution de méthylène	récipient vide	384.73 g			Méthylène absorbé : $\frac{2.32}{500} \times 378.46$ =1.7561g
	récipient + solution méthylène	660.25 g	ρ = 0.984 g/cm^3	V = 372.41/0.984 =378.46 ml	
	solution méthylène	280 ml			
Masse de solution méthylène injecté	372.41 g				

Tableau I - 4 : Classification des sols en fonction de la valeur de bleu de méthylène

Valeur de bleu de méthylène (VBS)	Nature du sol
<0.2	Sol sableux
0.2-2.5	Limon
2.5-6	Argile limoneuse
6-8	Sol argileux
>8	Très argileux

I.2.4 Granulométrie et Sédimentométrie

Le but de l'essai de granulométrie et sédimentation est de déterminer la distribution pondérale de la taille de particules d'un sol. Il s'effectue :

- **par tamisage** pour les grains de diamètre supérieur à 80 µm,

- **par sédimentométrie** pour les grains plus fins (inférieurs à 80 µm).

I.2.4.1 Procédure expérimentale

Cet essai a été réalisé selon la norme française NF P 94-056 et NF P 94-057 :

- **Granulométrie par tamisage humide :**

  - **Pourquoi :** L'essai granulométrique peut être effectué sur plusieurs types de matériau, y compris les sables, argiles, etc., la plupart des essais granulométriques sont effectués sur le matériau sec.

    Mais il y a des mesures qui ne peuvent pas être réalisées par tamisage sec, lorsque l'échantillon qui doit être analysé est par exemple :

    1) une suspension qui ne doit pas être séchée ;

    2) une poudre très fine qui a tendance à s'agglomérer (par exemple, le diamètre de la plupart des particules du sol est inférieur à 45 µm), cette tendance conduirait à l'obstruction des mailles de tamis dans un processus de tamisage à sec ;

    3) lorsque l'échantillon est composé par un mélange de sol fin et de cailloux, qui sont bien collés et ne peuvent pas être séparés par tamisage à sec ;

    Les résultats des essais précédents indiquent que l'échantillon utilisé est un sol très argileux qui a une grande plasticité ; de plus, les observations précédentes montrent qu'il y a des cailloux qui se trouvent dans l'échantillon. Dans ce cas, le tamisage humide a été choisi.

  - **Description de l'essai :** Le processus de tamisage humide est mis en place comme à sec ; l'empilement de tamis est serré sur la tamiseuse, et l'échantillon est placé sur le tamis supérieur ; au dessus du tapis, une buse de pulvérisation d'eau qui détruit l'échantillon est placée comme sur la Figure I - 5 ; le rinçage est effectué jusqu'à ce que le liquide qui est évacué par le récepteur soit clair ; enfin, les résidus se trouvant sur les tamis doivent être séchés et pesés.



Figure I - 5 : Appareil expérimental pour tamisage humide (source internet)

- **Sédimentométrie :** L'analyse par sédimentométrie s'applique aux particules de sol qui passent à travers le tamis à maille carré de 80 µm d'ouverture. Les particules sont mises en suspension dans de l'eau et l'on mesure l'évolution de la densité de la suspension au cours du temps, ce qui permet de déterminer la quantité des particules présentes dans la suspension à chaque instant (Figure I - 6).

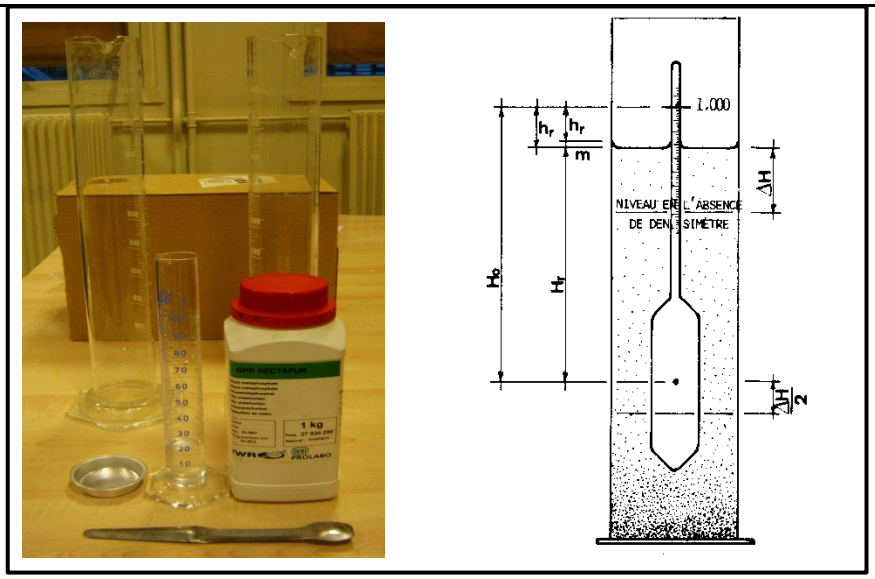


Figure I - 6 : Appareil expérimental pour le sédimentation

Le principe de l'essai de sédimentométrie est relativement difficile par rapport à l'essai de granulométrie. La théorie consiste en :

- **Vitesse de décantation des particules de diamètre D :** La loi de Stockes définit la vitesse limite de décantation de particules D en suspension dans un liquide au repos :

$$v=\frac{(\rho_s-\rho_w)\,g}{18\eta}D^2$$

Avec
- v la vitesse de décantation des particules de diamètre D
- ρ_s la densité des grains solides du sol
- ρ_w la densité d'eau
- g l'accélération due à la pesanteur
- D le diamètre de particule
- η la viscosité de l'eau, qui est liée à la température T

Cette équation est utilisée pour estimer le diamètre équivalent D des particules (en réalité, les particules sont souvent argileuses et ont des formes irrégulières de disque ou de plaquette). Cette méthode permet de descendre jusqu'à un diamètre équivalent de 1 µm. En dessous, elle n'est pas applicable (MAGNAN, 2011).

- **Masse volumique de la suspension au temps t :** La masse volumique de la suspension au temps t est déduite des mesures faites au densimètre à différents instants après le début de la sédimentation :

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

Avec
- R la lecture du densimètre corrigée

C_t, C_m et C_d sont déterminés par étalonnage de l'appareil.

- **Pourcentage d'éléments de dimension inférieure ou égale à D :** En connaissant la vitesse limite de décantation (v), et la masse volumique de la suspension, le pourcentage (C_D) d'éléments de dimension inférieure ou égale à D dans la suspension au temps t est calculé par la formule :

$$C_D = \frac{V}{m_s} \frac{\rho_s}{(\rho_s - \rho_w)} \rho_w \left(\frac{\rho_t}{\rho_w}\right)$$

Avec C_D le pourcentage par rapport à la masse totale des particules en début d'essai (m_s) ;
ρ_s, ρ_w les masses volumiques des particules, de l'eau.

- **La dimension D des particules qui n'ont pas encore sédimenté dans la solution :** il est déterminé par la formule :

$$D = \sqrt{\frac{1}{g} \frac{18\eta}{\rho_s - \rho_w}} \sqrt{\frac{H_t}{t}}$$

Avec H_t la profondeur du centre de poussée du densimètre au temps t, qui est déduite de la géométrie du densimètre et de la valeur R lue sur la graduation du densimètre.

I.2.4.2 Résultats et conclusion

- **Résultats :** la Figure I - 7 présente les résultats de l'ensemble des essais de granulométrie et sédimentométrie ; d'après les courbes cumulatives, on trouve que : 1) il y a une différence entre les deux essais, qui montre l'hétérogénéité du sol ; 2) le diamètre maximal des particules de l'échantillon est compris entre 3.15 et 10 mm.

  Le coefficient d'uniformité (C_u) et le coefficient de courbure (C_c) sont calculés selon les formules suivantes:

$$C_u = D_{60} / D_{10}$$
$$C_c = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60})$$

Avec D_{10}, D_{30}, D_{60} les diamètres de certaines particules dont les pourcentages cumulés sont respectivement de 10%, 30% et 60%.

Cependant ici, comme les particules du sol sont très fines, il est impossible d'obtenir les valeurs de D_{10}, D_{30} et D_{60}. Ainsi, une autre méthode, par exemple la méthode de granulométrie laser ou Seditest, doit être appliquée afin de mesurer le pourcentage des particules plus fines.

- **Conclusion :** Vu qu'il n'est pas possible de déterminer C_u et C_c pour le sol, avec cette courbe, on peut conclure que le sol est constitué de particules très fines parce que le pourcentage de particules, dont le diamètre équivalent est inférieur à 0,001 mm, est d'environ 73%. Cette valeur est raisonnable si on compare les résultats avec ceux des limites d'Atterberg et de l'essai au bleu de méthylène.

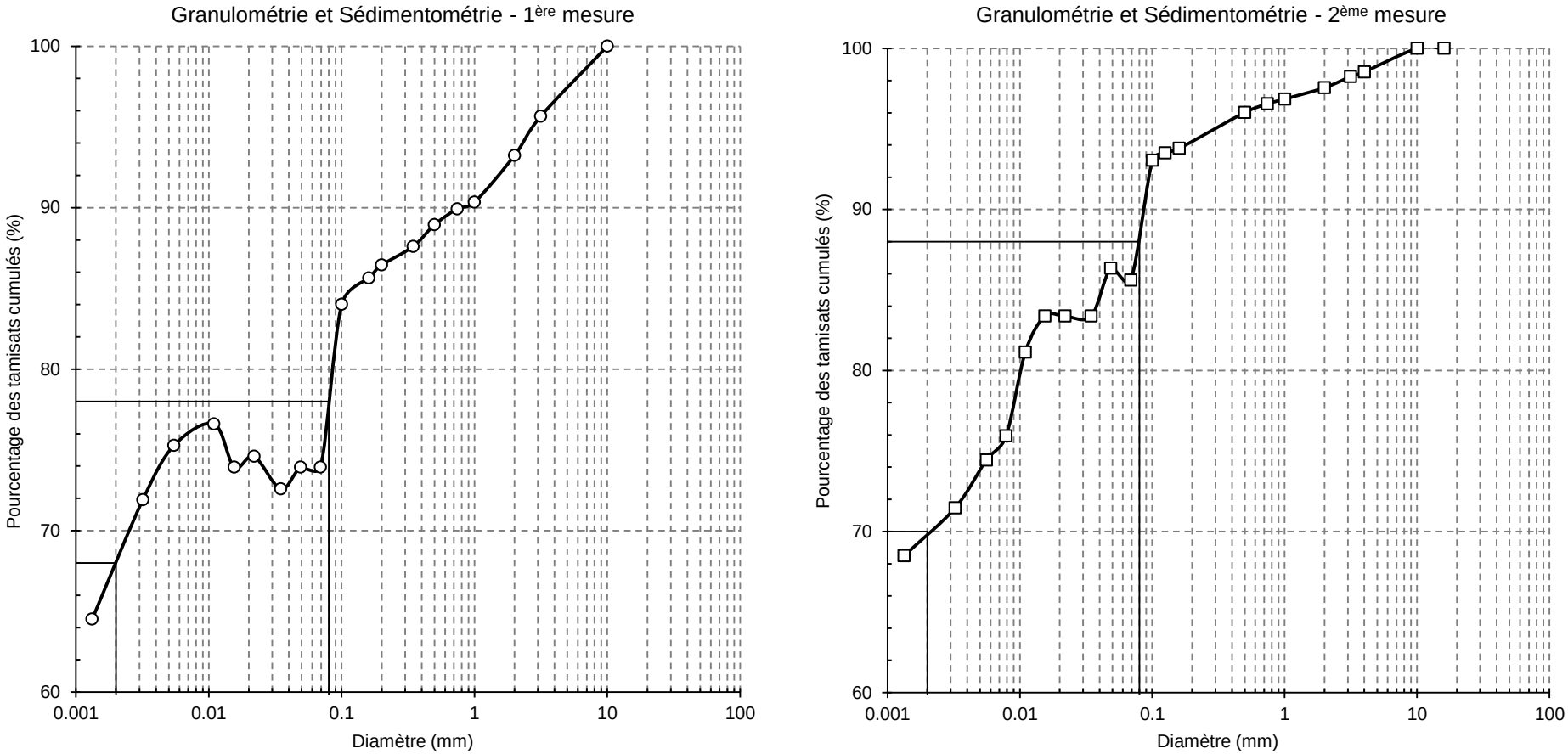


Figure I - 7 : Analyse granulométrique par tamisage humide et sédimentation

I.2.5 Essai PROCTOR

Le principe de l'essai PROCTOR consiste à humidifier un matériau à plusieurs teneurs en eau et à le compacter avec une énergie définie ou plusieurs énergies, par exemple, 15, 25 et 25 coups par couche dans notre recherche. Pour chaque valeur de teneur en eau considérée, on détermine la densité sèche du matériau, et on trace la courbe de la densité sèche en fonction de la teneur en eau (courbe PROCTOR).

Sur la courbe PROCTOR, il existe une valeur de la densité sèche maximale qui est obtenue pour une valeur particulière de la teneur en eau. Ces deux valeurs s'appellent les caractéristiques optimales de compactage, la teneur en eau optimale (w_{opt}) et la densité optimale $\rho_{d\ opt}$.

Comme le compactage du sol est la base de cette thèse (presque tous les échantillons étudiés sont compactés), on présente en détail les informations du compactage par la méthode PROCTOR.

I.2.5.1 Dispositif expérimental

Le dispositif expérimental se compose de :

- **Appareillage spécifique :** L'appareillage spécifique comporte :
  - Socle de compactage : Il est constitué d'un bloc de plastique présentant une surface plane horizontale de 40 cm × 60 cm et une épaisseur de 2 cm ;
  - Moule PROCTOR : Le moule est constitué d'un corps, d'une embase et d'une rehausse. Le corps du moule a 102 mm de diamètre et 116 mm de hauteur.
  - Dame PROCTOR normal : La dame PROCTOR normal est constituée d'un mouton cylindrique de 51 mm de diamètre, dont la masse est 2490 g ; le mouton coulisse dans un fourreau qui lui autorise une hauteur de chute de 305 mm.
  - Règle à araser : elle est constituée par une lame acier dont les formes et les dimensions doivent être conformes aux indications portées sur la Figure I - 8.
- **Appareillage d'usage courant :** pour l'appareillage courant, un tamis à mailles carrées de dimension nominale 2 mm, une balance dont la portée maximale est 10 kg et la précision est 1 gramme, des récipients hermétiques, etc., sont préparés.

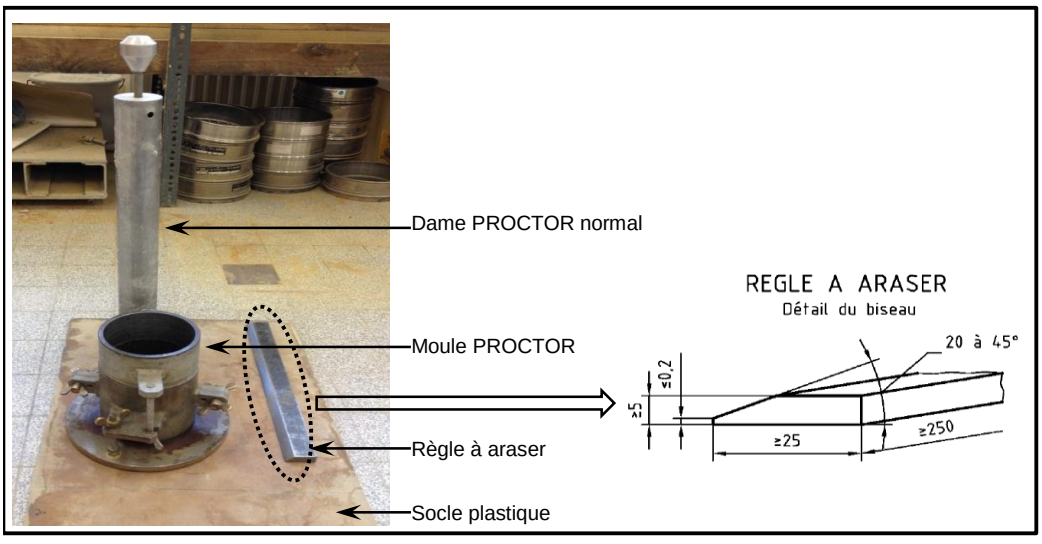


Figure I - 8 : Appareillage spécifique pour l'essai PROCTOR

I.2.5.2 Procédure expérimentale

- **Préparation:** avant le compactage du sol, il faut d'abord : 1) préparer le mélange du sol ; 2) solidariser le moule, l'embase et la rehausse ; 3) lubrifier les parois du moule avec de la graisse ; selon les étapes suivantes :

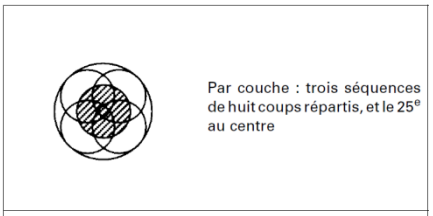
  - **préparer le mélange du sol :** La totalité du matériau prélevé est tamisé à 2 mm, et seulement le tamisat est conservé pour l'exécution de l'essai ; le matériau doit être mis dans l'étuve jusqu'à un état hydrique jugé suffisamment sec pour commencer l'essai (ici, on le laisse dans l'étuve pendant au moins 24 heures) ; une certaine quantité d'eau est mise au centre du matériau, dont la masse est 1500 grammes ; on mélange doucement avec une pelle ; après le mélange, le matériau est conservée dans une boîte ou un sac hermétique au moins de 24 heures pour être homogénéifié ; le mélange du matériau constitue la phase la plus délicate de cet essai.

    Note : *l'une des difficultés souvent rencontrées est l'incorporation de l'eau au sein du matériau, surtout pour les sols argileux car la mouture forme des boulettes dans lesquelles la teneur en eau est différente des autres endroits.*

  - **solidariser le moule, l'embase et la rehausse :** cette étape est principalement pour protéger qu'il n'y a pas de décalage entre le corps, l'embase et le rehausse du moule pendant le compactage.

  - **lubrifier la paroi du moule :** le paroi du moule doit être lubrifié par de la graisse pour que l'on puisse retirer l'échantillon compacté plus facilement.

- **Compactage :** Introduire alors la quantité de matériau pour que la première couche après compactage soit légèrement plus haute que le tiers de la hauteur du moule ; compacter cette couche avec la dame PROCTOR normal en appliquant respectivement 15 coups ou 25 coups ou 35 coups par couche suivant le schéma à droite ; répéter l'opération autant de fois pour la deuxième et la troisième couche.



Moule Proctor

- **Araser et retirer l'échantillon :** Après compactage de la dernière couche, retirer la rehausse, le matériau doit alors dépasser du moule d'une hauteur de 1 ou 2 centimètres en pratique ; cet excédent est arasé soigneusement au niveau du moule en opérant radicalement du centre vers la périphérie du moule ; ensuite, on retire l'échantillon.

  Note : *il faut faire attention quand on arase et retire l'échantillon, car on risque de détruire l'échantillon ; surtout pour l'échantillon relativement sec, les liaisons entre couches ne sont pas assez fortes.*

- **Peser** : on pèse immédiatement la masse de l'échantillon compacté ; et on prend une quantité de l'échantillon qui a été arasée pour déterminer la teneur en eau de l'échantillon.

- **Expression des résultats :**

  La densité sèche est obtenue par la formule :

$$\rho_d = \frac{m_s}{V} = \frac{m}{(1+w)\mathrm{V}}$$

Avec ρ_d densité sèche de l'échantillon
m_s masse des grains solides
V volume de moule PROCTOR
w teneur en eau de l'échantillon compacté

De plus, il convient de faire figurer également sur la courbe PROCTOR les courbes d'équation :

$$\rho_d = \frac{S_r \rho_s}{S_r + w \frac{\rho_s}{\rho_w}}$$

Avec S_r degré de saturation du sol
ρ_s densité des grains solides
ρ_w densité de l'eau

I.2.5.2 Résultats

La Figure I - 9 présente les courbes PROCTOR pour trois énergies de compactage différentes, 15, 25, et 35 coups par couche. En ce qui concerne la forme du côté sec (de 20% à 30%) de la courbe à 25 coups, on trouve qu'il y a un palier horizontal, que l'on n'observe généralement pas dans les autres résultats de la bibliographie. Pour cela, on remarque que :

- En raison de l'hétérogénéité du matériau et de la disparité de l'énergie appliquée, il est peut-être normal d'avoir une certaine dispersion dans les points mesurés qui donnent une forme horizontale ;

- Il est possible que la forme de courbe soit horizontale quand l'échantillon est très sec, car la succion est très élevée et l'influence du compactage devient de plus en plus faible sur la densité sèche.

Le Tableau I - 5 présente les valeurs des teneurs en eau optimales, et les densités sèches optimales pour ces 3 énergies. On observe qu'avec l'augmentation de l'énergie de compactage, la densité sèche optimale augmente, et la teneur en eau optimale diminue.

Tableau I - 5 : Résultats de l'essai PROCTOR

Énergie de compactage	w_{opt} (%)	$\rho_{d\,opt}$ (g/cm^3)
15 coups par couche (3 couches)	40.0	1.26
25 coups par couche (3 couches)	37.5	1.33
35 coups par couche (3 couches)	33.5	1.37

Le Tableau I - 6 présente la comparaison avec les corrélations de BIAREZ et FAVRE (1977) et de FLEUREAU et al. (2002). Les valeurs obtenues à l'OPN ne sont guère cohérentes avec celles déduites des corrélations. Il y a plusieurs possibilités pour expliquer les résultats, mais il semble que, la complexité du sol soit un facteur essentiel.

Tableau I - 6 : Corrélations de BIAREZ et FAVRE (1977) et de FLEUREAU et al. (2002)

w_L	BIAREZ et FAVRE, 1977		FLEUREAU et al., 2002	
	w_{OPN} (%)	$\rho_{d\,OPN}$ (g/cm^3)	w_{OPN} (%)	$\rho_{d\,OPN}$ (g/cm^3)
70.5	28	1.45	28.5	1.472

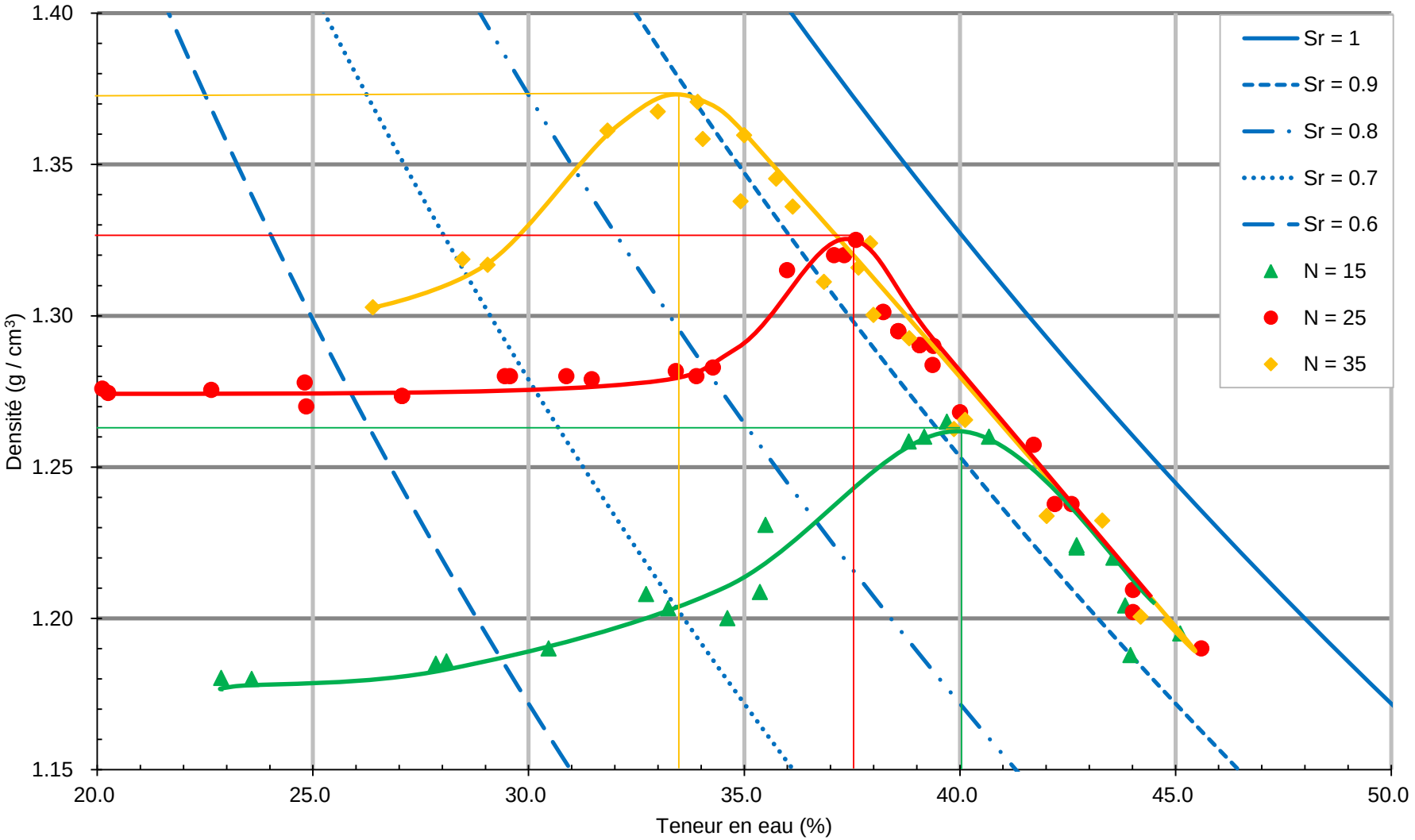


Figure I - 9 : Résultats de l'essai PROCTOR

I.3 Caractérisation mécanique : chemins oedométriques

Le tassement des massifs de sol résulte d'une diminution du volume des pores. Lorsque le sol est saturé, il faut qu'un volume d'eau égal à la variation de volume des pores se déplace dans le sol. Ce phénomène est appelé la consolidation.

L'essai oedométrique est réalisé en appliquant des charges croissantes à un échantillon de sol, et en mesurant sa réponse en déformation. Les résultats de l'essai sont utilisés pour prédire la manière dont un sol se déforme in-situ en réponse à un changement de contrainte effective.

Dans ce sous-chapitre, on présente les résultats des chemins oedométriques sur les échantillons : 1) saturés Normalement Consolidés (NC) ; 2) compactés.

I.3.1 Chemins oedométriques sur les échantillons saturés NC

I.3.1.1 Dispositif expérimental

Le dispositif expérimental (Figure I - 10 et Figure I - 11) comporte principalement quatre parties :

- **Centrale d'acquisition :** Elle comporte un ordinateur qui peut afficher les figures de l'essai, et enregistrer les données à chaque pas de temps.
- **Cellule oedométrique :** La cellule oedométrique se compose d'un corps (haut, centre, et embase), et d'un piston de 60 mm de diamètre ;
- **Bâti :** Un bâti métallique, sur lequel la cellule oedométrique est placée.
- **Réservoir d'eau :** Sur un support, un réservoir d'eau est branché avec des tuyaux.

I.3.1.2 Procédure expérimentale

- **Mode opératoire :**
  - **Préparation de la poudre du sol :** L'argile, qui se présente initialement sous forme de blocs, est séchée à l'étuve, broyée à l'aide d'un marteau, puis passée à travers un tamis de 2 mm à maille carrée.
  - **Préparation de la pâte du sol :** On mélange la poudre du sol après l'avoir passée au tamis de 2 mm à maille carrée, avec une quantité d'eau correspondant à 1.5 fois la limite de liquidité.
  - **Agitation de la pâte :** C'est fait par un agitateur assez puissant, et on le laisse agiter pendant au moins de 48 heures, jusqu'à ne voir quasiment plus ou juste très peu de bulles d'air dans la pâte du sol.
  - **Mise en place :** De la pâte est soigneusement mise dans la cellule oedométrique, dont la dimension est de 60 mm de diamètre et de 122 mm de hauteur ; deux disques poreux sont respectivement mis en dessous et au dessus de la pâte ; enfin, le piston est mis sur le disque du dessus.
  - **Raccordement de la cellule avec le réservoir d'eau :** Cet essai est en condition saturée, et il est important d'éviter l'évaporation de l'eau et maintenir le degré de saturation de l'échantillon ; un réservoir d'eau est donc branché avec les sorties en bas et en haut de la cellule pour que l'eau (ou l'air emprisonné) puisse circuler.

- **Charge-décharge :** Une série (1, 2, 5, 10, 20, 40 et 80 kg) de charge-décharge est appliquée par palier à l'échantillon ; chaque charge est laissée d'environ deux jours ; le tassement ou gonflement est mesuré par le capteur qui est placé au dessus du piston.

- **Détermination de l'état final :** A la fin de l'essai, l'échantillon est retiré, et on mesure sa hauteur (le diamètre ne change pas, égal à 60 mm) et sa teneur en eau, etc..

- **Traitement des données et le calcul :** A chaque palier de chargement ou déchargement, le déplacement de l'échantillon est enregistré automatiquement par la centrale d'acquisition. On utilise la valeur de l'indice des vides final, déterminée par les mesures de l'état final, pour déduire les indices des vides aux différents paliers.

  Le calcul est principalement basé sur les formules suivantes :

$$H_t = H_f + \Delta h_t$$

$$e_t = \frac{H_t(1+e_i)}{H_f} - 1$$

  Avec H_t hauteur de l'échantillon au temps t
  H_f hauteur finale de l'échantillon
  Δh_t variation de l'hauteur de l'échantillon au temps t
  e_f indice des vides final
  e_t indice des vides au temps t

  De cette manière, théoriquement, l'indice des vides (et la teneur en eau) à tout moment peuvent être déterminés.

I.3.1.3 Résultats

- La Figure I - 12 présente la courbe de compression, la déformation en fonction du temps à chaque palier de chargement ou déchargement.

  On trouve que, en général, les déformations se stabilisent après d'environ 10 heures ; une forme particulière est observée pour la courbe de 1 kg qui est la première charge de l'essai ; sur la Figure I - 12 (en bas), l'augmentation brutale de la déformation axiale au début du chargement met en évidence l'existence de bulles d'air dans l'échantillon, bien que l'on ait essayé de les faire sortir par une agitation puissante pendant assez longtemps ; l'ensemble de nos essais (mesure de la densité des grains solides, essai triaxial, et essai oedométrique) montrent qu'il est très difficile de chasser toutes les bulles d'air de la pâte, et il semble qu'il y ait une interaction particulière qui crée une force d'attraction assez forte entre les particules du sol, l'eau et les petites bulles d'air.

- La Figure I - 13 et la Figure I - 14 présentent respectivement la variation de l'indice des vides en fonction de la contrainte verticale en coordonnées normales, et en coordonnées semi-logarithmiques.

  Pour les deux échantillons préparés, les courbes montrent qu'il y a une différence, d'environ 0.15, pour les indices des vides dans les premiers chargements ; cette différence diminue quand la contrainte verticale augmente, et elle est négligeable dans le processus de déchargement.

- Le Tableau I - 7 présente les paramètres de la courbe oedométrique, à partir des données du tableau, les échantillons ont une grande compressibilité avec les coefficients de compressibilité

de 0.37 et 0.46 pour deux essais parallèles ; la pression de consolidation est nulle dans les deux cas.

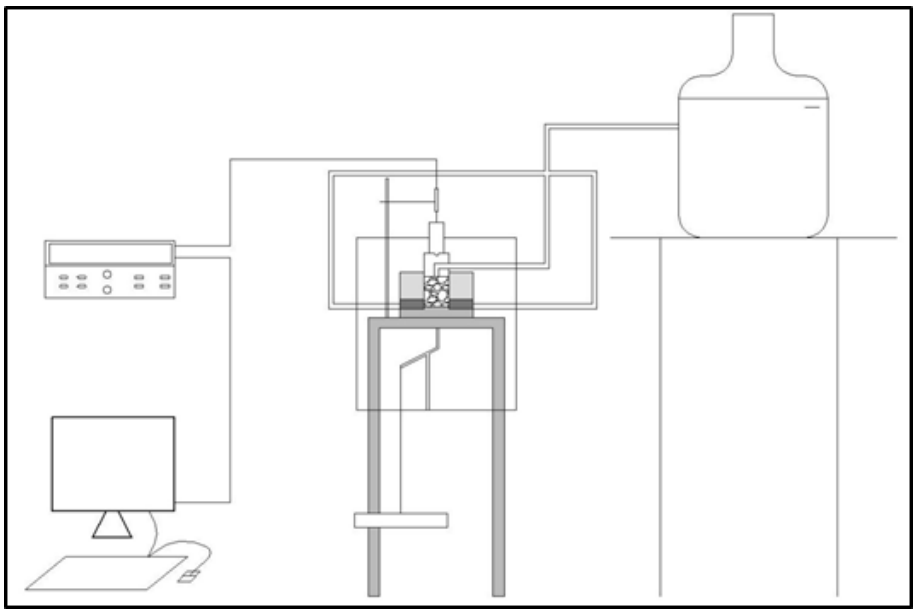


Figure I - 10 : Schéma du dispositif expérimental de l'essai oedométrique pour les échantillons saturés

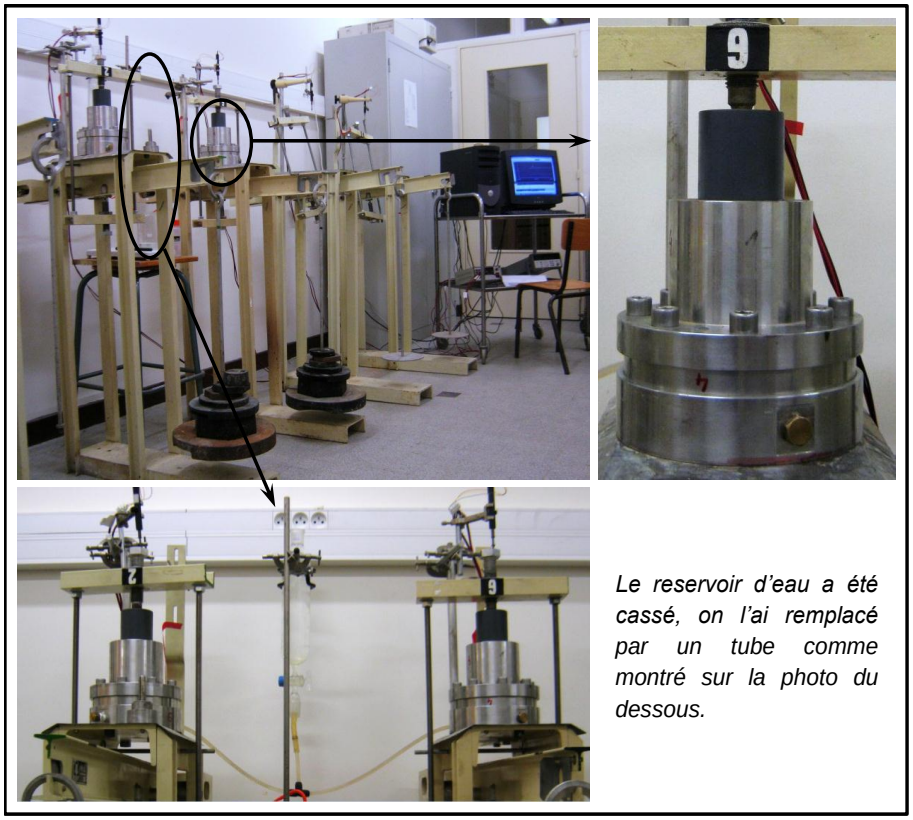


Figure I - 11 : Photo du dispositif expérimental de l'essai oedométrique pour les échantillons saturés

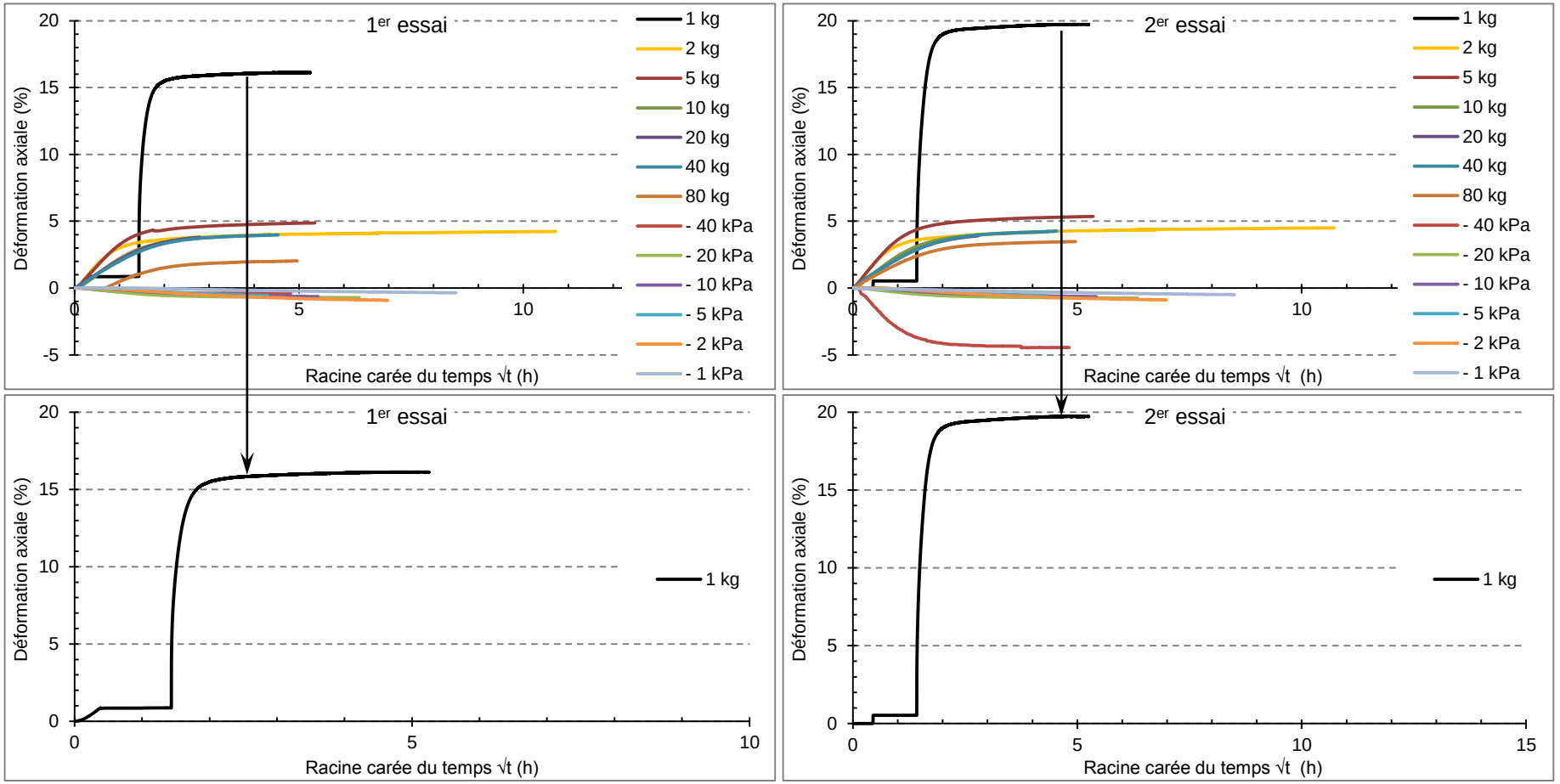


Figure I - 12 : Déformation axiale en fonction de la racine carrée du temps pour chaque palier de charge-décharge de l'essai oedométrique saturé

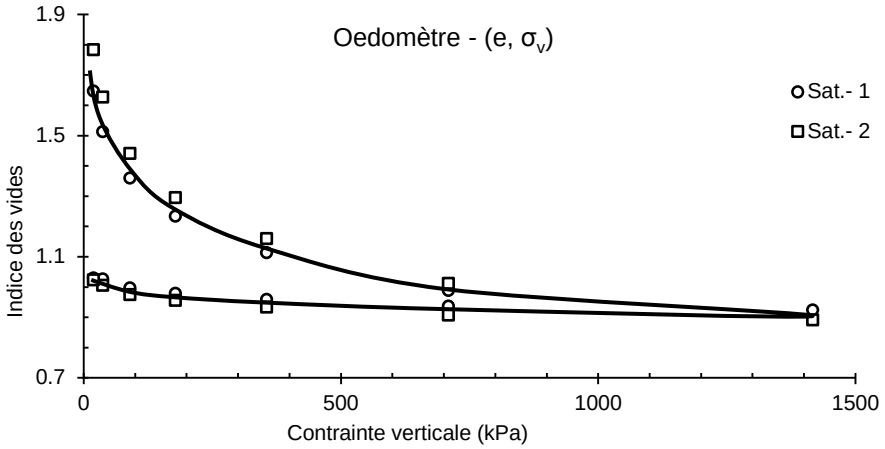


Figure I - 13 : Variation de l'indice des vides en fonction de la contrainte verticale en coordonnées normales

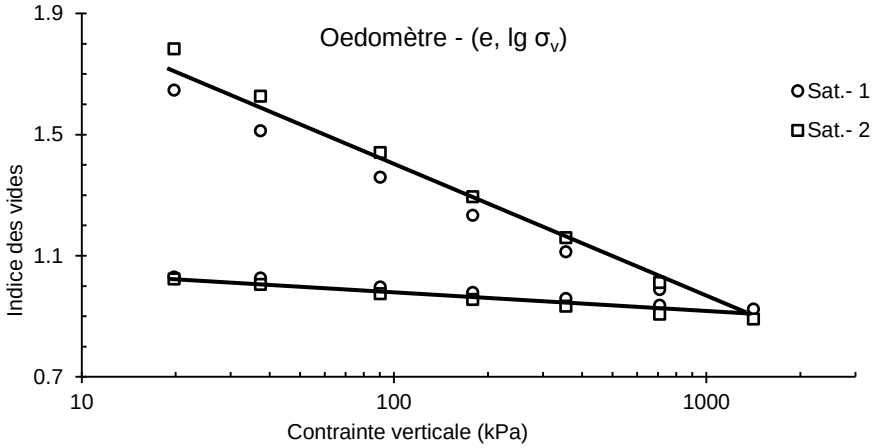


Figure I - 14 : Variation de l'indice des vides en fonction de la contrainte verticale en coordonnées semi-logarithmes

Tableau I - 7 : Paramètres de l'essai oedométrique

	a_v (MPa^{-1})	C_c	C_s	c_v (40kg)	p_c (kPa)
N.1	1.3	0.37	0.057	0.44	0
N.2	1.4	0.46	0.071	0.49	0

Avec a_v coefficient de compressibilité
C_c/C_s indice de compressibilité
c_v coefficient de consolidation
p_c pression de préconsolidation

I.3.2 Chemins oedométriques sur les échantillons compactés

I.3.2.1 Chemins oedométriques sur les échantillons compactés du côté humide de l'optimum

I.3.2.1.1 Description de l'essai

Comme la plupart des aspects de cet essai sont les mêmes que l'essai précédent, nous ne présentons ici que les aspects qui sont différents :

- **Dispositif expérimental :** Un petit changement est que l'on a enlevé le réservoir d'eau, et que l'on a remplacé le piston précédent par un nouveau piston an acier inoxydable.

- **Préparation des échantillons :** Un échantillon a été compacté dans les conditions PROCTOR Normal à une teneur en eau de 40%, on l'a coupé à une épaisseur d'environ 20 mm en utilisant un carottier dont le diamètre est de 60 mm ; quatre échantillons coupés ont été préparés.

I.3.2.1.2 Résultats

La Figure I - 15 présente l'épaisseur de l'échantillon, et la température en fonction du temps. On observe que la température moyenne est d'environ 19.5 °C, et la variation est inférieure à ± 2 °C pendant une durée plus de 2 semaines ; les épaisseurs des échantillons se stabilisent, en générale, moins de 1 jour après les applications des charges.

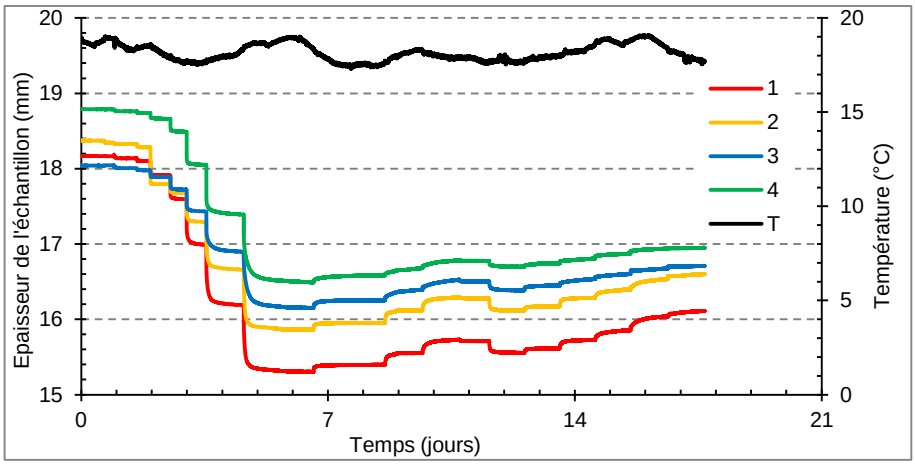


Figure I - 15 : Evolution de l'épaisseur pour les échantillons compactés à l'optimum (sous une succession de charge de 1-2-5-10-20-40-80-40-20-10-5-2-1 kg)

La Figure I - 16 présente l'indice des vides en fonction de la contrainte verticale ; le numéro « 1 » représente la couche qui est au dessus, « 4 » représente la couche en dessous de l'échantillon compacté ; sur cette figure, on voit qu'il y a une dispersion pour les échantillons qui viennent de différentes hauteurs du sol compacté ; pour les échantillons compactés à teneur en eau de 40%, la préconsolidation est d'environ 350 kPa.

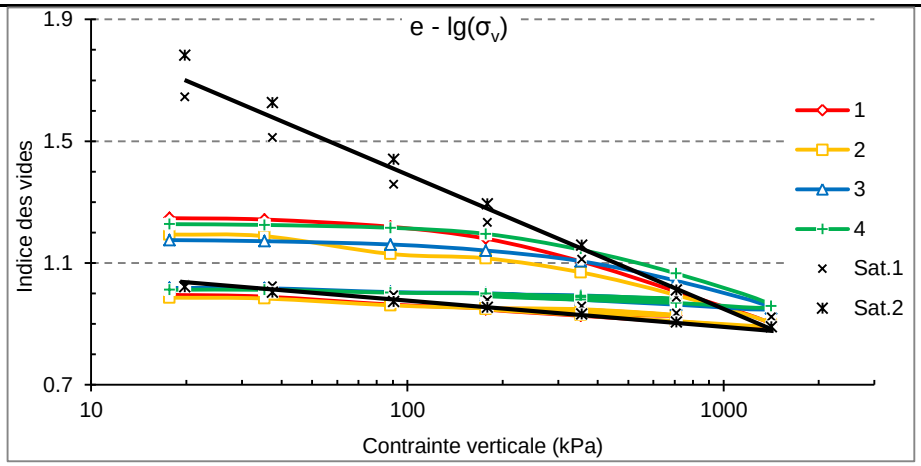


Figure I - 16 : Indice des vides en fonction de la contrainte verticale pour les échantillons saturés et compactés à l'optimum

I.3.2.2 Chemins oedométriques sur les échantillons compactés à l'optimum

I.3.2.2.1 Description de l'essai

Dans le cadre de cette thèse, on a effectué trois séries d'essai pour déterminer les chemins oedométriques à succion contrôlée (0.1, 0.2, 0.4, 0.8, 1.5, 3, 6, et 9 MPa) sur les échantillons compactés à l'optimum, en utilisant le dispositif expérimental montré sur la Figure I - 17.

Néanmoins, les observations et les résultats de nos essais montrent que, avec ce montage, les membranes (pour PEG 6 000 et PEG 20 000) ont été percées pendant le chargement. Après avoir analysé le système, on a trouvé deux raisons possibles :

- Fissures due à la charge mécanique : comme on le montre sur la Figure I - 17 (à droite), la membrane peut être percée plus facilement dans les interactions entre la pierre poreuse et la cellule ; en fait, on a observé qu'il y avait des fissures dans ces endroits là quand on retire l'échantillon après l'essai ;

- Fissures dues aux attaques de bactéries : Chaque série d'essai dure presque un mois et demi pour atteindre l'équilibre de succion et la stabilité de la variation de déformation axiale. Pendant cette longue durée, il est très difficile d'évaluer la condition de la membrane, et notre observation était que les membranes étaient très fragiles après cette longue durée, en particulier, pour celles sous forte succion.

On a mis plus de 6 mois pour réaliser l'ensemble de cet essai, incluant : 1) le remplacement du joint torique par de la paraffine, et le collage de la membrane sur la cellule ; 2) l'amélioration d'un autre système existant, etc.. Mais, il y avait toujours des problèmes pour le système.

A cause de la fissuration de la membrane, l'essai à succion contrôlée est devenu en réalité un essai oedométrique standard avec transfert d'eau et de PEG, c'est-à-dire que, pendant le chargement, l'eau et le PEG peuvent traverser la membrane et entrer dans l'échantillon après la fissuration de la membrane.

Les difficultés pour traiter les résultats des essais sont que : 1) on ne sait pas exactement le moment où la membrane a été percée ; 2) on ne sait pas l'influence de la solution de PEG sur le comportement du sol, car les molécules de PEG peuvent aussi entrer dans l'échantillon et modifier la succion osmotique.

Si on analyse la Figure I - 19 (d) dans le plan de (e, σ_v) :

- **Pour les faibles succions (100, 200, 400 et 800 kPa) :** les échantillons suivent plutôt le chemin d'humidification parce que la succion initiale pour le sol compacté est de quelques MPa ; si la membrane a été percée pendant l'essai, l'eau peut entrer dans l'échantillon directement, mais, comme le degré de saturation de l'échantillon compacté est élevé (plus de 90%), normalement, il devait y avoir très peu d'eau qui entre ; dans cette condition, il y a pas de grande influences si la membrane a été percée, et on peut donc supposer qu'il y a des informations utiles pour les courbes aux faible succions imposées ;

- **Pour les fortes succions (1.5, 3, 6 et 9 MPa) :** pour les fortes succions, les membranes ont été probablement percées parce que les compressibilités sont plus grandes que celles de faibles succions, ce qui est l'inverse de la théorie ; mais, pour les 6 et 9 MPa, les compressibilités sont plus faible que celle de 1.5 et 3 MPa.

De toute façon, il semble qu'il soit très difficile d'analyser ces résultats, qui auraient dû être présentés dans un chapitre séparé de cette thèse ; finalement, on a rassemblé ces résultats (Figure I - 18 et Figure I - 19) dans ce chapitre en considérant que les matériaux étaient proches de la saturation pour compléter les essais de caratérisation mécanique, l'essai oedométrique NC, et l'essai oedométrique Compacté.

C'est décourageant, mais nos expériences et observations montrent des aspects importants :

- avant de commencer l'essai, il est essentiel de tester le dispositif expérimental et la durabilité de la membrane ; l'essai ne peut pas être démarré sans tester la membrane et le système car la fissure de membrane pendant l'essai peut détruire tout l'essai ;

- pour commencer, il est préférable de simplifier le système, par exemple, la cellule oedométrique, le système de circulation de PEG, etc. ;

- si possible, il est préférable de tester la membrane pendant l'essai, par exemple, sortir le PEG et imposer une pression d'air en dessous de la membrane, la variation de la pression d'air peut indiquer la condition de la membrane.

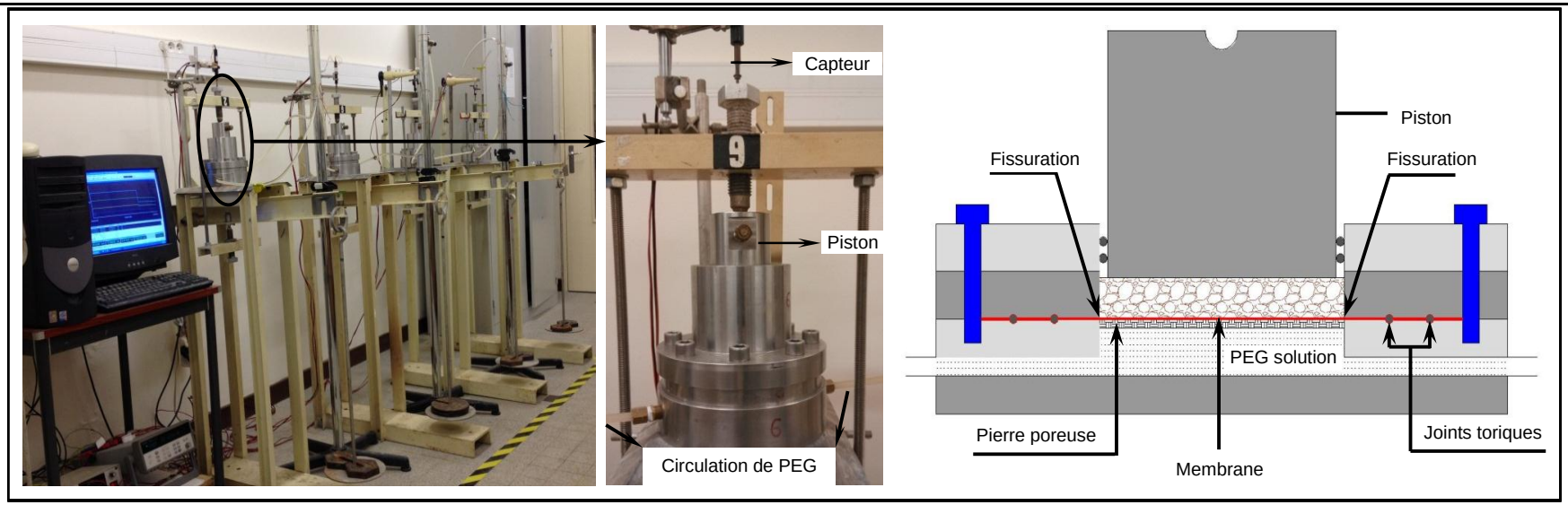


Figure I - 17 : Dispositif expérimental pour l'essai oedométrique à succion contrôlée

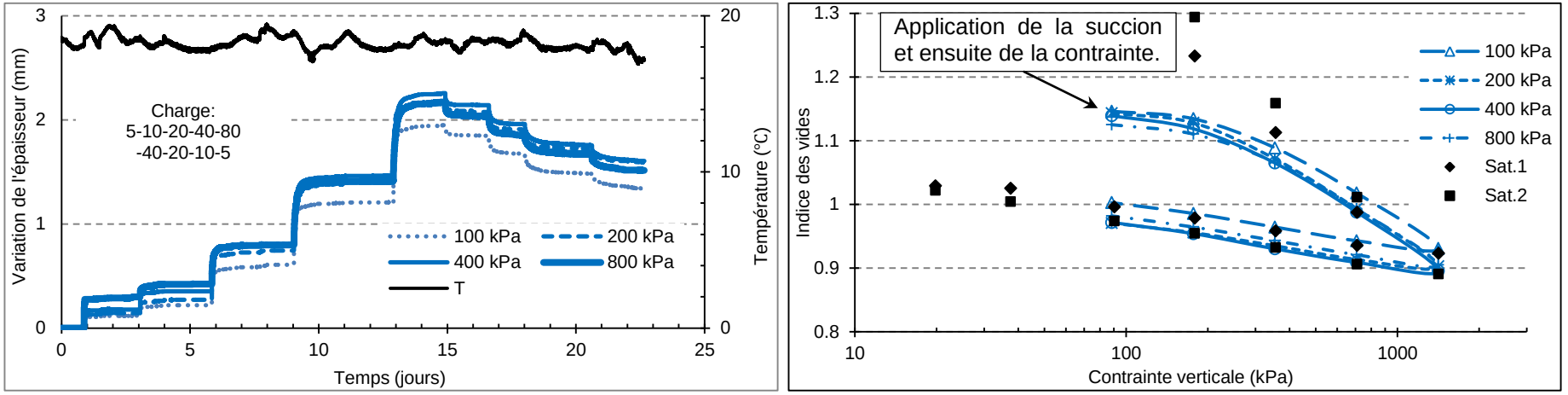


Figure I - 18 : Chemins oedométriques pour les échantillons compactés à l'optimum - 1

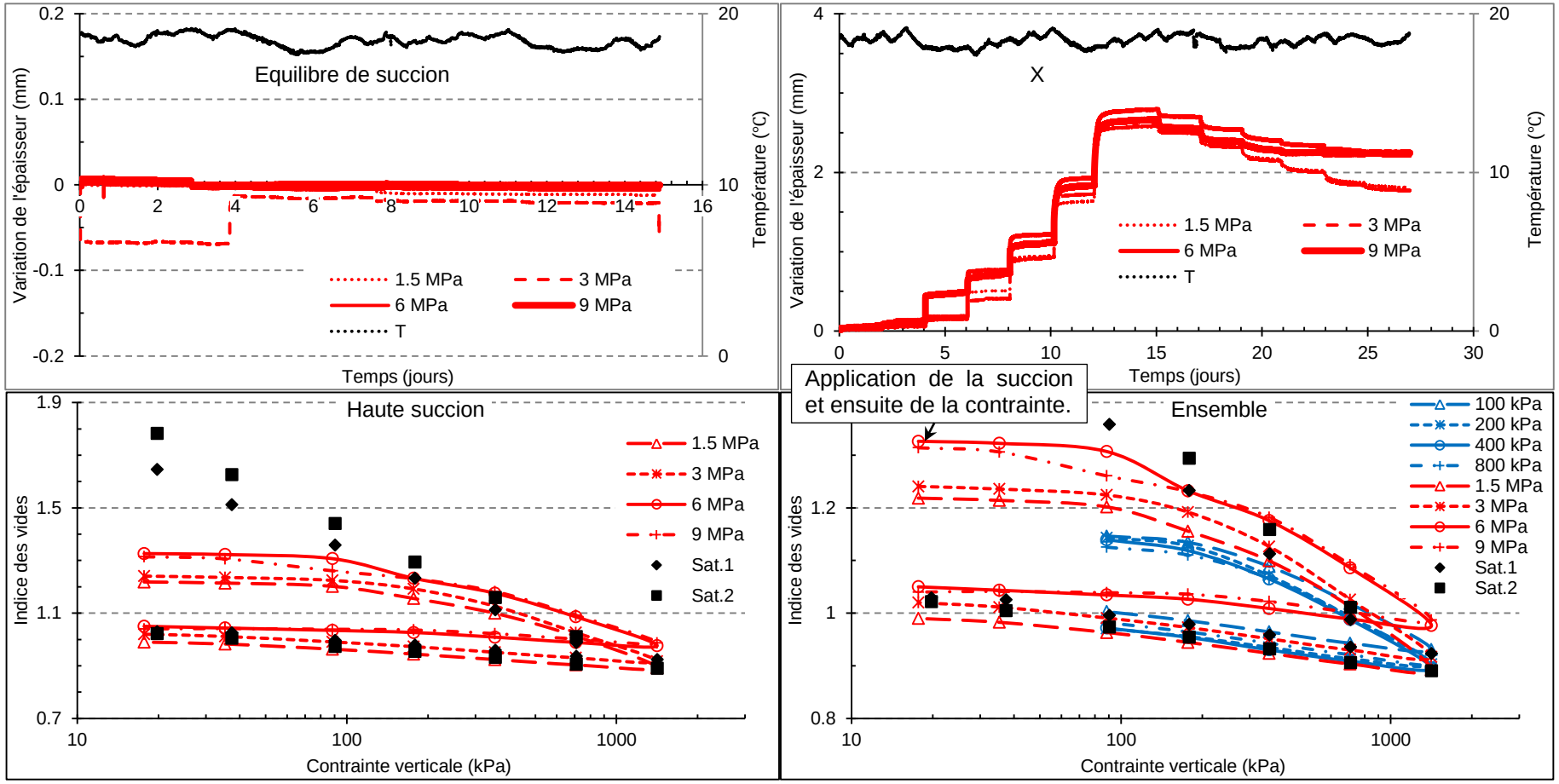


Figure I - 19 : Chemins oedométriques pour les échantillons compactés à l'optimum - 2

I.4 Caractérisation mécanique : chemins triaxiaux

Dans ce sous-chapitre, on présente les chemins triaxiaux sur les échantillons saturés : 1) Normalement Consolidés (NC) ; 2) SurConsolidés (SC) ; 3) Compactés (Comp.).

I.4.1 Chemins triaxiaux sur les échantillons saturés NC

I.4.1.1 Dispositif expérimental

Le dispositif expérimental (Figure I - 23) est composé des éléments ci-dessous :

- **Centrale d'acquisition :** Un ordinateur permettant de afficher les figures de l'essai et d'enregistrer les données à chaque pas de temps ;

- **Deux contrôleurs pression-volume GDS :** Ils fournissent à la cellule triaxiale des pressions précises, l'une pour la pression de confinement (σ_3), l'autre pour la contre pression ou la pression interstitielle (u_w) ; et ils mesurent en même temps la variation de volume.

- **Presse :** Une presse TRITECH de 50 kN permet de faire monter ou descendre la plaque sur laquelle repose la cellule triaxiale.

- **La cellule triaxiale :** une petite cellule triaxiale pour échantillons de 35 mm de diamètre et 70 mm de hauteur est utilisée.

I.4.1.2 Procédure expérimentale

En général, pour faire un essai triaxial classique, un échantillon cylindrique avec certaine taille, par exemple 35 mm de diamètre et 70 mm de hauteur pour la petite cellule triaxiale, doit être préparé avant le commencement de l'essai. Pour l'essai saturé, l'échantillon doit être saturé par une rampe de saturation, et son degré de saturation est normalement contrôlé par le coefficient de SKEMPTON B. Après la saturation, l'échantillon est consolidé pendant un certain de temps selon la nature du sol. Et, on fait finalement l'écrasement pour déterminer la ligne d'état (NC) critique et l'angle de frottement interne du sol.

L'essai triaxial saturé comporte principalement les étapes de : 1) préparation de l'échantillon ; 2) saturation de l'échantillon ; 3) consolidation de l'échantillon ; 4) écrasement ; 5) détermination de l'état final et traitement des données.

I.4.1.2.1 Préparation de l'échantillon

La préparation de l'échantillon se compose des étapes suivantes :

- **Préparation de la poudre du sol :** Comme celle de l'essai oedométrique.

- **Préparation de la pâte du sol :** On mélange la poudre du sol avec une quantité d'eau qui égale à 2 fois la limite de liquidité. En fait, une teneur en eau initiale plus élevée est nécessaire parce que la teneur en eau diminue pendant l'agitation de la pâte.

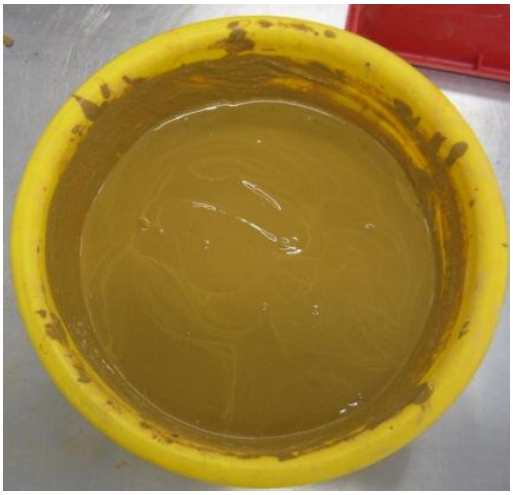
- **Agitation :** C'est fait par un agitateur assez puissant pendant au moins 48 heures, jusqu'à ne plus voir de bulles d'air dans la pâte du sol.

  Note : *l'agitation du sol est une étape très importante de la préparation, car il n'est pas facile de sortir l'air de l'éprouvette quand elle est mise dans le consolidomètre, qui est sous l'eau. En effet, notre première série d'essais a été effectuée sur des éprouvettes préparées dans de*

moins bonnes conditions à cause d'une agitation insuffisante. Les résultats sont bizarres en ne peuvent pas être expliqués, car les éprouvettes ne sont pas totalement saturées en raison de la présence de bulles d'air. La consolidation est donc déterminée par les conditions de préparation de la pâte, et le moins de bulles d'air possible afin d'obtenir les meilleurs résultats possibles.



1ère préparation en 2012



2ème préparation en 2013

Figure I - 20 : Préparation de la pâte

- **Mise en place de la pâte :** La pâte est soigneusement mise dans le consolidomètre qui est constitué par une colonne métallique de 35 mm de diamètre et d'environs 22 cm de longueur, deux pierres poreuse, un support plastique, etc. (Figure I - 24).

- **Consolidation :** Les poids sont ajoutés progressivement sur le support au dessus de l'échantillon ; chaque palier dure au moins 3 jours pour que l'échantillon puisse bien se consolider et que les bulles d'air puissent avoir le temps de sortir. Les poids que l'on utilise sont 1 kg, 2 kg, 5 kg, et 10 kg, c'est-à-dire 10 kPa, 20 kPa, 50 kPa et 100 kPa de contrainte verticale. Le schéma et la photo du montage sont montrés sur la Figure I - 24.

I.4.1.2.2 Saturation de l'échantillon

- **Préparation de l'essai :** Celle-ci consiste à :

  - Retirer l'éprouvette qui a été précédemment consolidée ;
  - Couper une longueur de 1 cm de l'éprouvette pour mesurer la teneur en eau initiale ;
  - Prendre le reste de l'éprouvette, et mesurer sa hauteur et son diamètre (ici, le diamètre est égal au diamètre intérieur de la colonne cylindrique, 35 mm) ;
  - Installer l'éprouvette sur la base de la cellule triaxiale, et l'entourer d'une membrane avec un joint torique, comme montré sur la Figure I - 23 (en bas) ;
  - Remplir la cellule avec de l'eau ; déplacer la cellule, et connecter les éléments (la cellule, les GDS, la centrale d'acquisition, etc.).

- **Phase de stabilisation et circulation d'eau initiale :** On impose la pression de confinement (σ_3) et la contre-pression (u_w), et on laisse une pression différentielle entre les deux (par

exemple σ_3 - u_w = 10 kPa) pour que la membrane soit bien appliquée sur l'extérieur de l'éprouvette ; ce processus dure environ 30 minutes.

- **Rampe de saturation de l'éprouvette :** On augmente la pression de confinement (σ_3) et la contre-pression (u_w) avec une vitesse assez faible (10 - 12 kPa/heure, Figure I - 21) en utilisant le programme du logiciel GDSLAB.

  Théoriquement, la saturation de l'éprouvette augmente quand la pression de confinement est plus grande et la vitesse est assez petite. Néanmoins, la cellule que l'on utilise ne permet pas travailler sous une pression très grande (au maximum 1700 kPa). En pratique, on continue jusqu'à obtenir une pression de confinement de 620 kPa, et une contre-pression de 600 kPa. Ce processus dure presque deux jours.

  Note : Au début, nous avons fait la rampe de saturation avec une vitesse de 25 kPa/heure, mais nous avons trouvé des valeurs de B sont faibles (inférieures à 0.9) ; puis, nous avons diminué cette vitesse à 12 kPa/heure, la valeur de B a un peu augmenté (environ 0.9), mais elle est encore faible.

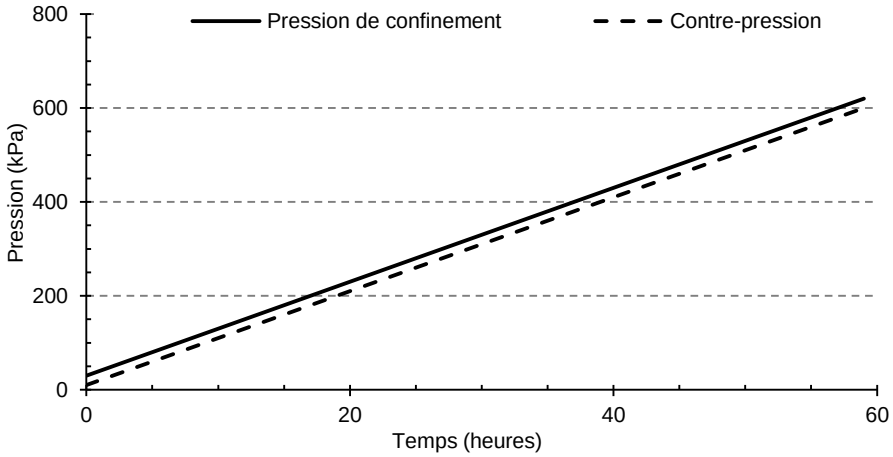


Figure I - 21 : Rampe de saturation de l'échantillon pour l'essai triaxial

- **Mesure de B :** Quand l'étape précédente est terminée, on augmente directement la pression de confinement de 620 à 670 kPa, et on observe la variation de la pression interstitielle d'eau dans l'échantillon.

  En général, la pression interstitielle augmente d'abord rappidement, puis lentement, jusqu'à être stable après 1 ou 2 heures. Selon SKEMPTON (1954), la valeur de B est calculée par la formule :

$$\frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} = B = \frac{1}{1 + nC_v / C_c}$$

  Avec
  - Δu variation de pressions interstitielle d'eau
  - $\Delta\sigma_3$ variation de pressions de confinement
  - n porosité de l'échantillon
  - C_v compressibilité de fluide (air et eau) dans les vides
  - C_c compressibilité de la structure de l'éprouvette

  Il est intéressant et important de noter que :

- En général, B augmente avec le degré de saturation, il est égale à l'unité quand l'échantillon est totalement saturé (SKEMPTON, 1954) ;

- Néanmoins, plusieurs chercheurs (WISSA et LADD, 1965 ; LEE et al., 1969) ont effectué des essais afin d'illustrer la relation entre le coefficient B et le degré de saturation pour différents types de sol avec différentes pressions de confinement. Leurs résultats ont montré qu'une valeur de B faible n'indique pas nécessairement une condition non-saturée pour l'échantillon testé, parce que la compressibilité de la structure du sol (C_c) était faible et n'était pas négligeable par rapport à celle de la structure du sol (C_v) pour les sols raides.

- Plusieurs méthodes supplémentaires ont été proposées pour tester le degré de saturation par WISSA et LADD (1965), CHANEY et al. (1980), etc..

- Pour nos essais, quelquefois, si la valeur de B est très faible (inférieure à 0.90), une deuxième rampe de saturation avec la mesure de B est faite jusqu'à une pression de confinement d'environ 920 kPa.

I.4.1.2.3 Consolidation de l'échantillon

Après la saturation, l'échantillon subit une consolidation isotrope ; on impose en même temps la pression de confinement (σ_3), et la contre-pression (u_w) ; la différence entre ces deux pression est égale à la pression de consolidation (ici, 3 pressions de consolidation sont appliquées : 100 kPa, 200 kPa, et 400 kPa, Figure I - 22).

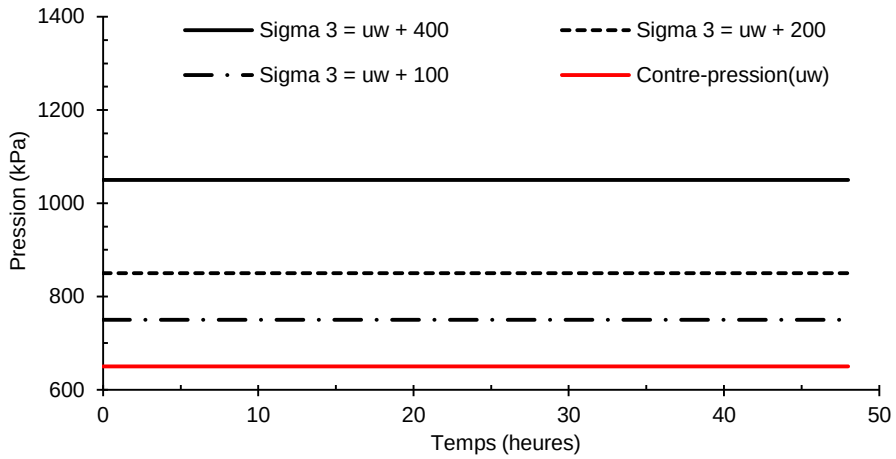


Figure I - 22 : Consolidation isotrope pour l'essai triaxial

I.4.1.2.4 Ecrasement

On impose une pression de confinement, et on la maintient constante ; puis on fait monter l'embase de la presse avec une vitesse très faible (par exemple, 0.5%/heure) ; l'éprouvette commence à se déformer une fois qu'elle est en contact avec le piston ; on arrête l'essai quand la déformation de l'éprouvette arrive à 20% ; pendant ce processus, les variations de la pression interstitielle, de la pression de confinement, de la force axiale, et du déplacement de l'embase sont mesurées par les capteurs correspondants.

Note : *pour tous nos essais triaxiaux (saturé et non-saturé), il y a toujours des problèmes de contact entre la bille et le piston de chargement au dessus ; généralement, la bille et le piston ne se situent pas dans le même axe, et quand la bille arrive au contact du piston, elle doit ajuster sa position pour être dans le même axe ; pendant cette période, l'échantillon en dessous de la bille bouge en raison*

de l'ajustement de la bille ; tous ces aspects créent des problèmes au début de l'essai, et on peut les observer sur les résultats de nos essais.

I.4.1.2.5 Mesure de la teneur en eau finale et traitement de données

- **Mesure de la teneur en eau finale :** Quand l'écrasement est fini, on débranche le montage et on retire soigneusement l'éprouvette ; puis on mesure sa teneur en eau finale.

- **Traitement de données :** Les données enregistrées dans l'ordinateur sont collés dans un fichier EXCEL, dans lequel tous les formules (Tableau I - 8) ont été programmées. Le déviateur de contrainte (q), la contrainte moyenne effective (p'), la variation de pression interstitielle (Δu_w), la déformation axiale (ε_1), l'indice de vides (e) et la contrainte moyenne effective (p') sont calculés automatiquement.

Tableau I - 8 : Traitement de données des essais triaxiaux

Paramètres	Mesures avant l'essai			Mesures pendant l'essai					
	w_i	H_i	D_i	u_w	σ_3	$\Delta V_{inter.}$	$\Delta V_{extér.}$	ΔH	ΔF
ε_1	$\varepsilon_1 = \Delta H / H_i \times 100\%$								
ε_v	$\varepsilon_v = \Delta V_{inter.} / v_0 = \Delta V_{inter.} / \left(\pi D_i^2 H_i / 4\right)$								
S	$S = V / H = (V_i + \Delta V) / (H_i - \varepsilon_1 H_i)$								
q	$q = \Delta F / S$								
p	$p = \frac{1}{3} q + \sigma_3$								
p'	$p' = (\frac{1}{3} q + \sigma_3) - u_w$								
Δu_w	$\Delta u_w = u_w - u_{w0}$								
e	$e = 2.83 w_i$								

I.4.1.3 Résultats pour les échantillons NC

La Figure I - 26 présente les chemins triaxiaux pour les échantillons normalement consolidés, on observe que dans les plans de :

- **e_1 - q :** le déviateur de contrainte (q) augmente avec la pression de consolidation (p_c) ; les déviateurs de contrainte maximum sont respectivement d'environ 80, 120 et 230 kPa, pour les pressions de consolidation de 100, 200 et 400 kPa ;

- **p' - q :** il existe une ligne de rupture (LEC-1) qui passe théoriquement par l'origine ; mais, pour des sols surconsolidés, dans lesquels les cohésions ne sont pas nulles, cette ligne peut ne pas passer par l'origine, comme LEC-2 sur la figure.

  Pour nos essais, on a fait un test simple (figure à droite) pour tester l'ordre de grandeur de la cohésion dans l'échantillon consolidé à 200 kPa. L'essai montre que l'échantillon (35 mm de diamètre et 70 mm de hauteur) peut supporter un poids de 2 kG, qui correspond à une contrainte d'environ 20 kPa.



L'angle de frottement interne est d'environ 22.3° pour les échantillons normalement consolidés, et 20.7° pour les échantillons faiblement surconsolidés.

- **e_1 - u_w :** comme le déviateur de contrainte, la variation de pression interstitielle d'eau augmente avec la pression de consolidation ; les pressions interstitielles d'eau (u_w) augmentent d'environ 50, 120 et 230 kPa, pour les pressions de consolidation de 100, 200 et 400 kPa.

- **p' - e :** il n'es pas évident de trouver la ligne d'état critique, parce que : 1) il y a une grande dispersion pour les indices des vides ; 2) la contrainte effective moyenne est comprise entre 100 et 400 kPa, ce qui est relativement limité.

L'ensemble des essais montre une dispersion assez apparente, surtout dans le plan de p' - q ; cette dispersion est acceptable pour un sol très plastique, qui est passé par plusieurs étapes de préparation (consolidation dans le consolidomètre, saturation et consolidation dans la cellule triaxiale, etc.) avant l'écrasement.

I.4.2 Chemins triaxiaux sur les échantillons saturés

I.4.2.1 Description de l'essai

Deux échantillons ont été consolidés dans le consolidomètre pendant deux semaines, sous les pressions de consolidation de 200 kPa et 400 kPa ; la pression de consolidation dans la cellule triaxiale était la même, 100 kPa ; les OCR (Over Consolidation Ratio) étaient donc respectivement de 2 et 4.

I.4.2.1 Résultats de l'essai

Les courbes roses sur la Figure I - 27 présentent les résultats ; on observe que :

- les déviateurs de contrainte sont respectivement de 80 et 155 kPa pour l'OCR 2 et l'OCR 4 ; ceci montre que l'histoire de la pression de consolidation influence la résistance du sol

- L'augmentation du déviateur fait que la courbe dépasse la LEC des échantillons NC ; si on lie les points maximum des déviateurs des l'OCR 4 et NC 400 kPa, on peut théoriquement obtenir une nouvelle ligne d'état critique pour les échantillons consolidés à 400 kPa ; similairement, une nouvelle ligne pour les échantillons consolidés à 200 kPa.

- Il semble qu'il n'y ait pas de différence apparente pour la variation de pression interstitielle d'eau, ceci montre que, par rapport au déviateur de contrainte (q), la pression interstitielle d'eau (u_w) est moins sensible à l'histoire de la pression de consolidation.

I.4.3 Chemins triaxiaux sur les échantillons saturés compactés

I.4.3.1 Description de l'essai

On prend les échantillons compactés précédemment, et on les coupe manuellement par une lame de fer et un carottier, dont le diamètre est de 35 mm, le hauteur est environ de 4 cm.

Des éprouvettes sont préparées aux teneurs en eau optimale et du côté humide car les échantillons compactés sont très rigides du côté sec ; il est très difficile de les couper, et en même temps, les particules sont moins collantes et on risque de les détruire.

On fabrique les éprouvettes manuellement (à gauche de la Figure I - 25) plutôt qu'en utilisant une machine (à droite de la Figure I - 25) parce que cette première méthode permet de faire une éprouvette avec la surface plus lisse et régulière, ce qui est important pendant l'étape d'écrasement

même si elle prend beaucoup plus de temps. La Figure I - 25 montre les deux méthodes que l'on a utilisées et la comparaison des éprouvettes.

I.4.3.2 Résultats de l'essai

Deux séries d'essai ont été faites : 1) les échantillons compactés à 38% ($w = w_{opt} - 2$) avec l'énergie de 15 coups par couche ; 2) les échantillons compactés à 48% ($w = w_{opt} + 10$) avec l'énergie de 25 coups par couche.

- **Résultats de 15 coups :** la Figure I - 28 présente les résultats pour 15 coups ; si on regarde les courbes dans le plan de p' - q, on trouve que la courbe du « Comp. 400 kPa » est plus ou moins sur la LEC de NC, ce qui montre que la préconsolidation du sol est environ de 400 kPa ; si on néglige la courbe du « Comp. 200 kPa), et relie les courbes des « Comp. 400 kPa » et « Comp. 100 kPa », on peut obtenir la nouvelle LEC pour les échantillons compactés à 15 coups et à la teneur en eau de 38%.

- **Résultats de 25 coups :** la Figure I - 29 présente les résultats pour 25 coups ; dans le plan p' - q, il est très difficile de distinguer les courbes de 25 coups et les courbes NC, parce que

  - les échantillons ont été compactés 10% plus humide de l'optimum et ils sont très proches de l'état de saturation ;

  - en raison de la teneur en eau et du degré de saturation élevés, la pression de préconsolidation de l'échantillon est beaucoup faible que la contrainte équivalente appliquée par la dame (environ 1 MPa).

  Pour une teneur en eau très élevée, on peut penser que le chemin triaxial est le même que le chemin triaxial NC ou légèrement SC.

Enfin, tous les résultats des essais triaxiaux ont été rassemblés sur la Figure I - 30.

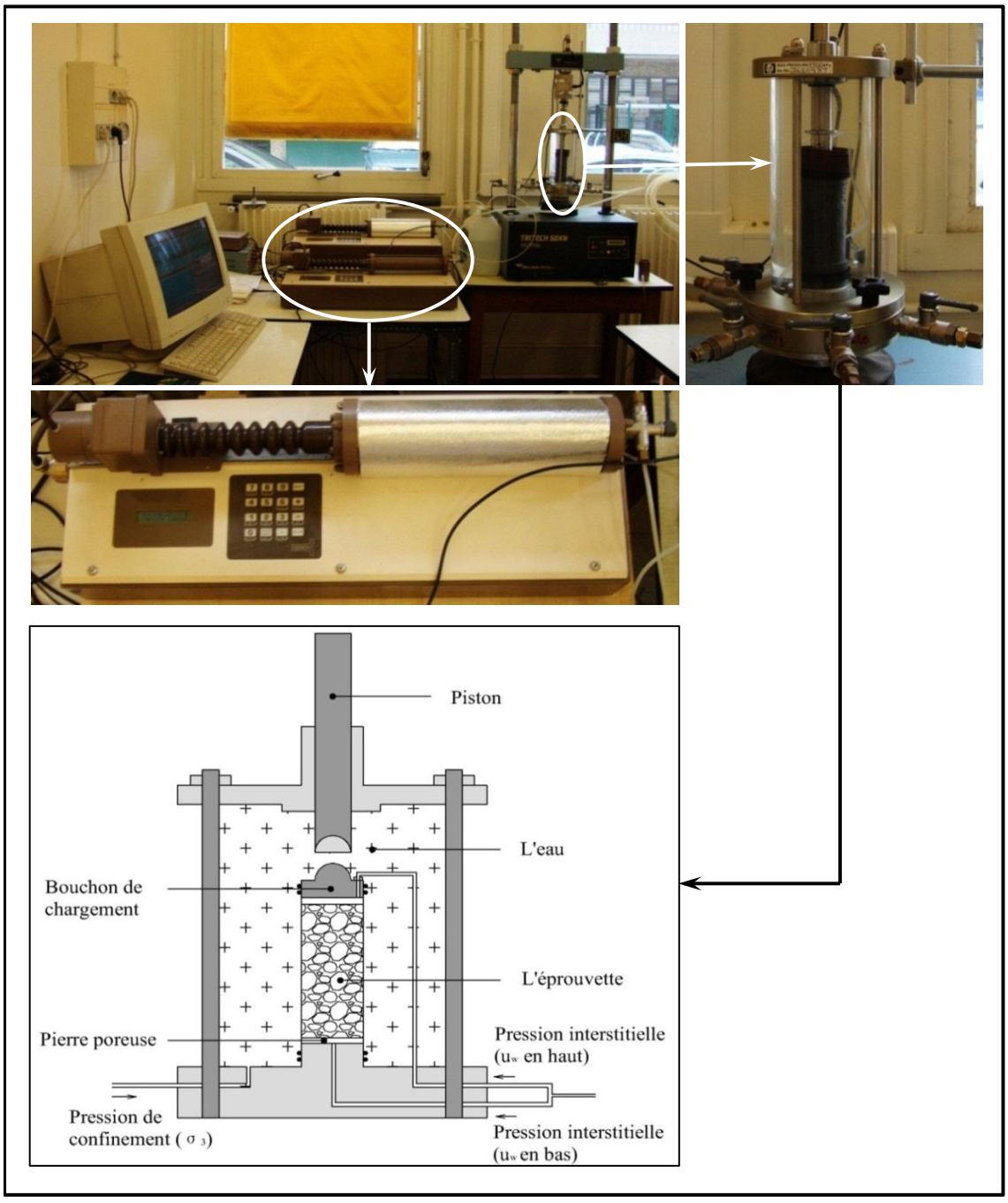


Figure I - 23 : Dispositif expérimental de l'essai triaxial saturé

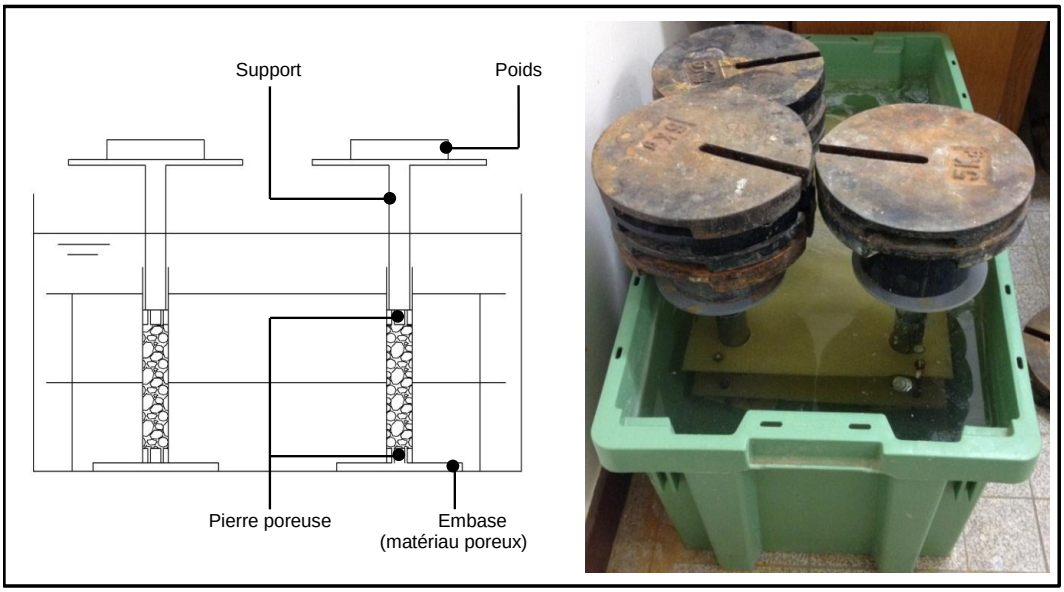


Figure I - 24 : Schéma et photo du consolidomètre

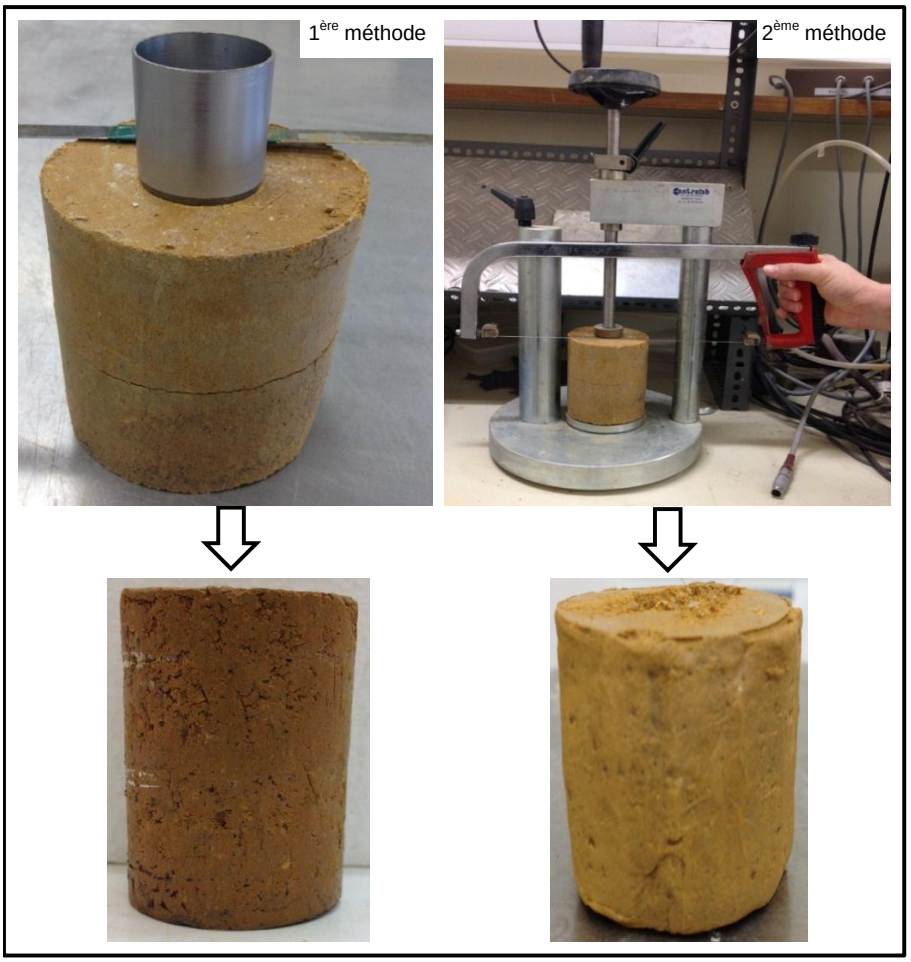


Figure I - 25 : Deux méthodes de la fabrication des éprovettes pour les essais traxiaux compactés (1ère : par une carottier ; 2ème : par une machine et une lame de fer)

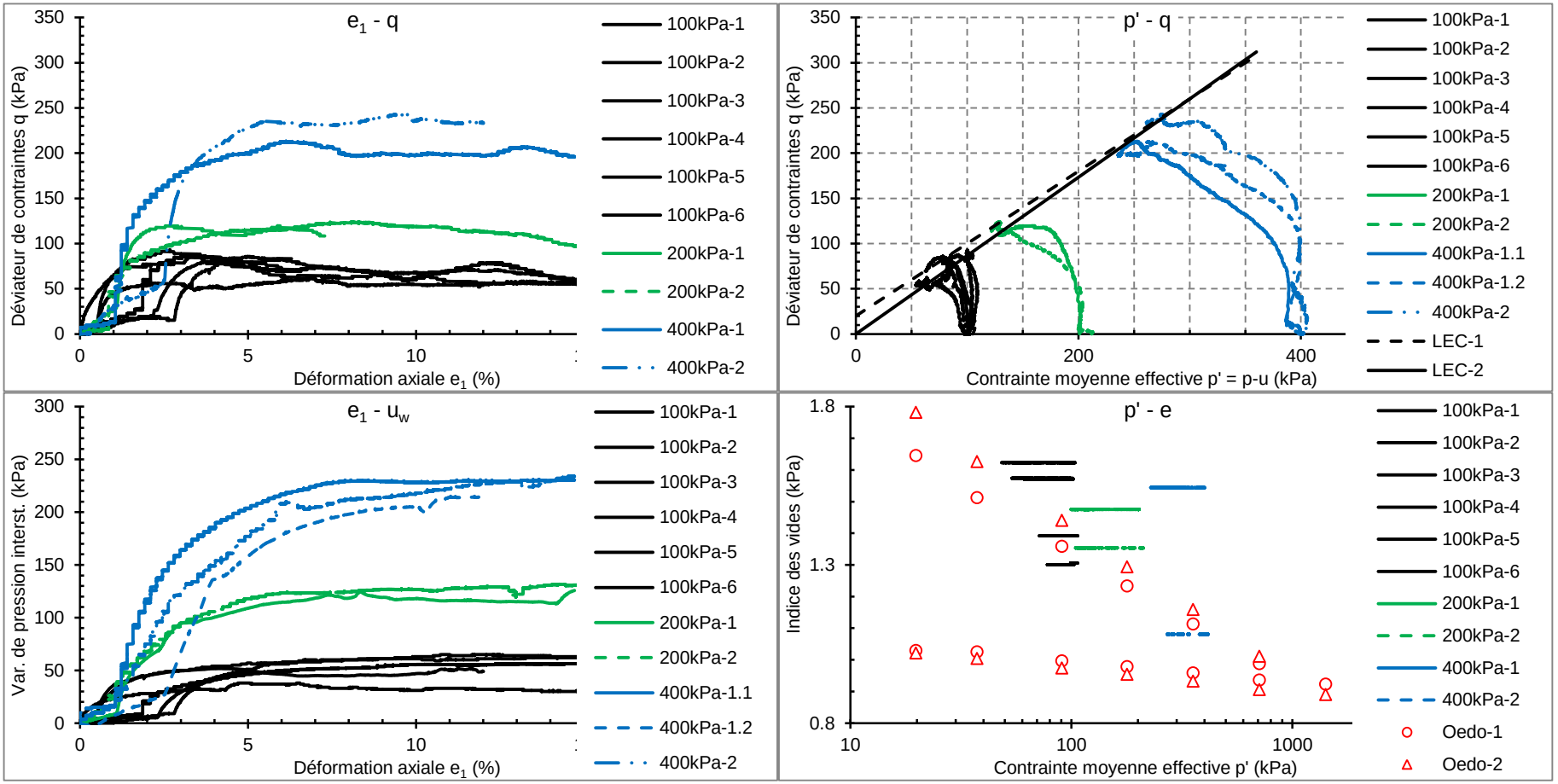


Figure I - 26 : Chemins triaxiaux sur les échantillons NC

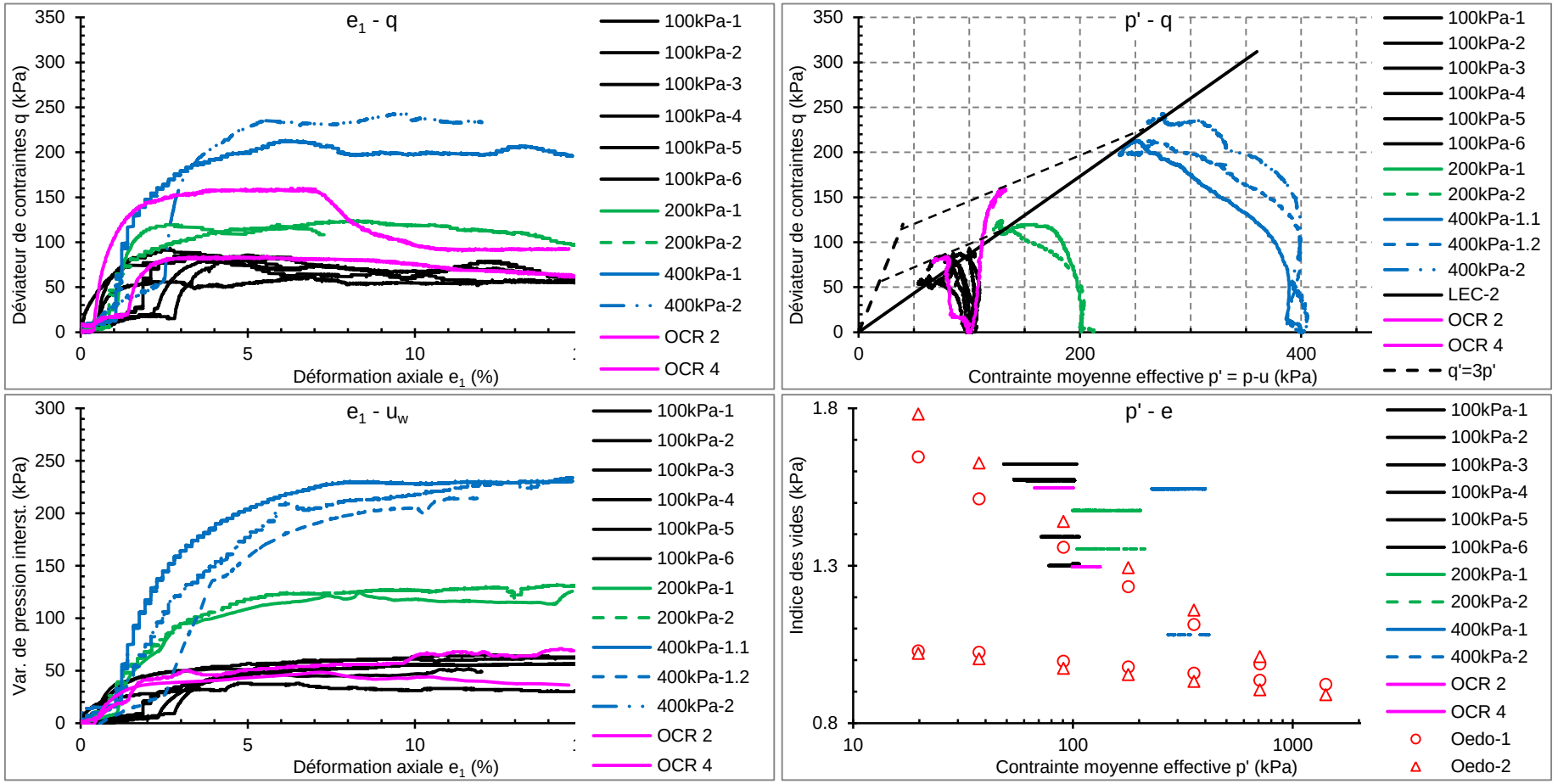


Figure I - 27 : Chemins triaxiaux sur les échantillons SC

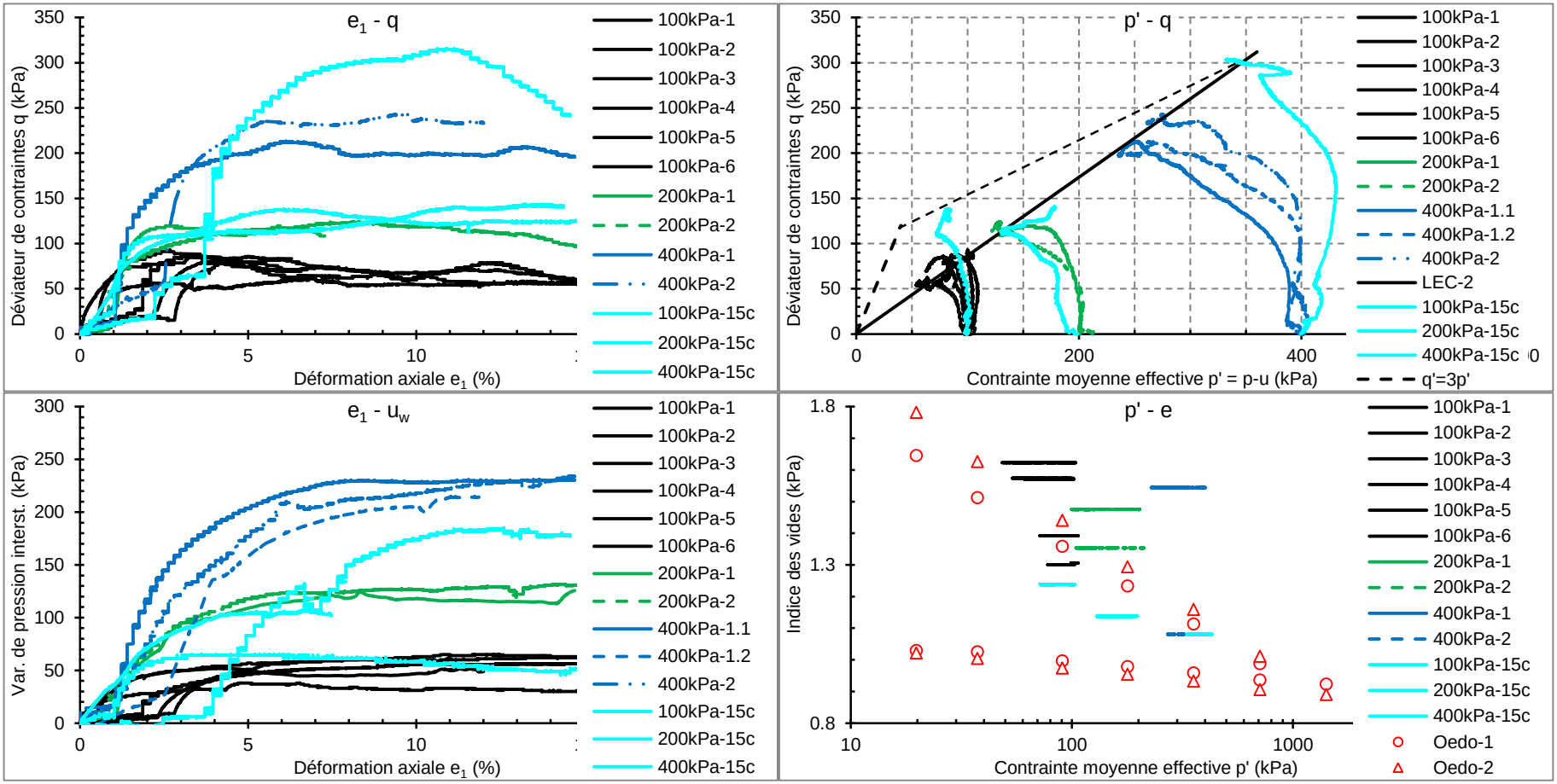


Figure I - 28 : Chemins triaxiaux sur les échantillons compactés (15c)

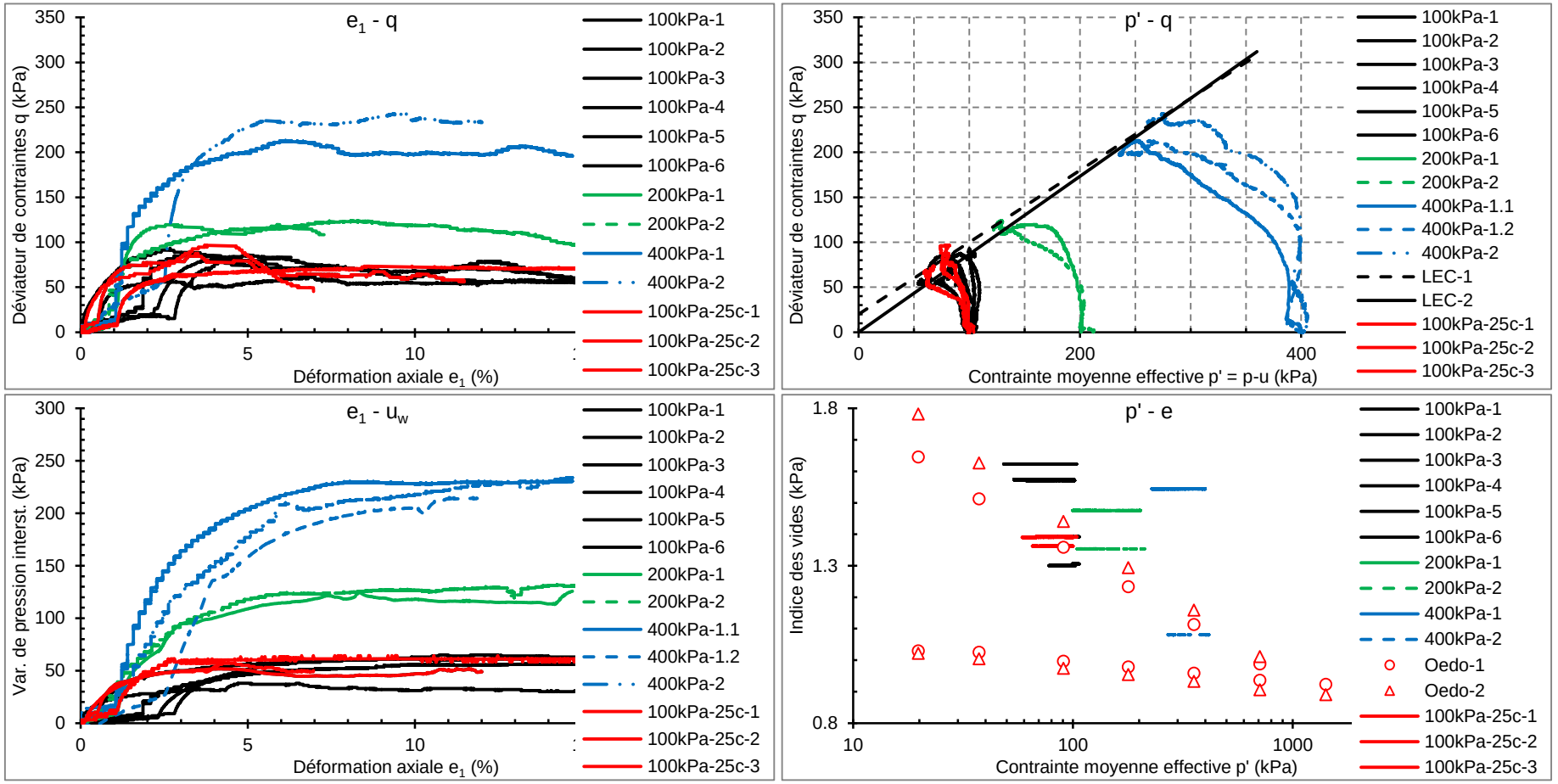


Figure I - 29 : Chemins triaxiaux sur les échantillons compactés (25c)

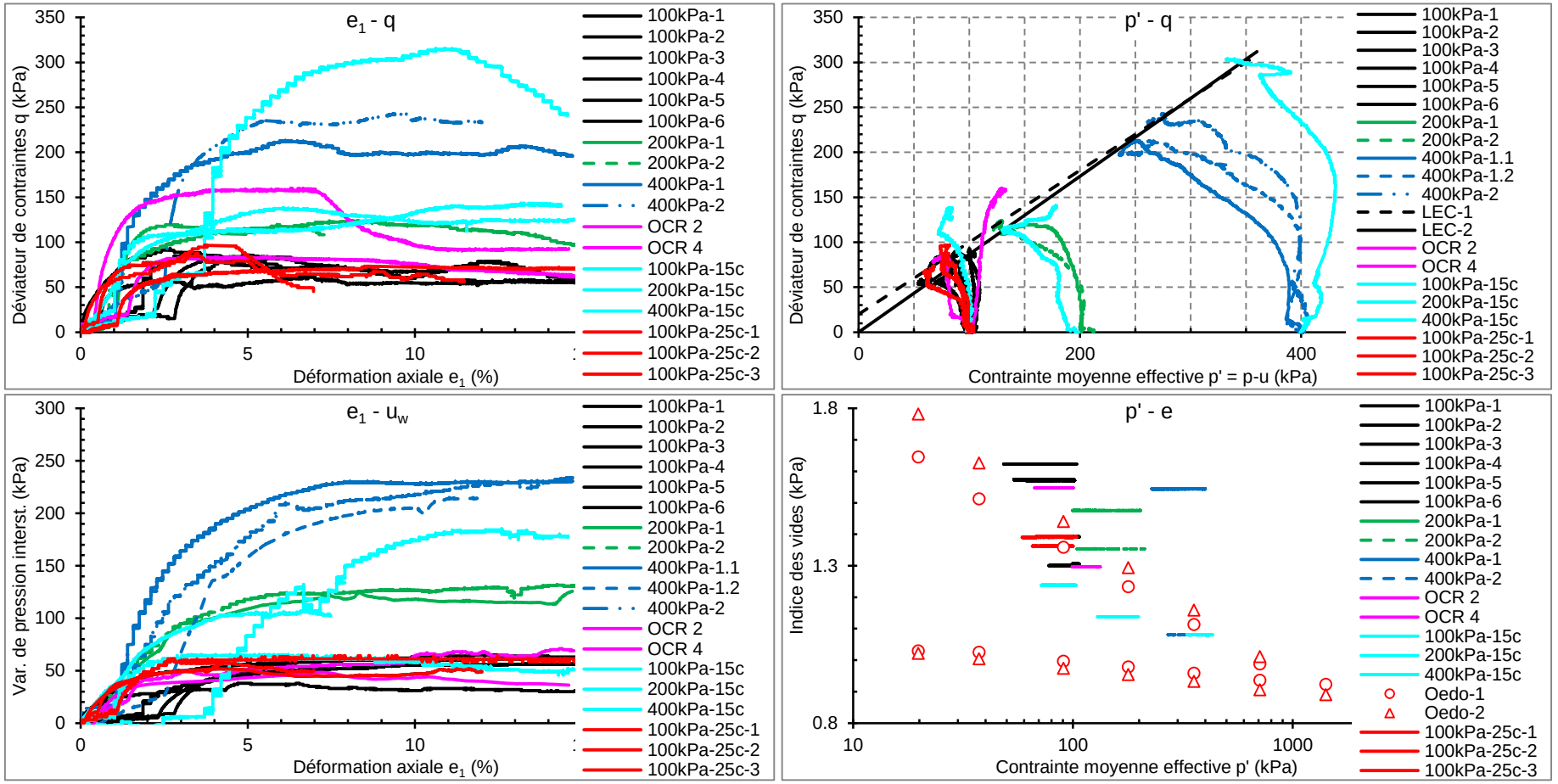


Figure I - 30 : Chemins triaxiaux sur les échantillons saturés (ensemble)

I.5 Conclusion

Pour les différents essais présentés précédemment, les paramètres du sol sont rassemblés dans le Tableau I - 9.

Tableau I - 9 : Paramètres (caratérisation physique et mécanique) du sol

	masse vol.	Bleu méthylène	Limites d'Atterberg	Granulo. et sediment.	PROCTOR	Oedo.	Triaxial
ρ_s (g/cm^3)	2.83						
VBS		16.80					
W_L (%)			70.45 (cône) 73.15 (Cas.)				
W_P (%)			37				
I_P			Exp.: 33, 36 Corrél.42, 44				
D70 (µm)				2			
w_{opt} (%)					40.0 (15 c) 37.5 (25 c) 33.5 (35 c)		
$\rho_{d\text{-}opt}$ (g/cm^3)					1.26 (15 c) 1.33 (25 c) 1.37 (35 c)		
C_c						Exp.: 0.37/0.46 Corrél.:0.5/0.54	
C_s						0.057 0.071	
φ							22.3° NC 20.7° SC
LEC							$q = 0.87p'(\mathrm{NC})$ $q = 0.80p' + 20(SC)$

Chapitre II Etude du compactage

I.1 Introduction

Afin d'enricher la connaissance sur le comportement des ouvrages en sol compactés, nous avons étudié dans ce chapitre les courbes iso-succion dans les sols compactés et l'évolution des déformations plastiques et élastiques sous l'effet de chargements cycliques, et notamment :

- **Les paramètres de compactage PROCTOR Normal et Modifié :** Comme cela a déjà été montré, le compactage du sol est influencé par la teneur en eau, la densité sèche, la nature du sol, l'énergie de compactage, etc.. Parmi ces paramètres, nous avons analysé l'influence de l'énergie et de la teneur en eau ; nous avons mesuré la succion afin de tracer les courbes PROCTOR à différentes énergies de compactage en même temps que les courbes iso-succion.

- **L'orniérage (déformation plastique) :** Les déformations (plastiques et élastiques) du sol compacté varient toujours dans le temps quand les paramètres d'environnement changent, par exemple, la température, la contrainte de chargement ou déchargement, la fréquence de chargement, etc.. Ces problèmes sont évidents dans les remblais de barrage, les remblais routiers. Dans cette partie, on a construit un montage qui peut appliquer un nombre assez important de chargements cycliques et mesurer les déformations correspondantes. Pour chaque cycle, on peut calculer la déformation plastique et la déformation élastique, et enfin, une relation est établie entre la déformation et le nombre de cycle.

- **Le matelassage (déformation élastique) :** Dans les ouvrages réels, les sols compactés que l'on rencontre le plus souvent sont non-saturés avec de l'air emprisonné, dont la déformation sous charge est théoriquement réversible. Néanmoins, la mesure directe de cette déformation pandant le fonctionnement de l'ouvrage est très compliquée et inconnue en raison de la dissolution et de la diffusion de l'air. Pour explorer ces aspects, on a réalisé des essais, avec mesure de la déformation élastique (ou de l'enfoncement relatif élastique) du sol et de la perméabilité à l'air dans l'échantillon compacté.

- **Microstructure :** Dans cette partie, nous nous sommes intéressés à la microstructure du sol compacté, surtout sous différentes succions. On a réalisé des essais de porosimétrie au mercure sur des échantillons compactés et des échantillons à succion contrôlée. Une comparaison a été faite entre les échantillons avec et sans contrôle de succion.

Il y a trois grande parties dans ce chapitre : 1) Bibliographie ; 2) Etude expérimentale ; 3) Résultats.

II.2 Bibliographie

II.2.1 Paramètres du compactage PROCTOR

Dans cette bibliographie, on introduit successivement : 1) la théorie du compactage ; 2) les paramètres de compactage ; 3) la mesure de la succion dans les sols compactés ; 4) les courbes iso-succion des sols compactés

II.2.1.1 Théorie du compactage

La théorie du compactage se compose : 1) des interactions entre les particules ; 2) de la structure des sols compactés.

- **Les interactions entre les particules :** les interactions entre les particules d'un sol dépendent en grande partie de leur nature (granulaire ou colloïdale) ; elles se font, soit par contact direct des grains, soit par l'intermédiaire de forces électromagnétiques. Dans le cas des sols granulaires, ce sont les interactions de contact qui prédominent ; par contre, dans le cas des argiles, ce sont les interactions électromagnétiques entre particules et avec le milieu dans lequel elles se trouvent (CAMAPUM DE CARVALHO et al., 1987).

  LAMBE (1958) a indiqué que les interactions dans les argiles dépendent de quatre types de forces :

  - les forces externes appliquées : elles se traduisent par des contraintes effectives qui dépendent de la surface de contact et de la déformabilité propre des particules ;
  - les forces de contact : elles sont directement liées aux forces extérieures appliquées, et peuvent être des forces du type minéral-minéral, minéral-air et minéral-eau ;
  - les forces d'attraction : elles sont essentiellment dues aux forces de Van der Waals ;
  - les forces de répulsion : elles varient dans le même sens que la constante électrique, la dimension des ions hydratés, l'épaisseur de la double couche, le pH et l'adsorption d'anions ; mais, en sens contraire de la température, de la valence ionique et de la concentration électrolytique.

  Cette théorie a été développée par LE ROUX (1972), CAMAPUM DE CARVALHO et al. (1987). La Figure II - 1 montre les interactions en fonction de la distance entre les particules.

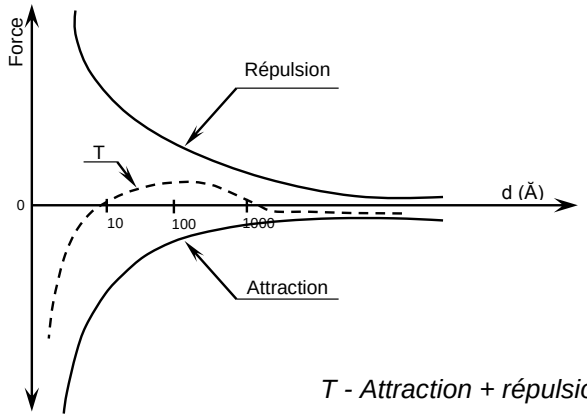


Figure II - 1 : Forces d'attraction et de répulsion en fonction de la distance entre les particules (d'après LE ROUX, 1972 ; cité par CAMAPUM DE CARVALHO et al., 1987)

- **La structure des sols compactés :** la théorie du compactage est d'abord proposée par PROCTOR (1933, cité par OLSON, 1963), puis développée largement à partir des années 1930.

  LAMBE (1958) a expliqué la forme de la courbe de compactage en prenant en compte les interactions physico-chimiques du système sol-eau (Figure II - 2). Il a indiqué :

  - Pour le point A du côté sec, la quantité d'eau est insuffisante pour développer entièrement la double couche, et les forces d'attraction sont prédominantes, ce qui conduit à une structure floculée, à un arrangement désordonné des particules ;
  - Du point A au point B, l'augmentation de la teneur en eau permet le développement de la double couche, ce qui provoque une augmentation des forces de répulsion. Ceci conduit à une structure de plus en plus orientée ;
  - Pour le point C du côté humide, la double couche continue à se développer et les forces de répulsion à augmenter. La structure du sol devient encore plus orientée.

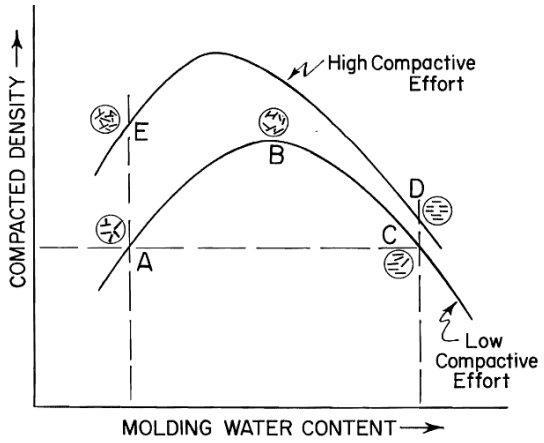


Figure II - 2 : Les effets du compactage sur la structure (d'après LAMBE, 1958)

COLLINS et MCGOWN (1974) suggèrent que l'on peut décrire la structure d'un sol à l'aide de trois types d'unités de base : 1) L'arrangement des particules élémentaires (plaquettes) ; 2) L'assemblage des particules (agrégats) ; 3) Les espaces vides. LI (1999) a indiqué qu'il semble que ce classement convienne très bien pour les sols fins non saturés.

En se basant sur les travaux de COLLINS et MCGOWN (1974), GENS et ALONSO (1992) ont proposé un schéma de texture pour les sols fins gonflants, et indiqué que :

- si la texture est dominée par l'arrangement des particules élémentaires, on aura une texture « matricielle », qui est typique des sols compactés du côté humide de l'optimum PROCTOR ;
- si elle est composée par les mottes en forme de grains, on aura une texture « agrégée », qui est représentative de la majorité des sols naturels ou compactés du côté sec de l'optimum PROCTOR.

CABOT et LE BIHAN (1993) ont étudié l'évolution de la texture de l'argile pendant le compactage (Figure II - 3), et l'importance de maintenir une corrélation entre le degré de compactage et la teneur en eau.

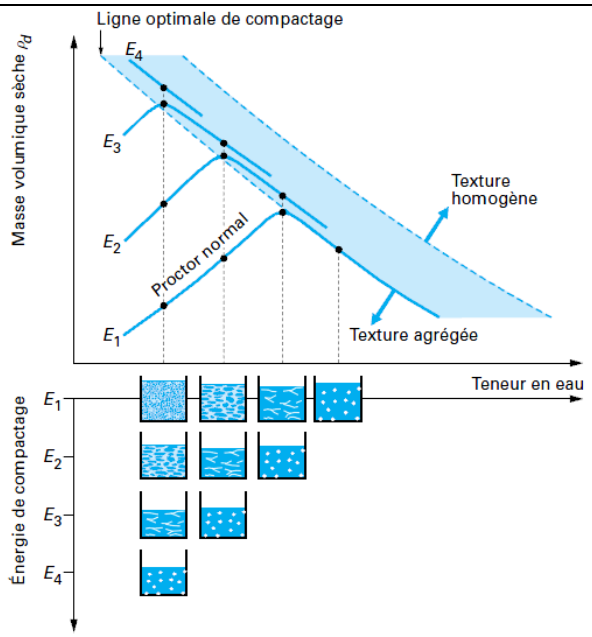


Figure II - 3 : Évolution de la structure d'une argile compactée en fonction de teneur en eau et d'énergie de compactage (d'après CABOT et LE BIHAN, 1993 ; cités par DELAGE et CUI, 2000)

BOUTONNIER (2007) considère quatre domaines de saturation pour les sols compactés (Figure II - 4) :

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

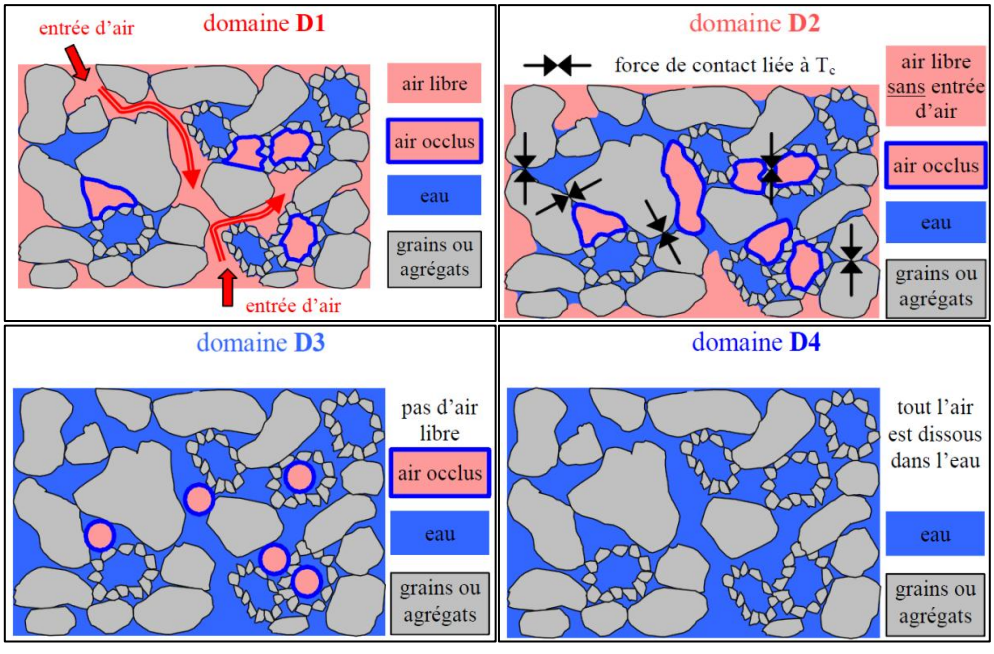


Figure II - 4 : Représentation schématique de l'état de saturation (d'après BOUTONNIER, 2007)

En se basant sur quelques résultats de la littérature, BOUTONNIER (2007) considère que le domaine D2 couvre l'optimum PROCTOR et une partie du côté humide de l'OPN, et peut être généralisé sur la ligne optimale de compactage (Figure II - 5).

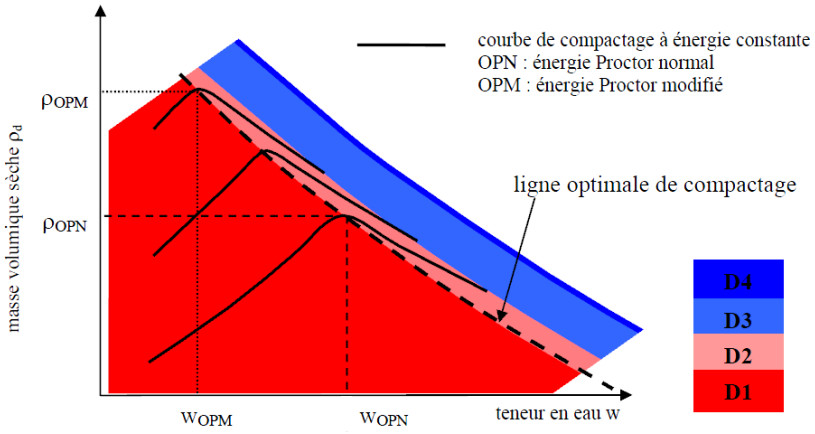


Figure II - 5 : Limites des domaines D1, D2, D3 et D4 sur le diagramme de l'essai PROCTOR pour des sols fins (d'après BOUTONNIER, 2007)

II.2.1.2 Les paramètres de compactage

Les paramètres influents lors du compactage sont :

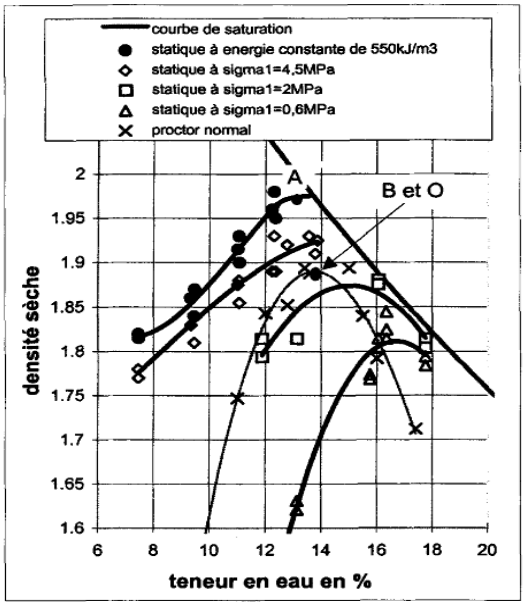
- **La méthode de compactage :** Les variations de comportement hydraulique et mécanique d'un même sol compacté selon différentes méthodes sont dues au fait que ces méthodes induisent des déformations de cisaillement d'amplitudes très différentes ; par ailleurs, selon leur composition, les sols seront plus ou moins sensibles à la méthode de compactage utilisée (CAMAPUM DE CARVALHO et al., 1987).

  Au niveau du laboratoire, deux types de compactage sont souvent utilisés : compactage dynamique (la méthode PROCTOR, ou CBR), et compactage statique (par différents systèmes mécaniques).

  MESBAH et al. (1999) ont effectué une série d'essai sur des sols fins argileux en utilisant différents types de compactage pour comparer l'efficacité de chaque méthode. Sur Figure II - 6, ils ont trouvé 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/m^3 (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 g/cm^3 supérieure à celle du PROCTOR Normal.

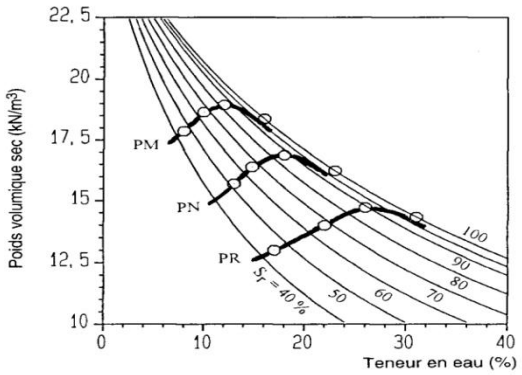


Définitions	w : Teneur en eau (%)	γ_d/γ_w : densité sèche	Énergie (kJ/m^3)
O : Optimum Proctor Normal	13,8	1,89	550 délivrée
A : compactage statique	13,8	1,96	550 fournie
B : compactage statique	13,8	1,89	300 fournie

Figure II - 6 : Influence de méthode de compactage (MESBAH et al., 1999)

- L'énergie de compactage : SERRATRICE (1995) a réalisé des essais PROCTOR (PROCTOR Modifié,PM ; PROCTOR Normal,PN ; et PROCTOR Réduit, PR) sur d'une argile avec des énergies de compactage différentes. Les courbes PROCTOR correspondantes sont présentées sur la Figure II - 7.

  Les résultats montrent clairement 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

Figure II - 7 : Courbe PROCTOR d'une argile avec différentes énergies de compactage (d'après SERRATRICE, 1995)

- **La teneur en eau :** Pour une courbe PROCTOR (Figure II - 8), la densité sèche (ou la masse volumique sèche) augmente avec la teneur en eau, puis elle diminue après la teneur en eau maximale. DELAGE et CUI (2000) ont indiqué que :

  - Lorsque la teneur en eau est faible, le sol est rigide et difficile à comprimer. Ainsi, on obtient une faible densité et une haute teneur en air ;

- Lorsque la teneur en eau augmente, l'eau agit comme un lubrifiant, provoquant un ramoullissement du sol qui devient plus déformable, ce qui aboutit à des densités plus élevées et des quantités plus faibles d'air contenu ;

- Lorsque la teneur en eau est encore augmentée, une étape est atteinte lorsque l'eau et l'air en combinaison ont tendance à maintenir les particules du sol séparées, et à empêcher toute diminution appréciable de la teneur en air. Les vides totals, cependant, continuent à augmenter avec la teneur en eau et donc la densité sèche du sol diminue.

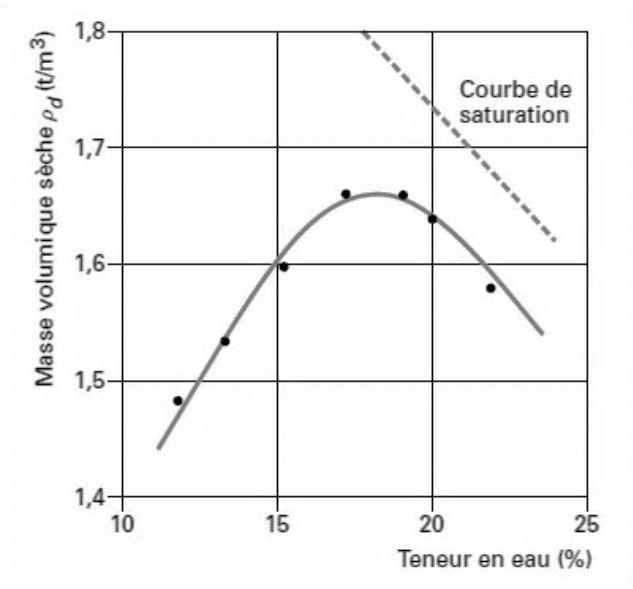


Figure II - 8 : Courbe PROCTOR du Limon de Jossigny (DELAGE et CUI, 2000)

- **La granulométrie :** WILLIAMS et al.(1949) ont étudié systématiquement le compactage du sol. La Figure II - 9 montre que la forme de la courbe PROCTOR est régie par la granulométrie du sol. Plus précisément, un sol moins bien gradué donne une courbe plate, tandis qu'un sol bien gradué donne une courbe avec un pic marqué.

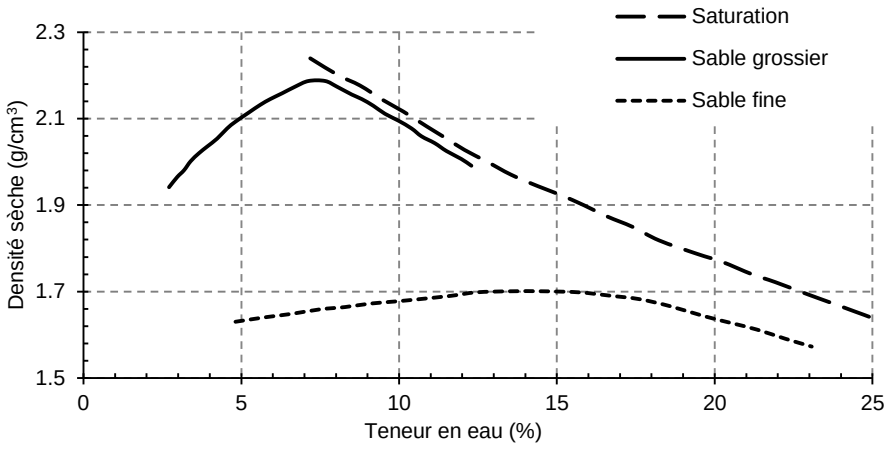


Figure II - 9 : Courbe PROCTOR avec différentes granulométries (WILLIAMS et al.,1949)

- **Le type de sol :** WILLIAMS et al. (1949) et HAMILTON (1966) ont trouvé que le type de sol influence de façon importante la courbe de compactage : la densité sèche diminue avec l'augmentation de la limite de liquidité, mais la teneur en eau optimale augmente avec la limite de liquidité.

RIVARD et GOODWIN (1978) ont présenté les relations entre la densité sèche optimum ou la teneur en eau maximum et la limite de liquidité, pour 400 sols argileux différents compactés par la méthode PROCTOR Normal. Les résultats assez complets montrent l'influence du type de sol sur la courbe de compactage (Figure II - 10).

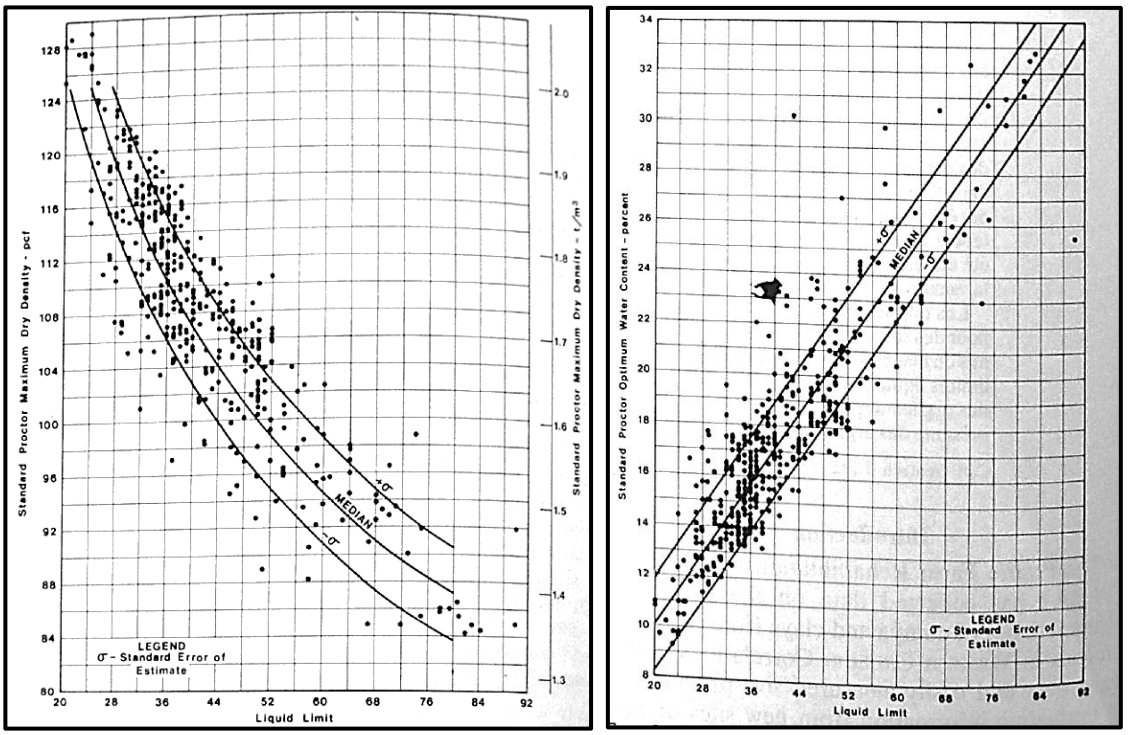


Figure II - 10 : L'influence de type de sol sur le compactage (RIVARD et GOODWIN, 1978)

- La composition physico-chimique : selon ABDULLAH et al. (1997), les différentes espèces de cations échangeables présents dans le complexe influencent considérablement l'interaction entre les particules du sol. Le type d'interaction est déterminé par les forces de répulsion dues à la double couche diffuse et des forces d'attraction de Van der Waals, ce qui conduit à différents types de particules ou d'associations de particules. Par conséquent, la relation entre la densité sèche et la teneur en eau dépend des cations échangeables (Figure II - 11).

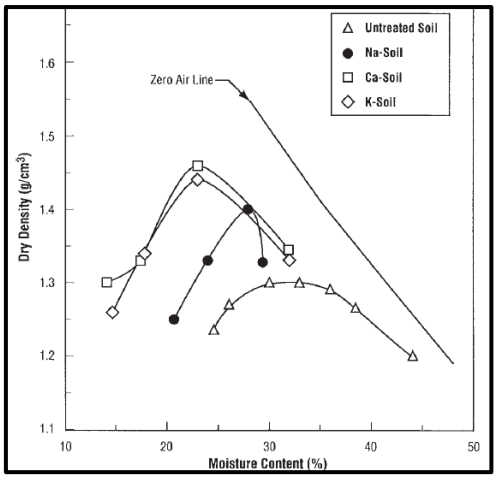


Figure II - 11 : Courbe PROCTOR pour l'Argile Azraq Green avec différents cations (d'après ABDULLAH et al., 1997)

II.2.1.3 La mesure de la succion dans les sols compactés

- **Mesure par le papier-filtre :** La méthode du papier-filtre est une méthode de mesure de succion simple et pratique, utilisable dans n'importe quel laboratoire disposant d'un système de pesée précis au 1/10 000e de gramme (DELAGE et CUI, 2000).

  La Figure II - 12 montre deux méthodes pour mesurer la succion matricielle et la succion totale :

  - **succion matricielle :** le contact direct entre le papier filtre et le sol permet à l'eau en phase liquide et au soluté échanger librement ;
  - **succion totale :** la séparation entre le papier filtre et le sol limite l'échange entre l'eau et le soluté, il n'y a que de l'eau en phase de vapeur qui peut circuler.

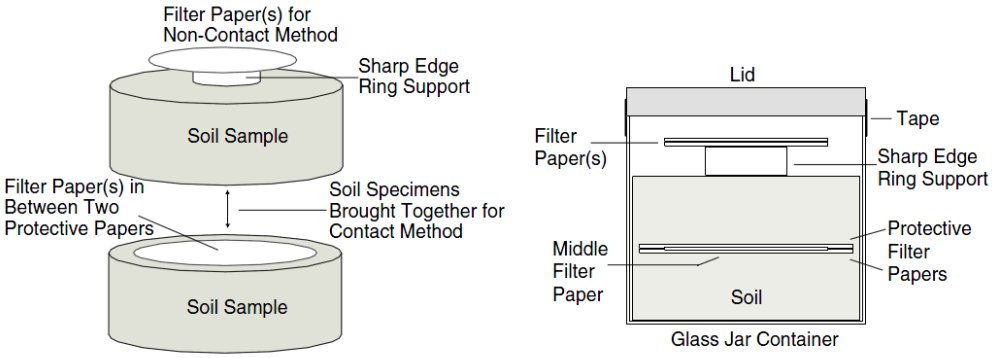


Figure II - 12 : La mesure de succion pour les sols compactés (d'après BULUT, 2001)

Une fois que l'équilibre entre le papier filtre et le sol est établi, le papier filtre est ensuite extrait et on mesure sa teneur en eau immédiatement afin d'éviter l'évaporation. La connaissance de la teneur en eau du papier filtre et de la courbe de rétention d'eau (la courbe d'étalonnage, Figure II - 13) de ce papier filtre permet de calculer la succion du papier filtre et donc la succion du sol.

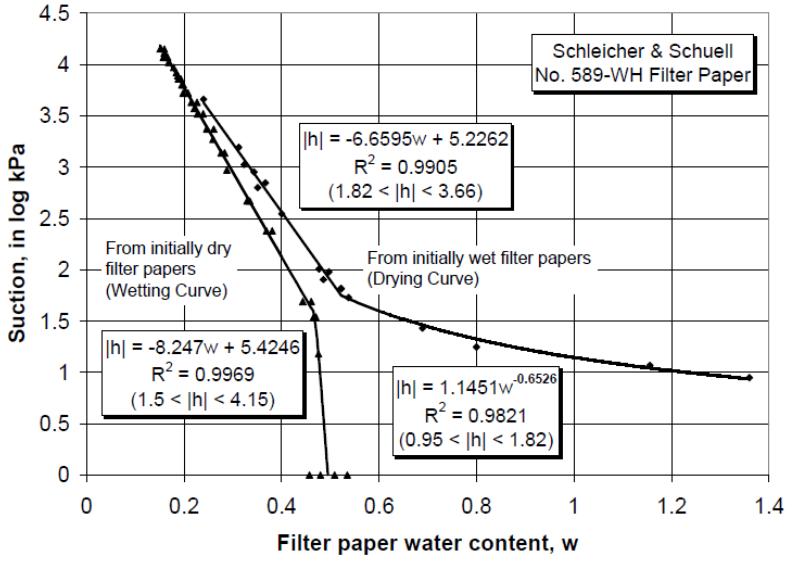


Figure II - 13 : Courbes d'étalonnage du papier-filtre Whatman No. 42 (d'après BULUT, 2001)

Comme la méthode du papier filtre dépend de l'exactitude de la courbe d'étalonnage, la technique d'étalonnage a été analysée par plusieurs chercheurs. La Figure II - 14 présente différentes courbes d'étalonnage du papier Whatman No. 42, on voit qu'il existe des différences apparentes entre ces courbes d'étalonnage.

Reference	*Suction*	*W (%) range*	*Log_{10} (suction) (kPa)*
ASTM D5298	Total and Matric	W < 45.3	5.327 -0.0779 w
ASTM D5298	Total and Matric	W > 45.3	2.412 -0.0135 w
Chandler & Gutierrez (1986)	Matric	(*)	2.85 -0.0622 w
Chandler et al. (1992)	Matric	W < 47	4.842-0.0622 w
Chandler et al. (1992)	Matric	W > 47	6.050-2.48 Log w
Oliveira & Marinho (2006)	Matric and Total	W < 33	4.83 – 0.0839w
Oliveira & Marinho (2006)	Matric and Total	W > 33	2.57 – 0.0154w

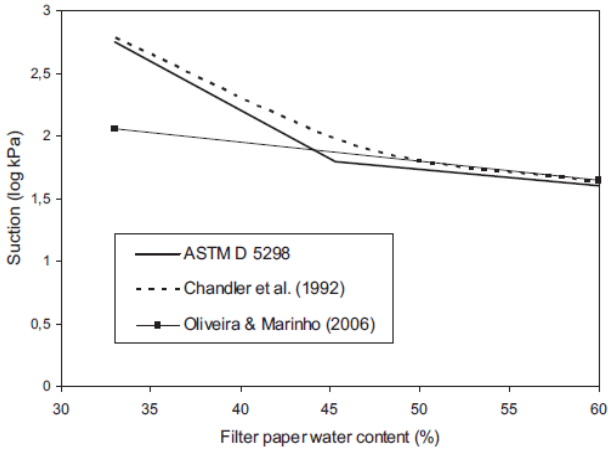


Figure II - 14 : Un résumé sur les courbes d'étalonnage du papier filtre Wateman No. 42 réalisé par différents auteurs et la comparaison (d'après BICALHO et al. ; 2007)

- **Mesure psychrométrique :** Dans les techniques psychrométriques, on mesure l'humidité relative à proximité de l'eau interstitielle du sol non saturé, et on en déduit la succion par la loi de Kelvin. L'humidité relative est déterminée par la mesure de la température du point de rosée de l'atmosphère considérée, qui est d'autant plus faible que l'air est sec. Des succions de plusieurs dizaines de mégapascals peuvent être ainsi mesurées en utilisant cette méthode (DELAGE et CUI, 2000).

  VERBRUGGE et al. (1974) ont introduit la théorie de cette méthode en détail.

- **Mesure tensiométrique :** on présente en détail cette méthode dans l'Annexe I.

II.2.1.4 Courbes d'iso-succion des sols compactés

On a introduit précédemment les paramètres qui peuvent influencer le compactage, et les méthodes pour mesurer la succion dans les sols compactés. On va donc explorer la relation entre la succion et le compactage par l'intermédiaire des isovaleurs de succion dans la courbe de compactage.

- **Travaux de LI (1995) :** LI (1995) a développé un montage pour mesurer les courbes iso-succion de deux lœss, ses travaux sont présentés comme suit :

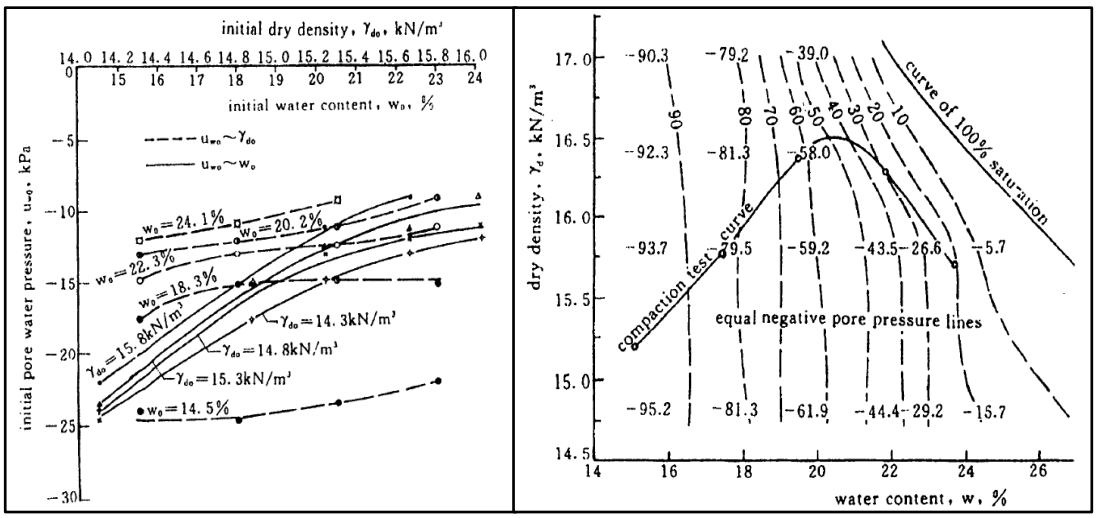
  - Matériaux : 1) loess A, loam limoneux ; 2) lœss B, argile limoneuse (Tableau II - 1).

Tableau II - 1 : Matériaux étudiés pour les courbes d'iso-succion (d'après LI, 1995)

Paramètres / Matériaux	w_L (%)	w_P (%)	I_P	Argile (%)	Limon (%)	ρ_s (g/cm^3)	γ_d (kN/m^3)	w_{opt} (%)
Loess A	26	18	8	11.8	59.7	2.70	1.66	17.5
Loess B	31	19	12	32.1	61.4	2.72	1.65	20.5

- Montage et technique: les échantillons sont découpés en morceaux de 2 cm de hauteur, de 30 cm^2 et 50 cm^2 de superficie de la section et placés dans une cellule oedométrique, avec une pierre poreuse fine en bas ; l'échantillon est déposé sur la pierre poreuse, et les pressions d'eau et d'air sont respectivement contrôlées en utilisant la technique de translation d'axe.

- Résultats : les résultats sont présentés sur la Figure II - 15.



a) Succion en fonction du poids volumique sec (s - γ_d) et la teneur en eau de compactage (s - w) - Loess A

b) Isovaleurs de succion sur la courbe de compactage - Loess B

Figure II - 15 : Résultats de succion en fonction du poids volumique sec et de la teneur en eau pour deux loess en Chine (LI, 1995)

- Conclusions : les variations de succion en fonction de la densité sèche (ou du poids volumique sec) et de la teneur en eau, dans les figures a) et b), sont identiques : l'augmentation de la densité sèche avec la teneur en eau ne change pas considérablement la succion de l'échantillon ; par contre, pour une certaine densité sèche des teneurs en eau plus faibles, les succions plus fortes ont été mesurées. Li conclut que l'influence de la teneur en eau est beaucoup plus remarquable que celle de la densité sèche.

- Travaux de ROMERO (1999) : ROMERO (1999) a déterminé les courbes iso-succion de l'argile de boom (Mol, Belgique) compactée statiquement.

- Matériau : les caractéristiques sont présentés dans le Tableau II - 2 :

Tableau II - 2 : Matériau étudié pour les courbes d'iso-succion (d'après ROMERO, 1999)

Matériau	w_L (%)	w_P (%)	I_P (%)	< 2 µm (%)	Kaolinite (%)	Illite (%)	Smectite (%)
Argile de boom	56	29	27	50	20 - 30	20 - 30	10 - 20

- Techniques : les échantillons sont d'abord préparés par compactage statique ; puis, la technique d'équilibre de vapeur pour mesurer la succion totale et la technique de surpression d'air pour mesurer la succion matricielle.

- Résultats : sur les contours d'iso-succion (Figure II - 16), la variation du degré de saturation ne provoque pas de changement appréciable de la succion totale (s > 3 MPa) ; mais, du côté humide, les courbes iso-succion s'inclinent et deviennent parallèles à la ligne de saturation.

  ROMERO (1999), DELAGE et CUI (2000) marquent que ce phénomène est lié à la structure en agrégats des sols compactés du côté sec : le compactage du côté sec affecte principalement la macroporosité (écrasement des pores inter-aggrégats) et sans compresser beaucoup les pores intra-aggrégats ; la succion est gouvernée par l'eau dan les intra-aggrégats, dans ce cas là, le compactage n'affecte donc pas la valeur de la succion.

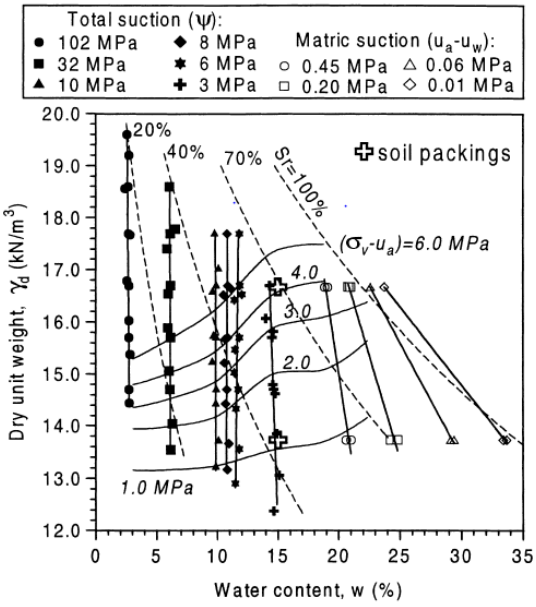


Figure II - 16 : Courbes de compactage statique avec les contours d'iso-succion (d'après ROMERO 1999)

- Travaux de TARANTINO et DE COL (2005, 2008) : Les courbes iso-succion (Figure II - 17) ont été obtenues par TARANTINO et DE COL (2008), les informations sur ces travaux sont présentées dans le Tableau II - 3.

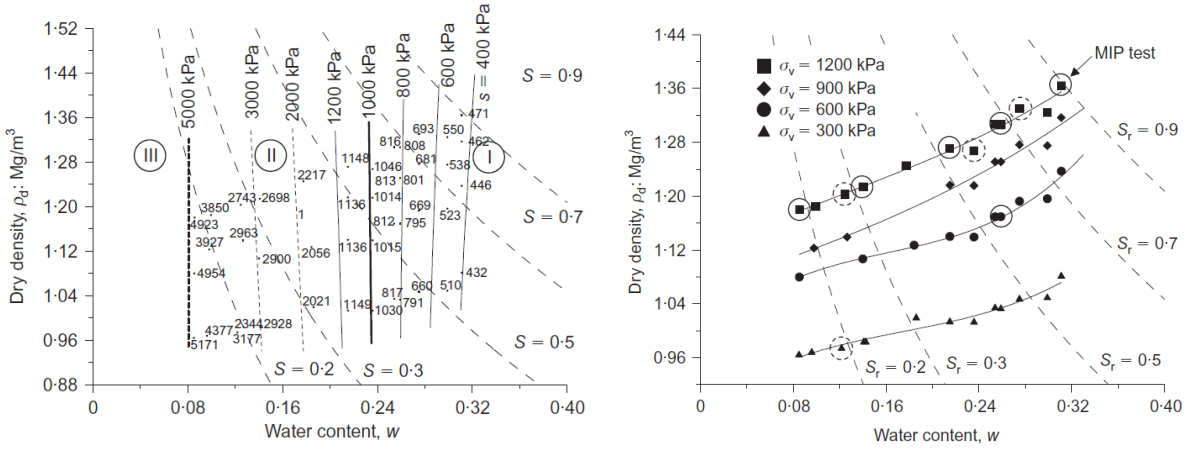


Figure II - 17 : Les courbes de compactage et iso-succion du kaolin Speswhite (d'après TARANTINO et DE COL, 2008)

Tableau II - 3 : Le matériau et la technique utilisés (d'après TARANTINO et DE COL, 2008)

Speswhite kaolin		Mesure de la succion		Compactage
w_L (%)	w_P (%)	matricielle	totale	
64	32	Tensiomètre haute-capacité à Trento	Psychromètre à Transistor	statique

II.2.2 Phénomène du matelassage

Sur les chantiers de terrassement, il arrive que les sols compactés présentent du matelassage. On utilise ce terme pour désigner le phénomène suivant : sous l'effet d'une charge, le sol se déforme de façon importante et, lorsque la charge est enlevée, le matériau revient plus ou moins à son état initial (déformation quasi-réversible). Ce phénomène joue un rôle très important dans le comportement des matériaux de route, de barrage, etc.. La compressibilité des phases d'un sol est importante pour expliquer le matelassage:

- la phase solide est peu compressible, mais l'arrangement des grains entre eux peut changer si la contrainte est assez grande pour déformer le sol (le nouvel arrangement entraînant une diminution du volume des pores et donc de la porosité) ;
- la phase liquide est faiblement compressible (mais elle peut se déplacer d'un pore à un autre);
- la phase gazeuse est très compressible et beaucoup plus fluide que la phase liquide (elle peut se déplacer plus facilement que l'eau, et peut aussi être chassée plus rapidement que l'eau dans les sols sauf si elle est enfermée dans certains pores).

Le phénomène de matelassage est donc probablement dû aux bulles d'air emprisonnées dont les changements de volume sous charge sont réversibles.

Nous n'avons trouvé aucune référence qui parle de façon systématique du matelassage, mais il y a des chercheurs qui font part dans leurs recherches de ce phénomène depuis les années 1970:

- **LEFLAIVE et al. (1974)** indiquent que l'on risque le matelassage (ou coussin de caoutchouc) si le degré de saturation est trop élevé (dans ce cas, la densité sèche est proche de celle de saturation) en raison d'une très grande déformabilité de plates-formes.

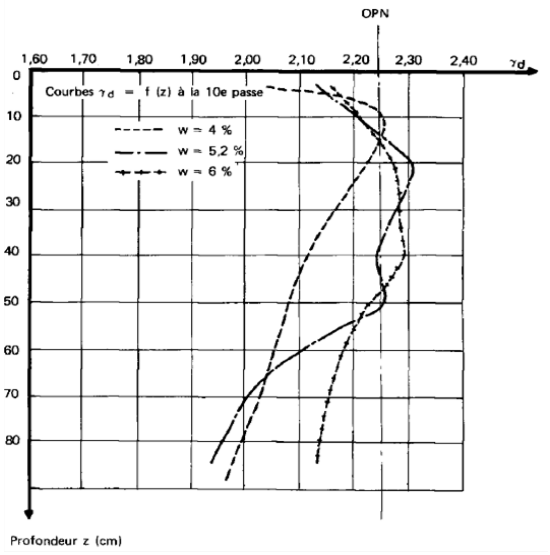


Figure II - 18 : Densité sèche en fonction du profondeur (d'après LEFLAIVE et al., 1974)

Ils ont ensuite réalisé une série d'essais sur une couche de un mètre de grave limoneuse avec plusieurs teneurs en eau, en utilisant divers compacteurs (vibrants et à pneus). Les résultats sont présentés sur la Figure II - 18. Ils ont trouvé que des matériels de M_1/L = 41.5 kg/cm obtiennent quand w = 5.2% des résultats en densité équivalents à ceux du matériel pour lequel M_1/L = 33 kg/cm quand w = 6%, avec l'avantage d'une meilleure portance dans le premier cas (matelassage à w = 6%).

- **DEVAUX (1984)** a effectué un essai sur les stériles des mines de potasse d'Alsace (ou résidus de résidus), dont la limite de liquidité (w_L), l'indice de plasticité (I_P), la densité sèche maximale à l'OPN ($\rho_{d\ OPN}$), et la teneur en eau optimale (w_{OPN}) sont respectivement de 37%, 20%, 1.98 g/cm^3, et 12%. Il a observé un important matelassage lors du passage d'un engin (sensible même au pied), par contre, le camion lourdement chargé qui approvisionnait le matériau frais ne créait pas d'ornière importante.

  Il a pense que le compactage par vibration provoquait une baisse brutale des caractéristiques mécaniques en raison de la cassure de liaisons cristallines fragiles existant entre les grains. Les résultats se sont traduits par une chute du CBR immédiat : 1) avant compactage, CBR = 18 ; 2) après 3 passes de compacteur, CBR = 6 ; 3) après 6 passes de compacteur, CBR = 2.

- **OLIVIER et MESBAH (1986)** indiquent que, dans un sol en remblai, on améliore la densité sèche en augmentant le taux de compactage (ici en augmentant le nombre de passes du compacteur) à teneur en eau constante (w_{01}). Mais, ils indiquent que la valeur de densité sèche peut ne pas être atteinte quand la teneur en eau naturelle (w_{02}) est très élevée, car dans ce cas, l'augmentation du taux de compactage risque de conduire le point représentant de l'état du matériau sur la courbe de saturation, d'où le phénomène de matelassage.

  Selon la Figure II - 19, on trouve que les échantillons compactés du côté sec (par exemple w_{01}) ont moins de possibilités de rencontrer le phénomène de matelassage parce que le chemin pour arriver à la saturation est beaucoup plus long que celui du côté humide, et ils ont besoin de beaucoup plus d'énergie de compactage pour être saturés. On peut conclure qu'il est souvent plus facile de rencontrer le phénomène de matelassage du côté humide.

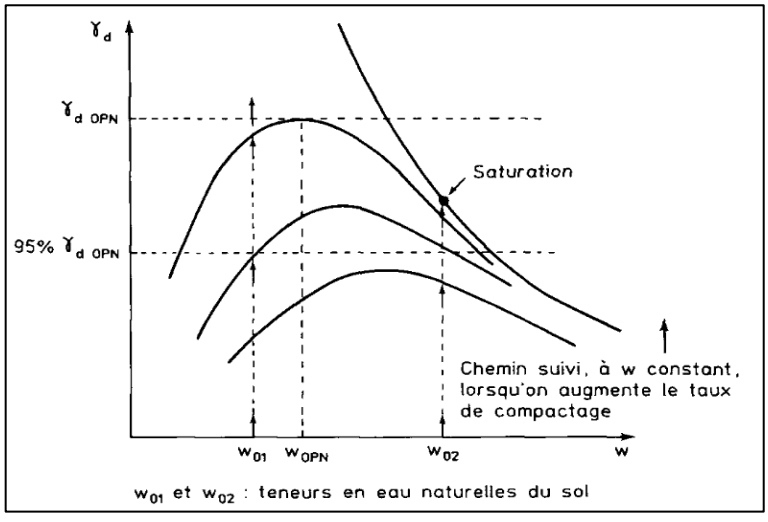


Figure II - 19 : Compactage d'un sol en remblai (d'après OLIVIER et MESBAH, 1986)

- **PUIG et BLIVET (1973)** ont rapporté l'exemple d'un ouvrage de l'autoroute A15. Il s'agit d'un remblai constitué d'une grave argileuse qui se trouve dans une vallée compressible. Ils expliquent que, le phénomène de matelassage observé lors de la mise en place du remblai est dû au degré de saturation S_r très élevé (de 94% à 98%).

DELMAS (1988) s'est intéressé à l'exemple de l'autoroute A15 pour expliquer les avantages des ouvrages de soutènement renforcés par géotextiles : aucun désordre n'a été observé lors de la mise en oeuvre en dépit du degré de saturation (S_r = 94% à 98%) qui a entraîné un matelassage lors du compactage ; cela peut s'expliquer par l'emploi d'un géotextile drainant qui permet d'empêcher la création de surpressions interstitielles, et facilite la consolidation du matériau de remblai.

- **TAIBI (1994)** a trouvé que, pour le sol compacté, lorsque le degré de saturation est supérieur à 0.85, l'air se trouve sous la forme de petites bulles coincées dans les interstices et ne peut s'échapper. Il crée par conséquent des déformations réversibles (matelassage), d'où l'impossibilité pour les sols compactés à droite de l'optimum PROCTOR d'atteindre la ligne de saturation dans le plan (w, γ_d). Cette compression de l'air et sa dissolution dans l'eau diminue la compressibilité du fluide.

- **MESBAH et al. (1999)** ont effectué différents essais de compactage statique (ECS) sur le même matériau (w_L = 31.3% ; I_P = 12) jusqu'à une contrainte de compactage suffisamment élevée.

  La Figure II - 20 présente les résultats pour deux teneurs en eau (w = 7.5% et 13.8%). Ils vérifient que, quand ils s'approchent de la saturation, la densité sèche tend vers une limite même si l'énergie de compactage (ou la contrainte de compactage) augmente, et la densité ne varie quasiment plus quand les bulles d'air ont disparu (ou sont sous haute pression). Ils pensent donc que le matériau pendant le compactage passe d'un état non saturé à un état qui peut, à l'extrême, être saturé, et le phénomène de matelassage apparaît à ce moment-là. Ils notent que c'est de fait un phénomène de type consolidation.

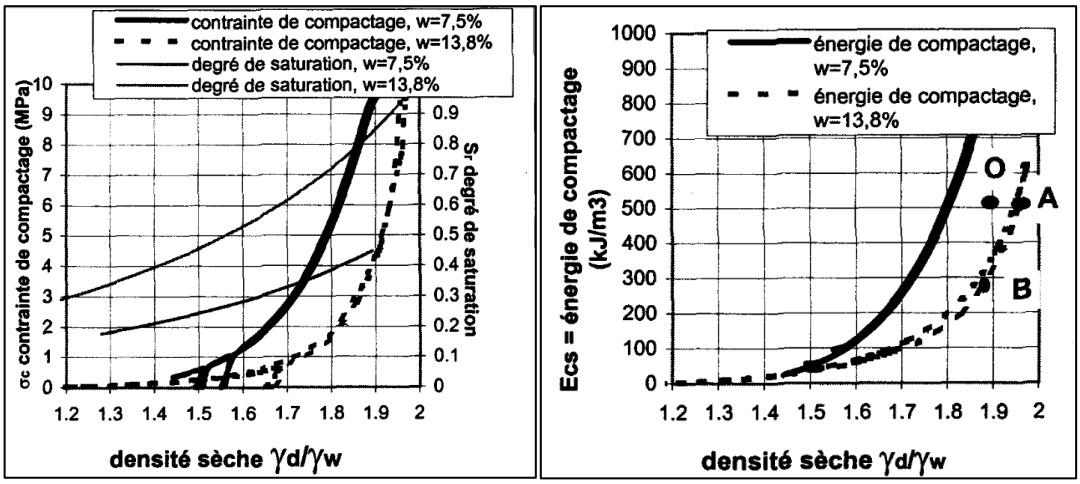


Figure II - 20 : Relation entre la contrainte de compactage et l'énergie absorbée par la densification du matériau en fonction de la densité sèche (d'après MESBAH et al., 1999)

- Afin de valoriser des sédiments de dragage, BOURABAH et al. (2011) ajoutent un sable au sédiment naturel, et le mélange est constitué de 30% de sédiment naturel et 70% de sable. Les résultats d'essais de compactage-portance montrent une baisse de l'indice portant immédiat (IPI) et de la teneur en air à l'optimum PROCTOR modifié (A_{OPM}) avec une baisse de la teneur en eau optimale dans le cas du mélange par rapport au sédiment naturel (Tableau II - 4). Ils en déduisent que c'est probablement dû à l'emprisonnement des bulles d'air occluses générant une compressibilité réversible du fluide interstitiel et donc l'apparition du phénomène de matelassage (Figure II - 21).

Tableau II - 4 : Optimum PROCTOR modifié pour le sédiment naturel et le sable d'ajout

Matériaux	w_{OPM} (%)	$\gamma_{d\ OPM}$ (kN/m^3)	A_{OPM} (%)	IPI_{OPM}
Sédiment naturel	23.3	15.54	5.57	14
Sable d'ajout (0/4) mm	8.83	21.23	2.62	38

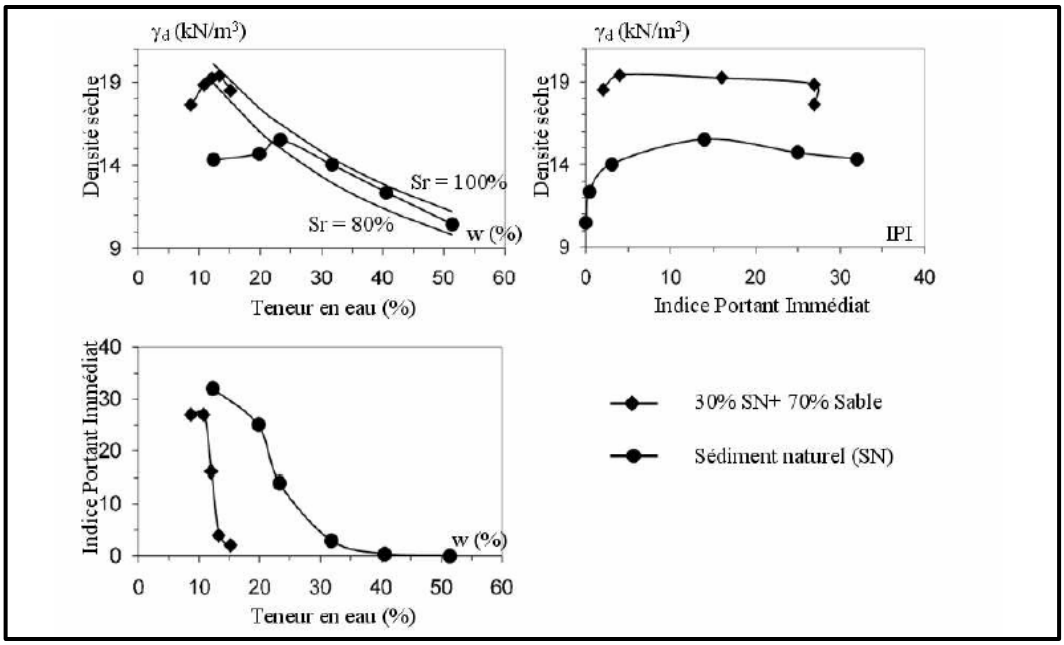


Figure II - 21 : Variation de la compacité et de la portance en fonction de la teneur en eau (d'après BOURABAH et al., 2011)

II.2.3 Etude de l'orniérage

L'orniérage du sol concerne la déformation plastique (ou déformation permanente) qui se forme dans la route ou sur le barrage lorsqu'il est sous certaines charges, soit des charges dynamiques dues aux moyens de transport, soit des charges statiques dues au poids de la construction. L'effet d'orniérage est un phénomène important pendant le service d'une route et d'un barrage.

Le phénomène d'orniérage a été beaucoup étudié dans le cas des matériaux granulaires mais moins dans les sols compactés. Comme les sols compactés ont des propriétés (compressibilité, plasticité et élasticité, etc.) plus ou moins similaires à celles des bétons bitumineux et graves non traitées. Dans cette partie, on introduit d'abord des méthodes expérimentales et des résultats obtenus sur les bétons bitumineux et les graves non traitées. Puis, on présente les recherches sur l'orniérage des sols compactés.

II.2.3.1 Etude de l'orniérage sur des bétons bitumineux

- **Essai d'orniérage (NF EN 12697 - 22) :** La norme française 12697 - 22 définit une norme pour caractériser la résistance à l'orniérage. Le principe est de mesurer la profondeur de l'ornière en fonction du nombre de cycles en% de l'épaisseur de la dalle, comme montré sur la Figure II - 22. Les conditions de l'essai sont présentées dans le Tableau II - 5.

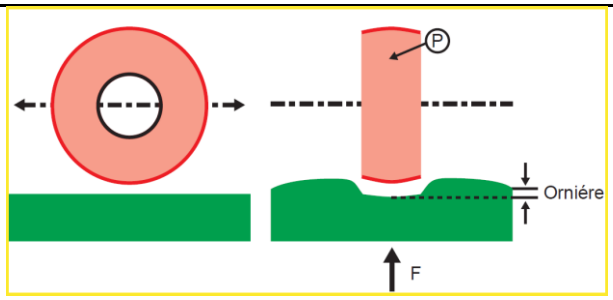


Figure II - 22 : Mesure de la profondeur de l'orniérage (NF EN 12697 - 22)

Tableau II - 5 : Les conditions de l'essai d'orniérage

Pression du pneumatique	P = 600 ± 30 kPa
Charge roulante appliquée	F = 5000 ± 50 N
Fréquence	f = 1 ± 0.1 Hz
Température	selon consigne ± 2 °C (ou 60 °C)
Profondeur mesurée	à 1 000, 3 000, 10 000, 30 000, 100 000 cycles

Selon la norme, les résultats peuvent être traités par la formule :

$$Y = A\,(N / 1000)^{b}$$

Avec Y profondeur d'ornière à N cycles
A profondeur d'ornière à 1 000 cycles
b pente de la droite dans le plan de l'ornière en fonction du nombre de cycle (en coordonnées logarithmiques)

- **Etude de l'orniérage au manège de fatigue du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (IFSTTAR) :** CORTE et al. (1998) ont présenté des expérimentations sur l'orniérage des couches de roulement réalisées durant les étés 1992, 1993, 1994 et 1996 principalement au LCPC à Nantes. Les compositions des enrobés sont données dans le Tableau II - 6 et le Tableau II - 7.

Tableau II - 6 : Recomposition granulométrique des enrobés (d'après CORTE et al., 1998)

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

Tableau II - 7 : Granularité des enrobés (d'après CORTE et al., 1998)

	Passant (%)				
Tamis (mm)	**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

Ces expérimentations ont apporté des informations sur l'incidence de différents facteurs sur le développement de l'orniérage dû au trafic :

- L'étude du facteur granulométrique (en laboratoire) : la Figure II - 23 montre l'influence du pourcentage de sable broyé (dans une plage de 28 à 36%) sur l'orniérage de l'enrobé de référence (1992). Les auteurs notent qu'en dessous de 30% de sable, l'enrobé présente une assez bonne résistance à l'orniérage parce que la déformation est moins de 10% à 30 000 cycles. Au-delà de 30%, la résistance à l'orniérage décroît de façon importante avec une faible augmentation de la proportion de sable.

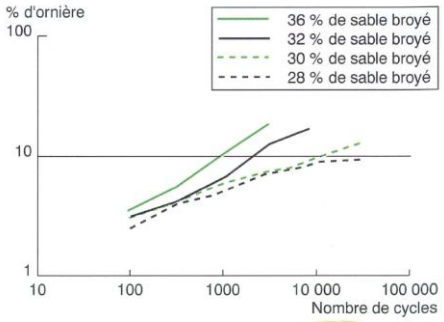


Figure II - 23 : Influence du dosage de sable sur l'orniérage de l'enrobé (d'après CORTE et al., 1998)

- L'étude de l'effet des sollicitations (dans le manége) : le comportement des enrobés est ensuite testé sur le manège de fatigue de LCPC (Figure II - 24), dont 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. Les conditions de chargement sur le manège sont présentées sur la Figure II - 25.

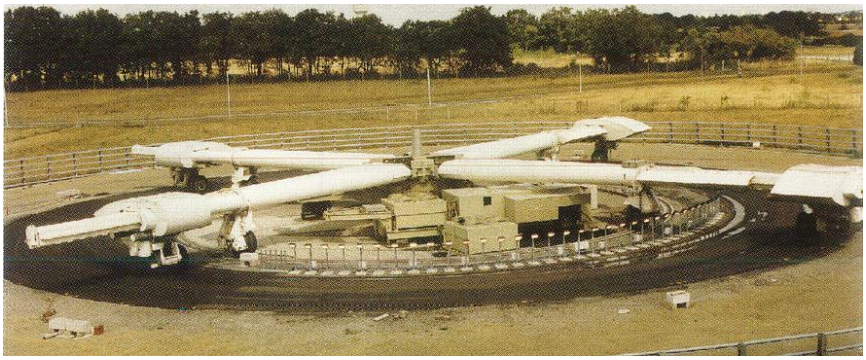


Figure II - 24 : Vue d'ensemble du manège (d'après CORTE et al., 1998)

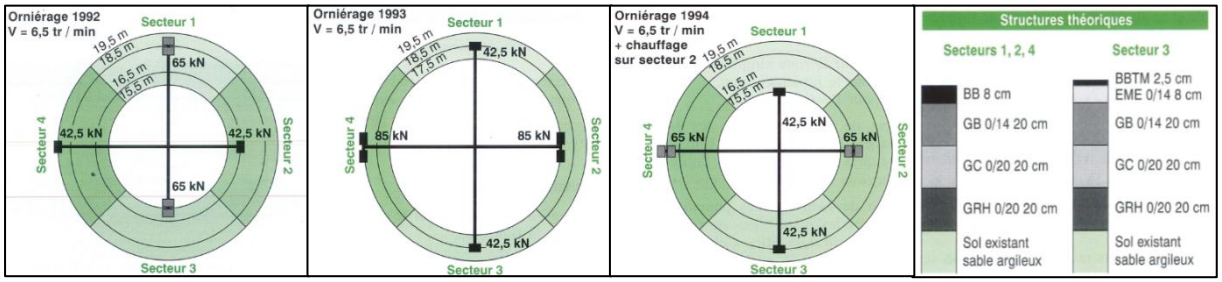
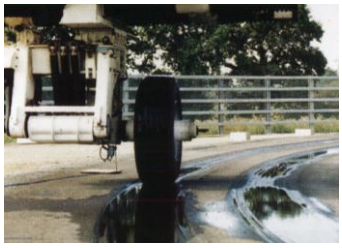


Figure II - 25 : les conditions de chargement (d'après CORTE et al., 1998)

- Influence du train de roulement : Afin de tester l'influence du train de roulement, trois types différents de roulement sont appliqués sur les enrobés préparés : 1) Roue simple large ; 2) Jumelage type ; et 3) Tandem à roues simples larges. La Figure II - 26 montre les exemples d'ornières sous l'action de la roue simple large et du jumelage type.



a) Roue simple large



b) Jumelage type

Figure II - 26 : Deux types de train de roulement (d'après CORTE et al., 1998)

Le Tableau II - 8 présente les résultats, et les auteurs ont coonstaté que : 1) la roue simple large est toujours plus agressive que le jumelage pour les pressions de 0.67 et 0.57 MPa ; 2) il est difficile de conclure à une différence significative entre le tandem et roue isolée, car la différence mesurée sur l'enrobé témoin est inférieure au millimètre. Pour les autres matériaux, les tendances sont encore nettement moins marquées (de 0.2 mm à 0.6 mm)

Tableau II - 8 : Profondeurs d'ornières (mm) après 100 000 chargements pour différents trains de roulement à 45 km/h (d'après CORTE et al., 1998)

Expérimentation	Roue simple large	Jumelage type	Tandem à roues simple larges
1992	10	6.8	
1993	4.9	×	5.8
1994	9.5	8	

- Influence de la vitesse de chargement : la vitesse de chargement est l'un des paramètres importants pour l'orniérage, mais les résultats du Tableau II - 9 indiquent des écarts de déformations pour des vitesses différentes. Ils ont aussi constaté cette tendance sur les autres matériaux, et à la fin, ils concluent qu'il n'est pas possible de quantifier de façon significative la réduction d'ornière.

Tableau II - 9 : Profondeurs d'ornière (mm), obtenues après 100 000 chargements (d'après CORTE et al., 1998)

Train de roulement	Roue simple large			Jumelage type	
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

II.2.3.2 Etude de l'orniérage des graves non traitées

L'orniérage des graves non traitées a été étudié par BROWN et HYDE (1975), MONISMITH et al. (1975), MARTINEZ (1980), PAUTE et al. (1984, 1988, 1994, 1996[1], 1996[2]), HORNICH et al. (1993 et 1998), GOMES CORREIA (1996), GIDEL (1997), GIDEL et al. (2001), CORONADO GARCIA (2005), etc..

- **Travaux de PAUTE :** Lorsqu'un matériau granulaire est soumis à des chargements cycliques à contraintes imposées (Figure II - 27), tels que ceux correspondant au trafic routier, les déformations de la structure granulaire dépendent des déformations élémentaires suivantes : 1) déformation élastique (réversible) de chaque particule ; 2) glissements (irréversibles) entre particules ; 3) déformations irréversibles dues à l'éclatement des grains et à l'attrition.

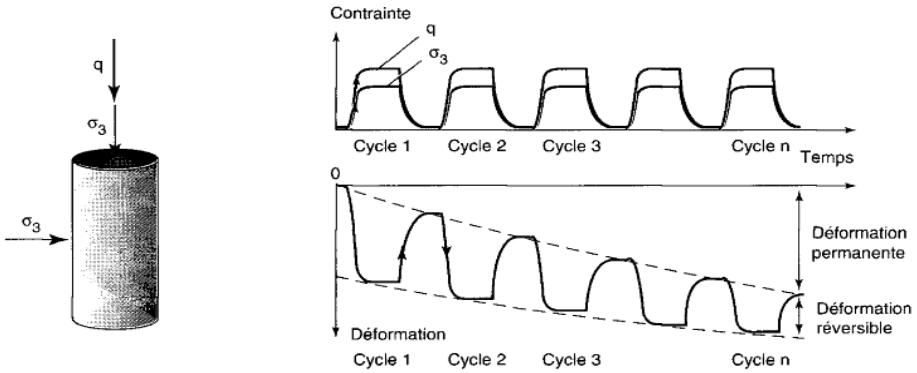


Figure II - 27 : Déformation d'un matériau granulaire sous chargement cyclique (d'après PAUTE et al., 1994)

La Figure II - 28 représente le montage triaxial développée par PAUTE et al. (1994) au sein du Réseau des Laboratoires des Ponts et Chaussées. Cet appareil triaxial à chargements répétés est conçu pour des éprouvettes de 150 mm de diamètre et 300 mm de hauteur. Les mesures des déformations axiales et radiales sont faites à l'aide de capteurs de déplacement situés dans la zone du tiers central, et l'effort de compression axial et la pression latérale sont mesurés à l'intérieur de la cellule.

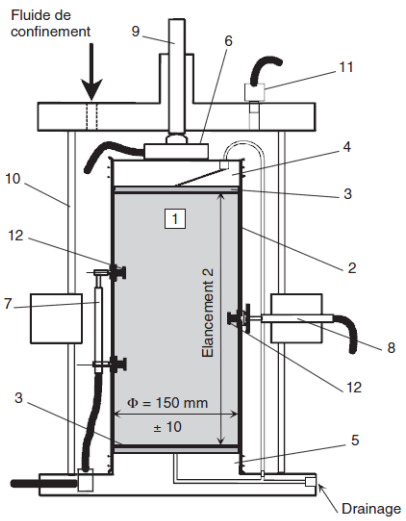


Fig. 1 - Cellule triaxiale de l'appareil triaxial à chargements répétés et dispositifs de mesure des déformations.

1. Éprouvette.
2. Membrane.
3. Pierre poreuse.
4. Embase supérieure.
5. Embase inférieure.
6. Capteur de force.
7. Dispositif de mesure de déplacement axial.
8. Dispositif de mesure de déplacement radial.
9. Piston de chargement axial.
10. Paroi de la cellule triaxiale.
11. Capteur de pression.
12. Implants supportant les capteurs de déplacement.

Figure II - 28 : Schéma de la Cellule triaxiale LPC (d'après PAUTE et al. 1994 ; cité par GIDEL et al. 2001)

PAUTE et al. (1994) ont indiqué que pour des niveau de contraintes éloignés de la rupture du matériau, il y a deux stades :

- au début des chargements, la déformation plastique augmente rapidement mais la déformation élastique diminue ;

- après un certain nombre de chargements, la déformation permanente tend à se stabiliser et le comportement du matériau peut être considéré comme élastique.

La Figure II - 29 présente un exemple typique d'évolution des cycles contrainte-déformation au cours d'un tel chargement. On voit 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.

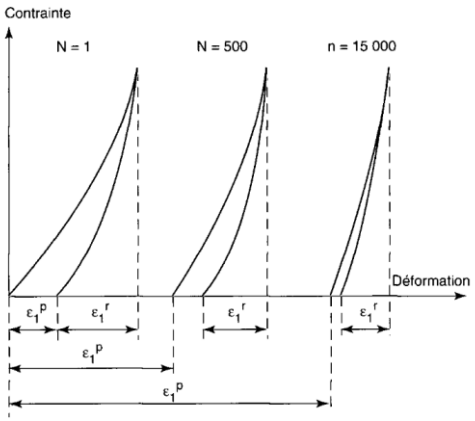


Figure II - 29 : Evolution des cycles contraintes/déformations au cours des chargements (d'après PAUTE et al., 1994)

- **Travaux de MARTINEZ :** la Figure II - 30 obtenue par MARTINEZ (1980) représente l'évolution de la déformation permanente axiale ε_1^p d'une grave granitique ($w = w_{OPN} + 2 = 13$; $\rho_d = 0.97 * \rho_{OPN} = 1.85$ g/cm^3) en fonction du nombre de cycles pour trois niveaux de contrainte (deux essais par niveau). Ces essais sont réalisés avec une pression de confinement constante ($\sigma_3 = 20$ kPa), et des valeurs croissantes de la contrainte déviatorique (q = 40, 80, 120 kPa).

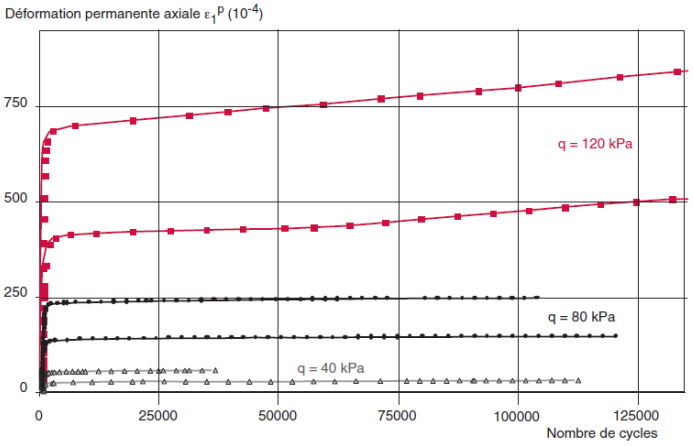


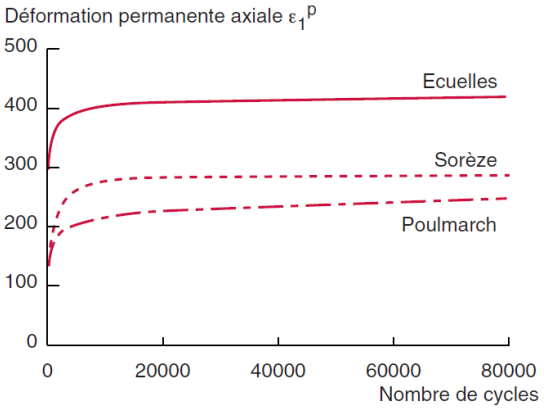
Figure II - 30 : Influence du nombre de cycles de sollicitation et du niveau des contraintes sur l'accumulation de la déformation permanente axiale (d'après MARTINEZ, 1980 ; cité par GIDEL et al., 2001)

On observe que ε_1^p augmente rapidement lorsque la contrainte déviatorique q augmente, et pour la valeur la plus élevée de q, il n'y a plus stabilisation de la déformation. De plus, les résultats présentent une dispersion importante, avec des différences de l'ordre de 50% pour des chargements identiques.

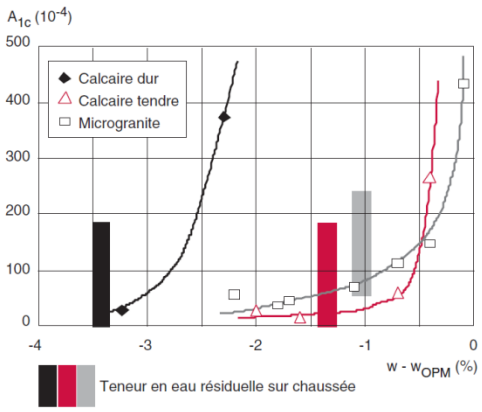
- **Travaux de HORNYCH :** HORNYCH et al. (1993 et 1998) ont étudié l'influence de la nature minéralogique du matériau et de la teneur en eau sur la résistance aux déformations permanentes.

  La Figure II - 31 (à gauche) présente les résultats de déformation permanente axiale en fonction du nombre de cycles pour trois graves de nature différente (Sorèze : calcaire dur ; Ecuelles : calcaire tendre ; Poulmarch : microgranite). Le chargement est le même (p = 200 kPa, q = 400 kPa, n = 80 000 cycles), la densité syche et la teneur en eau sont identiques (ρ_d = 0.97 $\rho_{d\ OPM}$; w = w_{OPM} - 2). Ces résultats montrent l'influence de la nature minéralogique du matériau sur la déformation permanente, et la grave issue du calcaire tendre qui présente les déformations les plus importantes.

  La Figure II - 31 (à droite) montre, pour les trois graves précédentes, l'influence de la teneur en eau sur la déformation permanente axiale caractéristique A_{1c} (déformation permanente limite pour un chargement normalisé). HORNYCH et al. trouvent que, pour les trois matériaux, il existe une valeur de teneur en eau à partir laquelle les déformations permanentes augmentent très rapidement. Cette valeur se situe vers w_{OPM} - 3% pour le calcaire dur et w_{OPM} - 1% pour le calcaire tendre et le microgranite.



Influence de la nature minéralogique du matériau (d'après HORNYCH, 1993)



Influence de la teneur en eau (d'après HORNYCH, 1998)

Figure II - 31 : Influence des caractéristiques du matériau (d'après HORNYCH et al., 1993 et 1998 ; cités par GIDEL et al. 2001)

- **Travaux de GIDEL :** Les études effectuées visaient principalement à comparer les déformations permanentes des matériaux en réalisant des essais cycliques sous un seul niveau de chargement. Mais, dans leurs travaux, 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.

  Cette méthode consiste à réaliser des essais par paliers, c'est-à-dire à solliciter une même éprouvette sous plusieurs niveaux de contraintes successifs croissants (on effectue N1 cycles de chargement au premier niveau de contraintes, puis N2 cycles au second niveau, etc. ; Figure II - 32).

  Les auteurs ont validé cette méthode en effectuant une série d'essai pour étudier l'influence des contraintes sur l'évolution des déformations permanentes, et ils en ont déduit des lois de variation des déformations permanentes en fonction des contraintes.

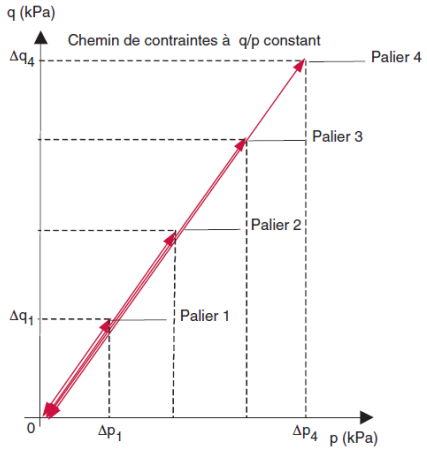


Figure II - 32 : Chargements cycliques par paliers (d'après GIDEL et al., 2001)

II.2.3.3 Etude de l'oniérage des couches de fondation de route

Cette bibliographie se compose de deux grande parties : 1) introduction ; 2) revue de littérature.

II.2.3.1.1 Introduction

La fonction principale des sols de fondation est de fournir un appui aux structures de chaussées. Sous des charges de trafic lourdes, les sols de fondation peuvent se déformer et contribuer à la destruction de la structure de la chaussée les recouvrant. Pour les chaussées d'asphalte, cette destruction prend normalement la forme de fissuration et d'orniérage.

La déformation des sols de fondation de routes peut être divisée en la déformation réversible qui indique le comportement élastique, et la déformation irréversible qui indique le comportement plastique. Les méthodes actuelles de dimensionnement des chaussées considèrent beaucoup le comportement élastique, et la déformation permanente est considérée comme relativement secondaire par rapport à la déformation élastique.

HUANG (1993) a montré que la couche de fondation jouait un rôle essentiel dans l'initiation et la propagation des déformations permanentes dans les structures de chaussées, et qu'elle influait directement sur les performances de la chaussée.

Afin que les deux parties de déformation du sol puissent être correctement incorporées dans la conception des chaussées, il est important de quantifier l'impact de la déformation permanente des couches de fondation. Et le chargement répété est la méthode d'essai généralement utilisée pour l'analyse des déformations élastiques et plastiques des sols de fondation.

II.2.3.1.2 Revue de littérature

Dans cette partie, on présente successivement : 1) les premières recherches sur l'orniérage ; 2) les recherches modernes sur l'orniérage ; 3) les travaux d'ELLIOTT et al. (1998[1], 1998[2]).

- **Les premières recherches :** Les recherches sur la déformation des sols sous charges cycliques remontent aux années 1950. SEED et al. (1955, 1956, 1958, 1960), LAREW et LEONARDS (1962) ont étudié les effets du chargement sur la déformation d'une argile compactée. Les informations détaillées sont présentées dans le Tableau II - 10.

- Les recherches modernes : à partir des années 1970, plusieurs recherches (Tableau II - 11) sur l'orniérage ont été ménées, et des modèles ont été établis par de nombreux auteurs sur des matériaux :

  - relativement granulaires : BARKSDALE (1972) ; MAJIDZADEH (1978) ; POULSEN (1978) ; LENTZ (1979) ; DIYALJEE et RAYMOND (1982) ; PUMPHREY et LENTZ (1986) ; BONAQUIST et WITCZAK (1996)

  - argileux : MONISMITH et al. (1975) ; HYDE et BROWN (1976) ; RAAD et ZEID (1990) ; LI et al. (1996) ; BEHZADI et YANDELL (1996)

  Ces études enrichissent largement les connaissances sur les déformations plastiques, et permettent de prédire le comportement du sol in-situ. ELLIOTT et al. (1998[1]) ont résumé les configurations de ces tests de la littérature, et ils ont trouvé que :

  - Il y a, en général, une relation linéaire entre la déformation permanente et le logarithme du nombre de cycles de charge

    $$\varepsilon_p = AN^b$$

    Avec ε_p la déformation permanente
    N le nombre de cycles de charge
    A, b les coefficients de régression déduits des données

    b est relativement stable, et dépend principalement du type de sol, de l'état de contrainte et l'état physique du sol ne changent pas significativement la valeur de b ; Le paramètre A dépend de la contrainte appliquée, et l'état physique du sol (densité, teneur en eau, etc.).

  - Pour les sols sans cohésion, l'accumulation de déformation permanente peut être prédit par la formule :

    $$\varepsilon_p = a + b\,(\log N)$$

    Avec a,b paramètres matériels ($a = \varepsilon_{0.95Sd} \ln (1 - \sigma_d/S_d)^{-0.15}$)
    S_d la résistance statique des sols
    $\varepsilon_{0.95Sd}$ la déformation à 95% de la résistance du sol

  - La déformation qui se produit pendant le premier cycle impose l'amplitude de la déformation permanente finale, il est donc extrêmement important d'identifier et de séparer la déformation des sols dans le cadre du premier cycle lors de la réalisation d'essais de chargement cyclique.

  - Il existe un seuil de contrainte pour les sols sous charge cyclique. Un chargement au dessus de cette contrainte peut provoquer la destruction des échantillons après un petit nombre d'application de charge.

  - Influence de la fréquence : le plupart des chercheurs utilisent des fréquences de 20 à 30 cycles par minute ; au moins un chercheur a indiqué que la période de repos n'a pas affecté le développement de la déformation permanente tant que la période de repos est supérieure à 0.33 seconde ; un autre chercheur a constaté que la fréquence n'affecte pas l'accumulation des déformations pour une vitesse de 1 à 20 cycles par minute, à condition que le sol n'ait pas démontré le potentiel de thixotropie et que son degré de saturation ne soit pas élevé.

Tableau II - 10 : Premières recherches sur l'orniérage des sols de fondation

Référence		SEED et al. (1955, 1956, 1958, 1960)	LAREW et LEONARDS (1962)
Matériaux		Argile limoneuse (w_L = 37 ; I_P = 14)	Limon micacé (mélange de fragments de calcaire, d'argile, et de sable)
Méthode	Préparation des échantillons	compacteur pétrissage; D = 35.6 mm, H = 71.2 mm;	compactage statique ; D = 254 mm, H = 89 mm (et D = 71.2 mm, H = 35.6 mm) ;
	Chargement cyclique	Au début, t = 1 s ; après 0.2 - 0.33 s pour chaque charge σ_3 = 100 kPa, 200 < q < 800 kPa ; N ≈ 100 000 cycles	σ_3 imposée par l'eau de 20 à 22 cycles par minute 60 000 < N < 80 000 cycles (quelquefois, N = 40 000)
Résultats et conclusions		- La fréquence n'influence pas la déformation quand la contrainte est assez petite pour ne pas changer la structure et/ou la densité ; - Une forte contrainte déviatoire pourrait provoquer une rupture relativement soudaine de l'échantillon sans déformation excessive préalabe ; - Le module d'élasticité augmente lorsque la contrainte augmente	- Il existe un niveau critique pour le déviateur de contrainte (ce niveau critique est défini comme le seuil de l'état de contrainte) - Si le déviateur de contrainte est supérieur à ce seuil, les échantillons seront éventuellement détruits
Commentaire ELLIOTTE et al. (1998[1])		- Les recherches réalisées pendant ces années ont nécessité une main-d'œuvre importante - Les dispositifs demandent une surveillance constante pour assurer une fréquence de chargement sont correcte - La polyvalence de ces appareils est limitée et ne permet pas aux chercheurs de changer facilement les paramètres de test - Quant la déformation totale est mesurée, aucune tentative n'a été faite pour séparer la déformation permanente de la déformation totale.	

Tableau II - 11 : Recherches modernes sur l'orniérage des sols de fondation

	matériaux relativement granulaires				matériaux argileux		
	BARKSDALE (1972)	MAJIDZADEH (1978)	POULSEN (1978)	LENTZ (1979)	MONISMITH et al. (1975)	RAAD et ZEID (1990)	BEHZADI et YANDELL (1996)
Matériaux	sable	sables limoneux, et argiles	16 sols in-situ	sable	argile limoneuse w_L = 35 ; I_P = 15	argile limoneuse w_L = 28 ; I_P = 11	argile limoneuse w_L = 44 ; I_P = 20
Diamètre (mm)	71.2	71	63.5	55	71.2	38	100
Hauteur (mm)	153	145-152	127	140	153	76.2	200
Fréquence (Hz)	0.5	×	2	1	0.33	0.66	0.66
Nbr. de cycles	100 000	×	100 000	10 000	100 000	10 000	10 000

- **Travaux d'ELLIOTT et al. :** ELLIOTT et al. (1998[1], 1998[2]) ont fait deux séries d'essais sur des sols compactés afin de connaître leur comportement reversible et permanent, et de déterminer leurs paramètres d'orniérage, en utilisant un triaxial et une machine MTS. Les informations sur ces essais sont données dans le Tableau II - 12 et le Tableau II - 13.

Tableau II - 12 : Les propriétés des sols testés (d'après ELLIOTT et al., 1998[1], 1998[2])

	1ère série (1998[1])	2ème série (1998[2])			
Emplacement	Gallion	Enders	Gallion	Houston	Sacul
Echantillonnage	A 365	A 162	A 365	A19	A 71
w_L (%)	27	21	27	51	34
I_P	10	4	10	25	18
ρ_s (g/cm^3)	2.67	2.72	2.67	2.71	2.67
$w_{opt.}$	15.00	13.82	15.00	20.05	14.00
$\rho_{d\ opt.}$ (g/cm^3)	1.82	1.88	1.82	1.64	1.82
Classification (AASHTO)	A-4	A-4	A-4	A-7-5	A-6

Note : « A 365 » représente « Autoroute 365 »

Tableau II - 13 : La préparation des échantillons et le programme de test (d'après ELLIOTT et al., 1998[1], 1998[2])

	1ère série (1998[1])	2ème série (1998[2])
Préparation	compactage pétrissage D = 101.6 mm, H = 127 mm w = 105, 110 ou 120% w_{opt}	compactage pétrissage D = 101.6 mm, H = 127 mm w = 105, 110 ou 120% w_{opt}
Chargement	σ_3 = 0, 21 ou 41 kPa f = 1 Hz (charge: 0.1 s; repos : 0.9 s) N ≈ 10 000 cycles q = 41, 62 ou 83 kPa	σ_3 = 21 kPa f = 1 Hz (charge 0.1 s; repos : 0.9 s) N ≈ 10 000 cycles q = 28, 41, 62, 83 ou 103 kPa
Mesure	Triaxial non-drainé Force : par un capteur de 4.45 kN Déplacement : un LVDT de 12.7 mm Charge : par MTS Données : programme HP-VEE	La même que celle de 1ère série

- **Pour la première série d'essais :** La première série d'essais montre des paramètres importants :

  1) la déformation permanente pendant le premier cycle : Il est essentiel de mesurer la déformation permanente du premier cycle, et le Tableau II - 14 indique que le premier cycle produit une moyenne de 55% de la déformation accumulée à 10 000 cycles ; le pourcentage à 10, 100, 1 000 cycles sont respectivement de 69, 87 et 95%.

  2) Le nombre de cycles : L'essai de mesure de la déformation permanente est long et cher, il faut donc essayer de prévoir la variation de la déformation et de diminuer le nombre de cycles. On trouve dans le Tableau II - 15, que l'erreur standard diminue si on utilise des données plus nombreuses ; après un certain nombre de cycles (par exemple, 10 000 cycles), il n'y pas une grande erreur dans la prédicition de la déformation permanente.

3) La durée de repos : 3 différent types de charge sont appliqués : 1) t_{repos} = 0.4 s, t_{charge} = 0.1 s ; 2) t_{repos} = 0.9 s, t_{charge} = 0.1 s ; 3) t_{repos} = 1.9 s, t_{charge} = 0.1 s. Les résultats (Figure II - 33) montrent que la déformation permanente diminue avec la durée de répos.

4) La pression de confinement : la Figure II - 34 montre la différence des déformations permanentes pour différentes pressions de confinement. Pour la plupart des essais effectués, la pression de confinement n'affecte pas (ou affecte très peu) la déformation permanente.

5) L'histoire des contraintes : La Figure II - 35 présente l'influence de différentes histoires des contraintes sur la déformation permanente. Les résultats suggèrent que le chargement précédent à faible déviateur augmente la résistance du sol à forte contrainte déviatoire. Les auteurs indiquent qu'il ne semble pas possible de tester un seul spécimen à plusieurs niveaux de déviateur de contrainte.

6) Teneur en eau : la teneur en eau est un facteur important pour l'accumulation de la déformation permanente. On constate que la déformation à 120% de la teneur en eau optimale est égale respectivement 3 et 5 fois la déformation à 110 et 105% de l'optimale (Figure II - 36).

- **Pour la deuxième série d'essais :** Quatre sols de l'Arkansas (Etats Unis) ont été prélevés, et les résultats sont présentés sur la Figure II - 37 et la Figure II - 38 en termes de : 1) contrainte déviatoire ; 2) teneur en eau ; 3) densité sèche ; 4) effet de l'histoire. On trouve ou confirme que :

  1) ε_p augmente avec la contrainte déviatoire

  2) pour ces trois teneurs en eau (du côté humide de l'optimale), ε_p augmente avec la teneur en eau

  3) ε_p diminue avec la densité sèche

  4) la contrainte précédente provoque un écrouissage important

Tableau II - 14 : Pourcentage de déformation permanente (d'après ELLIOTT et al., 1998[1])

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

Tableau II - 15 : Résultats des régressions en utilisant des données différentes (ELLIOTT et al., 1998[1])

	Range 1 *Using All Data* (1600000)	Range 2 (100 to 1.6E6)	Range 3 (100 to 1.0E6)	Range 4 (100 to 1.0E5)	Range 5 (100 to 1.0E4)	Range 6 (100 to 5000)	Range 7 (100 to 1000)	Range 8 (100 to 500)
R^2	0.9593	0.9774	0.9803	0.9837	0.9626	0.9496	0.9855	0.9969
Intercept	0.3142	0.3240	0.3199	0.3134	0.3049	0.2933	0.2525	0.2310
Slope	0.0350	0.0328	0.0340	0.0360	0.0389	0.0432	0.0588	0.0678
Standard Error for R^2	0.0086	0.0056	0.0056	0.0041	0.0045	0.0044	0.0019	0.0008
Standard Error for Intercept	0.0018	0.0013	0.0012	0.0011	0.0019	0.0026	0.0021	0.0015
Standard Error for Slope	0.0004	0.0003	0.0003	0.0003	0.0006	0.0009	0.0008	0.0006

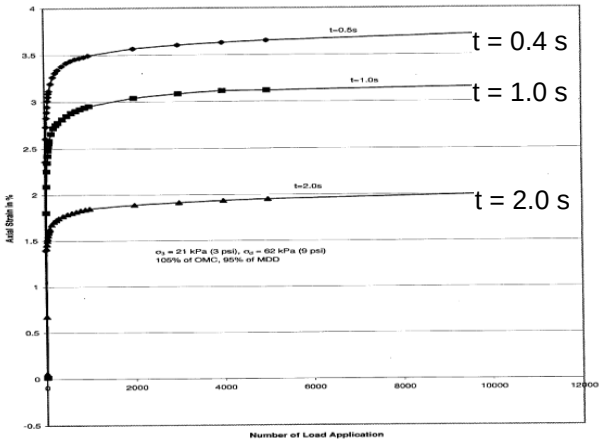


Figure II - 33 : Comparaison des déformations pour différentes durées de repos (x : nombre de cycles, y : déformation axiale ; d'après ELLIOTT et al., 1998[1])

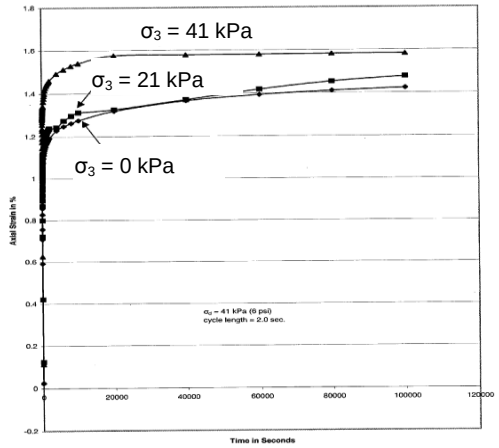


Figure II - 34 : Influence da la pression de confinement sur la déformation permanente (x : temps en seconde, y : déformation axiale ; d'après ELLIOTT et al., 1998[1])

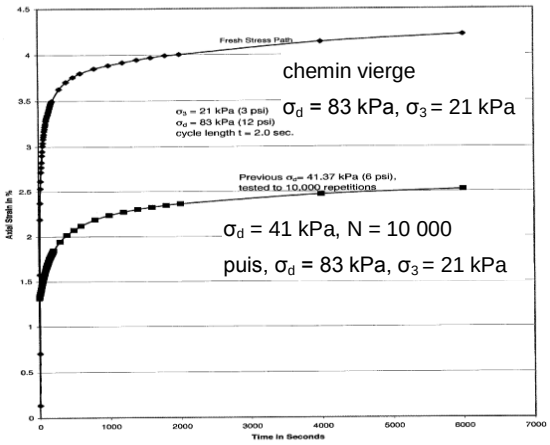


Figure II - 35 : Influence de l'histoire des contraintes sur la déformation permanente (x : temps en seconde, y : déformation axiale ; ELLIOTT et al., 1998[1])

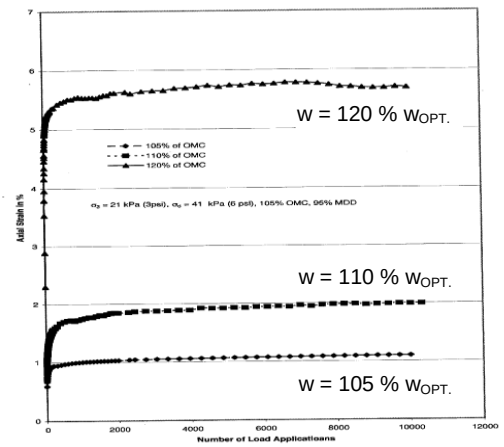


Figure II - 36 : Influence de la teneur en eau sur la déformation permanente (x : nombre de cycle, y : déformation axiale ; ELLIOTT et al., 1998[1])

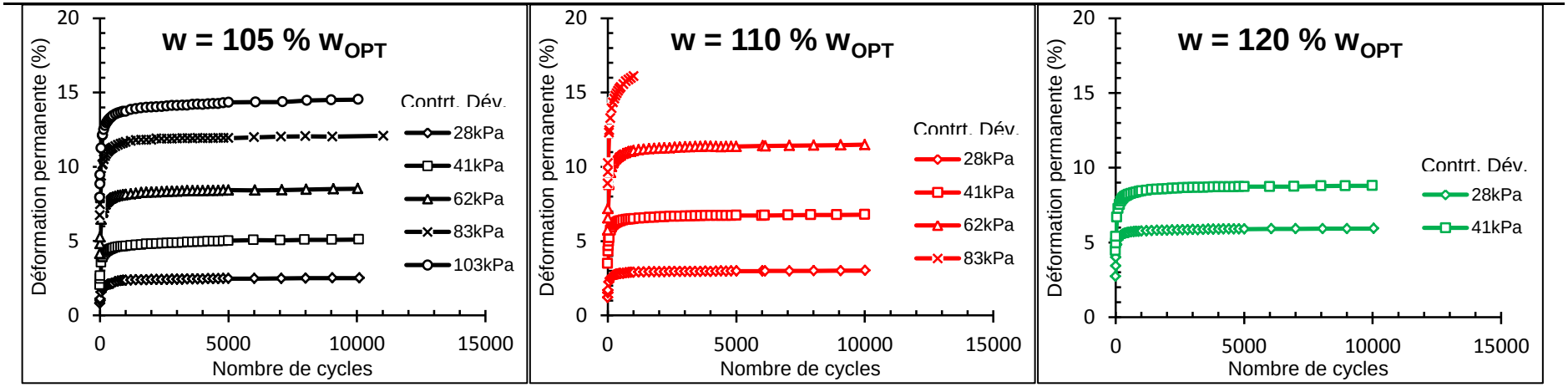
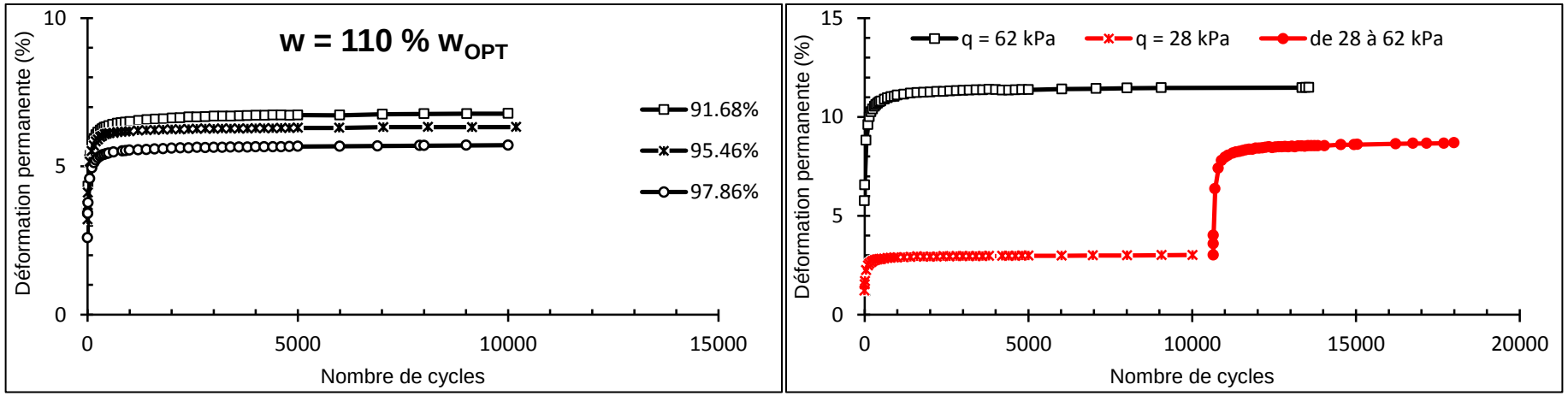


Figure II - 37 : Déformation permanente en fonction de nombre de cycles pour différentes teneurs en eau de compactage (d'après ELLIOTT, 1998[2])



e) Effet de la densité sèche sur la déformation permanente

f) Effet de l'histoire de contrainte déviatoire

Figure II - 38 : Etude de la déformation permanente du sol compacté d'Enders (d'après ELLIOTT, 1998[2])

II.2.4 Etude de la microstructure par la porosimétrie au mercure

Cette bibliographie comporte : 1) l'introduction de la technique (PIM) ; 2) une synthèse des travaux.

II.2.4.1 Introduction de la technique de porosimétrie par intrusion de mercure (PIM)

L'essai de porosimétrie au mercure implique l'intrusion d'un liquide non-mouillant (mercure) à basse et haute pressions dans un échantillon au moyen d'un porosimètre. Etant donné que le mercure ne mouille pas la plupart des substances et ne pénètre pas spontanément dans les pores par capillarité, il doit être forcé dans les pores par application d'une pression externe (Figure II - 39).

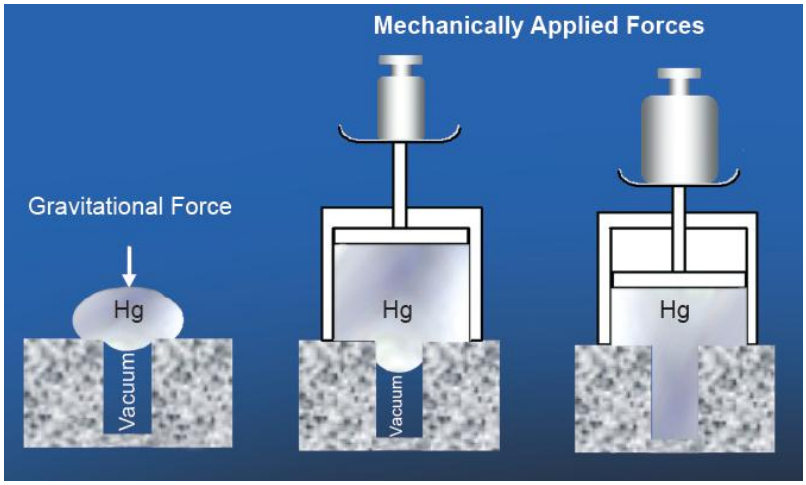


Figure II - 39 : Mercure en équilibre avec et entre une ouverture sous des forces de plus en plus grandes

La dimension des pores (le rayon équivalent de pore) pour chaque pression d'injection peut être calculée par la loi de Laplace :

$$P = \frac{2\sigma \cos\theta}{r}$$

Avec P la pression d'injection
σ la tension de surface mercure-air (0.485 N/m)
θ l'angle de contact mercure-solide (141 degrés)
r le rayon des pores atteints à la pression P

Pour chaque pression, le volume de mercure injecté (V) correspond à un rayon équivalent des pores (r). Avec ces valeurs, on peut théoriquement déduire : 1) le volume de mercure cumulé en fonction du rayon équivalent des pores ; 2) la variation de volume et la variation du logarithme du volume injecté [dV/d(lgD)]. Ces deux courbes ci-dessus peuvent représenter la microstructure (la distribution des tailles des pores) des sols.

II.2.4.2 Synthèse de travaux sur PIM

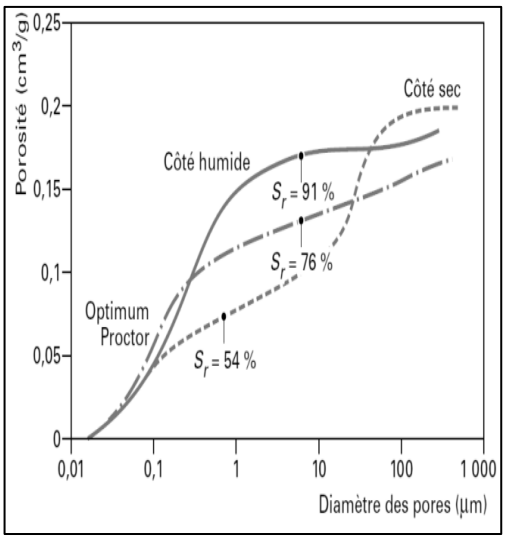
La synthèse des travaux déjà faits sur la porosimétrie par intrusion au mercure se compose de 4 thèmes : 1) effet de la teneur en eau et de l'énergie de compactage ; 2) effet de la succion ; 3) relation entre les résultats de PIM et SWCC ; 4) les pores non-injectés.

- Effet de la teneur en eau et de l'énergie de compactage : dès les années 1970, l'effet de la teneur en eau sur la microstructure de sol en utilisant la méthode de PIM a été étudié par

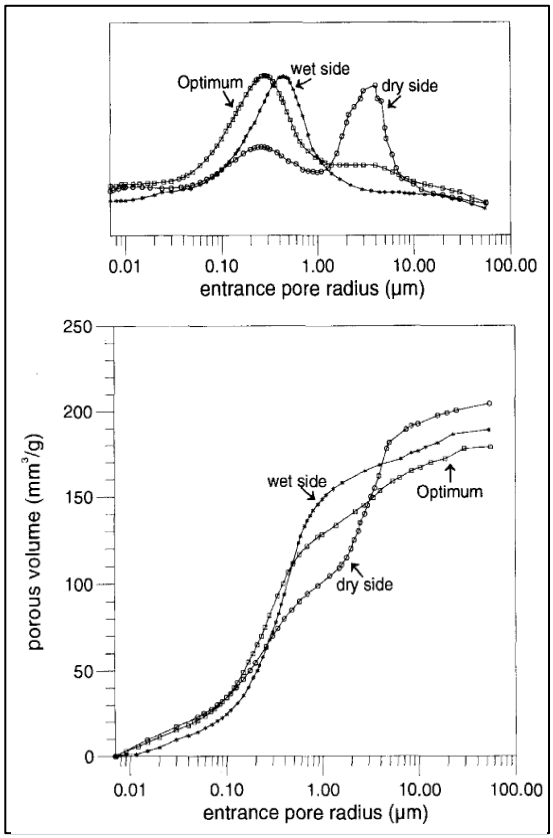
DIAMOND (1970), AHMED et al. (1974), DELAGE et LEFEVBRE (1984), DELAGE et al. (1996), SIMMS et YANFUL (2001, 2002) etc.. Le Tableau II - 16 présente un résumé de ces études.

Parmi ces travaux dans le tableau, ceux de DELAGE et al. (1996) portent sur la microstructure d'un limon compacté avec différentes teneurs en eau étudiée à la fois au moyen du microscope électronique à balayage et du porosimètre au mercure. Cet auteur a trouvé que les courbes de porosimétrie sont quantitativement remarquablement similaires à celles obtenues par AHMED et al. (1974) sur un sol complètement différent (Figure II - 40). DELAGE et al. (1996) indiquent que :

- Pour les petits pores qui ont un rayon d'entrée compris entre 0.01 µm et 0.18 µm, il n'y a pas de différence des courbes de distribution de taille de pores ;
- Les échantillons du côté sec montrent une courbe bimodale, par contre, les courbes des échantillons du côté humide et de l'optimum PROCTOR sont unimodales, avec un point d'inflexion ;
- L'échantillon de l'optimum PROCTOR a le volume poreux total le plus faible, ce qui est cohérent avec la densité sèche la plus grande ;
- Les deux autres échantillons ont des volumes totaux des pores inégaux bien qu'ils aient la même densité sèche, cette différence est due à la variabilité de l'unité de poids sec.



a) Résultats de AHMED et al. (1974, cités par DELAGE et CUI, 2000)



b) Résultats de DELAGE et al. (1996)

Figure II - 40 : La distribution des tailles des pores pour trois échantillons compactés

CUI a comparé les résultats de DIAMOND (1970) et ceux de DELAGE et al. (1996), et il a trouvé que ces résultats étaient proches.

Pour l'effet de l'énergie de compactage, DIAMOND (1970), HOFFMANN et al. (2007), FERBER et al. (2008) ont effectué séparément des essais sur différents sols (Tableau II - 17).

La Figure II - 41 présente les résultats des courbes porosimétriques obtenues par HOFFMANN et al. (2007) sur des échantillons argileux compactés statiquement à une faible teneur en eau. Toutes les courbes présentent une distribution bimodale, dans laquelle la microporosité (pores intra-agrégats) demeure inchangée, quand la densité augmente de 1.35 à 1.7, ce qui correspond à un passage de la charge de compactage de 2.62 MPa à 15.72 MPa, selon la relation obtenue par les auteurs reliant la densité sèche et la contrainte verticale de compactage. Ce résultat montre que les changements de l'indice des vides ne correspondent qu'à des changements de la macroporosité.

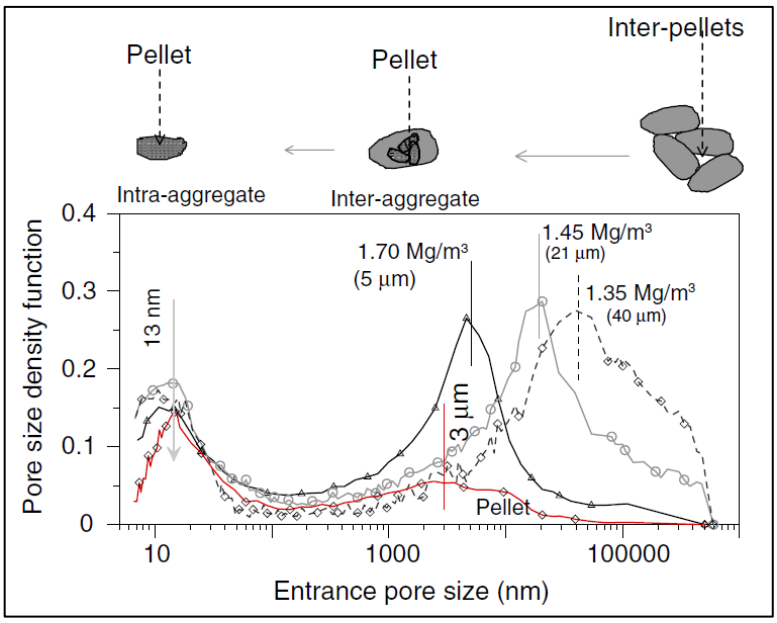


Figure II - 41 : Courbes porosimétriques de l'argile FEBEX compactée à différentes densités sèches (HOFFMANN et al., 2007)

Tableau II - 16 : Résumé des travaux réalisés sur l'effet de la teneur en eau sur la microstructure de sol en utilisant la méthode de PIM

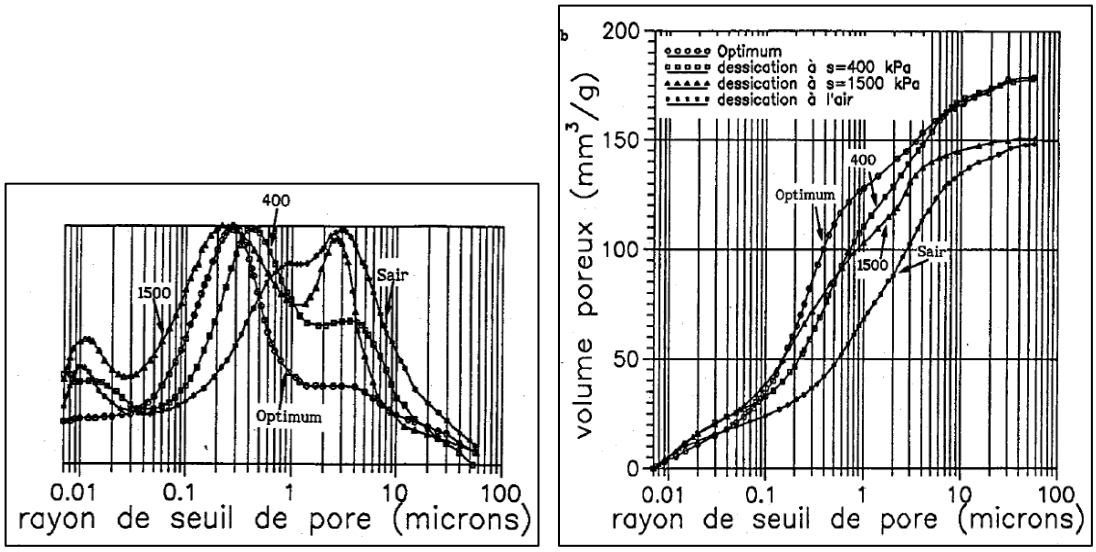
	DIAMOND (1970)	AHMED et al. (1974)	DELAGE et LEFEVBRE (1984)	DELAGE et al. (1996)	SIMMS et YANFUL (2002)
Matériau	Kaolin d'Edgar Plastique Etats Unis	Argile de Grundite Etats Unis	Argile de St. Marcel Canada	Limon de Jossigny France	"Glacial till" de London Canada
Propriétés	$w_{opt.}$ = 26%	$w_{opt.}$ = 21.5% (Pro.) $w_{opt.}$ = 21.4% (Pét.) $w_{opt.}$ = 21.4% (Sta.)	w_L = 60% I_p = 35	w_L = 37% I_p = 18 $w_{opt.}$ = 18% $\gamma_{opt.}$ = 16.7 kN/m^3	w_L = 27% I_p = 9 $w_{opt.}$ = 13.7% $\gamma_{opt.}$ = 18.1 kN/m^3
Méthode de Compactage	Dynamique (impact)	PROCTOR Normal Pétrissage Statique	Echantillon naturel	PROCTOR Normal	PROCTOR Normal
Teneur en eau d'échantillon	$w_{opt.}$ - 4, $w_{opt.}$, $w_{opt.}$ + 4	$w_{opt..}$ - 6, $w_{opt.}$ - 2, $w_{opt.}$, $w_{opt.}$ + 5	83.3%, 76.9%	$w_{opt.}$ - 3, $w_{opt.}$, $w_{opt.}$ + 3	$w_{opt.}$ - 5, $w_{opt.}$ + 5

Tableau II - 17 : Résumé des travaux réalisés sur l'effet de l'énergie de compactage sur la microstructure de sol en utilisant la méthode de PIM

	DIAMOND (1970)	HOFFMANN et al. (2007)	FERBER (2008)
Matériau	Kaolin d'Edgar Plastique Etats Unis	Argile FEBEX Espagne	argile limoneuse de Lgod, Argile d'AvA34 ; France
Propriétés	$w_{opt.}$ = 26%	w_L = 93% I_p = 46	w_L = 41.2, 98.1% I_p = 19.1, 61.1
Méthode de Compactage	Dynamique (impact) n = 30, 20, 15 cps./couche	Statique	PROCTOR miniaturisé
Echantillon	w = $w_{opt.}$ = 26%	ρd = 1.35, 1.45, 1.7 Mg/m3 w = 3 - 4%	bien compacté, peu compacté

- **Effet de la succion :** la succion a une influence notable sur le comportement des sols compactés non saturés, et elle a été étudiée par CUI (1993), SIMMS et YANFUL (2001), CUISINIER et LALOUI (2004), KOLIJI et al. 2006, etc..

  - Travaux de CUI (1993) : la Figure II - 42 montre les courbes porosimétriques du limon de Jossigny compacté à l'optimum, puis soumis à différents niveaux de succion (400, 1500 kPa, et séchage à l'air). Sur la courbe de porosimétrie dérivée, CUI (1993) indique que la famille de microporosité est de plus en plus marquée, avec des points d'inflexion pratiquement identiques (de 3 µm à 4 µm). Quand à la microporosité, la famille de micropores n'existe plus pour l'échantillon séché à l'air. En ce qui concerne l'ultraporosité (r < 0.03 µm), on observe la création d'une famille de pores de plus en plus marqués à succion croissante. Les courbes cumulées montrent que le volume poreux est d'autant plus faible que la dessiccation s'intensifie.

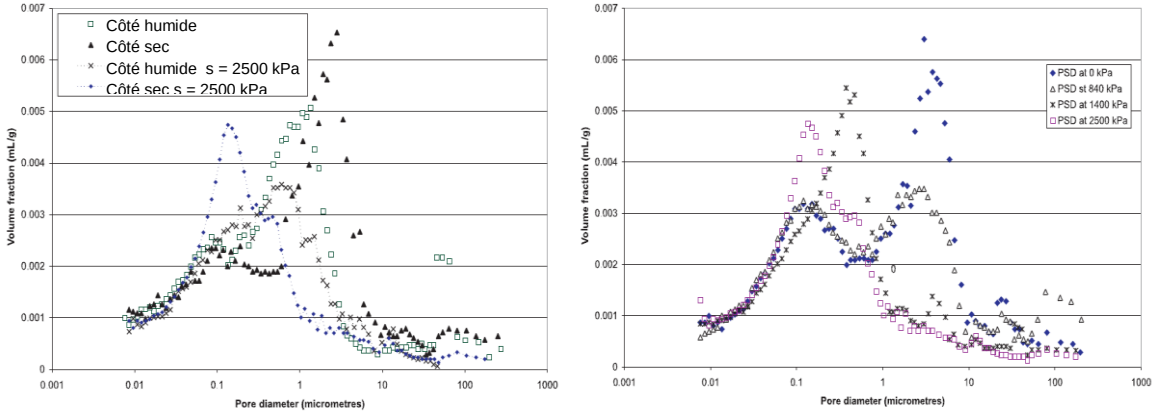


a) courbes dérrivées b) courbes cumulées

Figure II - 42 : Effet de la succion (dessiccation) sur les courbes porosimétriques (d'après CUI, 1993)

  - Travaux de SIMMS et YANFUL (2001) : SIMMS et YANFUL (2001) ont comparé les courbes porosimétriques d'échantillons « glacial till » compactés du côté sec et humide (w = 8, 17%), soumises à une succion de 2 500 kPa après saturation (la teneur en eau finale, le degré de saturation, ainsi que la porosité sont identiques, w = 16%, S_r = 0.95, n = 0.29). La mise en succion des échantillons provoque un décalage vers la gauche du diamètre d'accès des pores, se traduisant ainsi par une structure unimodale, tel que le montre la Figure II - 43. Du côté sec, il passe de 3 µm à 1 µm, tandis que du côté humide il passe de 1 µm à 0.1 µm.

    Ensuite, les auteurs montrent l'évolution de la courbe porosimétrique d'un échantillon compacté à une teneur en eau de 18% soumis directement à différents niveaux de succion sans passer par la phase de saturation. Ils ont trouvé que la microstructure finale de cet échantillon et celle de l'échantillon compacté précédemment (à 17%) sont pratiquement identiques. La cinétique d'évolution de la microstructure, passe d'abord par une réduction du volume des pores inter-agrégats sans changement significatif du diamètre d'accès (4 µm), jusqu'à une succion de 1 400 kPa où la disparition de ces pores est suivie d'une hausse du volume des pores de diamètre d'accès de 0.2 µm.



a) suction contrôlée après saturation b) suction contrôlée directement

Figure II - 43 : Evolution de la microstructure des échantillons compactés (SIMMS et YANFUL, 2001)

- Travaux de CUISINIER et LALOUI (2004) : CUISINIER et LALOUI (2004), et KOLIJI et al. (2006) ont étudié l'effet de la succion (drainage, 0 < s < 400 kPa) sur un limon sableux compacté à une teneur en eau de 15%, et une densité sèche de 14 kN/m^3. Selon la Figure II - 44, ils ont remarqué sur la même figure que le processus de drainage induit une réduction de certaines classes de macropores, accompagnée d'une augmentation d'autres classes de rayons compris entre 0.2 et 1 µm relatif à la même classe pour aboutir en fin d'essai (s = 400 kPa) à une structure bimodale. La classe des pores inférieurs à 0.1 µm ne semble pas affectée par les variations de succion.

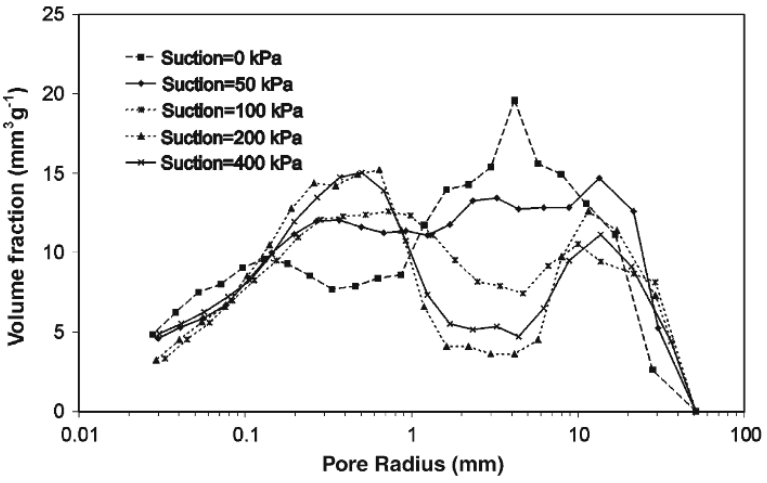


Figure II - 44 : Evolution de la porosité lors de la variation de la succion entre 0 et 400 kPa (CUISINIER et LALOUI, 2004 ; KOLIJI et al., 2006)

- Relation entre les résultats de PIM et SWCC (courbe de drainage-humidification) : la relation entre les résultats de PIM et SWCC a été étudiée par PRAPAHARAN (1985), CUI (1993), ROMERO (1999).

  - Travaux de PRAPAHARAN (1985) : PRAPAHARAN (1985) a comparé les résultats de rétention d'eau par l'expérience et le calcul à partir des résultats porosimétriques. Sur la Figure II - 45, on aperçoit une assez bonne correspondance entre l'expérience et le calcul.

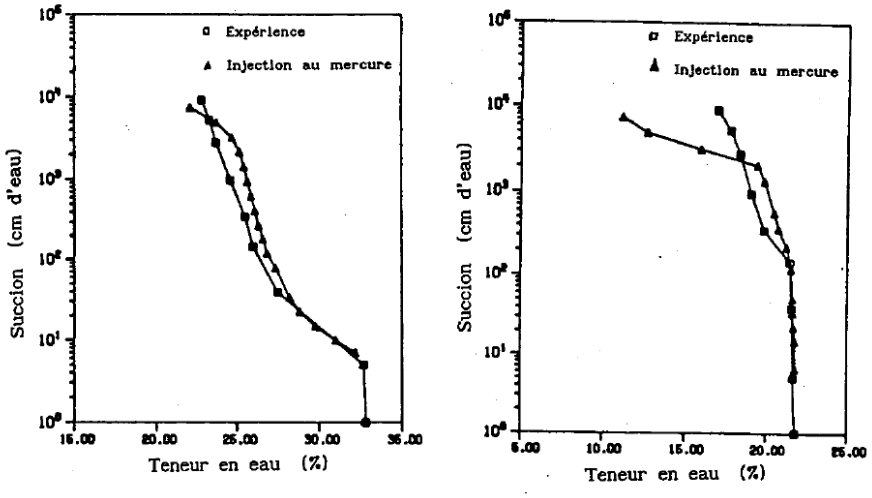


Figure II - 45 : Courbes de rétention d'eau déterminées à partir des courbes porosimétriques (d'après PRAPAHARAN, 1985 ; cité par CUI, 1993)

Travaux de CUI (1993) : en se basant sur les résultats de PRAPAHARAN (1985), CUI (1993) a comparé la courbe (Figure II - 46) de rétention d'eau sur le limon de Jossigny. Il a trouvé que : 1) la courbe cumulée donne une bonne allure globale ; 2) mais la courbe expérimentale se trouve largement au dessus de la courbe calculée.

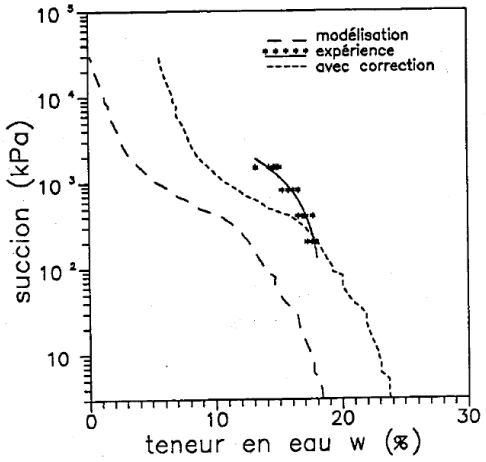


Figure II - 46 : courbes de rétention d'eau expérimentale et calculée (d'après CUI, 1993)

Par la suite, l'auteur fait artificiellement une correction en effectuant une translation vers la droite (en pointillé) de telle sorte que la teneur en eau soit de 23.8% à succion nulle (cette valeur correspond à la porosité totale de Nat). Il remarque que les courbes expérimentale et calculée se croisent à 200 kPa de succion, ce qui correspond à la succion initiale de l'échantillon après le compactage, et la mise à la succion de 200 kPa n'engendre pratiquement aucun échange d'eau, ni variation de volume. Finalement, l'auteur conclut que :

1) la courbe calculée n'est équivalente à la courbe expérimentale que dans le cas où la microstructure est indépendante de la variation de succion ;

2) en général, une courbe expérimentale peut être considérée comme une famille de courbes calculées dont chaque courbe représente un état de structure du sol à une succion donnée ;

3) la détermination de la courbe de rétention d'eau à partir de la structure porosimétrique semble discutable, dans la mesure où ces derniers ne tiennent pas compte du changement de la microstructure.

- Travaux de ROMERO (1999) : La compaison (Figure II - 47) des courbes de rétention d'eau faite par ROMERO (1999) montre qu'il y une bonne correspondance entre l'expérimentation et le calcul, en tenant compte de la teneur en eau résiduelle (ici, 4.9% pour la succion de 45 MPa). L'auteur pense donc qu'il est possible d'utiliser la distribution des tailles des pores pour déterminer la courbe de rétention d'eau.

  Mais, les résultats de MIP suivre de plus près les chemins d'humidification quand ils auraient dû suivre le chemin de drainage, il y a pas d'explications concluantes ont été proposées pour expliquer ces différences.

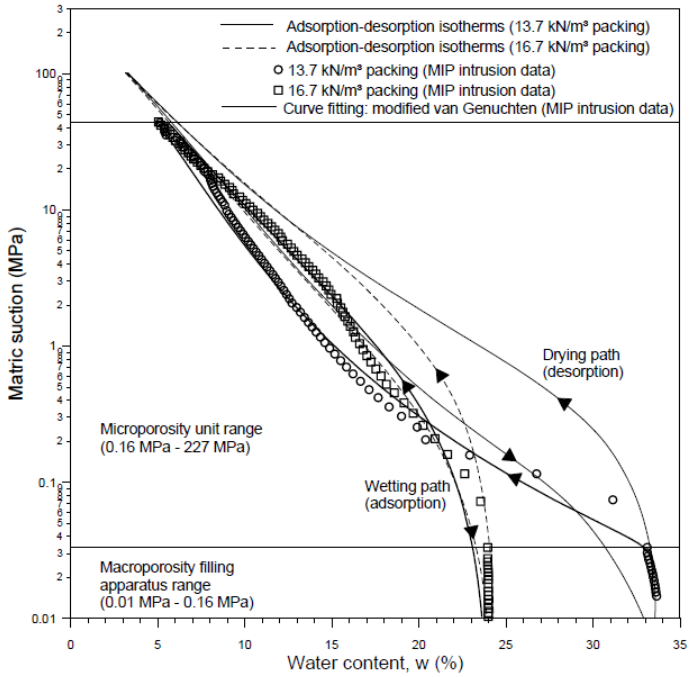


Figure II - 47 : Comparaison des courbes de rétention d'eau expérimentale et calculé (ROMERO, 1999)

- **Les pores non-injectés :** Plusieurs chercheurs (DELAGE et LEFEBVRE, 1984 ; SIMMS et YANFUL, 2004 ; TARANTINO et DE COL, 2008 ; MONROY et al., 2010) ont trouvé qu'il y avait une différence significative entre l'indice des vides mesuré par l'intrusion de mercure, et celui mesuré directement après compactage.

  MONROY et al. (2010) ont indiqué les raisons possibles de cette différencen, qui sont : 1) la pression maximum que l'appareil peut appliquer n'est pas suffisante pour remplir les pores avec des tailles trop petites (porosité non-intrusive) ; 2) les pores qui sont isolés à l'intérieur des particules solides (porosité fermée) ne peuvent pas être mesurés ; 3) il est également possible que les pores dans un échantillon soient trop gros pour être détectés avec la pression minimale de l'appareil.

  Pour les argiles compactées, SIMMS et YANFUL (2004) ont indiqué que la porosité fermée jouait un rôle relativement moins important que la porosité non-intrusive. Dans les travaux de MONROY et al. (2010), ils ont donc supposé que la différence e_0 - e_{max} (Figure II - 48) reflètait la porosité non-intrusive. Ils ont ensuite défini trois types de porosité :1) porosité non-intrusive, qui correspond à la différence e_0 -

e_{max} ; 2) porosité libre, qui est déterminée par e_{max} - e_{ex} ; 3) porosité piégée, qui est la différence de e_{ex} - e_{min}, où e_{min} est généralement zéro.

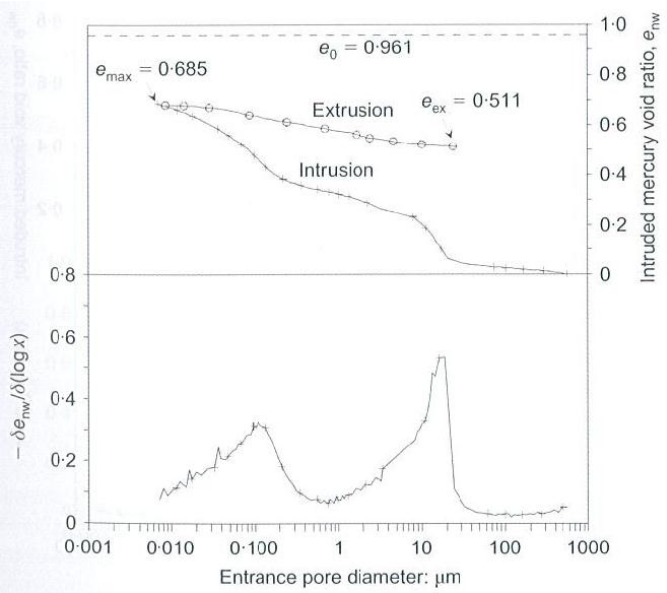


Figure II - 48 : Distribution des tailles des pores pour l'argile Londres (après MONROY et al., 2010)

TARANTINO et DE COL (2008) ont défini : 1) l'indice d'eau (e_w) : $e_w = wG_s$, où w est la teneur en eau gravitaire, G_s est la densité des grains solides ; 2) l'indice de volumes cumulés (e_{vc}) : $e_{vc} = (V_{intrusion\ /\ extrusion}) / V_s$, où $V_{intrusion\ /\ extrusion}$ signifie le volume d'intrusion ou d'extrusion de mercure, V_s signifie le volume de solide ; De plus, ils ont présenté une méthode pour déterminer la porosité intra-agrégat, et la porosité inter-agrégat (Figure II - 49).

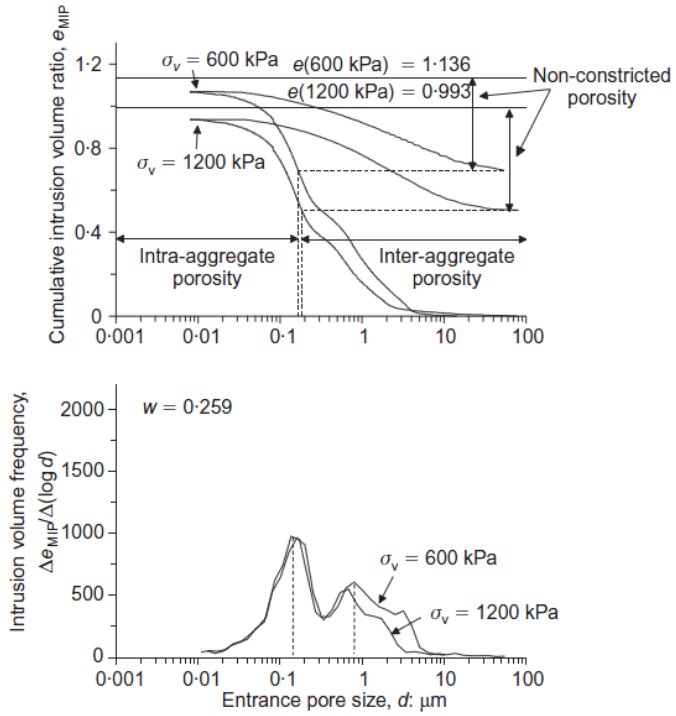


Figure II - 49 : Comparaison du volume d'intrusion d'échantillons compactés à même teneur en eau à différentes contraintes verticales (TARANTINO et DE COL, 2008)

II.3 Etude expérimentale

Les méthodes expérimentales exposées dans ce chapitre se composent de : 1) la méthode expérimentale pour l'étude du compactage ; 2) la méthode expérimentale pour les phénomènes de matelassage et d'orniérage ; 3) la microstructure par intrusion de mercure.

II.3.1 Etude expérimentale pour l'étude de compactage

Dans la bibliographie (Chapitre II.2.1), on a résumé les paramètres qui influencent le compactage du sol et introduit des méthodes qui permettent de mesurer la succion du sol compacté. Ici, on continue à étudier les paramètres de compactage, et on essayera de mesurer la succion du sol compacté en utilisant les méthodes introduites précédemment.

II.3.1.1 Les paramètres de compactage de l'argile

Dans cette partie, on utilise le compactage dynamique par la méthode PROCTOR, qui a été présenté dans le Chapitre I.2.5 (Essai PROCTOR). Parmi les six paramètres de compactage que l'on a mentionné, une attention particulière a été accordée à la teneur en eau et l'énergie de compactage Dans ce cas, les autres paramètres sont donc supposés être les mêmes, car on utilise un seul matériau avec les mêmes granulométrie, propriétés physico-chimiques, etc..

- **La teneur en eau :** on mélange les poudres préparées précédemment avec différentes quantités d'eau pour obtenir différentes teneurs en eau initiales (ici, les teneurs en eau sont entre 20% et 45%). Puis, on suit les mêmes étapes que présenté dans le Chapitre I.2.5.

  Note : *La teneur en eau ne peut pas dépasser 45%, car le sol est si mou et collant qu'il est très difficile de le compacter quand la teneur en eau est supérieure à 45%. Le cas que l'on rencontre souvent est que le sol s'est collé sur la surface de mouton et la surface intérieure du fourreau, ce qui réduit l'énergie de compactage en raison de l'adhérence entre le mouton et le fourreau.*

- **L'énergie de compactage :** trois énergies de compactage sont appliquées : 1) 3 couches et 15 coups/couche ; 2) 3 couches et 25 coups/couche ; 3) 3 couche et 35 coups/couche. Les énergies correspondantes sont de 0.36, 0.60 et 0.84 MJ/m^3.

II.3.1.2 La mesure de succion

Pour chaque échantillon compacté, on mesure leur succion en utilisant le papier filtre (Whatman 42), et on mesure le gonflement libre après compactage pendant l'équilibre de teneur en eau entre le papier filtre et l'échantillon. Des mesures ont également été faites avec un psychromètre, mais seulement sur certains échantillons parce que l'un des capteurs psychrométrique a été endommagé après quelques mesures. On présente donc l'étude expérimentale de : 1) la mesure de succion par papier filtre ; 2) la mesure du gonflement libre après compactage ; 3) la mesure de succion par psychromètre.

II.3.2.2.1 La mesure de succion par papier filtre

Le papier filtre, qui est intercalé entre deux papiers normaux, est mis sur la première couche, puis on ajoute du sol et on continue à compacter. Entre la deuxième et la troisième couche, on fait la même manip, et à la fin, on compare les teneurs en eau du papier en haut (entre 2ème et 3ème couche) et en bas (entre 1ère et 2ème couche).

Note : *quelques aspects importants de cette méthode sont :*

1) La durée de l'équilibre entre le papier filtre et l'échantillon : *Dans cette thèse, on laisse les papiers filtres dans les échantillons pendant 2 ou 3 semaines pour que l'équilibre soit sûrement établi. Mais, on trouve*

qu'il apparaît une moisissure (Figure II - 50) sur le papier filtre après quelques semaines, et elle continue à croître avec le temps. Cette moisissure influence la mesure de la teneur en eau du papier filtre. De plus, on observe que les papiers normaux entre lesquels le papier filtre est placé sont cassants après une longue durée, surtout quand les échantilons sont humides. Il est donc conseillé de ne pas prolonger ce processus plus de 3 semaines.



Figure II - 50 : La moisissure apparaît pendant l'équilibre du papier filtre et de l'échantillon

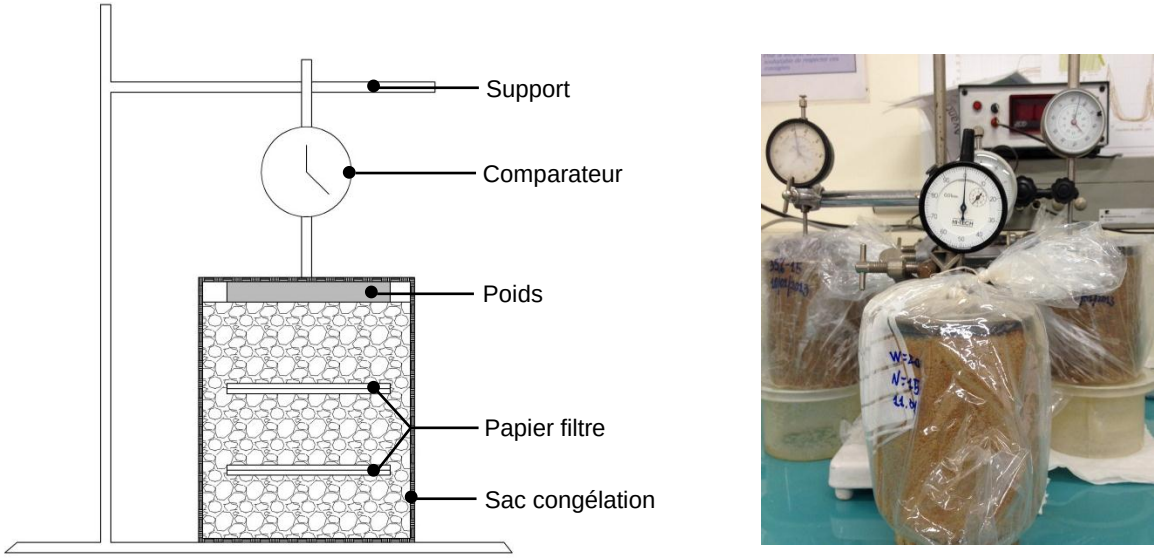
***2) La rapidité de la mesure de la teneur en eau du papier filtre** : Il est essentiel d'éviter maximum l'évaporation ou l'absorption d'eau quand on retire le papier filtre et mesure sa teneur en eau dans les conditions ambiantes qui sont généralement différentes que de celles dans l'échantillon. En général, on réalise toute ces mesures en moins de 5 secondes ;*

***3) La courbe d'étalonnage :** Comme on a montré sur la Figure II - 14 (Chapitre II.2.1.3), il existe une grande dispersion pour la courbe d'étalonnage. Dans cette thèse, on utlise la courbe de CHANDLER et al. (1992) parce que : 1) la courbe de l'OLIVEIRA et MARINHO (2006) est loins de celles obtenues par ASTM et CHANDLER et al (1992) , surtout quand la teneur en eau du papier filtre est inférieure à 45% ; 2) il n'y y pas de différence apparente entre l'ASTM et CHANDLER et al. (1992).*

II.3.2.2.2 La mesure du gonflement libre après compactage

On prend directement les échantillons précédents, avec le papier filtre à l'inférieur, pour mesurer leur gonflement libre à température constante (20 °C). Le dispositif expérimental est présenté sur la Figure II - 51, et il comporte principalement :

- **Un échantillon compacté**, sur lequel un poids métallique de 1 kg est posé ;
- **Un sac de congélation**, dont la largeur, la hauteur et l'épaisseur sont respectivement de 25 cm, 32 cm, et 30 µm, entoure l'échantillon et le poids pour que le système soit étanche ;
- **Un comparateur**, qui est fixé en haut sur le support métallique, et peut mesurer la variation du gonflement de l'échantillon avec une précision de 0.01 mm ; on fait la mesure manuellement chaque jour.



a) le schéma du montage b) la photo du montage

Figure II - 51 : Le dispositif expérimental pour mesurer le gonflement libre après compactage

II.3.2.2.3 La mesure de succion par psychromètre

On présente cette méthode en deux points : 1) le dispositif expérimental ; 2) la procédure expérimentale.

- **Dispositif expérimental :** Le dispositif expérimental pour cette méthode est illustré sur la Figure II - 52, il comporte : 1) un échantillon compacté ; 2) le boîtier HR-33T Dew Point Microvoltmeter ; 3) le capteur céramique ; 4) la centrale d'acquisition.

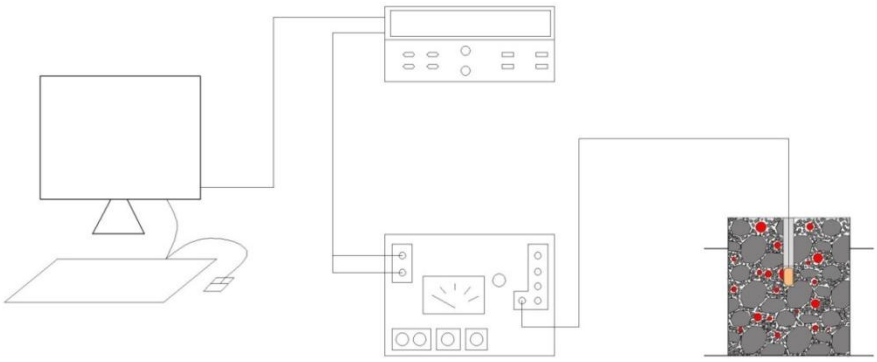


Figure II - 52 : Schéma du montage utilisant le psychromètre

- **Procédure expérimentale :** En général, la procédure consiste en : 1) l'étalonnage du psychromètre ; 2) la correction de la température ; 3) la mesure de succion ; 4) le traitement des données.

  - **L'étalonnage du psychromètre :** selon la brochure du HR-33T Dew Point Microvoltmeter, il est recommandé de faire l'étalonnage individuellement pour chaque sonde afin d'obtenir des mesures plus précises. L'étalonnage comporte :

    1) la préparation d'une solution de NaCl : la solution de NaCl de 0.5514 M (exprimée en nombre de moles de soluté pour 1000 grammes de solvant) qui correspond à une succion de 25.2 Bar à 25 °C est préparée.

2) la mesure du voltage du psychromètre : 3 mL de solution de NaCl sont mis dans un tube plastique ; puis on met le psychromètre dans ce tube, en faisant attention à ce que la céramique ne touche jamais la solution de NaCl ; ensuite, un couvercle est mis sur ce tube et on met du silicone autour pour bien l'étanchéifier ; on laisse le psychromètre dans le tube pendant 1 semaine afin que l'équilibre soit atteint ; après, on branche le psychomètre, le capteur et la centrale d'acquisition, on fait la mesure du voltage du psychromètre et on obtient une mesure correspondant à la succion de 2.52 MPa. Cette valeur sera comparée avec celles obtenues sur le sol pour déterminer la succion du sol compacté.

- **Correction de la température :** il est important de noter la température de chaque mesure et de corriger le voltage mesuré par le psychromètre ; dans la brochure, il est recommandé d'utiliser la correction ci-dessous :

  La mesure corrigée = la mesure initiale / (0.325 + 0.027 × T)

- **Mesure de la succion :** cette étape comporte :

  1) la préparation des échantillons compactés : le détail a été présenté précédemment.

  2) la mise en place du capteur : un trou de 60 mm de profondeur et 9 mm de diamètre est fait manuellement par une perceuse; puis, le capteur est mis dans ce trou, et on le remplit avec du sol avec la même teneur en eau ; à la fin, un film fin est mis à l'extérieur de chaque échantillon pour ne perdre pas d'eau.

  3) la mesure du voltage : après environ une semaine d'équilibre (on peut mesurer la succion au cours de ce processus), la mesure du voltage est faite comme lors de l'étalonnage.

- **Le traitement des données :** la succion de chaque échantillon est exprimée par la tension en µV obtenue par la mesure du psychromètre ; si on compare chaque mesure de l'échantillon avec la mesure de l'étalonnage, on a donc la relation :

$$s = \frac{\Delta v_i}{\Delta v_0} \times 2520(kPa)$$

Avec s la succion de l'échantillon

Δv_i la différence de potentiel pour l'échantillon de référence

Δv_0 la différence de potentiel pour l'échantillon mesuré

II.3.3 Etude expérimentale du comportement du sol compacté sous chargement cyclique : cas d'un poinçon

Dans cette partie, deux montages ont été construits en 2012 et 2013. Le premier montage est conçu pour déterminer la déformation dans les premiers cycles, surtout le premier cycle, la force ou l'enfoncement étant contrôlés manuellement. Le deuxième montage, comprenant une presse hydromécanique et une centrale de contrôle, a été mis au point en 2013 afin de connaître l'évolution de la déformation sous de nombreux cycles de chargement. Ce montage permet de contrôler la force et l'enfoncement du piston automatiquement, et de fournir une grande quantité de charges cycliques.

Les essais réalisés en 2012 et 2013 permettent en particulier d'étudier les propriétés d'orniérage des sols très argileux, et les paramètres qui influencent ce phénomène.

II.3.2.1 Dispositif expérimental de 2012

- **Dispositif expérimental :** Le système (Figure II - 53) comprend une presse qui supporte l'échantillon et peut le faire monter ou descendre, un ordinateur et une centrale d'acquisition. L'échantillon est placé dans un moule PROCTOR ; un piston, dont le diamètre est de 40 mm est fixé à la partie supérieure de la presse, dans l'axe de l'échantillon.

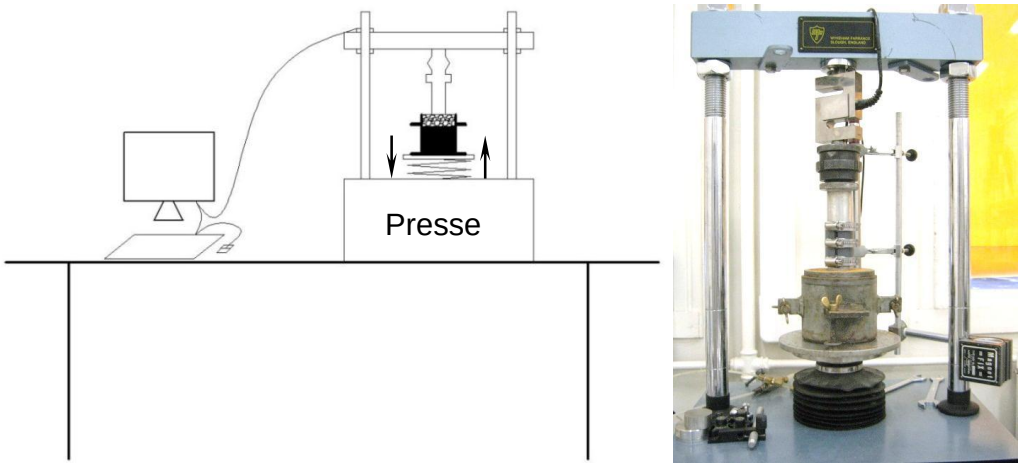
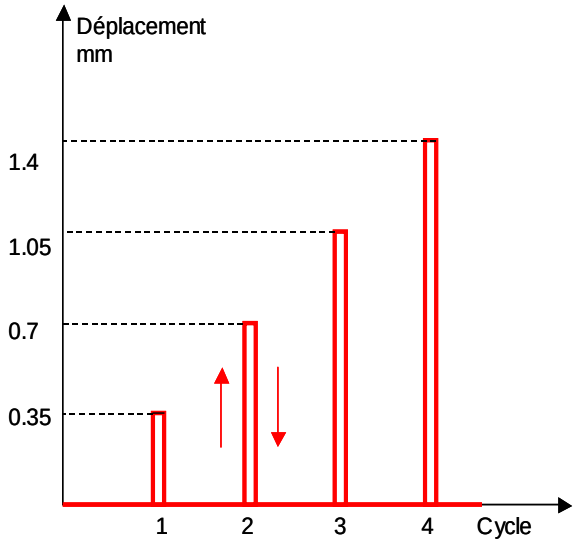


Figure II - 53 : Le dispositif expérimental de 2012 pour tester l'orniérage

- **Procédure expérimentale :**

  - **Préparation des échantillons :** les échantillons sont tous préparés comme indiqué dans la partie précédente (chapitre I), à différentes teneurs en eau initiales et énergies de compactage. Les échantillons sont compactés avec une énergie de 25 coups par couche; à chaque fois, trois échantillons sont préparés : à la teneur en eau optimum, du côté sec de l'optimum et du côté humide. Des échantillons compactés avec une énergie de 15 coups par couche ont également été préparés (Figure II - 54).

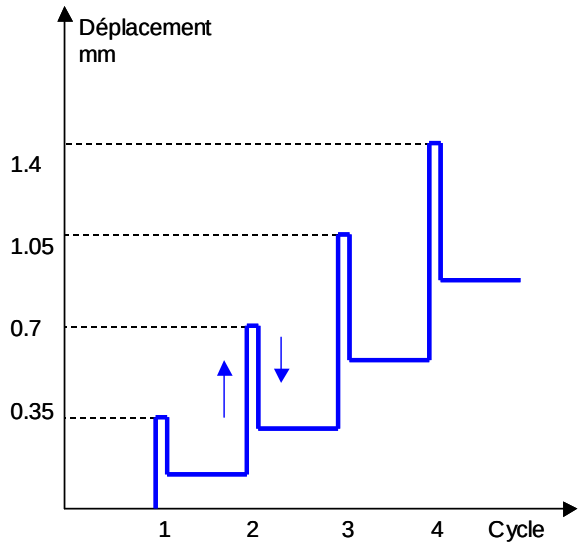
  - **Installation de l'échantillon :** Une fois l'échantillon compacté dans le moule PROCTOR, on le coupe à 35 mm d'épaisseur. La surface doit être plate pour que l'échantillon puisse être bien en contact avec le support inférieur, et avec le piston en haut. Puis, on installe cette tranche d'échantillon coupé dans le moule, dans lequel un support de 81 mm de hauteur et de 100 mm de diamètre a été placé. Enfin, on ferme la moule en fixant les vis autour, et on vérifie que l'échantillon est bien placé.



• **Charges** : Deux types de charges avec 10 cycles sont appliqués :

Dans le premier chargement, on contrôle l'enfoncement du piston. Pendant le premier cycle, le piston est enfoncé dans l'échantillon à une vitesse de 0.35 mm/minute (1%/minute), une fois établi le contact entre le piston et l'échantillon. Quand on arrive à 0.35 mm d'enfoncement, on arrête l'enfoncement du piston et le fait remonter avec la même vitesse jusqu'à ce que le piston revienne au niveau initial. Les cycles suivants sont faits comme le premier, avec la vitesse de 0.35 mm/minute, mais à chaque fois, l'enfoncement du

piston augmente de 0.35 mm par rapport au cycle précédent. C'est-à-dire que, du premier au dixième cycle, l'enfoncement du piston est respectivement de 0.35, 0.70, 1.05, 1.40, 1.75, 2.10, 2.45, 2.80, 3.15, et 3.50 mm. Le détail de la charge appliquée est illustré sur la figure à gauche et la Figure II - 55.



Dans le deuxième chargement, on contrôle l'enfoncement et la force du piston. On fait monter l'embase après avoir établi le contact entre le piston et l'échantillon. Le piston est enfoncé dans l'échantillon; quand l'enfoncement (ΔH) est égal à 0.35 mm pour le premier cycle, on arrête la presse et on fait redescendre l'embase, la force diminue; au moment où la force mesurée devient nulle, on arrête et on fait remonter l'embase, le piston s'enfonce à nouveau dans l'échantillon. Les cycles suivants sont réalisés de la même façon que le premier cycle, mais l'enfoncement du piston augmente à chaque cycle: 0.35, 0.70, 1.05, 1.40, 1.75, 2.10, 2.45, 2.80, 3.15, et 3.50 mm pour les enfoncements du premier cycle au dixième cycle (la figure à gauche et la Figure II - 56).

- **Démarrage de l'essai :**

1) Mise en contact de l'échantillon : Avant de commencer le chargement cyclique, il est important de s'assurer que l'échantillon est bien en contact avec le piston, et en même temps d'éviter l'enfoncement du piston. Une vitesse assez faible (0.035 mm/minute) est donc utilisée pour que l'enfoncement soit petit quand le piston arrive au contact de l'échantillon.

Note : *Cette étape est essentielle pour l'ensemble de l'essai, il faut éviter au maximum l'enfoncement du piston quand l'échantillon est en contact avec le piston. Avec le montage de 2013 (presenté ci-après) contrôlé par la machine automatiquement, on a les mêmes difficultés.*

2) Démarrage et enregistrement des données : quand l'échantillon est en contact, on démarre d'abord le programme GDSLAB (ou HP BenchLink) ; puis, on fait descendre le piston, les données sont enregistrées chaque 0.1 seconde.

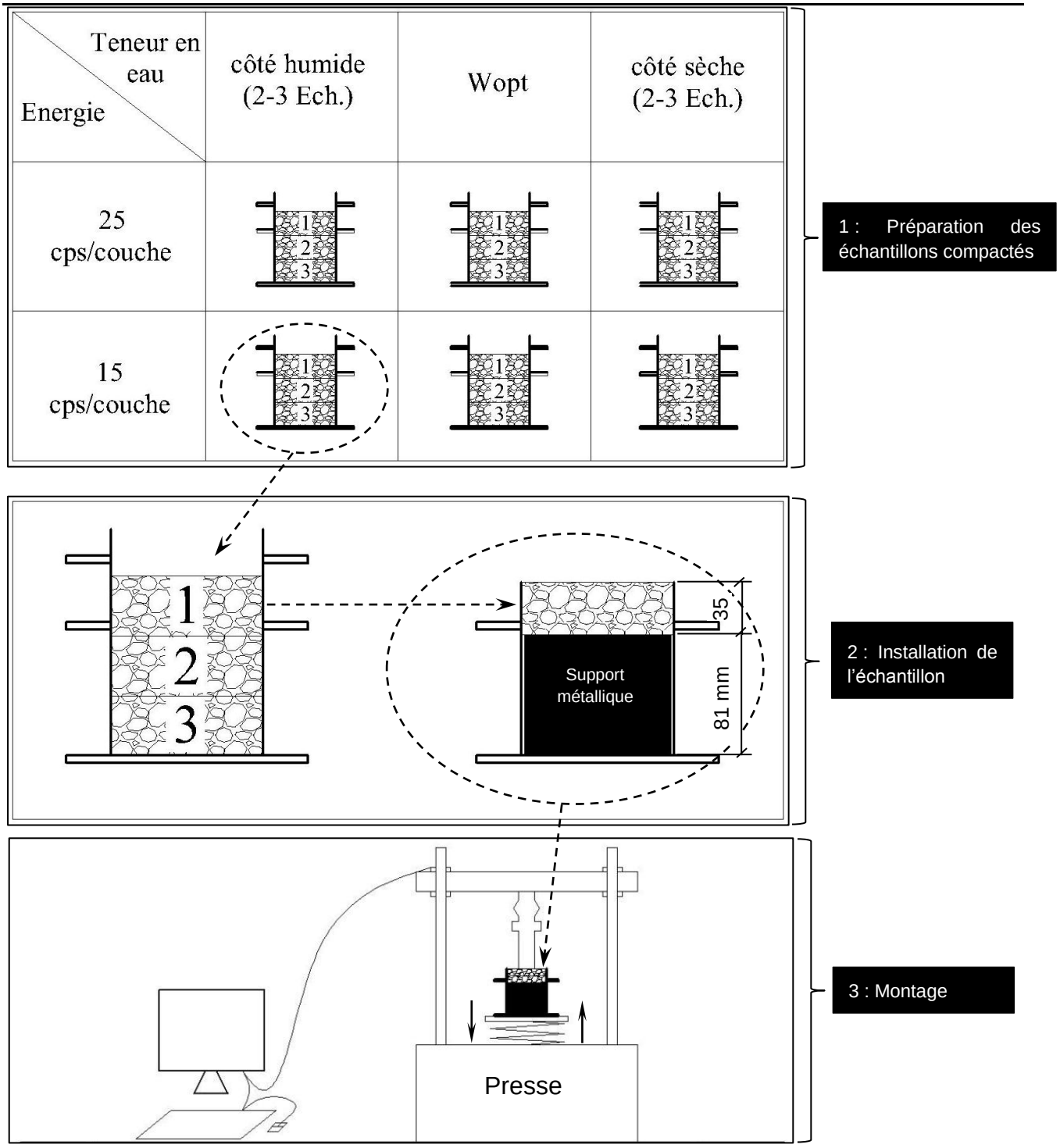
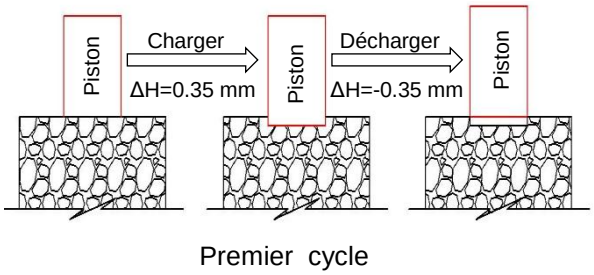
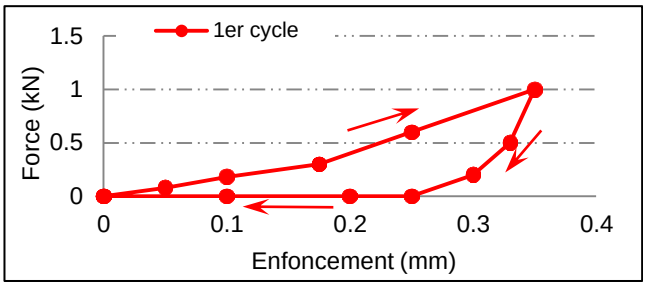
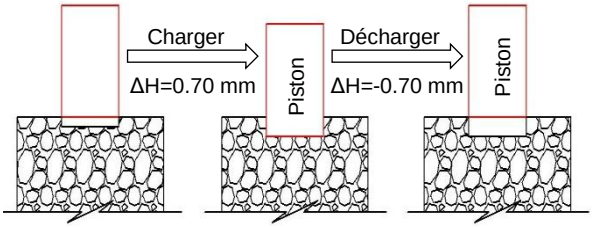


Figure II - 54 : Schéma de la procédure expérimentale pour le test d'orniérage en utilisant le dispositif de 2012

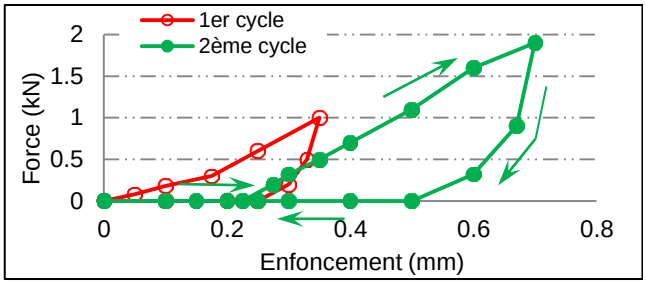


Premier cycle

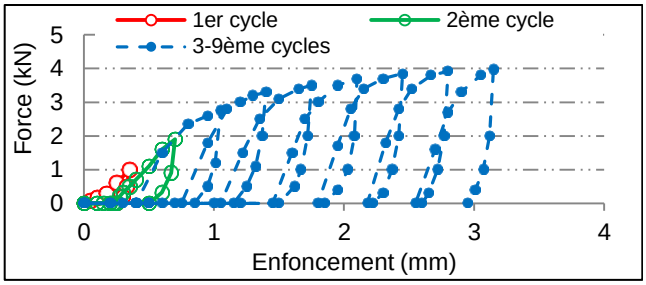


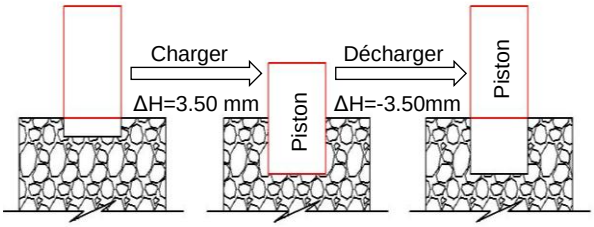


Deuxième cycle



Du troisième au neuvième cycle





Dixième cycle

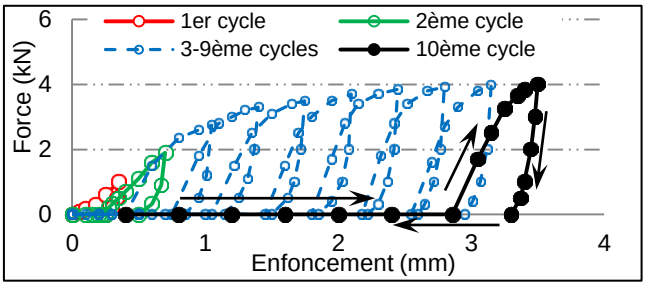


Figure II - 55 : Schéma du premier type de chargement pour le test d'orniérage en utilisant le dispositif de 2012

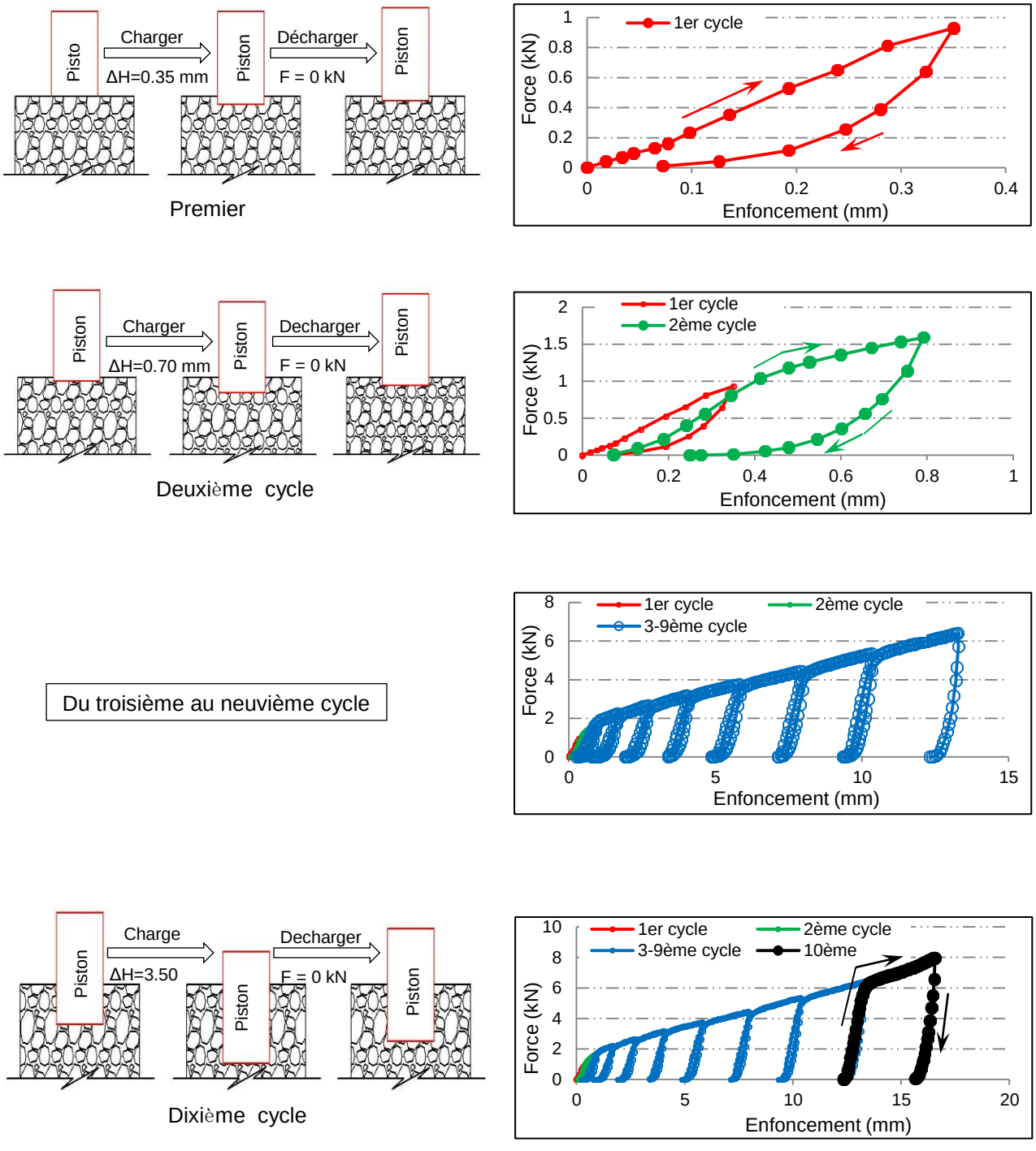


Figure II - 56 : Schéma du deuxième type de chargement pour le test d'orniérage en utilisant le dispositif de 2012

II.3.2.2 Dispositif expérimental de 2013

Ce dispositif expérimental permet de mesurer l'enfoncement relatif plastique et élastique des échantillons compactés dans la moule PROCTOR jusqu'à plusieurs dizaines de milliers de cycles.

Dispositif expérimental : le dispositif expérimental contient trois grande parties : 1) la centrale d'acquisition ; 2) la presse hydraulique ; 3) la centrale de contrôle (la 3ème partie sur la Figure II - 62 et la photo sur la Figure II - 63).

- **Centrale d'acquisition :** La centrale connecté à la presse hydraulique permet de montrer les courbes et d'enregistrer les données à chaque pas de temps ;
- **Presse hydraulique :** Elle permet de faire monter ou descendre un poinçon de 40 mm de diamètre fixé sur le piston de la presse à différentes vitesses (ou fréquences). La force exercée sur le poinçon est mesurée par un capteur, elle peut aussi être contrôlée par le programme ;
- **Centrale de contrôle :** Plusieurs formes de chargement peuvent être imposées, par exemple, le chargement contrôlé par la force, le chargement contrôlé par le déplacement, etc..

- **Procédure expérimentale :** On présente successivement : 1) l'étalonnage du capteur de déplacement ; 2) le test de la vitesse (ou fréquence) maximale de la presse hydraulique ; 3) le test de l'influence de l'épaisseur de l'échantillon ; 4) la mode opératoire.

  - **Etalonnage du capteur de déplacement :** l'indication donnée par le capteur de déplacement de la presse est contrôlée par une règle standard. Dans chaque cas, on compare la mesure de la hauteur relative du poinçon avec la règle et le capteur de déplacement séparément. La correspondance entre les 2 mesures est :

    $$L = -10 \text{ mm/Volt}$$

  - **Test de la vitesse maximale de la presse hydraulique :** Théoriquement, la vitesse de chargement doit être équivalente à celle qui est utilisée en pratique (la vitesse et la fréquence des vehicules). Cependant, il est nécessaire de prendre en compte la durée de chaque essai, car l'essai dure assez longtemps et il y a plusieurs d'échantillons à tester. Une fréquence de 1 Hz a d'abord été testée mais les résultats ont montré que cette vitesse était trop grande pour que la presse réagisse précisément (Figure II - 57) : la valeur de la force maximale atteinte était de 0.6 kN (0.15 kN plus faible que la force programmée, 0.75 kN), et la force minimale était de 0.2 kN plutôt que 0 kN.

    Premier test de fréquence : $0 \text{ kPa} \leq \sigma_v \leq 600 \text{ kPa}$ ($0 \text{ kN} \leq F_a \leq 0.75 \text{ kN}$) ; $f = 1 \text{ Hz}$

    Avec σ_v contrainte axiale du poinçon
    F_a force axiale du poinçon

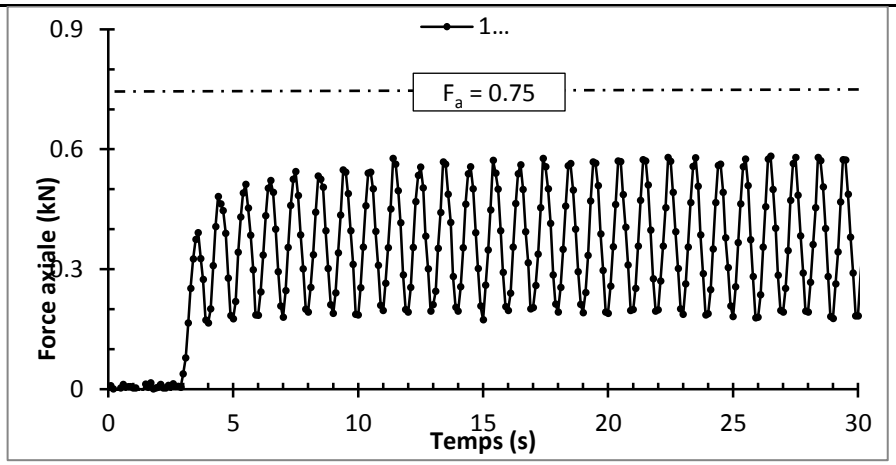


Figure II - 57 : Premier test de fréquence de chargement-déchargement pour l'orniérage - (f = 1 Hz)

Alors, afin que la presse ait assez de temps pour réagir, un second test a été fait à une vitesse dix fois plus faible (f = 0.1 Hz). Les résultats montrent que la presse fonctionne bien avec cette fréquence : les forces maximale et minimale étaient respectivement de 0.75 kN, et 0, ce qui correspond bien aux valeurs programmées (Figure II - 58).

Programme du deuxième test : 0 kPa ≤ σ_v ≤ 600 kPa (0 kN ≤ F_a ≤ 0.75 kN) ; f = 0.1 Hz

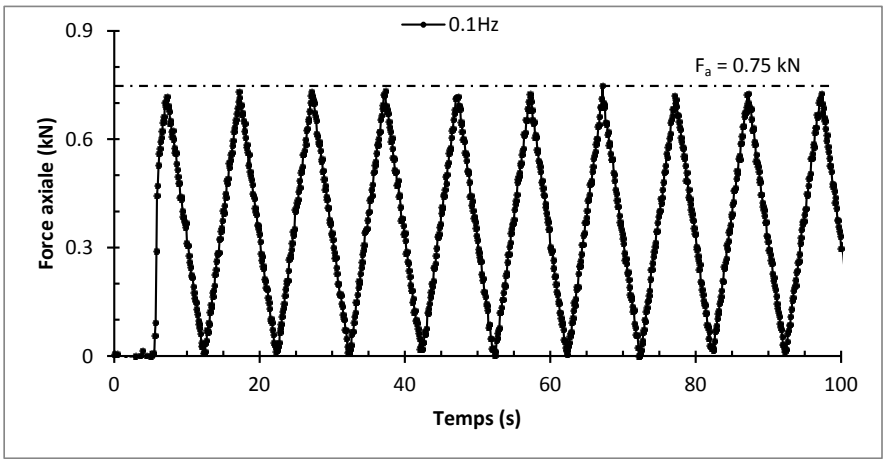


Figure II - 58 : Second test de fréquence de chargement-déchargement pour l'orniérage - (f = 0.1 Hz)

Néanmoins, ce programme prenait trop de temps pour chaque échantillon, surtout quand le nombre de cycle est assez grand. En fait, pour 30 000 ou 40 000 cycles, la durée des essais était de presque 4 jours ! Afin de trouver un compromis, deux possibilités pouvaient être envisagées :

1) trouver une fréquence optimum entre 0.1 Hz et 1 Hz pour que la presse puisse marcher ;

2) diminuer le chemin de chargement-déchargement de chaque cycle en laissant une contrainte (par exemple ici 200 kPa) à la fin du déchargement.

Après plusieurs tests, le programme avec une fréquence de 0.45 Hz, et une contrainte de 200 à 600 kPa a finalement été adopté (Figure II - 59).

Programme adopté (1) : 200 kPa ≤ σ_v ≤ 600 kPa (0.25 kN ≤ F_a ≤ 0.75 kN) ; f = 0.45 Hz

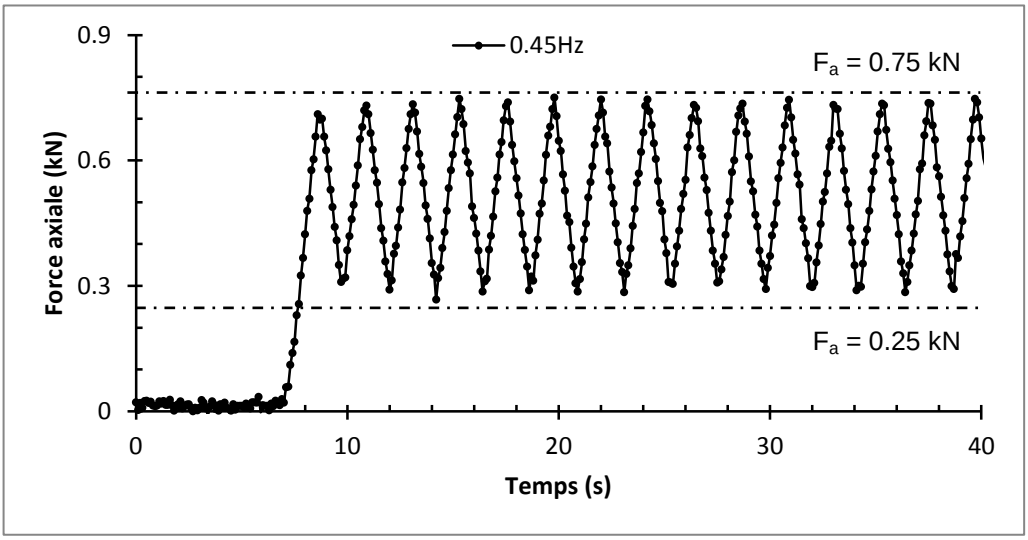


Figure II - 59 : Premier programme adopté pour le test d'orniérage

Comme indiqué précédemment, ce programme seul ne suffit pas car, pour certains échantillons compactés du côté humide de l'optimum ou avec une énergie plus faible, la contrainte imposée par la presse est trop forte pour que les échantillons puissent la supporter. Pour cela, un deuxième programme avec a une contrainte moins forte a été utilisé (Figure II - 60) :

Programme adopté (2) : 50 kPa ≤ σ_v ≤ 200 kPa (0.05 kN ≤ F_a ≤ 0.25 kN) ; f = 0.45 Hz

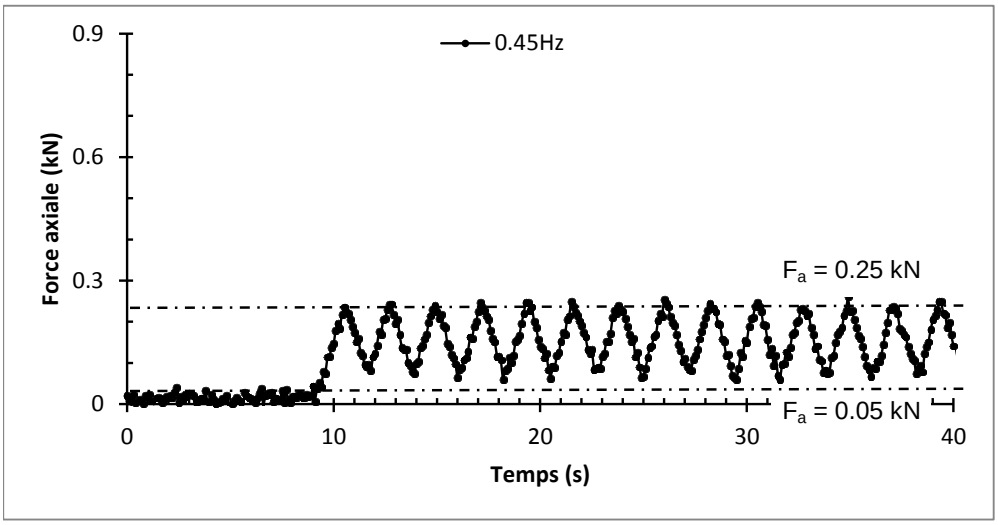


Figure II - 60 : Second programme adopté pour le test d'orniérage

Cette étude est basée principalement sur ces deux programmes.

- **test de l'influence de l'épaisseur de la couche de sol :** afin d'utiliser au maximum chaque échantillon compacté, et de pouvoir faire des comparaisons pour les échantillons avec le même état initial, on a étudié l'influence de l'épaisseur.

La Figure II - 61 montre les résultats de l'enfoncement relatif en fonction du nombre de cycle pour les échantillons coupés (25 mm), et non coupés (116 mm). Les résultats montrent qu'il n'y a pas de grande différence au niveau de l'enfoncement total ; la différence lors des premiers 1000 cycles que l'on trouve sur la figure de droite en échelle logarithmique est probablement due à l'inhomogénéité des échantillons.

Dans cette étude, nous supposerons qu'il n'y a pas de différence entre les épaisseurs de 25 et 116 mm.

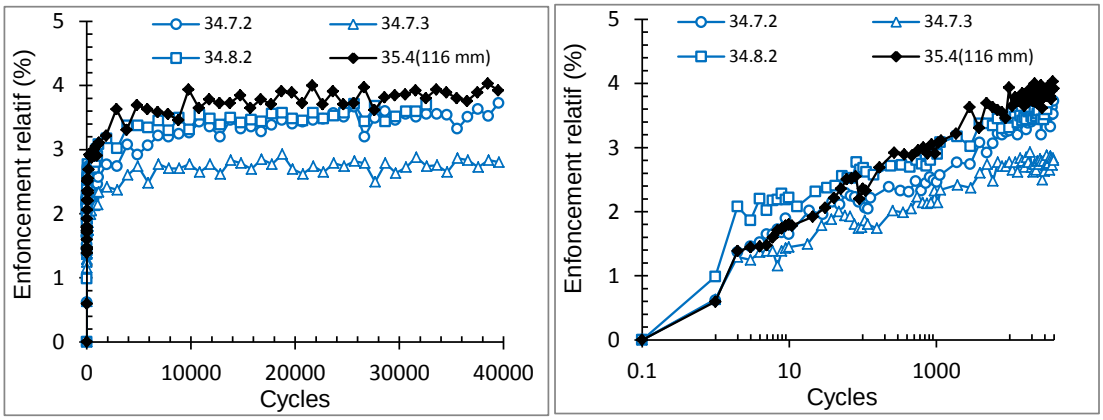


Figure II - 61 : Influence de l'épaisseur de la couche de sol (25 et 116 mm)

- **Mode opératoire :**

1) Préparation des échantillons : plus qu'une vingtaine d'échantillons compactés ont été préparés avec différentes teneurs en eau et densités sèches ou énergies de compactage (Tableau II - 18 ; 1ère partie de la Figure II - 62).

Tableau II - 18 : Echantillons préparés

Programme	Énergie (cps./couche)	Teneur en eau (%)	
		côté sec	côté humide
1	15	22.5, 26.9, 32.5, 32.8,	37.8, 38.4
	25	28.5, 29.6, 30.4, 34.7, 34.8	
	35	28.0, 32.1	35.7, 37.2, 38.8
2	25	29.4, 34.8	40.2, 41.5

2) Mise en place de l'échantillon : une couche de sol compacté dans le moule PROCTOR d'environ 45 mm d'épaisseur est prélevée, et on la coupe jusqu'à une épaisseur de 25 mm (en s'assurant que les surfaces en haut et bas sont plates) ; puis, on place cet échantillon dans un autre moule PROCTOR, à l'intérieur duquel un support métallique non déformable de 100 mm de diamètre et 91 mm de hauteur a été bien fixé ; afin d'éviter l'évaporation de l'eau pendant le chargement (chaque essai dure environ 1 jour ou plus), une membrane (un film de fraîcheur d'une épaisseur de 30 µm) est placée sur la surface haute de l'échantillon, tenue par un joint torique.

3) Programmes : le chargement est contrôlé par les programmes de la centrale de contrôle comme ci-dessous :

Programme 1 : 200 kPa ≤ σ_v ≤ 600 kPa (0.25 kN ≤ F_a ≤ 0.75 kN) ; f = 0.45 Hz

Programme 2 : 50 kPa ≤ σ_v ≤ 200 kPa (0.05 kN ≤ F_a ≤ 0.25 kN) ; f = 0.45 Hz

Note : *quelques remarques sur les programmes*

1) Dans le cas réel, les contraintes de 200 kPa ou 600 kPa sont souvent utilisées par les ingénieurs pour simuler la charge des véhicules. Ces deux valeurs de contraintes ont donc été choisies au début de cette étude. Mais, on trouve que la contrainte de 600 kPa est si grande que certains échantillons ne peuvent pas la supporter et ils sont rapidement détruits, surtout dans le cas des échantillons les plus humides et les moins compactés (la résistance est relativement faible). Pour cette raison, le programme 2 qui a une contrainte maximale moins forte (200 kPa) a été utilisé pour le remplacer.

2) Cette étude a été principalement réalisée avec les deux programmes ci-dessus, mais des programmes supplémentaires ont été utilisés afin de connaître l'influence des paramètres, par exemple la fréquence et l'épaisseur de l'échantillon.

4) Mise en contact de l'échantillon : Ce processus permet d'établir le contact entre le poinçon et l'échantillon et, en même temps, d'éviter l'enfoncement du poinçon dans l'échantillon. Après l'installation de l'échantillon dans le moule et le choix du programme, on place le moule PROCTOR sur le plateau de la presse MTS ; puis, on fait descendre le poinçon manuellement ; quand le poinçon est assez proche (1 - 2 cm) de l'échantillon, on diminue la vitesse de descente du poinçon jusqu'à une vitesse très faible jusqu'à obtenir le contact avec l'échantillon.

Note : *Il y a toujours une force (à cause de l'enfoncement du piston) quand ils sont en contact. Pour la plupart de nos essais, cette force (F < 0.1 kN) est relativement petite, on peut la considérer comme négligeable.*

5) Démarrage et enregistrement des données : Avant le démarrage de l'essai, on doit s'assurer que les données sont enregistrées par la centrale d'acquisition.

6) Détermination de l'état final : à la fin de chaque essai, on sort l'échantillon du moule PROCTOR et on mesure sa teneur en eau (cette mesure peut être comparée avec celle de la teneur en eau initiale pour vérifier l'étanchéité de l'essai).

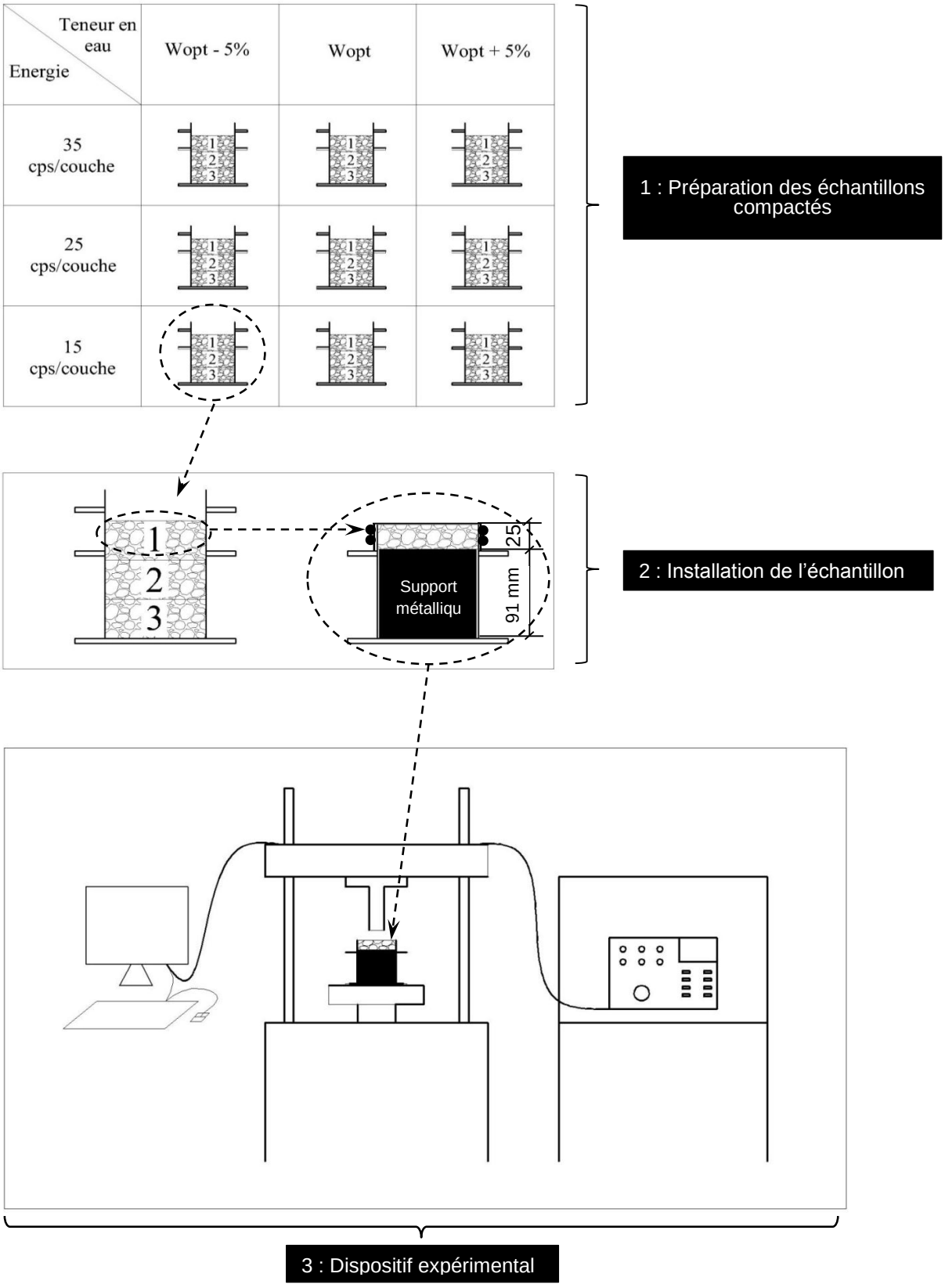


Figure II - 62 : Déroulement de l'essai pour le test d'orniérage (2013)

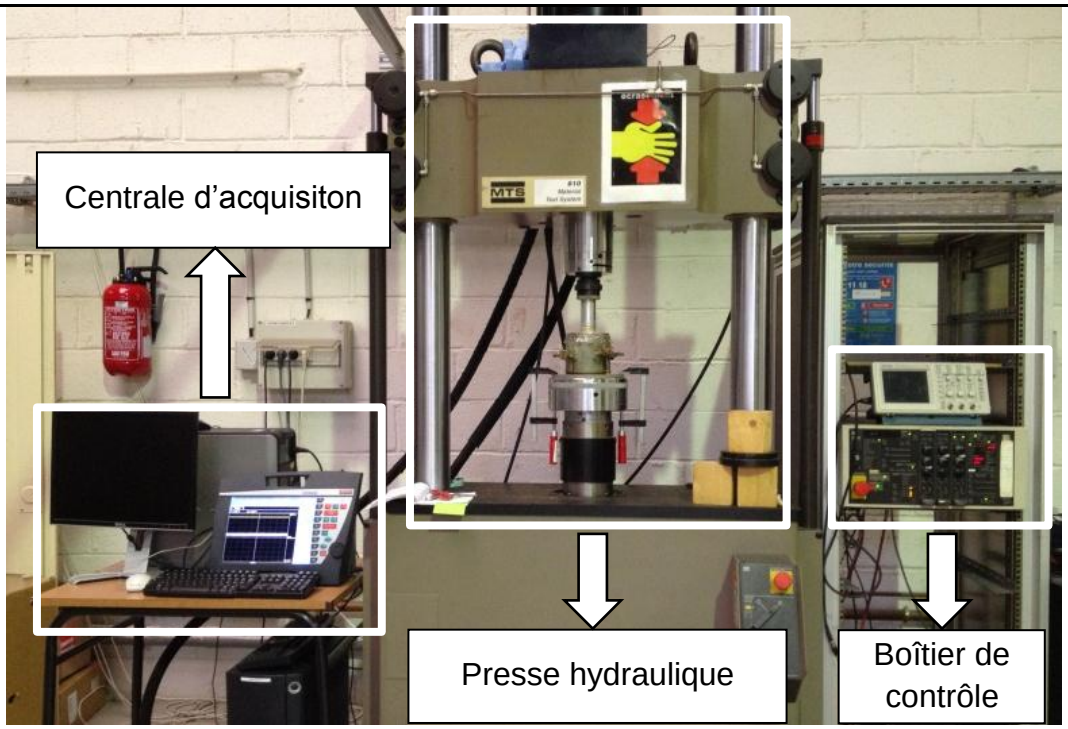


Figure II - 63 : Photo du dispositif expérimental pour le test d'orniérage 2013

II.3.3 Etude expérimentale du comportement du sol compacté sous chargement cyclique : cas d'un chargement oedométrique

Plusieurs essais ont été faits pour : 1) observer le phénomène de matelassage au niveau du laboratoire en utilisant des montages assez simple ; 2) mesurer la perméabilité à l'air en vue d'expliquer ce phénomène.

II.3.3.1 Test de matelassage

Pour le test de matelassage, deux montages ont été successivement construits en 2013 et 2014.

II.3.3.1.1 Montage construit en 2013

En 2013, un premier montage a été construit pour tester le phénomène de matelassage. Nous présentons successviement : 1) le dispositif expérimental ; 2) la procédure expérimentale.

- **Dispositif expérimental :** Ce montage comporte une centrale d'acquisition, un système de chargement-déchargement qui est présenté sur les Figure II - 64 et Figure II - 65.

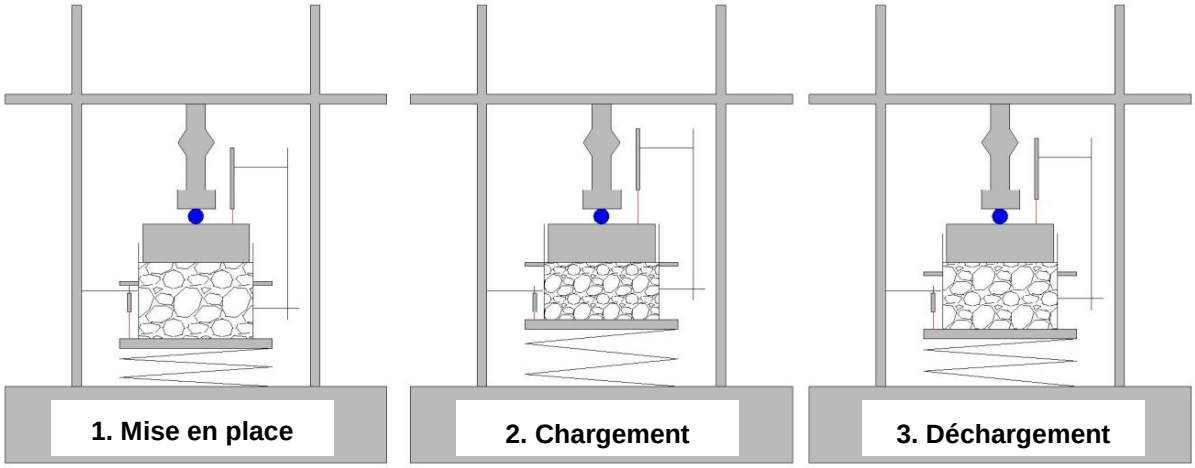


Figure II - 64 : Schéma du premier montage en 2013 pour le test de matelassage

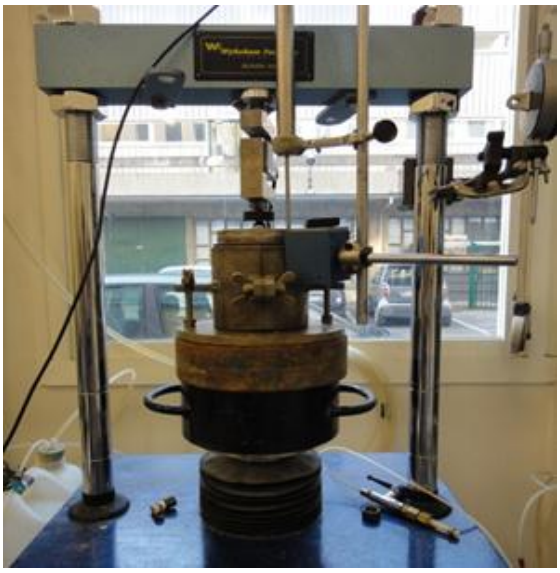


Figure II - 65 : Photo du premier montage en 2013 pour le test de matelassage

- **La procédure expérimentale :** la procédure est composée principalement des étapes suivantes : 1) préparation de l'éprouvette ; 2) mise en place de l'éprouvette ; 3) chargement ; 4) déchargement ; 5) répétition.

  - **Préparation de l'éprouvette :** après compactage par la méthode PROCTOR Normal, on enlève la couche du haut et on arase la surface de la deuxième couche.

  - **Mise en place de l'éprouvette :** on place sur l'ensemble du moule et de l'éprouvette un piston métallique de 100 mm de diamètre et 50 mm de hauteur. Deux capteurs mesurent les déplacements entre l'embase du moule et la surface du cylindre métallique. Le capteur de force installé sur la presse est en contact avec une bille, qui est en contact avec la surface du cylindre (comme indiqué sur la figure).

  - **Chargement :** pour que l'échantillon ait le temps de réagir et pour contrôler précisément la contrainte de chargement, on déplace le plateau de la presse avec une vitesse assez faible (0.1 ou 0.2 mm/minute), et en même temps, on observe l'évolution de la contrainte axiale qui est mesurée par le capteur de force :

$$Q = F / S$$

Avec F La force axiale mesurée par le capteur de force
S La section du cylindre métallique, ici, S = 392 500 mm^3

On a imposé ici une succession de contraintes de 100, 200 et 500 kPa.

- **Déchargement :** quand la contrainte arrive à la valeur prévue, on décharge l'échantillon avec la même vitesse jusqu'à ce que la contrainte diminue à zéro.
- **Répétition :** On fait plusieurs (3-6) cycles de charge-décharge pour la même contrainte.

Théoriquement, ce montage peut mesurer précisément les déformations plastique et élastique de chaque cycle de chargement-déchargement. Mais, en réalité, le cylindre métallique bouge brutalement à chaque début et fin de chargement à cause du frottement entre l'échantillon et le cylindre métallique (les résultats sur la figure le confirment).

Après l'essai, on a essayé d'augmenter la contrainte à 1000 kPa, et on a trouvé de la pâte (la teneur en eau est supérieure à celle de l'échantillon compacté) sur le bord du moule PROCTOR. Cette observation montre que l'eau s'écoule dans l'échantillon compacté sous une charge mécanique assez grande. C'est à dire que le processus de compactage est devenu probablement un processus de consolidation sous forte contrainte.

On a donc construit un autre montage dans lequel on a enlevé la bille et fixé le cylindre métallique au dessous du capteur, dans ce cas, les résultats sont beaucoup réguliers.

II.3.3.1.2 Montage construit en 2014

En raison des problèmes et inconvinients du premier montage, un deuxième montage été construit en 2014 en vue de résoudre le problème du cylindre métallique et d'améliorer l'automatisation.

- **Dispositif expérimental :** Ce montage comporte : 1) une centrale d'acquisition (comme celle d'avant) ; 2) une presse hydraulique MTS qui peut imposer une force de 0 à 10 kN, et un piston de 98 mm de diamètre et 30 mm de hauteur est branché sur la presse; 3) un boîtier de contrôle. Les vitesses de chargement et déchargement et la force peuvent être programmées avec ce boîtier de contrôle. La Figure II - 66 montre la schéma du montage.

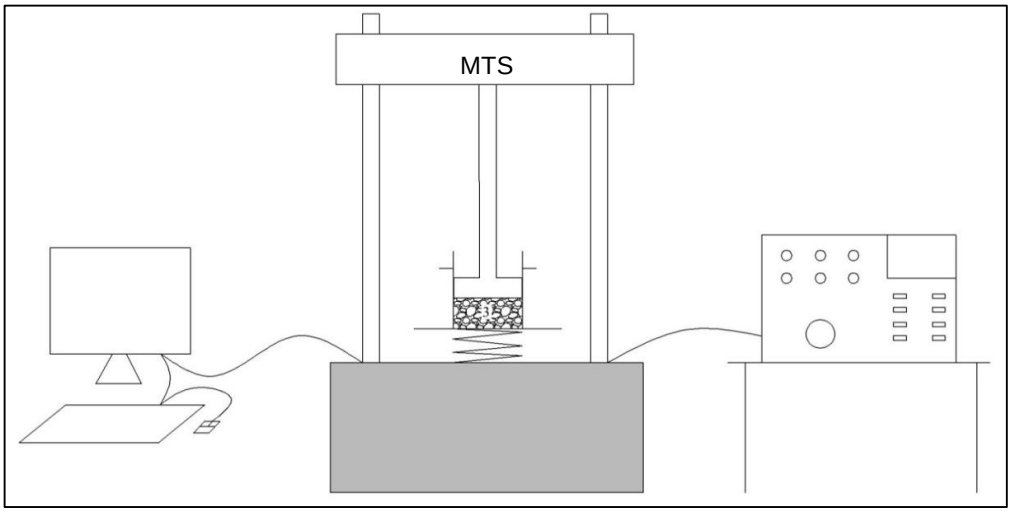


Figure II - 66 : Schéma du deuxième montage de matelassage (2014)

- **Procédure expérimentale :** la procédure expérimentale se compose de : 1) la définition des programmes de chargement-déchargement ; 2) la préparation de l'échantillon ; 3) la mise en place de l'échantillon ; 4) le lancement de l'essai.

  - Programmes de chargement-déchargement : les contraintes appliquées dans les cycles de chargement-déchargement sont de 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa, et 500 kPa

    Pour la presse hydraulique, l'échelle entière est 10 kN. Les taux de chargement-déchargement que l'on imposes sont de 0.072%/s, ou de 0.72%/s. Après quelques tests on a tourvé que la presse réagissait bien avec le taux de 0.72%/s, qui est donc finalement utilisé pour cette étude ; pour chaque force imposée, on fait 10 cycles de chargement-déchargement. Les informations de chargement-déchargement sont montrées dans le Tableau II - 19 et la Figure II - 67.

Tableau II - 19 : Programme de chargement-déchargement pour tester le matelassage

	Chargement			Déchargement		
	Niveau (%)	Taux (%/s)	Nbr. de cycles	Niveau (%)	Taux (%/s)	Nbr. de cycles
σ_v = 50 kPa	- 3.57	0.72	10	- 0.2	0.72	10
σ_v = 100 kPa	- 7.34	0.72	10	- 0.2	0.72	10
σ_v = 200 kPa	- 14.88	0.72	10	- 0.2	0.72	10
σ_v = 500 kPa	- 37.5	0.72	10	- 0.2	0.72	10

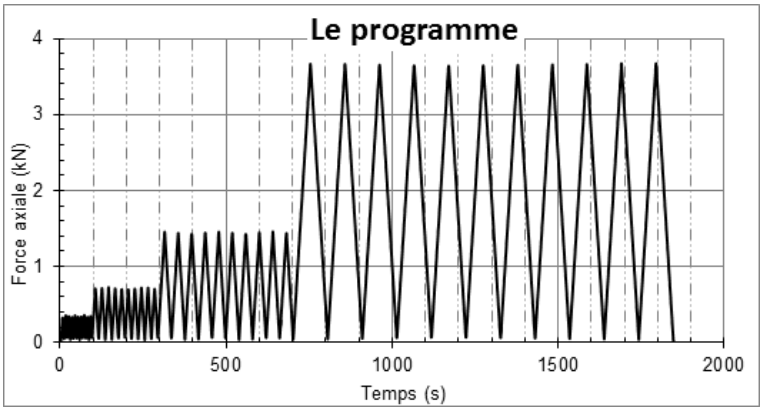


Figure II - 67 : Programmes de chargement-déchargement pour tester le matelassage

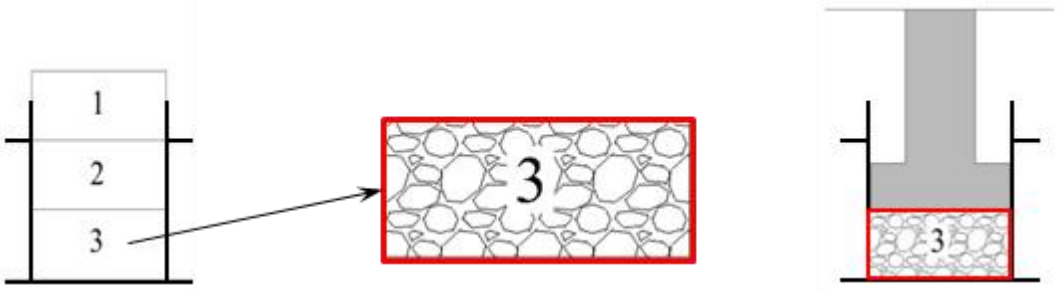
- **Préparation de l'échantillon :** après compactage par la méthode PROCTOR Normal (les conditions des échantillons sont présentées dans le Tableau II - 20), on prend à chaque fois une couche du sol compacté et on l'arase soigneusement (Figure II - 68).

Tableau II - 20 : Echantillons compactés pour le test de matelassage

	Energie de compactage	Densité sèche (g/cm^3)
w = 30.1%	25 cps.	1.27
w = 35.1%	25 cps.	1.29
w = 40.6%	25 cps.	1.26

- **Mise en place de l'échantillon :** pour que l'échantillon ne soit pas séché pendant l'essai, chaque échantillon préparé (avec une épaisseur d'environ 25 mm) est entouré par une membrane très fine (un film de fraîcheur avec une épaisseur de 30 µm) ; puis on le met

dans le moule de PROCTOR Normal ; enfin, le piston est ajusté afin d'être en contact avec l'échantillon (Figure II - 68).



1) Echantillon compacté 2) Membrane fine autour 3) Mise en place

Figure II - 68 : Préparation et mise en place de l'échantillon

Note : *il faut faire attention quand on fait descendre le piston car on ne peut pas voir directement sa position relative, la méthode que l'on utilise est : 1) de faire descendre le piston assez rapidement au début ; 2) on diminue cette vitesse progressivement quand le piston arrive dans le moule PROCTOR ; 3) avec cette vitesse assez faible (par exemple, 1 mm/minute), on observe sur l'écran de la centrale d'acquisition les courbes de déplacement, et de force ; 4) le processus se termine automatiquement lorsque le piston est en contact avec l'échantillon et crée une petite contrainte. Pour confirmer, on peut observer la valeur de la force sur l'écran ou le boîtier de contrôle.*

- **Lancement de l'essai :** on choit le programme et on commence les cycles de chargement-déchargement.

II.3.3.2 Mesure de la perméabilité à l'air

- **Dispositif expérimental :** le montage comporte : 1) une centrale d'acquisition ; 2) un contrôleur pression-volume GDS ; 3) l'échantillon compacté.

  L'échantillon est relié au contrôleur pression-volume GDS par un tuyau (polyamide, de 4 mm de diamètre extérieur et de 2 mm de diamètre intérieur). Le schéma du montage est montré sur la Figure II - 69.

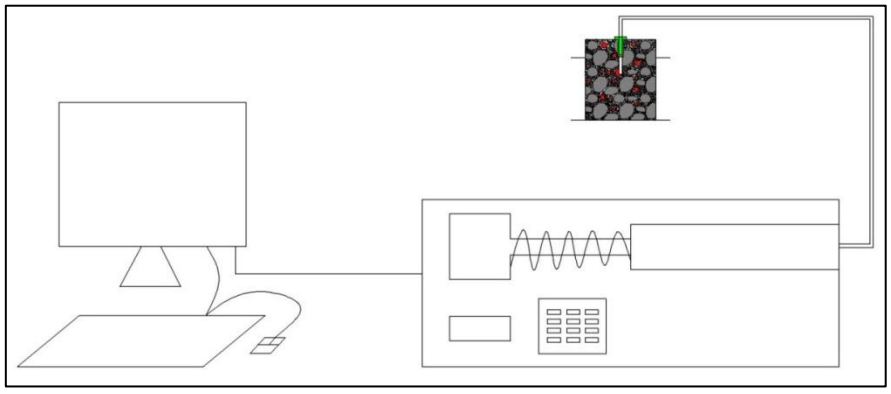


Figure II - 69 : Schéma du montage pour la mesure de perméabilité à l'air

- **Procédure expérimentale :**

- **Test de l'étanchéité du montage :** on a testé successivement les étanchéités du GDS (avec le tuyau) et le ciment prompt (AXTON), qui est étanche à l'eau et souvent utilisé pour colmater les fissures de canalisation.

1) L'étanchéité de l'ensemble GDS-tuyau : on impose d'abord une pression par le contrôleur pression-volume GDS ; puis, on ferme le tuyau en utilisant un bouchon ; on peut observer l'évolution de la pression et vérifier l'étanchéité du GDS et du tuyau.

2) L'étanchéité du ciment : on humidifie du ciment prompt dans un cylindre plastique de 35 mm de diamètre intérieur, et le tuyau polyamide est inséré au milieu du ciment (Figure II - 70); après 24 heures, on branche le tuyau au GDS, et on impose une pression dans le tuyau ; l'évolution de la pression indique l'étanchéité du ciment.

Note : *Pour la préparation de l'échantillon du ciment, on doit maintenir le tuyau et éviter le déplacement du tuyau pendant quelque minutes car le ciment n'est pas rigide au début et le déplacement du tuyau risque de créer des pores ou des fissures dans le ciment.*



Figure II - 70 : Test de l'étanchéité du ciment prompt

3) Les résultats du test : la Figure II - 71 montre les résultats du test, on trouve que le montage a une bonne étanchéité parce que la variation de pression est presque nulle pendant une durée assez longue (16 heures pour la pression de 50 kPa, et 40 heures pour 100 kPa).

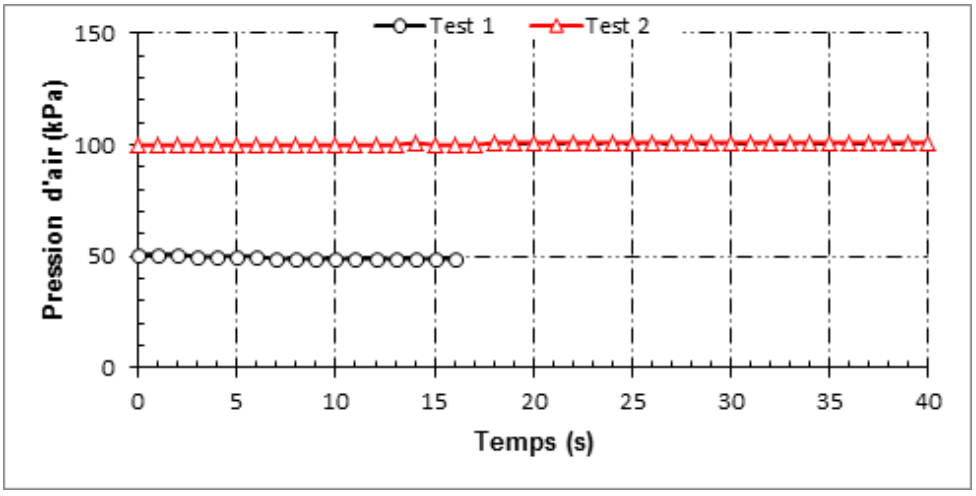


Figure II - 71 : Le test d'étanchéité du montage pour la mesure de perméabilité à l'air

- **Préparation de l'échantillon :** un échantillon compacté dans le moule PROCTOR Normal est placé sur la table ; on perce un trou de 4 mm de diamètre et 50 mm de profondeur en utilisant un perceuse ; puis, un autre trou de 8 mm de diamètre et 25 mm de profondeur au même endroit (Figure II - 72); ensuite, on insère dans le petit trou le tuyau qui a une bague métallique à la fin, et on remplit soigneusement le grand trou avec du ciment prompt ; enfin on couvre l'échantillon avec une membrane plastique (le film fraîcheur, Figure II - 72 - C) ; l'échantillon est utilisable après 24 heures.

- **Lancement de l'essai :** on branche d'abord le contrôleur pression-volume GDS, l'échantillon et la centrale d'acquisition ; puis, une pression (10 kPa ou 50 kPa) est imposée dans le tuyau par le contrôleur pression-volume GDS ; après quelques minutes, on arrête d'imposer cette pression mais on continue à la mesurer ; toutes les données sont enregistrées par la centrale d'acquisition à chaque pas de temps.

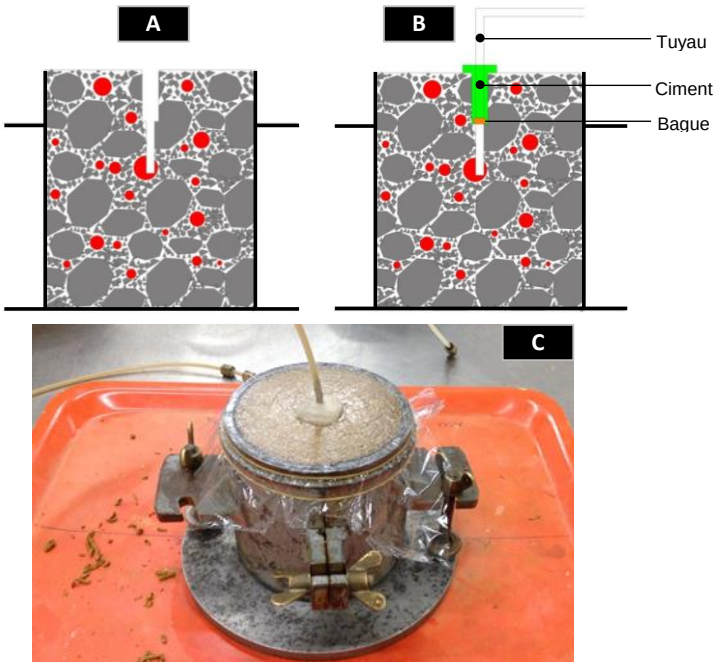


Figure II - 72 : Préparation de l'échantillon pour le test de perméabilité à l'air (A : Préparation des trous ;B : Insertion du tuyau et remplissage du ciment ; C : Echantillon préparé)

II.3.4 Etude expérimentale de la mirostructure par la porosimétrie au mercure

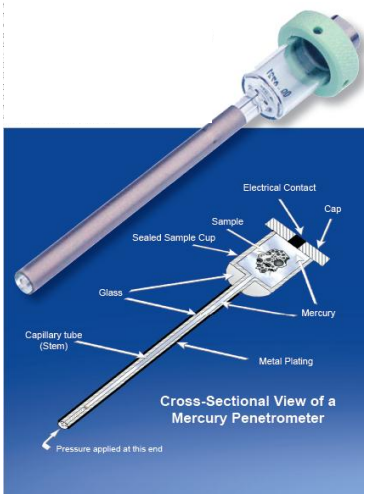
II.3.4.1 Dispositif expérimentale

Le dispositif expérimental comporte deux parties : l'appareil de porosimétrie pour imposer des pressions et mesurer les volumes de mercure injectés correspondants ; et un lyophilisateur pour sécher les échantillons sans modifier leur porosité (volume).

- **Micromeritics AutoPore IV**

  On utilise l'appareil de « Micromeritics AutoPore IV » (Figure II - 73), dont les caratéristiques sont présentées dans le Tableau II - 21. Le volume de mercure qui pénètre dans les pores est mesuré par un pénétromètre àmercure (Figure II - 73 - b), qui peut détecter un changement dans le volume de mercure de 0.1 µL.





a) Micromeritics AutoPore IV b) Pénétromètre

Figure II - 73 : Photo de l'appareil « Micromeritics AutoPore IV »

Tableau II - 21 : Les caratériatiques de porositmètre

Pression maximale d'injection	414 MPa
Capacité de mesurer le diamètre des pores	3 nm ~ 1 mm
Incrément de pression contrôlée	0.34 kPa (de 1.4 kPa à 345 kPa)

- **Lyophilisateur :**

Le lyophilisateur (Figure II - 74) permet de sécher les échantillons rapidement et, en même temps, sans changer leur volume (sans retrait) du sol. La lyophilisation consiste principalement à : 1) congeler les échantillons rapidement dans l'azote liquide sous une température très froide (T < - 130 ºC) ; 2) sublimer l'eau en augmentant progressivement la température, et en même temps, en contrôlant la pression : l'eau passe directement de l'état solide à l'état gazeux.



Figure II - 74 : Photo du lyophilisateur

II.3.4.2 Procédure expérimentale

- **Préparation des échantillons :** Les échantillons sont préparés par la méthode PROCTOR Normal, trois teneurs en eau sont choisies, w = w_{OPN} - 5%, w = w_{OPN}, et w = w_{OPN} + 5%. Pour la première série d'essai, on utilise les échantillons après le compactage directement ; pour la deuxième série d'essai, les échantillons avec la teneur en eau optimale sont d'abord mis dans les solutions de PEG pendant deux semaines pour contrôler leur succion, puis on prend ces échantillons et on détermine leur distribution de taille des pores. La procédure est présentée sur la Figure II - 75.

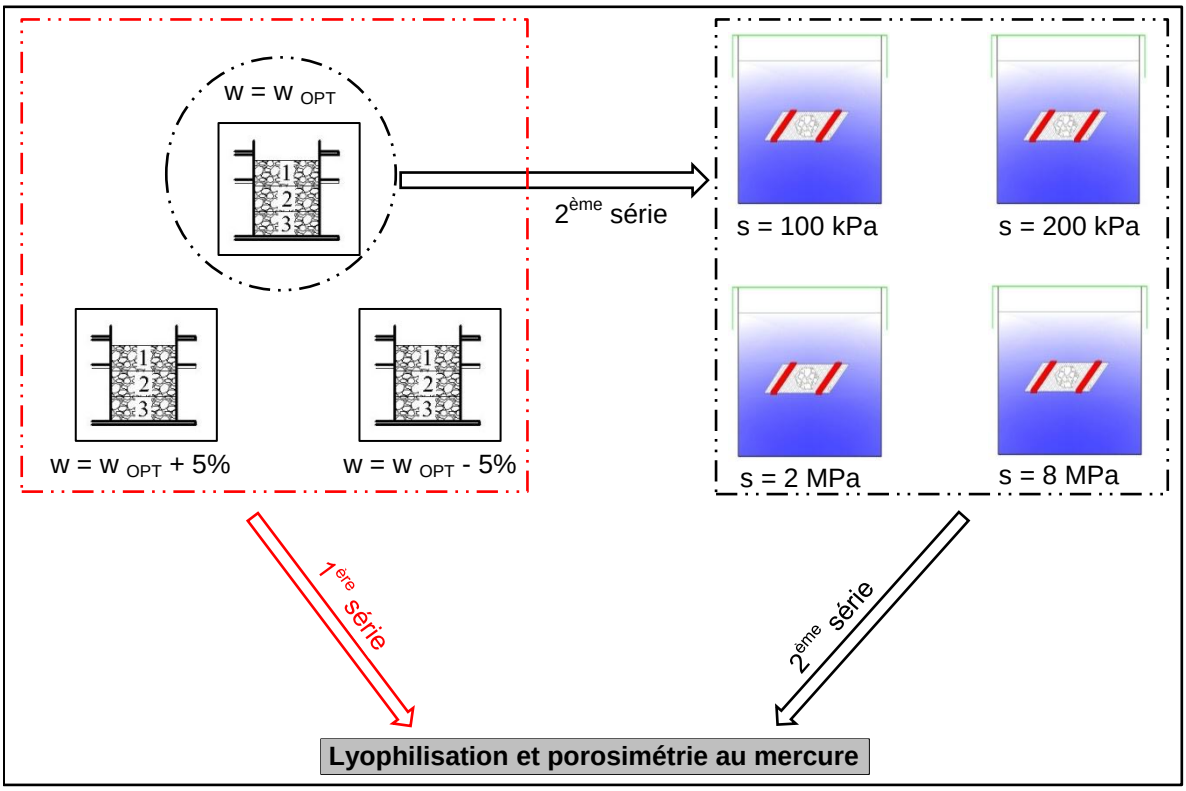


Figure II - 75 : La procédure d'essai de porosimétrie au mercure

- **Lyophilisation :** Les échantillons compactés et les échantillons à succions contrôlées sont tous mis dans le lyophilisateur, congelés et séchés. Cette étape est assez violente et dangereuse, donc elle est faite avec l'assistance d'un ingénieur.

- **Installation d'échantillon :** Après la lyophilisation, on fait sortir l'échantillon ; puis celui-ci est soigneusement coupé à une dimension assez petite pour qu'il puisse entrer facilement dans la chambre du pénétromètre et que le mercure puisse injecter le plus possible des pores ; ensuite, l'échantillon est mis dans le pénétromètre ; à la fin, on installe le pénétromètre dans le porosimètre.

- **Démarrage:** un essai de porosimétrie est réalisé en au moins quatre phases : 1) l'échantillon est d'abord mis sous un vide prononcé (≈ 1 Pa) pour que l'ensemble du volume poreux soit disponible pour l'injection ; 2) le mercure est injecté par paliers jusqu'à la pression atmosphérique (basse pression) ; 3) l'échantillon est transféré dans une zone spécifique de l'appareil, où va s'effectuer l'injection entre la pression atmosphérique et la pression maximale (haute pression) ; 4) le mercure est sorti et la pression diminue par paliers, jusqu'à retourner à la pression atmosphérique, ce qui permet de quantifier la part du volume des pores dont le rayon réel est supérieur au rayon d'entrée.

II.4 Résultats

II.4.1 Résultats pour l'étude du compactage PROCTOR

II.4.1.1 Résultats de la courbe PROCTOR

La courbe PROCTOR (15, 25, et 35 coups/couche) est présentée sur la Figure II - 85 et la Figure II - 86.

II.4.1.2 Résultats de la mesure du gonflement libre après compactage

La Figure II - 76 présente le gonflement libre des échantillons compactés aux teneurs en eau de 20.1% à 40.0%, on trouve que :

- Pour les échantillons compactés aux teneurs en eau de 20.1% à 30.9% : le gonflement augmente très lentement avec la teneur en eau de compactage ; après environ 3 semaines d'équilibre, le gonflement est relativement faible, généralement moins de 0.1% ;

- Pour les échantillons compactés à une teneur teneurs en eau d'environ 40% : si on néglige la dispersion pour les mesures entre 39.4 et 40.0%, le gonflement pour 40% est d'environ 0.5%, 5 fois plus grand pour les teneurs en eau inférieures à 30%.

L'explication pour ce phénomène est que, après le compactage, l'échantillon commence à gonfler à cause de la relaxation des contraintes de compactage, et le gonflement plus faible des échantillons à faible teneur en eau résulte de la succion et des forces d'attraction entre les grains qui sont plus fortes que pour la teneur en eau de 40%.

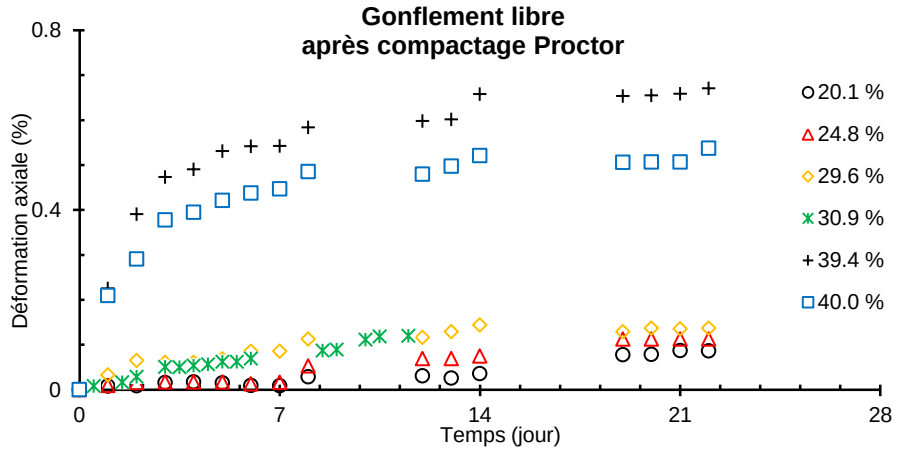


Figure II - 76 : Déformation axiale en fonction de temps pour différentes teneurs en eau (gonflement libre)

II.4.1.3 Résultats de la mesure de succion par papier filtre

On présente ces résultats selon l'énergie que l'on a appliquée :

- **Résultats pour 15 coups/couche :** les résultats sont présentés dans le Tableau II - 22 et sur la Figure II - 77.

- **Résultats de 25 coups/couche :** les résultats sont présentés dans le Tableau II - 23, le Tableau II - 24, et sur la Figure II - 78.

- **Résultats de 35 coups/couche :** les résultats sont présentés dans le Tableau II - 25 et sur la Figure II - 79.

Les résultats de la mesure de succion par papier filtre montrent que :

- dans le plan de (w, s) en échelle logarithmique, les courbes des 15 cps., 25 cps., 35 cps. se composent de deux lignes droites qui se raccordent respectivement aux teneurs optimum de 40.0%, 37.5%, 33.5%, et aux succions de 800 kPa, 1000 kPa, 1400 kPa;

- la pente du côté humide est supérieure à celle du côté sec ;

- il semble que, pour le même sol, les pentes du côté humide et du côté sec se tendent à être égale avec l'augmentation de l'énergie de compactage.

Tableau II - 22 : Valeurs des succions mesurées par papier filtre dans les échantillons compactés avec l'énergie de 15 coups/couche

w (%)	18	22.9	23.6	27.9	28.1	32.7	34.6	38.8	39.7	40.8	42.7
s_h (kPa)	14129	8213	×	×	3680	2236	1462	797	850	×	148
s_b (kPa)	×	×	7862	3133	×	2353	1759	774	1009	546	147
s_m (kPa)	14129	8213	7862	3133	3680	2295	1611	786	930	546	148

Note : *s_h signifie le papier filtre qui se situe entre la deuxième et la troisième couche, s_b signifie le papier filtre entre la première et la deuxième couche, s_m est la moyenne de s_h et s_b.*

Tableau II - 23 : Valeurs des succions mesurées par papier filtre dans les échantillons compactés avec l'énergie de 25 coups/couche (côté sec)

w (%)	22.6	27.1	29.5	29.6	30.9	31.5	34.3	36	37.1	37.3
s_h (kPa)	7177	3312	2849	2901	2532	2730	2173	1506	777	1162
s_b (kPa)	6909	3788	2518	×	2563	2953	2010	1054	697	1023
s_m (kPa)	7043	3550	2684	2901	2548	2842	2092	1280	737	1093

Tableau II - 24 : Les valeurs des succions mesurées par papier filtre dans les échantillons compactés avec l'énergie de 25 coups/couche (côté humide)

w (%)	38.2	38.6	39.4	39.4	40	41.7	42.2	42.6	45.6
s_h (kPa)	872	829	377	829	346	548	48	305	162
s_b (kPa)	898	847	×	924	339	492	45	376	×
s_m (kPa)	885	838	377	876.5	342.5	520	46.5	340.5	162

Tableau II - 25: Les valeurs des succions mesurées par papier filtre dans les échantillons compactés avec l'énergie de 35 coups/couche

w (%)	28.5	33.9	34	35.7	36.1	37.7	38.8	39.9
s_h (kPa)	3236	1121	1645	783	1092	835	335	506
s_b (kPa)	3334	906	1474	706	849	931	285	358
s_m (kPa)	3285	1013.5	1559.5	744.5	970.5	883	310	432

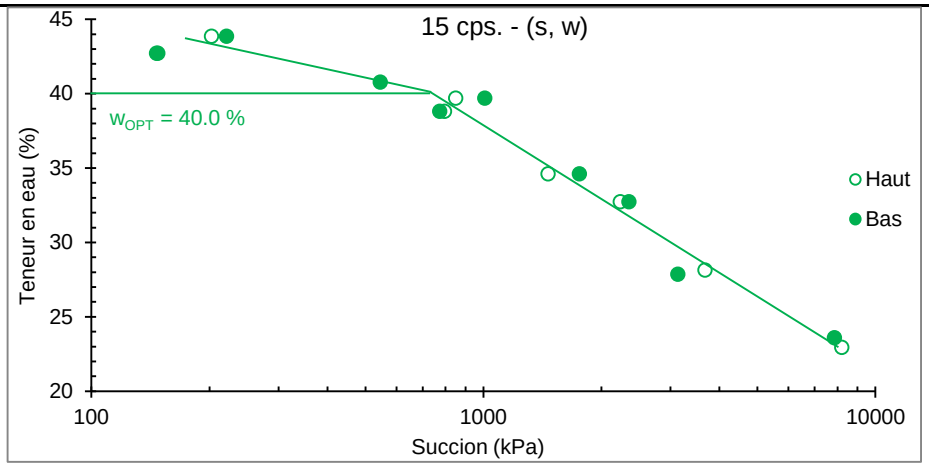


Figure II - 77 : Succions mesurées par papier filtre (s - w) pour les échantillons compactés avec l'énergie de 15 coups/couche

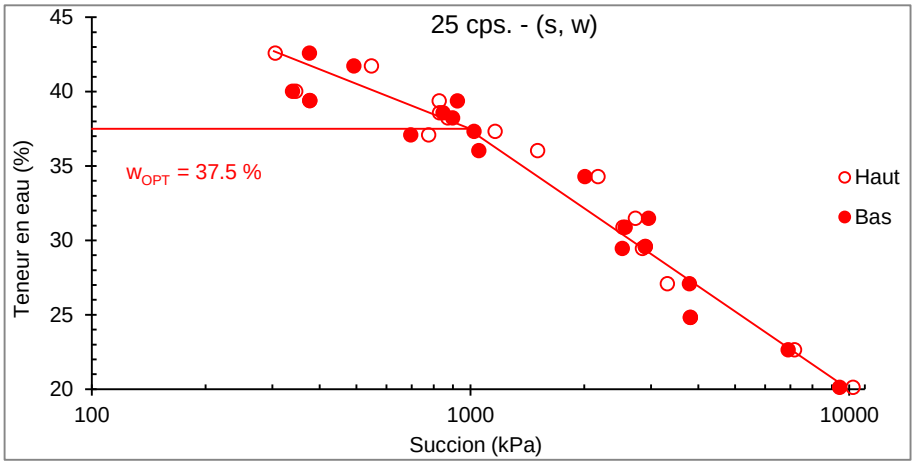


Figure II - 78 : Succions mesurées par papier filtre (s - w) pour les échantillons compactés avec l'énergie de 25 coups/couche (côté sec + côté humide)

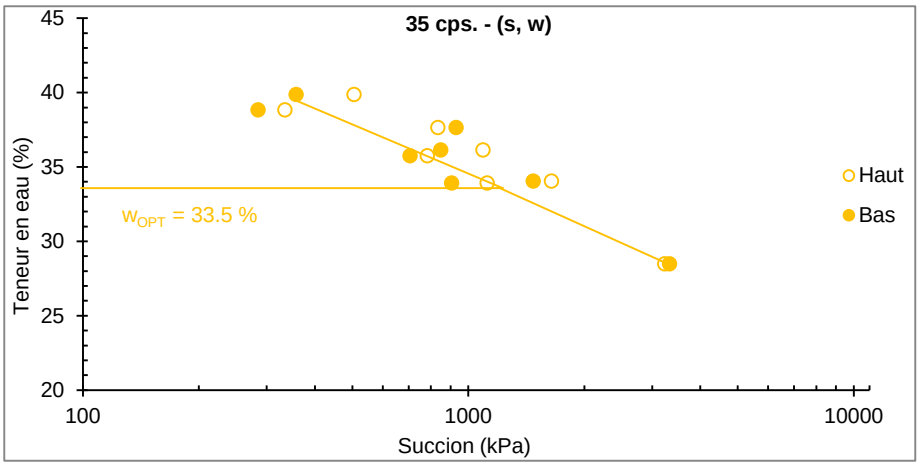


Figure II - 79 : Succions mesurées par papier filtre (s - w) pour les échantillons compactés avec l'énergie de 35 coups/couche

II.4.1.4 Résultats de la mesure de succion par psychromètre

- **Etalonnage de psychromètre :** deux capteurs (numéro 37439 et numéro 37441) ont été utilisés. Après la correction de température, les courbes d'étalonnage sont montrées sur la Figure II - 80 et la Figure II - 81. A partir des figures, on peut déduire la tension pour la succion de 25.2 bars. Tous ces paramètres sont montrés dans le Tableau II - 26.

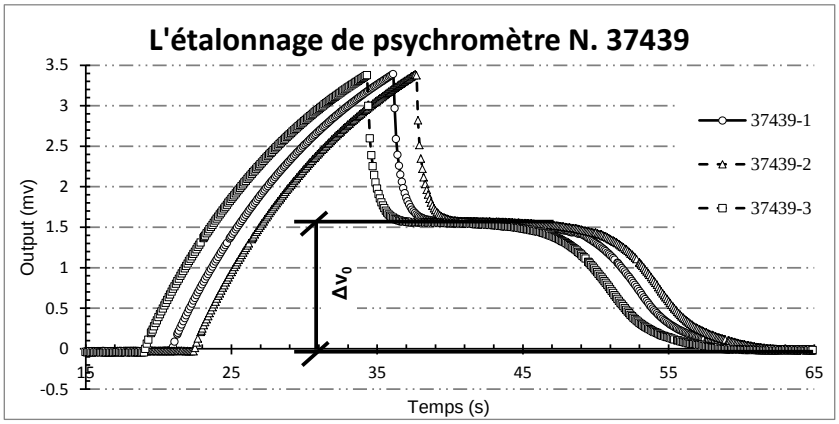


Figure II - 80 : Courbe d'étalonnage du capteur No. 37439

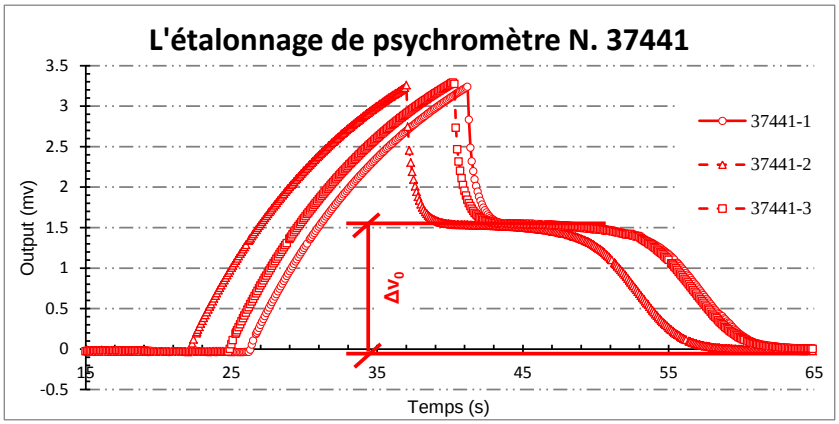


Figure II - 81 : Courbe d'étalonnage du capteur No. 37441

Tableau II - 26 : Etalonnage des psychromètres

	Voltage maximal (μV)	Voltage minimal (μV)	La différence ΔVi (μV)
No. 37439	1.5630	-0.0217	1.5874
No. 37441	1.5540	-0.0214	1.5754

- **Mesure de la succion :** Un échantillon compacté à la teneur en eau de 34.9% (25 cps.) a été d'abord préparé. Puis on a fait la mesure à chaque pas de temps (t = 7, 29, 144, 154 et 200 heures). Les courbes de chaque mesure sont montrées sur la Figure II - 82, on peut calculer la succion de l'échantillon :

$$s = \frac{\Delta v_i}{\Delta v_0} \times 2520(kPa) = \frac{0.9}{1.5754} \times 2520 \approx 1440(kPa)$$

Note : *les deux capteurs ont bien marché au début, mais l'un des capteurs (No.37439) a été endommagé pendant la mesure (probablement à cause du vieillissement). On a donc arrêté cette méthode après cette mesure parce que : 1) un seul capteur n'assure pas la précision de mesure car il ne permet pas de comparaison avec les autres mesures ; 2) ce n'est pas efficace en tenant en compte la complexité de préparation du sol compacté.*

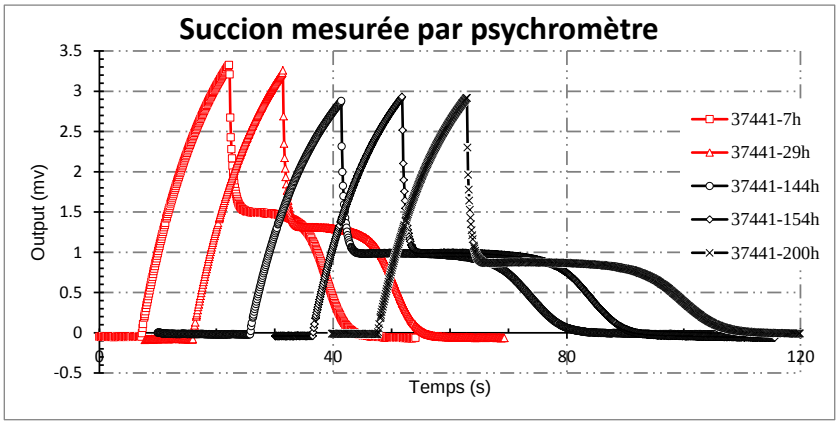


Figure II - 82 : Mesure de la succion par psychromètre sur léchantillon compacté à w = 34.9%

Les résultats de la mesure de succion par psychromètre montrent que :

- Il y a une diminution de succion aux premiers temps : les résultats montrent que la humidité relative autour du capteur est relativement faible, mais elle augmente avec le temps car de l'eau s'évapore.

- La durée d'équilibre est d'environ une semaine : cette durée est relativement longue, les raisons possibles sont que : 1) l'échantillon est très plastique et argileux, et peu perméable. L'évaporation de l'eau est lente, l'équilibre de l'humidité rélative de l'atmosphère du capteur est donc long à obtenir ; 2) les capteurs que l'on utilise sont des capteurs à enveloppe céramique, ce qui augmente le temps d'équilibre de l'humidité avec l'ambiance.

II.4.1.5 Comparaison des résultats

Pour la comparaison des résultats, on compare à chaque fois l'influence d'un seul paramètre :

- **La méthode de mesure :** sur la Figure II - 83, et la Figure II - 84, on trouve que la méthode de mesure (la mesure par papier filtre et la mesure psychrométrique) ne change pas beaucoup la valeur de succion ; on peut conclure que la méthode du papier filtre et la méthode psychrométrique peuvent être utilisées parallèlement pour vérifier chaque mesure de succion.

- **La courbe d'iso-succion :** sur la Figure II - 85, dans le plan de (w, ρ_d), on observe que la courbe d'iso-succion est presque verticale du côté sec, puis des incurvations apparaissent du côté optimum, à la fin, la courbe d'iso-succion est parallèle à l'hyperbole de saturation ; ces observations s'accordent assez bien avec celles de LI (1995), ROMERO (1999), TARANTINO (2005, 2008), même si le type de sol, la méthode de compactage et la technique de la mesure de succion sont différents.

De plus, on trouve qu'il y a une forme similaire pour la courbe d'iso-succion dans le plan de la densité sèche en fonction de la teneur en eau volumique (Figure II - 86)

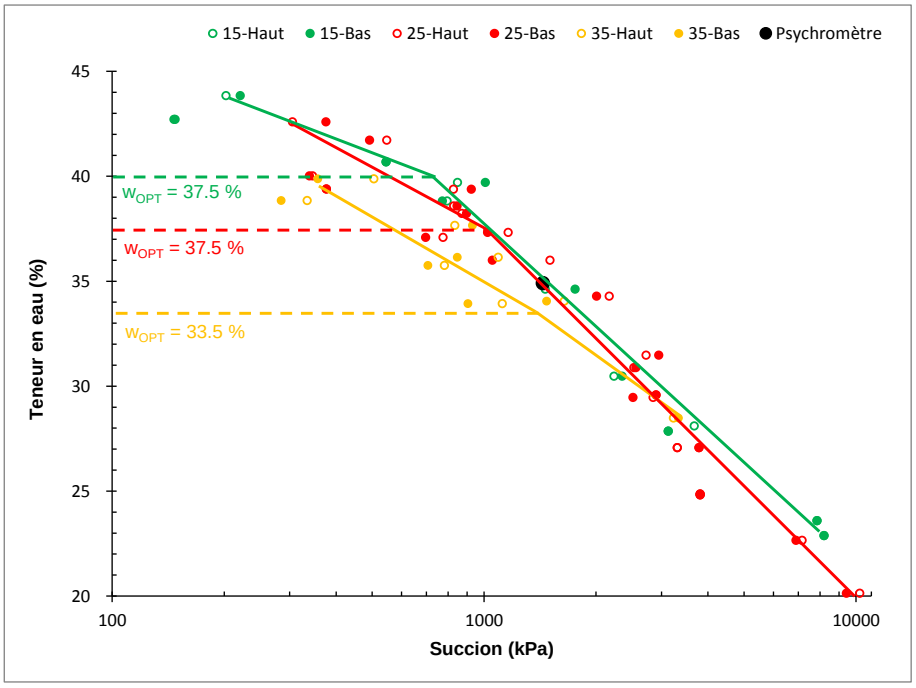


Figure II - 83 : Courbes de succion mesurées sur les échantillons compactés avec différentes énergies (15, 25, et 35 coups/couche) par différentes méthodes (papier filtre, et psychromètre) en échelle logarithmique

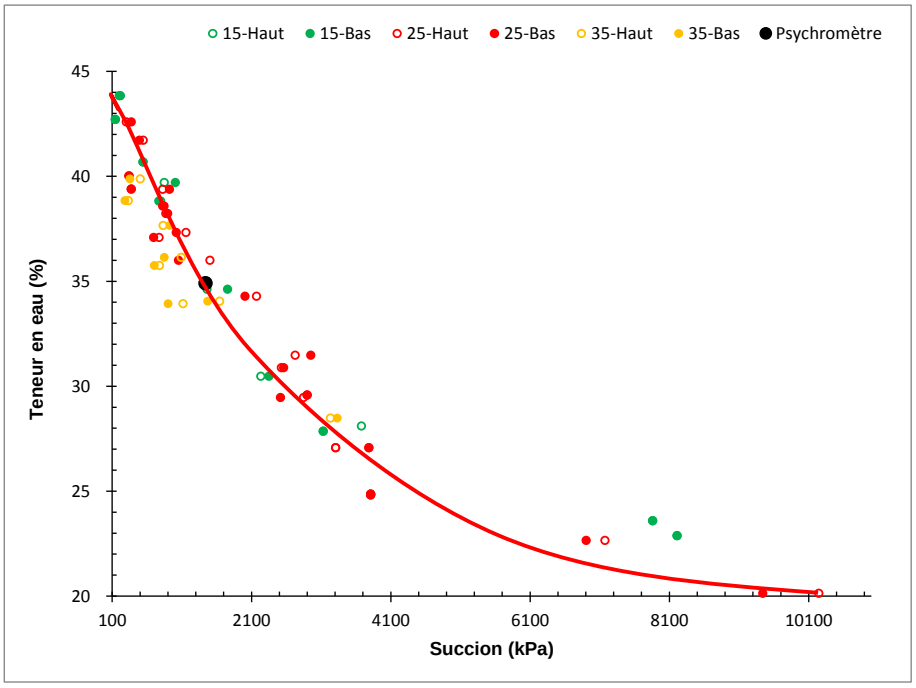


Figure II - 84 : Courbes de succion mesurées sur les échantillons compactés avec différentes énergies (15, 25, et 35 coups/couche) par différentes méthodes (papier filtre, et psychromètre) en échelle normale

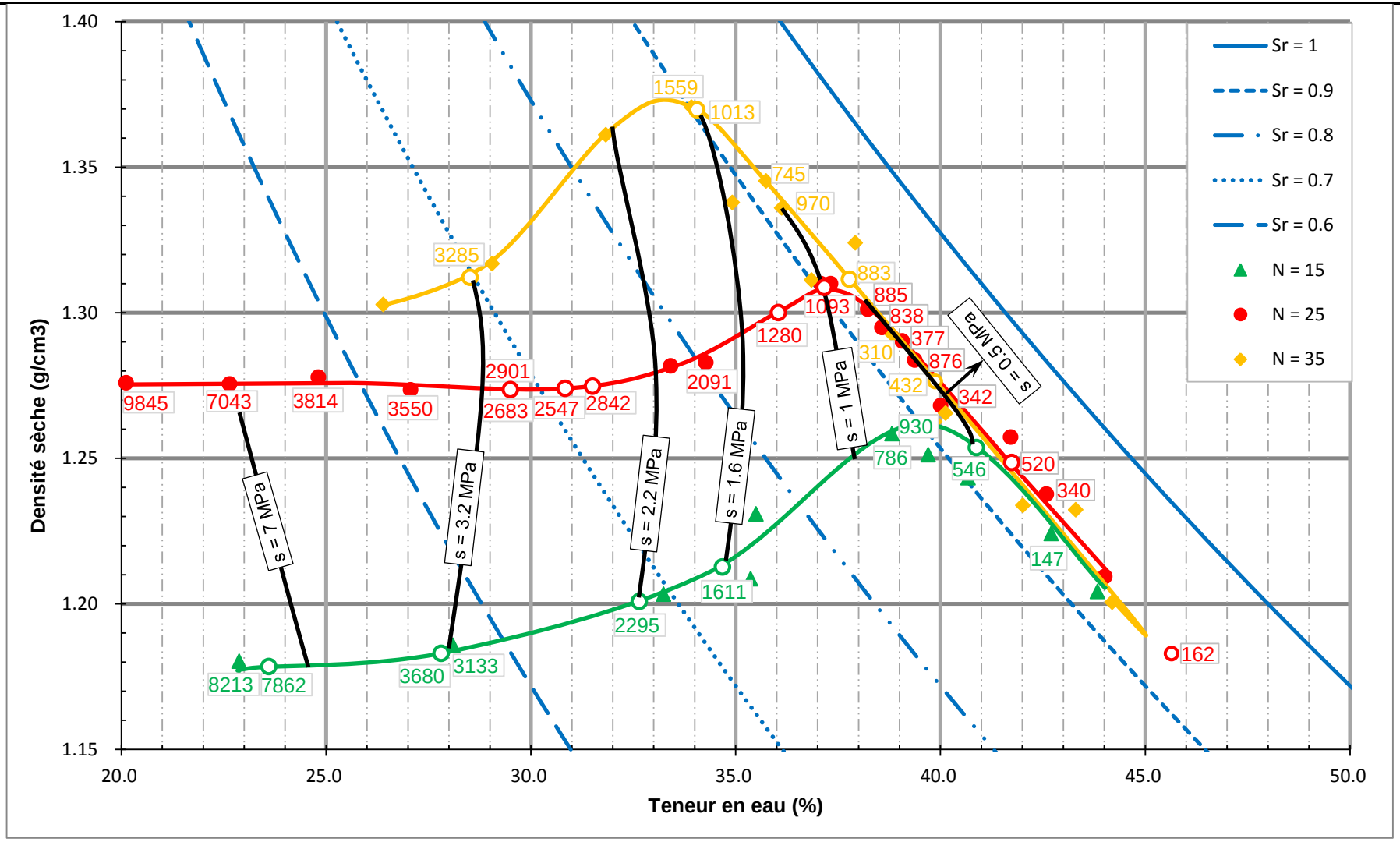


Figure II - 85 : Courbe d'iso-succion du sol compacté (w, ρ_d)

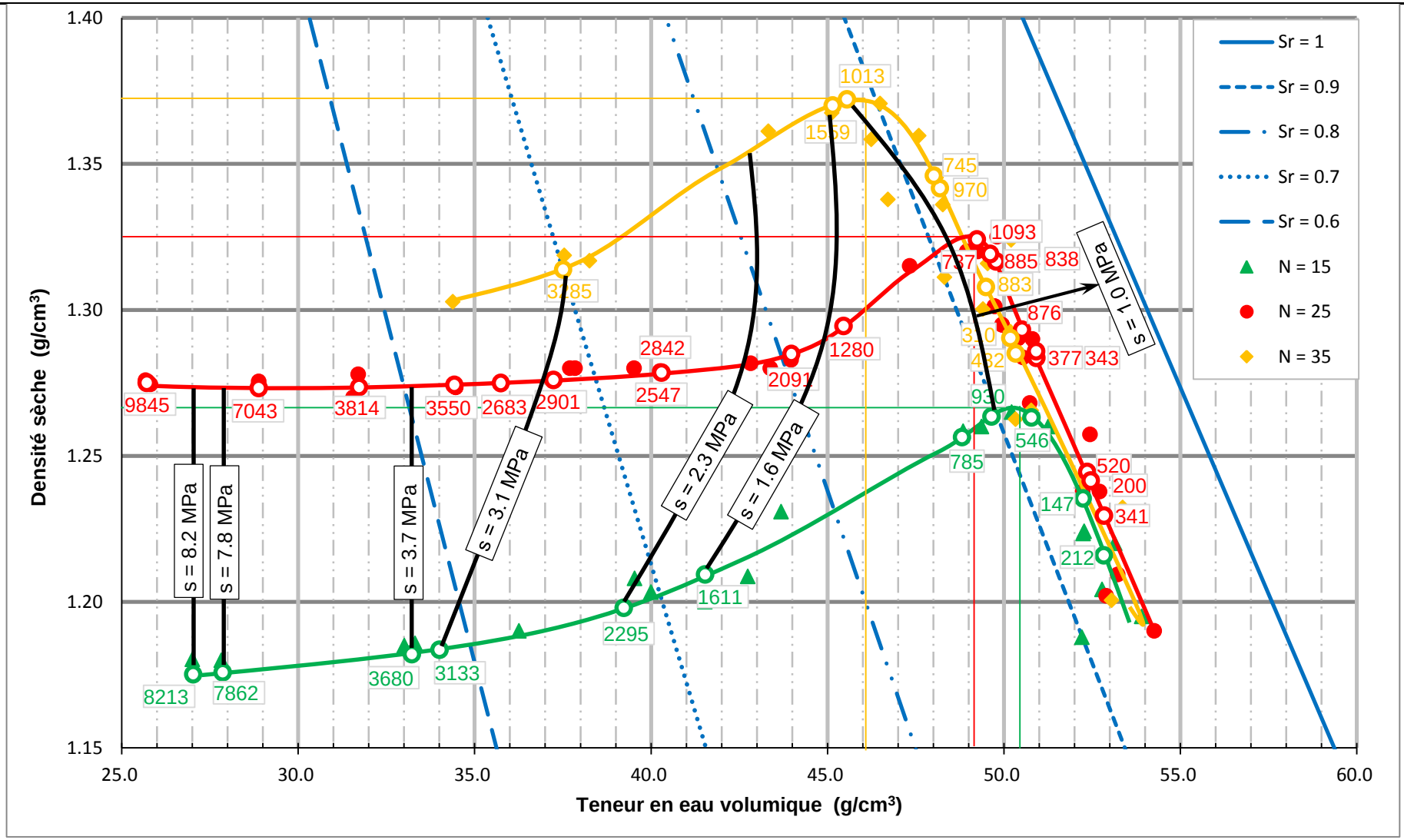


Figure II - 86 : Courbe d'iso-succion du sol compacté (θ, ρ_d)

II.4.2 Résultats relatifs au comportement des sols compactés sous chargement cyclique

L'objectif de ces essais était initialement d'étudier les pathologies d'orniérage et de matelassage des sols compactés que l'on observe parfois in-situ dans certaines conditions de teneurs en eau et d'énergie. Cependant, comme nous le verrons par la suite dans ce paragraphe, les résultats de nos essais montrent qu'il est très difficile de séparer l'orniérage et le matelassage. En fait, les déformations plastiques et élastiques se créent tout au long de nos essais, et sont présentes dans les résultats d'orniérage (déformation plastique ou enfoncement relatif plastique) et de matelassage (déformation élastique ou enfoncement relatif élastique) ensemble.

Le Tableau II - 27 montre la synthèse des essais que l'on a effectués pour les études d'orniérage et de matelassage, on présente les résultats d'orniérage en 5 parties, et 3 parties pour le materlassage.

Note : *les termes d'« orniérage » ou de « matelassage » sont utilisés pour expliquer le but de nos études ; mais comme on n'a finalement pas trouvé le matelassage au laboratoire, on utilise le terme « déformation/enfoncement relatif plastique » ou « déformation/enfoncement relatif élastique » pour présenter nos résultats.*

II.4.2.1 Résultats d'orniérage par le 1er chargement de 2012 (enfoncement contrôlé)

Les évolutions des enfoncements plastiques et élastiques ont été premièrement étudiées en utilisant le dispositif de 2012, et on présente ces résultats selon le Tableau II - 28.

Pour chaque cycle, la courbe de contrainte en fonction de l'enfoncement relatif présente l'allure indiquée sur la Figure II - 87, et on définit les paramètres de chaque cycle :

$$\xi_p = \xi_{p\text{-}i} - \xi_d \ ;$$

$$\xi_e = \xi_{e\text{-}i} + \xi_d \ ;$$

$$\xi_t = \xi_p + \xi_e \ ;$$

avec
- $\xi_{p\text{-}i}$ enfoncement relatif plastique instantané
- $\xi_{e\text{-}i}$ enfoncement relatif élastique instantané
- ξ_d enfoncement relatif différé
- ξ_p enfoncement relatif plastique réel
- ξ_e enfoncement relatif élastique réel
- ξ_t enfoncement relatif total

Tableau II - 27 : Synthèse des essais effectués pour les études d'orniérage et de matelassage

	Dispositif pour l'étude d'orniérage					Dispositif pour l'étude de matelassage		
	2012		2013			2013	2014	Perméabilité à l'air
Chargement	1er chargement	2ème chargement	Programme 1	Programme 2	Autres	×	×	×
Caractéristique	enfoncement contrôlé	enfoncement et contrainte contrôlés	200 ≤ p ≤ 600 kPa	50 ≤ p ≤ 200 kPa	Fréquence, etc.	50,100,200,500 kPa manuellement	50,100,200,500 kPa, automatiquement	10 kPa
Chapitre	II.4.2.1	II.4.2.2	II.4.2.3	II.4.2.4	II.4.2.5	II.4.2.6	II.4.2.7	II.4.2.8

Tableau II - 28 : Synthèse des essais effectués pour l'étude d'orniérage par 1er chargement

Energie de compactage	Côté sec (%)	Côté humide (%)
15 cps. (w_{opt} = 33.5%)	20.8 ; 26.4	39.5 ; 42.4
25 cps. (w_{opt} = 37.5%)	20.8 ; 23.7 ; 27.6 ; 29.4 ; 34.6	38.5 ; 39.7 ; 42.6

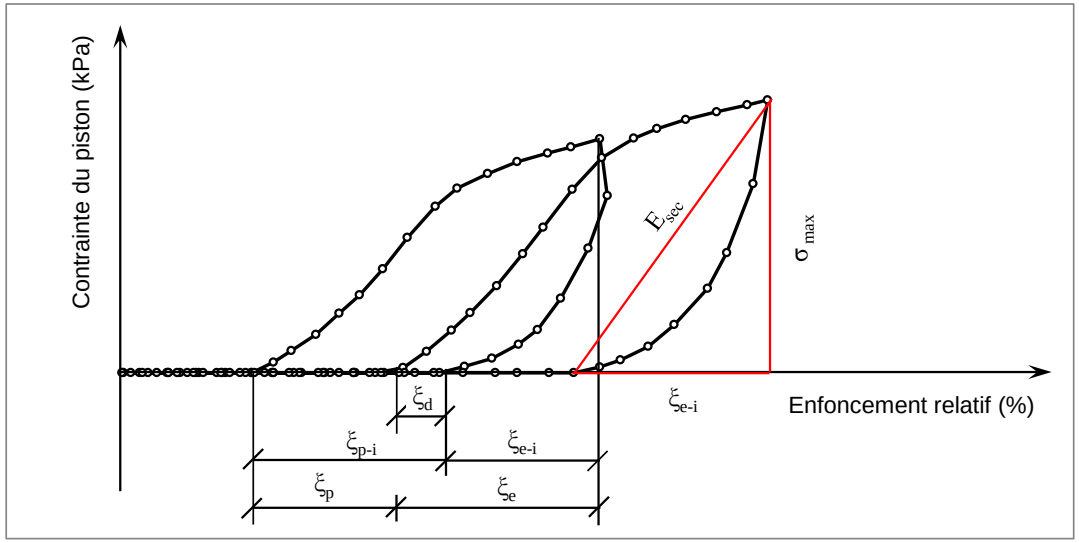


Figure II - 87 : Schéma de la courbe de contrainte en fonction de l'enfoncement relatif

Pour les échantillons compactés à l'énergie de 15 coups par couche, les résultats sont présentés :

- **Enfoncement relatif en fonction de nombre de cycles :** sur la Figure II - 88 et la Figure II - 89, on observe que tous les enfoncements relatif (ξ_t, $\xi_{p\text{-}i}$, $\xi_{e\text{-}i}$, ξ_p, ξ_e, ξ_d) se stabilisent généralement après le cinquième cycle ; ceci indique que les cycles de chargement-déchargement ont la même abscisse (la contrainte augmente en ordonnée) après un certain nombre de cycles.

- En particulier, il semble que l'enfoncement relatif différé augmente avec la teneur en eau (Figure II - 90); ce phénomène est très difficile à expliquer parce que l'enfoncement relatif différé peut être influencé par le temps de repos, l'enfoncement total, etc., mais il est aussi influencé par la succion (teneur en eau). L'essai de gonflement libre après compactage peut expliquer l'effet de la teneur en eau sur l'enfoncement relatif différé :

  - On suppose que le compactage est un processus de chargement, et le gonflement libre est le processus de repos où l'enfoncement relatif différé augmente avec la teneur en eau ;

  - Sur la Figure II - 76, on trouve que le gonflement augmente de 0.1 à 0.6% avec l'augmentation de teneur en eau de 20 à 40% ; l'une des raisons pour ce résultat est l'effet de la succion : 1) pour les échantillons compactés aux teneurs en eau inférieure à 30%, les gonflements sont relativement faibles (< 0.1%) car les succions correspondantes sont supérieures à 2 MPa, ce qui limite la dilatation ; 2) en revanche, pour les échantillons compactés aux teneurs en eau d'environ 40% où les succions sont beaucoup plus faibles (<1 MPa), les gonflements sont d'environ 0.7% ;

- **Module sécant (E_{sec}) en fonction de nombre de cycle pour différentes teneurs en eau :** comme montré sur la Figure II - 87, on définit le module sécant par l'équation ci-dessous :

$$E_{sec} = \sigma_{max} / \xi_{e\text{-}i}$$

  Avec σ_{max} contrainte maximum du piston pour un cycle de chargement-déchargement
  $\xi_{e\text{-}i}$ enfoncement relatif élastique instantané

  On trouve que :

  - En général, le module sécant se stabilise après quelque cycles (2 cycles pour les échantillons du côté humide, 7 cycles pour les échantillons du côté sec) ;

  - E_{sec} augmente de 200 à 1000 kPa/% avec la diminution de la teneur en eau de 42.4 à 20.8% ; ceci montre que la résistance du sol compacté diminue lorsque la teneur en eau augmente.

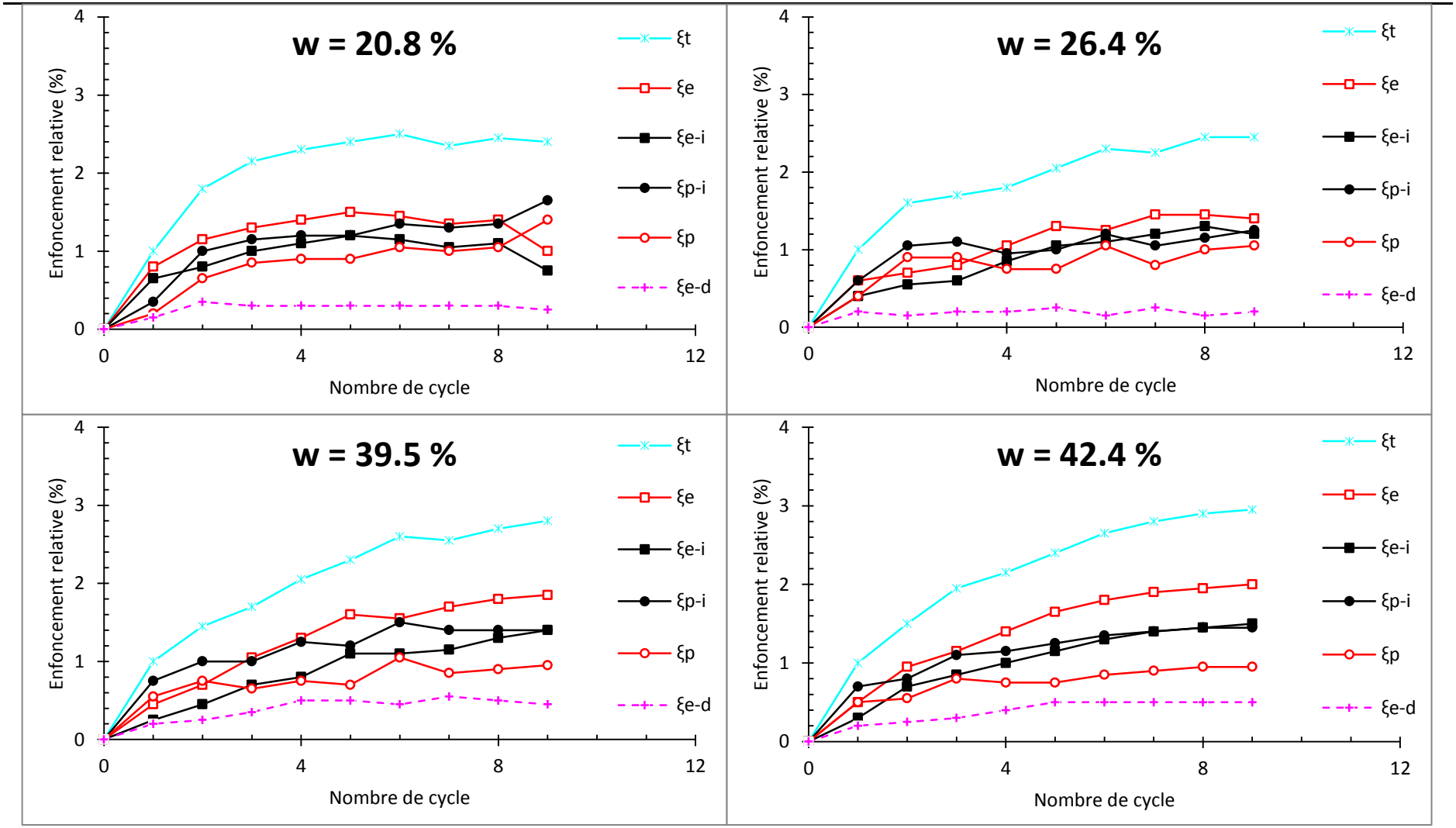


Figure II - 88 : Enfoncement relatif en fonction de nombre de cycles pour l'étude d'orniérage par le 1er chargement (15 cps.)

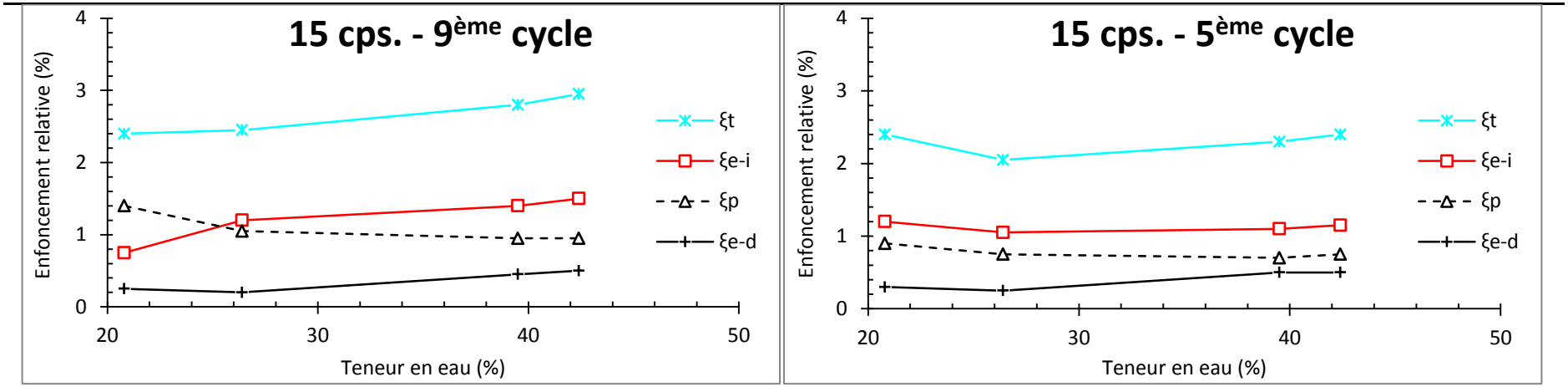


Figure II - 89 : Enfoncement relatif en fonction de la teneur en eau pour les 5ème et 10ème cycles (15 cps.)

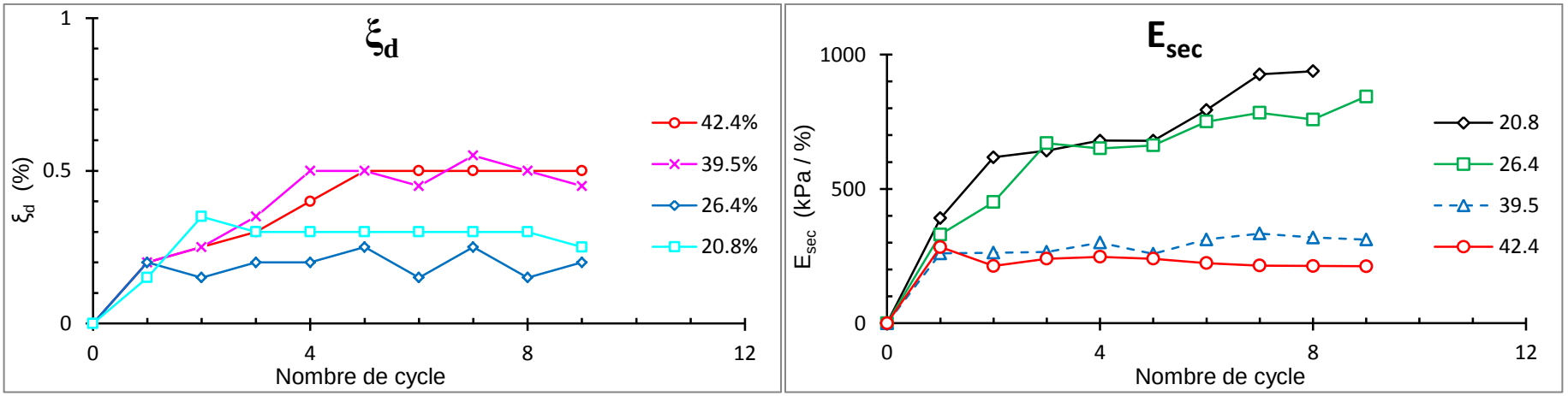


Figure II - 90 : Enfoncement relatif élastique différé (ξ_d) et module sécant (E_{sec}) en fonction du nombre de cycles (15 cps.)

Pour les échantillons compactés à l'énergie de 25 coups par couche, on trouve des résultats similaires à ceux pour 15 coups par couche :

- Enfoncement relatif en fonction de nombre de cycle : sur la Figure II - 91 et la Figure II - 92, les enfoncements relatifs (ξ_t, $\xi_{p\text{-}i}$, $\xi_{e\text{-}i}$, ξ_p, ξ_e, ξ_d) se stabilisent après le 5ème cycle ;
- L'enfoncement relatif différé augmente avec la teneur en eau (Figure II - 93) ;
- E_{sec} se stabilise après le 3ème cycle, et il diminue lorsque la teneur en eau augmente (Figure II - 94).

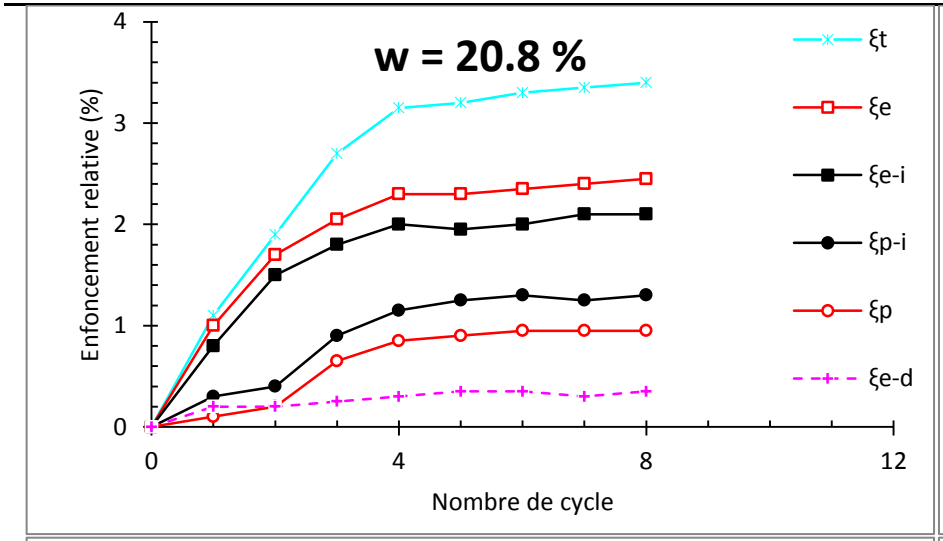
La Figure II - 95 montre la résistance maximale (la contrainte maximale sur la Figure II - 87) en fonction de la teneur en eau pour les échantillons compactés aux énergies de 15 et 25 cps. ; on peut aussi trouver les valeurs correspondantes dans le Tableau II - 29.

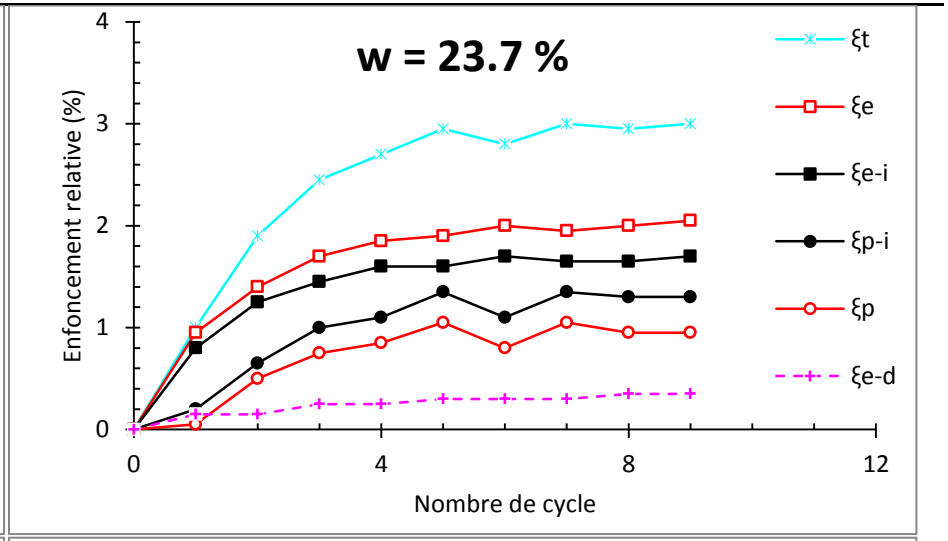
Tableau II - 29 : Relation entre la résistance et la teneur en eau

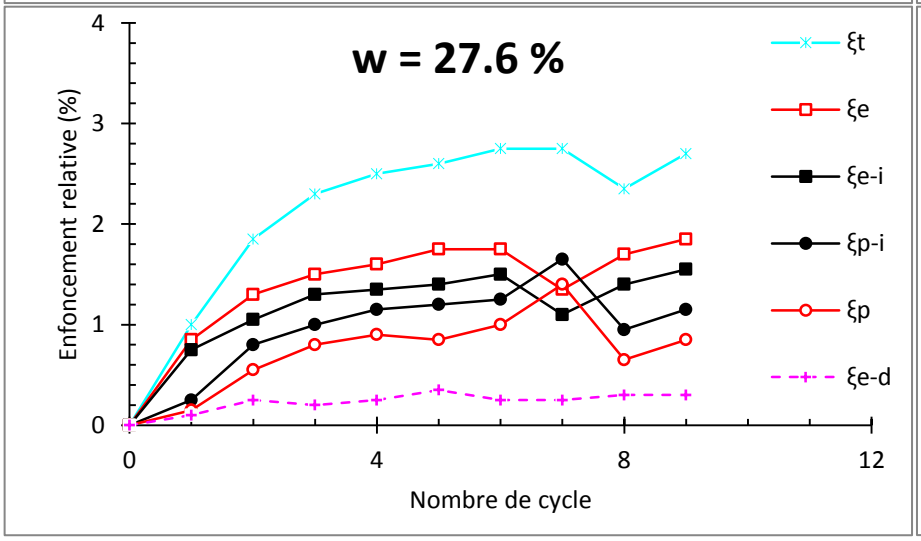
Energie de compactage	15 cps.				25 cps.						
Teneur en eau (%)	20.8	26.4	39.5	42.4	20.8	23.7	27.6	29.4	38.5	39.7	42.6
Résistance au 10ème cycle (kPa)	1216	1023	447	331	3163	1582	1276	×	848	724	505
Résistance au 5ème cycle (kPa)	815	695	284	276	2716	1377	1029	1081	734	596	408

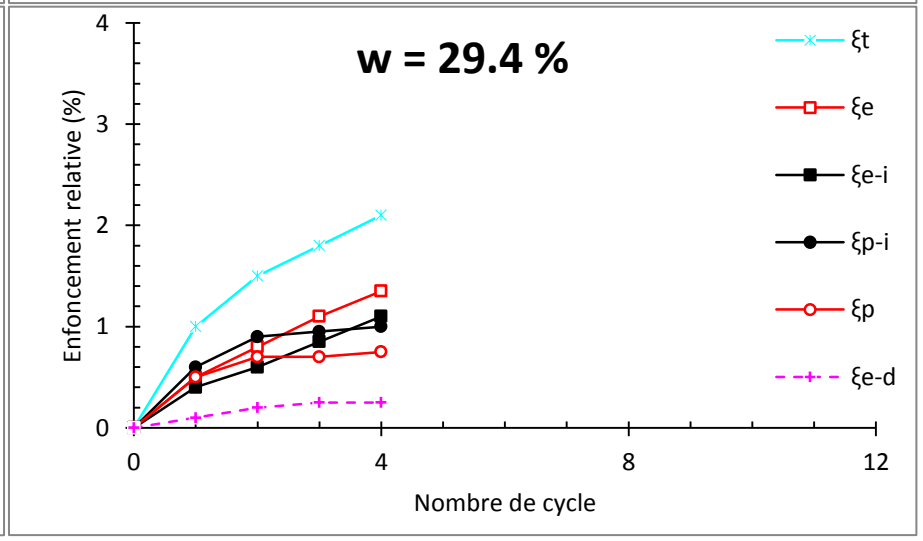
La courbe montre que :

- **Qualitativement**, la résistance :
  - diminue lorsque la teneur en eau de compactage augmente ;
  - augmente avec l'énergie de compactage, et le nombre de cycles ;
- **Quantitativement :**
  - pour les échantillons de 15 coups, la résistance à 20.8% est environ 4 fois plus grande que celle à 42.4%
  - pour les échantillons de 25 coups, la résistance à 20.8% est environ 6 fois plus élevée que celle à 42.4%.


w = 20.8 %
Enfoncement relative (%)
Nombre de cycle
ξt
ξe
ξe-i
ξp-i
ξp
ξe-d


w = 23.7 %
Enfoncement relative (%)
Nombre de cycle
ξt
ξe
ξe-i
ξp-i
ξp
ξe-d


w = 27.6 %
Enfoncement relative (%)
Nombre de cycle
ξt
ξe
ξe-i
ξp-i
ξp
ξe-d


w = 29.4 %
Enfoncement relative (%)
Nombre de cycle
ξt
ξe
ξe-i
ξp-i
ξp
ξe-d

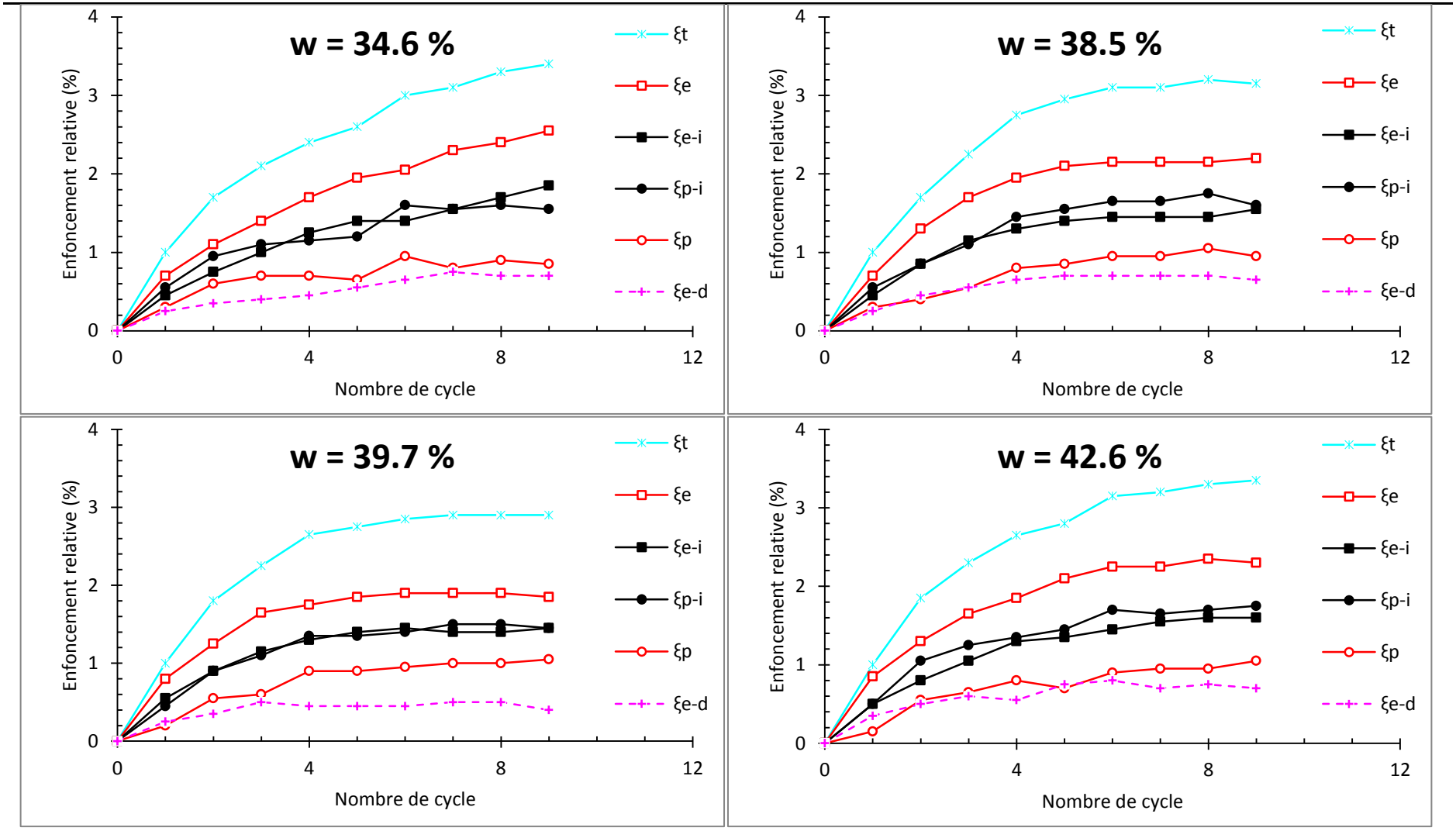


Figure II - 91 : Enfoncement relatif en fonction du nombre de cycles pour l'étude d'orniérage par le 1er chargement (25 cps.)

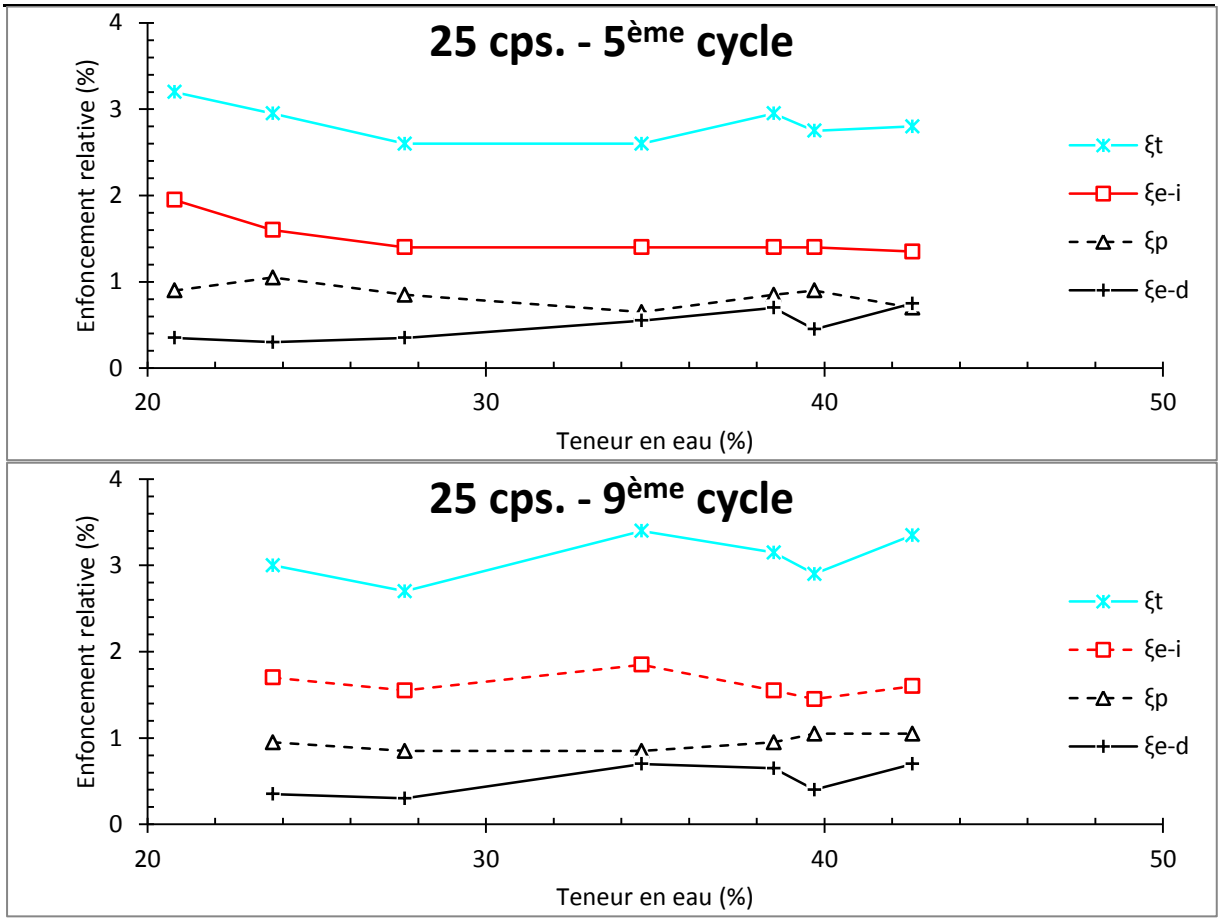


Figure II - 92 : Enfoncement relatif en fonction de la teneur en eau des 5ème et 10ème cycles (25 cps.)

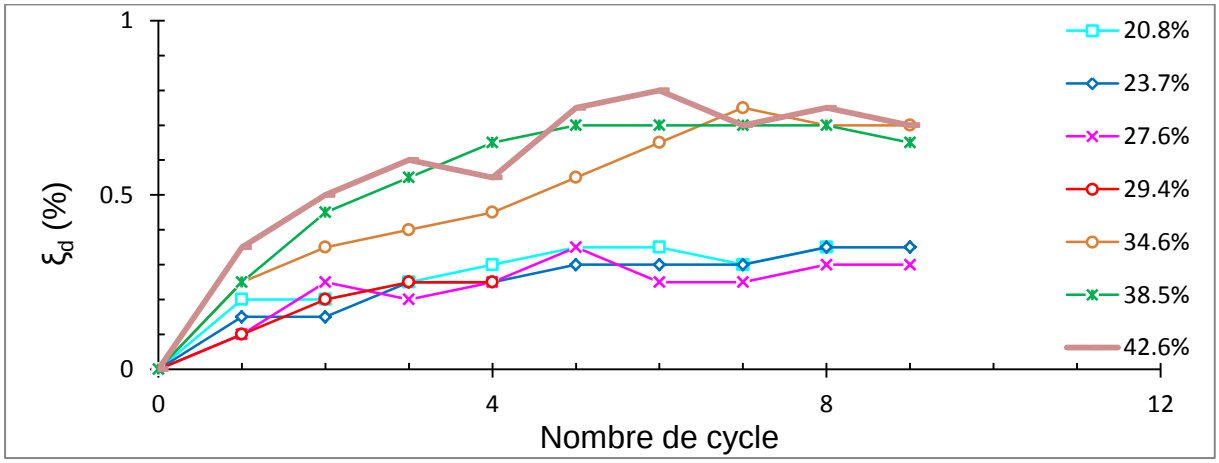


Figure II - 93 : Enfoncement relatif différé (ξ_d) en fonction du nombre de cycles (25 cps.)

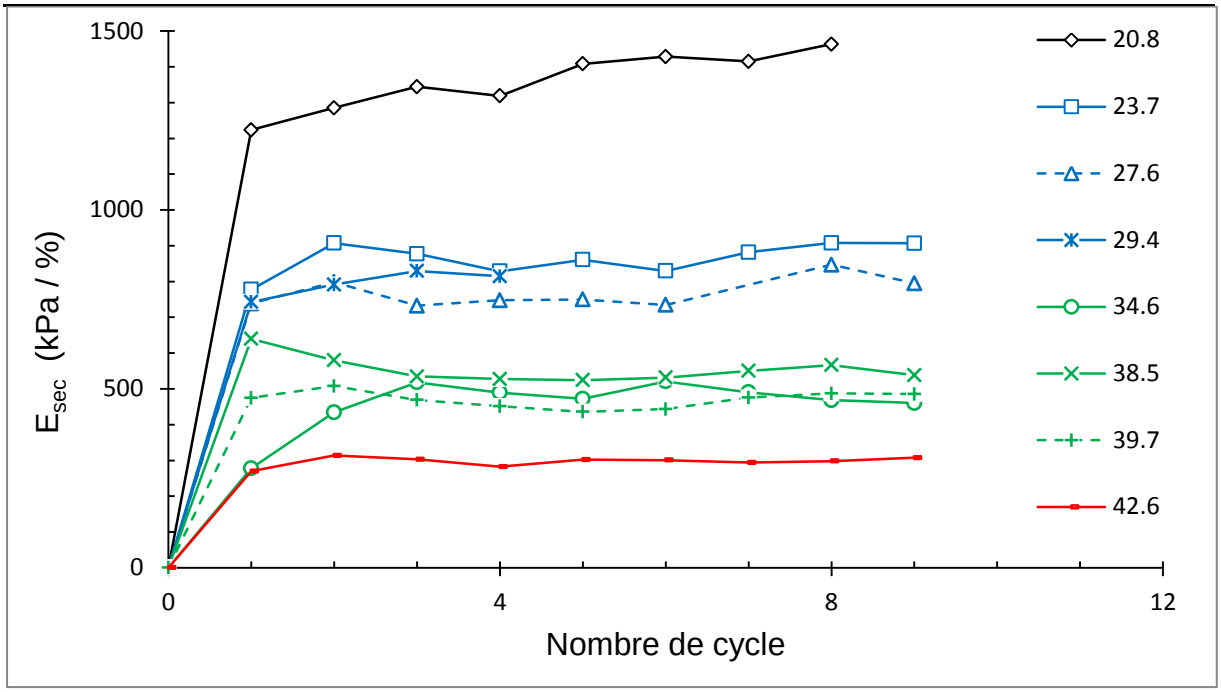


Figure II - 94 : Module sécant (Esec) en fonction du nombre de cycles (25 cps.)

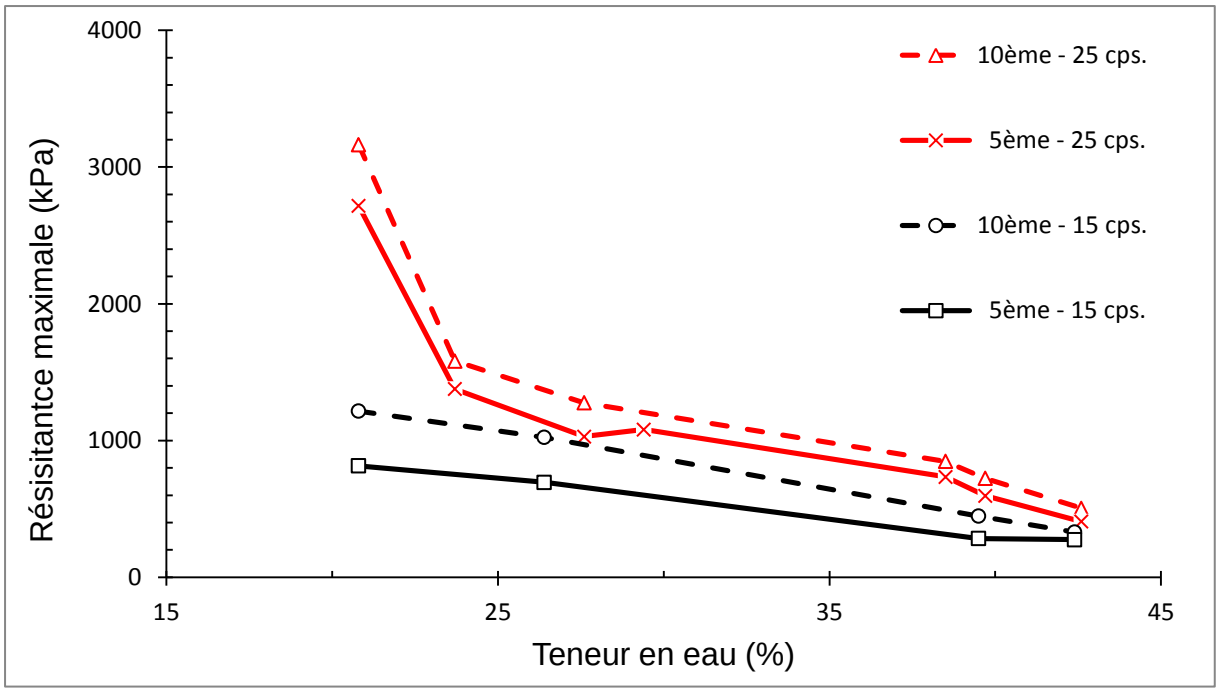


Figure II - 95 : Résistance maximale en fonction de la teneur en eau pour les échantillons compactés aux énergies de 15 et 25 cps.

II.4.2.2 Résultats d'orniérage par le 2ème chargement de 2012 (enfoncement et contrainte contrôlé)

Avant de présenter les résultats, précisons que l'enfoncement relatif marqué dans cette partie est l'enfoncement de chaque cycle plutôt que l'enfoncement cumulé.

Les résultats de l'enfoncement relatif (ξ_t, ξ_e, ξ_d) en fonction de nombre de cycles pour différentes teneur en eau sont présentés sur la Figure II - 96. On trouve que :

- l'enfoncement relatif élastique se stabilise après 4 cycles de chargement-déchargement ;
- on augmente chaque fois de 1% de l'enfoncement relatif total (ξ_t) : l'enfoncement relatif plastique augmente avec l'enfoncement relatif total car l'enfoncement élastique a une tendance stabilisée ; c'est-à-dire que l'augmentation de l'enfoncement total résulte principalement de l'enfoncement plastique ;

Pour le module sécant, les résultats sont montrés sur la Figure II - 97, on constate que :

- le module sécant diminue avec la teneur en eau ;
- il y a, plus ou moins, un accord entre le 1er chargement et le 2ème chargement ; pour la même teneur en eau, on trouve le même ordre de la valeur du module sécant. Les différences peuvent être provoquées par l'inhomogénéité des échantillons, la variation de la teneur en eau, etc..

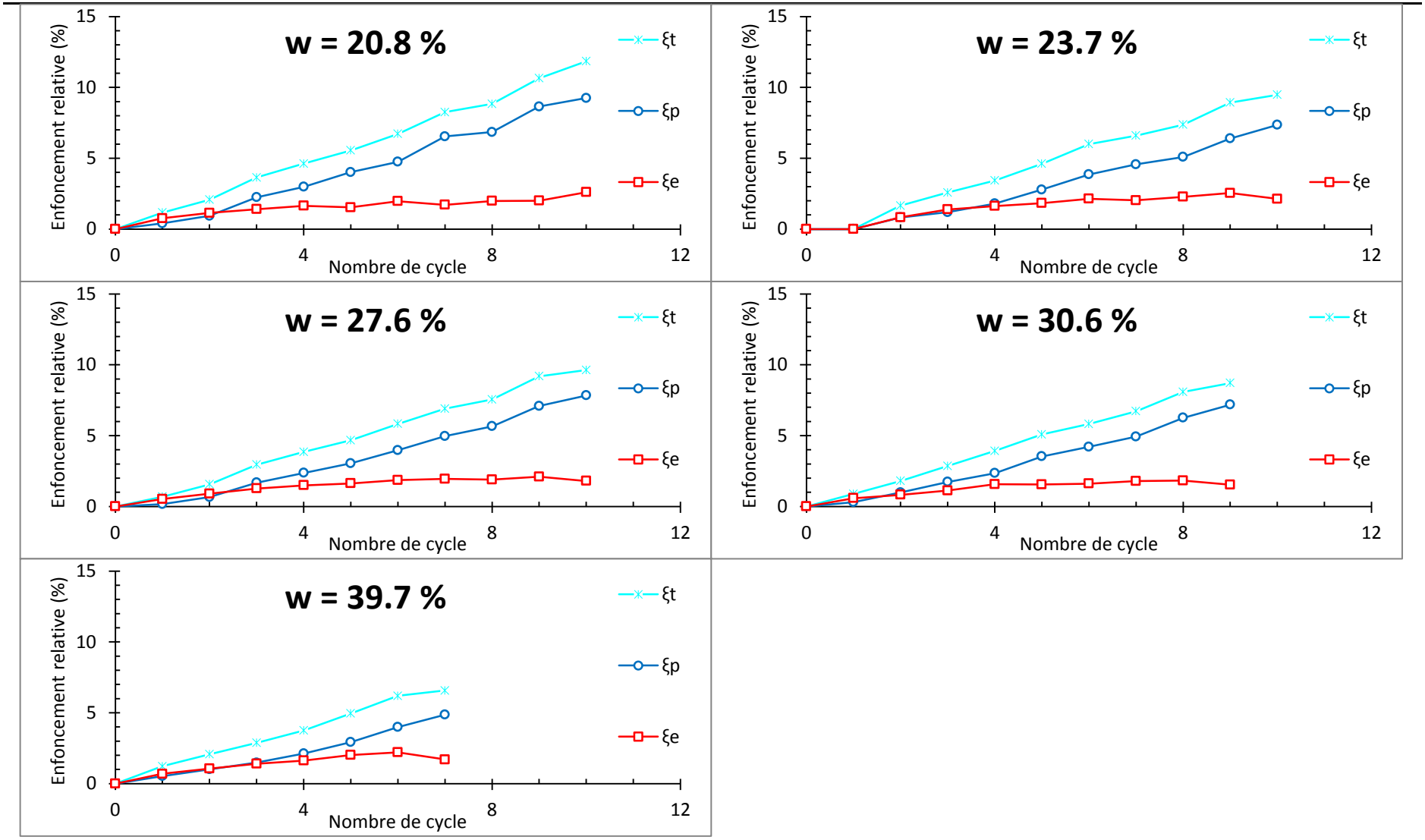


Figure II - 96 : Enfoncement relatif en fonction de nombre de cycles pour l'étude d'orniérage par le 2^{éme} chargement (25 cps.)

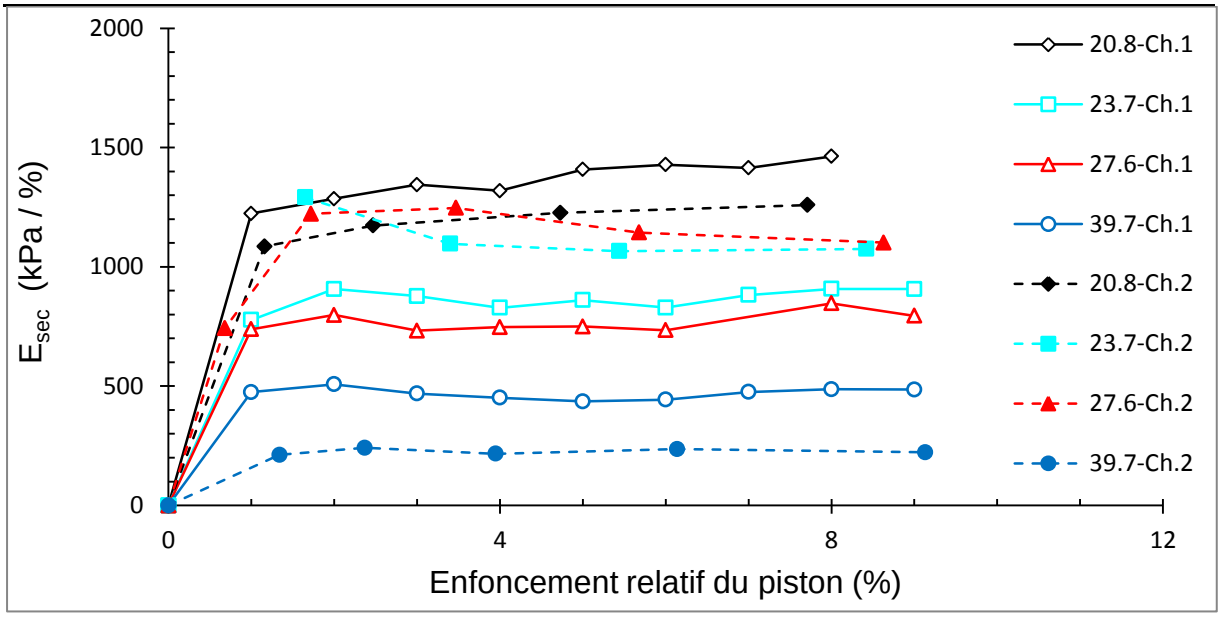


Figure II - 97 : Comparaison de module sécant du 1er charge et du 2ème chargement

II.4.2.3 Résultats d'orniérage par le programme 1 (2013)

Le deuxième montage permettant une grande quantité de cycles a été construit en 2013, pour étudier les effets de la teneur en eau, de la densité sèche, de l'énergie de compactage, de la fréquence de chargement et de l'épaisseur d'échantillon sur l'enfoncement relatif plastique.

Le Tableau II - 30 montre la synthèse des essais que l'on a réalisé sur ce montage.

Tableau II - 30 : Synthèse des essais

	P.1 (w,%)	P.2 (w,%)	P.4 (w,%)	P.5 (w,%)
15 cps.	22.5 26.9 32.5 32.8 37.8 38.4	×	×	×
25 cps.	28.5 29.6 30.4 34.7 34.8	29.6 34.8 40.2 41.5	31.3 35.9	40.0 41.3
35 cps.	28.0 32.1 35.7 37.2 38.8	×	×	×

Note : P.1 représente le programme 1

- **Résultats pour 15 coups par couche :**

La Figure II - 98 montre l'effet de la teneur en eau sur l'accumulation de l'enfoncement relatif permanent en fonction du nombre de cycles, en échelles d'abscisse normale et logarithmique ; les échantillons ont été compactés à **15 coups** par couche, et aux teneurs en eau de 22.5, 26.9, 32.5, 32.8, 37.8, et 38.4% ; les résultats montrent que :

- en général, l'enfoncement relatif permanent augmente avec la teneur en eau ;
- pour les échantillons aux teneurs en eau inférieures à 32.8%, la teneur en eau n'influence pas énormément l'enfoncement relatif permanent ;
- en revanche, pour les échantillons plus humides, la teneur en eau joue un rôle essentiel pour l'accumulation de l'enfoncement relatif permanent ;
- l'échantillon avec la teneur en eau de 38.4% a été détruit en raison d'une faible résistance.

La Figure II - 99 montre les résultats de la contrainte en fonction de l'enfoncement relatif pour les $10^{ème}$, $100^{ème}$, $1000^{ème}$, $10000^{ème}$ et $30000^{ème}$ cycles ; la figure montre les résultats de l'enfoncement relatif cumulé en fonction de la teneur en eau et la variation avec le nombre de cycle ; on trouve que :

- Du $10^{ème}$ au $30000^{ème}$ cycle, le module de Young est presque le même ; ceci montre que le module n'augmente pas après le $10^{ème}$ cycle ;
- L'enfoncement plastique pour chaque cycle est très petit par rapport à l'enfoncement élastique après le $10^{ème}$ cycle ;
- On voit que, qualitativement, le module de Young diminue lorsque la teneur en eau augmente ; cependant, il est difficile de préciser ces valeurs car les points sont irréguliers ;
- Il semble qu'il existe un seuil à partir duquel l'enfoncement relatif augmente largement quand la teneur est supérieure à ce seuil ; en revanche, l'enfoncement relatif augmente très peu quand la teneur en eau est inférieure à ce seuil ; il existe aussi une teneur en eau critique, pour laquelle l'échantillon n'arrive pas à supporter la contrainte imposée par les cycles ;

- **Résultats pour 25 coups par couche :**

La Figure II - 100 montre l'enfoncement relatif permanent en fonction du nombre de cycles pour les échantillons compactés à **25 coups** par couche, et aux teneurs en eau de 28.5, 29.6, 30.4, 34.7 et 34.8% ;

- en général, l'enfoncement relatif permanent augmente avec la teneur en eau ;
- il y a deux familles de courbe ; pour les échantillons aux teneurs en eau inférieures à 30.4%, l'enfoncement relatif permanent ne change pas significativement ; entre 30.4 et 34.7%, l'enfoncement relatif permanent augmente de 1%, ce qui est relativement apparent ;

La Figure II - 101 montrent les résultats de la contrainte en fonction de l'enfoncement relatif pour les 10ème, 100ème, 1000ème, 10000ème et 30000ème cycles ; les figures montrent les résultats de l'enfoncement relatif permanent en fonction de la teneur en eau et de la variation avec le nombre de cycles ; on trouve que :

- le module de Young ne change pas significativement du 10ème au 30000ème cycle ;

- l'enfoncement plastique est très petit par rapport à l'enfoncement élastique après le 10ème cycle ;

- pour les teneurs en eau de 28.5, 29.6 et 34.7%, il semble que l'on n'a pas trourvé le seuil qui provoque un enfoncement relatif relativement grand ; mais il se situe probablement à la teneur en eau la plus élevée ;

- **Résultats pour 35 coups par couche :**

La Figure II - 102 montre l'enfoncement relatif permanent en fonction du nombre de cycles pours les échantillons compactés à **35 coups** par couche, et aux teneurs en eau de 28.0, 32.1, 35.7, 37.2 et 38.8% ; les résultats montrent que :

- en général, l'enfoncement relatif permanent augmente avec la teneur en eau ;

- pour les échantillons des teneurs en eau inférieures à 32.1%, la teneur en eau n'influence pas énormément sur l'enfoncement relatif permanent ;

- mais, pour les échantillons plus humides, la teneur en eau joue un rôle essentiel pour l'accumulation de l'enfoncement relatif permanent ;

La Figure II - 103 montrent les résultats de la contrainte en fonction de l'enfoncement relatif pour le $10^{ème}$, $100^{ème}$, $1000^{ème}$, $10000^{ème}$ et $30000^{ème}$ cycle ; la figure montre les résultats de l'enfoncement relatif cumulé en fonction de la teneur en eau et la variation avec le nombre de cycle ; on trouve que :

- l'enfoncement plastique pour chaque cycle est très petit par rapport à l'enfoncement élastique après le $10^{ème}$ cycle ;

- qualitativement, le module de Young diminue avec la teneur en eau ;

- l'enfoncement relatif ne change pas largement quand la teneur est inférieure à 35.7% ; mais, au déla de cette valeur, l'enfoncement relatif augmente rapidement ;

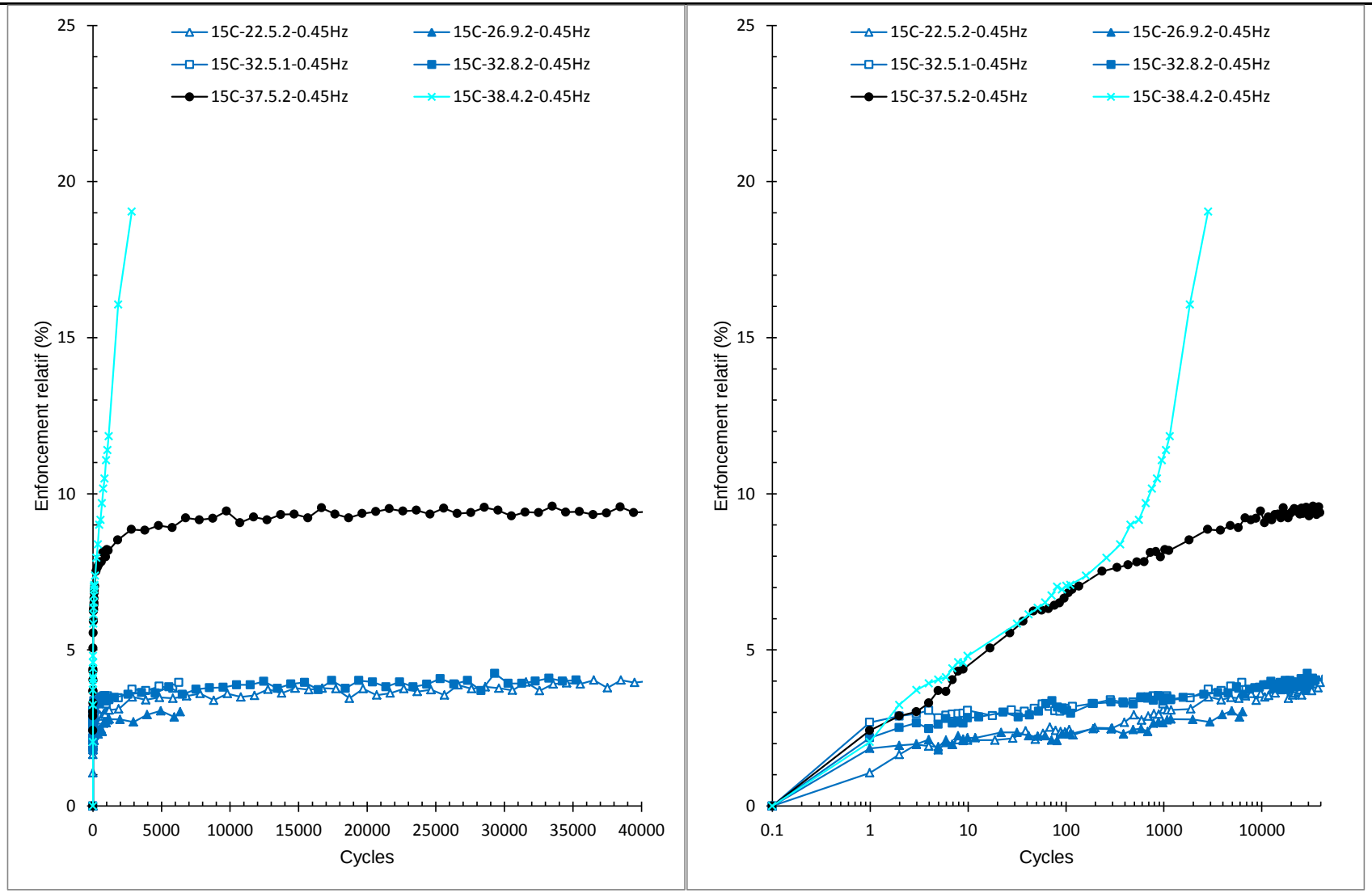
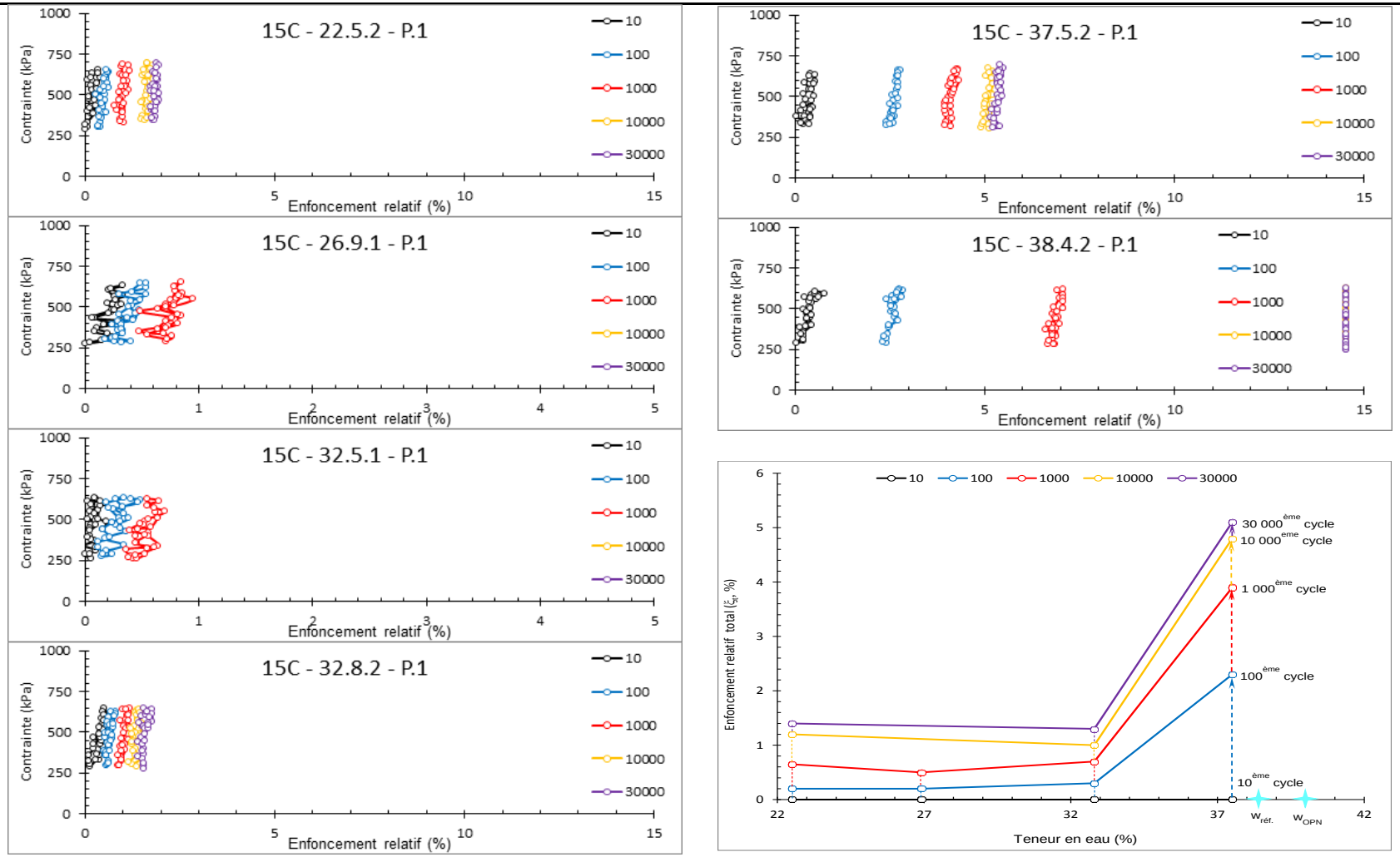


Figure II - 98 : Résultats d'enfoncement relatif en fonction du nombre de cycles du programme 1, 15 cps.



a) Contrainte en fonction de l'enfoncement relatif

b) Enfoncement relatif en fonction de teneur en eau

Figure II - 99 : Résultats d'enfoncement relatif en fonction du nombre de cycles du programme 1, 15 cps.

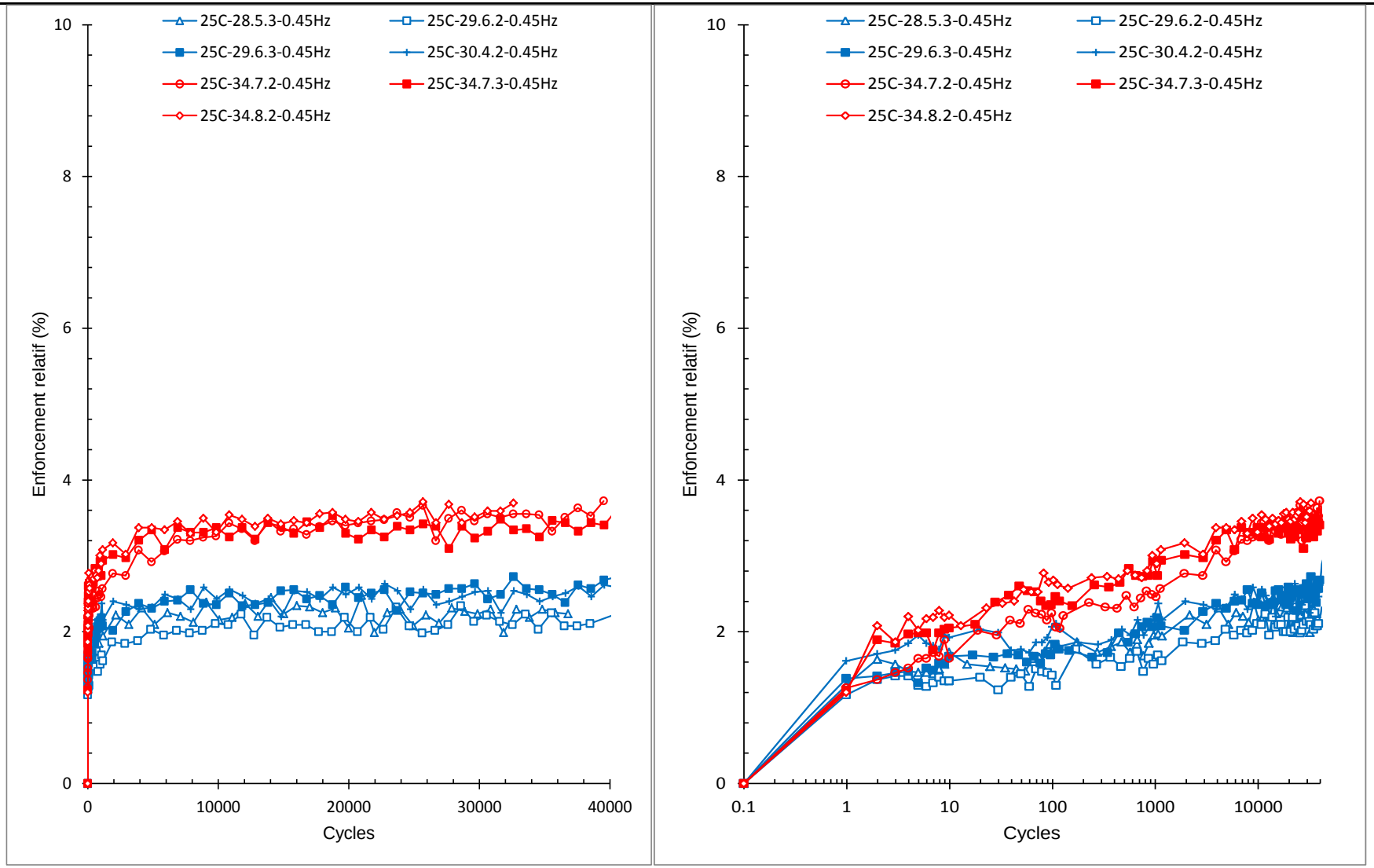
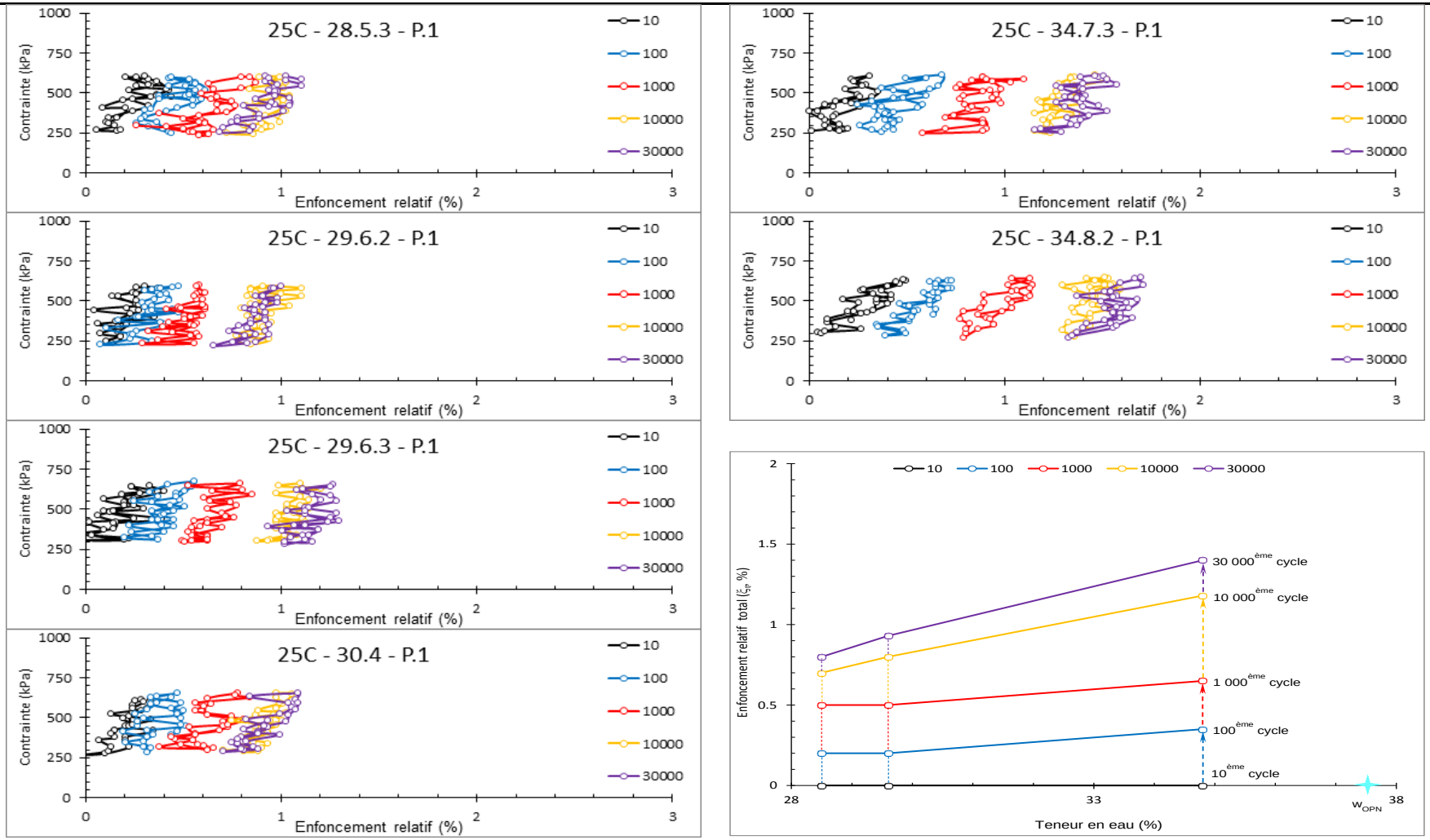


Figure II - 100 : Résultats d'enfoncement relatif en fonction du nombre de cycles du programme 1, 25 cps.



a) Contrainte en fonction de l'enfoncement relatif b) Enfoncement relatif en fonction de la teneur en eau

Figure II - 101 : Résultats d'enfoncement relatif en fonction du nombre de cycles du programme 1, 25 cps.

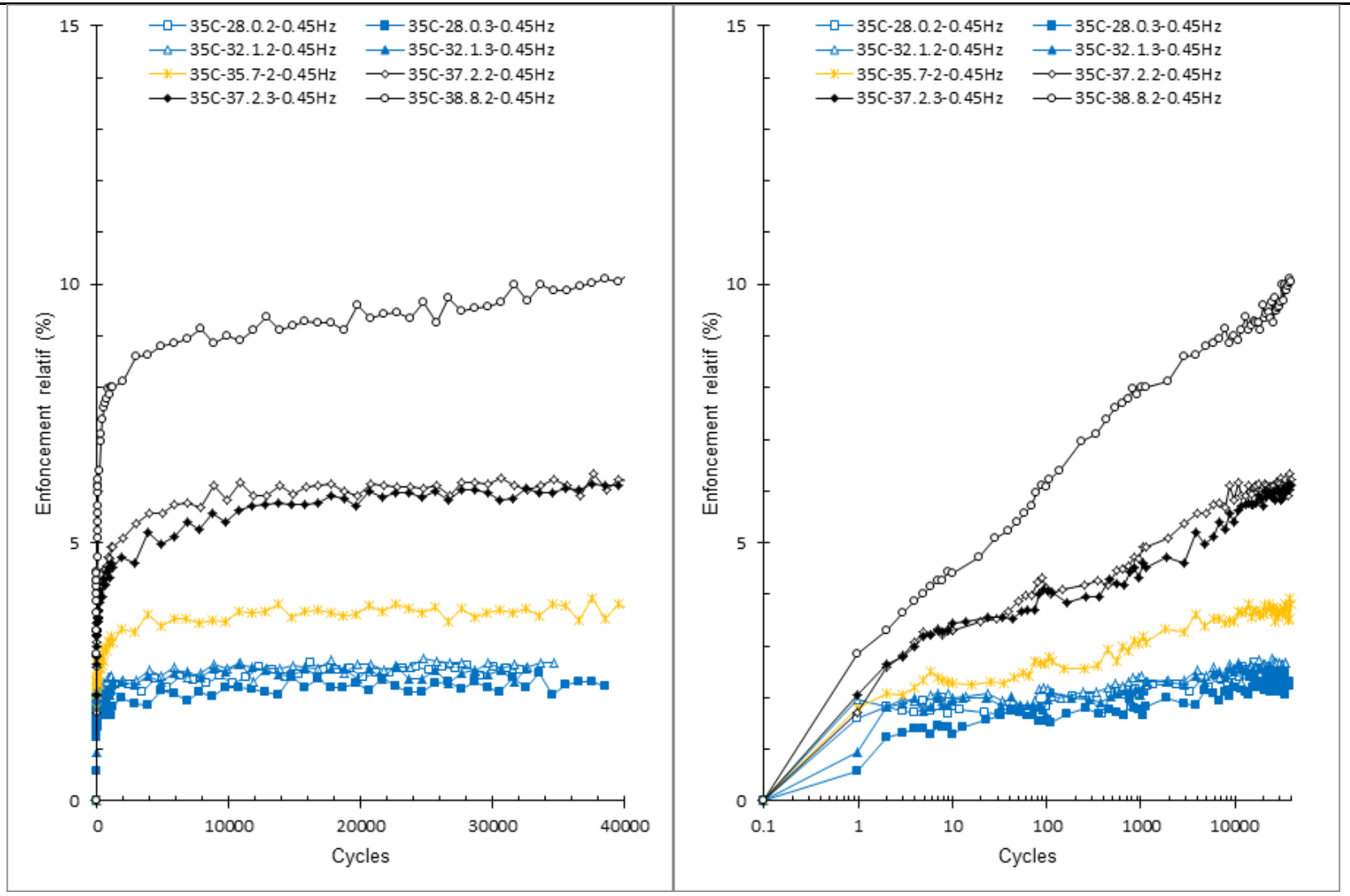


Figure II - 102 : Résultats d'enfoncement relatif en fonction du nombre de cycles du programme 1, 35 cps.

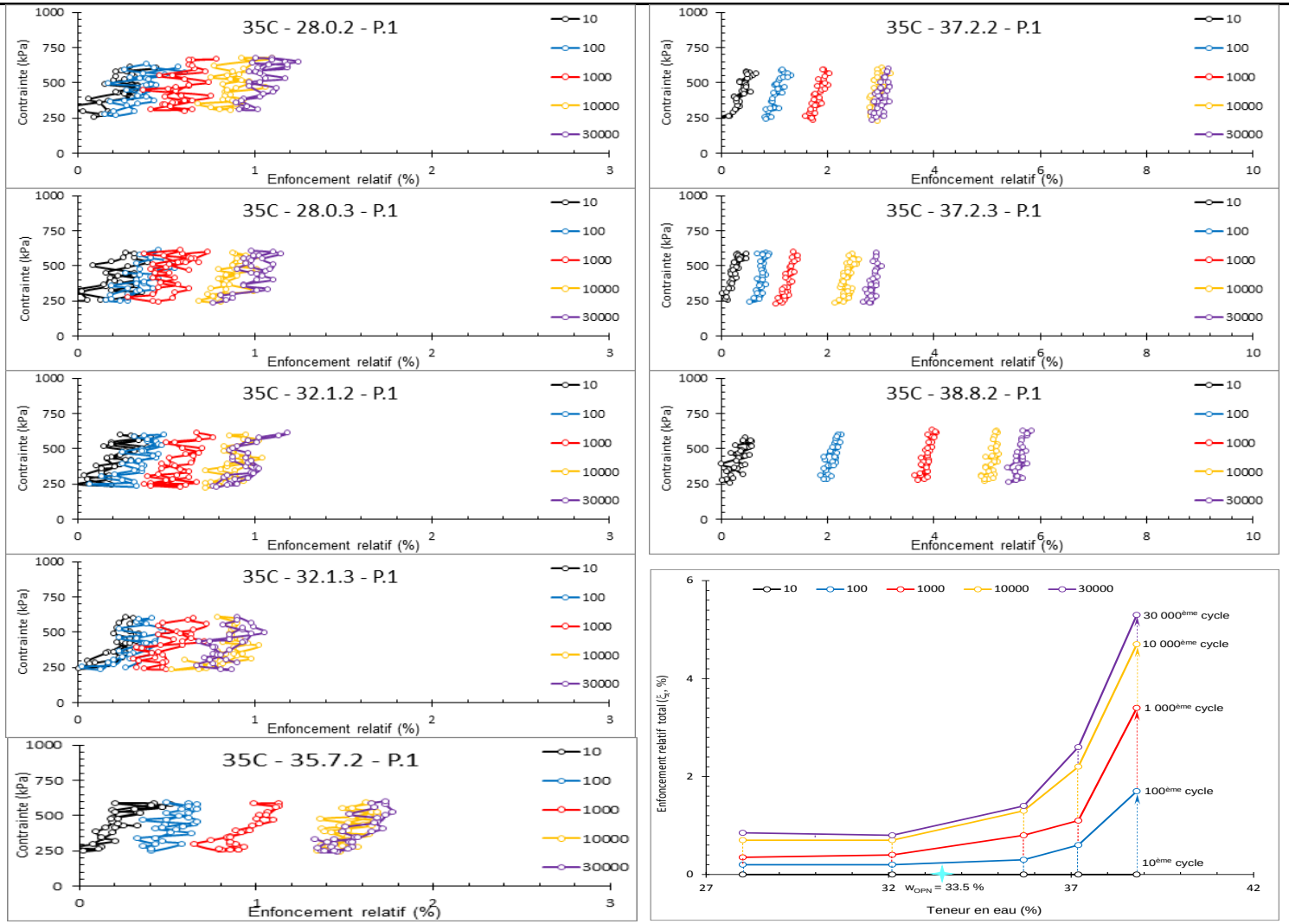


Figure II - 103 : Résultats d'enfoncement relatif en fonction du nombre de cycles du programme 1, 35 cps.

Comparaison et conclusion

Les résultats pour 15, 25 et 35 coups montrent qu'il existe un seuil, au delà duquel l'enfoncement relatif augmente significativement ; les résultats pour 15 coups montrent qu'il existe aussi un seuil, au delà duquel l'échantillon ne peut pas supporter la contrainte de chargement et refoule après quelque cycles.

Afin de décrire cet effet, on définit la limite de ramollissement (w_A) et la limite de refoulement (w_R) :

- **la limite de ramollissement (w_A)** est la teneur en eau critique, au delà de laquelle l'efoncement relatif augmente beaucoup plus rapidement que pour les teneurs en eau inférieures ;

- **la limite de refoulement (w_R)** est la teneur en eau critique, au delà de laquelle le refoulement se produit après quelque cycles (par exemple 1000) ;

Avec les limites de ramollissement et de refoulement, la courbe PROCTOR pour chaque énergie peut être séparée en 3 zones différentes :

- **la zone 1** est à la gauche de w_A, ce qui signifie que l'enfoncement augmente très peu avec la teneur en eau ;

- **la zone 2** est entre w_A et w_R, ce qui signifie que l'enfoncement augmente rapidement dans cette zone ;

- **la zone 3** est à la droite de w_R, ce qui signifie que l'échantillon refoule.

La Figure II - 104 montre la courbe PROCTOR avec les limites de ramollissement et de refoulement, et les 3 zones que l'on a définies. On trouve que la limite de ramollissement augmente avec l'énergie de compactage.

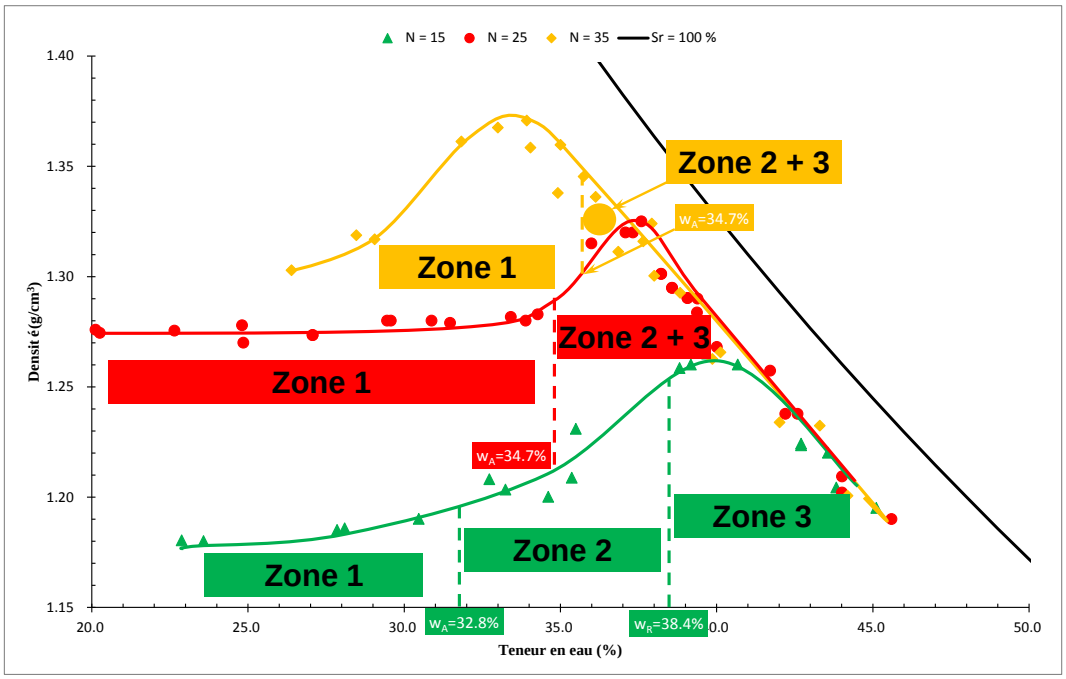


Figure II - 104 : Les limites de ramollissement et refoulement sur la courbe PROCTOR

II.4.2.4 Résultats d'orniérage par le programme 2 (2013)

Pour le programme 2 avec une contrainte réduite, la Figure II - 105 montre l'enfoncement relatif permanent en fonction du nombre de cycles pour les échantillons compactés à 25 coups par couche, et aux teneurs en eau de 29.6, 34.8, 40.2 et 41.5% ; on trouve que

- en général, l'enfoncement relatif permanent augmente avec la teneur en eau ;
- pour les échantillons aux teneurs en eau inférieures à 34.8%, l'enfoncement relatif permanent ne change pas significativement, de 0.7 à 1.2% ; entre 34.8 et 41.5%, l'enfoncement relatif permanent augmente d'environ 2.2%, qui est relativement apparent ;

La Figure II - 106 montre les résultats de la contrainte en fonction de l'enfoncement relatif pour les $10^{ème}$, $100^{ème}$, $1000^{ème}$, $10000^{ème}$ et $30000^{ème}$ cycles ; on trouve que :

- le module de Young ne change pas significativement du 10ème au 30000ème cycle pour une teneur en eau fixée;
- l'enfoncement plastique pour chaque cycle est très petit par rapport à l'enfoncement élastique après le $10^{ème}$ cycle ;
- qualitativement, il semble que le module de Young augmente avec la teneur en eau.

Note : *pour certains essais (par exemple, l'essai 40.2.2), il y a une légère erreur de la contrainte appliquée, qui est probablement due à la précision et à la fatique du montage ; pour la plupart de nos essais, cette erreur est relativement faible.*

II.4.2.5 Résultats d'orniérage par autres programmes (2013)

Afin d'étudier l'influence de la fréquence, on a réalisé deux autres programmes, P.4 avec une fréquence de 0.045 Hz et P.5 avec la fréquence de 0 Hz (c'est à dire en fluage) ; tous les échantillons sont compactés à 25 coups par couche.

La Figure II - 107 montre l'enfoncement relatif permanent en fonction du nombre de cycles pour le programme 4 ; La Figure II - 109 montre les résultats de la contrainte en fonction de l'enfoncement relatif pour les $10^{ème}$, $100^{ème}$, $1000^{ème}$, $10000^{ème}$ et $30000^{ème}$ cycles avec le programme 4.

La Figure II - 108 montre l'enfoncement relatif permanent en fonction du nombre de cycles pour le programme 5.

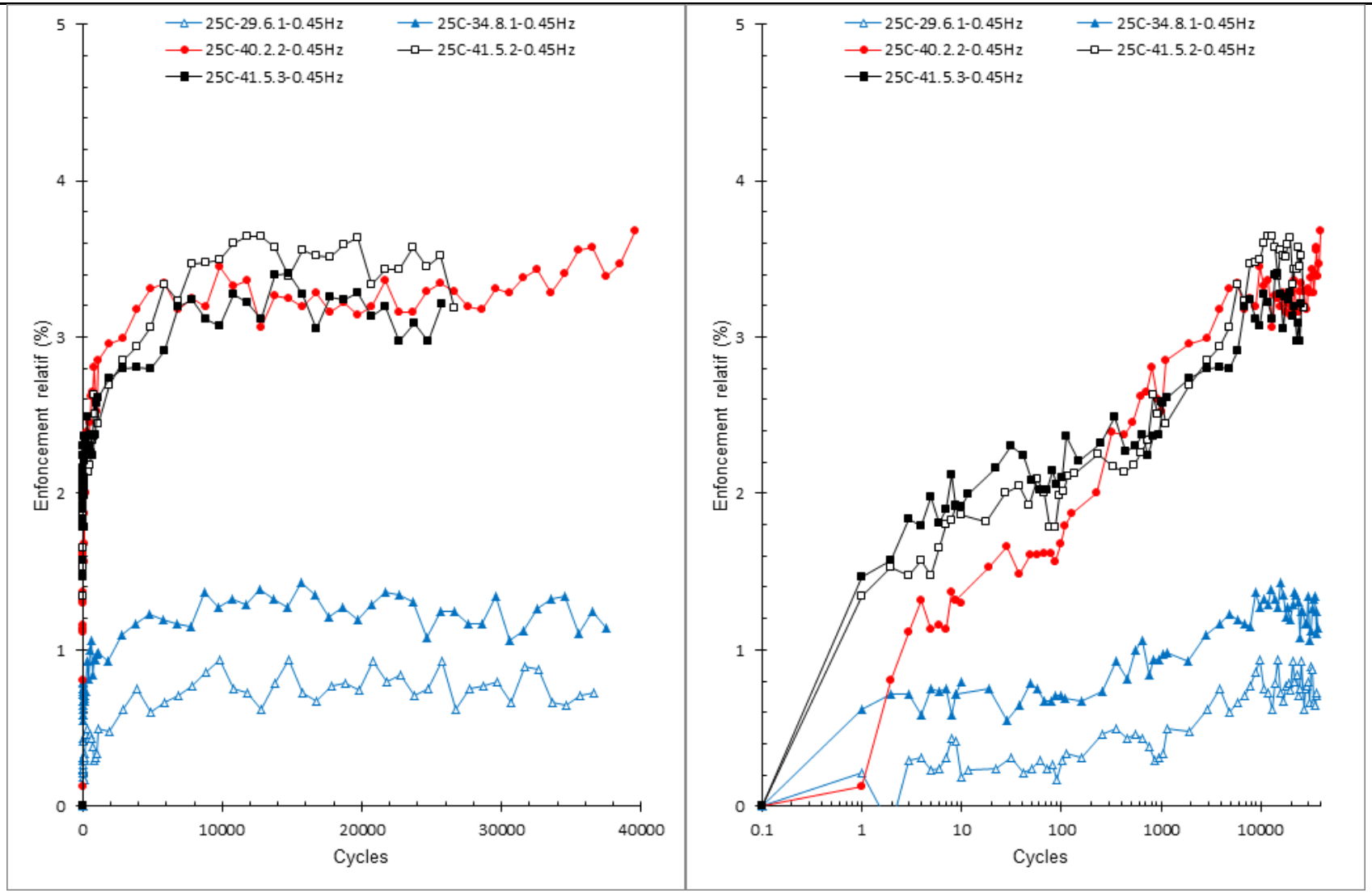


Figure II - 105 : Résultats d'enfoncement relatif en fonction du nombre de cycles du programme 2, 25 cps.

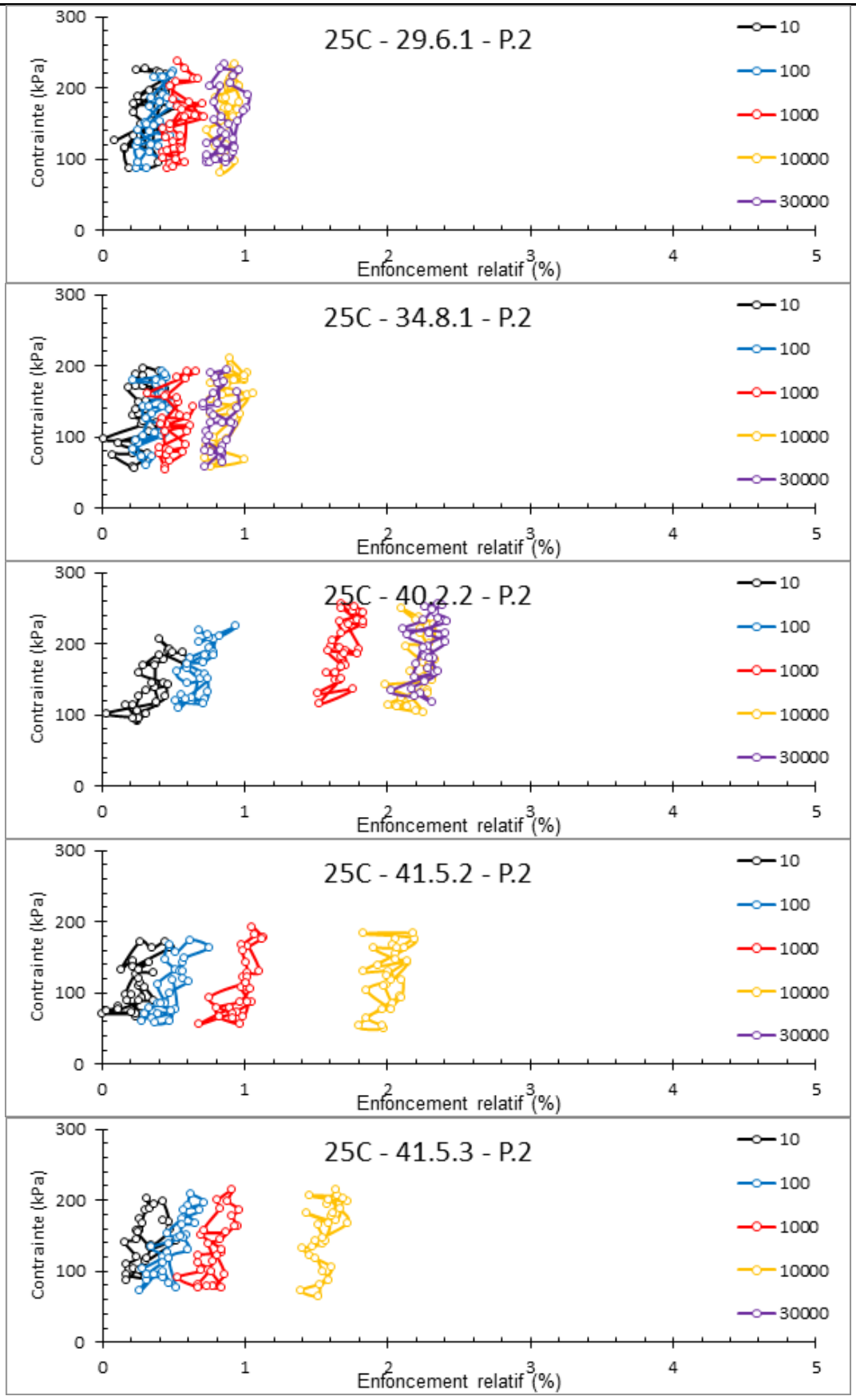


Figure II - 106 : Résultats d'enfoncement relatif en fonction du nombre de cycles P 2, 25 cps.

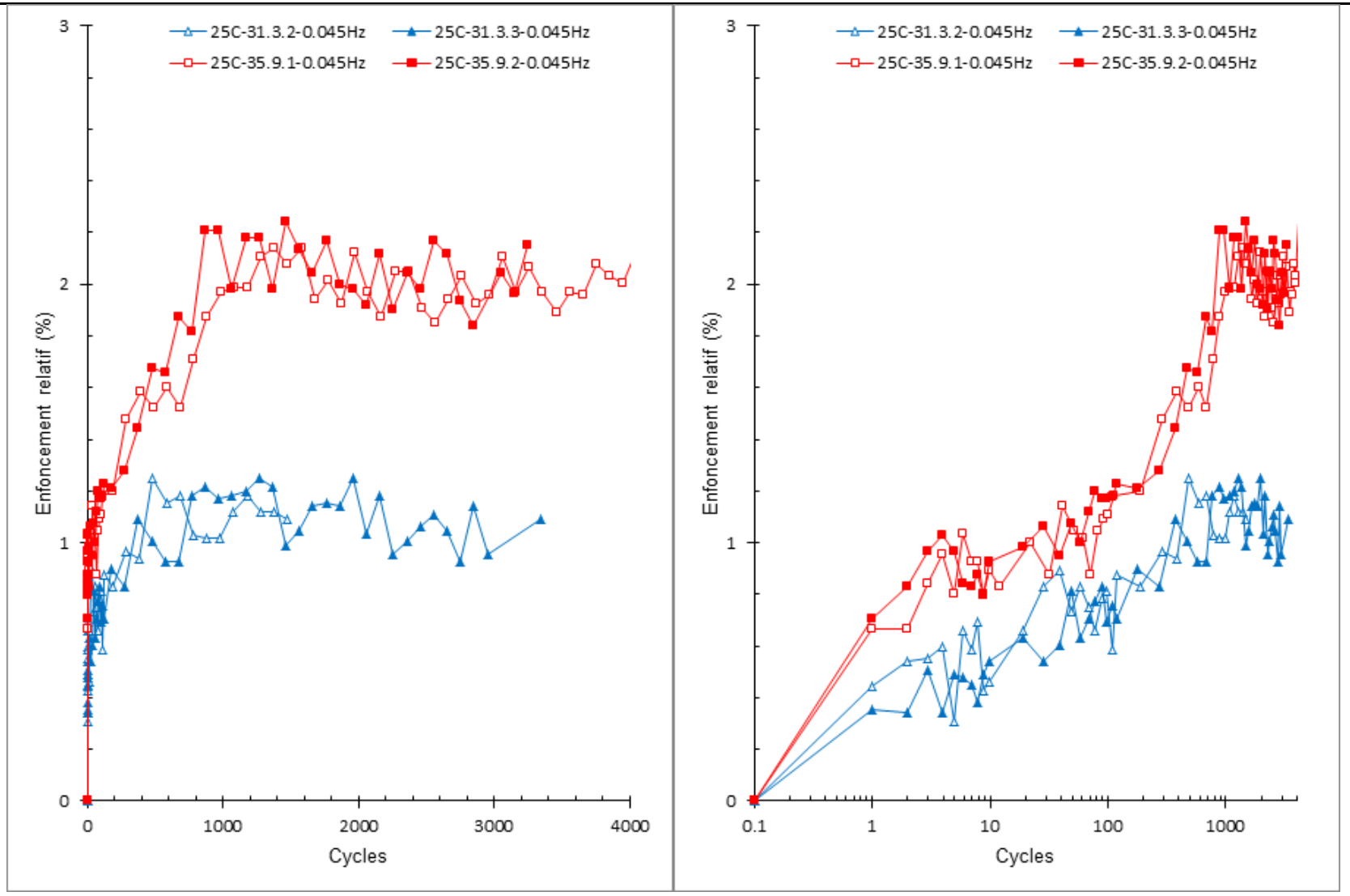


Figure II - 107 : Résultats d'enfoncement relatif en fonction du nombre de cycles du programme 4, 25 cps.

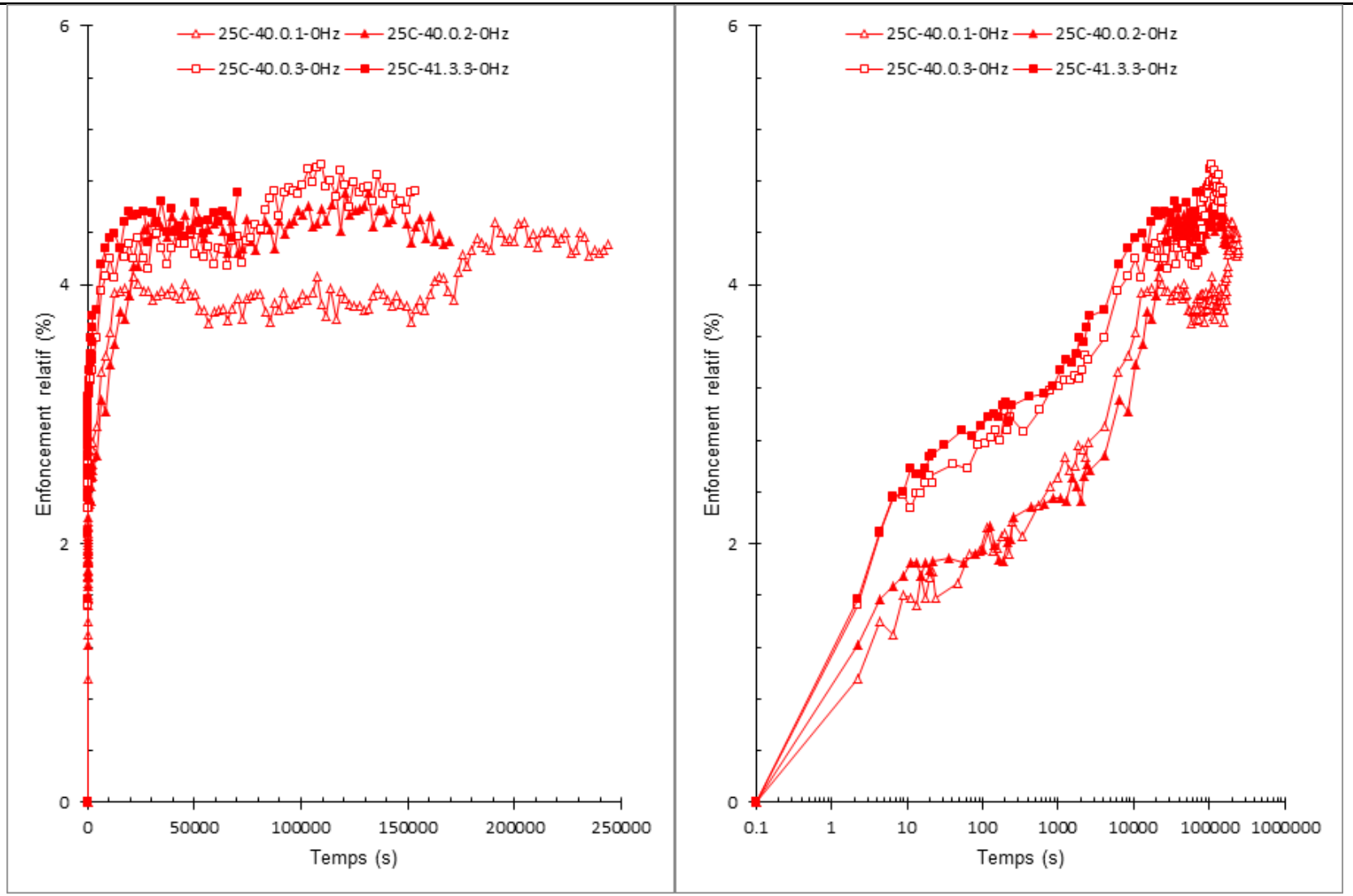


Figure II - 108 : Résultats d'enfoncement relatif en fonction du nombre de cycles du programme 5, 25 cps.

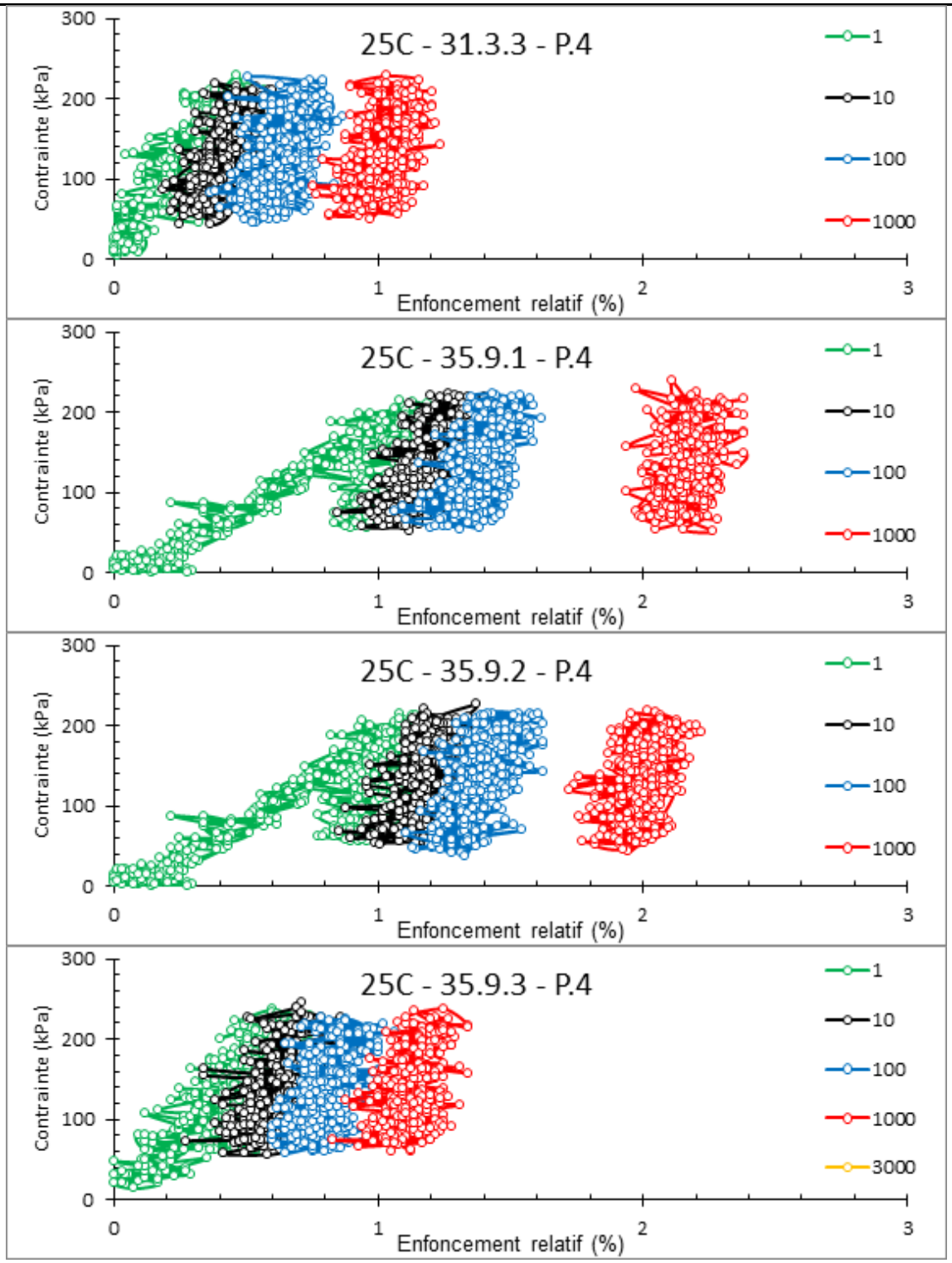


Figure II - 109 : Résultats d'enfoncement relatif en fonction du nombre de cycles du programme 4, 25 cps.

Comparaisons :

La Figure II - 110 montre l'influence de la contrainte axiale du piston sur l'enfoncement relatif après environ 30000 cycles, on trouve que :

- **pour la teneur en eau de 29.6% :** l'enfoncement relatif à la contrainte de 200 kPa est de 0.7%, ce qui est un peu moins que le tiers de celui à 600 kPa (2.3%) ;

- **pour la teneur en eau de 34.8% :** l'enfoncement relatif à 200 kPa est 1.3, ce qui est un peu supérieur au tiers de celui à 600 kPa (3.5%) ;

- **pour les deux essais**, la contrainte axiale du piston joue en rôle essentiel pour l'accumulation de l'enfoncement relatif permanent :

  - qualitativement, l'enfoncement relatif augmente avec la contrainte axiale ;

  - quantitativement, en raison du manque d'essais, de la dispersion des résultats et de l'inhomogénéité des échantillons, on ne peut pas établir une relation précise entre l'enfoncement relatif et la contrainte axiale ;

La Figure II - 111 montre l'influence de la densité sèche sur l'enfoncement relatif après environ 30000 cycles, on trouve que :

- généralement, l'enfoncement relatif diminue lorsque la densité sèche augmente pour la même valeur de teneur en eau (Tableau II - 31) :

  - à teneur en eau faible, l'enfoncement relatif ne varie beaucoup avec la densité sèche ; par exemple dans le Tableau II - 31, à la teneur en eau de 28%, l'enfoncement relatif diminue de 3.02 à 2.3% pour une augmentation de densité sèche de 1.18 à 1.31 g/cm^3 ;

  - par contre, à teneur en eau élevée, l'enfoncement relatif varie significativement avec la densité sèche ; l'enfoncement relatif diminue de 19 à 10.1% pour une augmentation de la densité de 1.255 à 1.30 g/cm3 pour la teneur en eau de 38.5% ;

  - les résultats pour 28 et 32% montrent la non-linéarité entre l'enfoncement relatif et la densité sèche ; et pour une contrainte de chargement constante, il semble que l'enfoncement relatif diminue de moins en moins rapidement avec la densité sèche ; mais il faut de nombreux essais pour confirmer cette observation ;

Tableau II - 31 : Influence de la densité sèche sur l'enfoncement relatif (≈ 30000 cycles)

w = 28%		w = 32%		w = 35%		w = 37%		w = 38.5%	
ξ (%)	ρ_d (g/cm^3)	ξ (%)	ρ_d (g/cm^3)	ξ (%)	ρ_d (g/cm^3)	ξ (%)	ρ_d (g/cm^3)	ξ (%)	ρ_d (g/cm^3)
3.02	1.183	4	1.198	×	×	9.4	1.24	19	1.255
2.3	1.275	2.65	1.276	3.5	1.29	×	×	×	×
2.3	1.31	2.6	1.363	3.55	1.357	6.1	1.324	10.1	1.3

- on observe aussi l'influence de la teneur en eau sur l'enfoncement relatif :

  - pour une densité sèche donnée, par exemple 1.30 g/cm^3, l'enfoncement est respectivement de 2.3, 2.6, 3.5 et 7.1% pour les teneurs en eau de 28, 32, 35 et 37% ; ceci indique que la teneur en eau influence significativement l'enfoncement relatif ;

La Figure II - 112 montre l'influence de la fréquence sur l'accumulation de l'infoncement relatif, on trouve que, pour la même teneur en eau, l'enfoncement relatif diminue avec la fréquence (Tableau II - 32) ; ceci montre que la résistance du sol augmente avec la fréquence.

Tableau II - 32 : Enfoncement relatif en fonction de la fréquence pour trois teneurs en eau différentes

	0 Hz	0.045 Hz	0.45 Hz
w = 30%	×	1.2%	0.5%
w = 35%	1.9%	1.1%	×
w = 40%	3.9%	×	3.3%

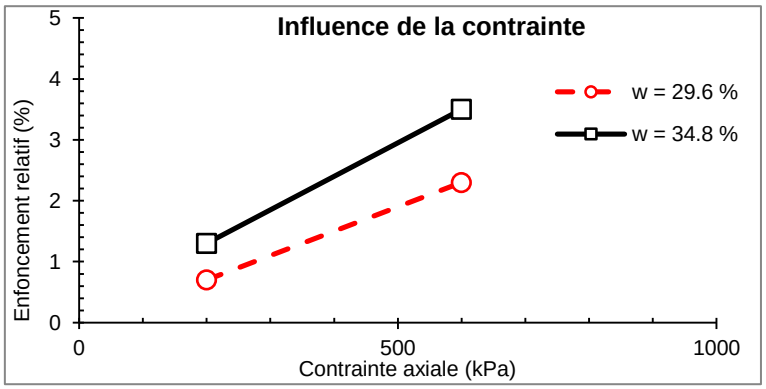


Figure II - 110 : Influence de la contrainte axiale sur l'enfoncement relatif (≈ 30000 cycles)

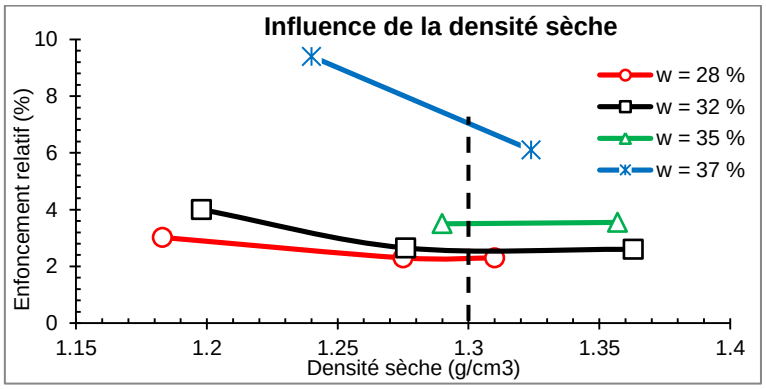


Figure II - 111 : Influence de la densité sèche sur l'enfoncement relatif (≈ 30000 cycles)

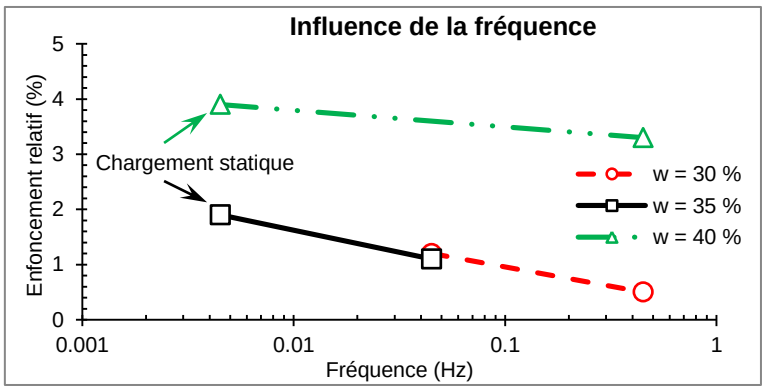


Figure II - 112 : Influence de la fréquence sur l'infoncement relatif

II.4.2.6 Résultats de matelassage (2014)

La Figure II - 113 montre l'évolution de la contrainte axiale en fonction de la déformation pour trois teneurs en eau différentes en utilisant le montage de matelassage de 2014, et on trouve que :

- **les échantillons compactés ne sont pas tous homogènes :** pour les échantillons compactés à 30.1 et 35.1%, il y a une différence de déformation pour les différentes couches, mais cette différence est relativement faible par rapport à la déformation totale ;

- qualitativement, la déformation augmente avec la teneur en eau ;

La Figure II - 114 montre les courbes des déformations (déformation totale, εt ; déformation élastique, εe ; et déformation plastique, εp) en fonction du nombre de cycles, on trouve que :

- les déformations (ε_t, ε_e, ε_p) augmentent brutalement pendant le premier chargement pour chaque nouvelle contrainte (50, 100, 200 et 500 kPa) ;

  - **la déformation plastique** revient progressivement à une valeur faible (presque nulle) ; elle se stabilise après le 3ème cycle de chaque nouvelle contrainte ;

  - **la déformation élastique** diminue très peu après chaque nouvelle contrainte de chargement, surtout pour les contraintes les plus faibles ; on peut supposer que, par exemple à 50 kPa, le comportement de l'échantillon est réversible ;

  - **la déformation totale** augmente au début, puis elle varie comme la déformation élastique ;

- quantitativement, la déformation totale est respectivement de 1.1, 1.3, et 1.6% pour les teneurs en eau de 30.1, 35.1 et 40.6%

La Figure II - 115 montre le pourcentage de la déformation élastique par rapport à la déformation totale, on observe que :

- du 2ème au 9ème cycle, le pourcentage est supérieur à 90% ; et cette valeur continue à augmenter avec le nombre de chargements ;

- le pourcentage de déformation élastique du 1er cycle est entre 50 et 80% pour différentes teneurs en eau sous différentes contraintes ;

La Figure II - 116 montre l'indice des vides en fonction de la contrainte verticale, et la comparaison avec la courbe oedométrique saturée :

- sur la Figure II - 116 (en haut), on observe que la variation de l'indice des vides augmente avec la teneur eau ; on peut expliquer ceci par deux aspects :

  - comme expliqué précédemment, la résistance du sol diminue lorsque la teneur en eau augmente, il y a donc plus de déformation pour l'échantillon plus humide ;

  - dans l'essai oedométrique sur le sol non saturé, l'indice des vides augmente avec la teneur en eau en raison de la diminution de la succion ; mais ici, la situation est beaucoup plus compliquée que dans l'essai oedométrique car : 1) la succion de l'échantillon peut changer significativement pendant le chargement-déchargement ; en fait, un cycle de chargement-déchargement peut être pensé comme un cycle de drainage-humidification, c'est-à-dire que l'on a fait plusieurs cycles de drainage-humidification qui peuvent changer les comportements micro et macro du sol pendant le chargement ; 2) pour l'essai oedométrique, le chargement est statique, mais ici le chargement varie avec le temps ; 3) on a fait

seulement 10 cycle de chargement, et la déformation n'est pas stabilisée, le point final (10ème cycle) ne représente pas l'état final de l'échantillon sous la contrainte axiale.

- en ce qui concerne la Figure II - 116 (en bas), l'allure de la courbe est qualitativement correcte : la pente de l'essai non saturé est plus faible que celle de l'essai saturé, et il semble que la pression de consolidation soit plus élevée.

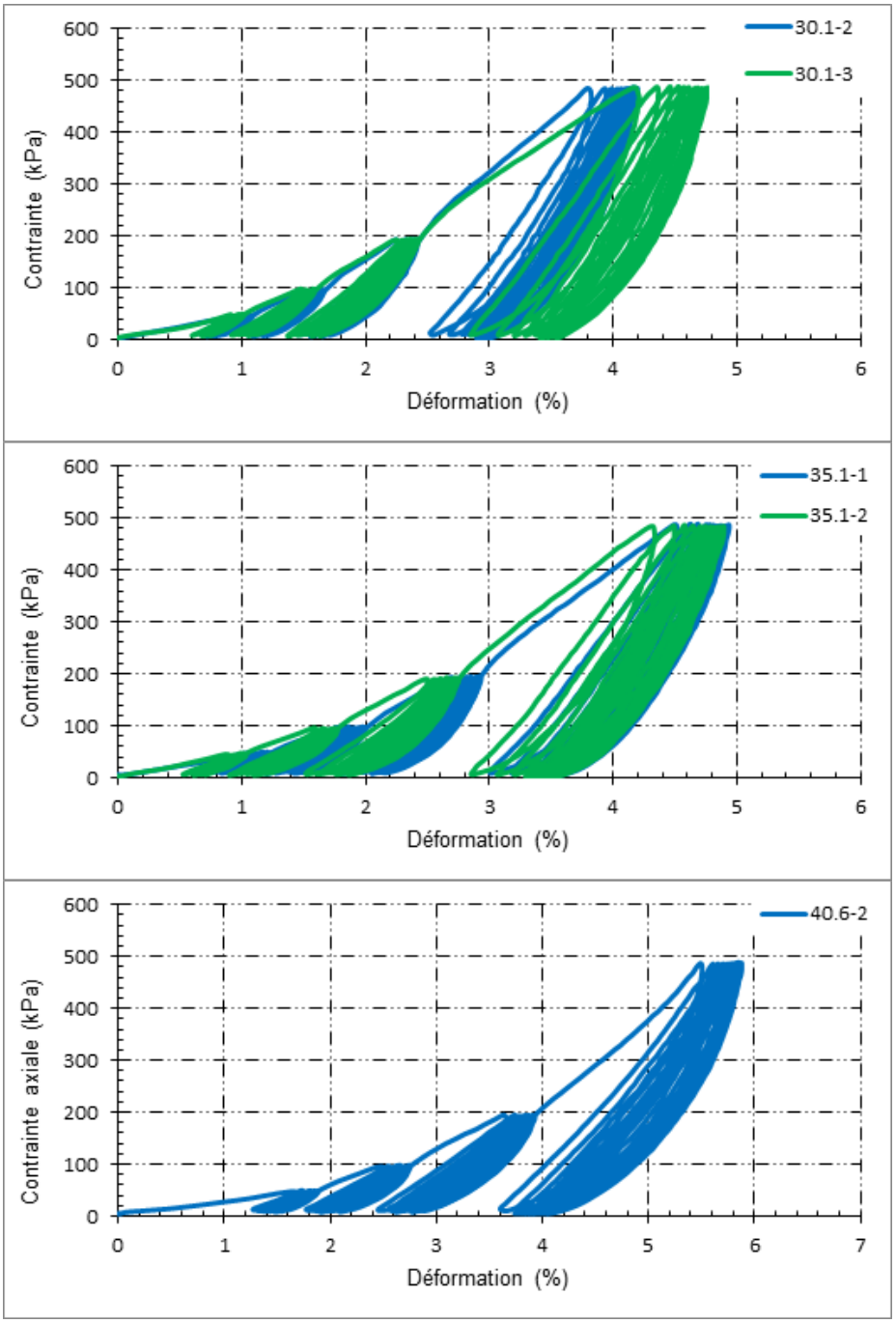


Figure II - 113 : Contrainte axiale en fonction de la déformation pour trois teneurs en eau différentes (30.1, 35.1 et 40.6%)

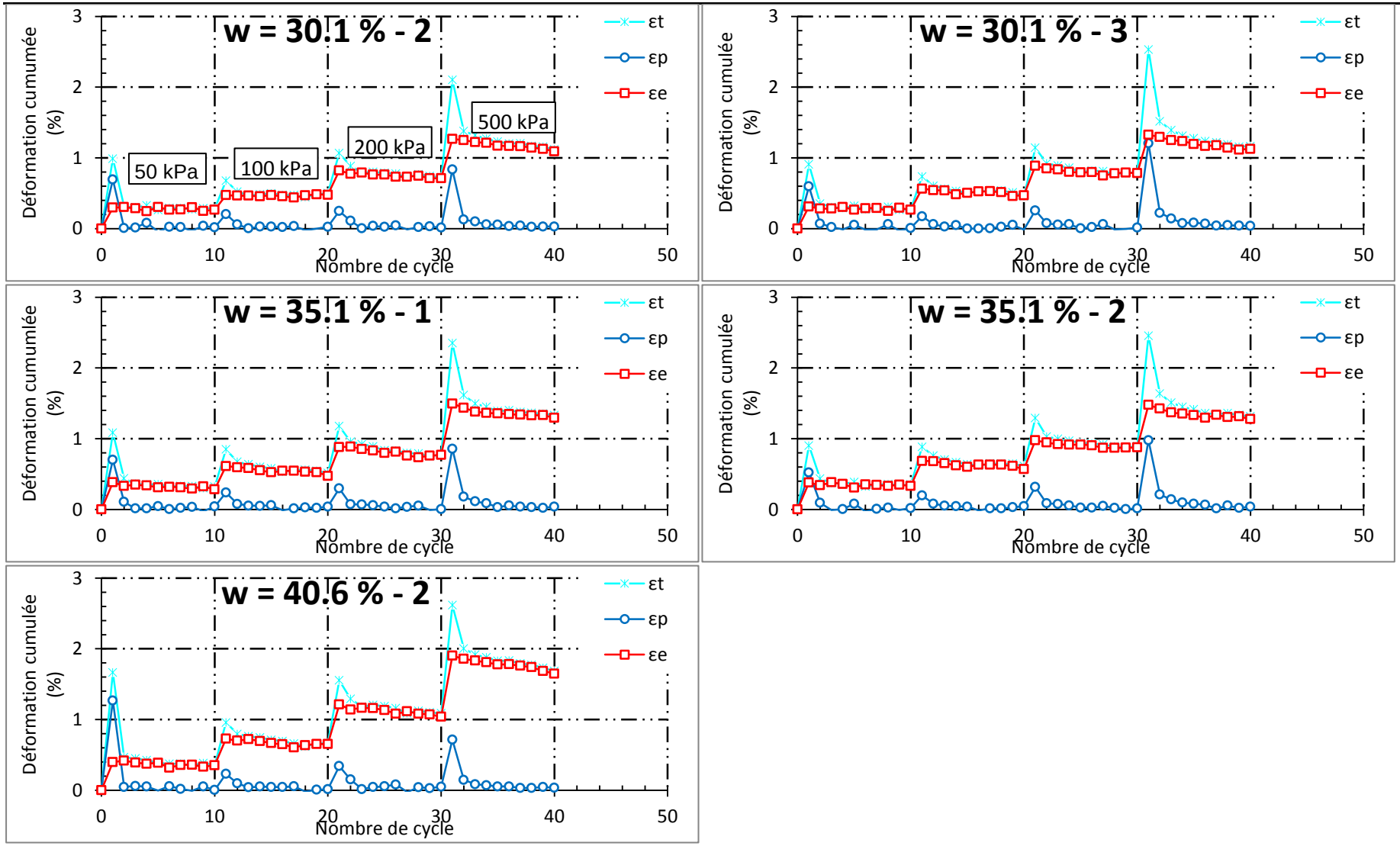


Figure II - 114 : Déformations (ε_t ; ε_e ; ε_p) en fonction du nombre de cycles

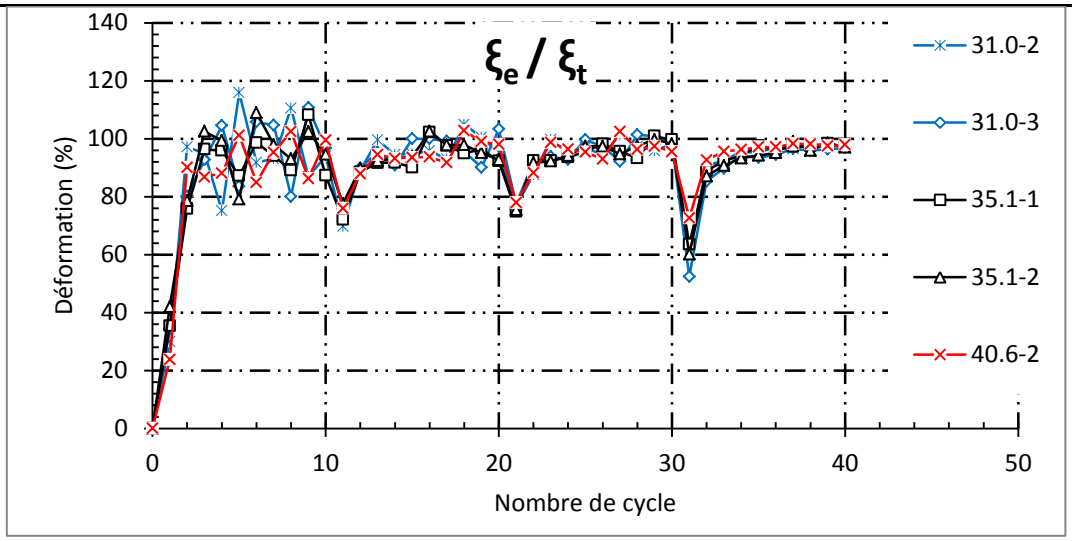


Figure II - 115 : Le pourcentage de la déformation élastique sur la déformation totale

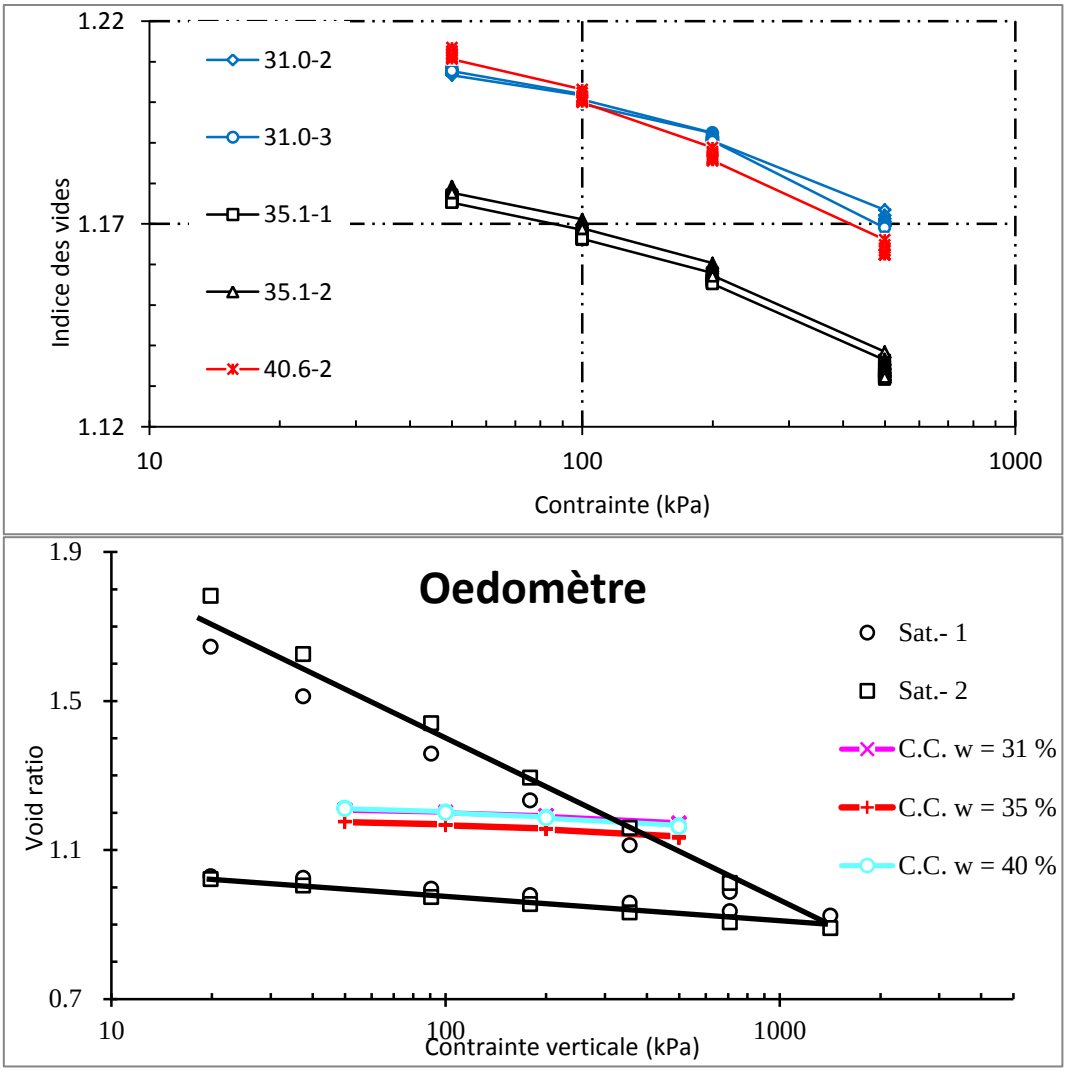


Figure II - 116 : Indice des vides en fonction de la contrainte verticale

II.4.2.7 Résultats de matelassage par la mesure de la perméabilité à l'air (2014)

La Figure II - 117 montre la variation de la pression d'air en fonction du temps pour les échantillons compactés aux teneurs en eau de 30.9, 36.6 et 41.1% avec l'énergie de 25 coups par couche; on trouve que :

- la variation de la pression d'air est très faible (< 1 kPa sur une pression de 10 kPa) pendant plus de 1 jour ; ceci montre que la perméabilité à l'air est presque nulle pour tous les échantillons compactés ;

- il y a quelques possibilités pour expliquer ce résultat :

  - la pression d'air que l'on a imposée n'est pas suffisante pour que l'air puisse traverser les pores et diffuser pendant la durée considérée, dans la mesure où l'échantillon est très plastique ;

  - la précision maximum de 1kPa de notre montage ne suffit pas pour mesurer la variation de pression qui est inférieure à 1 kPa ;

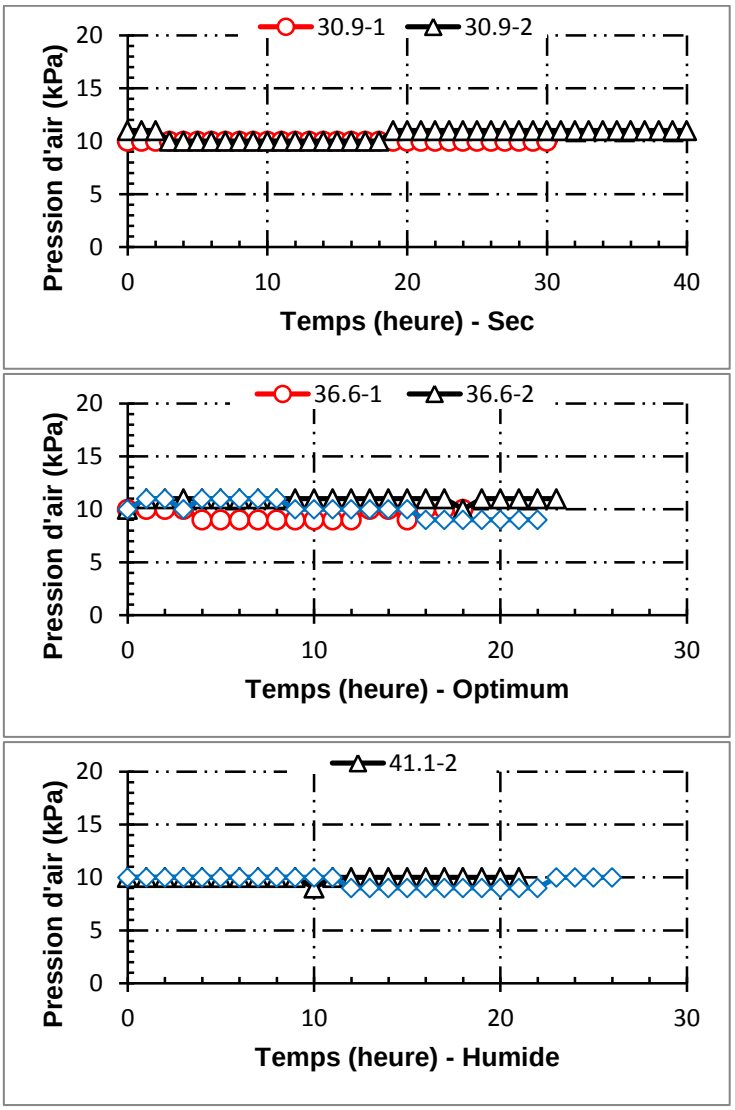


Figure II - 117 : Variation de la pression d'air en fonction de temps pour les échantillons compactés à 30.9, 36.6 et 41.1%

II.4.3 Résultats pour l'étude de la microstructure par la porosimétrie au mercure

II.4.3.1 Pour les échantillons compactés (w_{OPN} - 5 ; w_{OPN} ; w_{OPN} + 5)

Les variations des volumes cumulés et incrémentaux du sol compacté sont présentées sur la Figure II - 118 et la Figure II - 119. On trouve que :

- **Pour les volumes cumulés :** les volumes injectés à w_{OPN} - 5, w_{OPN} et w_{OPN} + 5 sont réspectivement de 0.36, 0.33, et 0.33 g/cm^3, ce qui signifie que les pores sont plus accessibles par le mercure pour l'échantillon du côté sec, et l'accessibilité du mercure ne varie pas pour les échantillons à w_{OPN} et w_{OPN} + 5 ; ce résultat est conforme à la microstructure du sol en agrégats du côté sec de l'optimum, et plus compacte à l'optimum et du côté humide.

- **Pour les volumes incrémentaux :**

  - deux familles de pores sont observées pour tous les échantillons ;

  - la première famille de pore a un diamètre dominant d'environ 0.014 µm, qui est presque identique pour tous les échantillons ; ceci montre que, pour la même énergie de compactage, les micropores (les pores intra-agrégats) ne varient pas entre w_{OPN} - 5 et w_{OPN} + 5 pour cette argile ;

  - la deuxième famille de pore pour les échantillons compactés du côté sec, à l'optimum, et du côté humide a des diamètres dominants respectivement de 45, 3 et 6 µm ; ceci signifie que le diamètre des macro-pores diminue avec l'augmentation de la teneur en eau du côté sec, mais il y a pas de variation apparente pour les échantillons à l'optimum et du côté humide.

De plus, nous avons tracé l'indice des volumes cumulés (e_{vc}) en fonction du diamètre des pores sur la Figure II - 120, où e_{vc}, e_w sont définis par les équations suivantes :

$$e_w = wG_s$$

$$e_{vc} = (V_{intrusion\ /\ extrusion}) / V_s, \text{ où } V_{intrusion\ /\ extrusion}$$

avec

w	teneur en eau gravitaire
G_s	poids des grains solides
$V_{intrusion/extrusion}$	volume cumulés à l'intrusion ou à l'extrusion du mercure
V_s	volume des solide

On définit les pores intra-agrégats et inter-agrégats, limités par l'intersection entre l'asymptote horizontale de la courbe d'extrusion et de la courbe d'intrusion, comme les lignes en pointillé sur la Figure II - 120.

Selon la Figure II - 120 et le Tableau II - 33, on observe que :

- l'eau sature totalement la porosité intra-agrégat, mais partiellement la porosité inter-agrégat pour les trois échantillons ;

- il y a une différence assez importante entre l'indice des vides initial (e_0) et l'indice des volumes cumulés maximum ($e_{vc\text{-}max}$), qui signifie que la quantité des volumes non-détectés est relativement élevée ; en fait, les pourcentages de porosité non-détectée sont respectivement de 9.65, 18.1 et 25.2%, ce qui montre qu'avec l'augmentation de teneur en eau, le volume non-détecté augmente ;

- il n'y a pas de grande différence de porosité libre et de porosité piégée pour les trois échantillons compactés.

Tableau II - 33 : Volumes non-détectés, libres, et piégés

Teneur en eau	e_0	$e_{vc\text{-}max}$	$e_{vc\text{-}ext.}$	porosité non-détectée (%)	porosité libre (%)	porosité piégée (%)
w_{OPN} - 5%	1.14	1.03	0.75	9.65	27.18	72.88
w_{OPN}	1.16	0.95	0.68	18.1	28.42	72.58
w_{OPN} + 5%	1.23	0.92	0.66	25.2	28.26	72.74

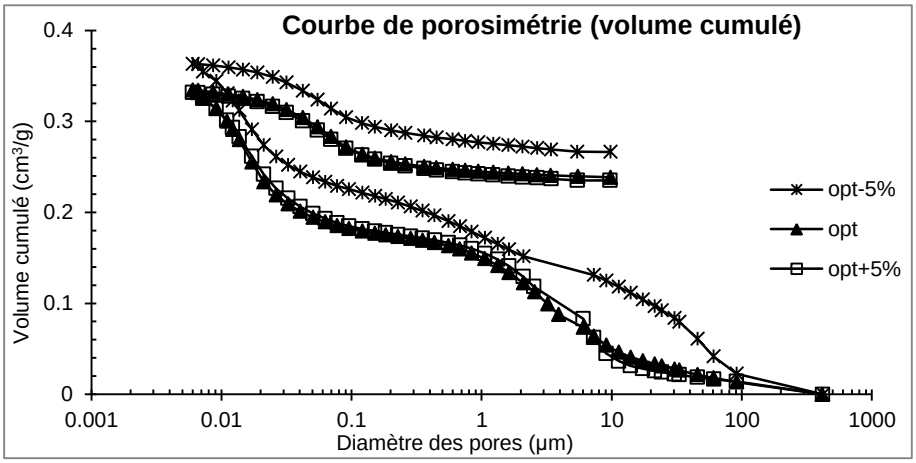


Figure II - 118 : Courbes de porosimétrie au mercure en volumes cumulés pour les échantillons compactés à l'optimum PROCTOR, du côté sec, et du côté humide

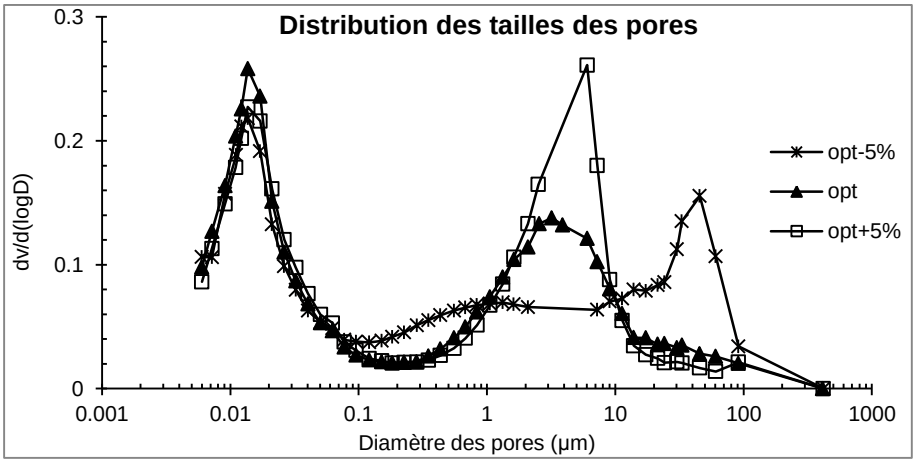
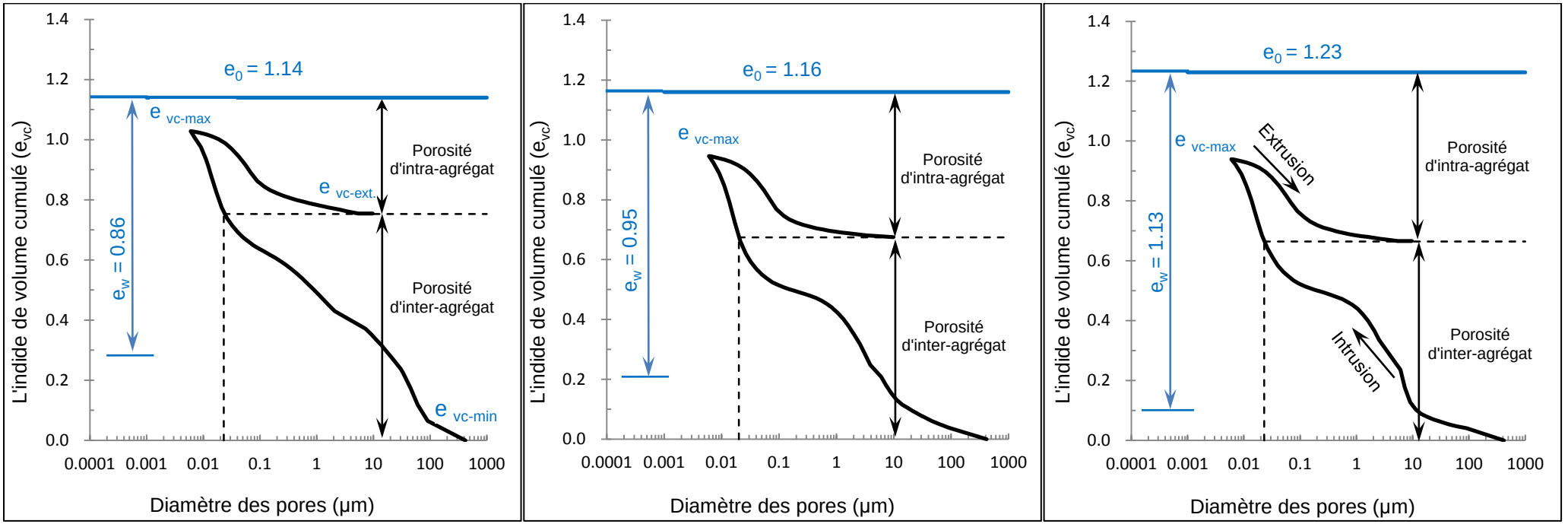


Figure II - 119 : Distribution des tailles des pores pour les échantillons compactés à l'optimum PROCTOR, du côté sec, et du côté humide



a) c) w_{OPN} + 5% b) w_{OPN} c) w_{OPN} + 5%

Figure II - 120 : Courbes de porosimétrie en indice de volume cumulé pour les échantillons compactés (à l'optimum PROCTOR, du côté sec, et du côté humide)

II.4.3.2 Pour l'échantillon compacté à w_{OPN} avec succion contrôlée

Les variations des volumes cumulés et incrémentaux du sol compacté avec succion contrôlée sont présentées sur la Figure II - 121 et la Figure II - 122. On trouve que :

- **Pour les volumes cumulés :** Le volume cumulé maximum diminue significativement avec l'augmentation de succion, ceci montre que la succion influence la porosité de l'échantillon comme cela a déjà été montré par ailleurs (Tableau II - 34).

Tableau II - 34 : Variation de volume cumulé et le pore majorité pour les échantillons compacté à w_{OPN} avec succion contrôlée

Succion	100 kPa	200 kPa	2 MPa	8 MPa
Volume cumulé (g/cm^3)	0.364	0.345	0.282	0.199
1er pore dominant (Diamètre : µm)	0.014	0.014	0.014	0.014
2ème pore dominant (Diamètre : µm)	6.0 (0.212 ml/g)	4.6 (0.153 ml/g)	4.04 (0.112 ml/g)	× (0.017 ml/g)

- **Pour les volumes incrémentaux :**

  - deux familles de pores sont observées pour les échantillons soumis aux succions de 100 kPa, 200 kPa, et 2 MPa ; la deuxième famille de pore disparaît pour l'échantillon à la succion de 8 MPa ;

  - la première famille de pores dominants est d'environ 0.014 µm, qui est presque identique pour tous les échantillons ; ceci montre que pour l'énergie de compactage utilisée, les micropores (les pores intra-agrégats) ne varient pas avec la succion succion imposée ;

  - la deuxième famille de pores dominants a un diamètre respectivement de 6.0, 4.6, et 4.04 µm pour les échantillons avec les succions de 100 kPa, 200 kPa, et 2 MPa ; les valeurs de dv/d(logD) sont respectivement de 0.212, 0.153, 0.112 ml/g ; les résultats montrent que la porosité inter-agrégats diminue lorsque la succion augmente, et que la succion la plus forte fait disparaître cette porosité.

Les courbes de l'indice de volume cumulé sont présentées sur la Figure II - 123 et le Tableau II - 35, on trouve que :

- l'indice des vides initial (e_0) diminue avec la succion ;

- avec l'augmentation de succion, l'indice de volume cumulé maximum diminue, et le pourcentage de porosité non-détectée augmente ;

- pour le volume accessible par le mercure, la porosité libre augmente avec la succion, par conséquence, la porosité piégée diminue.

Tableau II - 35 : Indice des volumes non-détecté, libre, et emprisonné

Succion contrôlée	e_0	$e_{vc\text{-}max}$	$e_{vc\text{-}ext.}$	porosité non-détectée (%)	porosité libre (%)	porosité piégée (%)
100 kPa	1.15	1.03	0.76	10.43	26.21	73.79
200 kPa	1.07	0.98	0.70	9.36	28.57	71.43
2 MPa	0.99	0.80	0.53	19.19	33.75	66.25
8 MPa	0.82	0.57	0.33	30.49	42.11	47.89

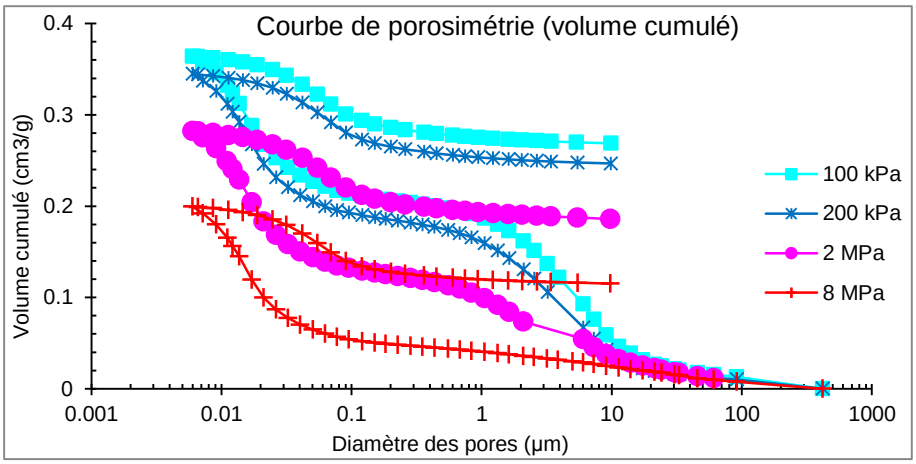


Figure II - 121 : Courbes de porosimétrie au mercure en volumes cumulés pour les échantillon compactés avec succions contrôlées (à l'optimum PROCTOR, du côté sec, et du côté humide)

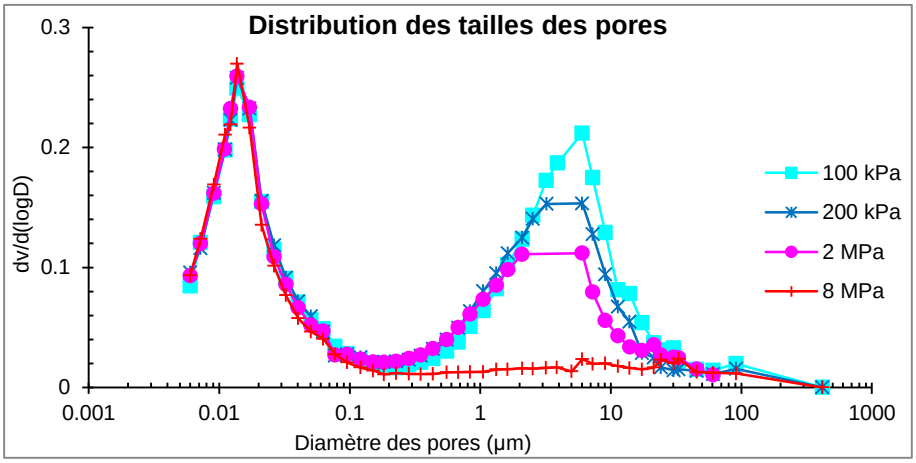


Figure II - 122 : Distribution des tailles des pores pour les échantillons compactés avec succions contrôlées (à l'optimum PROCTOR, du côté sec, et du côté humide)

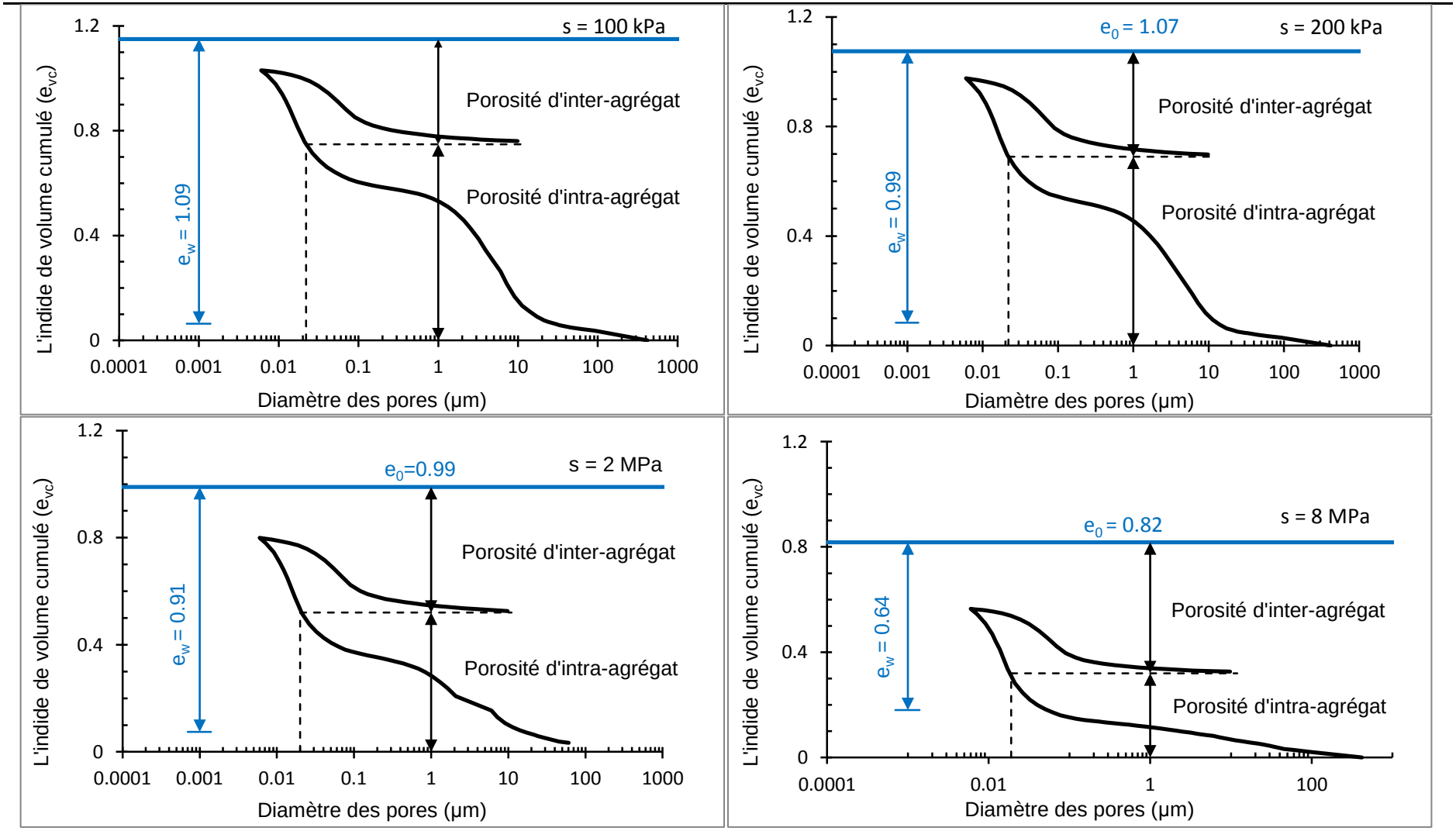


Figure II - 123 : Courbes de porosimétrie en indice de volume cumulé pour les échantillons compactés avec succion contrôlées (100 kPa, 200 kPa, 2 MPa, 8 MPa)

II.4.3.3 Comparaison

Pour comparer, nous avons rassemblé les résultats à w_{OPN} ($s_0 \approx 1MPa$), et ceux à w_{OPN} à succion contrôlée. Les résultats sont présentés sur la Figure II - 124 et la Figure II - 125. On trouve que :

- Il y a une relation entre la valeur de succion et la quantité de porosité inter-agrégats, qualitativement, la porosité inter-agrégat diminue succesivement avec la succion pour cette argile ;

- Une succion assez forte (8 MPa) peut faire disparaître les pores inter-agrégats.

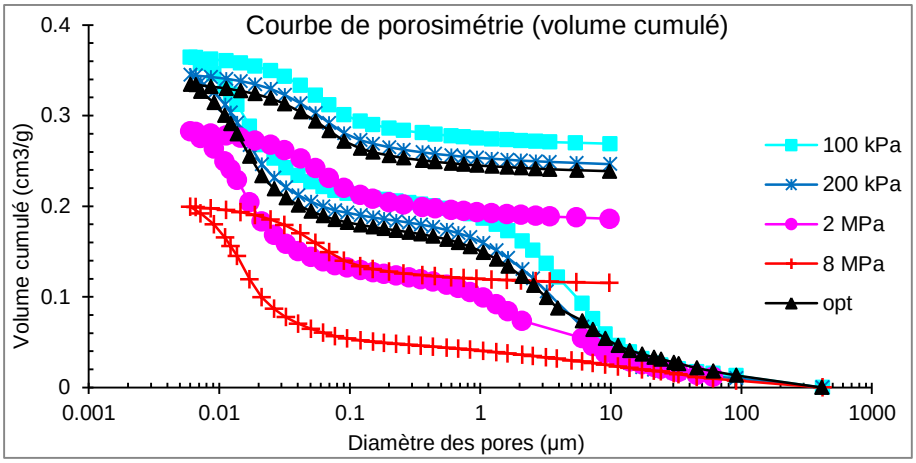


Figure II - 124 : Comparaison des courbes de porosimétrie au mercure en volumes cumulés (échantillons compactés à l'optimum, et à l'optimum avec succion contrôlée)

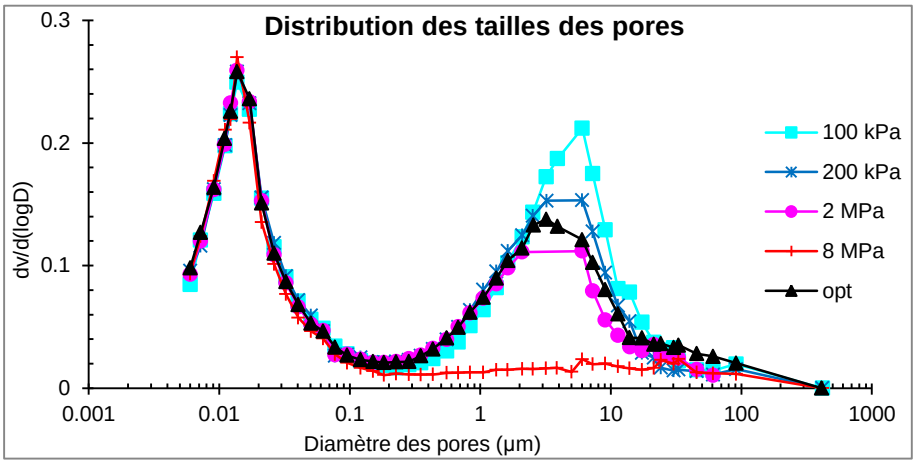


Figure II - 125 : Comparaison des courbes de distribution des tailles des pores (échantillon compacté à l'optimum, et échantillons compactés à l'optimum à succion controlée)

II.5 Conclusion

Pour l'étude du compactage PROCTOR :

- Nous avons compacté le sol à trois énergies différentes et à des teneurs en eau de 20% à 45% ; les résultats montrent bien l'influence de l'énergie et de la teneur en sur la forme de la courbe PROCTOR ; la densité sèche optimum augmente avec l'énergie de compactage, tandis que la teneur en eau optimum diminue.

- De plus, nous avons mesuré la succion dans le sol compacté :

  - **Mesure par papier filtre :** comme on s'y attend, la succion augmente lorsque la teneur en eau de compactage diminue, en particulier :

    1) Dans le plan (w, s) en échelle logarithmique, les courbes montrent la linéarité du chemin de compactage ; en général, la pente de la ligne du côté humide est supérieure à celle du côté sec ;

    2) Dans le plan (w, s) en échelle normale, avec la diminution de la teneur en eau de compactage, la succion augmente d'abord lentement, puis de plus en plus rapidement.

  - **Mesure par psychromètre :** Il faut plus de deux jours pour atteindre l'équilibre de vapeur dans l'échantillon autour du psychromètre. C'est probablement dû à la microtructure de l'échantillon, le temps d'équilibre est long si l'échantillon est composé par des particules fines et plastiques, car le transport de vapeur est beaucoup plus lent que dans les sols non argileux.

  - **La relation entre w et s** est unique, quelle que soit l'énergie de compactage.

Pour l'étude d'orniérage :

- Nous avons effectué plusieurs types d'essai sous chargement cyclique, en contrôlant l'enfoncement du piston, et en contrôlant à la fois l'enfoncement du piston et la contrainte ; l'objectif de ces essais était de s'approcher le plus possible de la réalité quand un engin passe sur le sol compacté et crée des déformations plastiques et élastiques. Ces résultats montrent que :

  - L'enfoncement lors du premier cycle de chargement est très important et représente un pourcentage significatif de l'enfoncement cumulé ;

  - La teneur en eau (ou la succion) influence essentiellement le comportement du sol compacté ; le module sécant (E_{sec}) et la résistance maximale diminuent de façon importante lorsque la teneur en eau de compactage augmente ; l'enfoncement du piston augmente très peu lorsque la teneur en eau est inférieure à la limite de ramollissement (w_A), puis il augmente rapidement jusqu'au refoulement du sol, où la teneur en eau est égale à la limite de refoulement (w_R) ;

  - 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.

Pour l'étude du matelassage :

- Nous avous fait deux types d'essai : un chargement cyclique (cas d'un chargement oedométrique) et la mesure directe de la perméabilité à l'air ; les résultats montrent que :

  - en ce qui concerne le chargement oedométrique : la déformation plastique lors du premier chargement de chaque nouvelle contrainte est assez grande par rapport à la déformation élastique (ou déformation totale) ; par contre, la déformation plastique après le premier chargement est négligeable ;

  - pour la mesure de la perméabilité à l'air : la perméabilité à l'air dans les échantillons compactés aux différentes teneurs en eau (w_{opt} - 5 ; w_{opt} ; w_{opt} + 5) est presque nulle ;

  - au niveau du laboratoire, nous n'avons pas mis en évidence de phénomène de matelassage, quelles que soient les conditions d'essai ; ceci est probablement dû à la situation qui est différente de celle du cas réel : en fait, le matelassage semble se poser sur le chantier au moment du compactage, c'est-à-dire sur des sols très peu denses alors que, dans notre étude, il s'agit d'un sol déjà compacté.

Pour l'étude de la microstructure :

- On a étudié les effets de la teneur en eau et de la succion sur la microstructure de l'argile compactée, on trouve que :

  - le diamètre de la 1ère famille de pore dominant est toujours de 0.014 µm, c'est-à-dire que les changements de teneur en eau de compactage et de succion n'influencent pas beaucoup les pores intra-agrégats ;

  - par contre, le diamètre de la 2ème famille de pore dominant est influencé par :

    1) la teneur en eau : du côté sec, il diminue lorsque la teneur en eau augmente ; du côté humide, il ne change pas énormément ;

    2) la succion : le diamètre dominant diminue un peu avec la succion ;

  - la porosité non-détectée est influencée significativement par ces deux paramètres, notamment :

    1) une teneur en eau élevée augmente la porosité non-détectée ;

    2) la succion a un effet similaire à la teneur en eau, c'est-à-dire que la porosité non-détectée augmente avec la succion ;

- Un aspect intéressant est que l'on trouve clairement l'effet de la succion sur les échantillons compactés. La porosité inter-agrégat diminue lorsque la succion augmente pour cette argile ; une succion assez forte (8 MPa) peut faire disparaître les pores inter-agrégats

Chapitre III Etude des variations de volume des échantillons compactés sur chemins de drainage-humidification

III.1 Introduction

Le but de ce chapitre est d'étudier les variations de volume des échantillons compactés sur :

- **les chemins de drainage-humidification sur échantillons NC et compactés : deux** matériaux (limon et argile) ont été préparés sous forme de pâte (à une teneur en eau égale à 1.5 fois la limite de liquidité), et sous forme compactée à différentes teneurs en eau et énergies de compactage. On a étudié les paramètres qui peuvent influencer les chemins de drainage-humidification, par exemple, l'énergie de compactage, la teneur en eau (ou la densité sèche) de l'échantillon.

- **les chemins de drainage-humidification dans différentes conditions de compactage dans l'appareil DVS :** des échantillons compactés à différentes teneurs en eau initiales ont été séchés et humidifiés dans l'appareil DVS (Dynamic Vapor Sorption) ; les résultats sont comparés avec ceux donnés par les méthodes classiques (les plaques tensiométriques, les solutions osmotiques, et les solutions salines saturées).

Il faut noter que, à l'origine de cette thèse, on a voulu étudier aussi les variations de volume sur les chemins de chargement oedométriques à succion imposée en utilisant la technique osmotique pour imposer la succion. Mais, comme les résultats semblent indiquer une quasi-saturation des échantillons due à la fissuration des membranes de dialyse, tous ces résultats ont été mis dans le chapitre I.

III.2 Bibliographie

L'étude des variations de volume des échantillons sur chemins de drainage-humidification remonte aux années 1900, où BUCKINGHAM a le premier étudié les transferts d'eau dans les échantillons non-saturés, en se basant sur la méthode et les résultats de DARCY (1856). Par la suite, cette étude a été développée par JOFFE (1925), KORNEV (1926), RICHARDS (1941, 1942, 1949), en utilisant les plaques tensiométriques et la cellule de RICHARDS. La plupart de ces travaux, dans la première moitié du vingtième siècle, concernaient principalement la science agricole.

Depuis la deuxième moitié du vingtième siècle, la succion a été acceptée et étudiée par de nombreux géotechniciens, par exemple CRONEY (1952, 1954), BLACK (1962), POULOVASSILIS (1970), MUALEM (1974, 1977), SINNINGER et SERKER (1984), FLEUREAU et al. (1993 et 2002), NG et al. (2000), YANG et al. (2004), ALONSO et al. (2005), TAIBI et al. (2011), etc.. Ces travaux ont été plus ou moins directement liés aux projets géotechniques, par exemple, les barrages, les fondations des routes et bâtiments, etc..

Une description complète de la courbe de drainage-humidification a été présentée par BIAREZ et al. (1987) en quatre diagrammes (w-e, w-Sr, s-w, s-Sr), et plusieurs chercheurs ont commencé à corréler les paramètres principaux des chemins de drainage-humidification avec des paramètres intrinsèques des sols, notamment, la limite de liquidité (w_L) (FRY, 1991 ; FLEUREAU et al., 2002), l'indice de plasticité (IP) (BLACK, 1962). Un autre aspect remarquable est que, des chercheurs ont commencé à

étudier les chemins de drainage-humidification des sols sous charge mécanique (NG, 20011 et 20012 ; LU, 2006).

Parmi les travaux assez riches mentionnés précédemment, on présente principalement dans ce chapitre les travaux :

- de deux chercheurs de la première moitié du vingtième siècle : BUCKINGHAM (1907), RICHARDS (1949)
- de trois chercheurs de la deuxième moitié du vingtième siècle : CRONEY (1952, 1954), BLACK (1962), NG (2000[1], 2000[2])
- de l'Ecole Centrale Paris et de l'Université du Havre des années 1987 à 2011

III.2.1 Travaux de la première moitié du vingtième siècle :

Travaux de BUCKINGHAM : au début du vingtième, BUCKINGHAM a présenté en 1907 une étude des transferts d'eau et d'air dans les sols.

La Figure III - 1 présente l'évaporation d'eau (ou séchage) du terreau de Takoma en conditions humide et aride pendant une durée de 17 jours. L'auteur a indiqué que, l'évaporation d'eau sous condition humide était à peu près la même que celle en milieu aride au début de l'essai (par exemple, 4 jours ici) ; après un certain temps, la vitesse d'évaporation d'eau en condition aride diminue et devient inférieure à celle en milieu humide. L'auteur a pensé que, en condition aride, la surface de l'échantillon qui avait été séchée pouvait limiter le séchage ou l'évaporation du sol au dessous.

Puis BUCKINGHAM a proposé la notion de «capillarité potentielle » (ou succion matricielle), qui est une fonction de la teneur en eau de l'échantillon. Des échantillons ont été mis dans une colonne de 122 cm de longueur et de 6.4 cm de diamètre sous une charge d'eau de 3.2 cm.

La Figure III - 2 présente la succion en fonction de la teneur en eau pour six sols différents. La succion est exprimée comme l'augmentation de la hauteur du niveau d'eau (1 m colonne d'eau est égal à 10 kPa).

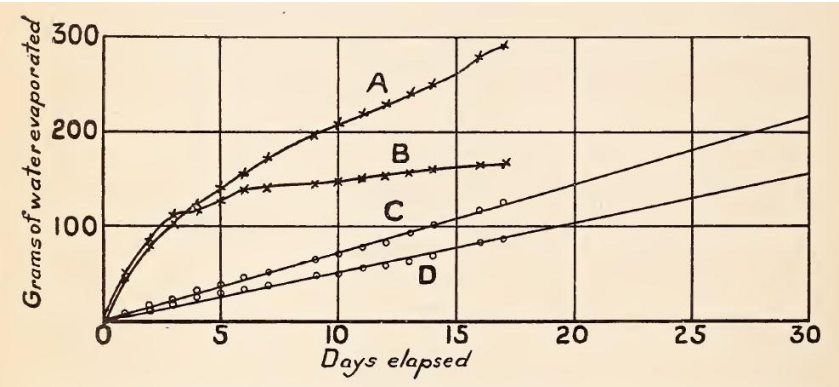


Figure III - 1 : Evaporation d'eau pour le limon de Takoma. A : échantillon en condition humide ; B : échantillon en condition aride ; C : eau en condition aride ; D : eau en condition humide (d'après BUCKINGHAM, 1907)

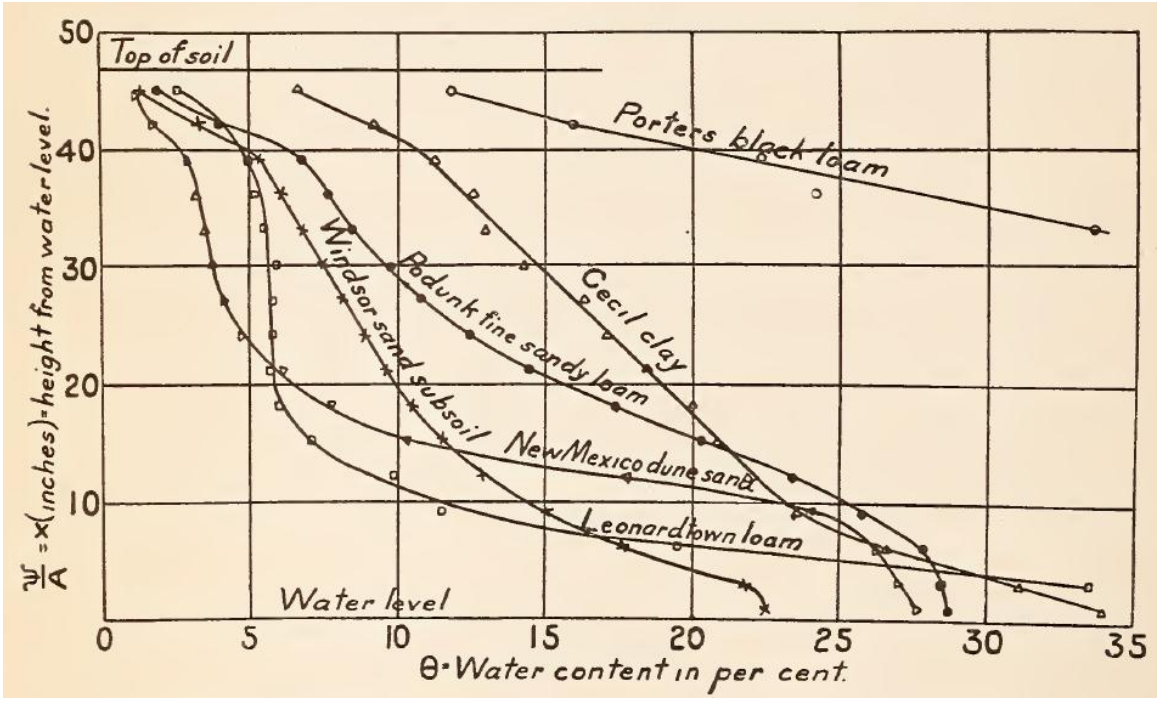


Figure III - 2 : Distribution d'eau dans la colonne du sol après 53-68 jours (d'après BUCKINGHAM, 1907)

- **Travaux de RICHARDS :** Après BUCKINGHAM (1907), beaucoup d'autres ont dans la même voie, par exemple GARDNER et al. (1922), JOFFE et McLEAN (1925), KORNEV (1926), etc..

  RICHARDS a développé ses recherches dès les années 1930 sur :

  - La fabrication du tensiomètre pour mesurer la pression interstitielle d'eau in-situ (RICHARDS, 1942) ;
  - La cellule de RICHARDS pour le contrôle de la succion (RICHARDS, 1941) (Figure III - 3);
  - La mesure de la succion (RICHARDS, 1949).

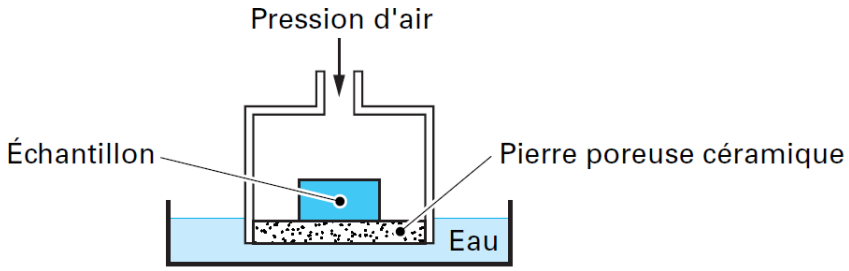


Figure III - 3 : Cellule de RICHARDS (d'après RICHARDS, 1941 ; cité par DELAGE et CUI, 2000)

La Figure III - 4 présente la relation entre la teneur en eau et la succion pour l'argile de Chino (California, Etats Unis), en utilisant la cellule de RICHARDS.

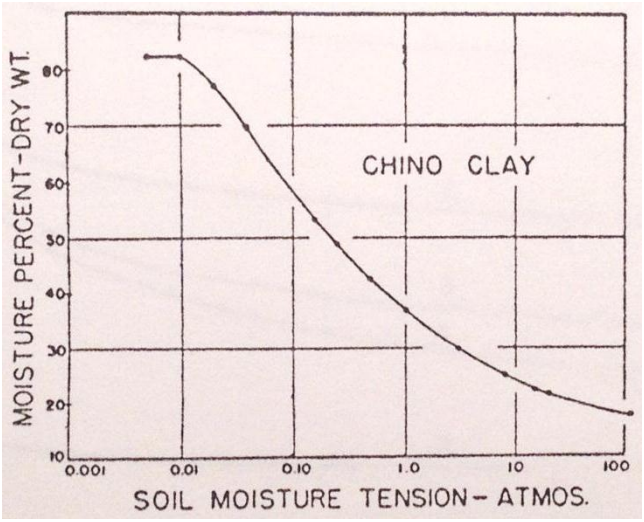


Figure III - 4 : Teneur en eau en fonction de la succion pour l'argile de Chino (RICHARDS, 1949)

III.2.2 Travaux réalisés dans la deuxième moitié du vingtième siècle

- **Travaux de CRONEY :** CRONEY (1952 et 1954) a présenté les plaques tensiométriques (Figure III - 5 - A) pour la mesure de la succion dans les matériaux à structure rigide, les sols incompressibles, les sols compressibles et les sols peu compressibles.

  La Figure III - 5 - B montre un exemple de chemin de drainage-humidification sur un sable argileux (11% < 2 µm). Le chemin d'humidification se situe au dessous de celui de drainage, il existe donc une hystérésis entre les deux chemins dans le plan de (s, w).

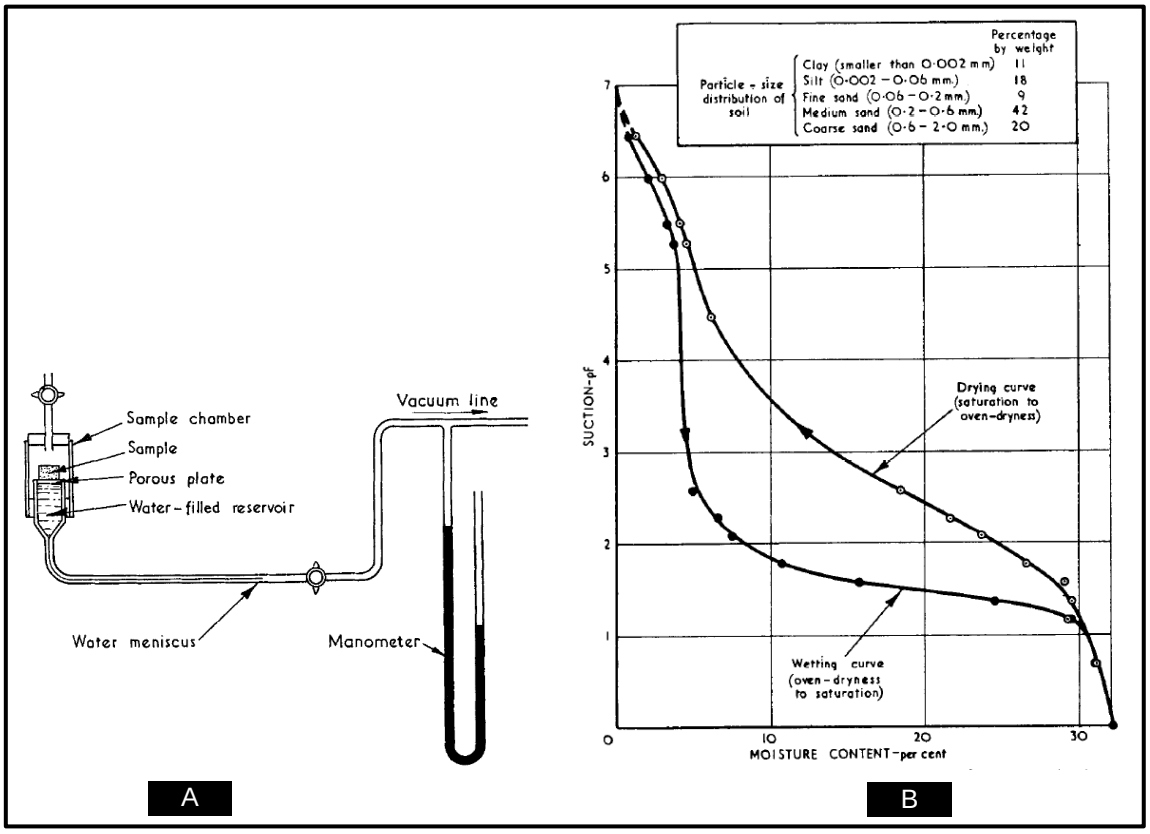


Figure III - 5 : Plaques tensiométriques, et chemin de drainage-humidification pour un sable argileux (CRONEY, 1952, 1954)

La Figure III - 6 montre le chemin de drainage-humidification d'un sol très argileux (w_L = 78%, I_P = 52) avec plusieurs cycles. Sur cette figure, il y plusieurs courbes :

- A : le chemin de drainage du sol intact (1er cycle) ;
- B : le chemin d'humidification du sol intact (2ème cycle) ;
- C : le chemin de drainage du sol intact (2ème cycle) ;
- D : le chemin de drainage du sol sous la forme de pâte ;
- E : le chemin d'humidification du sol intact (1er cycle).

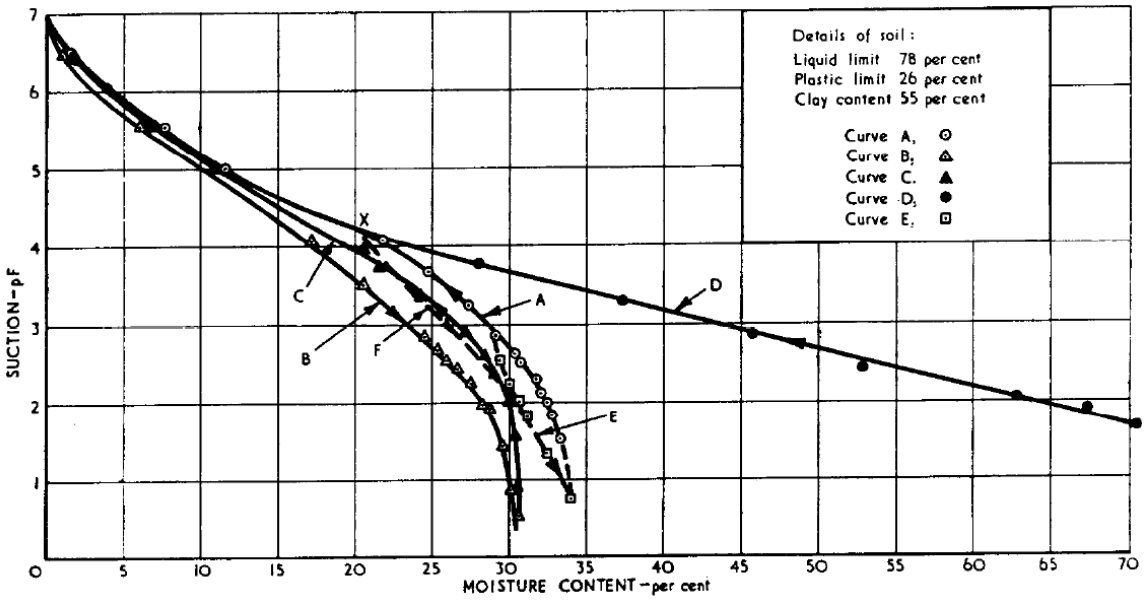


Figure III - 6 : Chemin de drainage-humidification pour un sol très argileux avec plusieurs cycles (d'après CRONEY, 1952)

- **Travaux de BLACK :** l'influence de l'indice de plasticité sur le chemin de drainage-humidification a été étudiée par BLACK (1962).

  La Figure III - 7 présente la relation entre la teneur en eau et l'indice de plasticité pour 5 succions imposées différentes (0.1, 1, 10, 100, et 1000 kPa, c'est-à-dire pF 0, 1, 2, 3, et 4 sur la figure). Six sols ont été testés, et on peut observer que, pour une succion donnée, la teneur en eau dans l'échantillon augmente avec l'indice de plasticité. C'est-à-dire que, à succion donnée, plus le sol est plastique, plus la teneur en eau de l'échantillon est élevée.

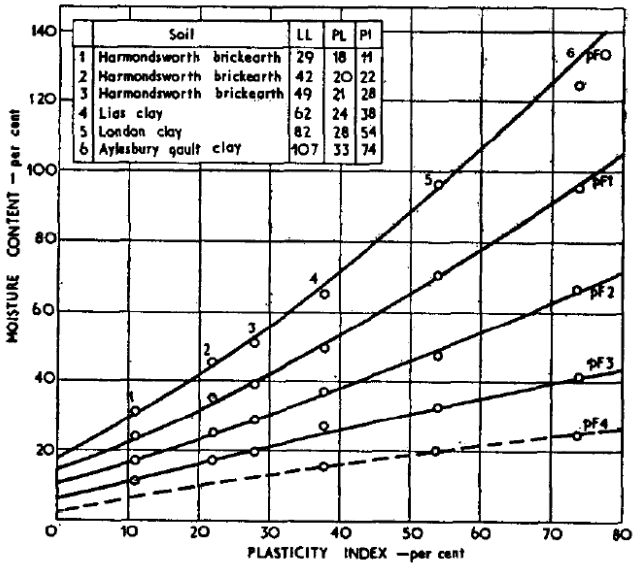


Figure III - 7 : Teneur en eau en fonction de l'indice de plasticité (BLACK, 1962)

- **Travaux de NG (2001[1], 2001[2]) :** NG et PANG ont étudié l'influence de la contrainte sur le chemin de drainage-humidification d'un sable limon-argileux de HongKong (w_L = 55.4, I_P = 22).

  La Figure III - 9 montre le chemin de drainage-humidification des échantillons compactés, sous des charges verticales de 0, 40 ou 80 kPa en condition oedométrique, en utilisant le dispositif de la Figure III - 8. Les auteurs ont indiqué que :

  - Pour l'échantillon sous forte contrainte, la pression d'entrée d'air est plus forte que pour l'échantillon sous contrainte faible ;
  - La vitesse de désaturation diminue avec la contrainte verticale appliquée, car sous une contrainte forte, les pores deviennent plus petits ;
  - Le cycle d'hystérésis devient de plus en plus fermé avec l'augmentation de la contrainte verticale.

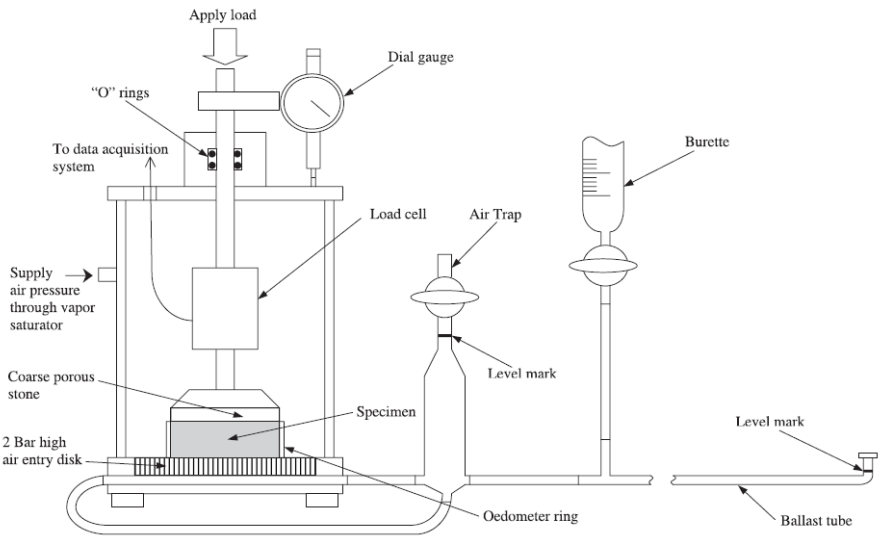


Figure III - 8 : Schéma de l'oedomètre à succion imposée par surpression d'air (d'après NG et PANG, 2001)

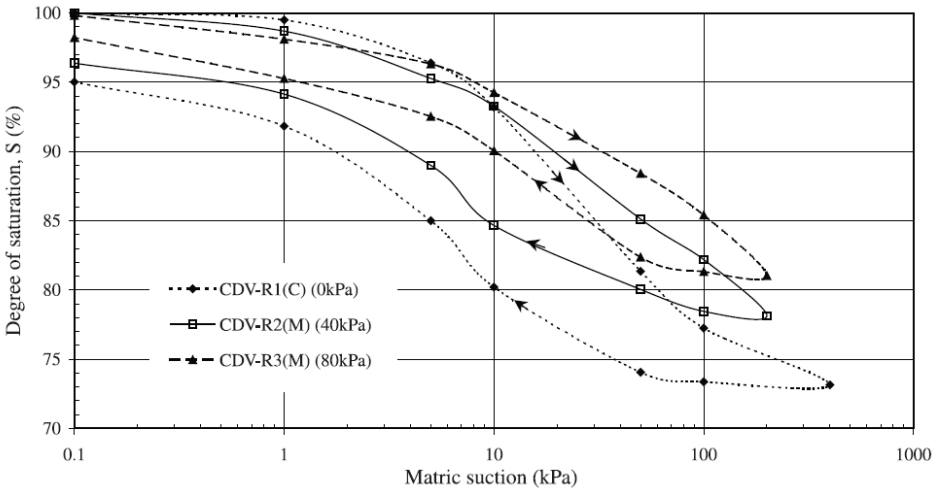


Figure III - 9 : Chemin de drainage-humidification sous différentes contraintes verticales (d'après NG et PANG, 2001)

III.2.3 Travaux de l'Ecole Centrale Paris et de l'Université du Havre(1987-2011)

Les chemins de drainage et humidification ont fait l'objet de nombreux travaux dès les années 1980 à l'Ecole Centrale Paris et à l'Université du Havre (BIAREZ et al., 1987 ; ZERHOUNI, 1991 ; INDARTO,1991 ; FLEUREAU et al., 1993 ; TAIBI, 1994 ; KHEIRBEK-SAOUD, 1994 ; FLEUREAU et al., 2002 ; GHEMBAZA et al., 2007 ; TAIBI et al., 2011).

III.2.3.1 Représentation des chemins de drainage-humidification

La Figure III - 10 obtenue par INDARTO (1991) représente les chemins de drainage-humidification de la pâte d'argile de Vieux pré, dont la teneur en eau initiale est égale à 1.5 fois la limite de liquidité. Les deux graphiques à gauche (A, C) représentent les variations de l'indice des vides et du degré de saturation avec la teneur en eau ; dans les trois graphiques de droite (B, D, E), l'indice des vides, le degré de saturation et la teneur en eau sont tracés en fonction de la succion :

- Le graphique A est la courbe de retrait, où l'indice des vides caractérise le volume externe. Pendant le drainage, le chemin suit le même chemin que la ligne de saturation qui est contrôlée par l'équation $e = w G_s$. Le volume du sol diminue d'abord linéairement avec la teneur en eau, jusqu'à la limite de retrait, qui est définie comme l'intersection entre la ligne de saturation et l'asymptote horizontale de la courbe à s = 0. Il est plus ou moins réversible pour l'humidification.

- Le graphique B représente la compressibilité du sol où la contrainte est égale à la succion, et cette figure est souvent comparée avec la courbe oedométrique.

- Le graphique C illustre la variation de saturation, ou également la proportion d'air dans la phase non-solide. A partir de l'état initial où le sol est saturé, sous l'effet de la succion, le degré de saturation diminue légèrement jusqu'à un moment où l'air entre dans l'échantillon. Après, le degré de saturation diminue rapidement, et le point d'entrée d'air se trouve à l'intersection entre la ligne droite et la ligne horizontale au degré de saturation de 100%.

- Le graphique D montre que, sur le chemin de drainage du sol, le sol reste quasi-saturé quand la succion est inférieure à 0.7 MPa (pression d'entrée d'air). Puis, le degré de saturation décroît rapidement quand la succion augmente de 0.7 MPa à 6 MPa, et diminue encore lentement pour les succions supérieures à 6 MPa.

- Le graphique E illustre la relation entre la teneur en eau et la succion, et l'hystérésis est bien montrée sur ce graphique.

Afin de caratériser les chemins de drainage-humidification, on définit :

w_{SL}	teneur en eau qui correspond à la limite de retrait ;
e_L	indice des vides qui correspond à la limite de liquidité ;
e_{SL}	indice des vides qui correspond à la limite de retrait.
s_{SL}	succion retrait
$s_{désat.}$	succion de désaturation
$s_{resat.}$	succion de resaturation

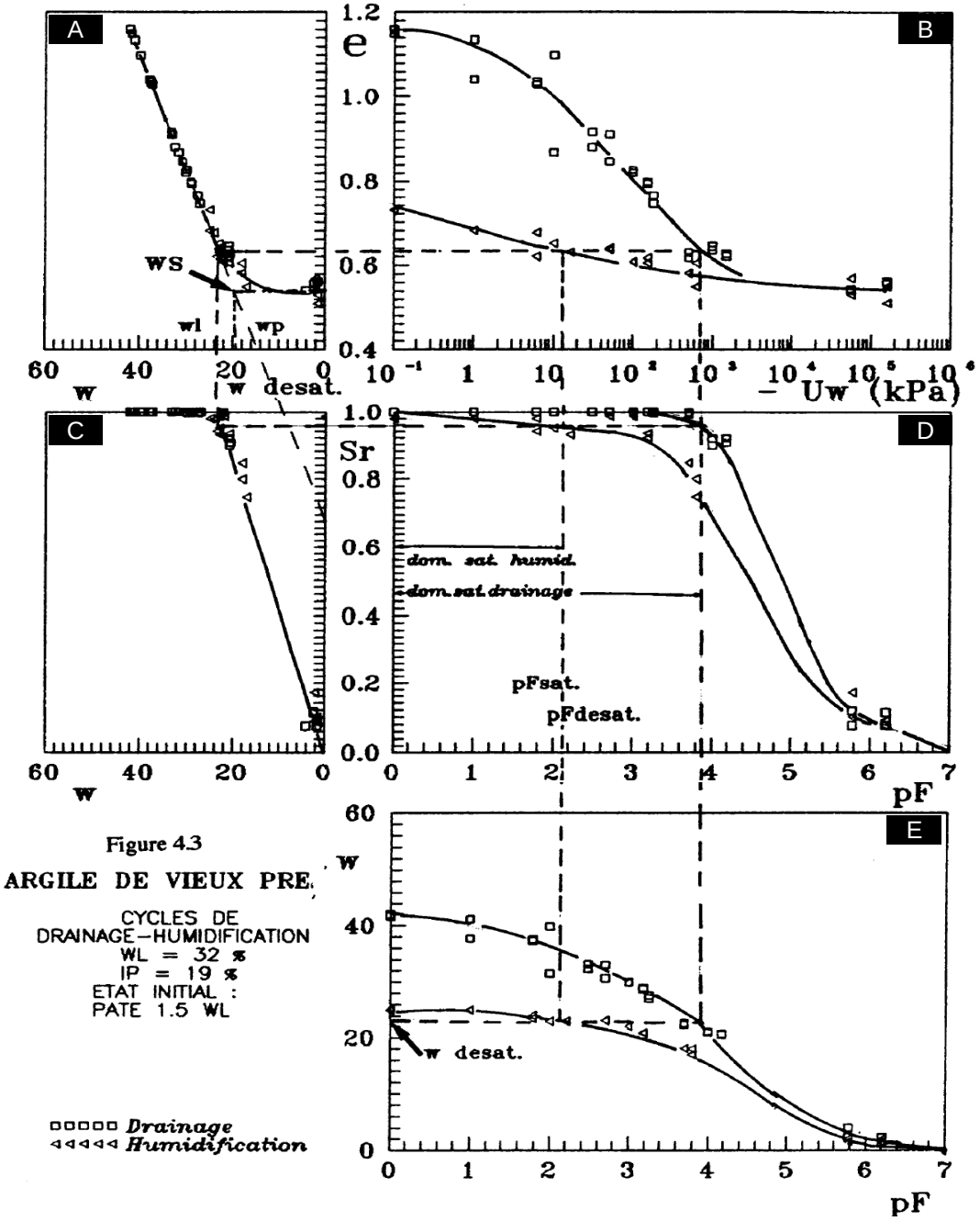


Figure III - 10 : Premier cycle de drainage-humidification sur l'argile de Vieux pré initialement sous forme de pâte à $w_i = 1.5\ w_L$ (d'après INDARTO, 1991)

III.2.3.2 Essais effectués

La mesure de chemins de drainage-humidification est largement développée depuis les années 1990 sur le sol remanié (sous forme de pâte), le sol intact (sol naturel), et le sol compacté.

- **Sol remanié sous forme de pâte :** les échantillons sont préparés en mélangeant de la poudre séchée à une teneur en eau initiale de 1.5 (ou 1.2) fois la limite de liquidité. Le Tableau III - 2 présente les résultats sur une dizaine des sols remaniés sous forme de pâte par INDARTO, ZERHOUNI, et FLEUREAU, depuis 1991. FLEUREAU et al. (1993, 2002) ont remarqué que :

  - la limite de retrait n'était pas un paramètre intrinsèque d'un sol ;
  - la limite de liquidité était un paramètre important de la classification des sols, et des corrélations ont été établies entre la limite de liquidité et les caractéristiques principales des chemins de drainage-humidification.

  De plus, les chemins de drainage-humidification ont été comparés par FLEUREAU (2011) sur la Figure III - 11, avec : 1) l'essai oedométrique ; 2) l'essai de compression isotrope ; 3) la ligne de compressibilité isotrope déduite de la corrélation de w_L, proposée par ZERVOYANNIS (1982) :

$$w = w_L \text{ ou } e = (\gamma_s / \gamma_w) \times w_L \text{ pour } p' = 7 \text{ kPa}$$

$$w = w_P \text{ ou } e = (\gamma_s / \gamma_w) \times w_P \text{ pour } p' = 1000 \text{ kPa}$$

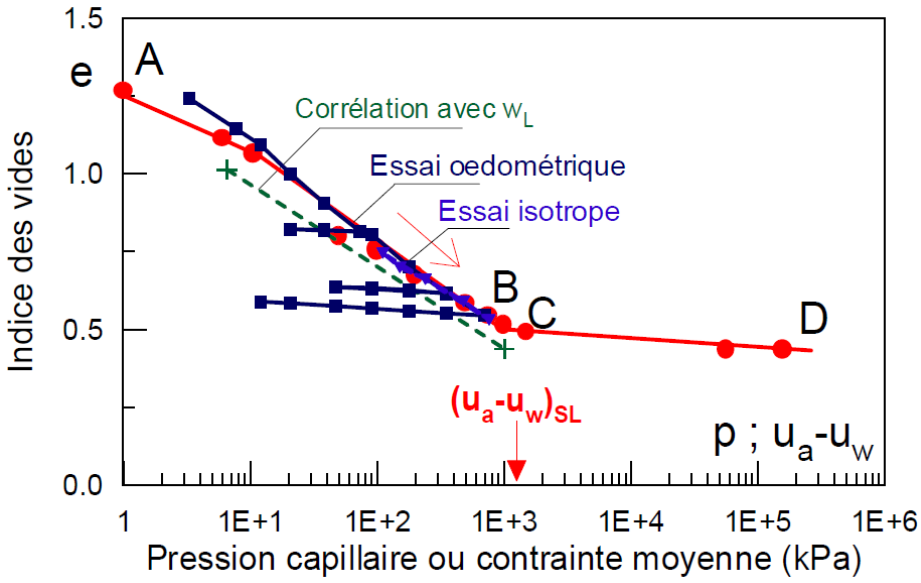


Figure III - 11 : Comparaison des chemins de drainage et des chemins oedométriques et isotropes pour le limon de Jossigny saturé (d'après FLEUREAU, 2011)

- **Sol intact :** A l'état naturel, quelque essais ont été faits par BIAREZ et al. (1987), ZERHOUNI et al. (1998), FLEUREAU et al. (2002). BOUTONNIER (2007) a remarqué que :

  - les succions d'entrée d'air obtenues sur les échantillons intacts sont souvent élevées (de plusieurs centaines à plusieurs milles kPa) pour les sols fins argileux (Tableau III - 1);
  - les degrés de saturation à l'entrée d'air sont difficiles à mesurer précisément, Zerhouni et al. (1988) et Biarez et al. (1987) ont obtenu des valeurs comprises entre 88% et 100%.

Tableau III - 1 : Succions d'entrée d'air mesurées sur des échantillons intacts de sols naturels (citées par BOUTONNIER, 2007)

Auteurs	Type de sol	Succion d'entrée d'air
Biarez et al. (1987)	Marne intacte Espagne (e_i = 0.3)	Plusieurs MPa
Zerhouni et al. (1998)	Argile autoroute A28 (e_i = 0.9 ; w_L = 59 ; I_P = 21)	> 2000 kPa
Zerhouni et al. (1998)	Argile de Meylan (e_i = 0.7 à 0.8 ; w_L = 42 ; I_P = 21)	> 2000 kPa
Verbrugge et Fleureau (2002)	Marne très fortement surconsolidée	> 10 MPa

- **Sol compacté :** INDARTO (1991), ZERHOUNI (1991), FLEUREAU et al. (1993, 2002, 2004) ont montré les chemins de drainage-humidification sur presque une dizaine de sols argileux compactés, les comparaisons avec les chemins oedométriques ont également été faites. Ces résultats assez larges permettent de connaître et modéliser les paramètres différents qui peuvent influencer les chemins de drainage-humidification des sols compactés, par exemple, la limite de liquidité du sol, l'énergie de compactage, la teneur en eau du compactage. En conclusion, FLEUREAU et al. (2002) indiquent que:

  - Pour les sols compactés (PROCTOR normal et PROCTOR modifié), les chemins de drainage-humidification sont pratiquement réversibles. Néanmoins, il y a l'hystérésis apparent pour les sols sous forme pâte, et il pense qu'il existe donc probablement une contrainte de compactage critique où l'hystérésis apparaît ou disparaît.

  - La teneur en eau n'influence pas beaucoup les chemins de drainage-humidification du côté humide de la teneur en eau optimum.

  - En tant que paramètre de la nature du sol, la limite de liquidité est importante afin d'établir les corrélations avec les propriétés du sol compacté, par exemple l'indice de gonflement et retrait, la densité sèche, etc..

L'ensemble des essais réalisés est présenté sur le Tableau III - 2 et la Figure III - 12.

Tableau III - 2 : Travaux ont été faits par INDARTO (1991), ZERHOUNI (1991), et FLEUREAU et al. (1993, 2002, 2004) sur différents matériaux

	Matériaux	< 80 µm (%)	< 2 µm (%)	G_s (g/cm^3)	w_L (%)	I_P (%)	Teneur en eau initiale (w_L)	**Pression d'entrée d'air (kPa)**	**Limite de retrait (%)**
INDARTO (1991)	Limon de Jossigny	80	28	2.74	37	18-21	1.5	**850**	**15**
	Kaolin P300	100	45	2.65	40	20	1.5	**1500**	**23**
	Argile de Vieux Prés	92	37	2.75	32	13	1.5	**800**	**19**
ZERHOUNI (1991)	Kaolinite (Argile Blanche)	100	75	×	61	31	1.5	**900**	**32**
	Limon de Sterrebeek	×	13	×	27	7	1.2	**26**	**23**
	Marne Rouge	90-95	5-10	×	34-38	13	1.2	**500**	**16**
FLEUREAU et al. (1993, 2002, 2004)	Argile Jaune	100	60	×	40	20	1.5	**1000**	**24**
	Montmorillonite	100	40	×	170	110	1.5	**2000**	**35**
	Mélange limon-sable	50	8.5	2.74	19	9	1.5	**500**	**11**
	Argile FoCa	99	45	2.67	90-112	55	1.5	**3000**	**11**
	Kaolin P300	100	60	2.65	40	20	1.5	**1500**	**23**
	FoCa smectite	×	×	×	112	62	1.5	**2500**	**10**
DERFOUF (2013), BENCHOUK (2013)	Argile Boughrara	97	52	2.65	54	28	1.2	**2000**	**13**
	Argile Saf-Saf	93.3	30	2.61	50	28	1.5	**3000**	**12.5**

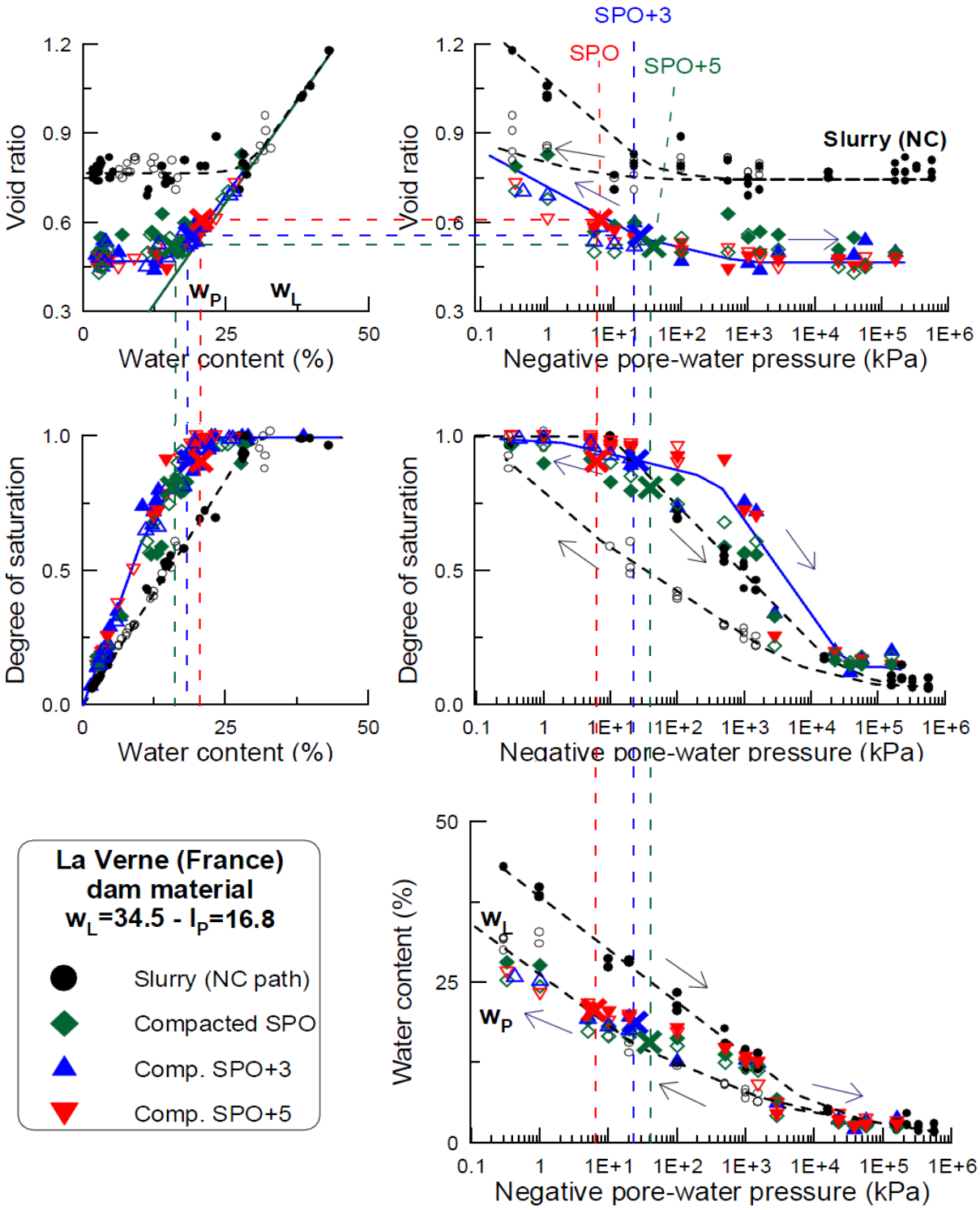


Figure III - 12 : Influence de la teneur en eau de compactage sur les chemins de drainage-humidification du matériau de La Verne (FLEUREAU et al., 2002)

III.2.3.3 Corrélations

Les résultats assez larges présentés dans le paragraphe précédent permettent d'établir des corrélations entre les chemins de drainage-humidification et les paramètres intrinsèques du sol, notamment, la limite de liquidité. Dans ce paragraphe, on présente ces corrélations sur les sols sous forme de pâte et sur les sols compactés.

III.2.3.3.1 Sols sous forme de pâte

Comme présenté déjà dans le paragraphe précédent, il y a un bon accord entre les résultats expérimentaux et le modèle de ZERVOYANNIS (1982) qui définit la ligne de compression NC. Cette corrélation a été cofirmée expérimentalement sur la Figure III - 13 par FLEUREAU (2011) pour neuf sols différents, dont les limites de liquidité sont de 27% à 160%.

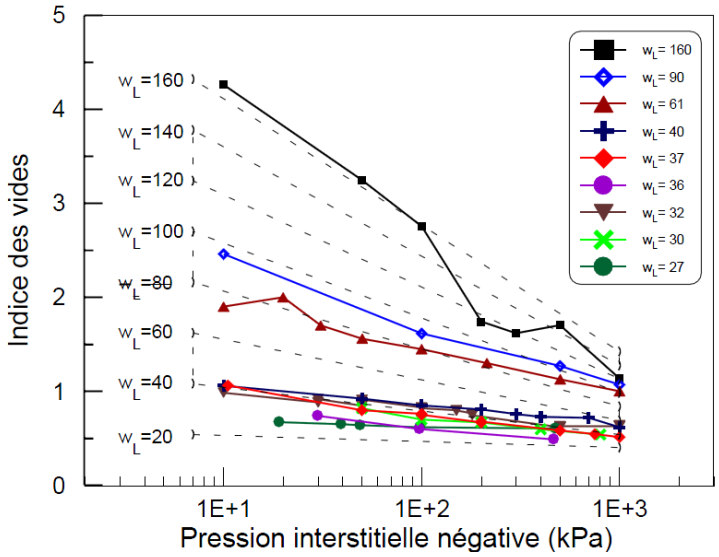


Figure III - 13 : Indice des vides en fonction de la succion pour différents types de sol (d'après FLEUREAU, 2011)

En outre, FLEUREAU (2011) a établi une corrélation entre la variation de l'indice des vides ($\Delta e = e_L - e_{SL}$) et la limite de liquidité sur la Figure III - 14 selon la formule :

$$Y = 0.024 \bullet x - 0.40 \; ; \; (R^2 = 0.96)$$

Avec Y variation de l'indice des vides ($e_L - e_{SL}$) ;
x limite de liquidité (w_L) ;

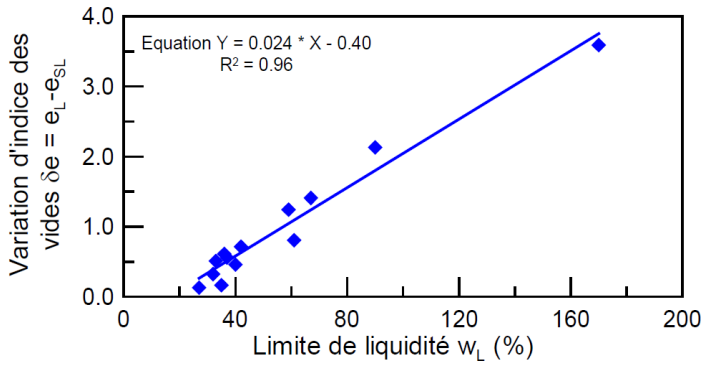


Figure III - 14 : Variation d'indice des vides ($e_L - e_{SL}$) en fonction de limite de liquidité (w_L) (d'après FLEUREAU, 2011)

III.2.3.3.2 Sols compactés

La Figure III - 15 présent les variations de l'indice des vides et de la teneur en eau en fonction de la succion sur le chemin d'humidification pour un ensemble de 14 échantillons compactés à w_{OPN} ; la Figure III - 16 présente les variations de l'indice des vides et de la teneur en eau en fonction de la succion sur le chemin de drainage pour quelques échantillons compactés à $w_{OPN.}$

FLEUREAU et al. (2002) a indiqué que le chemin d'humidification et le chemin de drainage présentaient une bonne linéarité dans les plans [log (s), e] et [log (s), w] pour les succions comprises entre 0.1 et 10 000 kPa. Avec ces observations, les auteurs ont défini les pentes C_{ms} et D_{ms} des chemins d'humidification relatives, respectivement, à l'indice des vides et à la teneur en eau pour les échantillons compactés à l'optimum PROCTOR Normal :

- $C_{ms} = \frac{-\Delta e}{\Delta(\ln s)} = 0.029 - 0.0018 w_L + 5 \times 10^{-6} {w_L}^2 ; r^2 = 0.97$

- $D_{ms} = \frac{-\Delta w}{\Delta(\ln s)} = -0.54 - 0.030 w_L + 3.3 \times 10^{-6} {w_L}^2 ; r^2 = 0.85$

Note : *w_L est la valeur%.*

Les mêmes relations ont été établies pour les chemins de séchage :

- $C_m = \frac{-\Delta e}{\Delta(\log s)} = 0.0081 - 0.00063 w_L + 9.2 \times 10^{-7} {w_L}^2 ; r^2 = 1$

- $D_m = \frac{-\Delta w}{\Delta(\log s)} = -0.67 - 0.038 w_L + 0.00010 {w_L}^2 ; r^2 = 0.97$

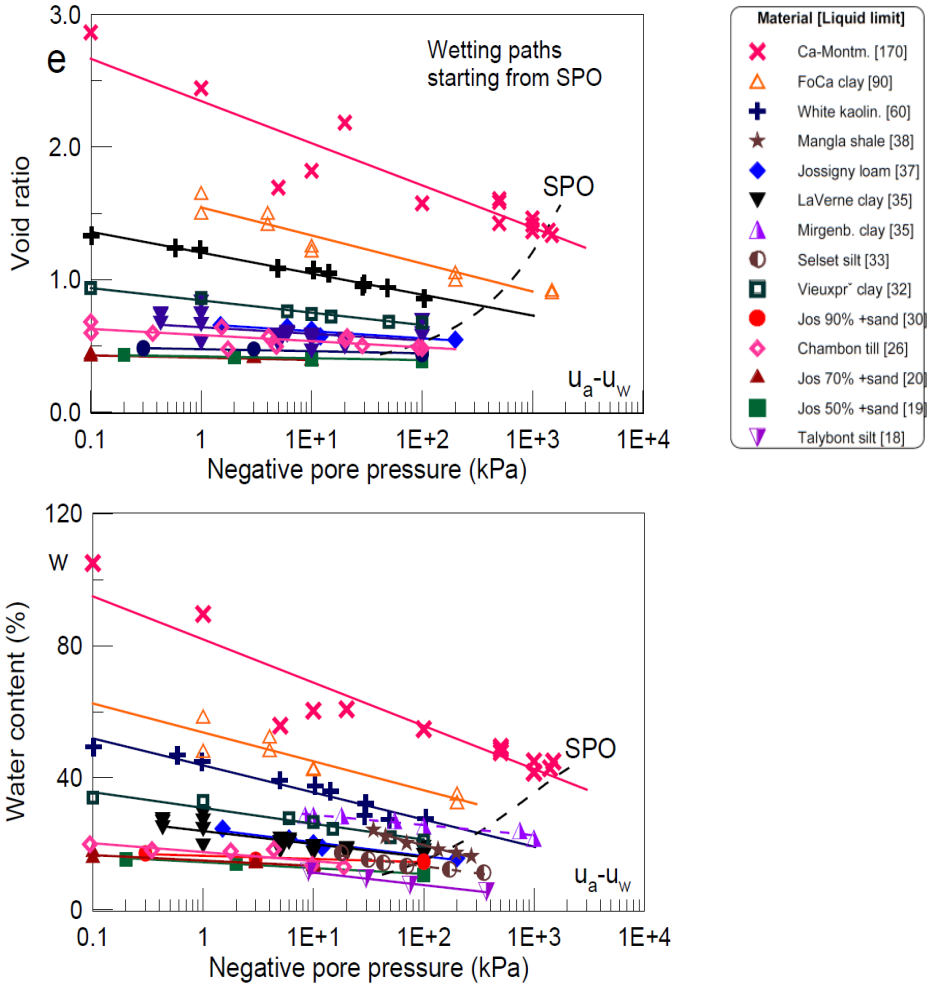


Figure III - 15 : Variation de l'indice des vides et de la teneur en eau en fonction de la succion pour différents sols compactés à l'OPN soumis à un chemin d'humidification (d'après FLEUREAU, 2011)

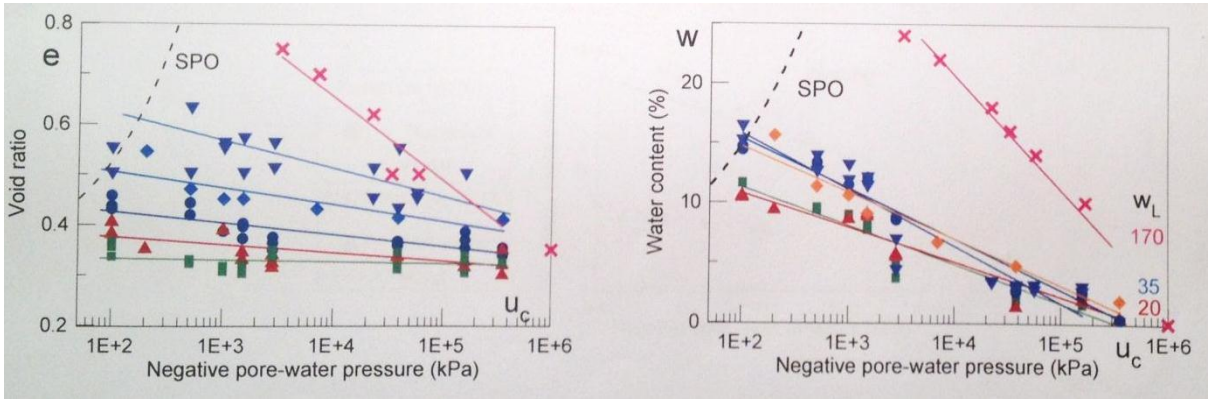


Figure III - 16 : Variation de l'indice des vides et de la teneur en eau en fonction de la succion pour différents sols compactés à l'OPN soumis à un chemin de séchage (d'après FLEUREAU, communication personnelle)

III.3 Etude Expérimentale

III.3.1 Les plaques tensiométriques: 0.1 kPa < s < 10 kPa

Selon FLEUREAU et KHEIRBEK-SAOUD (2004), DELAGE et CUI (2000), la technique tensiométrique est l'une des premières techniques utilisées, et le principe consiste à imposer une hauteur de colonne d'eau « négative » à la base de l'échantillon.

III.3.1.1 Dispositif expérimental

Le dispositif expérimental est décrit sur la Figure III - 17 et comporte les éléments suivants :

- Un tube en verre horizontal , dont l'extrémité est mise à l'air, qui sert de réservoir d'eau et donne le niveau de référence ;
- Un entonnoir filtrant cylindrique (plaque tensiométrique) comprenant une plaque de verre fritté de porosité 5 placée à une hauteur h par rapport au niveau de référence matérialisé par le ménisque du tube réservoir ;
- Un tube de polyéthylène reliant la base de l'entonnoir au tube réservoir, muni d'un robinet à deux entrées permettant ou non les transferts d'eau entre l'échantillon et le réservoir ;
- Un couvercle évitant le séchage de l'échantillon.

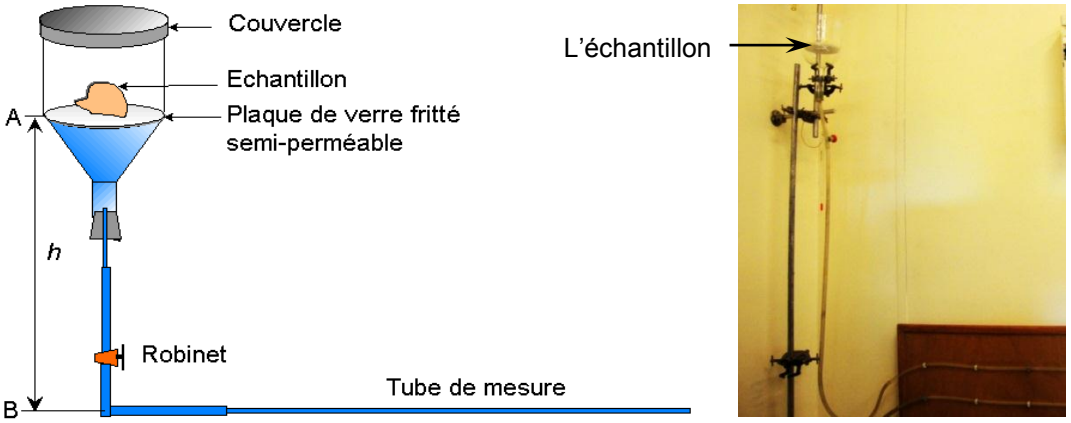


Figure III - 17 : Dispositif expérimental à plaque tensiométrique

III.3.1.2 Procédure expérimentale

On effectue cet essai avec les étapes suivantes :

- On remplit d'abord l'entonnoir avec de l'eau désaérée, puis on ferme le robinet ;
- Ensuite, on met en place l'échantillon sur la plaque, de la pâte d'argile est mise sur la surface de l'échantillon afin que le contact entre l'échantillon et la plaque soit assuré ;
- Enfin, on place la plaque tensiométrique à la hauteur h voulue, et on ouvre le robinet, l'équilibre est atteint au bout d'une semaine.

Note : *La hauteur h du dispositif fixée par le manipulateur permet d'imposer une succion s dans l'échantillon posé sur la plaque de verre fritté. L'équilibre de l'eau est assuré par les ménisques qui se créent à la surface ou à l'intérieur de l'échantillon, mais aussi à la surface du filtre en verre fritté.*

La méthode tensiométrique est néanmoins limitée à quelques dizaines de kPa (i.e. quelques mètres de colonne d'eau) pour plusieurs raisons : 1) la porosité de la plaque de verre fritté, qui détermine la hauteur d'eau maximum que la plaque peut maintenir en tension au dessus du niveau de référence matérialisé par le ménisque du tube de verre ; 2) la cavitation de l'eau à partir d'une dépression d'environ 70 kPa.

III.3.2 La méthode osmotique : 100 kPa < s < 1500 kPa

III.3.2.1 Description de l'essai

Le phénomène d'osmose s'observe lorsque deux solutions de concentrations différentes sont en contact à travers une membrane, perméable à l'un des solutés des phases en présence. Le retour à l'équilibre s'effectuera par un flux du solvant de la phase diluée vers la phase concentrée ; il est atteint lorsque la concentration est la même des deux côtés.

En pratique, on utilise une solution de macro-molécules organiques (le polyéthylène glycol, ou PEG, de poids moléculaire 20 000 ou 6 000) dans l'eau et des membranes de dialyse, dont les valeurs de MWCO (Molecular Weight Cut-Off, en anglais) sont respectivement de 12 000, 14 000 et 3 500 ; ces dimensions permettent d'empêcher le passage des molécules de PEG tout en laissant passer l'eau.

III.3.2.2 Dispositif expérimental

La Figure III - 18 représente le schéma et la photo de cette méthode, le système s'est composé par : 1) un couvercle ; 2) une fermeture plastique ; 3) une membrane semi-perméable ; 4) une solution de PEG ; 5) un bécher d'environ 15 cm de diamètre.

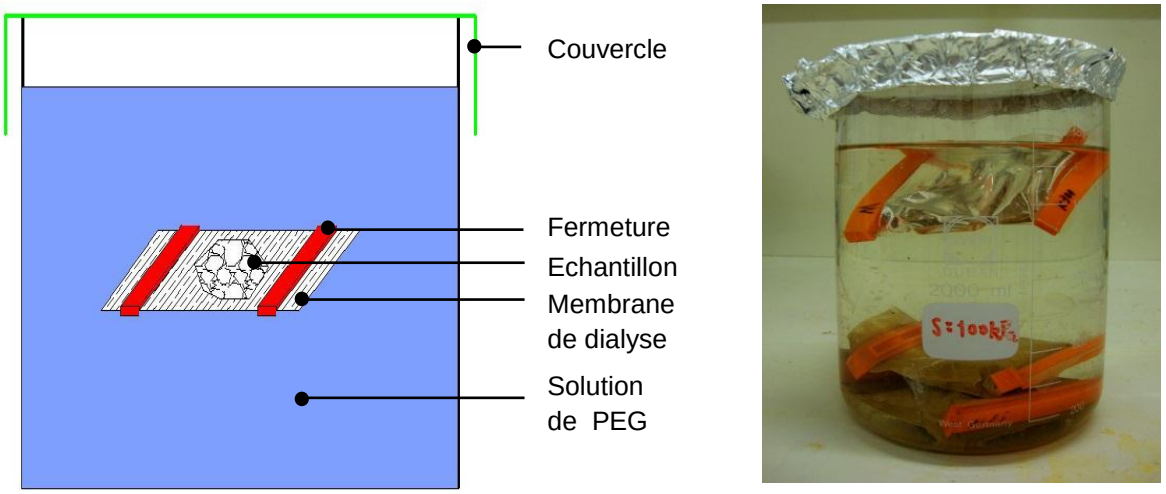


Figure III - 18 : Schéma et photo du dispositif expérimental osmotique pour la détermination des courbes de drainage-humidification

III.3.2.3 Procédure expérimentale

La procédure expérimentale comporte principalement les étapes : 1) Préparation des solutions de PEG ; 2) Test de la durée d'équilibre ; 3) Mise en place de l'échantillon.

- **Préparation des solutions de PEG :** DELAGE et CUI (2008) ont évalué la méthode osmotique pour contrôler la succion, et ils ont rassemblé les résultats obtenus par DINEEN et BURLAND (2007), TARANTINO et MONGIOVI (2000), MONROY et al. (2007). La Figure III - 19 montre la dépendance de la courbe d'étalonnage par rapport à la membrane utilisée.

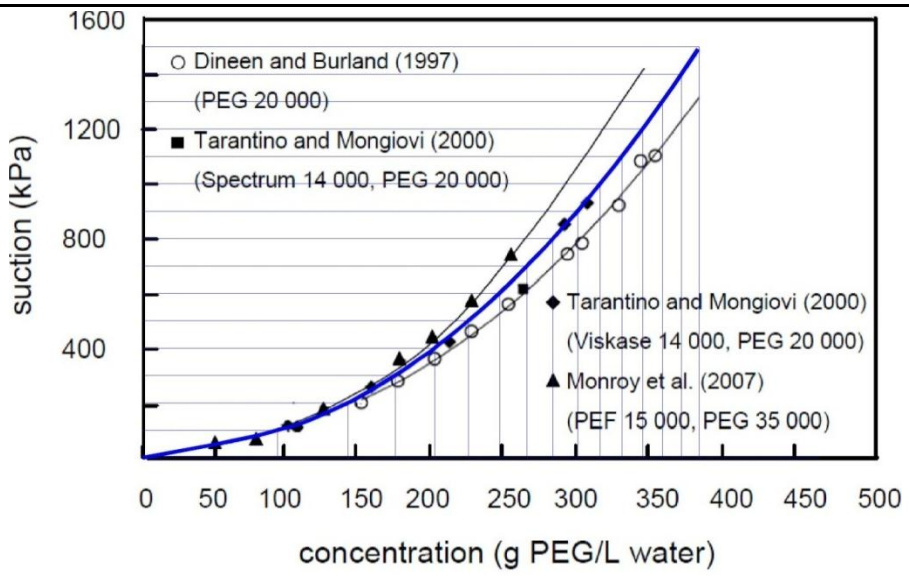


Figure III - 19 : Dépendance de la courbe d'étalonnage par rapport à la membrane utilisée (d'après DELAGE et CUI, 2008)

TRIPATHY et REES (2013) ont complété cette courbe d'étalonnage avec PEG 1500, PEG 4000, PEG 6000 et PEG 20000 par la méthode de «chilled-mirror dew-point». La Figure III - 20 montre les relations entre la succion et les concentrations de PEG 1500, 4000, 6000, et 20000.

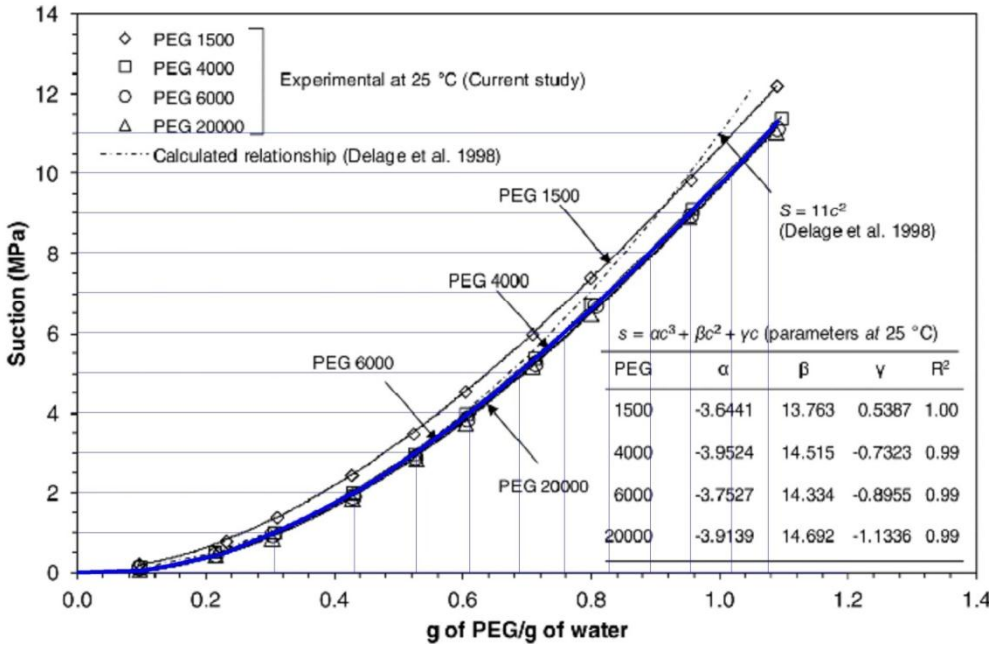


Figure III - 20 : Relations entre la succion et les concentrations de PEG 1500, 4000, 6000, et 20000 (d'après TRIPATHY et REES, 2013)

Dans cette thèse, nous avons préparé des solutions de faibles succions (s < 2 MPa) avec le PEG 20000 et le PEG 6000, et des solutions de hautes succions (s > 2 MPa) seulement avec le PEG 6000. On utilise donc la courbe de l'étalonnage de TARANTINO et MONGIOVI (2000, courbe en bleu sur la Figure III - 19) pour préparer nos solutions de PEG à faible succion ; et la courbe de TRIPATHY et REES (2013, courbe en bleu sur la Figure III - 20) pour la succion forte. Les informations détaillées sont présentées dans le Tableau III - 3.

Tableau III - 3 : Préparation des solutions de PEG au lab. MSSMat

Succion matricielle (kPa)	100 kPa	400 kPa	1000 kPa	3000 kPa	4000 kPa	6000 kPa	8000 kPa
PEG 20000 (g/100 g H_2O)	9.5	20.2	31.5			×	
PEG 6000 (g/100 g H_2O)	8.9	×	31.3	52	61	76	89

- **Test de l'équilibre d'échantillon avec la solution osmotique** :

  - **Mode opératoire :** On prend un échantillon compacté par la méthode PROCTOR normal, et on mesure sa teneur en eau initiale ; puis, on coupe cet échantillon en petites parties ; ensuite, on les met dans les membranes de dialyse comme sur la Figure III - 21 ; enfin, on mesure la teneur en eau, l'indice des vides et le degré de saturation des échantillons chaque semaine afin de connaître la durée de l'équilibre de l'échantillon avec la solution osmotique. Les informations sont présentées en détail dans le Tableau III - 4, et sur la Figure III - 21.

Tableau III - 4 : Test de l'équilibre d'échantillon avec la solution osmotique

	Caractéristique	Note
Préparation des échantillons	PROCTOR Normal w_i = 29.4% ; e_i = 1.13 ; S_{ri} = 0.74	Teneur en eau avant la compactage : 32.5% ; $s_i \approx$ 3 MPa
Préparation des solutions de PEG	s = 100 kPa, PEG 20 000, Humidification s = 4 MPa, PEG 6 000, Drainage	deux échantillon ont été mis dans chaque membrane

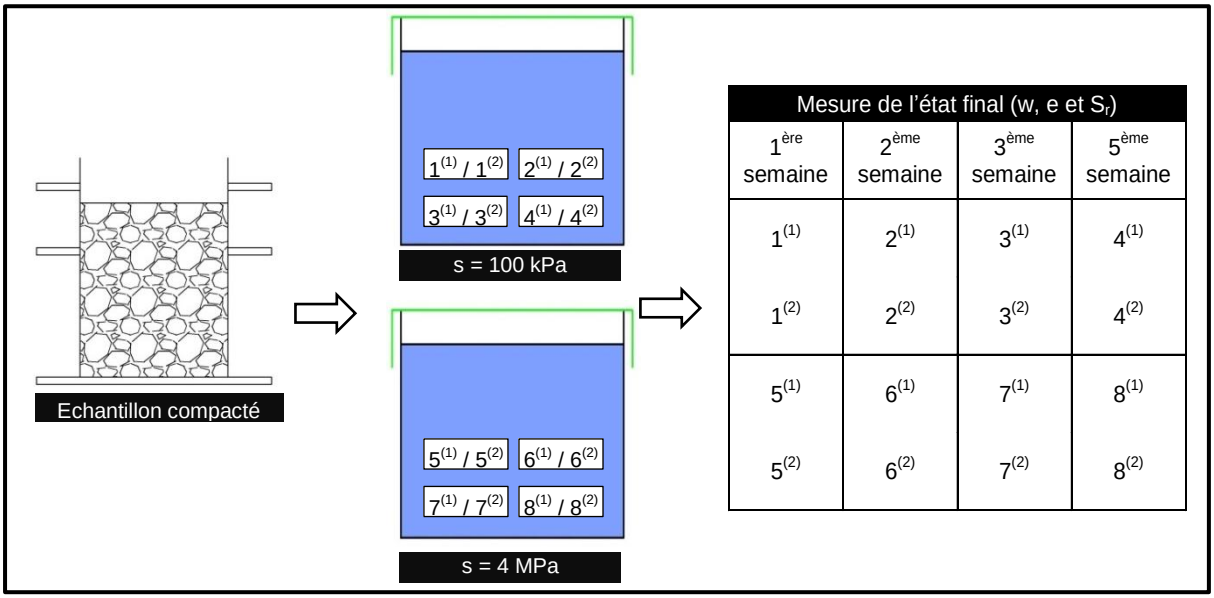


Figure III - 21 : Schéma du test de l'équilibre de l'échantillon avec la solution osmotique

- **Résultats :** La Figure III - 22 présente les résultats du test, on observe que :

  1) Dans le plan (t, w) : les échantillons arrivent à l'équilibre avec les solutions de PEG dans la première semaine (la teneur en eau augmente sur le chemin d'humidification à la succion de 100 kPa, et diminue sur le chemin de drainage à la succion de 4 MPa); après, les teneurs en eau restent assez constantes jusqu'à la cinquième semaine.

2) Dans le plan (t, e) : pour le chemin de drainage, l'indice des vides diminue de 1.13 à 0.91 au cours des deux premières semaines, puis il reste à environ 0.91 jusqu'à la cinquième semaine ; pour le chemin de drainage, l'indice des vides augmente de 1.13 à 1.23 pendant les deux premières semaines, et cette valeur ne change pas après.

3) Dans le plan (t, S_r) : pour le chemin de drainage, le degré de saturation ne change pas beaucoup pendant un mois car la succion qu'on impose par la solution de PEG n'est pas très loin de celle de l'échantillon ; par contre, il y a une augmentation assez apparente (de 0.74 à 0.80) pendant la première semaine sur le chemin d'humidification ; à partir de la deuxième semaine, cette valeur devient plus ou moins stable.

Selon les résultats et les observations ci-dessus, on conclut que : un échantillon argileux compacté de dimension d'environ 2 cm^3 (1 cm × 1 cm × 2 cm) arrive généralement à l'équilibre avec la solution de PEG après une semaine ; mais, afin que cette équilibre soit sûr pour tous les paramètres (par exemple, l'indice des vides et le degré de saturation), il est recommandé de laisser l'échantillon une semaine de plus.

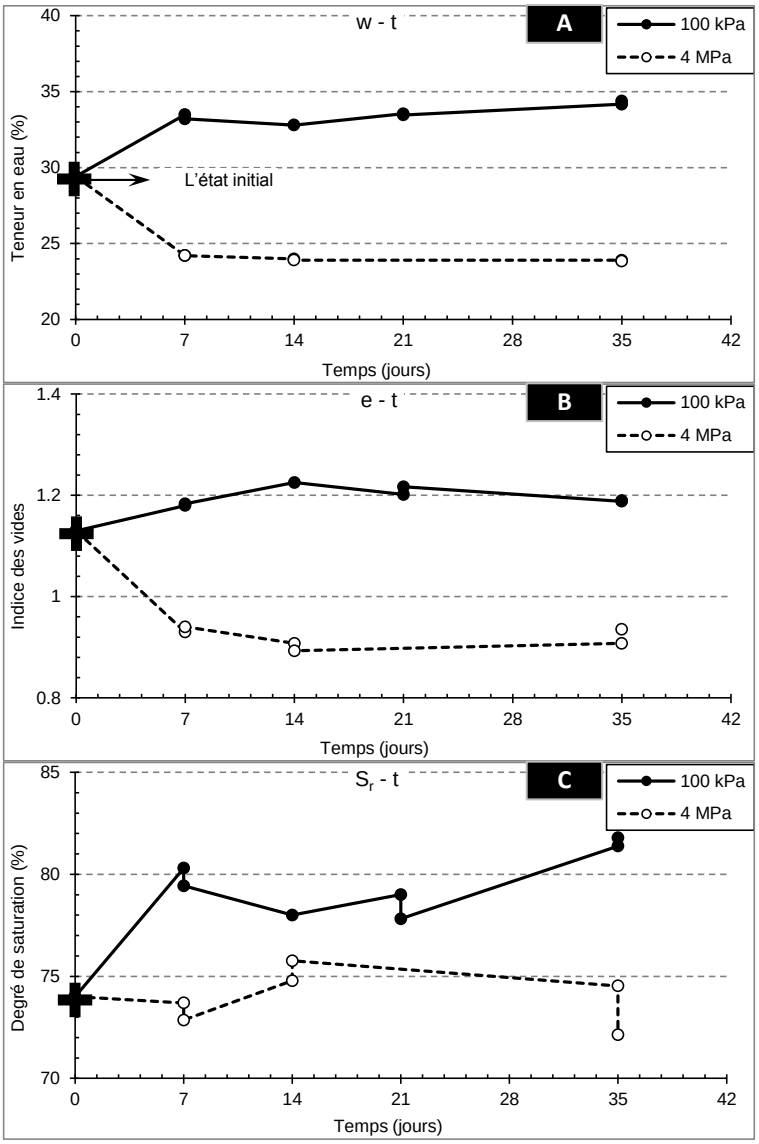


Figure III - 22 : Test d'équilibre des échantillons compactés avec solutions osmotiques (A : Evolution de la teneur en eau ; B : Evolution de l'indice des vides ; C : Evolution du degré de saturation)

- **Mise en place d'échantillon :** un échantillon est mis dans un tube de membrane semi-perméable qui est fermé de façon étanche par deux fermetures élastiques ; autour de la membrane circule une solution de PEG qui lui applique une succion osmotique ; l'eau peut traverser la membrane alors que les molécules de PEG en solution ne passent pas du fait de leur grande taille ; à l'équilibre, le potentiel d'hydratation du PEG est égal à celui du sol. On peut établir par l'étalonnage (avec les cellules à surpression d'air, par exemple) une équivalence entre la concentration en PEG de la solution osmotique et la succion de l'eau.

III.3.3 Les solutions salines saturées : s > 1500 kPa

Pour les valeurs de succion plus élevées (3 à 1000 MPa), un dispositif utilisant des solutions salines saturées est largement utilisé (Figure III - 23). Lorsqu'une solution saline saturée est en équilibre thermodynamique avec sa vapeur, l'humidité relative de l'atmosphère environnante reste constante pour une valeur donnée T de la température. Cette technique consiste à placer un échantillon dans une atmosphère confinée à humidité et température contrôlées dans un dessiccateur, et à laisser les transferts d'eau s'effectuer sous phase vapeur jusqu'à l'équilibre. Ce processus d'équilibre en phase vapeur est beaucoup plus lent qu'avec les deux autres méthodes, dans cette thèse, on laisse les échantillons dans les dessiccateurs environ 3 mois vu que nos échantillons sont très argileux et peu perméables.

L'humidité relative d'une solution dépend : 1) de la nature chimique de l'espèce en solution ; 2) de la température. Les relations entre l'humidité relative, la succion, et la nature du sel à la température de 20 degrés sont indiquées dans le Tableau III - 5.

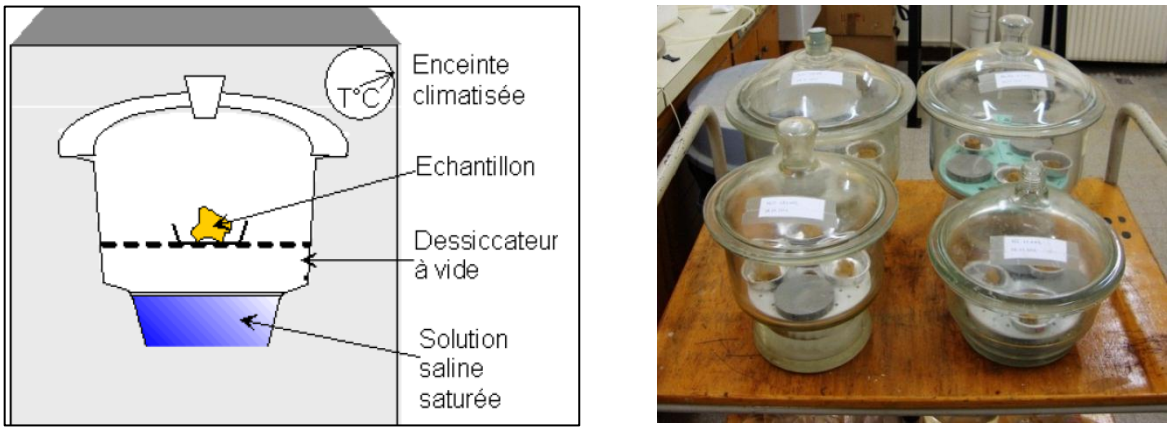


Figure III - 23 : Contrôle de la pression capillaire dans un dessiccateur contenant une solution saline saturée

Tableau III - 5 : Succions des solutions salines saturées utilisées mesurées par différents chercheurs

Solution saturée	Succion (MPa)				
	ZERHOUNI	DELAGE	GHEMBAZA	MEISINA	Dans cette thèse
Na2SO3•7H2O	7.9	13.1	×	6.9	7.9 / 13.1 (1)
KCl	22.4	×	22.6	22.4	22.4
NaCl	33.1	37.8	38.1	38	38
CaCl2	158.5	×	156.5	158.5	158.5

*(1) **Note :** On utilise 7.9 MPa comme valeur de succion de la solution de Na_2SO_3•$7H_2O$ pendant les essais, mais on trouve que cette valeur n'est pas correcte en comparant avec les résultats de DVS présentés ci-après ; par contre, avec la valeur de 13.1 MPa, ces deux méthodes s'accordent bien.*

III.3.4 DVS (Dynamic Vapor Sorption ; s > 7 MPa)

III.3.4.1 Description

Dans le paragraphe précédent, on contrôle l'humidité relative manuellement par différentes solutions salines saturées. L'un des inconvénients de cette méthode est que l'on n'arrive pas à changer facilement cette humidité relative pour une solution donnée.

Avec l'appareil DVS, l'humidité relative dans la chambre d'échantillon peut être contrôlée automatiquement et assez précisément. La variation de masse d'échantillon est mesurée par une microbalance numérique très sensible (1 µg) tout au long de l'essai, ce qui permet de calculer la variation de teneur en eau. Selon la loi de Kelvin et la référence de FREDLUND et RAHARDJO (1993), à 25 ºC, la relation entre l'humidité relative et la succion est donnée par la formule :

$$s = \frac{RT}{g\omega_v} \ln h_r = -140265 \ln h_r \text{ (kPa)}$$

Avec
- s : succion totale
- R : constante des gaz parfaits (R = 8.31432 J•mol^{-1}•K^{-1})
- T : température absolue (degrés Kelvin, K)
- g : accélération due à la pesanteur (g = 9.81 m•s^{-2})
- ω_v : masse molaire de l'eau (ω_v = 18.016 g•mol-1)
- h_r : humidité relative (H.R.)

III.3.4.2 Dispositif expérimental

La Figure III - 24 présente le schéma des composantes principales composantes de l'appareil de DVS Intrinsic ; le Tableau III - 6 présente ses spécifications.

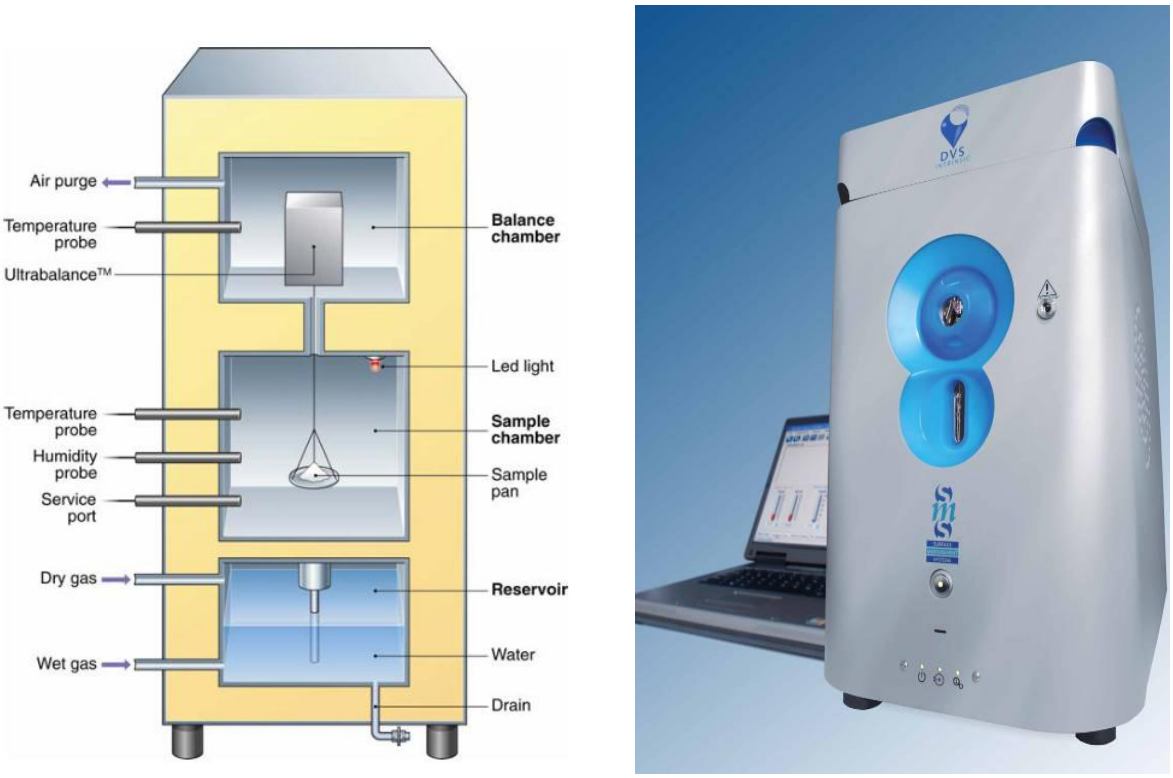


Figure III - 24 : Schéma et photo de l'appareil DVS Intrinsic (DVS Intrinsic Brochure)

Tableau III - 6 : Spécifications de l'appareil DVS Intrinsic (DVS Intrinsic Brochure)

Température	20 - 40 ºC
Masse maximale	4 g
Variation de la masse	1 g
Stabilité de masse (24 heures à 25 ºC et 0% H.R.)	20 µg
Résolution de masse	+/- 1 µg
Humidité	0-98% H.R.
Précision de humidité relative	+/- 1% H.R.
Stabilité de température	+/- 0.1 ºC
Système de chauffage	Effet Peltier

III.3.4.3 Procédure expérimentale

La procédure expérimentale comporte principalement : 1) le test de l'appareil ; 2) la préparation des échantillons ; 3) la mise en place ; 4) la comparaison de la teneur en eau mesurée par le DVS et par la balance d'analyse (Sartorius).

- **Test de l'appareil DVS :** avant de faire cet essai, on a testé l'appareil DVS en lançant le programme mais sans mettre l'échantillon ; la Figure III - 25 montre l'évolution de masse, humidité relative avec le temps, on peut observer que:

  - Il y a un bon accord entre l'humidité relative imposée (« Target ») et l'humidité relative mesurée (« Actual ») quand elle est inférieure à 80% ;

  - La valeur de masse est constante et nulle, c'est-à-dire que le plateau d'échantillon n'influence pas la mesure quand l'humidité relative de l'ambiance change.

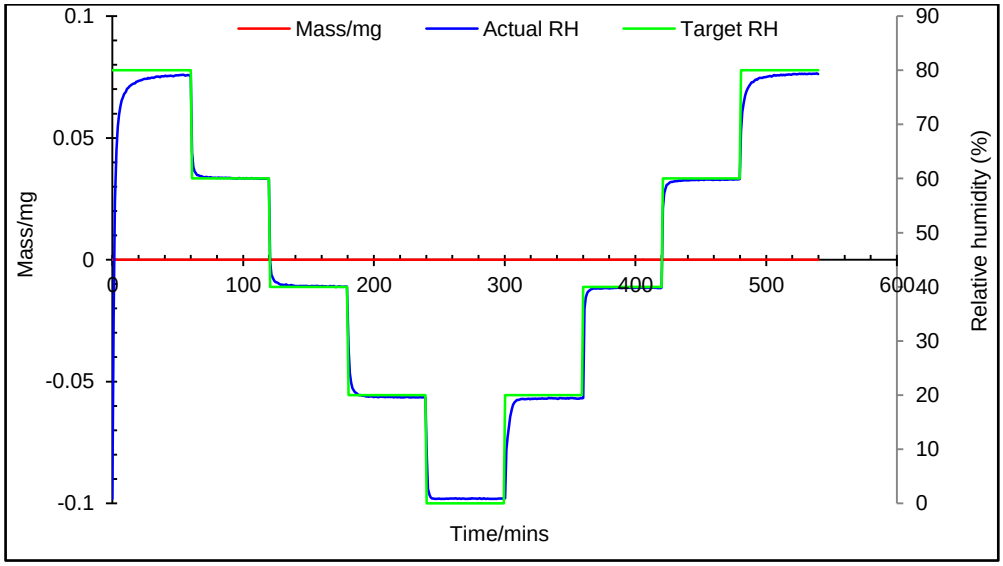


Figure III - 25 : Test de la variation de masse à 25 ºC sans mettre un échantillon

- **Préparation des échantillons :** les échantillons sont compactés avec des teneurs en eau et énergies différentes comme dans le Tableau III - 7 :

Tableau III - 7 : Préparation des échantillons pour l'essai de DVS

Energie \ Teneur en eau	environ w_{OPT} - 5	environ w_{OPT}	environ w_{OPT} + 5
25 coups / couche	w = 31.9%	w = 37.5%	w = 42.5% - 1 w = 42.5% - 2
15 coups / couche	×	w = 40.0% -1 w = 40.0% -2	×

- **Mise en place de l'échantillon :** l'échantillon compacté est découpé jusqu'à obtenir une masse de moins de 0.1 gramme ; puis, on le met très soigneusement sur le plateau avec une pincette ; ensuite, on laisse pendant quelques minutes le système réagir afin de contrôler la température, et mesurer la masse initiale, etc. ; à la fin, on peut lancer l'essai, les données sont enregistrées automatiquement dans un fichier EXCEL.

- **Comparaison de la teneur en eau mesurée par le DVS et la balance :** Pendant cet essai, on trouve qu'il y a une différence apparente entre la valeur de teneur en eau initiale mesurée par le DVS et par la balance :

  - les teneurs en eau mesurées par DVS sont toutes plus faibles (de 2.6% à 5.0% sauf pour l'échantillon de 40% - 2) que celles de la balance ;

  - le Tableau III - 8 présente les résultats des teneurs en eau mesurées par le DVS et la balance.

Tableau III - 8 : Comparaison des teneurs en eau mesurées

W \ Energie	15 coups / couche		25 coups / couche			
Teneur en eau préparée	40% - 1	40% - 2	32.50%	37.50%	42.5% - 1	42.5% - 2
Teneur en eau mesurée (Séché à l'étuve,%)	38.9	39.3	31.9	37.9	41.6	41.3
Teneur en eau mesurée (Séché par DVS,%)	34.0	26.6	29.3	32.5	38.3	37.7

Les explications possible sont :

- **Séchage d'échantillon :** on a mis plus de 10 minutes pour découper et installer chaque échantillon, et attendre l'équilibre de la température de DVS ; pendant ce processus, il y a de l'eau qui s'évapore ;

- **La différence entre les séchages par l'étuve et par DVS :** pendant une durée de 1 ou 2 jours, le séchage par l'étuve détruit rapidement la structure de l'échantillon ; par contre, le séchage par DVS est moins violent.

Note : *Afin de comparer les résultats précédent, on utilise les teneurs en eau mesurées par la balance comme teneur en eau réelle de l'échantillon, plutôt que par le DVS. En effet, la microbalance du DVS est conçue pour être extrêmement précise pour la mesure des variations de masse, pas nécessairement pour les mesures absolues de masse.*

III.4 Résultats et comparaisons

III.4.1 Chemins de drainage-humidification par DVS

III.4.1.1 Evolution de masse

La Figure III - 26 présente les résultats d'évolution de masse de l'échantillon pendant les essais, pour les échantillons compactés à w_{opt} avec l'énergie de compactage de 15 coups par couche.

La Figure III - 27 et la Figure III - 28 présentent les résultats pour les échantillons compactés aux différentes teneurs en eau avec l'énergie de compactage de 25 coups par couche.

Sur toutes ces figures, on constate que

- la variation de masse se stabilise après quelques heures (moins de 6 heures) pour une masse totale d'échantillon relativement faible (inférieure à 0.1 g) ;

- il y a un très bon accord entre les humidités relatives imposées et mesurées quand l'humidité relative est inférieure à 90% ;

- l'humidité réelle est toujours plus faible (d'environ 1.5%) que l'humidité relative imposée, si on impose une humidité relative élevée, par exemple, 95% qui correspond à une succion de 7MPa ; ceci montre que, réellement, le système a des difficultés pour fournir une humidité relative très élevée : la succion minimale que le système peut fournir est d'environ 7 MPa ; considérant que nos échantillons compactés ont des succions plus faibles (environ 2 MPa au maximum), tous ces échantillons vont suivre d'abord le chemin de drainage.

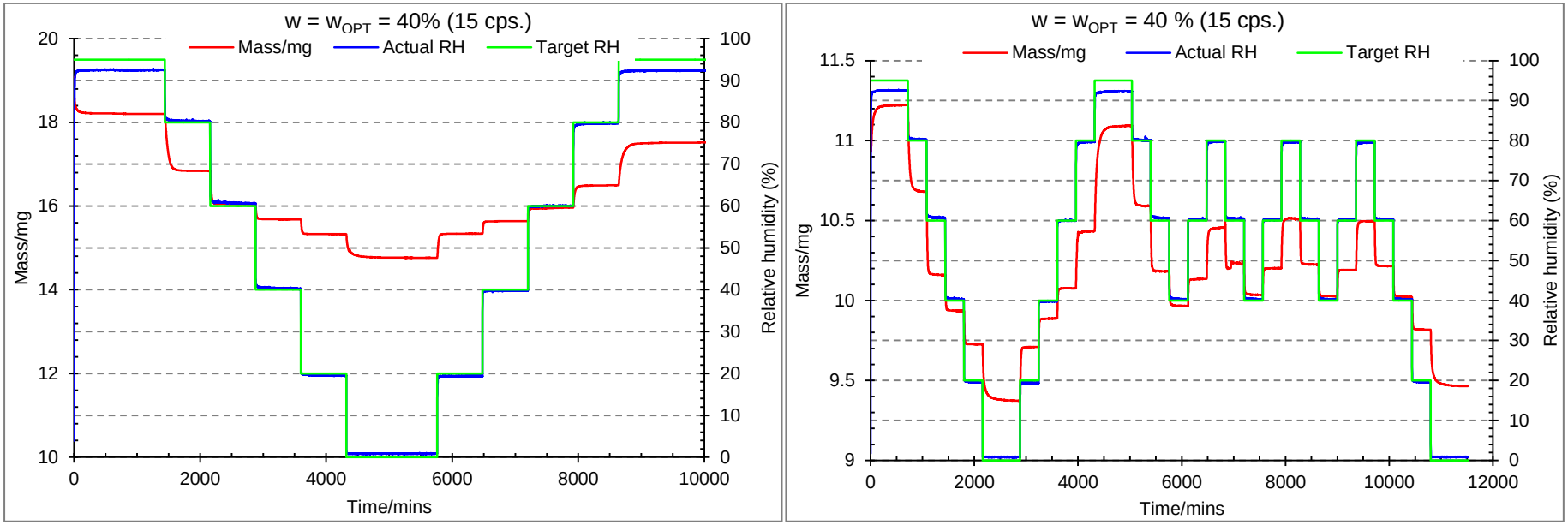


Figure III - 26 : Evolution de masse mesurée par l'appareil DVS pour l'échantillon compacté à la teneur en eau de 40% et l'énergie de 15 coups

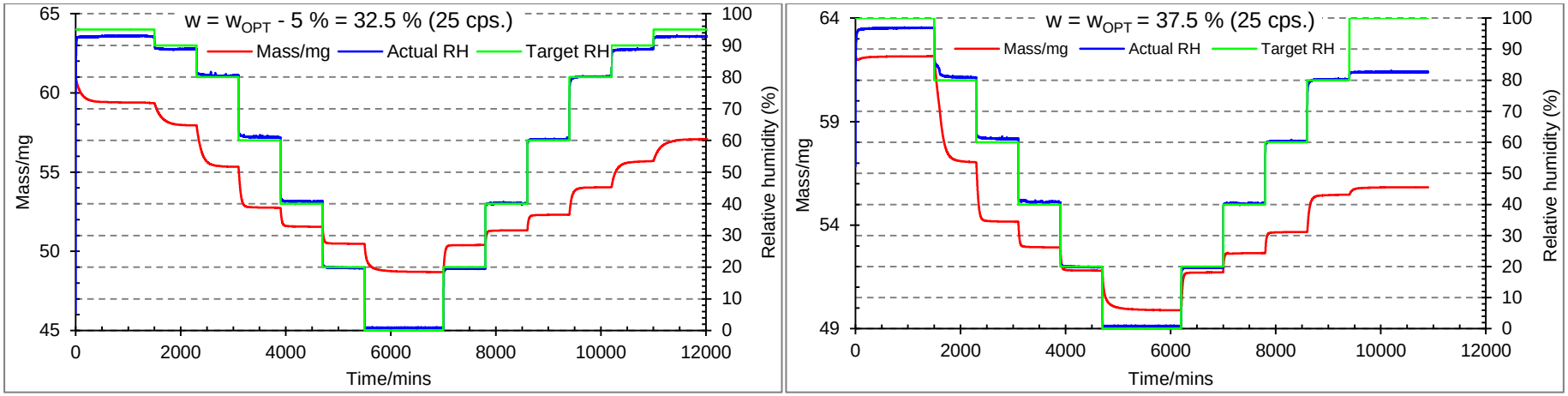


Figure III - 27 : Evolution de masse mesurée par l'appareil DVS pour les échantillons compactés aux teneurs en eau de 32.5% et 37.5% et l'énergie de 25 coups

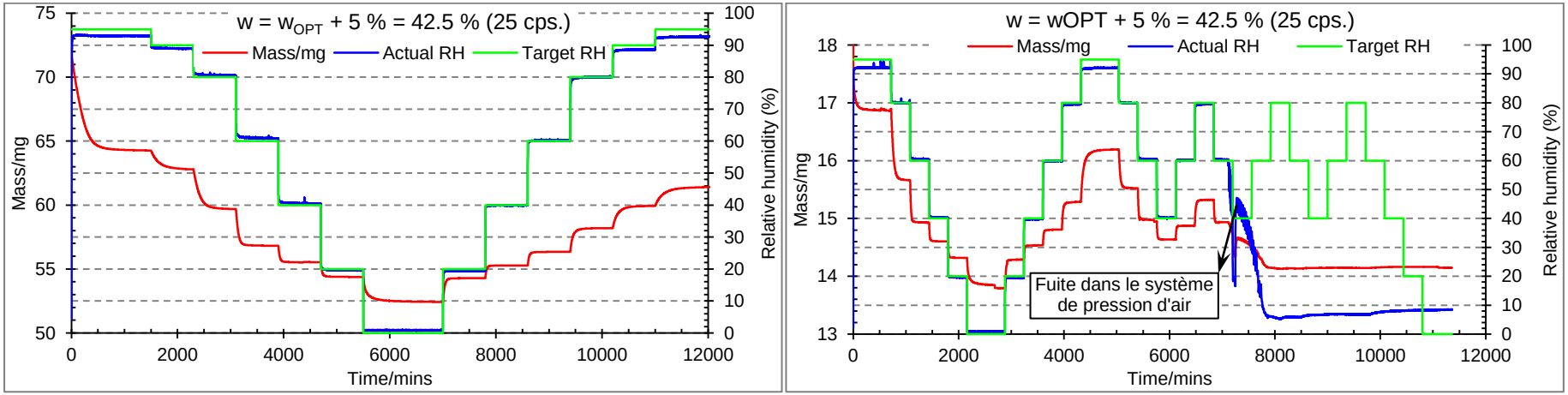


Figure III - 28 : Evolution de masse mesurée par l'appareil DVS pour les échantillons compactés à la teneur en eau de 42.5% et l'énergie de 25 coups

III.4.1.2 Chemins de drainage-humidification

La Figure III - 29 - A présente les chemins de drainage-humidification pour l'échantillon compacté à w_{opt} (38.9%) avec l'énergie de 15 coups par couche ; on observe que :

- pour les succions entre 100 et 1000 MPa, les courbes sont presque réversibles ; il n'existe pas d'hystérésis entre les chemins d'humidification et de drainage ;

- pour les succions entre 10 et 100 MPa, la courbe d'humidification se situe en dessous de celle de drainage ; la forme est similaire que les chemins de drainage-humidification obtenus par les méthodes traditionnelles.

La Figure III - 29 - B présente les chemins de drainage-humidification pour le même échantillon, mais plusieurs cycles d'humidité relative ont été imposés à cet échantillon ; on observe que :

- le 1er cycle d'hystérésis (courbe rouge) est différent du le 2ème cycle (courbe noire) ;

- si on zoome sur la Figure III - 29 - B, on trouve que le cycle d'hystérésis devient de plus en plus petit avec l'augmentation du nombre de cycles de chargement ; ceux-ci sont presque réversibles pour les 3ème et 4ème cycle (Figure III - 29 - D) ;

- il semble que, les chemins de drainage-humidification pour les 2ème, 3ème et 4ème cycles se situent à l'intérieur de ceux créés pendant le premier cycle ; cette observation est similaire à celle de CRONEY (1952), sauf que les résultats de CRONEY ont été obtenus sous des succions beaucoup plus faibles (entre 1 - 2000 kPa) qu'ici (≥ 10 MPa).

La Figure III - 29 - C présente la comparaison pour les deux échantillons compactés, on trouve qu'il y a un bon accord dans le plan (s, w).

La Figure III - 30 présente les chemins de drainage-humidification pour les échantillons compactés à l'énergie de 25 coups par couche :

- le diagramme A présente les chemins de drainage-humidification à w_{OPT} - 5 ;

- le diagramme B présente les chemins de drainage-humidification à w_{OPT} ;

- le diagramme C présente les chemins de drainage-humidification à w_{OPT} + 5 ;

- le diagramme D présente une comparaison pour les échantillons compactés aux différentes teneurs en eau ; les résultats montrent que la teneur en eau (± 5%) n'influence pas beaucoup les chemins de drainage-humidification, surtout les chemins d'humidification, quand les succions imposées sont extrêmement fortes.

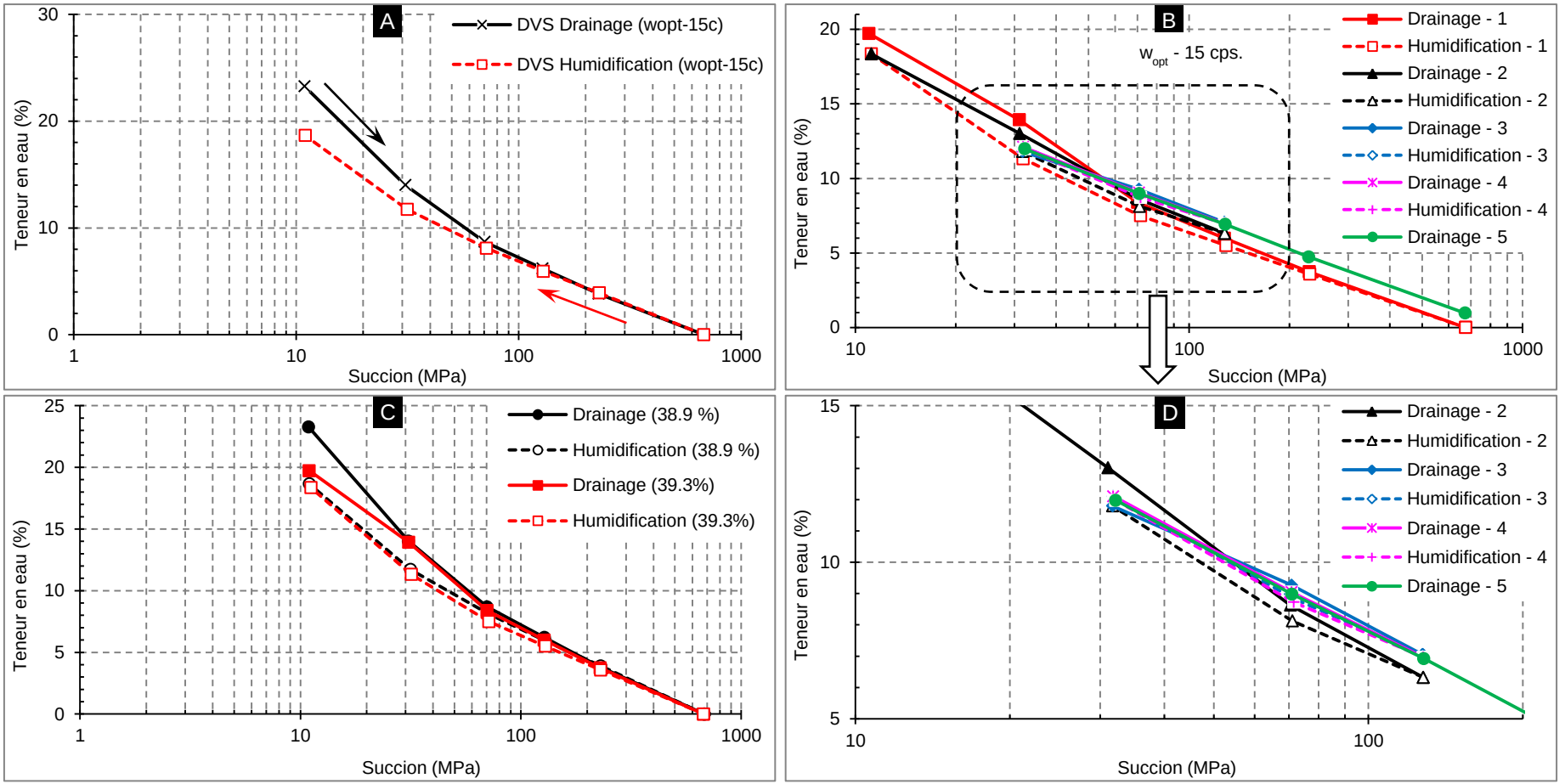


Figure III - 29 : Chemins de drainage-humidification par l'appareil DVS pour les échantillons :

A : Compacté à w_{opt} (38.9%) avec l'énergie de 15 coups par couche
B : Compacté à wopt (39.3%) avec 4 cycles et l'énergie de 15 coups par couche
C : Comparaison de A et B
D : Zoom du diagramme B

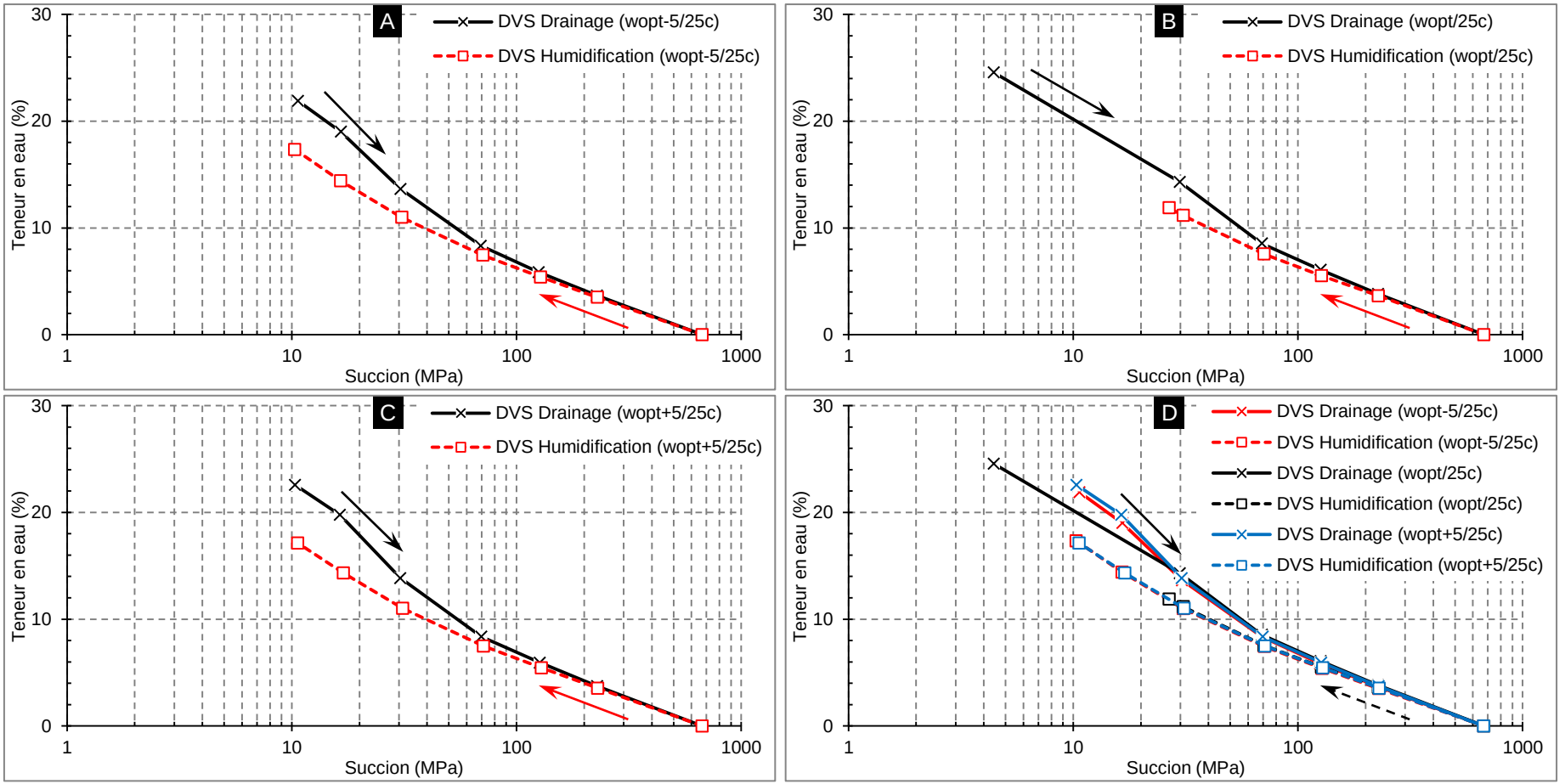


Figure III - 30 : Chemins de drainage-humidification par l'appareil DVS pour les échantillons :

A : Compacté à w_{opt} - 5 (31.9%) avec l'énergie de 25 coups par couche
B : Compacté à w_{opt} (37.9%) avec l'énergie de 25 coups par couche
C : Compacté à w_{opt} + 5 (41.6%) avec l'énergie de 25 coups par couche
D : Comparaison

III.4.2 Chemins de drainage-humidification par les méthodes traditionnelles (plaques tensiométriques, osmose, solutions salines saturées)

III.4.2.1 Matériaux étudiés

Deux matériaux sont étudiés :

- le limon plastique de Camargue ;
- l'argile très plastique.

Les caractéristiques principales des deux matériaux sont indiquées dans le Tableau III - 9.

Tableau III - 9 : Caractéristiques principaux des matériaux étudiés

	Limon plastique de Camargue	Argile très plastique
Granulométrie		
D_{60}	0.053 mm	× (1)
D_{10}	0.002 mm	× (1)
$C_u = D_{60} / D_{10}$	26.5	× (1)
< 80 µm	72%	78% ou 88%
< 2 µm	42%	68% ou 70%
Limites d'Atterberg (%)		
w_L	36	70.5
w_P	24	37
I_P	12	33.5
Densité (g / cm^3)		
ρ_s	2.70	2.83
ρ_{OPN}	1.66 ou 1.72 (w_{OPN} = 17.2%)	1.31 g/cm^3 (w_{OPN} = 37.5%)

(1)***Note :*** *l'argile est si fine qu'il n'est pas possible d'obtenir D60, D10 et Cu sur la courbe granulométrique (cf. Chapitre I)*

Les échantillons ont été préparés :

- sous forme de pâte : pour le chemin de drainage, les échantillons sont préparés à la teneur en eau initiale égale à 1.5 fois la limite de liquidité ; pour le chemin d'humidification, les échantillons sont séchés dans l'étuve après la préparation de la pâte.
- par compactage PROCTOR : les échantillons sont préparés d'abord à la teneur en eau Optimale PROCTOR Normale ; puis, afin de connaître l'influence de la teneur en eau et de l'énergie de compactage sur les chemins de drainage-humidification, des échantillons avec différentes teneurs en eau et différentes énergies de compactage ont été préparés.

III.4.2.2 Synthèse des essais effectués

Les informations des essais que l'on a effectués sont présentées dans le Tableau III - 10 ;

On présente les chemins de drainage-humidification et les comparaisons comme indiqué dans le Tableau III - 11.

Tableau III - 10 : Plan des essais effectués pour les chemins de drainage-humidification

Temps	Méthode	Matériaux Limon de Camargue w_L = 36 ; I_P = 12	Argile plastique w_L = 70.5 ; I_P = 33.5	Note
2011	P.T. M.O. M.S.S.S	L.1 : Pâte à 1.5 w_L L.2 : Pâte puis séché L.3 : Comp. à w_{OPN} L.4 : Comp. puis séché	×	*Test de l'équilibre est fait pour la méthode osmotique*
2012	P.T. M.O. M.S.S.S P.F. (+ Psy.) Por.	×	A.1 : Pâte à 1.2 w_L A.2 : Pâte puis séché A.3 : Comp. à w_{OPN}	*Porosimétrie et papier-filtre seulement pour A.3*
2013	M.O. M.S.S.S P.F. Por.	×	A.4 : Comp. à w_{OPN} - 5 A.5 : Comp. à w_{OPN} + 5	×
	M.S.S.S	×	A.6 : Comp. à différentes w	*w = 20.1, 24.8, 29.6, 30.9, 34.3, 39.4, 40.0, 41.7, 42.6%*
	M.O. M.S.S.S P.F.	×	A.7 : Comp. à différente énergies	*15 coups / couche* w_{OPN} ; w_{OPN} + 5

Avec

P.T.	Plaque Tensiométrique
M.O.	Méthode Osmotique
M.S.S.S	Méthode des Solutions Salines Saturées
P.F.	Papier Filtre
Psy.	Psychromètre
Por.	Porosimétrie

Tableau III - 11 : Synthèse pour les chemins de drainage-humidification

No. de figure	Matériaux préparés	Note
Figure III - 31	L.1 + L.2	**L : Limon** L.1 : Pâte-drainage ; L.2 : Pâte-humidification ; L.3 : Compacté à w_{OPN} ; L.4 : Compacté à w_{OPN} puis séché à l'étuve
Figure III - 32	L.3	
Figure III - 33	L.4	
Figure III - 34	L.1 + L.2 + L.3 + L.4	
Figure III - 35	A.1 + A.2	**A : Argile** A.1 : Pâte-drainage ; A.2 : Pâte-humidification ; A.3 : Compacté à w_{OPN} ; A.4 : Compacté à w_{OPN} - 5% ; A.5 : Compacté à w_{OPN} + 5% ; A.6 : Compacté w différentes ; A.7 : Compacté à 15 cps.
Figure III - 36	A.3	
Figure III - 37	A.1 + A.2 + A.3	
Figure III - 38	A.3 + A.4 + A.5	
Figure III - 39	A.6	
Figure III - 40	A.7	
Figure III - 41	A.3 + A.4 + A.5 + A.7	
Figure III - 42	A.1 + A.2 + A.3 + A.4 + A.5 + A.7	
Figure III - 43	M.S.S.S + DVS	**Comparaisons** méthode : DVS, Papier-filtre, Porosimétrie
Figure III - 44	A.3 + P.F. + DVS	
Figure III - 45	A.7 + P.F. + DVS	

III.4.2.3 Chemins de drainage-humidification pour le Limon de Camargue

La Figure III - 31 présente les chemins de drainage-humidification pour le limon de Camargue sous forme de pâte (L.1) et pâte séchée (L.2), on observe que :

- la réversibilité des chemins de drainage-humidification dans les plans de (w, e) et (w, S_r) et, en même temps, l'hystérésis apparente dans les plans (s, e), (s, S_r), et (s, w) ;

- la validité da la corrélation de w_L dans les plans (s - e) et (s - w), et de la courbe oedométrique dans le plan (s - e) ;

- les caractéristiques, w_{SL}, s_{SL}, $s_{désat}$ et s_{resat} sont déterminés sur la figure, et les valeurs sont respectivement 19%, 800 kPa, 1200 kPa et 200 kPa.

- La validité de la corrélation de (e_L - e_{SL}) en fonction de w_L (Y = 0.024•x - 0.40) : la variation de l'indice des vides obtenue lors de l'expérimentation est un peu plus faible que celle obtenue par la corrélation de FLEUREAU (2011) (Tableau III - 12) ; c'est normal car il y a toujours des erreurs et incertitudes pour la détermination de (e_L - e_{SL}) sur la figure.

Tableau III - 12 : Corrélation avec w_L pour le limon de Camargue

w_L	Chemins des drainage-humidification			Corrélation
	e_L	e_{SL}	e_L - e_{SL}	
36	0.98	0.61	0.37	0.464

La Figure III - 32 présente les chemins de drainage-humidification pour l'échantillon compacté à w_{OPN} (L.3), on observe que :

- le chemin d'humidification est linéaire, de même que les premiers points du chemin de drainage dans les plans (s, e) et (s, w) ;

- la différence entre les pentes des chemins d'humidification, C_{ms}, et de drainage C_m ($C_{ms} > C_m$) ;

- la validité de la corrélation de FLEUREAU et al. (2002) pour le chemin d'humidification ; mais pour le chemin de drainage, la corrélation ne marche pas.

La Figure III - 33 présente les chemins de drainage-humidification pour l'échantillon compacté à w_{OPN} puis séché (L.4), on observe la similarité du chemin d'humidification avec celui de la pâte séchée dans tous les plans.

La Figure III - 34 présente une synthèse des résultats sur les chemins de drainage-humidification ; on observe :

- la différence de l'indice des vides final dans le chemin de drainage pour la pâte et le sol compacté, le chemin de la pâte se situe au dessus de celui du sol compacté dans les plans (w, e) et (s, e) ;

- la superposition des chemins d'humidification de la pâte et du sol compacté, du sol compacté et du sol compacté puis séché dans tous les plans, de la pâte et du sol compacté puis séché dans les plans (w, S_r), (s, S_r) et (s, w).

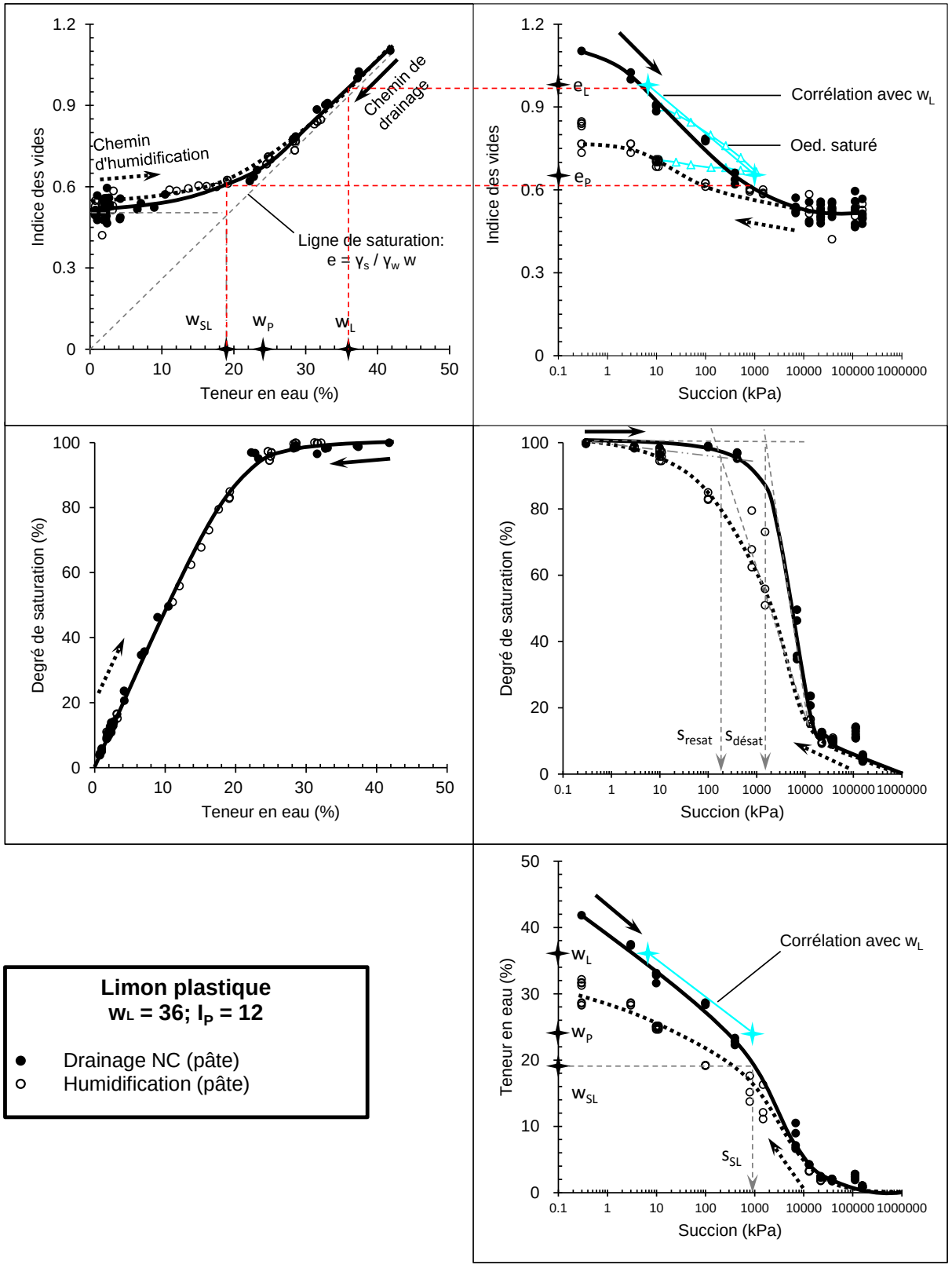


Figure III - 31 : Chemins de drainage-humidification du limon de Camargue sous forme de pâte (L.1 + L.2)

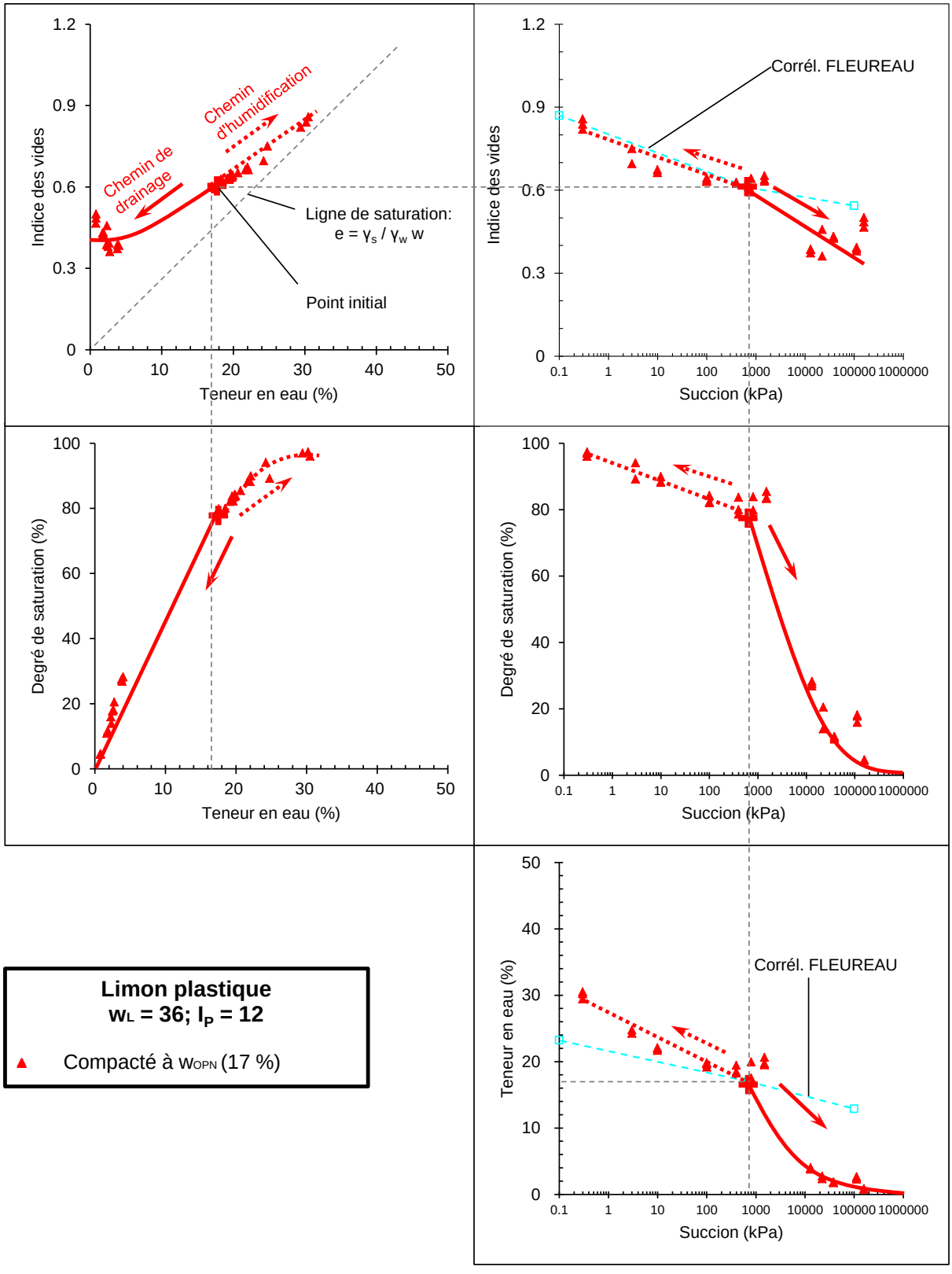


Figure III - 32 : Chemins de drainage-humidification du limon de Camargue compacté à w_{OPN} (L.3)

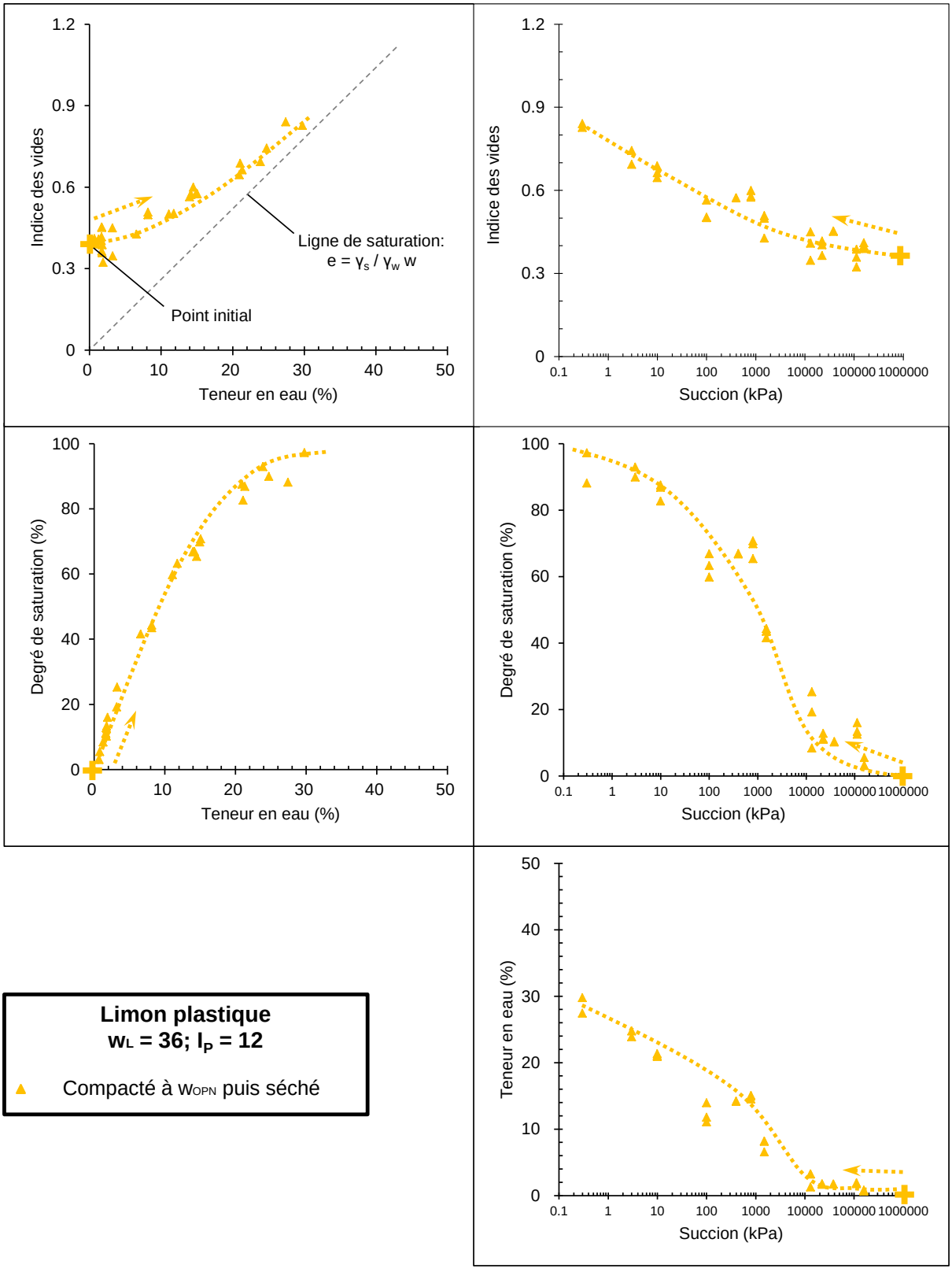


Figure III - 33 : Chemin d'humidification du limon de Camargue compacté à l'optimum puis séché (L.4)

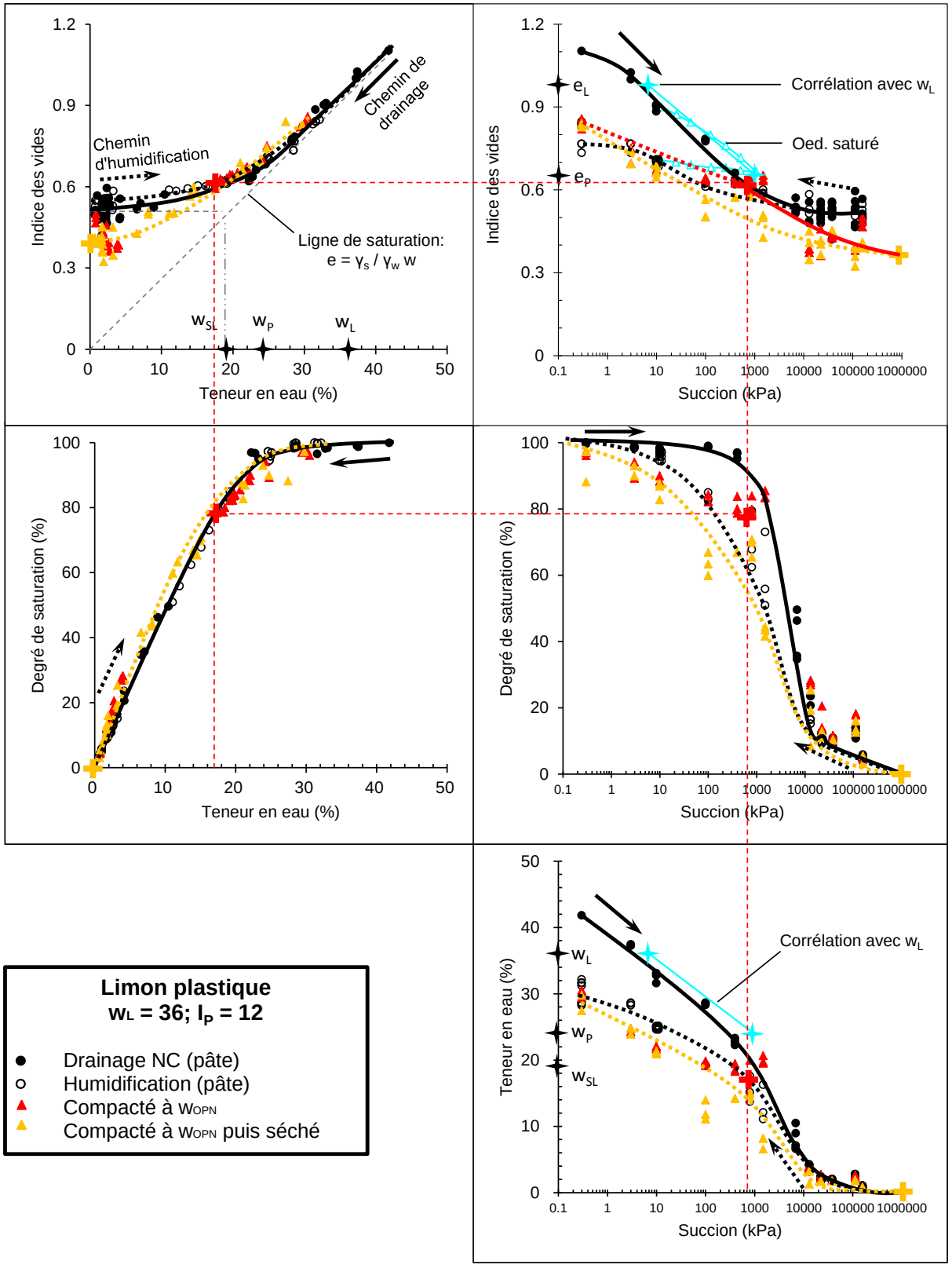


Figure III - 34 : Chemins de drainage-humidification du limon de Camargue (L.1 + L.2 + L.3 + L.4)

III.4.2.4 Chemins de drainage-humidification pour l'argile plastique

Les Figure III - 35 à Figure III - 42 présentent les chemins de drainage-humidification pour l'argile plastique avec différents états initiaux.

- Pour la pâte et la pâte séchée (A.1 + A.2), sur la Figure III - 35 ; on trouve que :
  - les chemins sont réversibles dans le plan (w, e), et irréversibles dans tous les autres plans ;
  - du fait de la grande plasticité de cette argile, les pentes de la corrélation avec w_L et de la courbe oedomètrique sont plus grandes que celles des chemins de drainage-humidification mesurés dans les plans (s, e) et (s, w) ;
  - w_{SL}, s_{SL}, $s_{désat}$ et s_{resat} sont déterminés sur la figure ; les valeurs sont respevtivement de 23%, 12 000 kPa, 5 000 kPa et 1 700 kPa.
  - Corrélation de (e_L - e_{SL}) en fonction de w_L (Y = 0.024•x - 0.40) : comme dans le cas du limon de Camargue, la variation de l'indice des vides obtenue expérimentalement est un peu plus faible que celle obtenue par la corrélation (Tableau III - 13).

Tableau III - 13 : Corrélation avec w_L pour l'argile plastique

w_L	Chemins des drainage-humidification			Corrélation
	e_L	e_{SL}	e_L - e_{SL}	
70.5	1.98	0.80	1.18	1.292

- Pour le sol compacté (A.3) sur la Figure III - 36, on constate que :
  - le chemin d'humidification et le début de chemin de drainage sont linéaires dans les plans (s, e) et (s, w) ;
  - $C_{ms} > C_m$;
  - la corrélation de FLEUREAU et al. (2002) est encore valable, mais donne une valeur un peu faible, pour le chemin d'humidification ;
  - il y a une grande différence si l'on compare les chemins de drainage-humidification avec la courbe oedométrique du sol compacté, cette dernière se situant au dessous des chemins de drainage-humidification.
- La synthèse (A.1 + A.2 + A.3) est présentée sur la Figure III - 37 :
  - Contrairement à ce qui était observé dans le cas du limon plastique, dans les plans (w, e) et (s, e), les chemins de drainage se terminent presque au même indice des vides pour la pâte et le sol compacté ; cette différence est probablement due à la nature du sol : la plasticité étant plus grande, les chemins de drainage se rapprochent plus pour le pâte et le sol compacté ;
  - on constate une superposition des chemins d'humidification, surtout dans les plans (s, e) et (s, w) pour les échantillons séchés à l'étuve et compactés à w_{OPN}.
- Pour le sol compacté à w_{OPN} - 5, w_{OPN} , w_{OPN} + 5 (A.3 + A.4 + A.5), sur la Figure III - 38, on voit que :
  - l'influence de la teneur en eau n'est pas évidente dans les plans (w, e) et (w, S_r) ;

- il existe une différence remarquable dans le plan (s, S_r) entre les échantillons compactés aux différentes teneurs en eau ; le degré de saturation augmente avec la teneur en eau de compactage quand la succion est entre 100 et 100 000 kPa.

- Toutes ces observations sont plus ou moins similaires à celles de FLEUREAU et al. (2002) pour le matériau de LaVerne (w_L = 35%, I_P = 17) compacté à w_{OPT} - 3, w_{OPT} et w_{OPT} +3 sur la Figure III - 12.

- Pour les échantillons compactés aux teneurs en eau de 20% à 42.5% sur la Figure III - 39, on trouve :

  - une différence assez apparente (d'environ 3%) des courbes dans le plan (s, w), qui montre bien l'influence de la teneur en eau sur le chemin de drainage.

- Pour le sol compacté à l'énergie de 15 coups par couche sur la Figure III - 40, on constate que :

  - l'influence de la teneur en eau (± 5%), par exemple dans les plans (s, e), (s, w) est négligeable, comme dans le cas des échantillons compactés à 25 coups par couche.

- La synthèse (A.3 + A.4 + A.5 + A.7) est présentée sur la Figure III - 41 :

  - l'énergie de compactage (comparaison de 15 cps. et 25 cps.) ou la densité initiale ne change pas de façon évidente les chemins de drainage-humidification dans tous les plans (w, e), (s, e), (w, S_r), (s, e), (s, w) ; il semble que l'influence de l'énergie de compactage sur les chemins de drainage-humidification soit négligeable pour les sols très plastiques.

- La synthèse (A.1 + A.2 + A.3 + A.4 + A.5 + A.7) est montrée sur la Figure III - 42, on observe que :

  - les influences de la teneur en eau (± 5%) et de l'énergie de compactage (15 cps. et 25 cps.) ne sont pas évidentes pour les chemins de drainage-humidification ;

  - il y a toujours une superposition des chemins d'humidification entre la pâte et le sol compacté dans tous les plans.

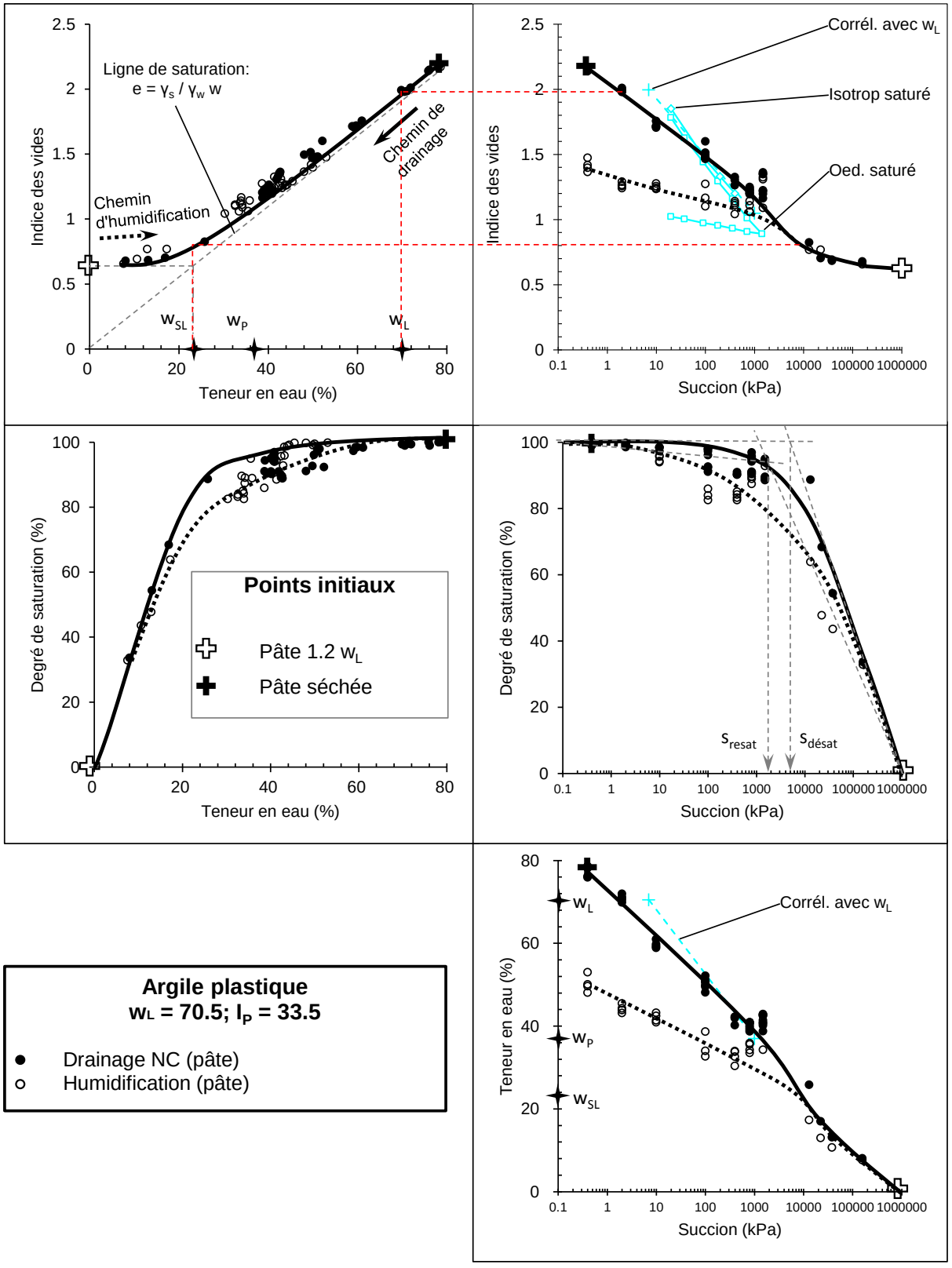


Figure III - 35 : Chemins de drainage-humidification de l'argile plastique sous forme de pâte (A.1 + A.2)

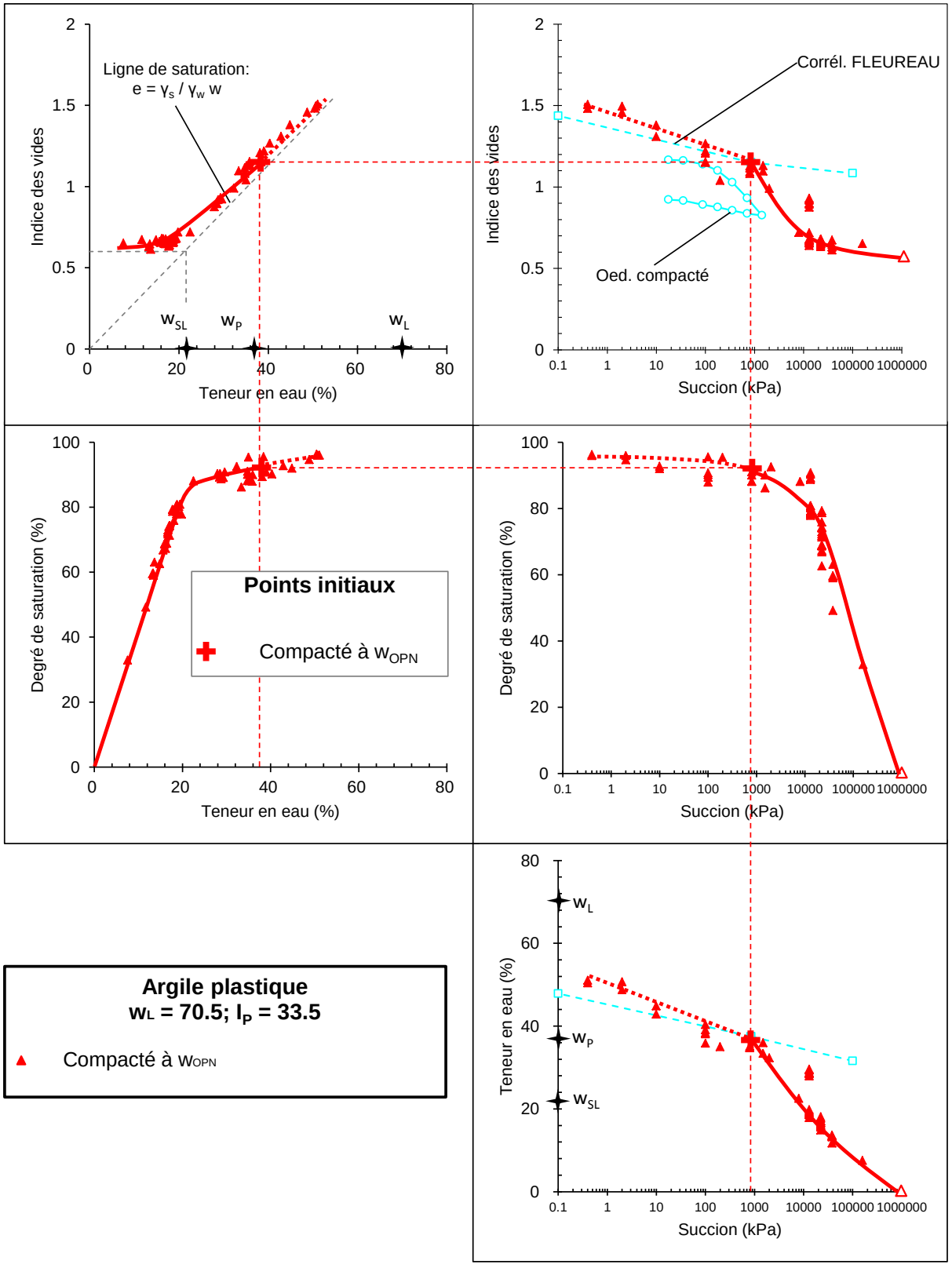


Figure III - 36 : Chemins de drainage-humidification de l'argile plastique compactée à w_{OPN} (A.3)

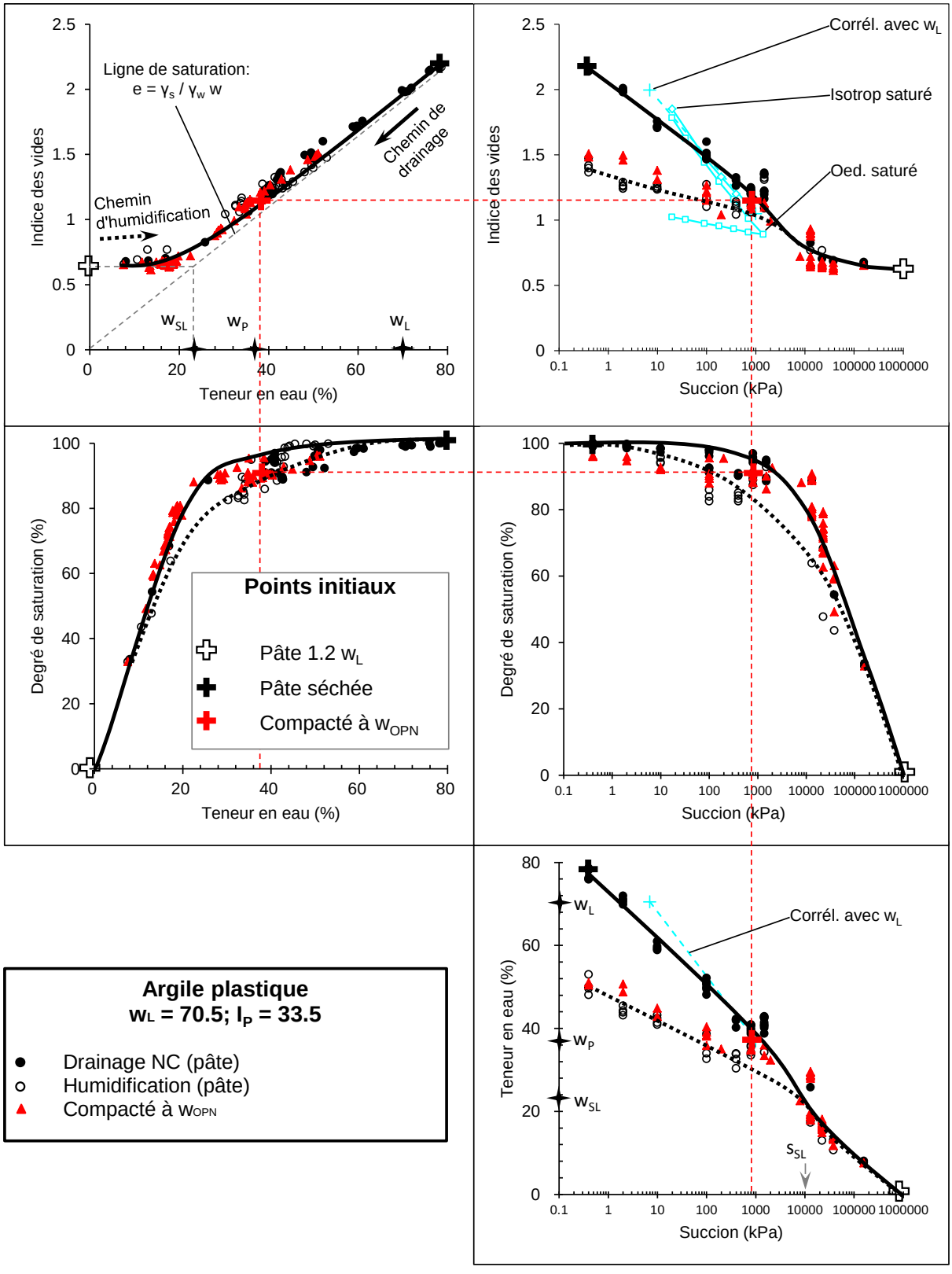


Figure III - 37 : Chemins de drainage-humidification de l'argile plastique (A.1 + A.2 + A.3)

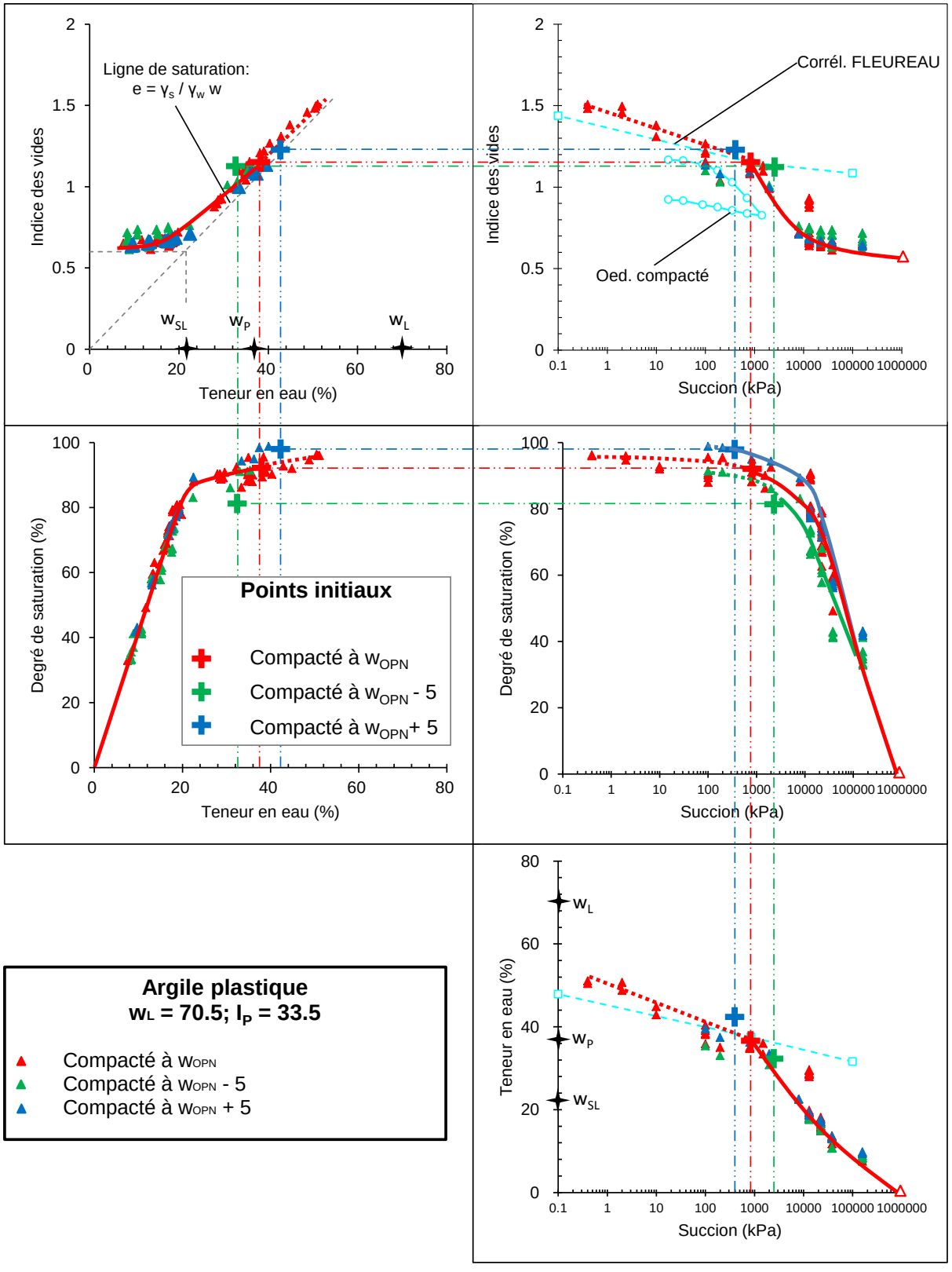


Figure III - 38 : Chemins de drainage-humidification de l'argile plastique compactée à w_{OPN}, w_{OPN} - 5, et w_{OPN} + 5 (A.3 + A.4 + A.5)

Tableau III - 14 : Traitement de teneur en eau

Teneur en eau imposée (%)	20	25	30	35	40	42.5
Teneur en eau mesurée (%)	20.1	24.8	29.6 30.9	34.3	39.4 40.0	41.7 42.6

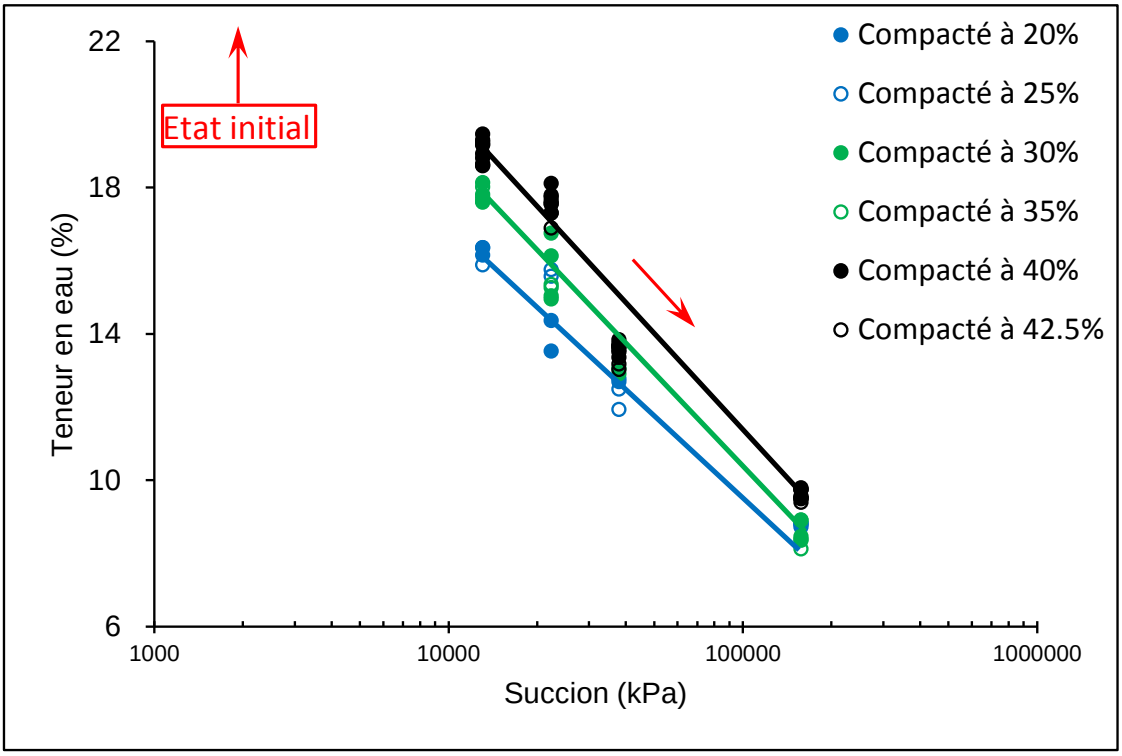


Figure III - 39 : Chemins de drainage-humidification de l'argile plastique à différentes teneurs en eau initiales (A.6)

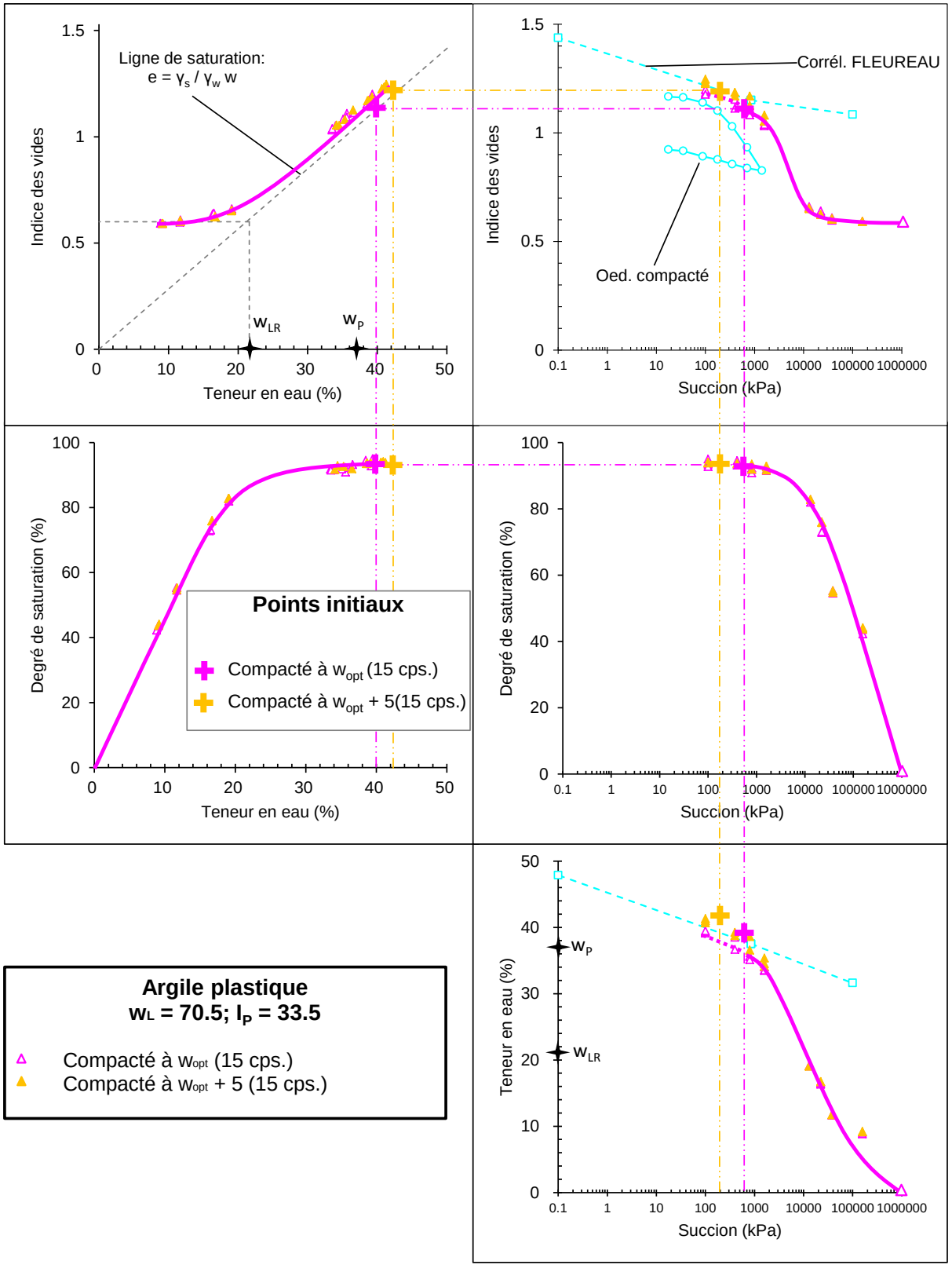


Figure III - 40 : Chemins de drainage-humidification de l'argile plastique compactée à wOPN et wOPN + 5 avec 15 coups/couche (A.7)

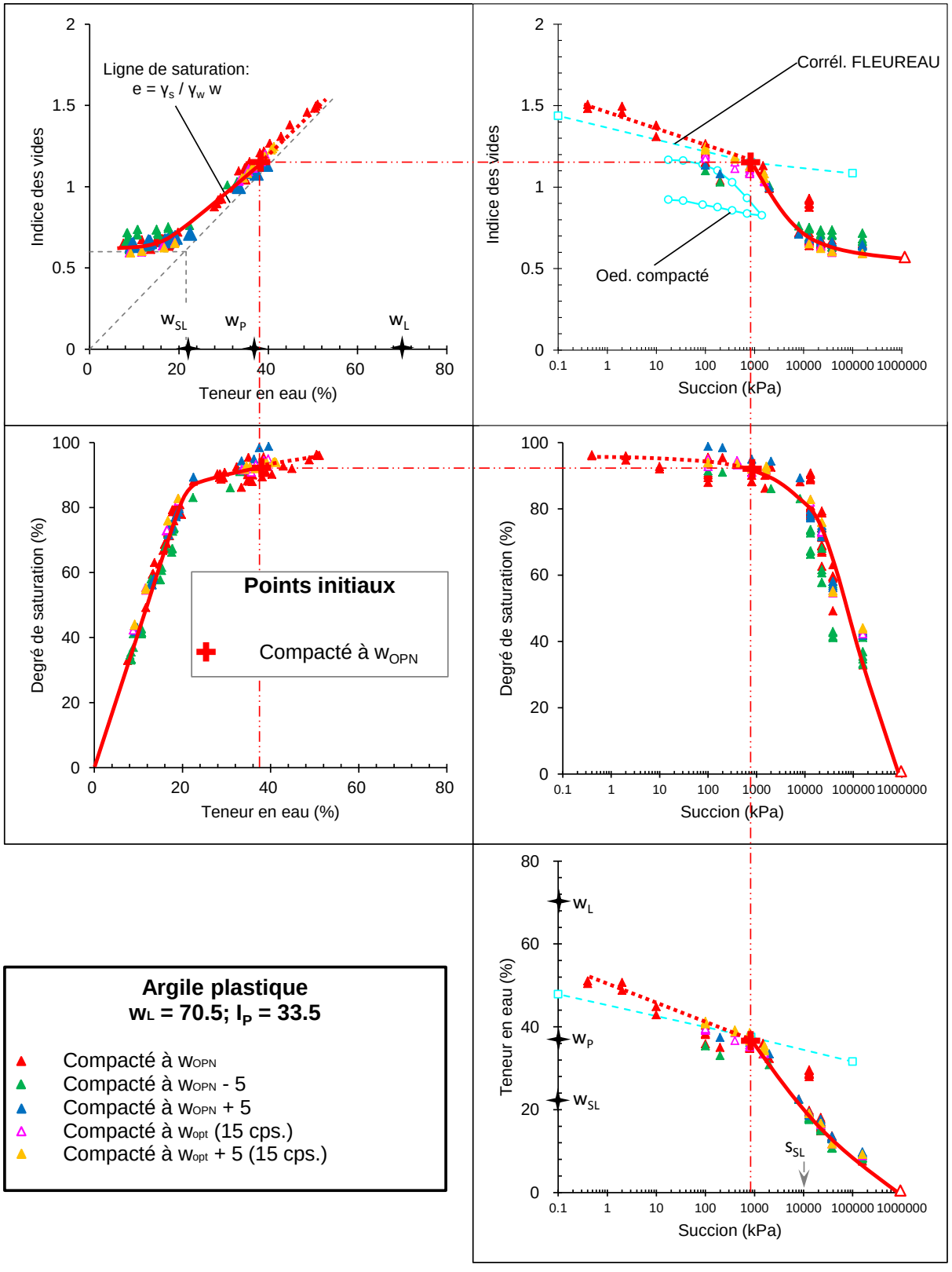


Figure III - 41 : Chemins de drainage-humidification de l'argile plastique compactée (A.3 + A.4 + A.5 + A.7)

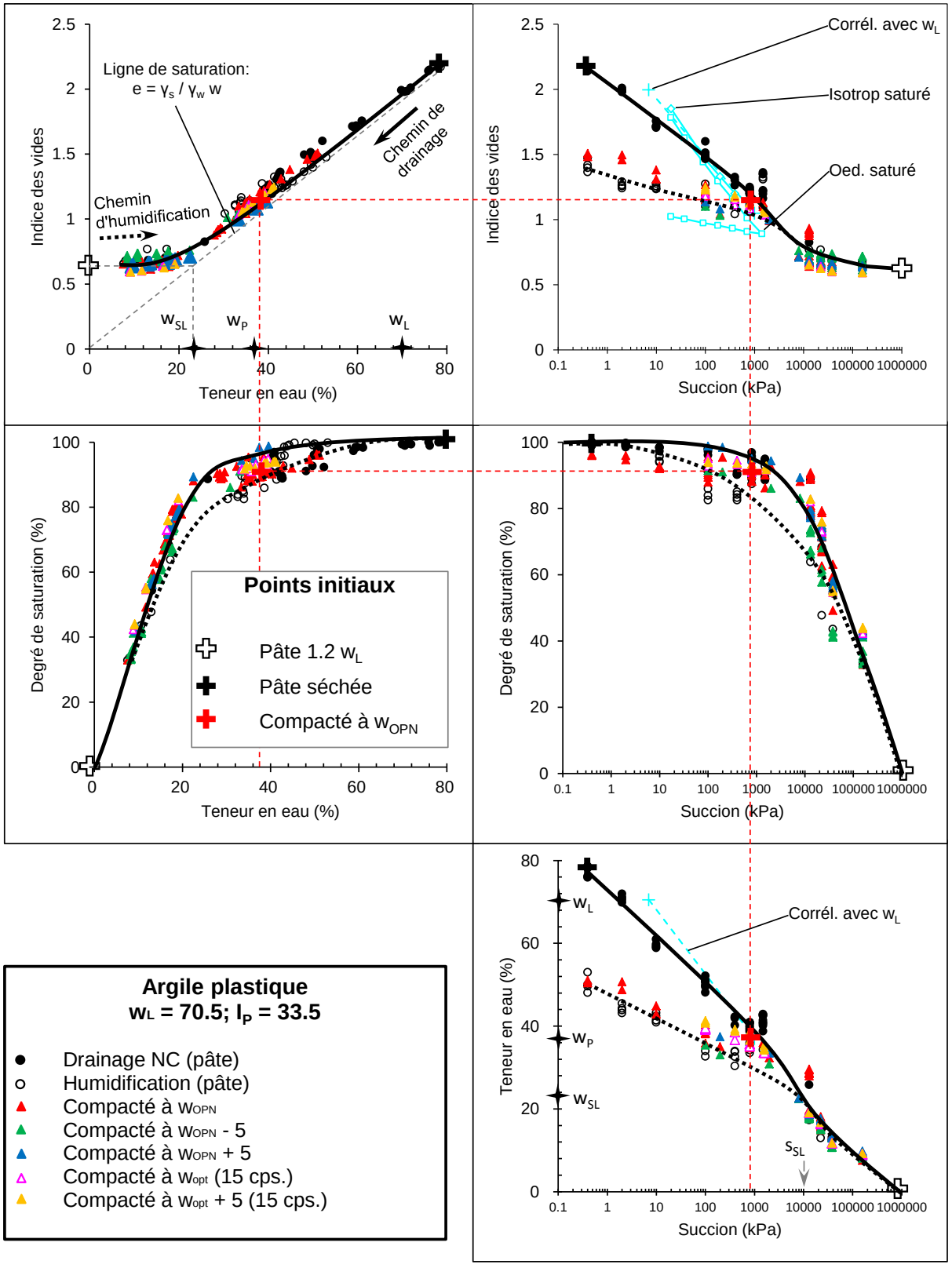


Figure III - 42 : Chemins de drainage-humidification de l'argile plastique (A.1 + A.2 + A.3 + A.4 + A.5 + A.7)

III.4.3 Comparaions des résultats sur les chemins de drainage-humidification

III.4.3.1 Comparaisons entre le DVS et la méthode des solutions salines saturées (M.S.S.S)

Après les essais, on fait la première comparaison entre le DVS et la M.S.S.S :

- La Figure III - 43 - A présente la comparaison des chemins de drainage par DVS et par la méthode des solutions salines saturées (M.S.S.S) pour l'échantillon compacté à la teneur en eau optimale (w_{OPT} = 40%) et 15 coups par couche ; pour les deux méthodes, on trouve qu'il y a une différence assez grande dans les teneurs en eau à la fois pour les succions inférieures à 10 MPa et pour celles supérieures à 100 MPa, mais les deux mesures s'accordent bien pour les succions entre 10 et 100 MPa.

- La Figure III - 43 C présente la comparaison pour les échantillons compactés à différentes teneurs en eau et 25 coups par couche ; les conclusions sont les mêmes que pour la figure A.

Pour les résultats de la première comparaison, il est possible que les valeurs des succions des solutions salines saturées ne soient pas toutes correctes, surtout pour celles de Na_2SO_3•$7H_2O$ et $CaCl_2$ parce qu'il existe une grande dispersion pour la mesure de succion de la solution saline saturée selon différentes chercheurs, comme on l'a déjà mentionné dans le paragraphe III.3.3.

Au début de cette thèse, on a choisi la valeur de succion dont : 1) la valeur est la plus proche de la valeur moyenne ; 2) la valeur qui est presque la même pour au moins deux chercheurs.

En fait, pour la valeur de succion de la solution de Na_2•$7H_2O$, si on remplace 7.9 MPa, qui a été premièrement utilisée, par 13.1 MPa (donnée par DELAGE), on trouve que les deux méthodes s'accordent bien (Figure III - 43 B et D).

Mais, pour la succion la plus forte, il y a encore une différence (les courbes de DVS se situent au-dessous de celles des solutions salines saturées), ce que l'on ne peut pas expliquer précisément car les deux méthodes contrôlent la succion selon le même principe (contrôle l'humidité relative de l'ambiance). Mais on remarque que :

- la méthode d'imposition de l'humidité relative est totalement différente ;

- il est possible que, la succion de $CaCl_2$ (environt 158 MPa) ne soit pas correcte (plus grande que le succion réelle).

Note : *pour cette raison, on a corrigé la succion de la solution de Na_2SO_3•$7H_2O$ dans toutes les figures de drainage-humidification.*

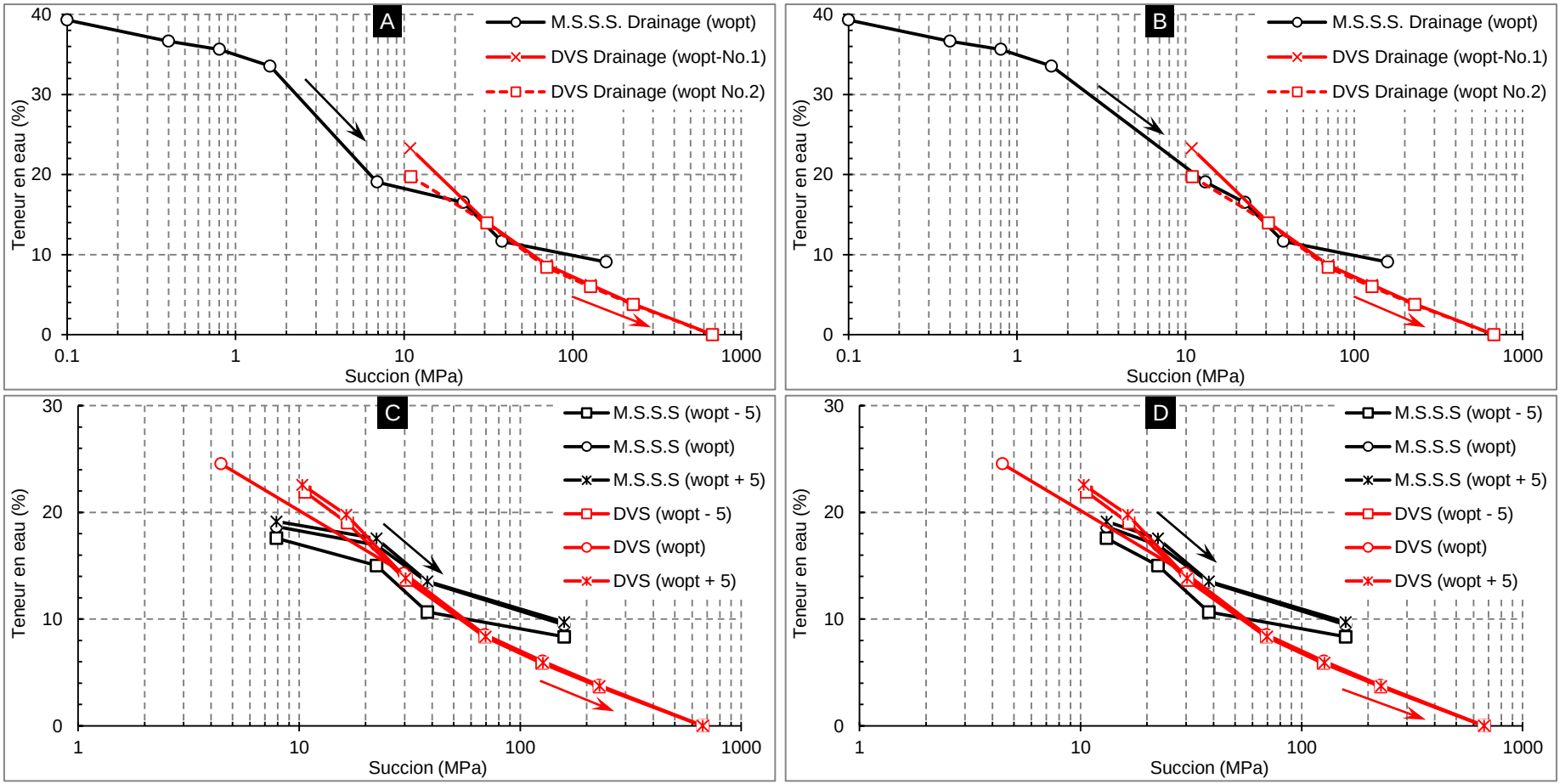


Figure III - 43 : Comparaison des chemins de drainage par DVS et par la méthode des solutions salines saturées (M.S.S.S)

A, B : pour les échantillons compactés à 15 coups par couche
C, D : pour les échantillons compactés à 25 coups par couche

III.4.3.2 Comparaisons entre les méthodes conventionnelles (plaques tensiométriques, osmose, et solutions salines saturées) et la méthode du Papier Filtre

Pour la comparaison des chemins de drainage-humidification par les méthodes conventionnelles et le papier filtre, les résultats sont montrés sur la Figure III - 44 (25 cps.) et la Figure III - 45 (15 cps.). On trouve que :

- Dans les plans (w, e), (s, e), il semble qu'il y ait un bon accord pour le chemin d'humidification, surtout pour les échantillons compactés à l'énergie de 25 coups par couche ; mais,
  - on ne pense pas que cet accord existe toujours pour différents types de sol et énergies de compactage parce que :

    1) l'énergie de compactage n'influence pas énormément les chemins de drainage-humidification pour les méthodes conventionnelles ;

    2) mais l'énergie de compactage influence la courbe de compactage (w, ρ_d) et l'indice des vides (e) est lié directement à la densité sèche (ρ_d) par la formule :

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1$$

  - Il pourrait exister une énergie de compactage, où les deux courbes (méthodes conventionnelles, et Papier Filtre) s'intègrent à la même courbe ;
  - Pour le chemin de drainage, il y a une différence assez grande ; les courbes de l'indice des vides par Papier Filtre se situent au dessus de celles des méthodes conventionnelles ; cette différence d'indice des vides indique que l'effet du chargement mécanique (compactage PROCTOR) sur la variation de l'indice des vides (ou volume) est différent de celui de la succion ; on peut expliquer cette différence par la formule :

$$e = \frac{v_v}{v_s} = \frac{v_a}{v_s} + \rho_s w$$

    1) pour la même teneur en eau $w_{con} = w_{P.F.}$, on trouve que l'indice des vides, $e_{con} < e_{P.F.}$ sur la figure ;

    2) c'est-à-dire que les méthodes conventionnelles diminuent le volume d'air de l'échantillon pendant le drainage, mais que la charge mécanique ne diminue pas ou juste très peu le volume d'air.

  - Pour ces raisons, on ne peut généralement pas comparer directement les résultats de ces deux méthodes dans les plans (w, e) et (s, e), vu qu'il semble y avoir un bon accord.
- Dans les plans (w, S_r) et (s, S_r), les observations sont presque les mêmes que dans les plans (w, e) et (s, e) :
  - Il y a un bon accord pour le chemin d'humidification, mais une grande différence pour le chemin de drainage ;
  - On peut expliquer ces observations par la formule :

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} = \frac{1}{1 + \frac{V_a}{V_w}}$$

1) pour le chemin d'humidification, l'échantillon est presque saturé, $V_a << V_w$, il y a un accord pour les deux méthodes ;

2) pour le chemin de drainage, comme expliqué précédemment, les méthodes traditionnelles ont l'effet de diminuer le volume d'air, les courbes se situent au dessus de celles du Papier Filtre pour la même teneur en eau ou succion.

- Dans les plans (s, w), il y a un bon accord pour le chemin de drainage et le chemin d'humidification, pour les échantillons compactés à 25 cps. et 15 cps. ; ceci montre l'importance de la teneur en eau pour l'estimation de la succion.

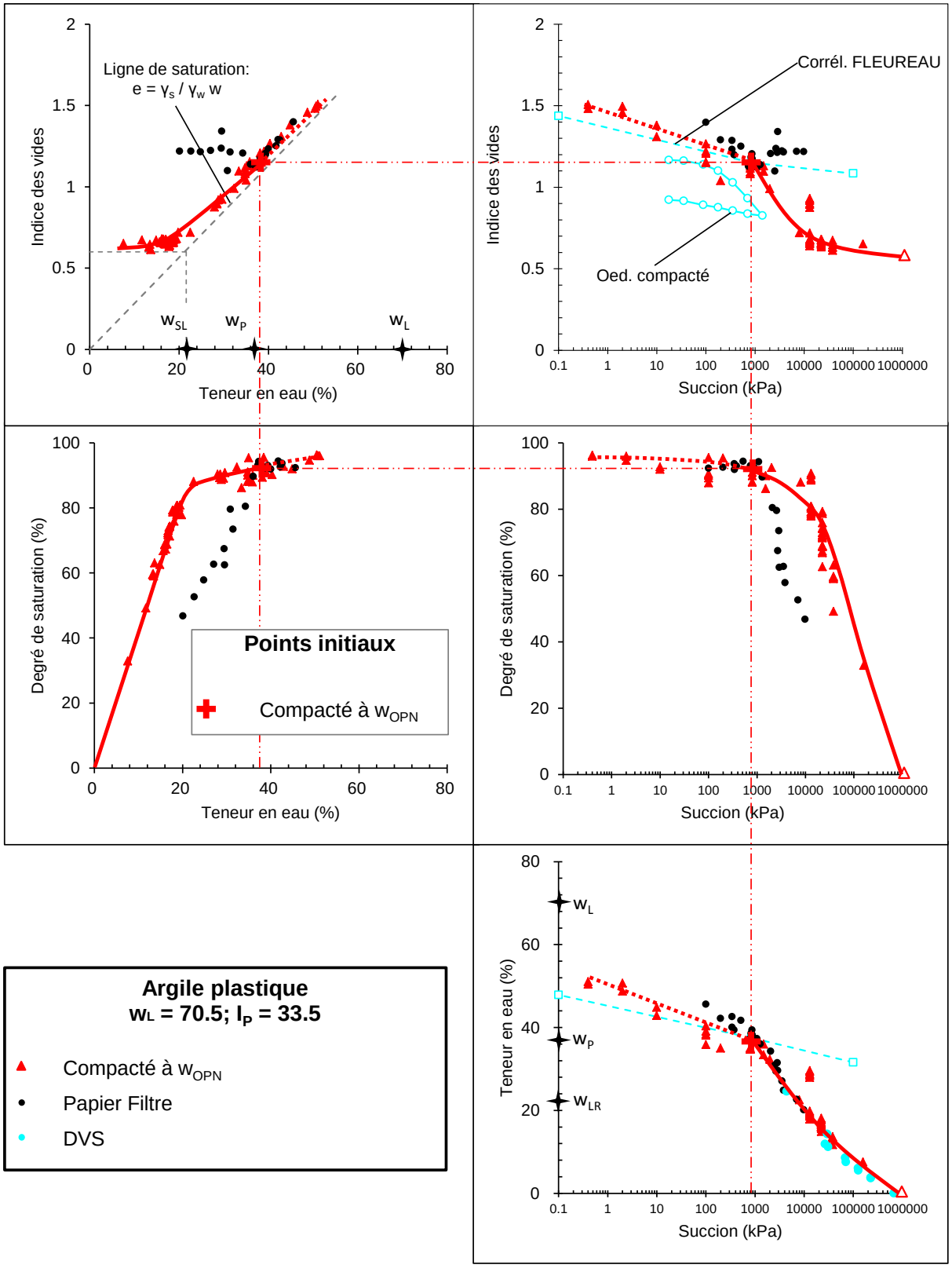


Figure III - 44 : Chemins de drainage-humidification de l'argile plastique compactée avec les méthodes conventionnelles et le papier-filtre (A.3 + P.F. + DVS)

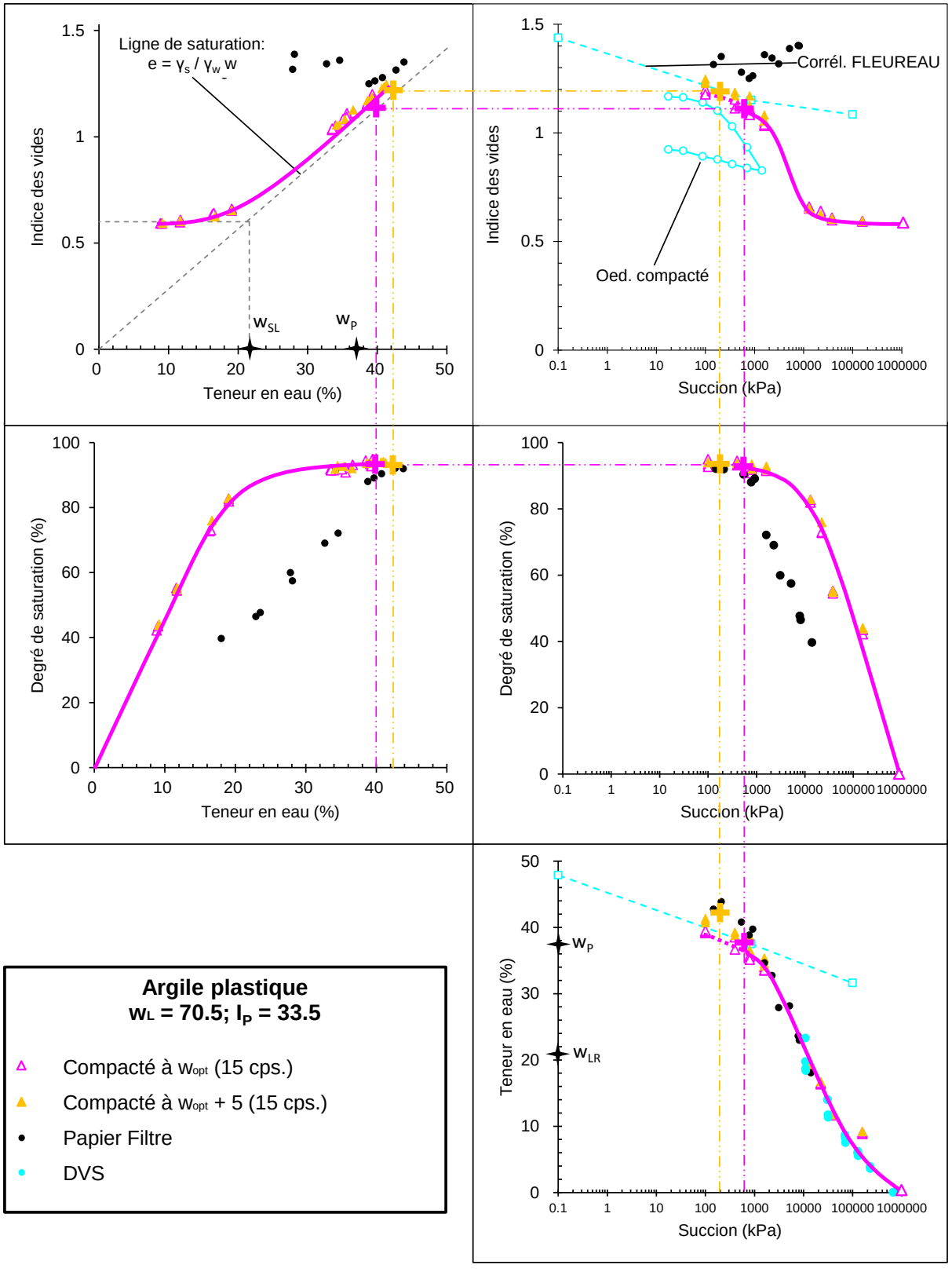


Figure III - 45 : Chemins de drainage-humidification de l'argile plastique compactée avec les méthodes conventionnelles et le papier-filtre (A.7 + P.F. + DVS)

III.4.3.2 Comparaisons entre les méthodes conventionnelles (plaques tensiométriques, osmose, et solutions salines saturées) et la porosimétrie par intrusion de mercure

La Figure III - 46 présente la comparaison entre les méthodes conventionnelles et la porosimétrie par intrusion de mercure, on observe que :

- En général, il y a un bon accord entre la courbe obtenue par l'intrusion de mercure et le chemin d'humidification par les méthodes conventionnelles dans le plan (s, w), si l'on tient compte de la teneur en eau résiduelle d'environ 10% ;

- Comme indiqué par plusieurs chercheurs - ROMERO (1999), CUI (2011) -, l'intrusion de mercure peut être pensée comme un processus de séchage d'échantillon ; normalement, la courbe déterminée par la porosimétrie de mercure devrait être en bon accord avec le chemin de drainage plutôt qu'avec le chemin d'humidification, comme cela apparaît ici ;

  Dans la bibliographie, toutes les comparaisons (ROMERO, 1999 ; CUI, 2011) pour différents types de sols (argile, limon, etc.) ont le même problème : la courbe déterminée par la porosimétrie ne suit pas le chemin d'humidification ; pour étudier plus en détail ce problème, il faut considérer :

  - l'équivalence entre l'intrusion de mercure et le séchage de l'échantillon ;
  - l'équivalence entre la pression d'intrusion de mercure et la succion calculée (ou le diamètre d'entrée de pore) ;
  - l'équivalence entre l'échantillon lyophilisé et l'échantillon sans lyophilisation, etc.

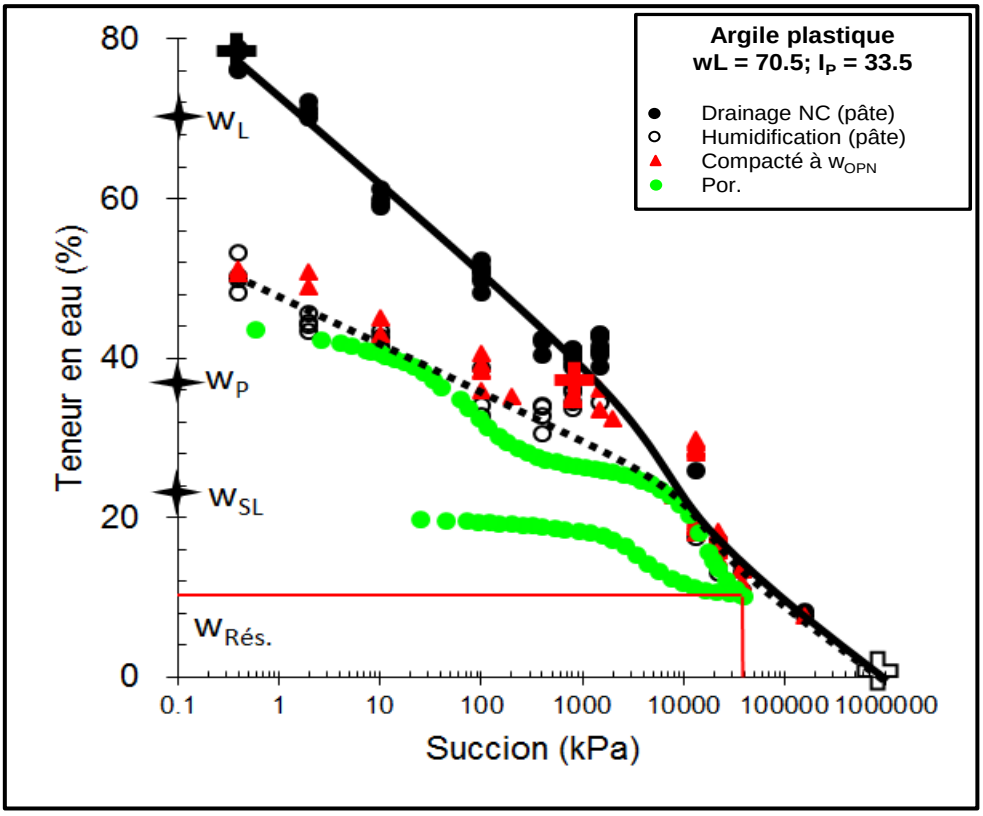


Figure III - 46 : Chemins de drainage-humidification de l'argile plastique déduits des méthodes conventionnelles et du papier-filtre (A.1 + A.2 + A.3 + Por.)

III.5 Conlusion

Le but de ce chapitre était d'étudier le comportement, notamment les variations de volume, de deux matériaux (limon de Camargue et argile plastique) sous le chargement de succion. Quelques aspects intéressants sont :

- **L'influence de la nature du sol :**

  - La nature du sol influence toutes les caractéristiques des chemins de drainage-humidification, par exemple, w_{SL}, s_{SL}, $s_{désat.}$, $s_{resat.}$, etc. ; pour ces deux matériaux, la plasticité plus élevée conduit à des valeurs de s_{SL}, $s_{désat.}$, s_{resat} plus fortes (Tableau III - 15)

Tableau III - 15 : Caractéristiques du limon de Camargue et de l'argile plastique

Matériaux	w_{SL} (%)	s_{SL} (kPa)	$s_{désat.}$ (kPa)	$s_{resat.}$ (kPa)
Limon de Camargue	19	800	1200	200
Argile plastique	23	12 000	5 000	1700

  - La nature du sol a aussi un effet sur la compressibilité du sol sous forme de pâte, dans les plans (w, e) et (s, e) ; sous l'effet de succion, la compressibilité (pente) de l'argile est plus forte que celle du limon ;

  - Elle affecte l'indice des vides de retrait ; pour l'argile, les indice des vides de retrait sont plus ou moins égaux pour la pâte et le sol compacté, mais pour le limon, les chemins des drainage-humidification du sol compacté se situe en dessous de celui de la pâte ;

- **Teneur en eau :**

  - En général, la teneur en eau joue un rôle insignifiant pour l'argile plastique ;

  - Néanmoins, cette influence devient assez apparente quand les teneurs en eau de compactage sont très différentes (par exemple, ± 10%) : le degré de saturation et la teneur en eau dans les plans (s, S_r), (s, w) augmentent avec la teneur en eau de compactage ;

- **Energie de compactage :**

  - Pour l'argile, l'influence de l'énergie de compactage (15 cps. et 25 cps.) est négligeable ;

- **Corrélations avec w_L, courbes oedométrique et isotropique :**

  - Pour le limon, il y a un bon accord pour les corrélations en fonction de w_L (ZERVOYANNIS, 1982 ; FLEUREAU, 2011) : entre le chemin de drainage et le chemin oedométrique pour les échantillons sous formes de pâte ; pour le chemin d'humidification pour les échantillons compactés avec la corrélation de FLEUREAU et al. (2002) ;

  - Pour l'argile, les corrélations avec w_L (ZERVOYANNIS, 1982 ; FLEUREAU, 2011), chemin oedométrique, chemin isotrope ne marchent pas bien pour les échantillons sous forme de pâtes ; les pentes déduites des corrélations sont un peu plus fortes que les valeurs mesurées ; la corrélation de FLEUREAU et al. (2002) est en bon accord avec le chemin d'humidification pour les échantillons compactés mais donne de très mauvais résultats pour le chemin de drainage.

- **Comparaision avec la PIM :**

- Si on tient compte de la teneur en eau résiduelle de 10%, il y a un assez bone accord entre les chemins d'humidification et la PIM ;

- Cependant, il semble que la PIM suive le chemin d'humidification plutôt que le chemin de drainage, ce qui n'est pas en accord avec la théorie.

- **Comparaison avec le P.F. et le DVS :**

  - Il y a un bon accord entre les méthodes conventionnelles, le papier filtre et le DVS dans le plan (w, s) ;

  - Il semble plus ou moins y avoir un accord entre les méthodes conventionnelles et le papier filtre, surtout pour les chemins d'humidification (où S_r > 90%) ; le chemin de compactage est confondu avec une branche du chemin d'humidification.

Chapitre IV Etude des variations de pression interstitielle des sols compactés sur chemins oedométrique et triaxial

IV.1 Introduction

Le but de ce chapitre est d'étudier la variation de pression interstitielle du sol compacté sur chemin triaxial non-drainé. Le chapitre se compose de quatre sous-chapitres :

- **Bibliographie :** on présente premièrement quelques paramètres de pression interstitielle (compressibilité des sols non-saturés, coefficient B), développés depuis les années 1950 ; puis on présente les variations de succion sur chemins isotrope et triaxial ; ensuite, nous montrons une comparaison des résultats entre les techniques de translation d'axes et osmotique ; à la fin de cette partie, nous indiquons les difficultés de contrôle de la succion par ces deux techniques.

- **Etude expérimentale :** on présente d'abord dans ce sous-chapitre les dispositifs expérimentaux que l'on a construits en utilisant les techniques translation d'axes et osmotique pour les essais non-drainés, puis les modifications apportées à ces deux montages et les procédure des essais.

- **Résultats :** les résultats expérimentaux avec la technique de translation d'axes sont présentés sur les échantillons compactés à une teneur en eau d'environ 48% (w = wOPN + 10) et l'énergie de compactage de 25 coups par couche.

IV.2 Bibliographie

La mécanique des sols non-saturés est développée depuis la deuxième moitié du vingtième siècle ; beaucoups de méthodes expérimentales, théories sur les sols non-saturés ont été introduites dans les livres de « Mécanique des sols Non-saturés », par exemple, ceux de FREDLUND et RAHARDJO (1993), COUSSY et FLEUREAU (2002), LU et LIKOS (2004), NG et MENZIES (2007), FREDLUND et al. (2012). Dans ces nombreux ouvrages, l'un des aspects les plus importants et les plus difficiles est celui de la mesure ou du contrôle de la succion, qui rend le comportement des sols non saturés différent de celui des sols saturés. Un autre aspect est celui de la notion de contrainte effective définie par Terzaghi (1925) qui a été fortement controversée.

L'étude des sols non-saturés remonte aux années 1940. HILF (1948) a proposé une théorie, en utilisant la loi de HENRY et la loi de BOYLE, pour calculer la variation de pression interstitielle due à l'augmentation de la contrainte totale. Cette théorie a été appliquée pour évaluer l'évolution de la surpression interstitielle au cours de la construction des barrages en terre dans les années 1950-1960 (HILF, 1948 ; SKEMPTON, 1954 ; BISHOP, 1954 ; BISHOP, 1957 ; SKEMPTON, 1961 ; etc.). Pendant cette période, les coefficients de pression interstitielle B et A ont été définis par SKEMPTON (1954), et développés par BISHOP en 1954 et 1957.

En se basant sur la théorie de translation d'axes, qui a été proposée dans la thèse de HILF (1956), BISHOP et DONALD (1961) ont étudié le comportement de sols (un limon et une argile) non-saturés au cisaillement, avec un nouveau montage triaxial. Puis, la technique translation d'axes a été largement utilisée pour l'étude du comportement des sols non-saturés, par de très nombreux de chercheurs (BISHOP et BLIGHT, 1963 ; GIBBS et COFFEY, 1969 ; FREDLUND et al., 1976 ;

ESCARIO, 1986 et 1988 ; ZERHOUNI, 1991 ; INDARTO, 1991 ; WHEELER et SIVAKUMAR, 1992 et 1995 ; TAIBI, 1994 ; FLEUREAU et al., 1998 ; MARINHO et al., 2013 ; etc.).

La technique osmotique a été appliqué à la géotechnique par ZUR en 1966, elle a été utilisée à la fois dans l'essai oedométrique (KASSIFF et BEN SHALOM, 1972 ; VICOL, 1990 ; DELAGE et al., 1992 ; CUI, 1993 ; TAIBI, 1994 ; etc.), et l'essai triaxial (KOMORNIK et al., 1980 ; DELAGE et al., 1987 ; CUI et DELAGE, 1996 ; NG et al., 2007 ; etc.).

De plus, de nouvelles techniques, comme l'essai triaxial ou oedomètrique à psychromètre (VERBRUGGE, 1972, 1975 et 1978 ; ZERHOUNI, 1991 ; etc.), l'essai triaxial ou oedométrique avec tensiomètre haute capacité (RIDLEY et BURLAND, 1993, et beaucoup d'autre) ont permis l'avancement des recherches sur la mécanique des sols non-saturés.

Dans cette partie, nous avons essayé de faire une bibliographie sur deux techniques bien développées et largement appliquées : 1) la translation d'axes ; 2) l'osmose, en termes de :

- Paramètres de pression interstitielle ;
- Variation de succion sur chemin isotrope ;
- Variation de succion sur chemin triaxial ;
- Comparaison entre les techniques de translation d'axes et osmotique ;
- Difficultés d'utilisation des techniques de translation d'axes et osmotique.

IV.2.1 Paramètre de pression interstitielle

On introduit dans ce paragraphe la théorie de HILF (1948) pour calculer la variation de la pression interstitielle, et le concept de paramètres de pression interstitielle qui a été initialement proposé par SKEMPTON (1954).

IV.2.1.1 Travaux de HILF (1948)

Si un échantillon compacté est mis dans un cylindre étanche, sur lequel une charge statique est imposée par un piston ajusté, ne permettant ni à l'air, ni à l'eau de s'échapper, en utilisant la Loi de Henry et la Loi de Boyle, HILF (1948) a établi la formule :

$$p_a' = \frac{p_a \Delta V}{V_a + h V_w - \Delta V}$$

Avec p_a' pression interstitielle d'air mesurée après la consolidation
p_a pression interstitielle d'air avant la consolidation (≈ pression atmosphérique)
ΔV changement du volume (en pourcentage du volume initial d'échantillon)
V_a volume d'air libre avant la consolidation (en pourcentage du volume initial)
h constante de Henry
V_w volume d'eau (en pourcentage du volume initial)

Note :

- *HILF (1948) a donné cette formule directement ni le calcul en détail. Quand on essaie de comprendre cette formule avec un schéma qui correspond à la description de HILF, on trouve qu'il pourrait y avoir une erreur dans la formule. Le schéma (*Figure IV - 1*) et le calcul sont présentés ci-après.*

Volume d'air initial (avant la consolidation) : $V_{a\text{-}i} = V_a + hV_w$;
Pression interstitielle d'air avant la consolidation : p_a ;
Volume d'air final (après la consolidation) : $V_{a\text{-}f} = V_a + hV_w - \Delta V$;
Pression interstitielle d'air après la consolidation : p_a' ;
Selon la Loi de Boyle : $p_a V_{a\text{-}i} = p_a' V_{a\text{-}f}$

$$\text{Soit : } p_a' = \frac{p_a(V_a + hV_w)}{V_a + hV_w - \Delta V}$$

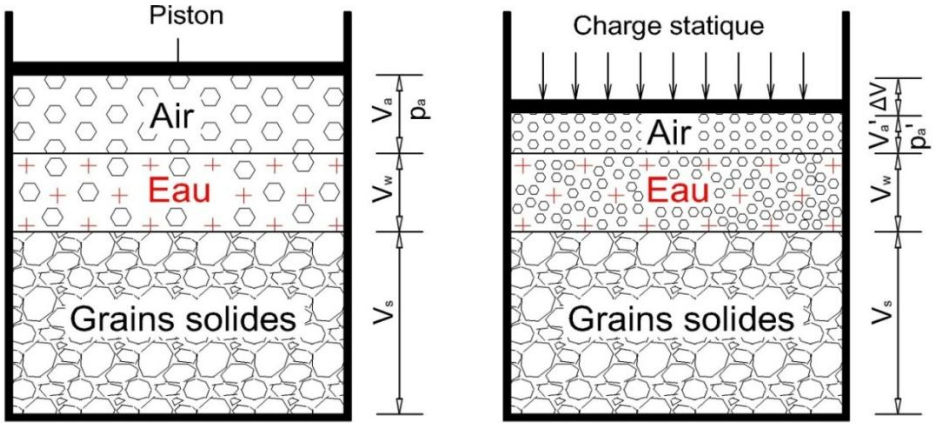


Figure IV - 1 : Schéma de la consolidation sous charge statique

- *Dans cette formule, on suppose que la « constante de Henry » ne change pas pendant le chargement ; mais, dans le cas réel, la solubilité de l'air dans l'eau augmente de façon importante avec la pression.*

- *En se basant sur cette théorie, FREDLUND et RAHARDJO (1993) ont établi la relation entre la variation de pression interstitielle ($\Delta\bar{u}_a$) et le degré de saturation initial (S_0), la porosité initiale (n_0), la contrainte de chargement ($\Delta\sigma_y$), le coefficient de changement du volume (m_v, pour échantillon saturé et dans un essai oedomètrique) :*

$$\Delta\bar{u}_a = \left[\frac{1}{1 + \dfrac{(1 - S_0 + hS_0)n_0}{(\bar{u}_{a0} + \Delta\bar{u}_a)m_v}}\right]\Delta\sigma_y$$

IV.2.1.2 Travaux de SKEMPTON (1954)

Pour un certain nombre de problèmes relatifs à la résistance au cisaillement à teneur en eau constante (non-drainé), il est nécessaire de connaître la variation de pression interstitielle qui se produit lors des changements des contraintes totales. SKEMPTON (1954) a proposé des équations :

- sous l'effet de la pression de confinement (σ_3) :

$$\frac{\Delta u_c}{\Delta\sigma_3} = B = \frac{1}{1 + (nC_v / C_c)}$$

- sous l'effet de la contrainte déviatoire (σ_1 - σ_3):

$$\Delta u_d = B \bullet A \bullet (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$$

- sous l'effet de la pression de confinement et de la contrainte déviatoire :

$$\Delta u = \Delta u_c + \Delta u_d = B\left[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)\right]$$

$$\text{Ou } \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_1} = \bar{B} = B\left[1-(1-A)(1-\frac{\Delta\sigma_3}{\Delta\sigma_1})\right]$$

Avec
- Δu_c variation de pression interstitielle sous la pression de confinement
- $\Delta\sigma_3$ variation de pression de confinement
- B coefficient de pression interstitielle
- n porosité de l'échantillon
- C_v compressibilité de fluide (air et eau) dans les vides
- C_c compressibilité de la structure d'échantillon
- Δu_d variation de pression interstitielle sous la contrainte déviatoire
- A coefficient de pression interstitielle sous la contrainte déviatoire
- Δu la variation de pression intersitielle totale
- $\bar{B}$ coefficient global de pression interstitielle

La Figure IV - 2 montre la relation entre le coefficient B et le degré de saturation (S_r) d'un gravier argileux compacté, dont la limite de liquidité (w_L) et l'indice de plasticité (I_P) sont respectivement de 17%, et 2%. L'auteur a indiqué que :

- pour les sols saturés, B est égal à unité car la compressibilité d'eau est négligeable par rapport à celle de la structure d'échantillon ;

- par contre, pour les sols secs, B est nul car la compressibilité de l'air est beaucoup plus grande que celle de la structure de l'échantillon ;

- pour les sols non-saturés, B est entre zéro et un.

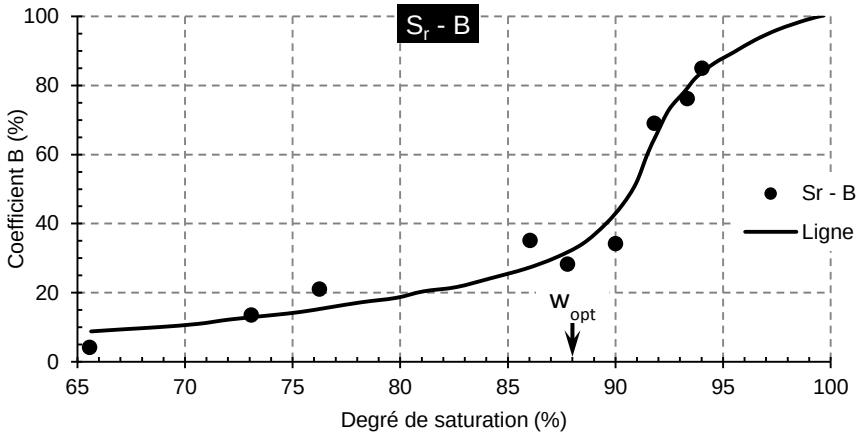


Figure IV - 2 : Coefficient de pression interstitielle (B) en fonction du degré de saturation (d'après SKEMPTON, 1954)

IV.2.2 Variation de succion (pression interstitielle) sur chemin isotrope

Dans ce paragraphe, on présente en détail la variation de la succion sur chemin isotrope depuis les années 1950 (BISHOP, 1954 et 1957 ; KNODEL et COFFEY, 1966 ; CAMPBELL, 1973 ; TAIBI, 1994 ; LINS et al., 1995 ; VAUGHAN, 2003 ; MARINHO et al., 2003 et 2010).

IV.2.2.1 Travaux de BISHOP (1954, 1957)

BISHOP (1954) a indiqué que pendant la construction d'un barrage, dans le cas le plus simple où il n'y avait pas de dissipation de la pression interstitielle, celle-ci était fonction seulement de la contrainte appliquée (σ_1), qui est calculée par la formule (Figure IV - 3 - A) :

$$\sigma_1 = \gamma \bullet h$$

Avec σ_1 contrainte appliquée par le poids du remblai
γ poids volumique du remblai
h épaisseur du remblai

- Si la pente du remblai est suffisamment faible, il n'y aura aucune déformation latérale, et le rapport des contraintes principales effectives majeure et mineur sera égal au coefficient de pression des terres au repos :

$$\frac{\Delta\sigma_3^{'}}{\Delta\sigma_1^{'}} = K_0$$

- En revanche, si la pente est suffisamment forte pour être en condition d'équilibre limite, le rapport des contraintes principales effectives majeure et mineure aura sa valeur minimale (K_f), correspondant à la rupture dans l'essai triaxial ;

- En réalité, le rapport des contraintes principales effectives (K) est entre ces deux extrêmes, soit : $K_0 < K < K_f$

La Figure IV - 3 - B présente les résultats expérimentaux sur l'influence du rapport des contraintes effectives (K) sur le coefficient global de pression interstitielle $\bar{B}$. L'échantillon se compose d'une roche argileuse, compactée à une teneur en eau du côté humide de l'optimum ($w = w_{opt.} + 1$).

Le travaux de BISHOP en 1954 sont basés sur l'hypothèse selon laquelle il n'y a pas de dissipation de pression interstitielle. Cependant, un drainage limité peut se produire, soit naturellement, soit à cause de dispositions techniques spéciales. Dans ce cas là, comment évaluer la pression interstitielle ?

En répondant cette question, BISHOP (1957) a effectué des essais, à la fois en laboratoire et sur le chantier, sur deux matériaux (Barrage de Daer, et Barrage d'Usk) compactés à une teneur en eau supérieure à l'optimum avec dissipation de pression interstitielle. L'auteur a observé que :

- Sur la Figure IV - 3 - C, l'augmentation de la pression interstitielle dans l'étape, après dissipation, est considérablement moindre que dans l'étape 2 lorsqu'il n'y a pas de dissipation.

- Sur la Figure IV - 3 - D, les résultats de laboratoire confirment quantitativement l'observation précédente ; (à gauche, avec une diminution de 50 pourcents de l'augmentation de pression interstitielle ; à droite, avec une diminution de 100 pourcent de l'augmentation de pression interstitielle).

- Sur la Figure IV - 4, les résultats obtenus sur le chantier (Barrage d'Usk) sont proches de ceux du laboratoire.

En se basant sur les résultats en laboratoire et in-situ, BISHOP (1957) a conclu que la dissipation de pression interstitielle conduisait non seulement à une réduction de la pressions interstitielle existante, mais aussi à une réduction des accroissements de pression interstitielle qui résulteraient, en l'absence de drainage, de la mise en place des couches suivantes.

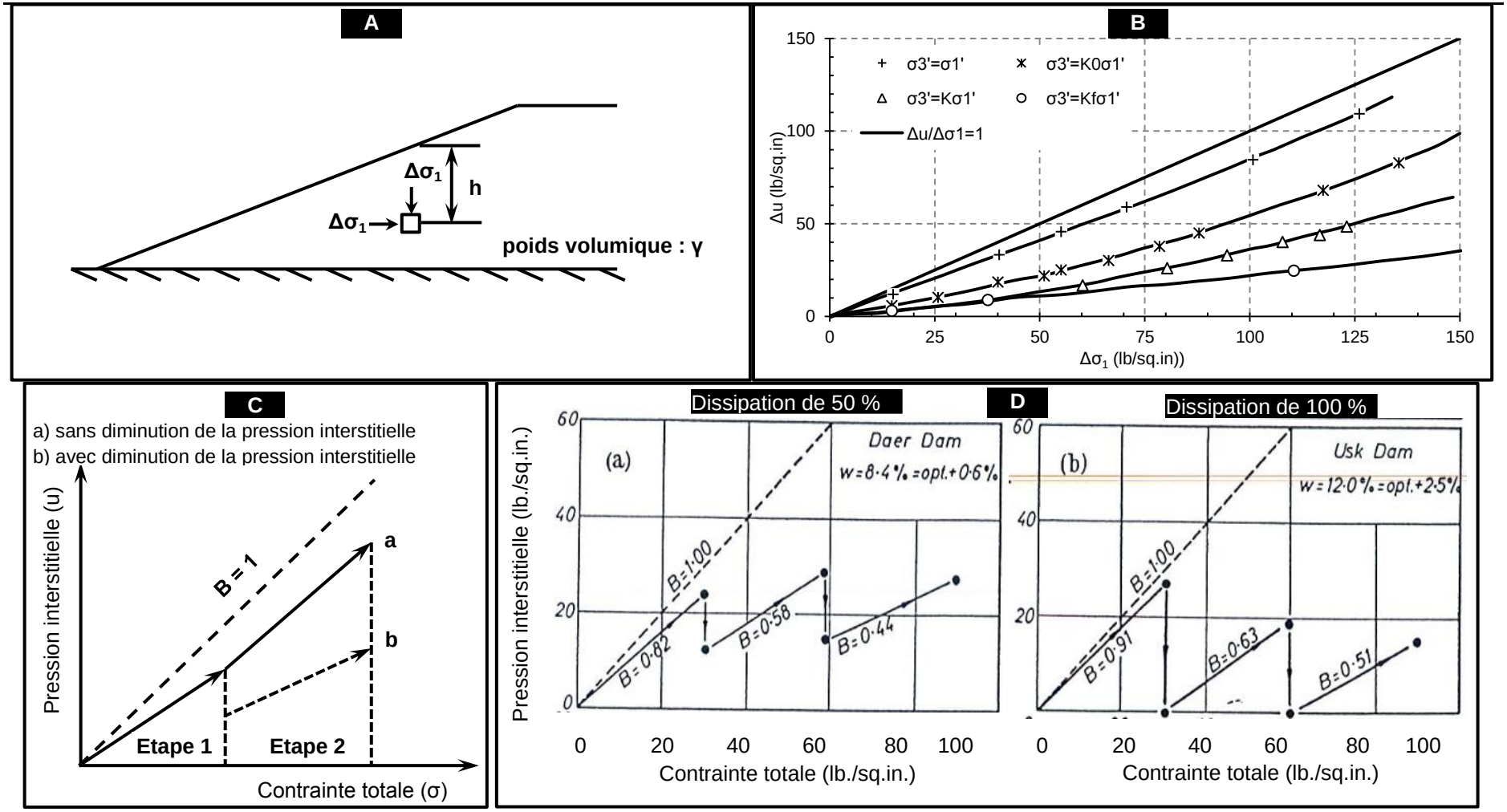


Figure IV - 3 : Variation de pression interstitielle pour les échantillons préparés en laboratoire (A, B et C modifiés d'après BISHOP, 1954)

A : Schéma de la contrainte appliquée dans un barrage
B : Variation de pression interstitielle pour différents rapports des contrainte effective
C : Pression interstitielle en fonction de la contrainte totale
D : Résultats en laboratoire da la variation de pression interstitielle avec dissipation

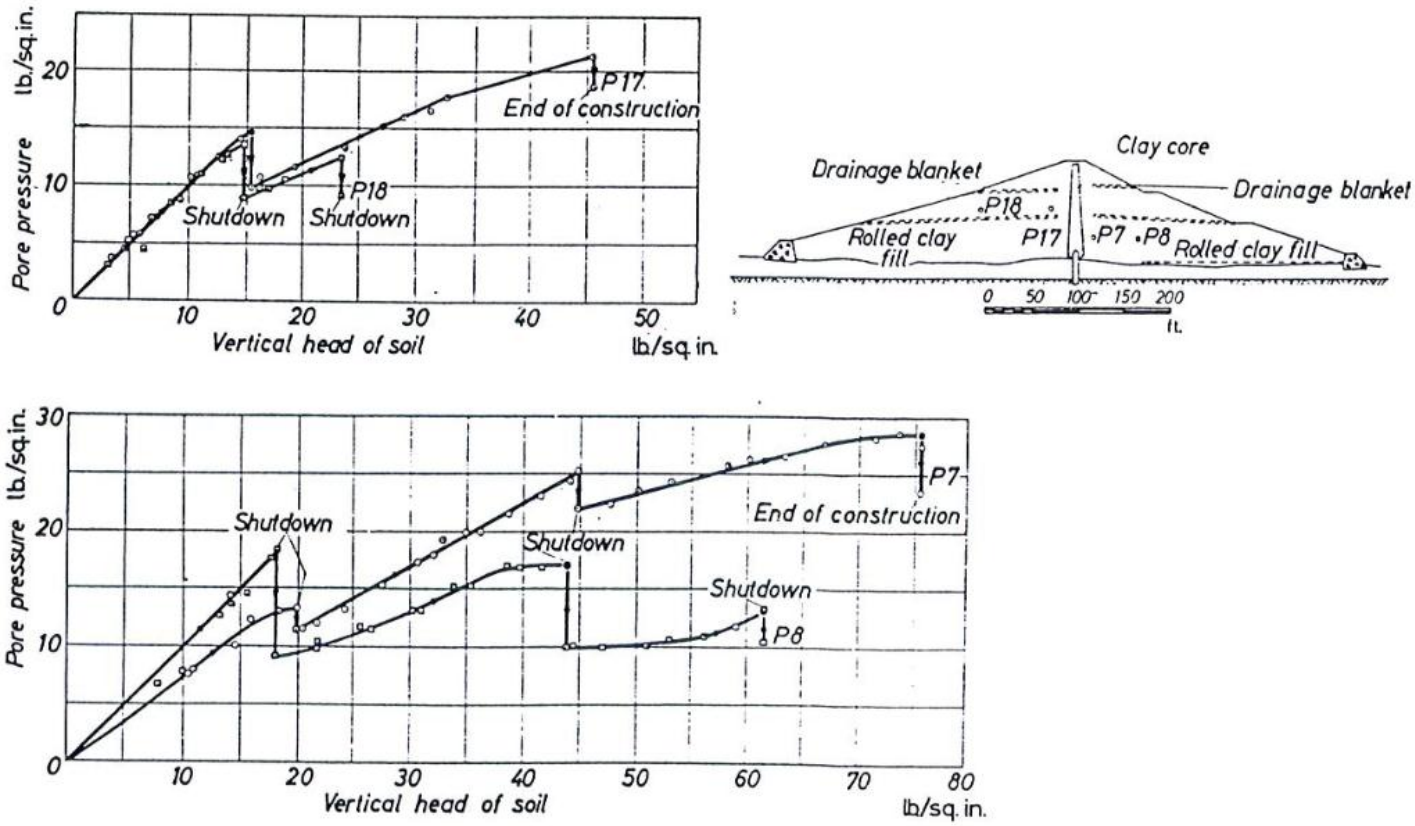


Figure IV - 4 : Résultats sur le chantier (barrage d'Usk) de la variation de pression interstitielle avec dissipation (BISHOP, 1957)

IV.2.2.2 Travaux de KNODEL et COFFEY (1966)

La Figure IV - 5 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.

Pour chaque pression de confinement, le coefficient B (B_a et B_w) est la tangente du point en chaque point de la courbe. Sur la figure, on peut observer que :

- Pour ces trois matériaux différents, B_w est presque nulle jusqu'à la pression de confinement d'environ 200 kPa ; après, B_w augmente ;
- Les valeurs de B_a suivent tendance que celles de B_w ;

Les auteurs ont indiqués que le coefficient B était fonction de l'état de contrainte du sol et de son degré de saturation ; en général, les valeurs de B_a et B_w augmentent avec la pression de confinement.

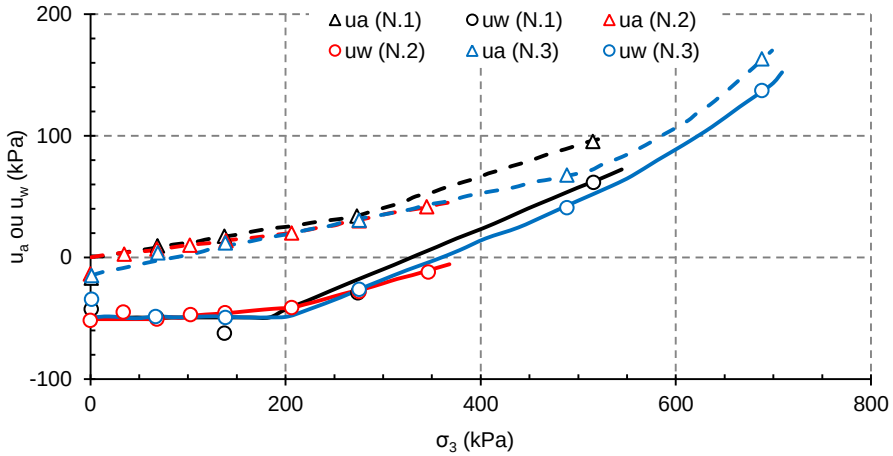


Figure IV - 5 : Développement de la pression interstitielle (u_a et u_w) avec la pression de confinement dans l'essai triaxial non-drainé (d'après KNODEL et COFFEY, 1966 ; modifié d'après FREDLUND et RAHARDJO, 1993)

IV.2.2.3 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 qui étaient statiquement compactés et soumis à des pressions isotropes jusqu'à 6900 kPa. Deux types de sol ont été étudiés: loess Peorian (limon inorganique), et Champaign till (FREDLUND et RAHARDJO, 1993).

La Figure IV - 6 montre l'évolution de les 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 ;
  - une augmentation de la pression interstitielle avec la teneur en eau de compactage et, pour les échantillons compactés autour de l'optimum, une réponse forte et rapide de la pression ;
  - à 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 (S_r, B_w) et (S_r, B_a) :**

  - B_w et B_a sont faibles quand le degré de saturation est inférieur à 40% ; après, ils augmentent de plus en plus rapidement avec le degré de saturation ;

  - à 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.

Note : *Dans le Tableau IV - 1, le paramètre B peut être différent de 1 à la saturation si le sol présente une faible compressibilité (BLACK et LEE, 1969 ; cités par BENCHOUK, 2013).*

Tableau IV - 1 : Paramètre de pression interstitielle Bw pour différents types de sol saturés et quasi saturés (d'après BLACK et LEE, 1973 ; cités par BENCHOUK, 2013)

Type de sol	Indice des vides	Compressibilité du sol (1/kPa)	Paramètre de pression interstitielle d'eau B_w		
			S_r = 100%	S_r = 99.5%	S_r = 99%
N. 1	2.0	1.45×10^{-3}	0.9998	0.992	0.986
N. 2	0.6	1.45×10^{-4}	0.9988	0.963	0.930
N. 3	0.6	1.45×10^{-5}	0.9877	0.69	0.51
N. 4	0.4	1.45×10^{-6}	0.9130	0.2	0.10

Avec *N. 1* *Argiles molles normalement consolidées ;*
N. 2 *Argiles et silts compactés ; argiles légèrement surconsolidérs ;*
N. 3 *Argiles raides surconsolidées ;*
N. 4 *Sables très denses ; argiles très raides sous des pressions de confinement élevées*

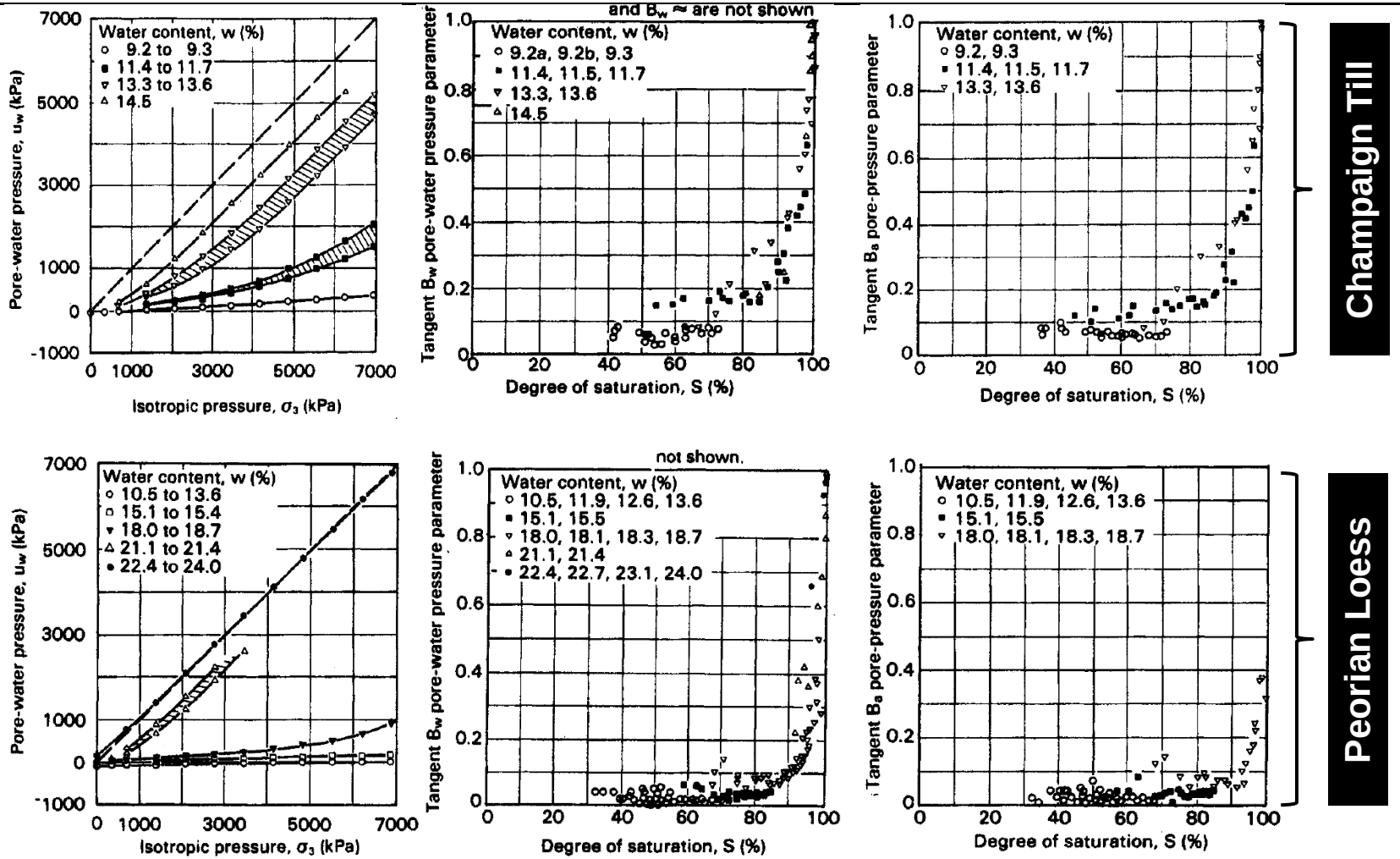


Figure IV - 6 : Développement des pressions interstitielles d'eau et d'air sous un chargement isotrope non drainé pour le Peorian Loess et le Champaign Till (d'après CAMPBELL, 1973 ; cités par FREDLUND et RAHARDJO, 1993)

IV.2.2.4 Travaux de TAIBI (1994)

Les travaux de TAIBI (1994) sont résumés dans le Tableau IV - 3 et sur la Figure IV - 7 :

- Il y a bon accord entre les technique de Papier Filtre et Tensiomètre (Tableau IV - 2) ;
- Le temps de réponse du tensiomètre est de l'ordre de 4 heures (Figure IV - 8) ;
- L'évolution de la pression interstitielle en fonction du temps pour chaque palier de contrainte est atteint en moyenne au bout de 20 minutes (Figure IV - 8) ;
- Le degré de saturation arrive à 100% au sens B = 1 pour une contrainte de l'ordre de 800 kPa correspondant à une pression interstitielle positive de 200 kPa ; le passage d'une valeur négative à une valeur positive a lieu pour une contrainte totale de 100 kPa (Figure IV - 9 - A et Figure IV - 9 - B) ;

Tableau IV - 2 : Succions initiales mesurées par Papier Filtre et Tensiomètre pour des échantillons compactés (d'après TAIBI, 1994)

Essai	Teneur en eau (%)	Succion (kPa) Papier Filtre	Succion (kPa) Tensiomètre
N. 1	20.5	25.1	26.3
N. 2	19.9	39.8	30.8
N. 3	20.6	44.7	41

Pour le passage de la pression interstitielle négative à la pression interstitielle positive, les résultats obtenus sur l'argile de la Verne mettent en évidence un passage continu et monotone croissant, ce qui rejoint un grand nombre de résultats de la littérature. Cependant, l'auteur a observé des comportements particuliers sur certains matériaux :

- La Figure IV - 9 - C présente le résultat d'un essai isotrope réalisé sur un échantillon de billes de verre humides, à une densité sèche de 14 kN/m^3 et une succion initiale de l'ordre de 57 kPa ; sur la figure, on peut mettre en évidence deux domaines :
  - Premier domaine ($0 \leq \sigma_3 \leq 100$ kPa) : la pression interstitielle d'eau (négative) chute brusquement pour atteindre une valeur presque nulle ;
  - Second domaine : la pression interstitielle augmente très lentement, devient positive avec une tendance vers une asymptote horizontale ;
- La Figure IV - 9 - D présente le résultat d'un essai isotrope sur l'argile de Vieupré compacté ($w_L = 32$; $I_P = 13$). L'évolution de $(u_a - u_w)$ en fonction de $(\sigma_3 - u_a)$ présente une croissance quasi linéaire jusqu'à $(u_a - u_w) = 0$, puis une stabilisation de la pression autour de cette valeur.

L'auteur a expliqué ces observations de la manière suivante :

- Pour l'échantillon compacté (billes de verre ou argile de Vieupré), la compressibilité du squelette solide est supérieure à celle du fluide interstitiel, le rapport (C_v / C_c) tend vers zéro, c'est-à-dire que B tend vers l'unité ; ceci entraîne un effondrement du matériau pour de faibles contraintes totales et donc une variation brusque de la pression interstitielle ;
- Une fois le matériau densifié, l'augmentation de la contrainte totale isotrope ne provoque pas de réarrangement important, le rapport (C_v / C_c) tend vers l'infini, et donc B tend vers 0 ; ceci se traduit par des variations minimes de la pression interstitielle.

Tableau IV - 3 : Résumé des essais effectués sur les chemins isotopes (d'après TAIBI, 1994)

Matériau Etudié	Préparation d'échantillon				Chemin isotrope		
	Essai	w (%)	e	S_r (%)	Montage	Contraintes (kPa)	Résultats
Noyau du Barrage de la Verne w_L = 36% ; I_P = 16.8 ; w_{OPN} = 18.7% ; ρ_d = 1.74 g / cm^3	N. 1 N. 2 N. 3	20.5 19.9 20.6	0.55 0.55 0.55	84.0 82.0 84.3	Cellule triaxiale (fig.) ; (succion mesurée par P.F. et Tensiomètre)	N.1 : 0/25/25/50/75/100 N.2 : 0/100/200/300 N.3 : 0/100/200/300/400/ 500/600/700/800/900	Equilibre σ_3 - u_w S_r - B

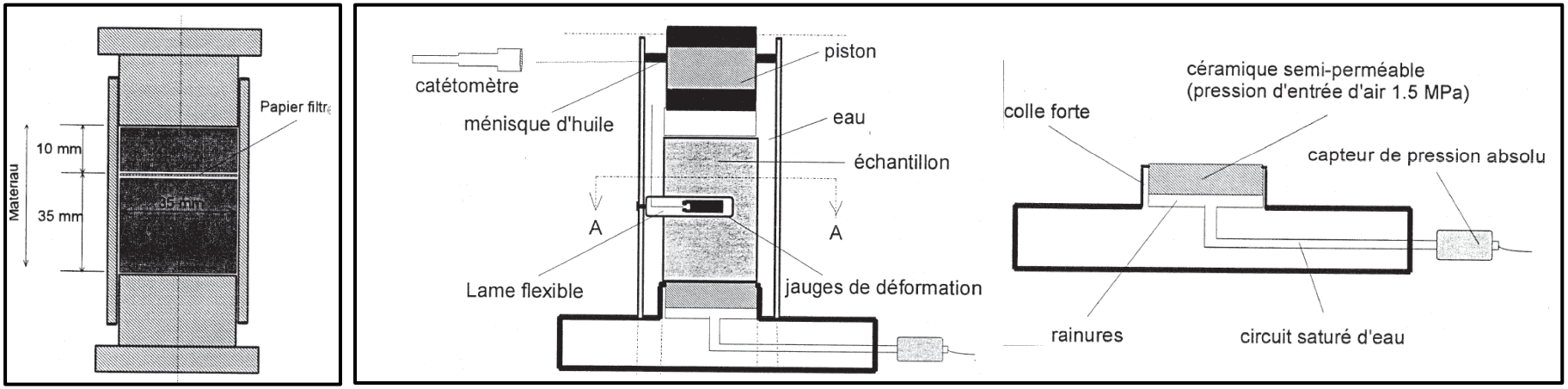


Figure IV - 7 : Moule de compactage (gauche) et cellule triaxiale équipée d'un tensiomètre (droite) (d'après TAIBI, 1994)

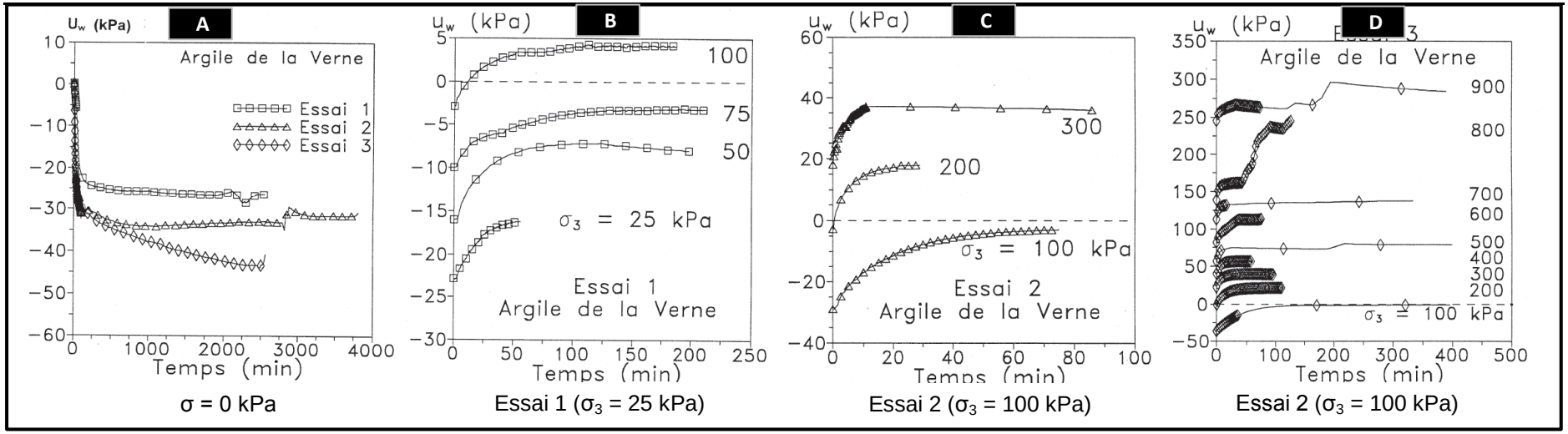


Figure IV - 8 : Evolution des pressions interstitielles en fonction du temps (d'après TAIBI, 1994)

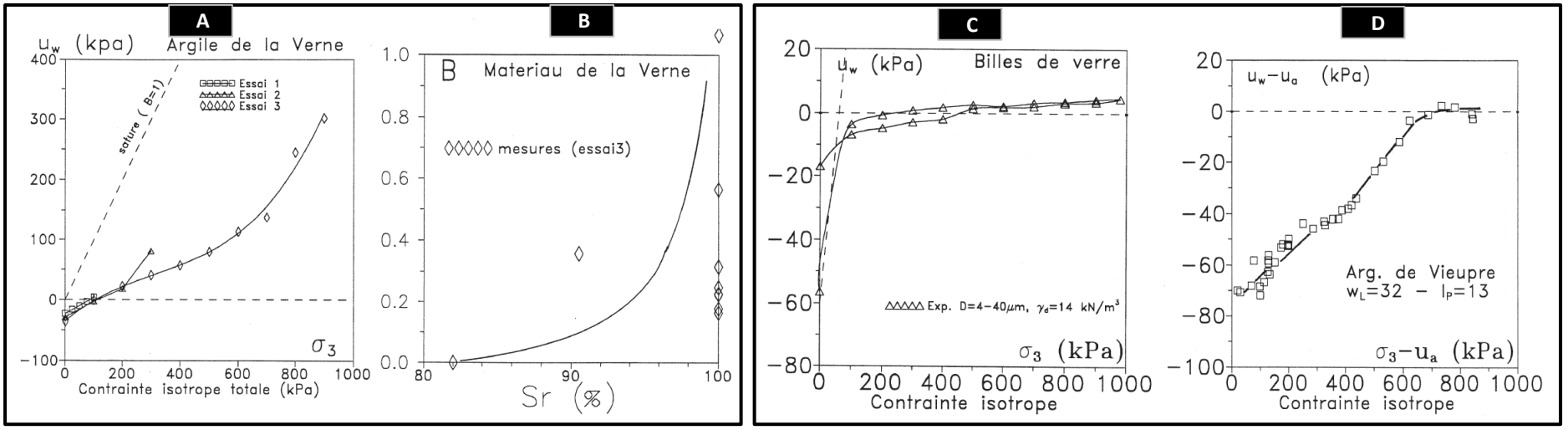


Figure IV - 9 : Evolution de la pression interstitielle et du paramètre B (d'après TAIBI, 1994)

IV.2.2.5 Travaux de LINS et al. (1995)

LINS et al. (1995) ont réalisé une série d'essais sur le sol de Rio de Janeiro (Brésil), dont la limite de liquidité (w_L) et l'indice de plasticité (I_P) étaient respectivement de 78% et 46%. Les échantillons ont été préparés à la densité optimum PROCTOR par compactage statique, et la succion était contrôlée par la technique de sur-pression d'air (translation d'axes).

- La Figure IV - 10 montre les résultats expérimentaux sur les échantillons à différentes teneurs en eau initiales, pour deux types d'essai : 1) air non drainé (PH) ; 2) air drainé (PHO).

- La Figure IV - 11 montre 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 était valable dans le sol résiduel utilisé dans un état compacté proche de l'optimum PROCTOR ou du côté humide.

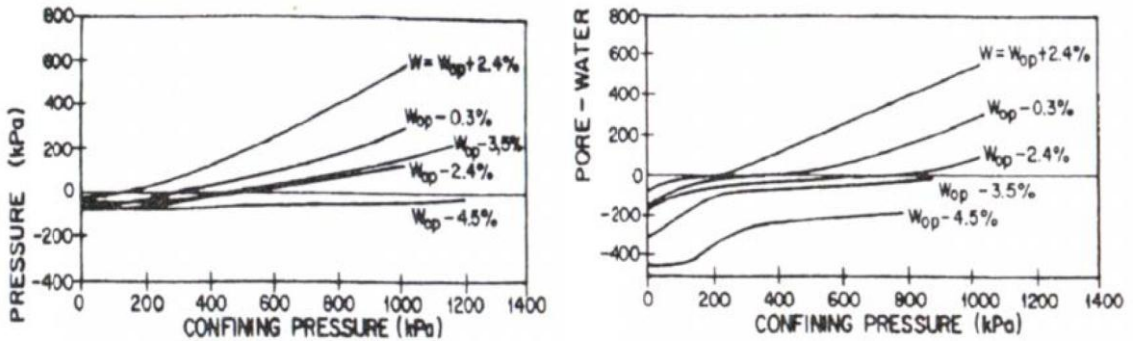


Figure IV - 10 : u_w en fonction de la contrainte de confinement pour les essais PH et PHO (LINS et al., 1995 ; cités par BENCHOUK, 2013)

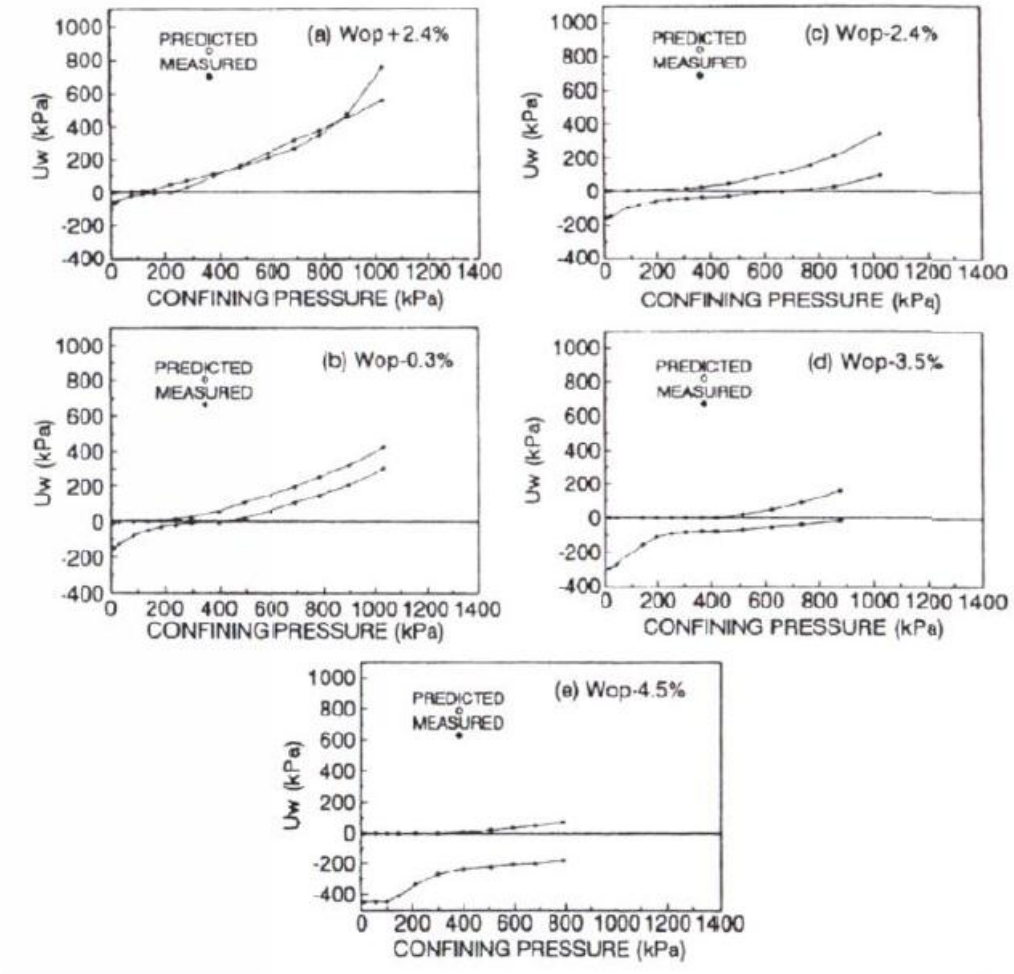


Figure IV - 11 : Comparaison entre la mesure de u_w et les prédictions utilisant l'équation de HILF (essais PHO) (Lins et al. 1995 ; cités par BENCHOUK, 2013).

IV.2.2.6 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, ainsi que des essais de chargement-déchargement sur un mélange de l'argile d'Oxford et « Kellaway Bed » (Figure IV - 12)

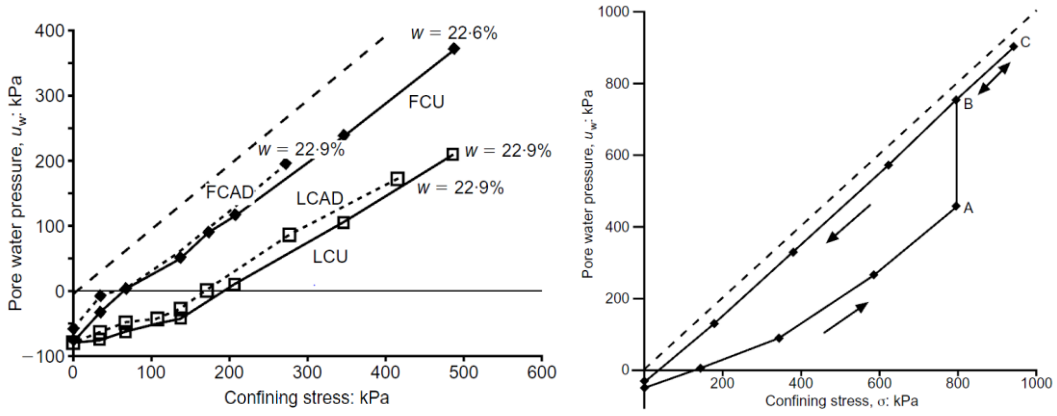


Figure IV - 12 : Chargement isotrope et chargement-déchargement isotrope sur un matériau de noyau de barrage (d'après VAUGHAN, 2003)

IV.2.2.7 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, il utilise l'approche d'Arêas (1963) basée sur la formulation de HILF (1948) pour prédire son évolution (Figure IV - 13). 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.

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 avec différents états initiaux (Tableau IV - 4). Les résultats sont reportés sur la Figure IV - 14.

L'auteur est arrivé aux conclusions suivantes :

- Durant le chargement l'air se dissous 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.

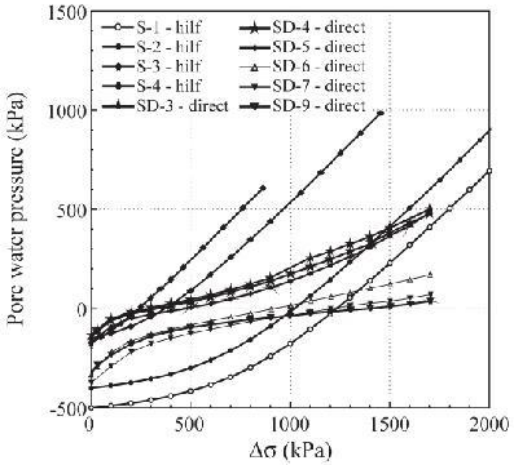


Figure IV - 13 : Comparaison entre les prédictions de la méthode de HILF et les mesures des pressions interstitielles d'eau (MARINHO et al., 2003 ; cités par BENCHOUK, 2013)

Tableau IV - 4 : Caractéristiques des échantillons testés (MARINHO, 2010)

Echantillon	w (%)	S_r (%)	Succion Initiale (kPa)
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

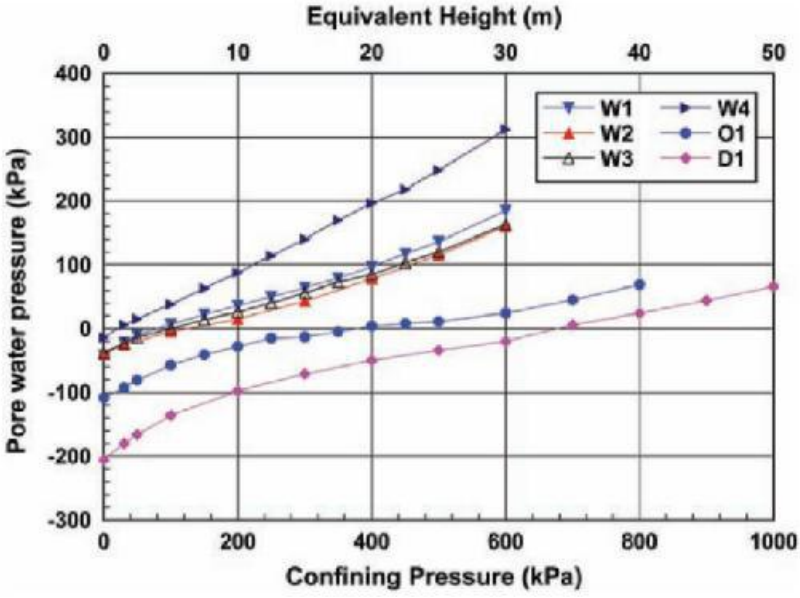


Figure IV - 14 : Réponse de la pression interstitielle d'eau à la pression de confinement (MARINHO, 2010 ; cité par BENCHOUK, 2013)

IV.2.3 Variation de succion (pression interstitielle) sur chemin triaxial

Pour les sols non saturés soumis à un chargement triaxial, il faut d'abord distinguer les comportements « drainé » et « non-drainé » parce que le premier terme désigne généralement des essais dans lesquels on impose une valeur constante de la succion et le second, des essais dans lesquels la succion est mesurée directement (VERBRUGGE et FLEUREAU, 2002).

De plus, l'interprétation des essais triaxiaux sur sols non-saturés peut parfois poser des problèmes du fait de la difficulté de mesurer précisément les variation de volume des échantillons, la succion, etc.. Il faut donc accepter une certaine dispersion des résultats expérimentaux.

Dans cette partie, on présente les comportements : 1) drainés ; 2) non-drainés pour les sols non-saturés.

IV.2.3.1 Comportement drainé des sols non-saturés sous un chargement triaxial

IV.2.3.1.1 Travaux de WHEELER et SIVAKUMAR (1992)

WHEELER et SIVAKUMAR (1992) ont fait des essais triaxiaux à succion imposée sur un kaolin « Speswhite » (w_L = 70%) faiblement compacté en utilisant la technique de translation d'axes.

Les résultats obtenus (Figure IV - 15) mettent en évidence l'existence d'une ligne d'état critique (LEC), pour une succion donnée, lorsque l'échantillon atteint la plasticité parfaite, dans les plans de : 1) déviateur en fonction de la contrainte moyenne nette [p - u_a, q] ; 2) indice des vides en fonction de la contrainte moyenne nette [p - u_a, e] ; 3) teneur en eau en fonction de la contrainte moyenne nette [p - u_a, w].

Ces différentes lignes d'état critique apparaissent plus ou moins linéaires (en fonction de p* pour la première, log p* pour les 2 autres). Une remarque est que la portée de ces résultats est limitée par le petit domaine de succion étudié (jusqu'à 300 kPa).

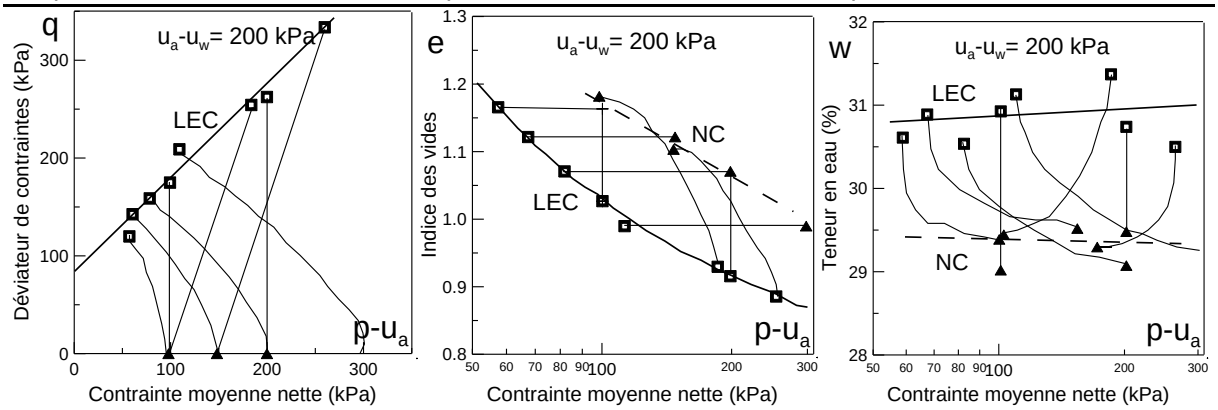


Figure IV - 15 : Exemple de lignes d'état critique (LEC) déduites d'essais triaxiaux drainés sur l'argile de Speswhite à la pression de confinement de 200 kPa (d'après WHEELER et SIVAKUMAR, 1992 ; cités par VERBRUGGE et FLEUREAU, 2002)

IV.2.3.1.2 Travaux de CUI (1993)

CUI (1993) a réalisé une série d'essais triaxiaux drainés à différentes succions et pressions de confinement imposées sur le limon de Jossigny (w_L = 37%) compacté dans les conditions de l'Optitmum PROCTOR Normal en utilisant la technique osmotique. Les résultats montrent que :

- Pour une contrainte de confinement de 50 kPa, on observe une évolution régulière des courbes effort-déformation avec l'augmentation de la succion, qui se traduit à la fois par une augmentation de la rigidité caractérisée par le module initial, et une augmentation de la résistance maximale (Figure IV - 16 - A);

- Les surfaces de charge mettent en évidence l'anisotropie de contraintes due au compactage, et l'écrouissage en succion (Figure IV - 16 - B) ;

- Pour une succion de 200 kPa, la résistance maximale augmente avec la contrainte de confinement, de la même façon que sous l'effet de la succion (Figure IV - 17 - A) ;

- Il existe plus ou moins une ligne d'état critique qui passe par 182 kPa à l'intersection avec l'ordonnée (Figure IV - 17 - B) ;

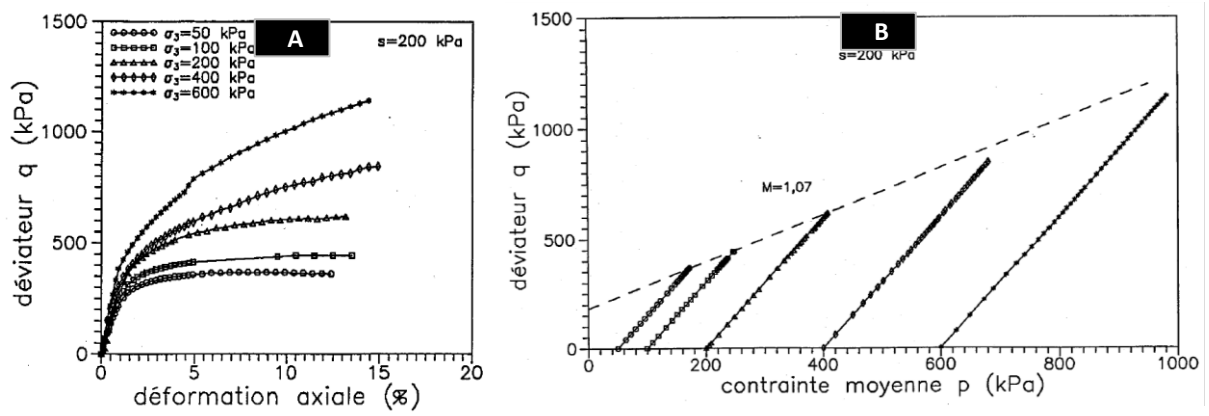


Figure IV - 16 : Cisaillement à σ_3 = 50 kPa et surface de chargement (d'après CUI, 1993)

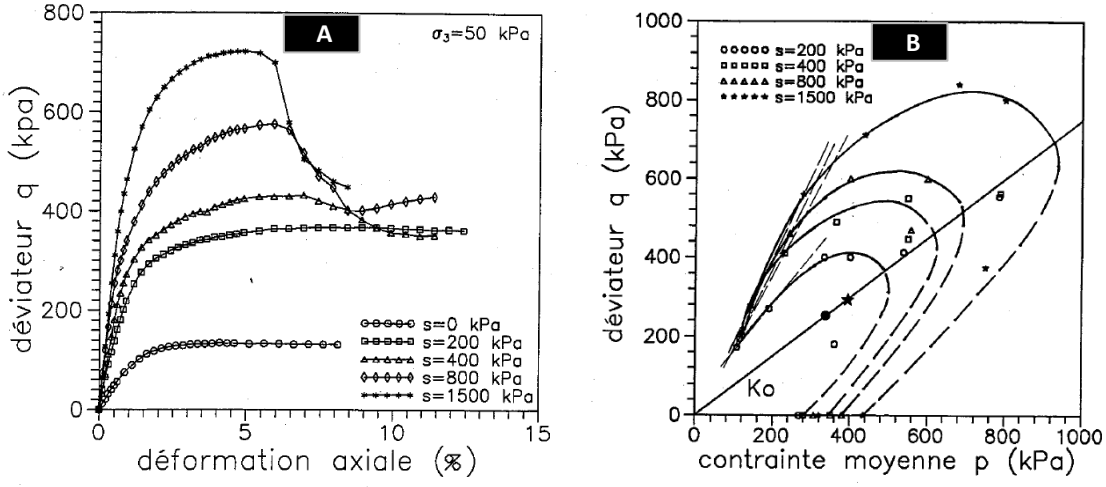


Figure IV - 17 : Cisaillement à s = 200 kPa dans le plans de [ε_1, q], et [p, q] (d'après CUI, 1993)

En se basant sur les résultats de CUI (1993), VERBRUGGE et FLEUREAU (2002) ont conclu que :

- Les critères de résistance maximale, dans le plan [p, q] étaient linéaires, pour chaque valeur de succion, et parallèles au critère du sol saturé : ce résultat peut s'interpréter comme une invariance de l'angle de frottement de pic, et une augmentation de la cohésion apparente avec la succion (Figure IV - 18, gauche) ;

- La non-linéarité de l'augmentation de cohésion apparente avec la succion : dans le plan [q, s], le déviateur de contraintes maximal augmente beaucoup moins vite que la succion et tend ver une asymtote horiwontale lorsque la succion dépasse à 1.5 MPa (Figure IV - 18, droite) ;

- Les résultats de CUI n'apportent pas d'éléments pour confirmer ou infirmer l'hypothèse de « ligne d'état critique » de WHEELER et SIVAKUMAR, dans les plans de [p, e] et [p, w].

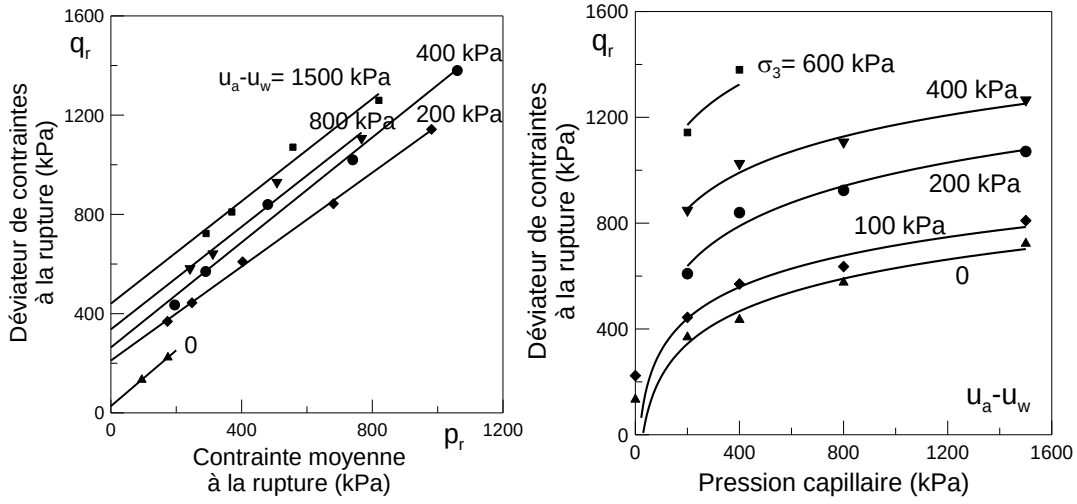


Figure IV - 18 : Points finaux des essais triaxiaux en fonction de la contrainte moyenne à la rupture et la succion (d'après CUI, 1993 ; cité par VERBRUGGE et FLEUREAU, 2002)

IV.2.3.1.3 Travaux d'ESCARIO et al. (1986, et 1988)

Les résultats d'ESCARIO et al. (1986 et 1988) confirment bien les résultats de CUI dans un domaine de succions plus large, et pour différents sols allant d'un sable argileux (w_L = 32%) à une argile plastique (w_L = 71%) : on y retrouve le parallélisme des critères de rupture pour chaque succion dans

le plan de [p, q], et l'augmentation non linéaire de la résistance maximale avec la succion pour une contrainte normale donnée (Figure IV - 19).

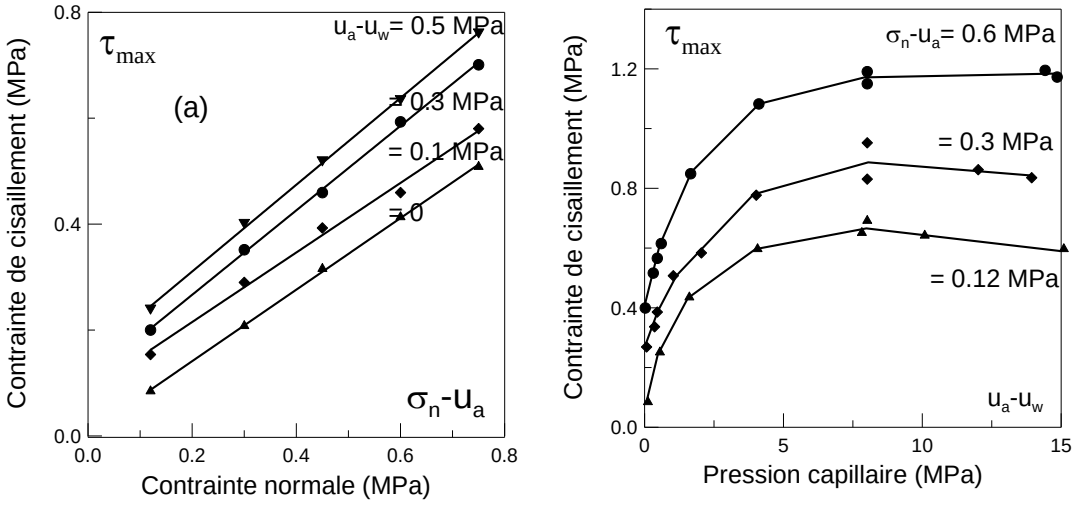


Figure IV - 19 : Points finaux des essais à la boite de cisaillement direct à succion imposée sur l'argile rouge de Guadalix de la Sierra (d'après ESCARIO et al., 1986 et 1988 ; cités par VERBRUGGE et FLEUREAU, 2002)

IV.2.3.1.4 Travaux de LAGNY (1996) et FLEUREAU (1998)

Les essais triaxiaux drainés (LAGNY, 1996 ; FLEUREAU et al., 1998) sur le limon de Jossigny consolidé puis séché (Figure IV - 20) montrent l'évolution du comportement du sol sous fortes contraintes et fortes succions. VERBRUGGE et FLEUREAU (2002) ont indiqué que, si l'on admet l'hypothèse de parallélisme des critères de rupture dans le plan de [p*, q], on observe une augmentation de plus en plus lente de la cohésion apparente avec la succion jusqu'à une valeur de 100 MPa.

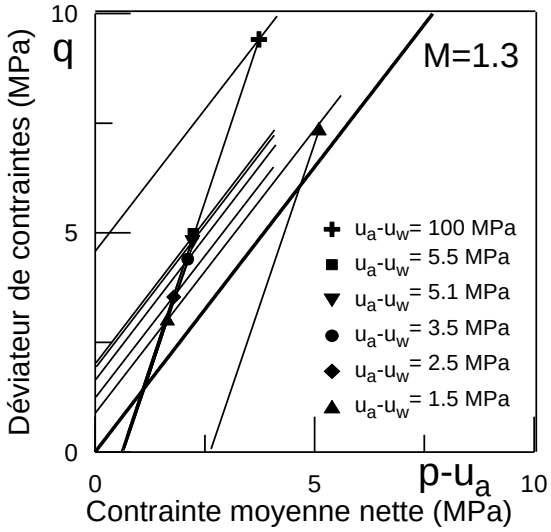


Figure IV - 20 : Lignes d'état critique du limon de Jossigny à fortes contraintes et moyennes à fortes succions (FLEUREAU et al., 1998)

IV.2.3.2 Comportement non-drainé des sols non saturés sous chargement triaxial

Les recherches sur le comportement non-drainé des sols non-saturés sous chargement triaxial sont très limitées par rapport à celles sur le comportement drainé en raison de la complexité de la mesure de succion précisément.

IV.2.3.2.1 Travaux de VERBRUGGE (1978)

VERBRUGGE (1978) a fait une série d'essai triaxiaux non-drainés sur des échantillons de limon de Sterrebeek préparés à partir d'une pâte séchée, à deux contraintes de confinement (0 et 100 kPa), avec mesure de succion par des psychromètres à effet Peltier.

La Figure IV - 21 présente les résultats, qui confirment la tendance à la stabilisation du déviateur maximum lorsque la succion augmente jusqu'à une valeur assez élevée (6 MPa)

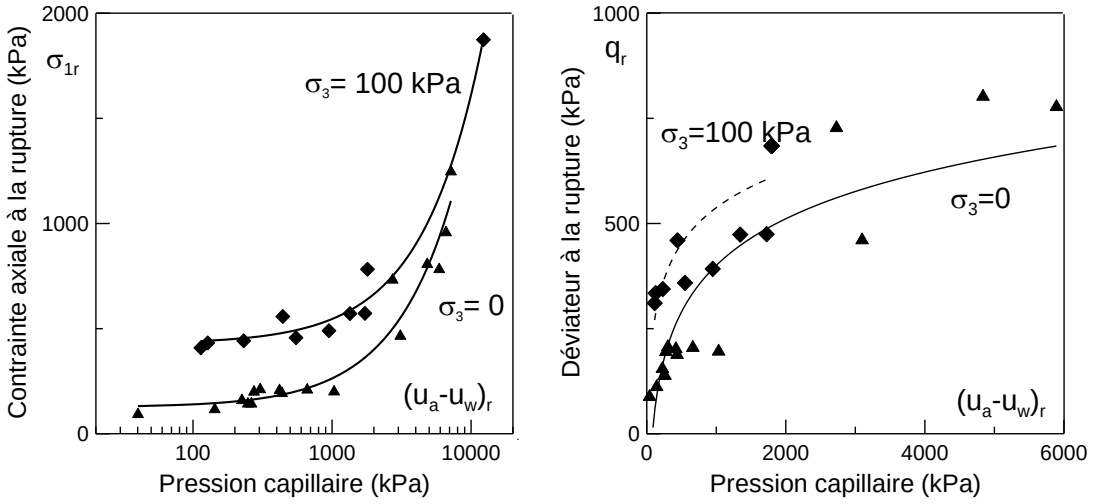


Figure IV - 21 : Points finaux des essais triaxiaux non drainés avec mesure de succion par des psychromètres (d'après VERBRUGGE, 1978 ; cité par VERBRUGGE et FLEUREAU, 2002)

IV.2.3.2.2 Travaux de MARINHO et al. (2013)

MARINHO et al. (2013) ont fait une série d'essais triaxiaux à teneur en eau constante sur le sol résiduel de Sao Paulo compacté (w_L = 47% ; I_P = 34%), en utilisant à la fois la technique de translation d'axes pour imposer la succion, et la tensiométrie haute capacité (0 - 500 kPa) pour mesurer la succion correspondante.

La Figure IV - 22 présente la variation de succion durant la période d'écrasement sous les contraintes de confinement de 100 et 200 kPa. Comme on s'y attend, la succion diminue pendant l'écrasement, et reste constante après la rupture de l'échantillon.

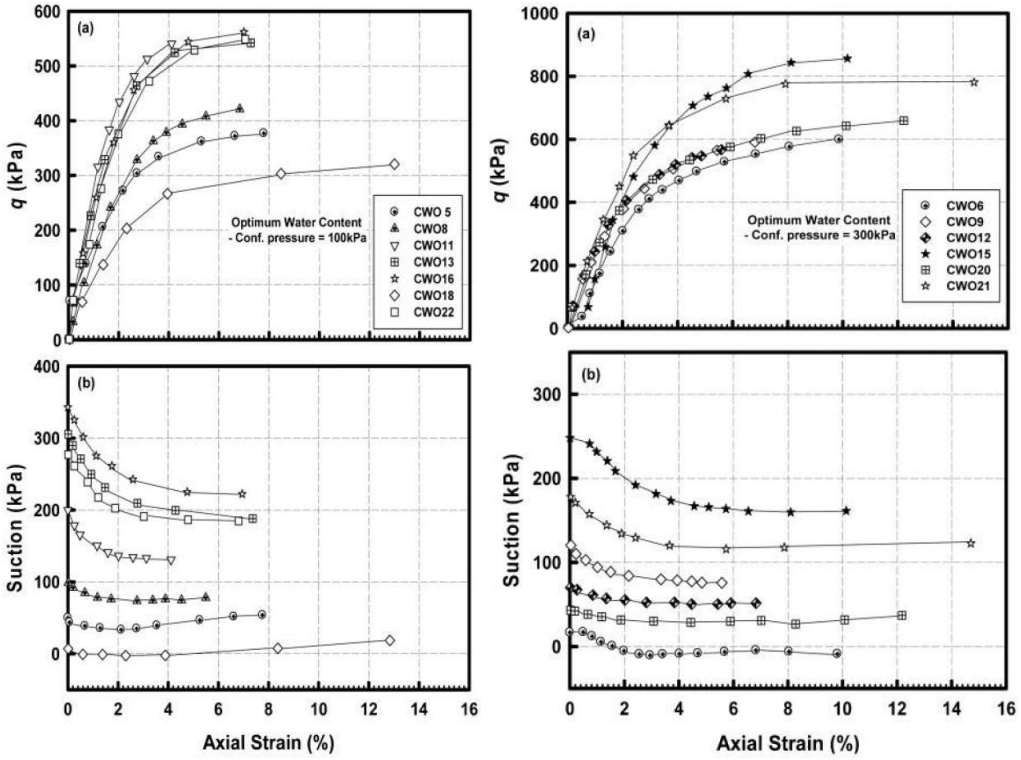


Figure IV - 22 : Variation du déviateur de contrainte et de la succion en fonction de la déformation axiale dans l'essai triaxial à teneur en eau constante (MARINHO et al., 2013)

IV.2.4 Comparaison entre les techniques translation d'axes et osmotique

On a présenté précédemment les techniques de translation d'axes et osmotique sur chemin isotrope et chemin déviatoire dans un essai triaxial. Il semble que les deux méthodes peuvent marcher séparément pour différents sols compactés et consolidés. Mais il y a des chercheurs (BOCKING et FREDLUND, 1979 ; WILLIAMS et SHAYKEVICH, 1969 ; ZUR, 1966) qui doutent de l'efficacité de la technique de translation d'axes quand le degré de saturation est élevé, c'est-à-dire lorsque l'air est emprisonné dans l'échantillon. En même temps, il y a aussi des incertitudes pour la technique osmotique, par exemple, la fissuration de la membrane quand elle est sous forte contrainte, la dégradation du PEG, les attacques de bactéries, etc..

Il est donc indispensable de comparer et confirmer ces méthodes avec les mêmes échantillons et les mêmes conditions d'essai. Mais, sur ce sujet, il n'existe pas beaucoup de références.

IV.2.4.1 Travaux de ZUR (1966)

ZUR (1966) a le premier appliqué la technique osmotique à la mécanique des sols pour contrôler la succion dans les sols. Deux séries d'essais (l'une sur le limon sableux de Columbia et l'argile de Yolo ; l'autre sur le limon sableux de Natania et l'argile d'Aylon) ont été effectuées en utilisant à la fois la technique osmotique, et la technique de translation d'axes avec des dispositifs comme ceux de Richard (1946).

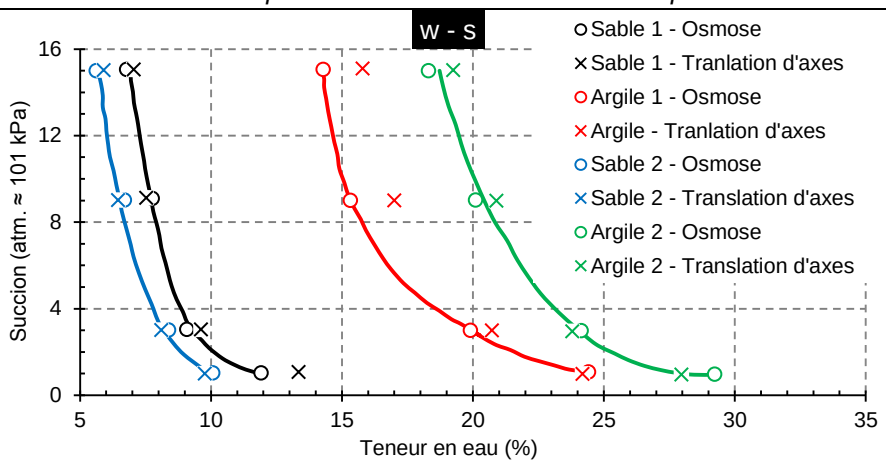


Figure IV - 23 : Comparaison des méthodes osmotique et de translation d'axes sur deux séries d'essais, et avec différents types de sols (d'après ZUR, 1966)

Sur la Figure IV - 23, ZUR a observé que :

- les deux méthodes s'accordaient très bien pour les sables ;
- elles marchent moins bien pour les argiles ; pour une teneur en eau donnée, la courbe obtenue par la technique osmotique se situe généralement en dessous de celle de translation d'axes ; l'auteur a attribué cette différence au temps d'équilibre insuffisant (48 ou 72 heures) pour la technique de translation d'axes.

IV.2.4.2 Travaux de WILLIAMS et SHAYKEVICH (1969)

Suivant la même méthode que ZUR (1966), WILLIAMS et SHAYKEVICH (1969) ont comparé les techniques de translation d'axes et osmotique sur l'argile de Wellwood.

Sur la Figure IV - 24, on trouve presque le même résultat que celui de ZUR :

- sous la même teneur en eau, la technique de translation d'axes donne une succion plus forte que celle de l'osmose bien que la durée d'équilibre soit assez longue (10 - 14 jours).

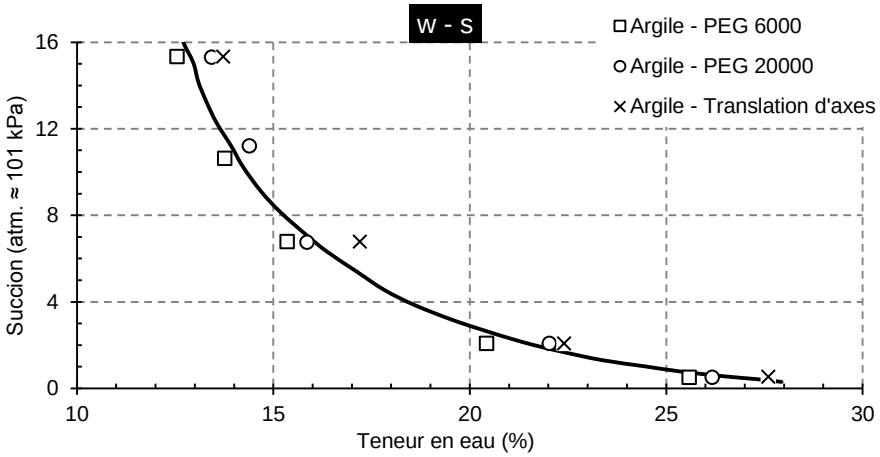


Figure IV - 24 : Comparaison des méthodes osmotique et de translation d'axes sur l'argile de Wellwood (d'après WILLIAMS et SHAYKEWICH, 1969)

IV.2.4.3 Travaux de FLEUREAU et al. (1993)

FLEUREAU et al. (1993) ont comparé différentes méthodes de mesure de la succion.

La Figure IV - 25 montre une comparaison globale sur l'argile blanche, et il existe une différence entre les techniques de translation d'axes et osmotique sur le chemin d'humidification dans le plan de [s, e], quand la succion est comprise entre 100 et 2000 kPa.

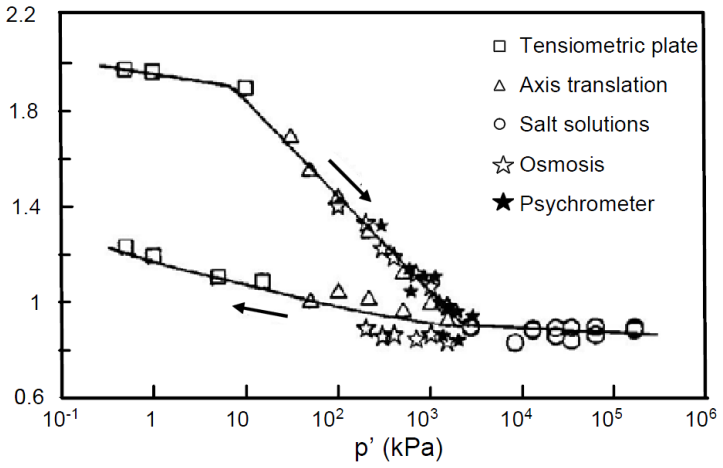


Figure IV - 25 : Comparaison des différentes méthodes pour la mesure ou le contrôle de la succion (d'après FLEUREAU et al., 1993)

IV.2.4.4 Travaux de NG et al. (2007)

NG et al. (2007) ont étudié la fiabilité des techniques de translation d'axes et osmotique, en comparant les résultats de deux séries d'essais (translation d'axes, et osmose) effectués à HKUST et une série à l'ENPC (osmose), sur l'argile très plastique de Zaoyang (Chine, w_L = 68%, I_P = 29). Les résultats (Figure IV - 26) ont été interprétés dans le plan de Mohr en utilisant la formule proposée par FREDLUND et al. (1978) :

$$\tau = c' + (\sigma - u_a)\tan\varphi' + (u_a - u_w)\tan\varphi^b$$

Avec
- τ résistance de cisaillement
- c' cohésion effective
- φ' angle de frottement interne
- φ^b angle dû à la variation de $(u_a - u_w)$ quand $(\sigma - u_a)$ est constante

La Figure IV - 27 montre qu'il n'y a pas de grande différence pour la détermination de l'angle de frottement interne φ' (d'environ 20° pour la translation d'axes, et 20.2° pour l'osmose).

Mais, pour l'angle dû à la variation de la succion (φ^b), la valeur déterminée par la translation d'axes est 3° - 4° plus grande que celle de l'osmose. Ceci montre que la technique translation d'axes est plus sensible à la succion en ce qui concerne la résistance au cisaillement que l'osmose.

Note : *en raison de la complexité technique et de la longue durée des essais, la comparaison entre la translation d'axes et l'osmose sur les sols non saturés sous chargement triaxial est rare. Les travaux de NG et al. sont importants, mais on note que :*

1) la succion imposée est limitée à 165 kPa, ce qui représent un petit domaine de succion ;

2) les résultats ne sont pas suffisamment riches (quelques mesures pour un sol à un certain degré de saturation) pour en tirer une conclusion universelle et sûre ;

3) la comparaison de LI (1999), pour des essais triaxiaux effectués par différentes universités Belges sur une argile, montre une très grande dispersion ; beaucoup de paramètres peuvent influencer les résultats qui viennent de deux instituts différents (HKUST, ENPC) bien qu'une grande attention ait été portée par les auteurs.

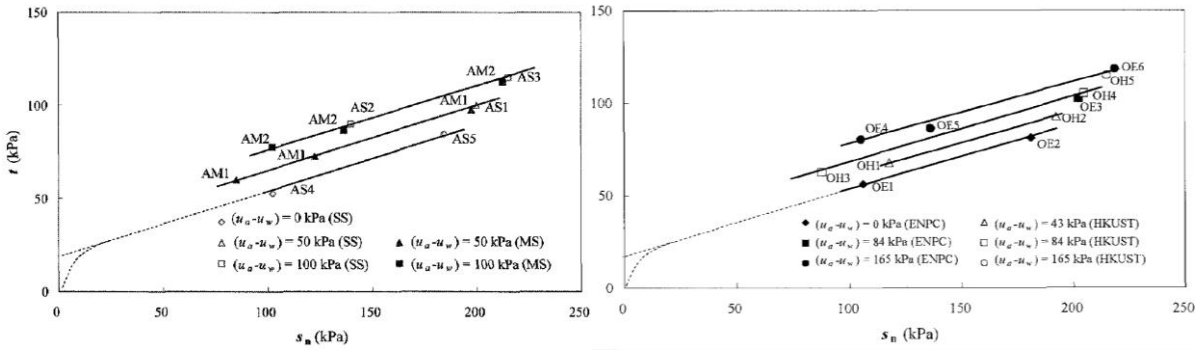


Figure IV - 26 : Résultats des essais triaxiaux utilisant les techniques de translation d'axes et osmotique (d'après NG et al., 2007)

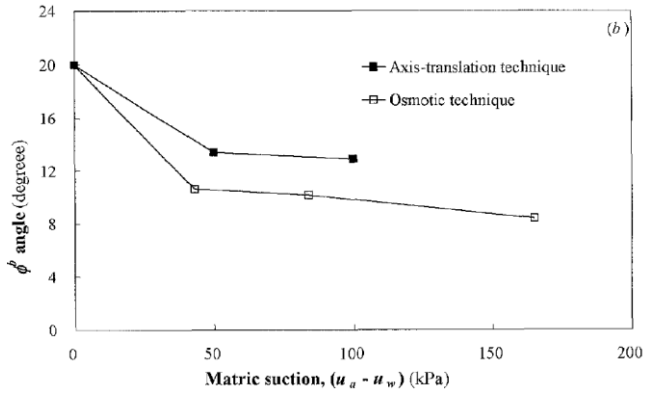


Figure IV - 27 : Angle (φ^b) en fonction de la succion déduit des techniques de translation d'axes et osmotique (NG et al. ; 2007)

IV.2.5 Difficultés de contrôle de la succion

On a indiqué précédemment quelques difficultés et inconvénients pour le contrôle de la succion en utilisant les techniques de translation d'axes et osmotique. On présente dans ce paragraphe toutes ces limites que l'on a trouvées dans la littérature.

- **Pour la technique de translation d'axes :**

  - la pression d'air (u_a) imposée est supérieure à la pression atmosphérique, et la pression d'eau (u_w) est positive ; ces pressions ne sont pas représentatives des conditions réelles sur le terrain ;

  - cette technique est controversée quand le degré de saturation est élevé ($S_r \geq 90\%$) et la phase d'air est emprisonnée dans l'échantillon (BOCKING et FREDLUND,1980 ; FREDLUND et RAHARDJO, 1993 ; NG et al. 2007 ; DELAGE et CUI, 2008 ; DELAGE et al., 2008) ;

- d'un point de vue pratique, la pierre poreuse céramique est souvent désaturée par de l'air dissous au dessous de la céramique, et par l'air introduit dans l'échantillon ; ceci influence significativement la continuité de l'eau, et influence finalement la précision de la mesure de succion ;

- il n'est pas facile de déterminer la durée d'équilibre ;

- **Pour la technique osmotique :** La limitation principale est associé à l'intrusion de PEG dans les échantillons en raison :

  - des attaques de bactéries, surtout pandant une longue période et avec une haute concentration (SLATTER et al., 2000 ; MONROY et al., 2007 ; DELAGE et al., 2008) ; ce problème peut être un peu réduit en ajoutant de la pénicilline (KASSIFF et BEN SHALOM, 1971) ;

  - de la fissuration due à la charge mécanique (SL, Spectrum Laboratories Inc., 2007) ; on a présenté ce problème dans le chapitre I ;

  - de l'augmentation de la taille de maximale des pores de la membrane pendant l'essai, surtout sous haute succion (TRIPATHY S., 2011) ;

  - de la taille réelle des pores de la membrane, qui peut différer très sensiblement de celle indiquée par le fabricant (KIM et al., 1994 ; DELAGE et CUI, 2008 ; TRIPATHY et al., 2011) ;

  - de la dégradation du PEG, de la détermination d'équilibre, etc. ;

  Note : *SLATTER et al. (2000) suggèrent d'utiliser des membranes synthétiques en polyéther sulfone. MONROY et al. (2007) confirment que ce type de membrane permet d'exécuter des tests pendant environ 5 mois.*

IV.3 Etude expérimentale

Au début, notre but était de comparer la résistance au cisaillement du sol compacté proche de la saturation ($S_r \geq 90\%$), en utilisant à la fois les techniques de translation d'axes et osmotique.

Comme on l'a indiqué dans le paragraphe III.2.4, la comparaison directe de ces deux techniques est compliquée et rare, surtout pour les essais non-drainés, en raison de la complexité du contrôle de la succion.

Nous avons commencé cette étude avec deux cellules triaxiales (35 mm), équipées d'une céramique fine dans l'embase, et plusieurs modifications et essais ont été effectués afin que la contrôle de succion soit possible pour le chemin triaxial non-drainé. Quelques essais ont été réalisés avec contrôle de la succion par la technique de translation d'axes sur chemin triaxial. Par ailleurs, plusieurs méthodes expérimentales ont été proposées pour la translation d'axes et l'osmose afin de résoudre les problèmes que l'on a rencontrés.

IV.3.1 Technique de translation d'axes

IV.3.1.1 Dispositif expérimental

La Figure IV - 28 présente le dispositif expérimental que l'on a premièrement construit, avec la technique de translation d'axes. Il comporte principalement :

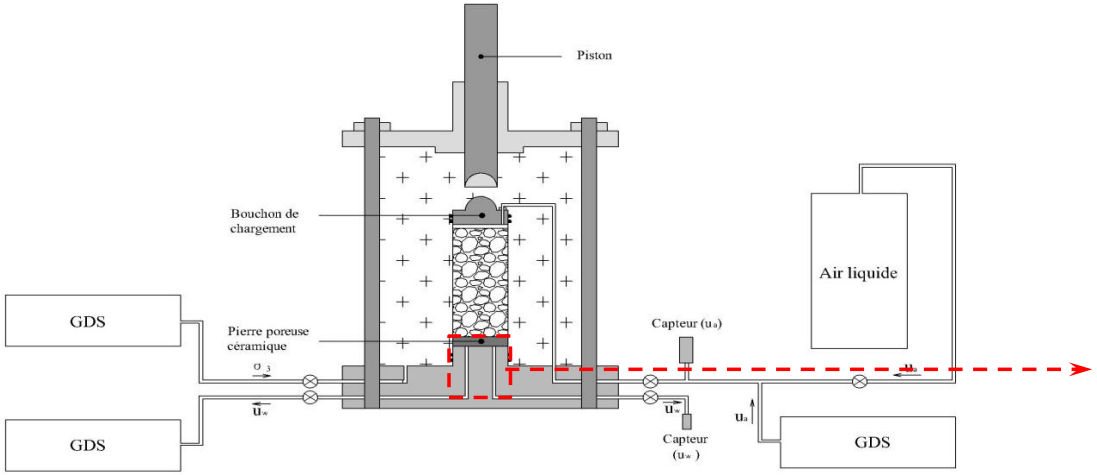
- **une centrale d'acquisition et unepresse:** ce système est le même que celui de l'essai triaxial saturé, présenté précédemment dans le chapitre I ;

- **une bouteille d'air liquide avec détendeur :** elle alimente en air un contrôleur pression-volume GDS qui fournit une pression précise d'air en haut de l'échantillon à travers l'embase supérieure ;

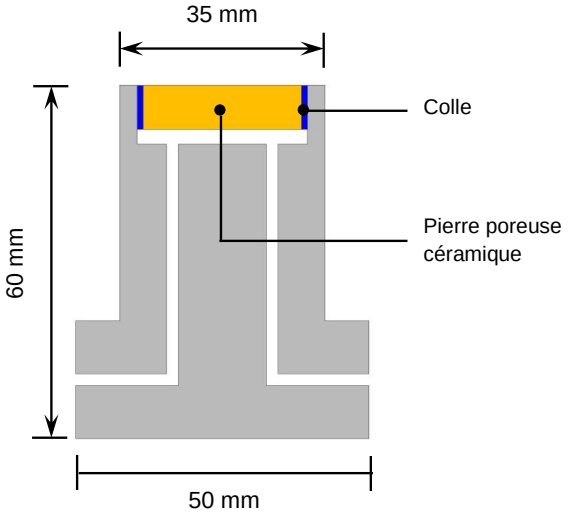
- **3 contrôleurs pression-volume GDS :** l'un fournit à l'échantillon la pression de confinement ; l'autre contrôle ou mesure la pression d'eau de l'échantillon ; et le troisième est utilisé avec l'air liquide pour imposer précisément la pression d'air ;

- **des capteurs de pression, force et déplacement :** un capteur de pression d'air et un capteur de pression d'eau sont branchés respectivement en bas et en haut de l'échantillon ; un capteur de force externe, qui mesure la force d'écrasement, est intégré au piston ; pour la mesure de la déformation, un capteur mesure le déplacement relatif du piston par rapport au haut de la cellule triaxiale.

- **une cellule triaxiale :** une petite cellule standard pour échantillons de 35 mm de diamètre a été équipée d'une embase, à l'intérieur de laquelle une céramique fine de 1.5 MPa de pression d'entrée d'air, de 27 mm de diamètre et 7.5 mm de hauteur, a été collée (Figure IV - 28 - 3, et Figure IV - 28 - 4)



1) Schéma du dispositif expérimental (translation d'axes)



3) Schéma de la base



2) Photo du dispositif expérimental (translation d'axes)



4) Photo de la base

Figure IV - 28 : Montages construits pour l'essai triaxial avec la technique de translation d'axe

III.3.1.2 Modifications du montage

Les premiers essais triaxiaux non-drainés, avec des échantillons compactés à une teneur en eau du côté humide de l'optimum ($w = w_{OPN} + 10\% = 48\%$), ont été effectués avec le dispositif présenté sur la Figure IV - 28.

Pour les sols non-saturés sur le chemin triaxial non-drainé avec la technique translation d'axes, la procédure de l'essai est la suivante :

- **Etat initial :** la pression interstitielle d'air (u_a) initiale dans l'échantillon compacté est généralement égale à la pression atmosphérique (1 Bar), et la pression interstitielle d'eau (u_w) est négative : $\sigma_3 \approx 0$, $u_a = 100$ kPa, $u_w < 0$, $u_w - u_a < 0$;

- **Translation d'axes :** avec la technique translation d'axes, en général, l'augmentation de pression interstitielle d'eau est égale à celle de la pression d'air ; et par conséquent, en augmentant la pression d'air, la pression interstitielle d'eau augmente d'une valeur négative jusqu'à une valeur positive, qui peut être mesurée par un capteur de pression normal ; dans cette étape, la pression de confinement (σ_3) est augmentée de la même quantité que la pression interstitielle d'air pour maintenir la pression de confinement nette ($\sigma_3 - u_a$) constante : $\sigma_3 > u_a > u_w > 0$, ($u_w - u_a$) augmente ;

  Note : *En pratique, la pression de confinement (σ_3) est un peu plus grande que la pression interstitielle d'air pour que l'échantillon soit bien entouré par la membrane, et éviter le gonflement de la membrane.*

- **Consolidation 1 :** quand la pression interstitielle d'eau (u_w) devient positive et se stabilise dans l'étape précédente, on augmente par palier la pression de confinement (σ_3) mais en laissant toujours la pression interstitielle d'air (u_a) constante afin de déterminer la valeur du coefficient de SKEMPTON (B) : $\sigma_3 > u_a \approx u_w > 0$, ($u_w - u_a$) ≈ 0 ;

- **Consolidation 2 :** la pression interstitielle d'eau (u_w) augmente progressivement avec l'augmentation de la pression de confinement (σ_3) jusqu au moment où elle est égale à la pression interstitielle d'air (u_a), qui est toujours constante pendant les étapes de consolidation ; $\sigma_3 > u_a = u_w > 0$, ($u_w - u_a$) $= 0$;

- **Consolidation 3 :** le problème se pose principalement dans cette étape où de l'eau se draine par le circuit d'air quand la pression interstitielle d'eau (u_w) dépasse la valeur de pression interstitielle d'air (u_a). Dans ce cas là, on ne se trouve plus en condition non-drainée : $\sigma_3 > u_w > u_a > 0$, ($u_w - u_a$) > 0 ;



Figure IV - 29 : Drainage de la pâte dans le circuit d'air pour l'essai non-drainé

Note : *En fait, on constate que, pendant cette étape, de la pâte humide (et pas seulement de l'eau) se draine par le circuit d'air, et elle bloque finalement le circuit d'air (Figure IV - 29).*

Ces étapes sont présentées sur la Figure IV - 30.

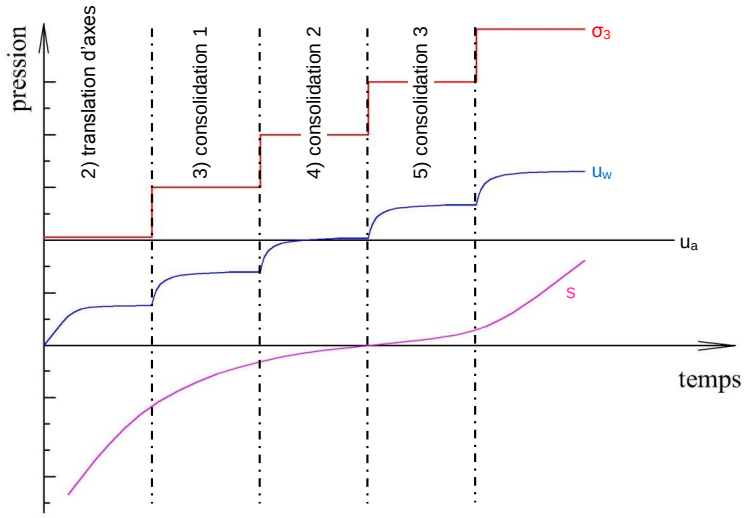


Figure IV - 30 : Schéma de translation d'axe et consolidation

Afin de résoudre ce problème, on a fait plusieur essais :

- chercher une membrane semi-perméable à l'air, qui serait placée dans l'embase supérieure sur le circuit d'air et empêcherait le passage de l'eau ;
- fabriquer une valve, placée sur le circuit d'air, qui empêcherait automatiquement le passage de l'eau quand la pression interstitielle d'eau dépasse la pression interstitielle d'air ;
- modifier l'embase supérieure pour pouvoir drainer l'air et le remplacer par de l'eau lorsque la pression d'eau devient supérieure à la pression d'air ;
- faire deux essais en parallèle, l'un avec une pression d'air imposée tant que (u_w - u_a) est négative, l'autre classique, sans imposer de pression d'air, avec (u_w - u_a) positive.

Ces différentes tentatives sont détaillées ci-dessous.

IV.3.1.2.1 Membrane semi-perméable à l'air

TAIBI (1994) a utilisé dans sa thèse une membrane en polytétrafluoro-éthylène (PTFE) semi-perméable à l'air, dont les caractéristiques sont présenté dans le Tableau IV - 5.

Tableau IV - 5 : Caractéristiques de la membrane de polytétrafluoro-éthylène (d'après TAIBI, 1994)

Marque	Référence	Point de bulle (kPa)	Diamètre moyen des pores (µm)	Perméabilité à l'air /cm^2, 20º, 70 kPa
Millipore	Fluoropore	134	0.2	4 ml/min

Des essais préliminaires ont été faits pour mesurer d'une part l'imperméabilité à l'eau, et d'autre part la perméabilité à l'air, en utilisant le montage présenté sur la Figure IV - 31. TAIBI (1994) a indiqué que la membrane restait imperméable à l'eau pour un gradient de charge de l'ordre de 200 kPa, par ailleurs, une perméabilité quasi instantanée à l'air est observée pour une charge de quelques kPa.

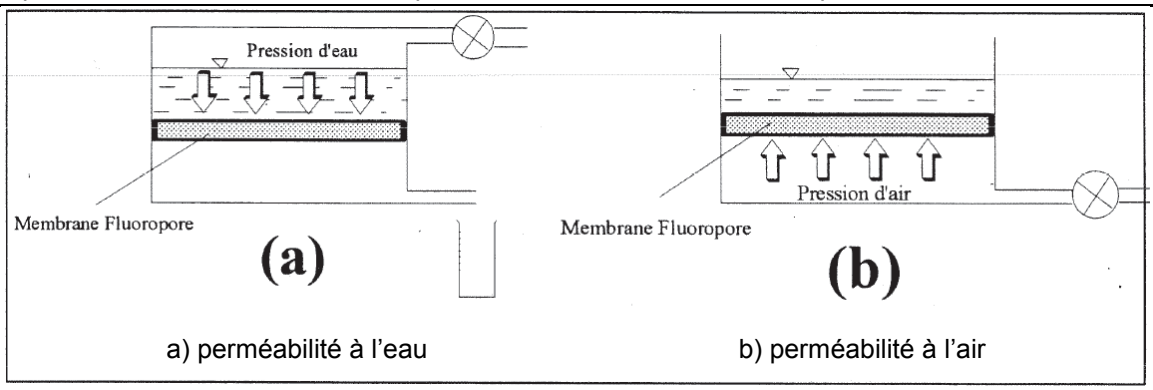


Figure IV - 31 : Essais sur les membranes PTFE (d'après TAIBI, 1994)

Le rapport de TAIBI (1994) nous fournit quelques informations importantes qui pourraient résoudre le problème pour le drainage de l'eau par le circuit d'air. Sur la base de ce rapport, nous avons réalisé une nouvelle embase supérieure, avec une membrane semi-perméable collée à la fin du circuit d'air (Figure IV - 32).

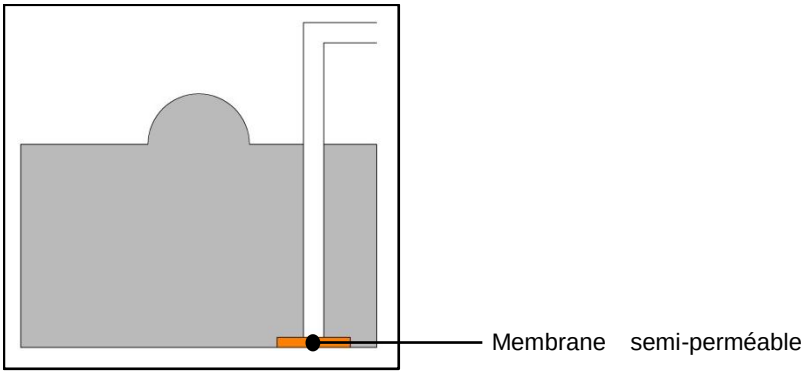


Figure IV - 32 : Modification du circuit avec mise en place d'une membrane semi-perméable

Avant l'application de cette méthode, on a testé les perméabilités à l'air et à l'eau d'une membrane similaire (Tissé Teflon), en utilisant le dispositif expérimental présenté sur la Figure IV - 33. Dans un premiers temps, la mesure a été faite séparément, c'est-à-dire que l'on mesure à chaque fois soit la perméabilité à l'air quand pression d'eau est nulle, soit la perméabilité à l'eau quand pression d'air est nulle ; puis, on détermine la perméabilité à l'eau, quand la pression d'air est de 100 kPa.

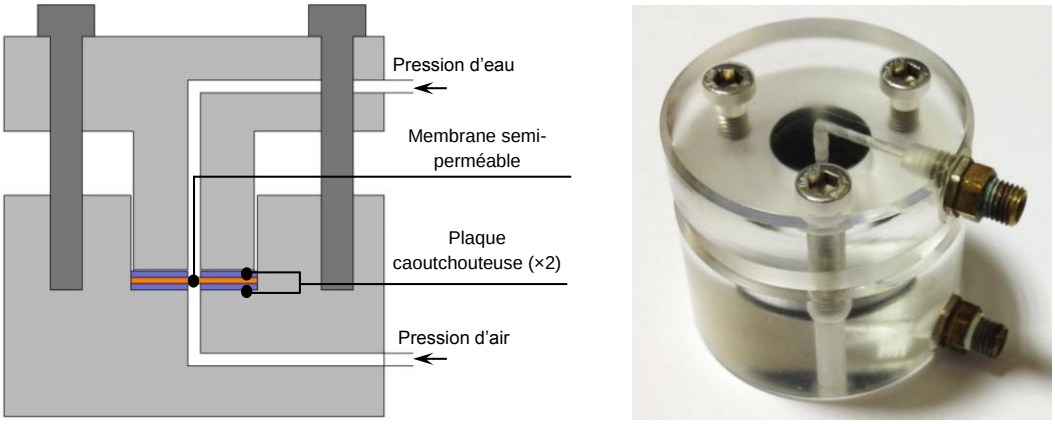


Figure IV - 33 : Dispositif expérimental pour tester les perméabilités à l'air et à l'eau des membranes semi-perméables

Le Tableau IV - 6 présente les résultats du test des perméabilités à l'air et à l'eau pour cette membrane, on observe que :

- La pression d'entrée d'air est très faible, d'environ 5 kPa pour toutes les mesures sous la pression d'eau nulle ;
- La perméabilité d'entrée d'eau est comprise entre 80 et 150 kPa sous la pression d'air nulle ; en même temps, il existe une dispersion importante de ces mesures, en raison de l'hétérogénéité de la membrane ;
- La pression d'entrée d'eau est de 110 kPa si une pression d'air de 100 kPa est imposée ;

Tableau IV - 6 : Résultats du test des pression d'entrée d'air et d'eau de la membrane

Numéro de mesure	Pression d'entrée d'air (kPa) (u_w = 0 kPa)	Pression d'entrée d'eau (kPa) (u_a = 0 kPa)	Pression d'entrée d'eau (kPa) (u_a = 100 kPa)
1	5	150	×
2	5	80	×
3	5	90	×
4	5	90	×
5	5	100	×
6	×	×	110

Cette méthode semble intéressante, bien que la pression d'entrée d'eau de la membrane que l'on a testée soit trop faible pour être utilisée reéllement dans l'essai non-drainé. Mais s'il existe une membrane qui soit perméable à l'air mais non-perméable à l'eau jusqu'à une valeur suffisante de pression, cette méthode serait utile pour les recherches futures dans le domaine des essais triaxiaux non-drainés et non-saturés.

IV.3.1.2.2 Nouvelle valve

Outre la membrane semi-perméable, nous avons pensé à la possibilité d'intégrer dans l'embase supérieure une valve, qui pourrait se refermer automatiquement quand la pression interstitielle d'eau dépasse la pression interstitielle d'air. Deux types de valves ont été considérés :

- **Valve électronique :** à notre connaissance, il existe beaucoup de valves électroniques qui peuvent être contrôlées artificiellement par un signal électronique. Néanmoins, ce type de valve n'est pas pratique pour notre système parce que :
  - la haute pression de confinement que l'on impose pendant la consolidation peut influencer ou même endommager une valve électronique normale, il est donc indispensable de chercher une valve électronique spéciale qui puisse fonctionner sous haute pression ;
  - la taille de l'embase supérieure (35 mm de diamètre) et l'étanchéité du système limitent énormément l'utilisation de la valve électronique spéciale ;
- **Valve mécanique :** vu les inconvénients et la complexité des valves électroniques, nous avons proposé la fabrication d'une valve mécanique, au niveau du laboratoire, qui puisse se fermer automatiquement quand la pression interstitielle d'eau (u_w) est supérieure à la pression interstitielle d'air (u_a).
  - **Description :** la Figure IV - 34 et la Figure IV - 35 présentent les composants principaux de la valve, qui comporte :

1) un tube de cuivre de 10 mm de diamètre extérieur et de 28 mm de longueur, dans lequel un passage de 2 mm de diamètre est réservé ;

2) un deuxième tube de cuivre de 10 mm de diamètre extérieur et de 20 mm de longueur, fileté aux deux extrémités ; deux plaques perforées sont intégrées dedans ;

3) un ressort de 10 mm de longueur, et de 2 mm de diamètre ;

4) un joint torique de 2 mm de diamètre et 1 mm d'épaisseur ;

5) une bille métallique de 2 mm de diamètre ;

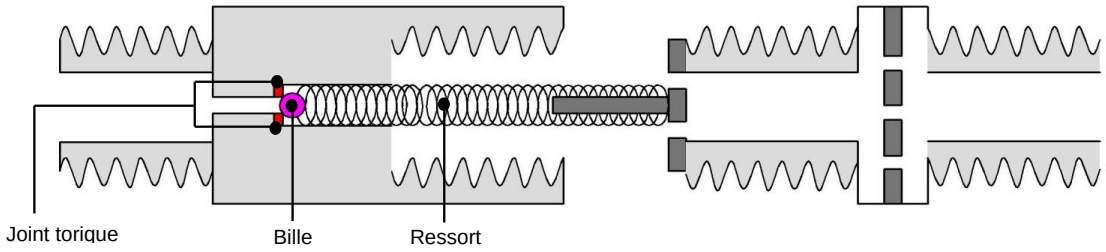


Figure IV - 34 : Schéma de la valve mécanique



Figure IV - 35 : Photo de la valve mécanique

- **Test de la valve :** la valve a été testé, avec le dispositif présenté sur la Figure IV - 36, pour le passage de l'air et de l'eau dans différentes conditions de pressions. Les pressions interstitielles d'air et d'eau étaient respectivement contrôlées par deux contrôleurs pression-volume GDS à gauche et à droite, et on déterminait le passage de l'air ou de l'eau en observant l'écoulement d'eau dans les tuyaux.

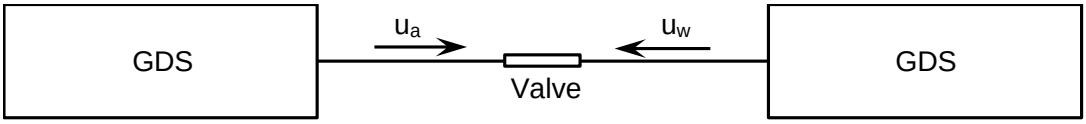


Figure IV - 36 : Schéma du dispositif pour tester l'accessibilité d'air ou d'eau dans différentes conditions de pressions dans la valve mécanique

Les résultats de ce test sont présentés dans le Tableau IV - 7 ; on a observé qualitativement que :

1) l'air pouvait passer librement sous une pression de 10 kPa, si la pression d'eau était nulle ; ceci montre que la résistance du ressort est assez faible (inférieure à 10 kPa) ;

2) l'eau ne peut pas passer sous une pression de 50 kPa et même plus que 50 kPa, si la pression d'air est nulle ; ceci montre que l'étanchéité du dispositif, surtout le contact entre la bille et le joint torique, est bonne ;

3) pour une situation plus représentative de l'essai, si l'on impose d'abord une pression d'air (u_a) de 100 kPa, on observe que de l'eau peut passer doucement à travers la valve bien que

la pression d'eau (u_w) ne soit que de 110 kPa, 10 kPa plus grande que la pression d'air (u_a) ; ceci montre que, avec une pression d'air imposée précédemment, le passage de l'eau à travers la valve ne peut pas être empêché totalement, c'est-à-dire que l'eau peut encore se drainer par le circuit d'air même si la pression d'eau est supérieure à la pression d'air.

Tableau IV - 7 : Résultats du test de la valve mécanique

Numéro	u_a (kPa)	u_w (kPa)	Observation
1	10	0	l'eau s'écoule vers la droite
2	0	50	l'eau ne s'écoule pas
3	100	110	l'eau s'écoule vers la gauche

Même si nous avons pensé que cette méthode pouvait fonctionner théoriquement, le résultat du test était un peu décourageant.

IV.3.1.2.3 Nouvelle tête d'échantillon

La troisième méthode que l'on a proposée était de modifier l'embase supérieure traditionnelle en ajoutant un second circuit de drainage pour l'eau de l'autre côté (Figure IV - 37).

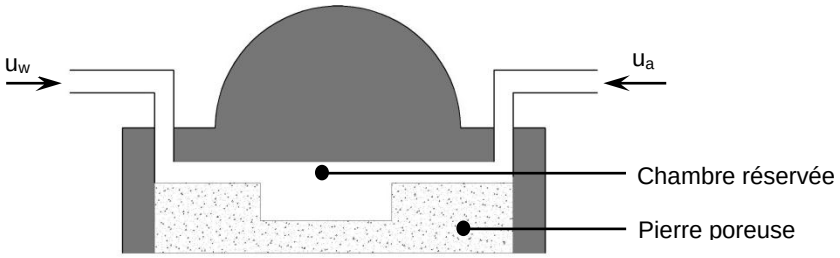


Figure IV - 37 : Tête d'échantillon modifiée

- **Principe :** le principe de cette méthode est basé sur la faible compressibilité et la bonne fluidité de l'eau : on remplit rapidement le circuit d'air avec de l'eau au moment où la pression interstitielle d'eau de l'échantillon devient égale à la pression d'air imposée.

  Note : *en fait, il existe théoriquement des défauts pour cette méthode :*

  1) on risque d'humidifier un peu l'échantillon en dessous de la tête, pendant le remplissage d'eau, car la pierre poreuse est perméable à l'eau ; afin d'éviter au maximum l'humidification de l'échantillon, on peut diminuer le temps de remplissage d'eau, utiliser une pierre poreuse moins perméable à l'eau, et augmenter l'épaisseur de la pierre poreuse ;

  2) on risque de diminuer la pression interstitielle d'air dans l'échantillon, quand on arrête imposer la pression d'air pendant le remplissage ; cette diminution de pression interstitielle d'air pourrait influencer l'état de contrainte dans l'échantillon (u_w, $\sigma - u_a$).

  Néanmoins, comme les échantillons que l'on a testé étaient très plastiques et avec l'air emprisonné, les deux défauts présentés ci-dessus ne sont pas trop sévères en raison des faibles perméabilités à l'air et à l'eau.

- **Mode opératoire :** le dispositif expérimental (cellule triaxiale) est présenté sur la Figure IV - 38 ; il est le suivant :

  - On arrête d'abord la pression d'air, et remplit soigneusement les circuits d'eau et d'air avec de l'eau désaérée ;

- Ensuite, on ferme les circuits d'eau et d'air immédiatement ;

- On relance l'essai, et augmente la pression de confinement pour consolider l'échantillon ;

Note : *pendant ce processus, il y a quelques aspects importants et difficiles :*

1) dans la cellule triaxiale utilisée, il y a quatre sorties à la base et une en haut ; pour le nouveau système, il ne reste pas suffisamment de circuits sur la base et la pression de confinement (σ_3) doit être imposée par le circuit en haut de la cellule ;

2) l'installation de l'échantillon est plus difficile qu'avant en raison de la modification de l'embase supérieure, surtout quand on met en place les joints toriques ; en pratique, on entoure d'abord les joints toriques sur la tête, puis on met en place l'échantillon sur la base de la cellule ;

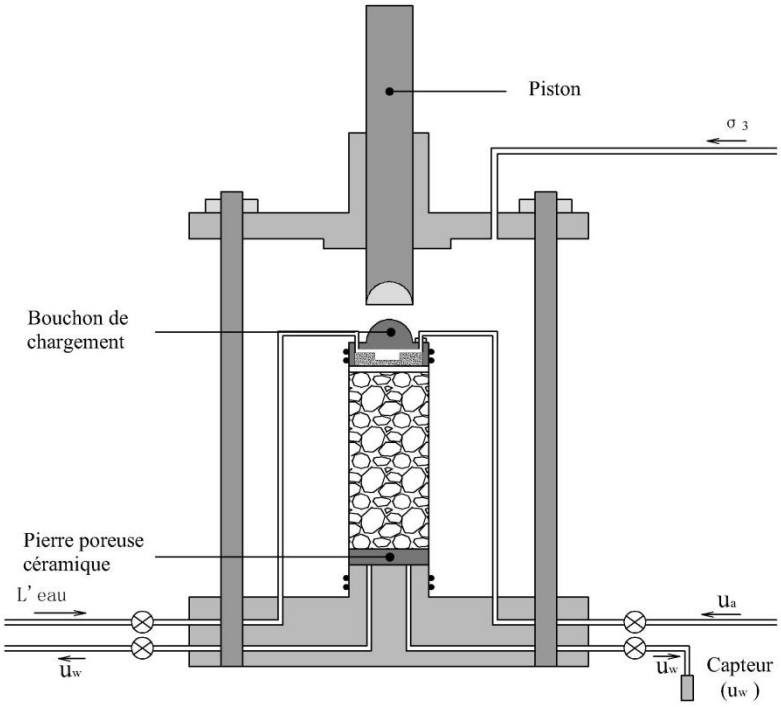


Figure IV - 38 : Montage triaxial avec le bouchon modifié

IV.3.1.2.4 Essais en parallèle

Avec cette méthode, on fait deux essais triaxiaux en parallèle sur deux échantillons compactés dans les mêmes conditions. L'idée de cette méthode était que :

- Pour le premier échantillon : on impose une pression d'air (u_a) pour que la pression interstitielle d'eau soit positive et mesurable par le capteur ; avec la translation d'axes, on peut faire toutes les mesures tant que la pression interstitielle d'eau est inférieure à la pression d'air imposée ($u_w \leq u_a$) ;

- Pour le deuxième échantillon : on n'impose plus de pression d'air (u_a), mais on augmente directement la pression de confinement (σ_3) pour que la pression interstitielle d'eau soit positive et mesurable, ce qui revient à poursuivre l'essai de façon classique, là où on a arrêté le premier ; ensuite, on continue à consolider progressivement l'échantillon en augmentant par palier la pression de confinement (σ_3) ; on peut donc connaître toutes les informations après le point où la pression interstitielle d'eau est supérieure à la pression d'air ($u_w \geq u_a$) ;

- Si on néglige l'hétérogénéité de ces deux petits échantillons, qui proviennent d'un même grand échantillon compacté, on peut de cette façon réaliser un essai complet sur cet échantillon.

IV.3.1.3 Procédure expérimentale

On présente dans ce paragraphe la procédure expérimentale pour la méthode présentée dans le paragraphe IV.3.1.2.4 (Essais en parallèles). Celle-ci comporte principalement :

- **Préparation des échantillon :** un échantillon à une teneur en eau d'environ 48% a été préparé par la méthode PROCTOR Normal ; puis on découpe dans cet échantillon des échantillons plus petits, avec des diamètres d'environ 35 mm et des hauteurs d'environ 30 mm, en utilisant le carottier présenté dans le chapitre I.

- **Saturation de la céramique :**

  - avant la saturation de céramique, on doit faire circuler l'eau désaérée en dessous de la pierre poreuse céramique, pour faire sortir les bulles d'air du circuit de drainage ;

  - puis on réalise des cycles d'augmentation-diminution de la pression dans la céramique en contrôlant la pression de confinement (σ_3 = 100 ou 1500 kPa) avec des palier d'environ 4 heures ;

  - cette opération est répétée de 3 cycles (Figure IV - 39);

  - on démonte la cellule triaxiale, et on place la base à l'envers dans l'eau désaérée pour éviter la désaturation de la céramique, comme montré sur la Figure IV - 40 ;

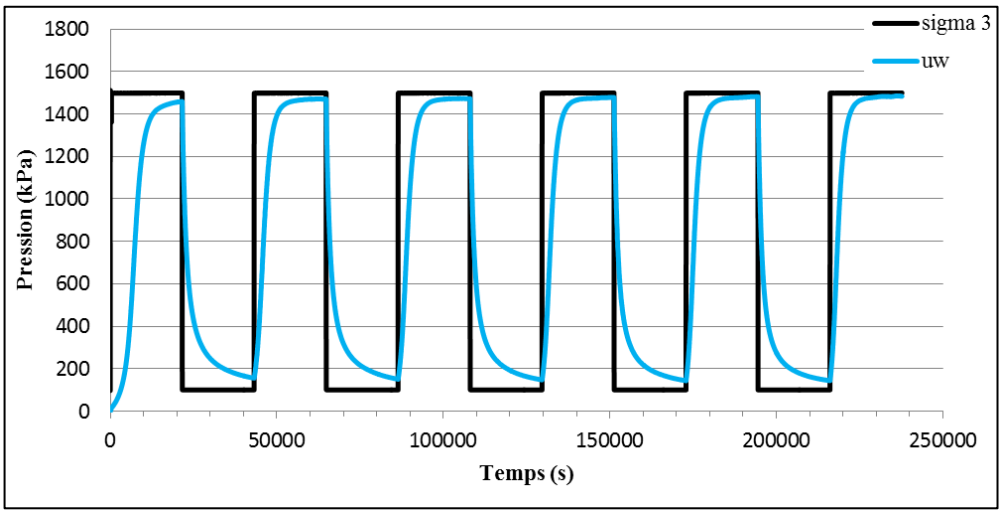


Figure IV - 39 : Saturation de céramique

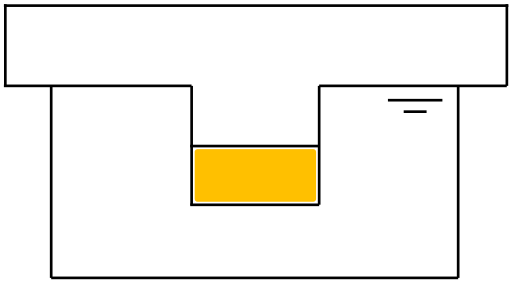


Figure IV - 40 : Mise en place de la base après la saturation de la céramique

- **Mise en place de l'échantillon :** l'échantillon est placé sur l'embase et on installe les joints toriques, puis on remplit la cellule triaxiale avec de l'eau comme dans l'essai triaxial saturé (Chapitre I) ;

  Note : *la céramique risque de se désaturer quand elle est en contact avec l'échantillon non saturé, il est important de finir cette étape assez rapidement (de l'ordre de 30 minutes en pratique)*

- **Mesure de la succion initiale (translation d'axes) :**

  - On estime de façon approximative la succion initiale de l'échantillon à partir des mesures de papier-filtre faites au préalable sur les échantillons et de sa teneur en eau ;
  - la pression d'air (u_a) est d'abord imposée par le circuit d'air au dessus de l'échantillon, puis une pression de confinement un peu plus grande ($\sigma_3 = u_a + 20$ kPa) est imposée ;
  - on augmente progressivement et de la même façon les pressions d'air (u_a) et de confinement (σ_3), jusqu'à ce que la pression interstitielle d'eau (u_w) devienne positive et constante ;
  - la succion initiale est égale à la différence entre la pression d'air et la pression interstitielle d'eau ($s = u_w - u_a$) ;

- **Consolidation isotrope :** On continue à augmenter par palier (≈ 24 heures) la pression de confinement, en maintenant la pression d'air constante ;

- **Ecrasement :** on écrase l'échantillon avec une vitesse de 0.5%/h par la presse : la contrainte déviatoire augmente jusqu'à la rupture ;

- **Etat final :** une fois l'échantillon arrivé à la rupture, on débranche la cellule triaxiale, retire l'échantillon et détermine sa teneur en eau finale.

IV.3.2 Technique osmotique

Dans cette thèse, on a essayé d'utiliser la technique osmotique pour l'essai triaxial non-saturé, principalement pour la construction et l'amélioration du dispositif expérimental.

III.3.2.1 Construction du dispositif expérimental

Le montage triaxial utilisant la technique osmotique a été d'abord construit comme montré sur la Figure IV - 41. Il comporte principalement :

- **une centrale d'acquisition et une presse** comme présenté dans le Chapitre I pour le triaxial saturé ;

- **deux contrôleurs pression-volume GDS :** l'un pour imposer la pression de confinement (à gauche), l'autre pour mesurer la pression interstitielle d'eau dans l'échantillon (à droite) ;

- **des capteurs de pression, force et déplacement :** un capteur de pression d'eau est branché pour mesurer la variation de pression dans la solution de PEG ; pour les autres capteurs, ils sont les mêmes que pour le triaxial saturé ;

- **cellule triaxiale :** une petite cellule triaxiale a été utilisée, mais des modifications ont été apportées à la base :

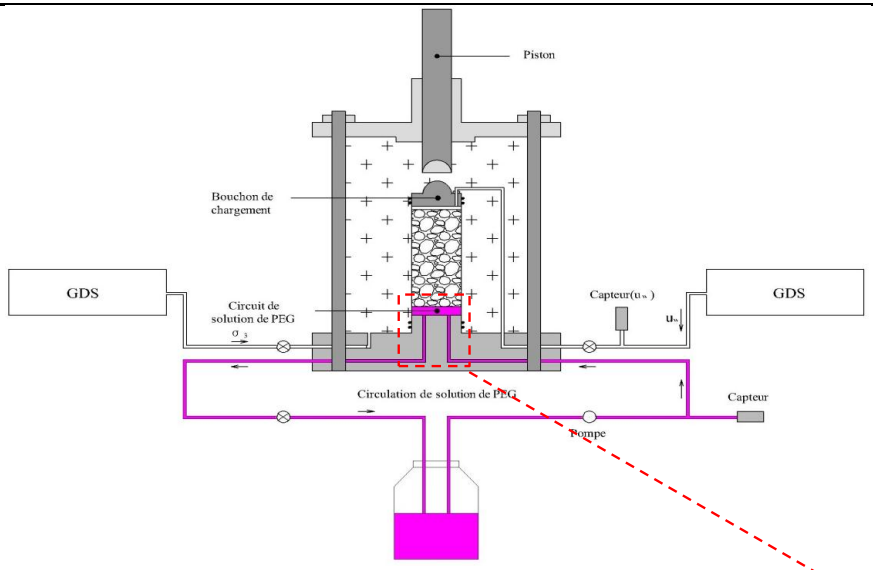
- Un tube plastique de 40 mm de diamètre extérieur, de 36 mm de diamètre intérieur, et de 50 mm de hauteur a été mis à l'extérieur de la base normale, dont le diamètre extérieur et le hauteur étaient respectivement de 35 mm et 40 mm ;

- Puis, on a mis sur la base normale un deuxième tube métallique de 25 mm de diamètre extérieur, de 20 mm de diamètre intérieur, et de 8 mm de hauteur ;

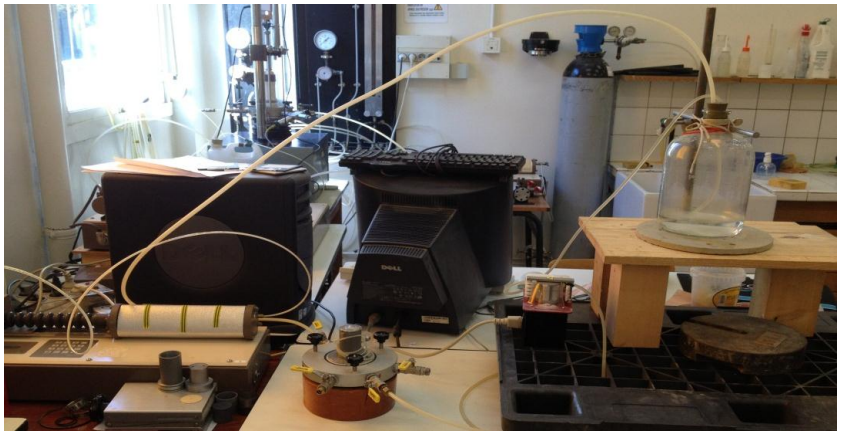
- Ensuite, une plaque perforée de 35 mm de diamètre, et de 2 mm de hauteur a été mise en place sur le tube métallique ;

- Enfin, la membrane semi-perméable a été placée sur la plaque perforée, et collée sur la surface du tube plastique extérieur ;

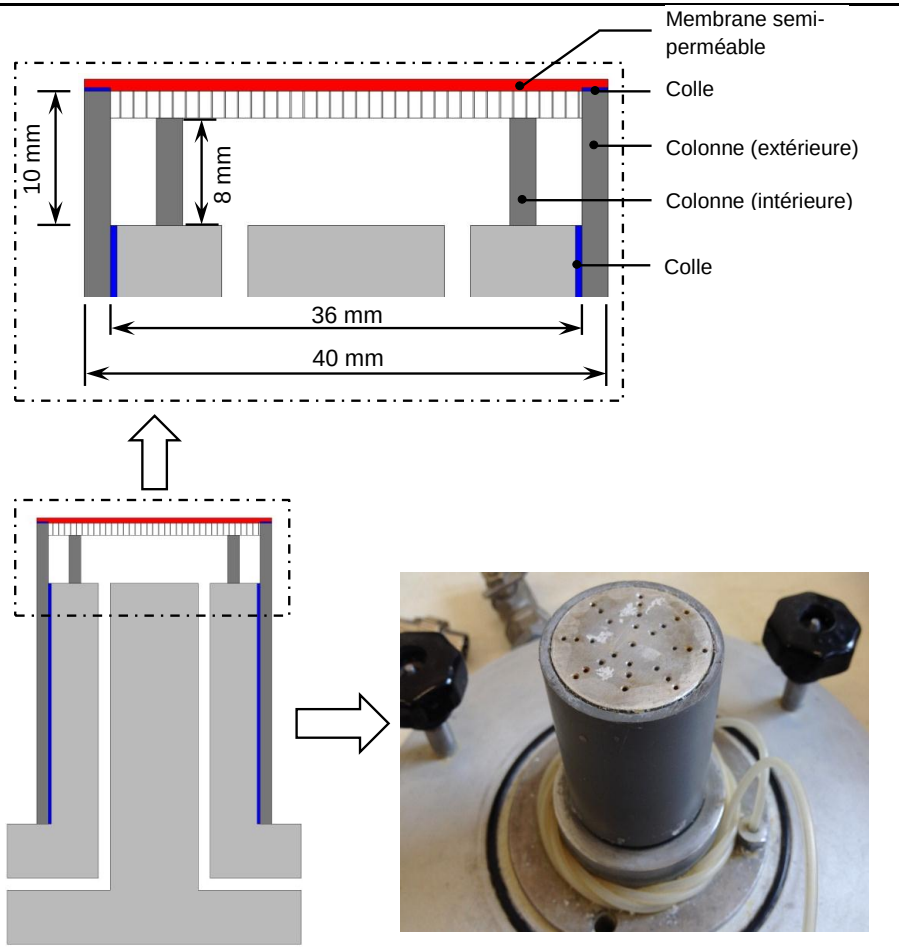
- **Circuit de solution de PEG :** la circulation de la solution de PEG a été réalisée par une pompe péristaltique ISMATEC (Model : ISM851) dans un circuit bien étanche.



1) Schéma du dispositif expérimental



2) Photo du dispositif expérimental



3) Schéma de la base

4) Photo de la base

Figure IV - 41 : Montage de l'essai triaxial avec la technique osmotique

III.3.2.2 Amélioration du dispositif expérimental

Le système présenté précédemment ne marche pas pour notre essai triaxial non-drainé parce que :

- Durant l'équilibre de succion entre la solution de PEG et l'échantillon, la pression dans la solution est constante (≈ 0 kPa) ;
- Une fois l'équilibre atteint, pendant l'application de la contrainte déviatoire, la pression dans la solution de PEG augmente progressivement en raison de l'augmentation de la pression interstitielle d'eau de l'échantillon ;
- Néanmoins, le tuyau que l'on utilise est très déformable, ce qui influence fortement la pression interstitielle d'eau (diminuée) ; de plus, il n'est pas possible de remplacer ce tuyau parce que l'on doit déformer le tuyau pour faire circuler la solution de PEG par la pompe ;

Il est donc nécessaire d'améliorer ce dispositif expérimental, et on a proposé deux méthodes possibles pour résoudre ce problème : 1) chercher un autre type de pompe ; 2) trouver un autre systéme pour faire circuler la solution de PEG.

III.3.2.2.1 Chercher un autre type de pompe

Afin que la circulation de solution de PEG soit assurée correctement pour l'essai triaxial non-drainé, la pompe :

- doit être capable de faire la circulation sous haute pression (100 kPa < p < 1 000 kPa);
- doit avoir un faible débit (environ 2 cm^3/min, soit 0.00012 m^3/h);
- doit être capable de faire circuler une solution acide (2 < pH < 6).

On a essayé de trouver ce type de pompe en consultant ces entreprises:

- MAGNA 3 (GRUNDFOS) ;
- GeophyConsult ;
- WILO.

La difficulté principale était que nous ne sommes pas arrivés à trouver une pompe avec un débit convenable.

III.3.2.2.2 Un autre système pour circuler la solution de PEG

On a proposé et testé deux systèmes assez simples pour remplacer la pompe : 1) en utilisant les contrôleurs pression-volume GDS ; 2) en utilisant deux volumètres.

- **Circulation de la solution de PEG par des contrôleurs pression-volume GDS :** La solution de PEG peut circuler sous la pression différentielle entre deux GDS : la Figure IV - 42 présente le schéma du système.

  ***Note :** on n'a pas construit ce montage, car les mesures préliminaires montrent que la solution de PEG est acide (2 < pH < 6), qui peut corroder le GDS.*

- **Circulation par des volumètres :** la Figure IV - 43 montre un autre système qui fait la circulation au moyen de deux volumètres.

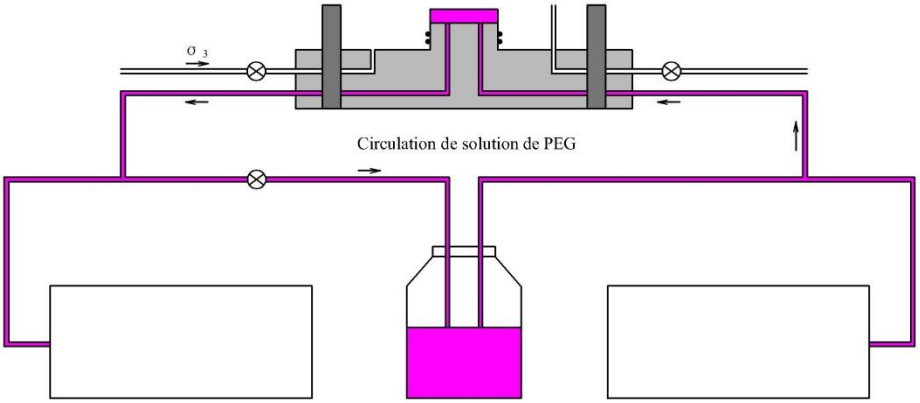


Figure IV - 42 : Circulation de la solution de PEG par GDS

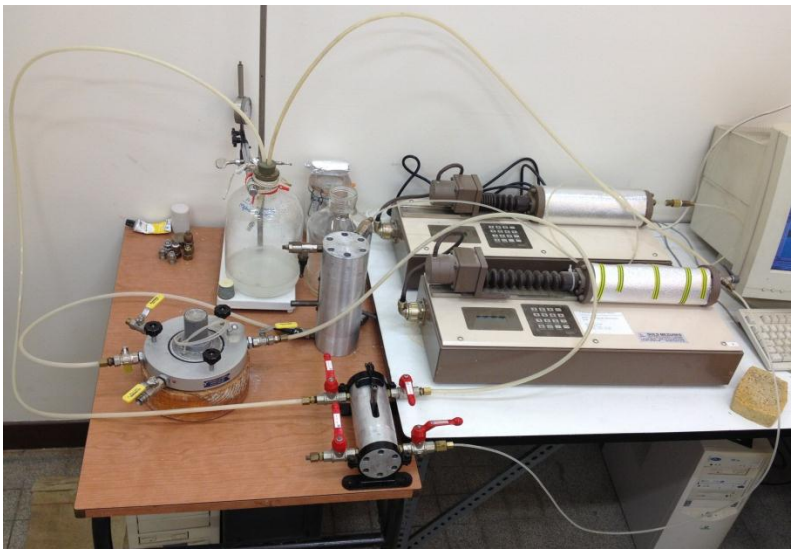


Figure IV - 43 : Circulation de la solution de PEG par des volumètres

IV.4 Résultats

Six essais ont été faits sur les échantillons compactés du côté humide de l'optimum, en utilisant la technique de translation d'axes. Le résumé de ces essais est présenté dans le Tableau IV - 8.

Tableau IV - 8 : Synthèse des essais triaxiaux effectués sur les échantillons compactés non saturés

	1er essai (13.06.07)	2ème essai (13.07.05)	3ème essai (13.07.17)	4ème essai (13.08.29)	5ème essai (13.12.13)	6ème essai (13.12.26)
Teneur en eau initiale (w_i)	49.25%	48.76%	46.28%	48.05%	47.78%	48.34%
Mesure de le succion initiale	√	√	√	√	×	√
Consolidation isotropique	×	√	√	√	√	√
Ecrasement	×	×	√	√	√	×
Teneur en eau finale (w_f)	×	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
× non mesuré

Note : *on observe que, dans le tableau ci-dessus, il y a une dispersion importante (± 1.5%) pour les teneurs en eau des échantillons, qui viennent du même échantillon compacté. Ceci indique une hétérogénéité relative grande par rapport aux échantillons compactés aux teneurs inférieures à 45%. C'est l'une des raisons pour lesquelles on a recommandé, dans le chapitre II, de compacter l'échantillon à une teneur en eau inférieure à 45%.*

IV.4.1 Résultats du 1er essai

Description : les résultats du 1er essai sont présentés sur la Figure IV - 44, sur laquelle on peut observer que :

- **Succion initiale :** la succion initiale de l'échantillon (w_i = 49.25%) est d'environ 20 kPa, sous une contrainte nette (σ_3 - u_a) de 50 kPa ;
- **Durée d'équilibre :** pour le sol compacté par la méthode PROCTOR Normal et avec une épaisseur d'environ 3 cm, la pression interstitielle d'eau (u_w) dans l'échantillon se stabilise environ deux jours après l'application de la pression d'air (u_a) ;
- **Efficacité de la technique de translation d'axes :** pour les deux pressions d'air imposées (u_a = 50, et 100 kPa), les succions initiales mesurées sont d'environ 20 kPa et 15 kPa ; il semble que, pour cet échantillon, il n'y ait pas de grande différence pour la détermination de la succion initiale, si la pression de confinement nette (σ_3 - u_a) reste constante ; ceci montre la validité de la technique de translation d'axes pour l'échantillon avec un degré de saturation élevé (plus de 90%)

Note : *la température de la salle d'essai varie (de 18°C à 25°C) pendant l'essai, et elle influence donc la mesure de la pression interstitielle d'eau ; on peut observer, sur la figure, que cette influence est très peu vu qu'il y a quelques variations pour la pression interstitielle d'eau (u_w) entre le jour et la nuit ;*

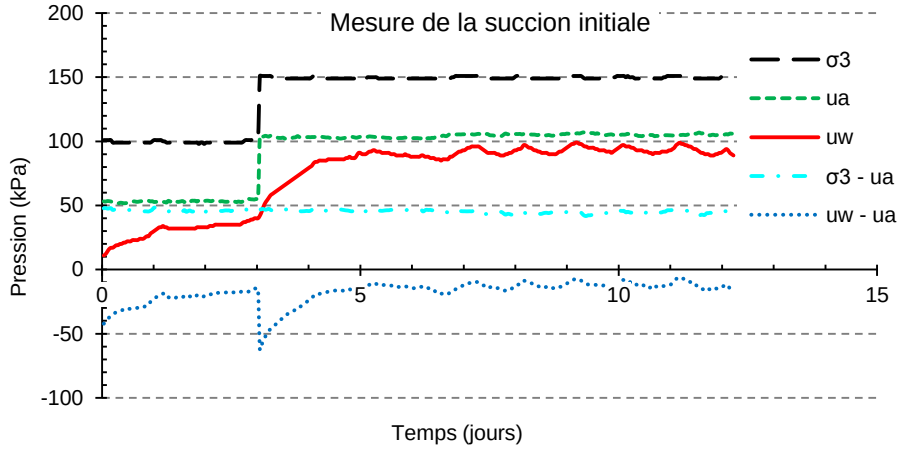


Figure IV - 44 : Mesure de la succion initiale dans le sol compacté par la technique translation d'axes - 1er essai

IV.4.2 Résultats du 2ème essai

Description : les résultats du 2ème essai sont présentés sur la Figure IV - 45, la Figure IV - 46 et la Figure IV - 47, on peut observer que :

- **Saturation de la céramique :** la céramique a été saturée en imposant trois cycles de pression de confinement (σ_3), entre 100 kPa et 1500 kPa ; l'irrégularité du changement de la pression d'eau (u_w), au dessous de la céramique est due a la variation de température et à la fatigue du capteur de pression, Figure IV - 45 ;

- **Succion initiale :** après environ 15 heures d'équilibre, la pression interstitielle d'eau (u_w) se stabilise à 158 kPa, pour une pression d'air de 245 kPa ; la succion initiale pour cet échantillon est donc d'environ 87 kPa, sous une pression de confinement nette (σ_3 - u_a) de 55 kPa, Figure IV - 46 ;

- **Consolidation isotrope :** trois paliers d'augmentation de la pression de confinement ont été effectués, d'environ 250 kPa pour chaque palier : on observe sur la Figure IV - 47 que :

  - Pour le 1er palier : la pression interstitielle d'eau (u_w) augmente de 155 kPa, et se stabilise à 345 kPa après six heures ; le coefficient de SKEMPTON B est égal à 0.76 ;

  - Pour le 2ème palier : la pression interstitielle d'eau (u_w) augmente de 330 kPa à 506 kPa, puis chute à 352 kPa ; ceci montre qu'il y a probablement une fuite dans le système pour la mesure de pression interstitielle d'eau (u_w), B est égal à 0.704 ;

  - Pour le 3ème palier : la pression interstitielle d'eau (u_w) augmente de 352 kPa à 499 kPa, suivie d'une diminution à cause de la fuite et aussi de la diminution de la pression d'air (u_a); on a finalement arrêté cet essai.

  Note : *Comme on l'a observé sur la Figure IV - 47, la pression interstitielle d'eau (u_w) s'approche de la pression d'air imposée (u_a), puis la dépasse, la teneur en eau après la consolidation est de 35.2%, qui est 13.6% plus faible que la teneur en eau initiale, 48.8%.*

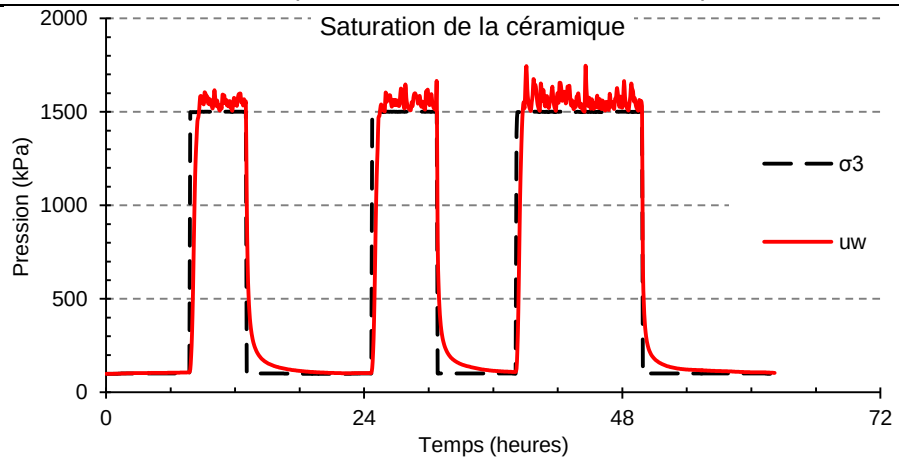


Figure IV - 45 : Saturation de la céramique pour le sol compacté par la technique de translation d'axes - 2ème essai

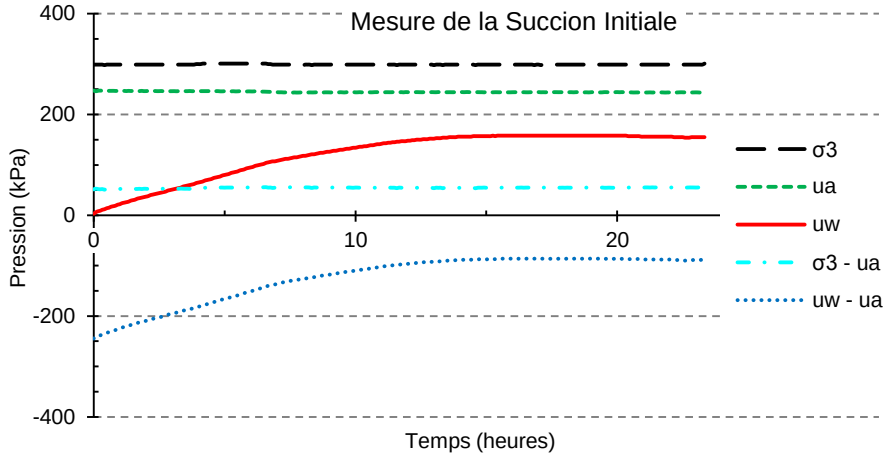


Figure IV - 46 : Mesure de la succion initiale pour le sol compacté, par la technique de translation d'axes - 2ème essai

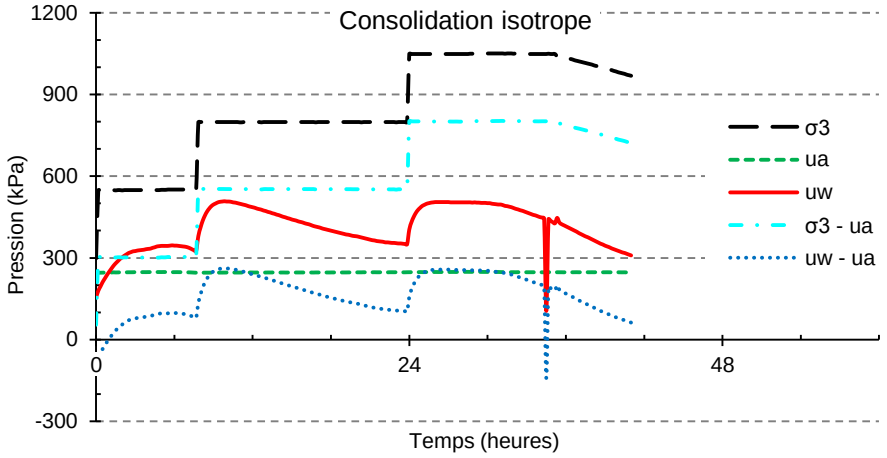


Figure IV - 47 : Consolidation isotrope pour le sol compacté par la technique de translation d'axes - 2ème essai

IV.4.3 Résultats du 3ème essai

La Figure IV - 48 et la Figure IV - 49 présentent les résultats du 3ème essai :

- **Saturation de la céramique :** la Figure IV - 48 - A présente le résultat de la saturation de la céramique ; l'observation est presque la même que celle du 2ème essais ;

- **Succion initiale :** la Figure IV - 48 - B présente la mesure de la succion initiale ;

  - **1ère mesure :** après environ 12 heures d'équilibre, la pression interstitielle d'eau (u_w) se stabilise à 102 kPa, avec une pression d'air de 152 kPa ; la succion initiale pour cet échantillon est donc d'environ 50 kPa, sous une pression de confinement nette (σ_3 - u_a) de 47 kPa ;

  - **2ème mesure :** on augmente la pression d'air à 247 kPa, et on maintient constante la pression de confinement nette [(σ_3 - u_a) = 54 kPa] ; après environ 9 heures d'équilibre, la pression interstitielle d'eau (u_w) est égale à 177 kPa, la succion mesurée est donc égale à 70 kPa, qui est 20 kPa plus élevée que celle de la première mesure.

- **Consolidation isotrope :** la Figure IV - 48 - C présente la consolidation isotrope de l'échantillon ; après la mesure de la succion initiale, on ne change pas la pression d'air (u_a) et ni la pression d'eau ; la pression de consolidation (σ_3 - u_w) est d'environ 125 kPa pendant presque deux jours.

- **Ecrasement :** la Figure IV - 48 - D et la Figure IV - 49 présente l'écrasement de l'échantillon :

  - Sur la Figure IV - 48 - D : sous la contrainte déviatoire, la pression interstitielle d'eau (u_w) augmente dès le moment où le piston entre en contact avec l'échantillon (environ 6 heures) ; la situation est presque la même que pour l'essai saturé, sauf que la pression d'air imposée ici est de 250 kPa, alors qu'elle est nulle pour l'essai saturé ; la succion (u_a - u_w) diminue de 76 kPa à 27 kPa, ce qui correspond à la rupture de l'échantillon.

  - Sur la Figure IV - 49 : on observe que la ligne d'état critique (LEC), déterminée par les échantillons compactés à 48% puis saturés, marche à peu près pour l'échantillon compacté sous une contrainte de consolidation d'environ 125 kPa ; c'est juste parce que la succion de l'échantillon compacté est relativement faible (15 kPa ≤ s ≤ 70 kPa).

IV.4.4 Résultats du 4ème essai

Le 4ème essai est une répétition et amélioration du 3ème , les résultats sont présentés sur la Figure IV - 50 et la Figure IV - 51.

- La Figure IV - 50 - A présente la saturation de la céramique ; ici on trouve que le capteur de pression d'eau marche très bien pour la pression interstitielle d'eau (u_w) entre 100 et 500 kPa ;

- La Figure IV - 50 - B présente le résultat de la mesure de succion initiale ;

  - Pour la pression d'air d'environ 200 kPa, la pression interstitielle d'eau (u_w) se stabilise à environ 130 kPa après d'environ 24 heures d'équilibre, mais cette valeur continue à évoluer (augmenter) chaque 24 heures ; il semble que la température a un effet non réversible et important sur la pression interstitielle d'eau. Ceci diffère du test précédent où la pression interstitielle d'eau était réversible quand on testait l'influence de la température sur la pression d'eau dans la cellule triaxiale sans échantillon ; il est probable que la température a modifié le comportement (par exemple, la compressibilité du squelette) de l'échantillon.

- On note que la succion initiale est de 90 kPa pour cet échantillon sous une pression de confinement nette (σ_3 - u_a) d'environ 10 kPa.

- La Figure IV - 50 - C présente la consolidationd de l'échantillon :

  - On peut observer la valeur de B en fonction de la pression de confinement nette (σ_3 - u_a) ; les valeurs en rouge (Tableau IV - 9) sont des résultats où la pression interstitielle d'eau (u_w) est supérieure à la pression d'air imposée, c'est-à-dire que l'eau se draine ; on remarque que un essai triaxial quasi-drainé comme le nôtre, a un sens physique car il représente un cas réel, par exemple, la construction d'un barrage.

  - Il y a une fuite dans le système quand la pression de confinement est élevée (σ_3 = 1000 kPa).

Tableau IV - 9 : Coefficient de pression interstitielle B en fonction de la pression de confinement nette (σ_3 - u_a) pour l'échantillon compacté à 48% (w_{OPN} + 10) - 4ème essai

σ_3 - u_a	u_w	u_a	B
10	90	200	
95	138	200	0.56
195	195	200	0.57
295	247	200	0.52
390	293	200	0.48
492	337	200	0.43
590	372	200	0.36
690	416	200	0.44

- La Figure IV - 50 - D et la Figure IV - 51 présentent l'écrasement de léchantillon, on observe :

  - Une fuite de pression interstitielle d'eau assez importante (environ 65 kPa) avant le contact entre le piston et l'échantillon, pendant une durée de 18 heures ; on a pris les données à partir de 18 heures pour tracer la Figure IV - 51.

  - Dans le plan (p' - q), la courbe se raccorde bien à la ligne de rupture, comme celle du 3ème essai.

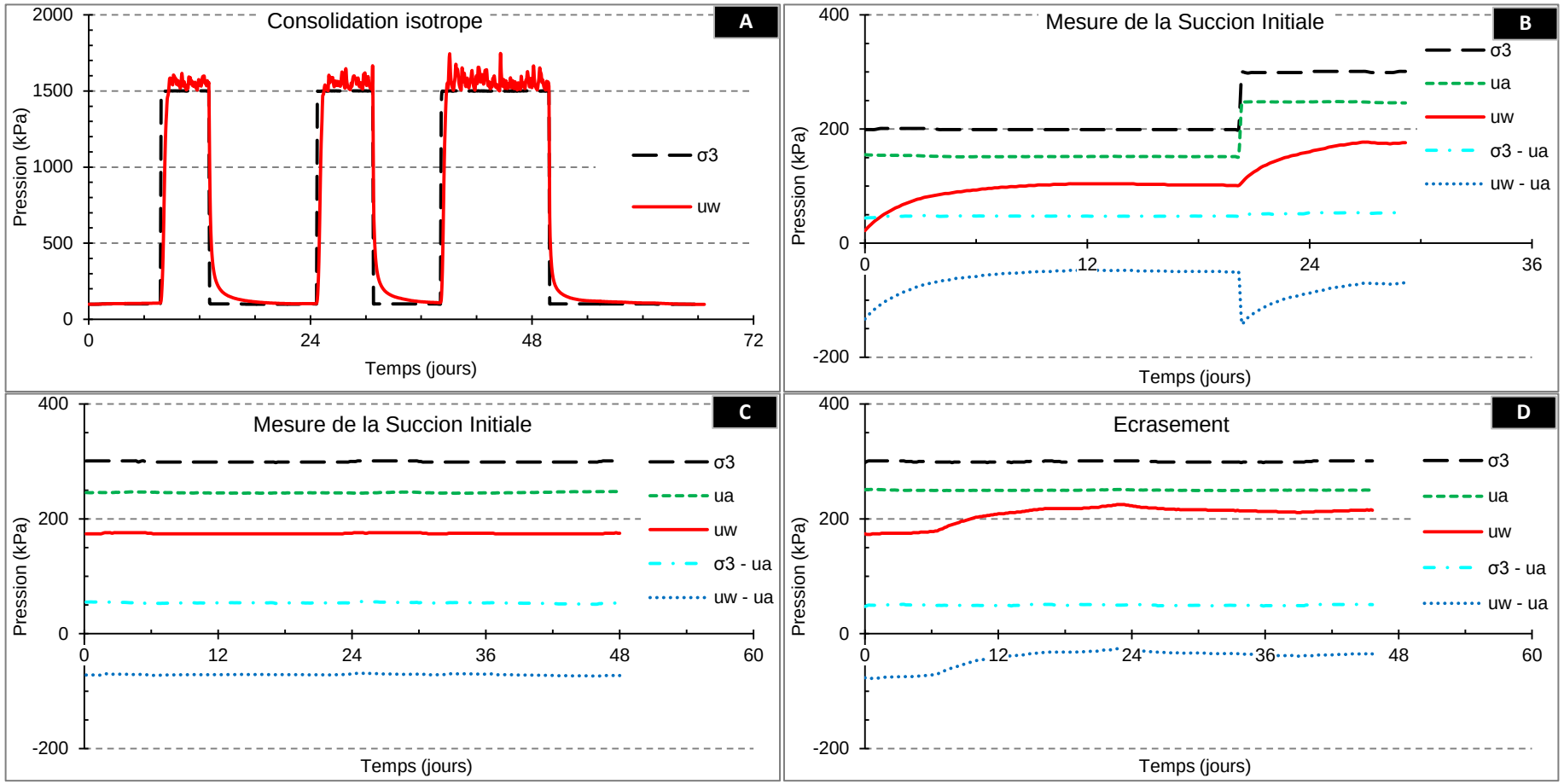


Figure IV - 48 : Essai triaxial non-saturé et non-drainé sur l'échantillon compacté à 48% (w_{OPT} + 10) avec la technique de translation d'axes - 3ème essai (A : Saturation de la céramique ; B : Mesure de la succion initiale ; C : Consolidation isotrope ; D : Ecrasement)

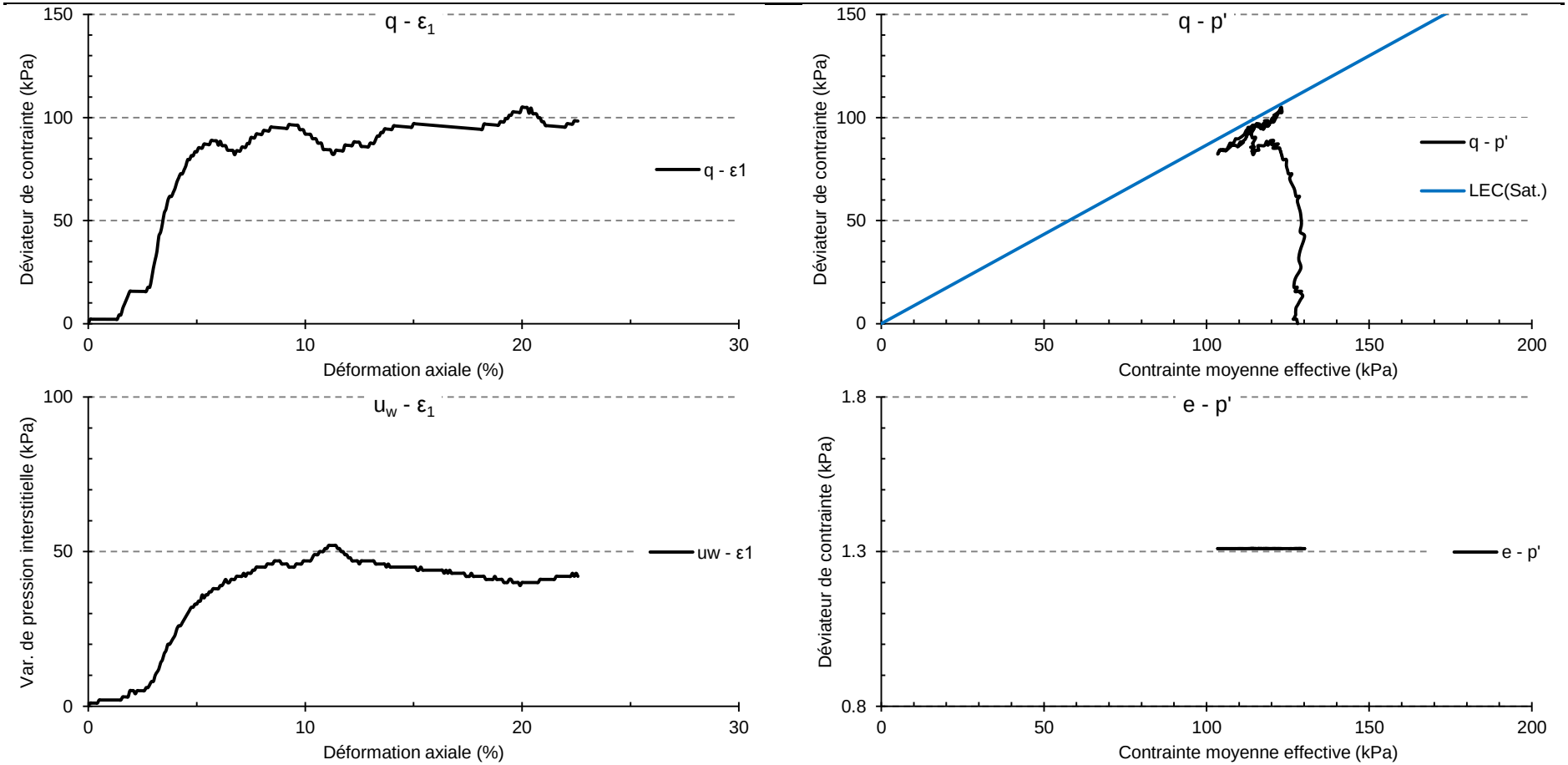


Figure IV - 49 : Ecrasement de l'échantillon compacté à 48% (w_{OPT} + 10) avec la technique de translation d'axes - 3ème essai

Note : pour les échantillon compactés à 48%, utilisés pour les essai triaxiaux saturés, la teneur en eau finale est égale à 48%, qui est presque équivalente à celle de cet échantillon, en condtion non-saturée.

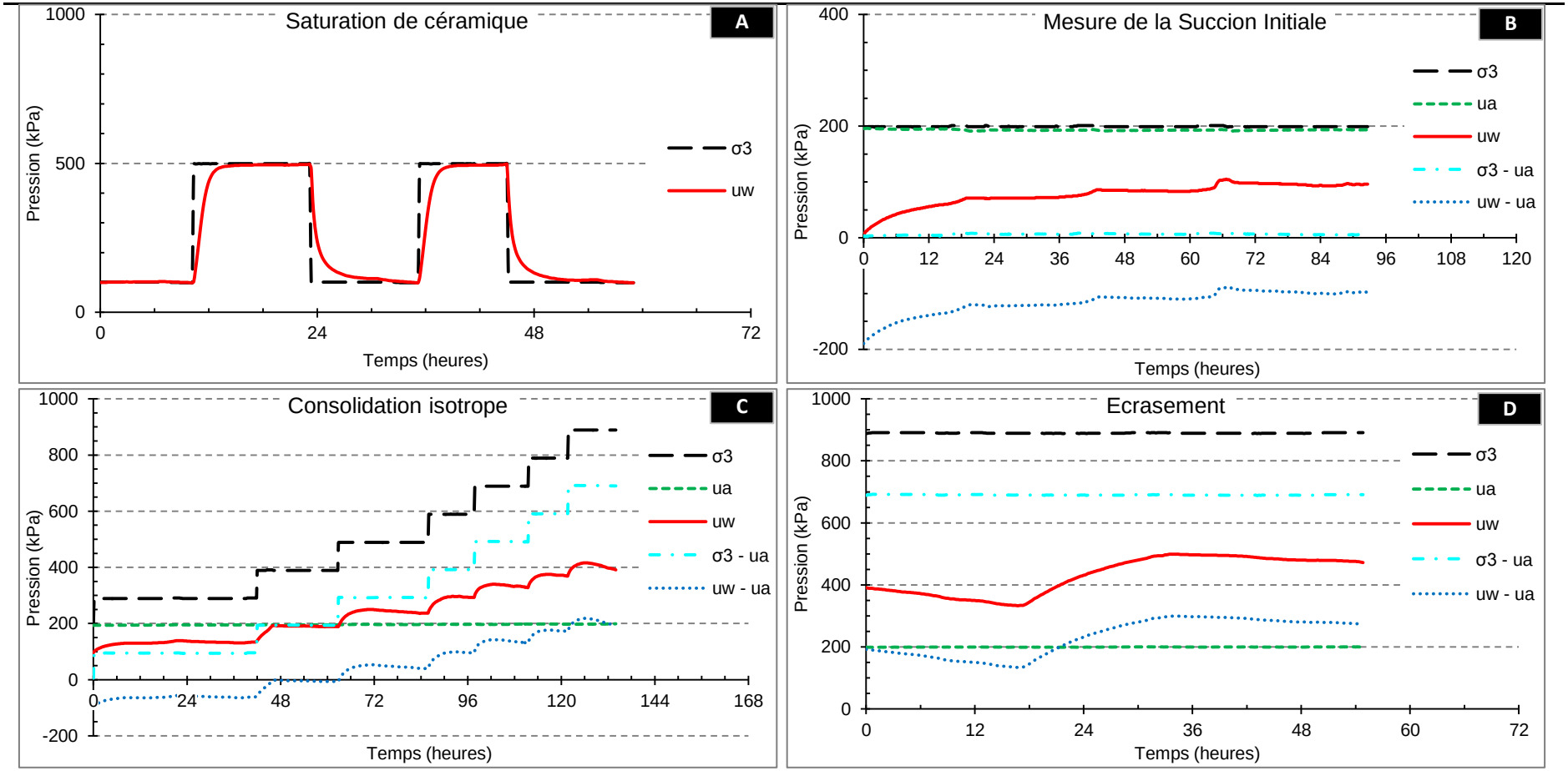


Figure IV - 50 : Essai triaxial non-saturé et non-drainé sur l'échantillon compacté à 48% (w_{OPT} + 10) avec la technique de translation d'axes - 4ème essai (A : Saturation de la céramique ; B : Mesure de la succion initiale ; C : Consolidation isotrope ; D : Ecrasement)

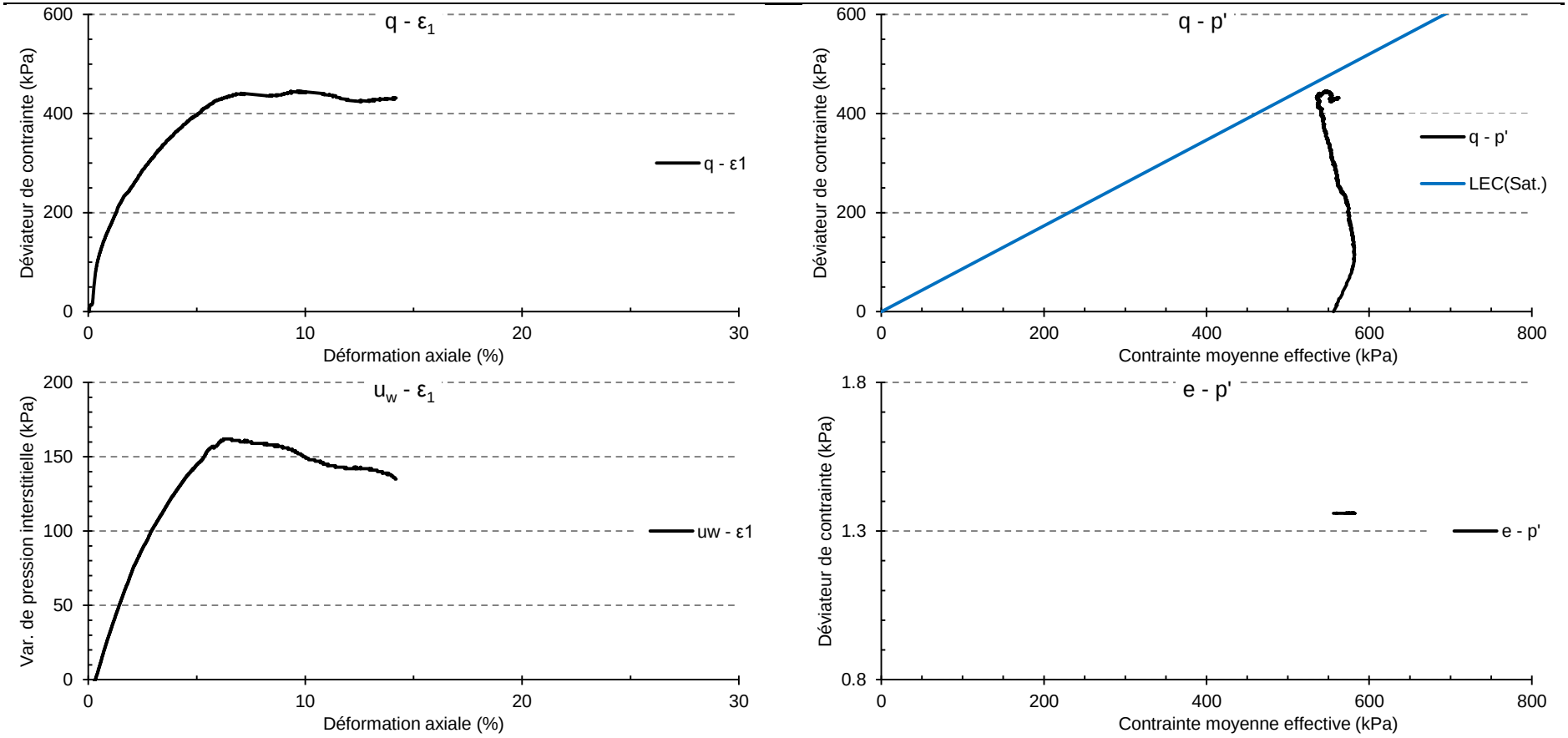


Figure IV - 51 : Ecrasement de l'échantillon compacté à 48% (w_{OPT} + 10) avec la technique de translation d'axes - 4ème essai

IV.4.5 Résultats du 5ème essai

La Figure IV - 52 et la Figure IV - 53 présentent les résultats du 5ème essai :

- **Saturation de la céramique :** la Figure IV - 52 - A présente le résultat de la saturation de céramique ;
- **Consolidation isotrope :** la Figure IV - 52 - B montre :
  - Une pression d'air de 300 kPa est imposée pour que la pression interstitielle d'eau soit positive ;
  - Puis, on augmente la pression par palier de 100 kPa jusqu'à 1000 kPa ; la consolidation de chaque palier dure environ 12 heures ;
  - Le Tableau IV - 10 présente le coefficient de pression interstitielle B en fonction de la pression de confinement nette (σ_3 - u_a).

Tableau IV - 10 : Coefficient de pression interstitielle B en fonction de la pression de confinement nette (σ_3 - u_a) pour l'échantillon compacté à 48% (w_{OPN} + 10) - 5ème essai

(σ_3 - u_a) (kPa)	u_w (kPa)	u_a (kPa)	B
300	181	0	×
400	264	0	0.83
500	336/352	0	0.72
600	423	0	0.71
700	500/526	0	0.77
800	607	0	0.81
900	682	0	0.75
1000	773	0	0.91

Note : *en général, pour le calcule de B, on prend les valeurs des pressions [u_w et (σ_3 - u_a)] à la fin de chaque palier de consolidation, mais, comme la pression d'eau augmente dans quelques paliers bien que (σ_3 - u_a) slit constante, afin d'éviter l'influence de la température, on prend les points, comme montré sur la figure, pour calculer la valeur de B à chaque palier.*

- **Ecrasement :** la Figure IV - 52 - C et la Figure IV - 53 présente l'écrasement de l'échantillon :
  - La Figure IV - 52 - C montre l'évolution de la pression interstitielle d'eau (u_w) et de la pression de confinement (σ_3) ; la figure est similaire à celle de l'essai saturé.
  - La Figure IV - 53 présente les courbes (ε_1, q), (ε_1, u_w), (p', q) et (p', e) ; la courbe dans le plan (p', q) dépasse la ligne de rupture, déterminée par les échantillons compactés saturés.

IV.4.6 Résultats du 6ème essai

La Figure IV - 54 présente les résultats du 6ème essai :

- **Saturation de la céramique :** la Figure IV - 54 - A présente le résultat de la saturation de la céramique ;

- **Mesure de la succion initiale :** la Figure IV - 54 - B présente les variations des pressions avec le temps, on observe que, la succion (u_a - u_w) devient de plus en plus forte avec l'augmentation de la pression d'air, quand la pression différentielle (σ_3 - u_a) est toujours de 10 kPa ; cette observation est comparable à celle du 3ème essai, la succion augmente aussi ; le Tableau IV - 11 présente en détail les variations de succion, pression interstitielle d'eau, etc..

Tableau IV - 11 : Variation des pressions pour la mesure de succion - 6ème essai

σ_3 (kPa)	u_a (kPa)	u_w (kPa)	σ_3 - u_a (kPa)	s = u_a - u_w (kPa)
60	50	24	10	26
110	100	51	10	49
160	150	76	10	74
210	200	103	10	97

- **Consolidation isotrope :**

  - Sur la Figure IV - 54 - C Trois pressions de confinement, 250, 300 et 400 kPa, ont été appliquées ; en même temps, la pression d'air était constante à 200 kPa ; la pression interstitielle d'eau (u_w) dépasse la pression d'air (u_a) pour au troisième palier ;

  - Le Tableau IV - 12 présente le coefficient de pression interstitielle B en fonction de pression de confinement nette (σ_3 - u_a).

Tableau IV - 12 : Coefficient de pression interstitielle B en fonction de la pression de confinement nette (σ_3 - u_a) pour l'échantillon compacté à 48% (w_{OPN} + 10) - 6ème essai

(σ_3 - u_a) (kPa)	u_w (kPa)	u_a (kPa)	B
50	123	200	
100	150/159	200	0.54
200	199	200	0.4

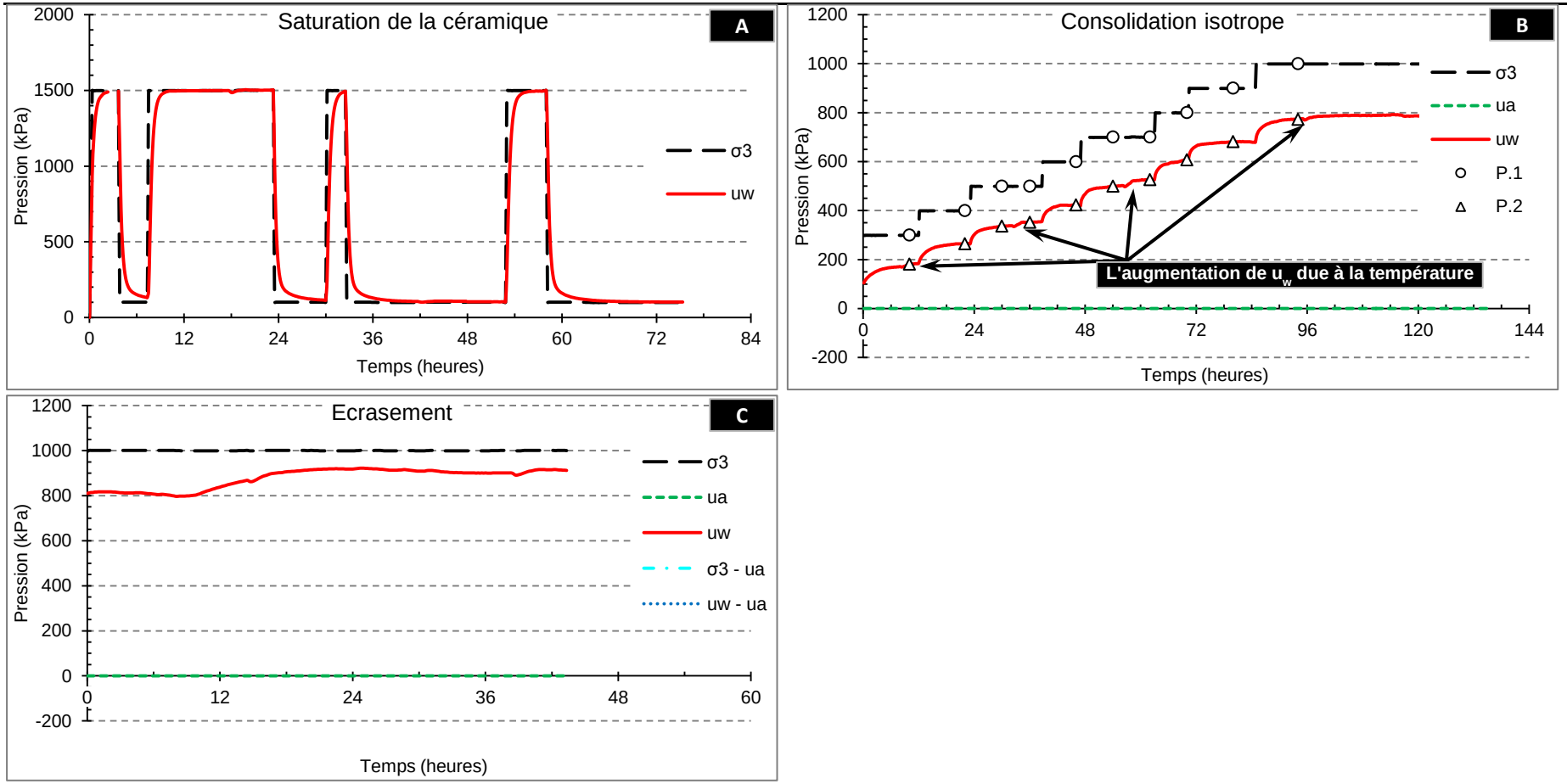


Figure IV - 52 : Essai triaxial non-saturé et non-drainé sur l'échantillon compacté à 48% (w_{OPT} + 10) avec la technique de translation d'axes - 5ème essai

A : Saturation de la céramique ; B : Consolidation isotrope ; C : Ecrasement

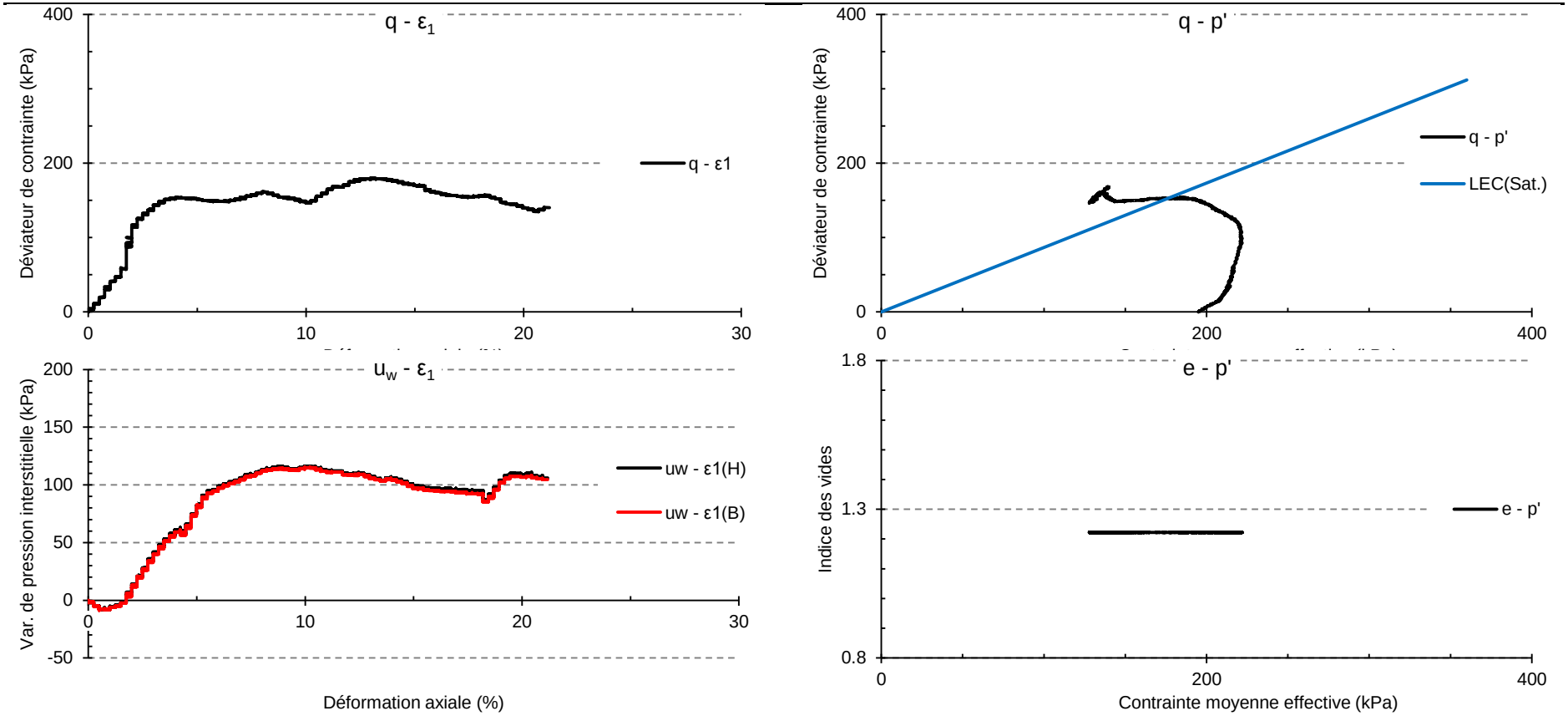


Figure IV - 53 : Ecrasement de l'échantillon compacté à 48% (w_{OPT} + 10) avec la technique de translation d'axes - 5ème essai

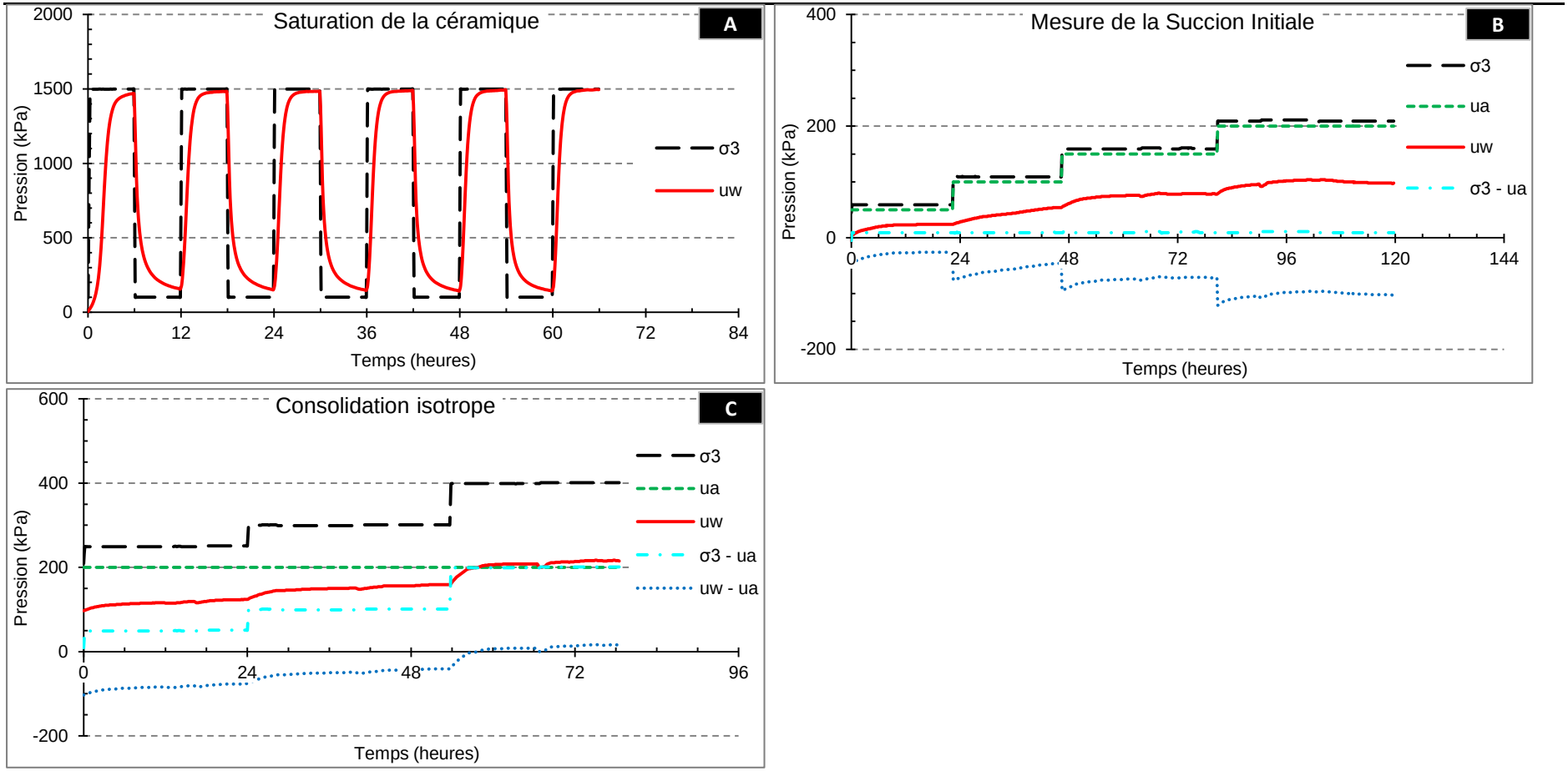


Figure IV - 54 : Essai triaxial non-saturé et non-drainé sur l'échantillon compacté à 48% (w_{OPT} + 10) avec la technique de translation d'axes - 6ème essai (A : Saturation de la céramique ; B : Mesure de la succion initiale ; C : Consolidation isotrope)

IV.5 Conclusion

En se basant sur les résultats précédents, on conclut que :

- **Validité de la technique de translation d'axes :** le Tableau IV - 13 présente la synthèse des mesures de succion, on trouve que :

  - Les résultats sont assez dispersés pour les succions mesurées, de 15 à 97 kPa ;
  - La température influence de façon importante la pression interstitielle d'eau, et cette influence n'est pas réversible ;
  - Pour le premier essai, les succions mesurées sont de 20 et 15 kPa ; ceci montre un accord assez bon entre la 1ère et la 2ème mesure du 1er essai ;
  - En revanche, le troisième et le sixième essais montrent que la succion augmente alors que $(\sigma_3 - u_a)$ est constante ; il semble que la translation d'axes ne marche pas ;
  - Il n'est pas possible de conclure sur la validité de la technique de translation d'axes en se basant sur seulement quelques essais, et sur un seul matériau, parce qu'il y a une grande incertitude sur la mesure de succion, surtout pour le sol très plastique comme le nôtre.
  - Il est conseillé de tester la translation d'axes d'abord sur des matériaux moins plastiques, par exemple, le limon et le sable ; en outre, il faut éviter l'influence de température, c'est-à-dire contrôler la température de la pièce pendant l'essai.

Tableau IV - 13 : Synthèse des mesures de succion

Essai	$s = u_a - u_w$ (kPa)	$\sigma_3 - u_a$ (kPa)	Remarque
1ère	1ère mesure : 20	≈ 50	L'influence de la température est négligeable pendant 14 jours
	2ème mesure : 15	≈ 50	
2ème	87	≈ 55	×
3ème	1ère mesure : 50	≈ 47	×
	2ème mesure : 70	≈ 54	
4ème	90	≈ 10	pour une σ_3 constante pendant 4 jours, u_w augmente chaque jour
6ème	1ère mesure : 26	≈ 10	×
	2ème mesure : 49	≈ 10	
	3ème mesure : 74	≈ 10	
	4ème mesure : 97	≈ 10	

- **La variation de $(u_w - u_a)$ en fonction de $(\sigma_3 - u_a)$:** la Figure IV - 55 présente la variation de $(u_w - u_a)$ en fonction de la pression de confinement nette $(\sigma_3 - u_a)$, on observe que :

  - 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 ; la courbe d'évolution de $(u_a - u_w)$ en fonction de $(\sigma_3 - u_a)$ est similaire à celles présentées par TAIBI (1994) pour les billes de verre et l'argile de Vieuxpré ; mais, on remarque qu'il y a que trois points sur cette courbe.
  - Pour la pression de confinement nette supérieure à 200 kPa [300 kPa ≤ $(\sigma_3 - u_a)$ ≤ 1000 kPa] : la vitesse de l'augmentation de $(u_w - u_a)$ est presque 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 (Tableau IV - 14) ;

- On manque de résultat pour la pression encore plus élevée ($\sigma_3 - u_a$) > 1000 kPa ;

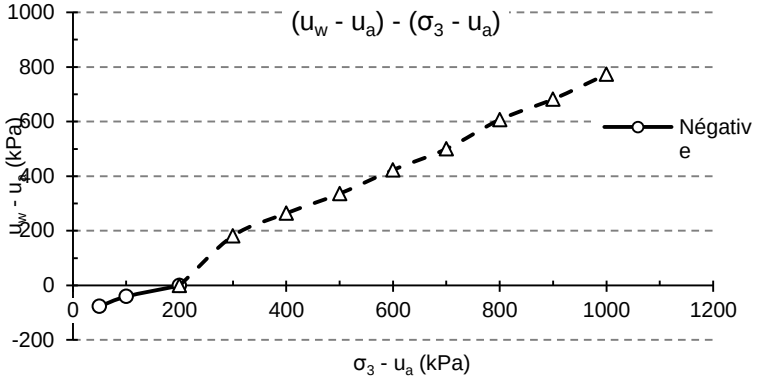


Figure IV - 55 : ($u_w - u_a$) en fonction de la pression de confinement nette ($\sigma_3 - u_a$)

Tableau IV - 14 : ($u_w - u_a$) et B en fonction de la pression de confinement nette ($\sigma_3 - u_a$)

($\sigma_3 - u_a$) (kPa)	B	($u_w - u_a$) (kPa)	Remarque
50	×	-77	
100	0.54	-41	($u_w - u_a$) est négative
200	0.4	-1	
300	×	181	
400	0.83	264	
500	0.72	336	
600	0.71	423	($u_w - u_a$) est positive
700	0.77	500	
800	0.81	607	
900	0.75	682	
1000	0.91	773	

- **Problèmes expérimentaux et améliorations proposée**

Les essais triaxiaux non saturés sont souvent réalisés en conditions drainées, très peu de références existent dans la littérature sur l'essai triaxial non saturé non drainé, surtout avec les techniques de translation d'axes et d'osmose :

- **pour l'essai triaxial non saturé non drainé avec la technique de translation d'axes :** le problème se pose principalement au niveau de la tête de l'échantillon lorsque la pression d'eau augmente et dépasse la pression d'air imposée ; nous avons proposé et testé des nouvelles méthodes (membrane semi-perméable à l'air, valve mécanique, nouvelle tête d'échantillon, essais en parallèle) ; en pratique, ces méthodes ont toutes plus ou moins des inconvénients et problèmes.

- **pour l'essai triaxial non saturé non drainé avec la technique osmotique :** la difficulté principale est que l'on n'arrive pas à faire circuler, de façon assez simple au laboratoire, la solution de PEG avec un débit très faible et sous une pression forte.

Conclusion générale

Sur la base de plusieurs méthodes expérimentales, l'objectif de cette thèse était de caractériser les propriétés hydro-mécaniques d'une argile plastique compactée proche de la saturation, et leur évolution lors d'un changment des conditions d'environnement, et de mieux comprendre certaines pathologies du compactage comme l'orniérage et le matelassage.

Les résultats du chapitre I présentent les caractéristiques physiques et mécaniques du sol, comme la limite de liquidité, la granulométrie, la compressibilité sous chargement oedométrique, le comportement sur chemin triaxial, etc.. L'un des aspects remarquables est qu'il est très difficile de déterminer ces paramètres très précisément, en raison de la présence de l'air et la forte liaison entre les particules, l'air et l'eau pour le sol plastique.

La courbe PROCTOR avec mesure de succion est d'abord présentée dans le chapitre II. Les courbes iso-succion sont en bon accord avec celles de la littérature, bien que les méthodes de compactage ou de mesure de la succion soient parfois différentes. Ensuite, plusieurs types d'essai de chargement cyclique ont été appliqués, comme des chargements à enfoncement contrôlé, ou des chargements à enfoncement et contrainte contrôlés, pour l'étude de l'orniérage. Ces essais avaient comme objectif de tenter d'être proches de la réalité lorsque le camion passe sur la piste d'un ouvrage et crée des déformations plastiques et élastiques. Les résultats montrent que l'enfoncement relatif cumulé est influencé essentiellement par l'enfoncement lors du premier cycle, par la teneur en eau et la contrainte. Les autres paramètres, par exemple la fréquence de chargement et la densité sèche de l'échantillon peuvent également influencer le tassement du sol. Pour l'étude du matelassage, deux types d'essai ont été effectués : des essais de chargement cyclique (en conditions oedométriques) et la mesue directe de la perméabilité à l'air. Les résultats montrent qu'au niveau du laboratoire, il n'a été possible de mettre en évidence le phénomène de matelassage, probablement en raison du fait que, sur le chantier, le matelassage se produit principalement au moment du compactage, c'est-à-dire lorsque les sols sont encore peu denses, tandis qu'au laboratoire, les échantillons sont déjà compactés. A la fin du chapitre II, nous avons étudié les effets de la teneur en eau et de la succion sur la microstructure du sol compacté par la technique porosimétrique. Les résultats montrent que les changements de teneur en eau de compactage et de succion n'influencent pas fortement la $1^{ère}$ famille de pore dominant (pores intra-agrégats), par contre, la $2^{ème}$ famille de pore dominant (pores inter-agrégat) diminue losque la succion augmente, et une succion assez forte peut faire disparaître les pores inter-agrégats.

En ce qui concerne les chemins de drainage-humidification dans le chapitre III, nous avons présenté l'influence de la nature du sol, de la teneur en eau initiale, de l'énergie de compactage, etc.. La nature du sol influence tous les paramètres caractéristiques des chemins de drainage-humidification, par exemple, w_{SL}, s_{SL}, $s_{désat.}$, $s_{resat.}$, etc., une plasticité plus élevée conduisant à des valeurs de s_{SL}, $s_{désat.}$, s_{resat} plus fortes ; elle a aussi des effets sur la compressibilité du sol sous forme de pâte et sur l'indice des vides de retrait. En général, la teneur en eau joue un rôle faible dans le cas de l'argile plastique : néanmoins, cette influence devient assez apparente quand les teneurs en eau de compactage sont très différentes (par exemple, ± 10%) : le degré de saturation et la teneur en eau dans les plans (s, Sr) et (s, w), augmentent avec la teneur en eau de compactage. Pour l'argile, l'influence de l'énergie de compactage (15 cps. et 25 cps.) est négligeable. De plus, nous avons comparé les résultats des corrélations avec w_L, ceux de porosimétrie au mercure (PIM), les mesures au papier-filgre et les résultats de DVS. Pour le limon, il y a un bon accord entre les résultats expérimentaux et les corrélations en fonction de w_L ; mais pour l'argile, les corrélations avec w_L, relatives au chemin oedométrique ou au chemin isotrope ne marchent pas bien pour les échantillons sous forme de pâte,

la corrélation de FLEUREAU et al. (2002) est en bon accord pour le chemin d'humidification pour les échantillons compactés mais donne de très mauvais résultats pour le chemin de drainage. Les résultats de la comparaison avec la PIM montre que la PIM suit le chemin d'humidification plutôt que le chemin de drainage, ce qui n'est pas en accord avec la théorie. La comparaison avec le papier filtre et le DVS montre qu'il y a un accord correct entre les méthodes conventionnelles et le papier filtre, surtout pour les chemins d'humidification (où Sr > 90%), et le chemin de compactage est confondu avec une branche du chemin d'humidification. Néanmoins, nous ne penson pas que cet accord existe toujours pour différents types de sol et énergies de compactage.

Le chapitre IV est l'étude des variations de pression interstitielle des sols sur chemins triaxial et oedométrique. En raison de la complexité du sol et des techniques utilisées, les résultats expérimentaux montrent qu'il est très difficile de confirmer la validité de la technique de translation d'axes, qui a été controversée lorsque le degré de saturation est très élevé. La courbe de variation de $(u_w - u_a)$ en fonction de $(\sigma_3 - u_a)$ présente une forme similaire à celle de TAIBI (1994) lorsque $(u_w - u_a)$ est négative, ensuite, la vitesse d'augmentation de $(u_w - u_a)$ est presque constante.

Dans l'optique de poursuivre cette étude, nous indiquons quelques axes pour les futurs travaux :

- pour l'étude du compactage : Pour le matelassage, il faut simuler au maximum les condtions sur chantier, par exemple, pour ce qui est de la préparation des échantillons compactés, des conditions de chargement, etc.. Un système simplifié au laboratoire risque de modifier le comportement du sol. Pour la comparaison entre les chemins de drainage-humidification et la PIM, il est conseillé de la commencer par un sol moins plastique (sable ou limon).

- pour l'essai triaxial non saturé et non drainé : A partir des méthodes que nous avons proposées dans cette recherche (membrane semi-perméable à l'air, valve mécanique, nouvelle tête d'échantillon, essais parallèle), d'autres modifications et tests doivent être effectués pour résoudre les inconvénients et problèmes pratiques.

- en ce qui concerne l'utilisation du tensiomètre haute capacité : pour la fabrication du tensiomètre haute capacité, il faut résoudre des difficultés techniques, par exemple, la fabrication précise des différents éléments, la saturation de la céramique, l'installation de la jauge de déformation, l'installation du tensiomètre, la durabilité de tensiomètre, etc..

Annexe I Tensiomètre haute capacité

A.I.1 Introduction

Au début de cette thèse (pendant environ 3 mois), on a pensé à fabriquer un tensiomètre haute capacité pour mesurer directement la succion et comparer avec les autres techniques. Mais, après avoir consulté des institutions et entreprises en France, la fabrication de tensiomètre est apparue beaucoup plus difficile que l'on avait pensé, et il ne semblait pas possible de concentrer à la fois sur la fabrication de tensiomètre et sur des expérimentations pendant une durée limitée. De plus, des communications orales avec des chercheurs à l'ENPC et HKUST (Hong Kong University of Science and Technology), ont montré qu'il y avait parfois des problèmes pour l'utilisation des tensiomètres haute capacité dans ces institutions.

On présente donc dans cette annexe ces différents travaux :

- Bibliographie sur la fabrication des tensiomètres haute capacité ;
- Schéma de tensiomètre haute capacité proposé à l'ECP ;
- Difficultés de fabrication.

A.I.2 Fabrication de tensiomètre haute capacité

- **Première fabrication de tensiomètre haute capacité (RIDLEY et BURLAND, 1993 et 1994) :** RIDLEY et BURLAND (1993) ont publié leurs travaux sur l'HCT (High Capacity Tensiometer), basé sur les tensiomètres usuels qui étaient considérés comme les appareils les plus répondus et les plus simples pour mesurer la succion directement.

  La Figure A.I - 1 présente le schéma du tensiomètre de RIDLEY et BURLAND (1993). Le principe de la conception est de retarder la cavitation hétérogène de l'eau dans le réservoir en minimisant le volume du réservoir interne (le nombre de bulles possibles va diminuer). Une pierre poreuse céramique fine saturée est collée sur le réservoir. Avant la mesure, la pierre céramique doit être saturée très soigneusement par de l'eau désaérée. Pendant la mesure, la pression négative est mesurée par une jauge de déformation qui est collée sur un diaphragme fin, dont la déformation se produit dans l'autre sens par rapport à un capteur de pression positive.

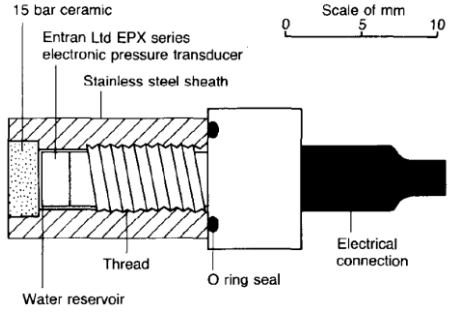


Figure A.I - 1 : Schéma du tensiomètre haute capacité (RIDLEY et BURLAND, 1993)

La Figure A.I - 2 présente les photos des tensiomètres fabriqués à l'ICL et à l'ENPC.

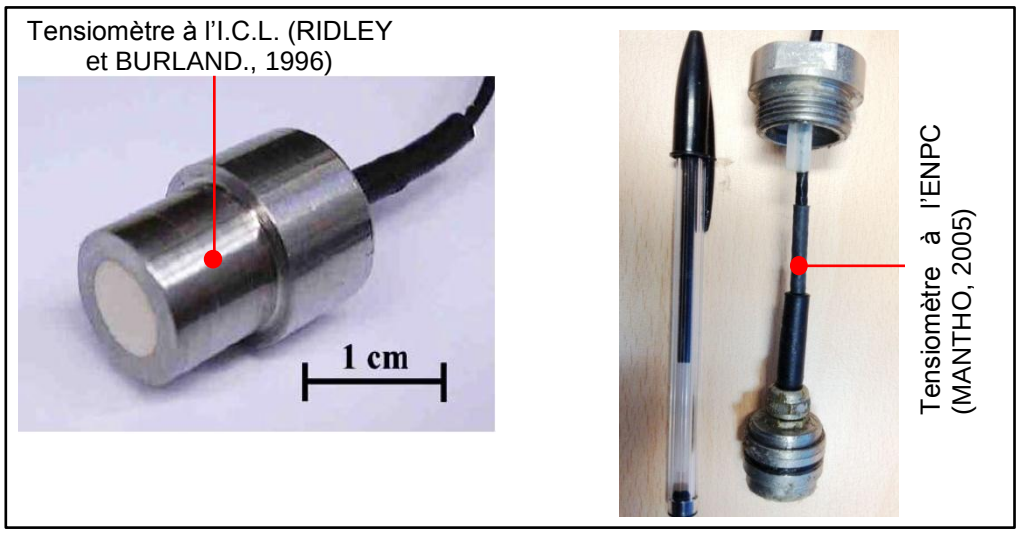


Figure A.I - 2 : Tensiomètres fabriqués à l'I.C.L. (1996) et à l'ENPC (2005)

La mesure par tensiomètre est une mesure de la pression négative de l'eau sous tension, analogue, dans son principe, à celle des pressions positives. En comparant avec la tensiométrie conventionnelle qui peut mesurer la pression négative seulement de 0 kPa à 80 kPa, l'HCT peut mesurer une pression négative jusqu'à 1500 kPa.

- **Développement de la fabrication tensiomètre haute capacité :**

  - Le Tableau A.I - 1 présente une synthèse des tensiomètres haute capacité que l'on a trouvés dans la littérature ;

  - La Figure A.I - 3 présente le développement de tensiomètre haute capacité par plusieurs chercheurs, après RIDLEY et BURLAND (1993) ; comme l'ont remarqué MARINHO et al. (2008), tous ces développements partagent un design commun ;

  - Le Tableau A.I - 2 présente les caractéristiques des tensiomètres développés dans différentes institutions (TOLL et al., 2013)

  - Le Tableau A.I - 3 présente l'information détaillée sur le capteur de pression du CERMES (DELAGE et al., 2008)

Tableau A.I - 1 : Synthèse des tensiomètres haute capacité

Auteurs principaux	Institution principale	Publications	Pays
RIDLEY et BURLAND	Imperial College London	RIDLEY et BURLAND, 1993 RIDLEY et BURLAND, 1994 RIDLEY et BURLAND, 1995 RIDLEY et BURLAND, 1999 RIDLEY et al., 2003	Royaume Uni
TAKE et BOLTON	Université de Cambridge	TAKE et BOLTON, 2002 TAKE et BOLTON, 2003	Royaume Uni
LOURENCO, GALLIPOLI, TOLL	Université de Durham	TOLL et al., 2006 Thèse de LOURENCO, 2008 LOURENCO, 2008 LOURENCO et al., 2011 TOLL et al., 2013	Royaume Uni
GUAN, MEILANI, FREDLUND	Université de Saskatchewan	Thèse de GUAN, 1996 GUAN et al., 1997 GUAN et al., 1999 MEILANI et al., 2002	Canada
MEILANI et RAHARDJO	Université de technologie de Nanyang	MEILANI et al., 2002	Singapour
TARANTINO, MONGIOVI, et CARUSO	Université de Trento	TARANTINO et MONGIOVI, 2001[1] TARANTINO et MONGIOVI, 2001[2] CARUSO et TARANTINO, 2004	Italie
TOKER	Institut de technologie du Massachusetts	TOKER et al., 2004	Etats Unis
MANTHO, CUI, DLELAGE, TANG	Ecole des Ponts ParisTech	Thèse de MANTHO, 2005 CUI et al., 2007 DELAGE et al., 2008 Tang et al., 2010	France
ZHANG et NG	Université de ShenZhen	ZHANG et al., 2008	Chine

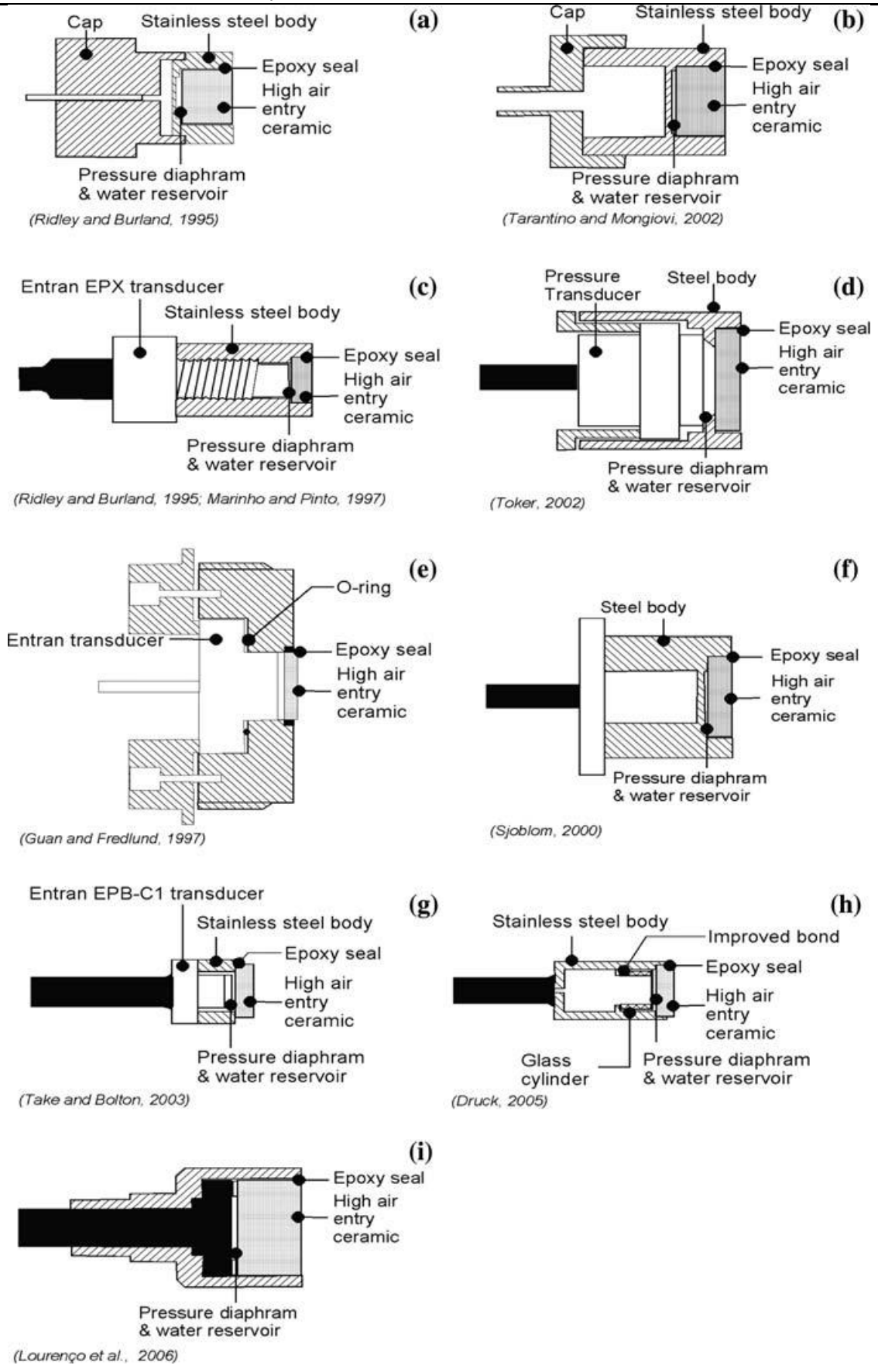


Figure A.I - 3 : Développement du tensiomètre (d'après TARANTINO et al., 2008)

Tableau A.I - 2 : Caractéristiques des tensiomètres haute capacité (d'après TOLL et al., 2013)

Source	Air entry value of porous stone (kPa)	Pressure transducer range (kPa)	Water reservoir volume (mm^3)	Design
Ridley and Burland (1993)	1500	3500	–	Modified commercial transducer
Guan and Fredlund (1997)	1500	15,000	~20	Modified commercial transducer
Sjoblom (2000)	–	1380	–	Modified commercial transducer
Tarantino and Mongiovì (2003)	1500	–	<4.5	Strain gauged diaphragm, single body
Mantho (2005)	1500	–	Height 0.1 mm	Strain gauged diaphragm single body
Lourenço et al. (2006)	1500	2000	5	Ceramic transducer
Meilani et al. (2002)	500	1500	–	Modified commercial transducer
Ridley et al. (2003)	1500	8000	~3	Strain gauged diaphragm
Take and Bolton (2003)	300	700	–	Modified commercial transducer
Poirier et al. (2005)	500	1380	–	Modified commercial transducer
Mahler and Diene (2007)	500 & 1500	–	5–112	Modified commercial transducer
Jotisankasa et al. (2007b)	500	–	60	Modified commercial transducer

Note : *les références peuvent être trouvées dans les travaux de TOLL et al. (2013)*

Tableau A.I - 3 : Information sur les capteurs de pression (DELAGE et al., 2008)

Auteurs	Capteur de pression
RIDLEY et BURLAND (1993)	Entran EPX (3.5 MPa)
KONIG et al. (1994)	Druck PDCR 81 (1.5 MPa)
RIDLEY et BURLAND (1995)	Fabrication propre (4 MPa)
GUAN et FREDLUND (1997)	Marque non donnée (1.5 MPa)
MEILANI et al. (2002)	Druck PDCR 81 (1.5 MPa)
TARANTINO et MONGIOVI (2002)	Fabrication propre (4 MPa)
TAKE et BOLTON (2002 et 2003)	Druck PDCR 81 (1.5 MPa) ; Entran EPB (0.7 MPa)
TOKER et al. (2004)	Data Instr. Inc. AB-HP 200
MAHLER et al. (2002)	Ashcroft K8
CHIU et al. (2005)	Druck PDCR 81 (1.5 MPa)
LOURENCO et al. (2006)	Capteur de céramique par Wykeham Farrance (0.8 MPa)
OLIVEIRA et MARINHO (2007)	Entran EPX (3.5 MPa)
HE et al. (2006)	Entran EPX (3.5 MPa)
MAHLER et DIENE (2007)	Entran EPX (3.5 MPa) ; Entran EPXO (0.5 MPa) ; Ashcroft (0.5-1.5 MPa)
CUI et al. (2008)	Fabrication propre

Note : *les références peuvent être trouvées dans les travaux de DELAGE et al. (2008)*

A.I.3 Schéma de tensiomètre haute capacité à l'ECP

Par rapport aux tensiomètres présentés précédemment dans le tableau, nous avons fait des modifications au niveau de la pierre poreuse céramique et du tube métallique :

- On utilise un parallélépipède rectangulaire de 16 × 16 mm de surface et de 20 mm de hauteur, plutôt qu'un tube métallique, pour contenir la céramique poreuse, dont les dimensions sont de 10 × 10 de surface et 8 mm de hauteur ;

- Le parallélépipède rectangulaire métallique et la pierre poreuse en céramique sont découpés avec un rayon de 17.5 mm sur la surface en haut (Figure A.I - 4) ;

- La céramique est collée dans le parallélépipède rectangulaire métallique ;

- Après, les étapes sont les mêmes que celles présentées précédemment ; la Figure A.I - 6 présente le tensiomètre que l'on a conçu.

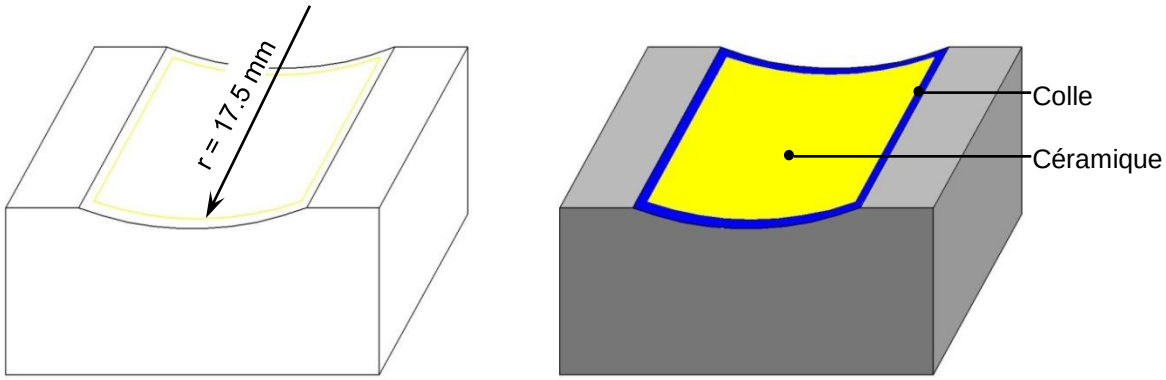


Figure A.I - 4 : Parallélépipède rectangulaire métallique et céramique

Note :

- *La Figure A.I - 5 représente l'une des méthodes d'installation du tensiomètre ; afin d'éviter l'endommagement de l'échantillon, où un bon contact entre l'échantillon et le tensiomètre est essentiel ;*

- *On pense que ce tensiomètre peut résoudre les difficultés quand on l'installe et le fixe, parce que le rayon que l'on a laissé sur le parallélépipède rectangulaire métallique et la céramique est égal au diamètre extérieur de l'échantillon. Dans ces conditions, le contact entre l'échantillon et la céramique est meilleurs, ce qui conduit à une mesure plus précise ;*

- *De plus, le tensiomètre traditionnel avec une surface plate peut endommager l'échantillon quand il est sous la pression de confinement (σ_3) ;*

- *Mais, on prévoit que la fabrication de notre tensiomètreest plus difficile, en raison de la difficulté de découper le métal et surtout la céramique.*

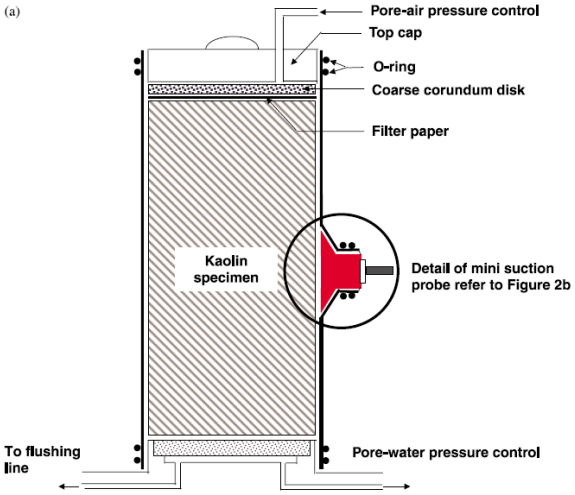


Figure A.I - 5 : Installation de tensiomètre sur l'échantillon (MEILANI et al., 2002)

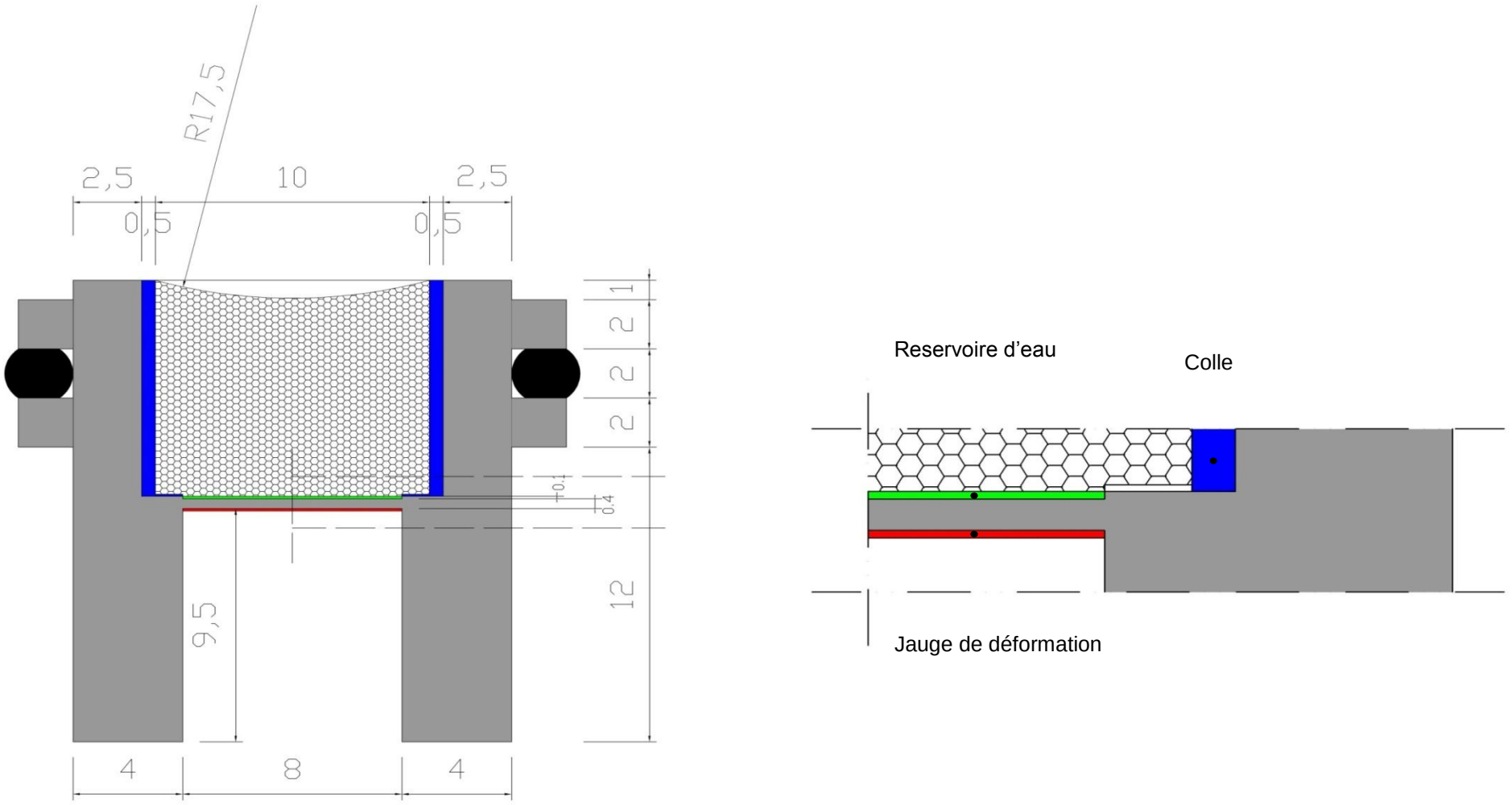


Figure A.I - 6 : Schéma du tensiomètre haute capacité à l'ECP

A.I.4 Difficultés de la fabrication

Difficultés de la fabrication :

- Découpage précis : on n'arrive pas à découper la céramique à une dimension très précise (0.1 mm de précision) ;

- Saturation de la céramique : dans des publications, des chercheurs (RIDLEY et BURLAND, 1999 ; TARANTINO et MONGIOVI, 2001 ; RIDLEY, 2003 ; TAKE et BOLTON, 2003 ; MANTHO, 2005) ont indiqué le processus de saturation de la céramique, et des progrès ont été faits ; mais, il y a toujours des difficultés pour éliminer les bulles d'air emprisonnées et dissous ;

- Installation de la jauge de déformation : TARANTINO et MONGIOVI (2003), MANTHO (2005) présentent le principe des jauges de déformation ; mais, il semble difficile en pratique (notamment pour le collage de la céramique) ;

- Installation du tensiomètre : MEILANI et al. (2002) a présenté une méthode pour installer un mini tensiomètre ; on pense que l'étanchéité du system est une étape importante et difficile ;

- Durabilité : RIDLEY et BURLAND (1999) indiquent que le tensiomètre est moins efficace pour faire une mesure à long terme ; évidemment, comment augmenter la durabilité de tensiomètre reste encore une question ouverte.

Bibliographie

Chapitre I : Caractérisation détaillée du sol

AFNOR ; 1993 ; Détermination des limites d'Atterberg ; Norme Française, NF P 94-051, Mars 1993, 15 pages.

AFNOR ; 1990 ; Essai au bleu ; Norme Française, NF P 18-592.

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.

MAGNAN J. P., YOUSSEFIAN G. ; 1989 ; Essai au bleu de méthylène et classification géotechnique des sols ; Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées, 159, janvier-février, Page 93-104.

AFNOR ; 1996 ; Analyse granulométrique, Méthode par tamisage à sec après lavage ; Norme Française, NF P 94-056, Mars 1996, 15 pages.

AFNOR ; 1996 ; Analyse granulométrique des sols - Méthode par sédimentation ; Norme Française, NF P 94-057, Mai 1992, 17 pages.

Ministère de l'Equipement, du Logement, de l'Aménagement du Territoire et des Transports Laboratoire Central des Ponts et Chaussées ; 1987 ; Analyse granulométrique par sédimentométrie, méthode d'essai LPC N° 18 ; 34 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.

BIAREZ J., FAVRE J. L. ; 1977 ; Parameters filing and statistical analysis of data in soil mechanics ; Proceedings of the 2nd International Conference on Application of Statistics and Probabilities in Soil Mechanics, Aachen, Germany, Volume 2, Page 249-264.

FLEUREAU J. M., VERBRUGGE J. C., HUERGO P. J., GOMES CORREIA A. et KHEIRBEK-SAOUD S. ; 2002 ; Description and Modelling of the Drying and Wetting Paths of Compacted Soils ; Canadian Geotechnical Jounal, 39, Page 1341-1357.

SKEMPTON A. W ; 1954 ; The Pore-Pressure Coefficients A and B ; Géotechnique, Volume 4, No. 4, Page 143-147.

WISSA A. E. Z. et LADD C. C. ; 1965 ; Shear strength generation in stabilized soils ; Research report No. 65-17, department of civil engineer, Massachussetts Institute of Technology, Boston.

LEE K. L., MORRISON R. A., HALEY S. C. ; 1969 ; A note on the pore pressure parameter B ; Proceedings of the 7th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Volume 1, Page 231-238.

CHANEY R. C., STEVENS E., SHETH N. ; 1979 ; Suggested test method for determination of degree of saturation of soil samples by B value measurement ; Geotechnical Testing Journal, ASTM, Volume 2, Issue 3, Page 158-162.

LI X. L. ; 1999 ; Comportement Hydromécanique des Sols Fins : de l'état saturé à l'état non saturé ; Thèse de doctorat, Université de Liège, Belgique.

Chapitre II : Etude du compactage

II.2.1.2 Paramètres de compactage

CAMAPUM DE CARVALHO J., CRISPEL J. J., MIEUSSENS C., NARDONE A. ; 1987 ; La reconstitution des éprouvettes en laboratoire : Théorie et pratique opératoire ; Rapport de recherche LPC N° 145, 54 pages.

LEROUX A. ; 1972 ; Caractéristiques mécaniques des roches argileuses en relation avec leur texture ; Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées, 61, septembre-octobre, Page 155-178.

LAMBE T. W. ; 1958 ; The structure of compacted clay ; Journal of the Soil Mecanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Proceedings Paper 1654, Page 1654/1-1654/34.

OLSON E. E. ; 1963 ; Effective Stress Theory of Soil Compaction ; Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Volume 89, Issue 2, Page 27-46.

COLLINS K., McGOWN A. ; 1974 ; The form and function of microfabric features in a variety of natural soils ; Géotechnique, Volume 24, Issue 2, Page 223-254.

GENS A., ALONSO E. E. ; 1992 ; A framework for the behaviour of unsaturated expansive clays ; Canadian Geotechnical Journal, Volume 29, Issue 6, Page 1013-1032.

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.

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, Page 687-694.

SERRATRICE J. F. ; 1995 ; Comportement d'une argile compactée ; Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, septembre - octobre, n° 200, Page 13-30.

CUI Y. J., DELAGE P. ; 2000 ; Sols non saturés : applications au calcul des ouvrages.

WILLIAMS F. H. P., STUD M. A. ; 1949 ; Compaction of soils ; Journal of the Institution of Civil Engineers; n° 2, Page 73-99.

HAMILTON A. B. ; 1966 ; Freezing shrinkage in compacted clays ; Canadian Geotechnical Journal, Volume 3, Issue 1, Page 1 - 17.

RIVARD P. J. et GOODWIN T. E. ; 1978 ; Geotechnical characteristics of compacted clays for earth embankments in the Prairie provinces; Canadian Geotechnical Journal, Volume 15, Issue 3, Page 391-401.

ABDULLAH W. S., AL-ZOU'BI M. S., ALSHIBLI K. A. ; 1997 ; On the physicochemical aspects of compacted clay compressibility ; Canadian Geotechnical Journal, Volume 34, Issue 4, Page 551-559.

II.2.1.3 Mesure de la succion dans les sols compactés

BULUT R., LYTTON R. L., WRAY W. K. ; 2001 ; Soil suction measurement by filter paper ; Expansive Clay Soils and Vegetative Influence on Shallow Foundations ; Page 243-261.

BICALHO K. V., CORREIA A. G., FERREIRA S., FLEUREAU J. M., MARINHO F. A. ; 2007 ; Filter paper method of soil suction measurement ; Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.

VERBRUGGE J. C., Fagnoul A., Brüll A., Huet J., Nuyens J., Sine L., Soeiro F., Van Ganse R., Verstraeten J. ; 1974 ; Mode opératoire Mesure de la succion dans les sols au moyen du psychromètre à effet Peltier ; Centre de Recherches Routières, Bruxelles.

DELAGE P., CUI Y. J. ; 2000 ; « L'eau dans les sols non saturés ».

II.2.1.4 Courbe iso-succion des sols compactés

LI Z. M. ; 1995 ; Compressibility and collapsibility of compacted unsaturated loessial soils; Proceedings of the 1st International Conference on Unsaturated Soil (UNSAT'95), Paris, ALONSON E.E. et DELAGE P. (eds), Volume 1, Page 139-144.

ROMERO E. ; 1999 ; Water permeability, water retention and microstructure of unsaturated compacted Boom clay ; Thèse de doctorat, Universitat Politècnica de Catalunya, Espagne.

TARANTINO A. et TOMBOLATO S. ; 2005 ; Coupling of hydraulic and mechanical behavior in unsaturated compacted clay ; Géotechnique, Volume 55, Issue 4, Page 307-317.

TARANTINO A. et DE COL E. ; 2008 ; Compaction behaviour of clay ; Géotechnique, Volume 58, No. 3, Page 199-213.

II.2.2 Phénomène du matelassage

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, Page 8-13.

LEFLAIVE E., MOREL G., CHAIGNE P., QUIBEL A. ; 1974; Le choix des modalities de compactage des remblais ; Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées, 72, juil.-août, Page 155-166.

DEVAUX P. ; 1984 ; Utilisation des stériles des Mines de Potasse d'Alsace ; Bulletin de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingéineur, N° 30, Page 371-373.

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, nov.-dec., Page 37-43.

DELMAS P. ; 1988 ; Ouvrages de soutènement renforcés par geotextile ; Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées, 153, jan.-fév., Page 89-101.

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.

Mesbah A., Morel J. C. et Olivier M. ; 1999 ; Comportement des sols fins argileux pendant un essai de compactage statique : détermination des paramètres pertinents ; Materials and Structures, Volume 32, Page 687-694.

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, Page 179-196.

II.2.2 Etude de l'orniérage

Bétons Bitumineux

Essai d'orniérage NF EN 12697-22 (Orniéreur de grandes dimensions).

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, Page 13-30.

Graves Non Traitées

BROWN S. F., HYDE A. F. L. ; 1975 ; Significance of cyclic confining stress in repeated-load triaxial testing of granular material ; Transportation Research Record, 537, Page 49-58.

MONISMITH C. L., OGAWA N., FREEME C. R. ; 1975 ; Permanent deformation characteristics of subgrade soils due to repeated loading ; Transportation Research Record, 537, Page 1-17.

MARTINEZ J. ; 1980 ; Contribution au dimensionnement des chaussées souples. Comportement des matériaux et méthode de calcul ; Thèse de doctorat, INSA de Rennes, France.

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, Page419-424.

PAUTE J. L., JOUVE P., MARTINEZ J., RAGNEAU E. ; 1988 ; Modèle de calcul pour le dimensionnement des chaussées souples ; Bulletin de liaison des Laboratoire des Ponts et Chaussées, 156, juillet-août, Page 21-36.

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, Page 19-26.

PAUTE J. L., DAWSON A. R., GALJAARD P. J. ; 1996[2] ; Recommendations for repeated load triaxial test equipment and procedure for unbound granular materials ; livre "Flexible Pavements", GOMMES CORREIA A. (ed.), Page 23-34.

PAUTE J. L., HORNYCH P., BENABEN J. P. ; 1996[1] ; Repeated load triaxial testing of granular materials in the French network of Laboratoires des Ponts et Chaussées ; livre "Flexible Pavements", GOMMES CORREIA, Page 53-64.

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, Page 77-84.

HORNICH P., HAMEURY O., PAUTE J. L. ; 1998 ; Influence de l'eau sur le comportement mécanique des graves non traitées et sols supports de chaussées ; Simposio International Sobre Drenaje interno de Firmes y Explanadas, Granada, Espagne, novembre, Page 249-257.

GIDEL G. ; 1980 ; Etude des deformations permanentes des graves non traitées sous chargements répétés ; DEA, Ecole Centrale Paris, France.

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, Page 5-21.

GOMMES CORREIA A., GILLETT S. ; 1996 ; A large triaxial apparatus for the study of granular materials under repeated loading used at LNEC ; livre “Flexible Pavements”, GOMMES CORREIA A. (ed.), Page 23-34.

CORONADO GARCIA O. ; 2005 ; Etude du comportement mécanique de matériaux granulaires compactés non satrués sous chargements cycliques ; Thèse de doctorat, Ecole Centrale Paris, France.

Couches de Fondation de Route

HUANG Y. H. ; (1993) ; Pavement analysis and design ; Prentice Hall.

SEED H. B., CHAN C. K. ; 1958 ; Effects of stress history and frequency of stress application on deformation of clay subgrades under repeated loading ; HRB Proceeding, NO. 37, Page 555-575.

SEED H. B., CHAN C. K., MONISMITH C. L. ; 1955 ; Effects of repeated loading on the strength and deformation of compacted clay ; HRB Proceeding, N° 34, Page 541-558.

SEED H. B., MCNEILL R. L. ; 1956 ; Soils deformation in normal compression and repeated loading tests ; HRB Bulletin 141.

SEED H. B., MCNEILL R. L., GUENIN J. ; 1960 ; Clay strength increase caused by repeated loading ; ASCE Transactions, Volume 125, Page141-161.

LAREW H. G., LEONARDS G. A. ; 1962 ; A strength criterion for repeated loads ; HRB 41, Page 529-556.

BARKSDALE R. D. ; 1971 ; Compressive Stress Pulse Times in Aexible Pavements for Use in Dynamic Testing ; HRR 345, HRB, Washington D. C., Page 32-44.

BONAQUIST R., WITCZAK M. W. ; 1996 ; Plasticity modeling Applied to the Pavement Deformation Response of Granular Materials in Aexible Pavement Systems ; TRR 1540, TRB, Washington D. C., Page 7-14.

DIYALJEE V. A., RAYMOND G. P. ; 1982 ; Repetitive Load Deformation of Cohesionless Soil ; Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Volume 108, No. GT 10, Page1215-1229.

LENTZ R. W. ; 1979 ; Permanent deformation of a Cohesionless Subgrade Material Under Cyclic Loading ; Thèse de doctorat, Michigan State University, Etats Unis.

MAJIDZADEH K., BAYOMY F., KHEDR S. ; 1978 ; Rutting Evaluation of Subgrade Soils in Ohio ; TRR 637, TRB, Washington D. C. Page 75-84.

POULSEN J., STUBSTAD R. N. ; 1978 ; Laboratory Testing of Cohesive subgrades: Results and Implications Relative to Structural Pavement Design and Distress Model ; TRR 671, Washington D. C., Page 84-91.

PUMPHREY J. N. D., LENTZ R. W. ; 1986 ; Deformation Analysis of Florida Highway Subgrade Sand Subjected to Repeated Load Triaxial Tests ; TRR 1089, TRB, Washington D. C., Page 49-56.

BEHZADI G., YANDELL W. O. ; 1996 ; Determination of Elastic and Plastic subgrade soil parameters for Asphalt cracking and Rutting Prediction ; TRR 1540, Page 97-104.

HYDE A. F. L., BROWN S. F. ; 1976 ; The plastic deformation of a silty clay under creep and repeated loading ; Géotechnique, Volume 26, Issue 1, Page 173-184.

LI D., SELIG E. T. ; 1996 ; Cumulative Plastic Deformation for Fine-grained Subgrade soils ; J. of Geotechnical Engineering ; 122(12), ASCE, Page 1006-1013.

MONISMITH C. L., OGAWA N., FREEME C. R., ; 1975 ; Permanent Deformation Characteristics of Subgrade Soils due to Repeated Loading ; TRR 537, Washington D.C., TRB, Page 1-17.

RAAD L., ZEID B. A. ; 1990 ; Repeated Load Model for Subgrade Soils: Model Development ; TRR 1278, TRB, Washington D. C., Page 72-82.

Travaux d'ELLIOTT

ELLIOTT R., DENNIS N., QIU Y. J. ; 1998[1] ; Permanent Deformation of Subgrade Soils-Phase 1-A test protocol ; 118 pages.

ELLIOTT R., DENNIS N., QIU Y. J. ; 1998[2] ; Permanent Deformation of Subgrade Soils-Phase 2-Repeated load testing of four soils ; 90 pages.

Chapitre III : Etude des variations de volume des échantillons compactés sur chemins de drainage-humidification

III.2.1 Travaux de la première motié du vingtième siècle

DARCY H. ; 1856 ; Les fontaines publiques de la ville de Dijon.

BUCKINGHAM E. ; 1907 ; Studies on the movement of soil moisture ; U. S. Department of Agriculture Bureau of Soils-Bulletin No. 38, Page 64.

GARDNER W., ISRAELSEN O., EDLEFSEN N. ; 1922 ; The capillary potential function and its relation to irrigation practice ; Physical Revue.

JOFFE J. S. ; McLEAN H. C. ; 1925 ; Colloidal behavior of soils and soil fertility: I. Suction force of soils as an index of their colloid content ; Soil Science, Volume 20, Issue 2, Page 169-176.

KORNEV B. G. ; 1926 ; La capacité d'absorption du sol, appareils pour la mesurer-arrosage automatique ; Ann. Sci. Agron., 43, Page 353-385.

RICHARDS L. A. ; 1941 ; A pressure membrane extraction apparatus for soil solution ; Soil Science, Volume 51, Issue 5, Page 377-386.

DELAGE P., CUI Y. J. ; 2000 ; « L'eau dans les sols non saturés ».

RICHARDS L. A. ; 1942 ; Soil moisture tensiometer materials and construction ; Soil Science, Volume 53, Issue 4, Page 241-248.

RICHARDS L. A. ; 1949 ; Methods of measuring soil moisture tension ; Soil Science, Volume 68, Issue 1, Page 95-112.

III.2.2 Travaux réalisés dans la deuxième moitié du vintième siècle

CRONEY D. ; 1952 ; The movement and distribution of water in soils ; Géotechnique, Volume 3, Issue 1, Page 1-16.

CRONEY D. et COLEMAN J. D. ; 1954 ; Soil structure in relation to soil suction (pF) ; Soil Science, Volume 5, Issue 1, Page 75-84.

BLACK W. P. M. ; 1962 ; A method of estimating the California bearing ratio of cohesive soils from plasticity data ; Géotechnique, Volume 12, Issue 4, Page 271-282.

POULOVASSILIS A. ; 1970 ; Hysteresis of pore water in granular porous bodies ; Soil Science, Volume 109, Issue 1, Page 5-12.

SINNINGER R. et SEKKER E. ; 1984 ; Comportement des barrages en terre à noyau non saturé ; Revue Française de Géotechnique, N° 29, Page 61-74.

NG W. W. C., PANG Y. ; 2000[1] ; Influence of Stress State on Soil-Water Characteristics and Slope Stability ; Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Volume 126, Issue 2, Page 157-166.

NG W. W. C., PANG Y. ; 2000[2] ; Experimental investigations of the soil-water characteristics of a volcanic soil ; Canadian Geotechnical Journal, Volume 37, Issue 6, Page 1252-1264.

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, Page 908-920.

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, Page 213-226.

LU N., LIKOS W. ; 2006 ; Suction stress characteristic curve for unsaturated soil ; Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Volume 132, Issure 2, Page 131-142.

III.2.3 Travaux de l'Ecole Centrale Paris et de l'Université du Havre

ZERVOYANNIS C. ; 1982 ; Etude synthétique des proprieties mécaniques des argiles saturées et des sables sur chemins oedométrique et triaxial de revolution ; Thèse de doctorat, Ecole Centrale Paris.

BIAREZ J., FLEUREAU J. M., ZERHOUNI M. I., SOEPANDJI B. S. ; 1987 ; Variations de volume des sols argileux lors de cycles drainage-humidification ; Revue française de Géotechnique, No. 41, Page 63-71.

BIAREZ J. et HICHER P. Y. ; 1987 ; Simplified hypotheses on mechanical properties equally applicable to sands and clays, Int. Symposium on constitutive equations for granular non-cohesive soils, Cleveland, Balkema ed., Rotterdam.

ZERHOUNI M. I. ; 1991 ; Rôle de la pression interstitielle negative dans le comportement des sols-Application au calcul des routes ; Thèse de doctorat, Ecole Centrale Paris.

INDARTO ; 1991 ; Comportement des sols soumis à une pression interstitielle négative-Application au silos ; Thèse de doctorat, Ecole Centrale Paris.

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, Page 287-296.

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.

KHEIRBEK-SAOUD S. ; 1994 ; Comportement mécanique de la couche de fondation d'une voie ferrée ; Thèse de doctorat, Ecole Centrale Paris.

ZERHOUNI M. I., GERARD C., FLEUREAU J. M. ; 1998 ; Etude du retrait de deux sols argileux naturels ; Actes du colloque Magi'50,Vandoeuvre, Page 15-20.

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, Page 1341-1357.

FLEUREAU J. M., KHEIRBEK-SAOUD S. ; 2004 ; Retrait et gonflement des sols soumis à un cycle de drainage-humidification ; source internet.

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, Page 1064-1081.

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, Page 431-437.

FLEUREAU J. M ; 2011 ; Mécanique des Sols Non Saturés ; Master Recherche II, Ecole Centrale Paris.

CUI Y. J ; 2011 ; Mécanique des Sols Non Saturés ; Master Recherche II, Ecole Centrale Paris.

III.3 Etude expérimentale - Préparation des solutions de PEG

WILLIAMS J. et SHAYKEWICH C. F.; 1969 ; An evaluation of polyethylene glygol (P.E.G.) 6000 and P.E.G 20000 in the osmotic control of soil water matric potential ; Canadian Journal of Soil Science, Volume 49, Issue 3, Page 397-401.

MICHEL B. E. et KAUFMANN M. R. ; 1973 ; The osmotic potential of polyethylene glycol 6000 ; Plant physiology, Volume 51, Issue 5, Page 914-916.

DINEEN K. et BURLAND J. B. ; 1995 ; A new approach to osmotically controlled oedometer testing ; Proceedings of the 1st International Conference on Unsaturated Soils (UNSAT'95), Volume 2, Page 459-465, Paris, Balkema.

TARANTINO A., MONGIOVI L. ; 2000 ; A study of the efficiency of semi-permeable membranes in controlling soil matrix suction using the osmotic technique ; Unsaturated Soils for Asia, Page 303-308, TOLL and LEONG eds, Balkema.

MONROY R., RIDLEY A., DINEEN K. ZDRAKOVIC L. ; 2007 ; The suitability of osmotic technique for the long term testing of partly saturated soils ; Geotechnical Testing Journal, Volume 30, Issue 3, Page 220-226.

DELAGE P. et CUI Y. J. ; 2008 ; An evaluation of the osmotic method of controlling suction ; Geomechanics and Geoengineering, Volume 3, Issue 1, Page 1-11.

TRIPATHY S. et REES S. W. ; 2013 ; Suction of some polyethylene glycols commonly used for unsaturated soil testing ; Geotechnical Testing Journal, Volome 36, Issue 5, Page 768-780.

AUTRES

FREDLUND D. G, RAHARDJO H. ; 1993 ; Soil Mechanics for Unsaturated Soils.

ROMERO E., GENS A., LLORET A. ; 1999 ; Water permeability, water retention and microstructure of unsaturated compacted Boom clay ; Thèse de doctorat, Universitat Politècnica de Catalunya, Espagne.

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.

Chapitre IV : Etude des variations de pression interstitielle des sols compactés sur chemins oedométrique et triaxial

IV.2 Introduction de la bibliographie - Livres : Mécanique des sols (ou des sols non saturés)

TERZAGHI C. ; 1925 ; Principles of Soil Mechanics ; Engineering News-Record, 95 (19-27).

FREDLUND D. G, RAHARDJO H. ; 1993 ; Soil Mechanics for Unsaturated Soils.

COUSSY O., FLEUREAU J. M. ; 2002 ; Mécanique des sols non saturés.

LU N., LIKOS W. J. ; 2004 ; Unsaturated Soil Mechanics.

NG C. W. W., MENZIES B. ; 2007 ; Advanced Unsaturated Soil Mechanics and Engineering.

FREDLUND D. G., RAHARDJO H., FREDLUND M. D. ; 2012 ; Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice.

IV.2.1 Paramètres de pression interstitielle

HILF J. W. ; 1948 ; Estimating Construction Pore Pressures in Rolled Earth Dams ; Proceedings of the 2nd International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam, Volume 3, Page 234-240.

SKEMPTON A. W. ; 1954 ; The pore-pressure coefficients A and B ; Géotechnique, Volume 4, Issue 1, Page 143-147.

IV.2.2 Variation de succion (pression interstitielle) sur chemin isotrope

BISHOP A. W. ; 1954 ; The use of pore-pressure coefficients in practice ; Géotechnique, Volume 4, Issue 1, Page 148-152.

BISHOP A. W. ; 1957 ; Some factors controlling the pore pressures set up during the construction of earth dams. Proceedings of the 4th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, France, Volume 2, Page 294-300.

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.

CAMPBELL J. D. ; 1973 ; Pore pressures and volume changes in unsaturated soils ; Thèse de doctorat, University of Illinois at Urbana-Champaign.

BLACK D. K., LEE K. L. ; 1973 ; Saturating laboratory samples by back pressure ; Soil mechanics and foundation engineering, Volume 99, Page 75-95.

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.

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, Page 759-764.

VAUGHAN P. R. ; 2003 ; Observations on the behaviour of clay fill containing occluded air bubbles ; Géotechnique, Volume 53, Issue 2, Page 265-272.

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, Page 115-128.

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, Page 1419-1424.

BENCHOUK A. ; 2013 ; Comportement hydro-mécanique des sols fins compactés au voisinage de la saturation ; Thèse de doctorat, Université de Tlemcen, Algérie.

IV.2.3 Variation de succion (pression interstitielle) sur chemin triaxial

VERBRUGGE J. C., FLEUREAU J. M. ; 2002 ; in COUSSY & FLEUREAU (eds) ; Mécanique des sols non saturés.

WHEELER S. J., SIVAKUMAR V. ; 1992 ; Critical state concepts for unsaturated soils ; Proceedings of 7th international conference on expansive soils, Dallas, USA, Volume 1, Page 167-172.

WHEELER S. J., SIVAKUMAR V. ; 1992 ; An elasto-plastic critical state framework for unsaturated soil ; Géotechnique, Volume 36, Issue 3, Page 453-456.

CUI Y. J. ; 1993 ; Etude du comportement d'un limon compacté non saturé et de sa modélisation dans un cadre élasto-plastique ; Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, France.

ESCARIO V., SAEZ J. ; 1986 ; The shear strength of partly saturated soils ; Géotechnique, Volume 36, Issue 3, Page 453-456.

ESCARIO V. ; 1988 ; Formulaciones para la definicion de la resistancia a esfuerzo cortante de lor suelos parcialmente saturados ; Ingenieria Civil, CEDEX, N° 68.

LAGNY C. ; 1996 ; Comportement mécanique des sols fins sous fortes contraintes et fortes pressions négatives ; Thèse de Doctorat, Ecole Centrale Paris France.

FLEUREAU J. M., BOUABDALLAH A. HOU Y. H., KHEIRBEK-SAOUD S., MAOUCHI D., TAIBI S. ; Mechanical behaviour of unsaturated clayey soils under high stresses and high negative pressure ; Proceedings of 2nd International Conference on Unsaturated Soils (UNSAT'98), Beijing, Chine, Page 37-42.

VERBRUGGE J.C. ; 1972 ; Equilibre et mouvement de l'eau dans les sols ; Rapport de recherche n° 159/JCV/1972, Centre de Recherches Routières, Bruxelles, Belgique.

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 Aérodromes, N° 515, Page 56-65.

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, Page 501-509.

MARINHO F. A. M., OLINEIRA O. M., ADEM H., VANAPALLI S. ; 2013 ; Shear strength behavior of compacted unsaturated residual soil ; International Journal of Geotechnical Engineering, Volume 7, Issue 1, Page 1-9.

IV.2.4 Comparaison entre les techniques translation d'axes et osmotique

ZUR B. ; 1966 ; Osmotic control of the matric soil-water potential : I. Soil-water system ; Soil Science, Volume 102, Issue 6, Page 394-398.

WILLIAMS J., SHAYKEWICH C. F. ; 1969 ; An evaluation of polyethylene glycol (P.E.G.) 6000 and P.E.G. 20000 in the osmotic control of soil water matric potential ; Canadian Journal of Soil Science, Volume 49, Issue 3, Page 397-401.

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, Page 287-296.

NG C. W. W., CUI Y. J., CHEN R., DELAGE P. ; 2007 ; The axis-translation and osmotic techniques in shear testing of unsaturated soils: A comparison ; Soils and foundations, Volume 47, Issue 4, Page 675-684.

FREDLUND D. G., MORGENSTERN N. R., WIDGER R. A. ; 1978 ; The shear strength of unsaturated soils ; Canadian Geotechnical Journal, Volume 15, Issue 3, Page 313-321.

IV.2.5 Difficultés de contôle de la succion

BOCKING K. A., FREDLUND D. G. ; 1980 ; Limitation of the axis translation technique ; Proceedints of the 4th international conference on expansive soils, Denver, USA, Page 117-135.

DELAGE P., CUI Y. J. ; 2008 ; An evaluation of the osmotic method of controlling suction ; Geomechanics and Geoengineering: An International Journal, Volume 3, Issue 1, Page 1-11.

DELAGE P., ROMERO E., TARANTINO A. ; 2008 ; Recent developments in the techniques of controlling and measuring suction in unsaturated soils ; Keynote Lecture, Proceedings of the 1st European Conference on Unsaturated Soils, Durham, Page 33-52.

SLATTER E. E., ALLMAN A. A., SMITH D.W. ; 2000 ; Suction controlled testing of unsaturated soils with an osmotic oedometer ; Proceedings of the International Conference of Geo-Engineering, Melbourne, Australia, Page 6.

MONROY R., RIDLEY A., DINEEN K., ZDRAKOVIC L. ; 2007 ; The suitability of osmotic technique for the long-term testing of partly saturated soils ; Geotechnical Testing Journal, Volume 30, Issue 3, Page 220-226.

SL (Spectrum Laboratories Inc.) ; 2007 ; Spectra/porH 1, 2, 3, 4, 5, 6, and 7 regenerated cellulose (rc) dialysis membrane. Spectrum product instruction booklet. Spectrum Laboratories, Inc., Rancho Dominguez, CA, USA.

TRIPATHY S., TADZA M. Y. M., THOMAS H. R. ; 2011 ; On the intrusion of polyethylene glycol during osmotic tests ; Géotechnique Letters, Volume 1, Issue 3, Page 47-51

KIM K. J., FANE A. G., BEN AIM R., LIU M. G., JONSSON G., TESSARO I. C., BROEK A. P., BARGEMAN D. ; 1994 ; A comparative study of techniques used for porous membrane characterization : pore characterization ; Journal of Membrane Science, Volume 87, Issue 1-2, Page 35-46.

Translation d'axes

SKEMPTON A. W. ; 1961 ; Horizontal stresses in an overconsolidated Eocene Clay ; Proceedings of the 5th International Conference of Soil Mechanics, Paris, Volume 1, Page 351-357.

HILF J. W. ; 1956 ; An investigation of pore water pressure in compacted cohesive soils ; Thèse de doctorat, Bureau of Reclamation (USA).

BISHOP A. W., DONALD I. B. ; 1961 ; The experimental study of partly saturated soil in the triaxial apparatus ; Proceedings of the 5th International Conference of Soil Mechanics, Paris, Volume 1, Page 13-21.

BISHOP A. W., BLIGHT G. E. ; 1963 ; Some Aspects of Effective Stress in Saturated and Partly Saturated Soils ; Géotechnique, Volume 13, Issue 3, Page 177-197.

GIBBS H. J., COFFEY C. T. ; 1969 ; Techniques for pore pressure measurements and shear testing of soil ; Proceedings of the 7th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, Volume 1, Page 151-157.

FREDLUND D. G., MORGENSTERN N. R. ; 1976 ; Constitutive relations for volume change in unsaturated soils ; Canadian Geotechnical Journal, Volume 13, Issue 3, Page 261-276.

Osmose (chemins oedométriques et triaxiaux)

KASSIFF G., BEN SHALOM A. ; 1971 ; Experimental relationship between swell pressure and suction ; Géotechnique, Volume 21, Issue 3, Page 245-255.

VICOL T. ; 1990 ; Propriétés mécaniques et hydrauliques d'un limon non saturé - Conséquences sur la modélisation ; Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

DELAGE P., SURAJ DE SILVA G. P. R., VICOL, T. ; 1992 ; Suction controlled testing of non saturated soils with an osmotic consolidometer ; Proceedings of 7th international conference on expansive soils, Dallas, USA, Volume 1, Page 206-211.

KOMORNIK A., LIVNEH M., SMUCHA S. ; 1980 ; Shear strength and swelling of clays under suction ; Proceedings of 4th international conference on expansive soils, Denver, USA, Volume 1, Page 206-226.

DELAGE P., SURAJ DE SILVA, G. P. R., DE LAURE E. ; 1987 ; Un nouvel appareil triaxial pour les sols non saturés ; Proceedings of the 9th European conference of soil mechanics and foundation engineering, Dublin, Volume 1, Page 26-28.

CUI Y. J., DELAGE P. ; 1996 ; Yielding and plastic behaviour of an unsaturated compacted silt ; Géotechnique, Volume 46, Issue 2, Page 291-311.

Phychromètre et tensiomètre haute capacité

KHEIRBEK-SAOUD S. ; 1994 ; Comportement mécanique de la couche de fondation d'une voie ferrée ; Thèse de doctorat, Ecole Centrale Paris, France.

ZERHOUNI M. I. ; 1991 ; Rôle de la pression interstitielle négative dans le comportement des sols-Application au calcul des routes ; Thèse de doctorat, Ecole Centrale Paris, France.

INDARTO ; 1991 ; Comportement des sols soumis à une pression interstitielle négative-Application au silos ; Thèse de doctorat, Ecole Centrale Paris, France.

RIDLEY A. M., BURLAND J. B. ; 1993 ; A new instrument for the measurement of soil moisture suction ; Géotechnique, Volume 43, Issue 2, Page 321-324.

Annexe I : Tensiomètre haute capacité - selon le pays

Imperial College London - Royaume-Uni

RIDLEY A. M., BURLAND J. B. ; 1993 ; A new instrument for the measurement of soil moisture suction ; Géotechnique, Volume 43, Issue 2, Page 321-324.

RIDLEY A. M., BURLAND J. B. ; 1994 ; A new instrument for the measurement of soil moisture suction (discussion) ; Géotechnique, Volume 44, Issue 3, Page 551-556.

RIDLEY A. M., BURLAND J. B. ; 1995 ; Measurement of suction in materials which swell ; Applied Mechanics Reviews, Volume 48, Issue 9, Page 727-732.

RIDLEY A. M., BURLAND J. B. ; 1996 ; A pore water pressure probe for the in situ measurement of a wide range of soil suctions ; Advances in site investigation practice, Thomas Telford London, Page 510-520.

RIDLEY A. M., BURLAND J. B. ; 1999 ; Use of the tensile strength of water for the direct measurement of high soil suction (Discussion) ; Canadian Geotechnical Journal, Volume 36, Issue 1, Page 178-180.

RIDLEY A. M., DINEEN K., BURLAND J. B., VAUGHAN P. R. ; 2003 ; Soil matrix suction: some examples of its measurement and application in geotechnical engineering ; Géotechnique, Volume 53, Issue 2, Page 241-253.

Université de Cambridge - Royaume-Uni

TAKE W. A., BOLTON M. D. ; 2002 ; A new device for the measurement of negative pore water pressures in centrifuge models ; Proceeding of International Conference of Physical Modelling in Geotechnics, Page 89-94.

TAKE W. A., BOLTON M. D. ; 2003 ; Tensiometer saturation and the reliable measurement of soil suction ; Géotechnique, Volume 53, Issue 2, Page 159-172.

Université de Durham - Royaume-Uni

LOURENCO S. D. N., GALLIPOLI D., TOLL D. G., EVANS F. D. ; 2006 ; Development of a commercial tensiometer for triaxial testing of unsaturated soils ; Geotechnical Special Publication No. 147, ASCE, Reston, Volume 2, Page1875-1886.

LOURENCO S. D. N. ; 2008 ; Suction measurements and water retention in unsaturated soils ; Thèse de doctorat, Université de Durham.

LOURENCO S. D. N., GALLIPOLI D., TOLL D. G., AUGARDE C. E., EVANS F. D., MEDERO G. M.; 2008 ; Calibrations of a high-suction tensiometer ; Géotechnique, Volume 58, Issue 8, Page 659-668.

LOURENCO S. D. N., GALLIPOLI D., TOLL D. G., AUGARDE C. E., EVANS F. D. ; 2011 ; A new procedure for the determination of soil-water retention curves by continuous drying using high-suction tensiometers ; Canadian geotechnical journal, Volume 48, Issue 2, Page 327-335.

TOLL D. G., LOURENCO D. N., MENDES J. ; 2013 ; Advances in suction measurements using high suction tensiometers ; Engineering Geology, Volume 165, Page 29-37.

Université de Saskatchewan - Canada

GUAN Y. ; 1996 ; The measurement of soil suction ; Thèse de doctorat, Université de Saskatchewan.

GUAN Y., FREDLUN D. G. ; 1997 ; Use of the tensile strength of water for the direct measurement of high soil suction ; Canadian geotechnical journal, Volume 34, Issue 4, Page 604-614.

GUAN Y., FREDLUN D. G.; 1999; Use of the tensile strength of water for the direct measurement of high soil suction (Reply) ; Canadian geotechnical journal, Volume 36, Issue 1, Page 178-180.

Université de technologie de Nanyang - Singapour

MEILANI I., RAHARDJO H., LEONG E. C., FREDLUND D. G.; 2002; Mini suction probe for matric suction measurements; Canadian geotechnical journal, Volume 39, Issue 6, Page 1427-1432.

Université de Trento - Italie

TARANTINO A., MONGIOVI L. ; 2001 ; Experimental procedures and cavitation mechanisms in tensiometer measurements ; Geotechnical and geological engineering, Volume 19, Page 189-210

TARANTINO S., MONGIOVI L. ; 2002 ; Design and construction of a tensiometer for direct measurement of matrix suction ; Proceedings of 3rd International Conference on Unsaturated Soils (eds RECIFE, JUCA, DE CAMPOS, MARINHO), Volume 1, Page 319-324, Balkema.

TARANTINO A., MONGIOVI L. ; 2003 ; Calibration of tensiometer for direct measurement of matric suction ; Géotechnique, Volume 53, Issue 1, Page 137-141.

CARUSO M., TARANTINO A. ; 2004 ; A shearbox for testing unsaturated soils at medium to high degrees of saturation ; Géotechnique, Volume 54, Issue 4, Page 281-284.

Institut de technologie du Massachusetts - Etats Unis

TOKER N. K., GERMAINE J. T., SJOBLOM K. J., CULLIGAN P. J. ; 2004 ; A new technique for rapid measurement of continuous soil moisture characteristic curves; Géotechnique, Volume 54, Issue 3, Page 179-186.

Ecole Nationale des Ponts et Chaussées - Paris Tech- France

MANTHO A. T. ; 2005 ; Echanges sol-atmosphère application à la sécheresse ; Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, France.

CUI Y. J., TANG A. M., MANTHO A. T., DE LAURE E. ; 2007 ; Monitoring field soil suction using a miniature tensiometer ; Geotechnical testing journal, Volume 31, Issue 1, Page 1-6.

DELAGE P., ROMERO E., TARANTINO A. ; 2008 ; Recent developments in the techniques of controlling and measuring suction in unsaturated soils ; Keynote Lecture, Proceedings of the 1st European Conference on Unsaturated Soils, Durham, Page 33-52.

TANG A. M., CUI Y. J., QIAN L. X., DELAGE P., YE W. M. ; 2010 ; Calibration of the osmotic technique of controlling suction with respect to temperature using a miniature tensiometer ; Canadian geotechnical journal, Volume 47, Issue 3, Page 359-365.

Université de Shen-Zhen - Chine

ZHANG M., NG C. W. W, CHEN R. ; 2008 ; suction probe for direct measurement of high matric suction ; Chinese journal of geotechnical engineering, Volume 30, Issue 8, Page 1191-1195.

Autres

MARINHO F. A. M., TAKE W. A., TARANTINO A. ; 2008 ; Measurement of Matric Suction Using Tensiometric and Axis Translation Techniques ; Geotechnical and Geological Engineering, Volume 26, Issue 6, Page 615-631.