

Observation and modelling of earth structures submitted to drying and wetting precesses

Aouatif Bakkari

▶ **To cite this version:**

Aouatif Bakkari. Observation and modelling of earth structures submitted to drying and wetting precesses. Sciences of the Universe [physics]. Ecole des Ponts ParisTech, 2007. English. NNT : . pastel-00004699

HAL Id: pastel-00004699
https://pastel.hal.science/pastel-00004699

Submitted on 6 Feb 2009

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.



THÈSE

Présentée pour l'obtention du diplôme de

DOCTEUR
de

L'ÉCOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSÉES

Spécialité : Géotechnique

par

Aouatif BAKKARI

Sujet de thèse :

OBSERVATION ET MODÉLISATION D'OUVRAGES EN TERRE SOUMIS À DES PROCESSUS DE SÉCHAGE ET D'HUMIDIFICATION

Soutenue le 30 octobre 2007

devant le jury composé de :

P. Delmas	**Rapporteur**
D. Levacher	**Rapporteur**
N. Droniuc	**Examinateur**
J. P. Magnan	**Directeur de thèse**

Je dédie ce travail à tous les membres de ma famille qui m'ont soutenu pendant toutes mes années d'études et à mon mari qui était là pour moi âme et corps…

Remerciements

Je tiens à remercier vivement tous ceux qui m'ont permis de réaliser ce travail de thèse.

Ma profonde gratitude s'adresse tout particulièrement à mon directeur de thèse, M. Jean-Pierre Magnan, pour la confiance qu'il m'a accordée et l'appui qu'il a témoigné à mon travail, à M. Niculaï Droniuc pour les orientations indiquées, les conseils et encouragements prodigués et le suivi durant ces trois années.

J'adresse mes remerciements les plus sincères à M. Philippe Delmas, M. Daniel Levacher, pour avoir accepté la lourde tâche d'être les rapporteurs de mon mémoire et m'avoir fait l'honneur de participer au jury de ma thèse.

Je remercie M. le directeur du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées ainsi que la direction scientifique.

Mes remerciements s'adressent également à toutes les personnes de la division MSRGI et du LCPC qui m'ont cordialement accueillie parmi eux.

Sommaire

Remerciements ..... **iv**

Sommaire **5**

Introduction générale **9**

Partie 1
ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE

Chapitre 1 L'eau et l'air dans les sols non saturés

1.0. GENERALITES **13**

1.1. SUCCION DANS LES SOLS **15**

1.1.1. Définition 15
1.1.2. Succion totale 16
1.1.3. Succion matricielle 16
1.1.4. Succion osmotique 17

1.2. PARAMETRES D'ETAT DU SOL **17**

1.2.1. Teneur en eau 17
1.2.2. Degré de saturation et indice des vides 19
1.2.3. Perméabilité à l'eau 22
1.2.4. Perméabilité à l'air 25

1.3. TRANSFERTS D'EAU **26**

1.4. TRANSFERTS D'AIR **27**

1.5. CONCLUSION **28**

Chapitre 2 Comportement des sols non saturés

2.0. INTRODUCTION **29**

2.1. APPROCHE EN CONTRAINTES EFFECTIVES **29**

2.2. APPROCHE EN VARIABLES INDEPENDANTES **33**

2.2.1. Matyas et Radhakrishma (1968) 34
2.2.2. Fredlund et Morgenstern (1976) 35
2.2.3. Alonso et Lloret (1985) 38
2.2.4. Alonso, Gens et Josa (1990) 39
2.2.5. Extension du modèle Alonso & al. (1990) : double structure 49
2.2.6. Fredlund et Rahardjo (1993) 59
2.2.7. Wheeler et Sivakumar (1995) 61
2.2.8. Cui, Delage et Sultan (1995) 64
2.2.9. Cui et Delage (1996) 65
2.2.10. Bolzon, Schrefler et Zienkiewicz (1996) 66
2.2.11. Dangla, Malinsky et Coussy (1997) 69
2.2.12. Rifa, Vulliet et Laloui (2002) 73

2.3. CONCLUSION 77

Partie 2
COMPORTEMENT DE DEUX OUVRAGES EN SOLS NON SATURES

Introduction 78

Chapitre 3 Remblai expérimental en semi grandeur

3.0. Introduction 79

3.1. Construction du remblai expérimental R1 79

3.1.1. Matériaux de construction 79
3.1.2. Construction du remblai 81
3.1.3. Instrumentation du remblai R1 83

3.2. Suivi du remblai R1 86

3.2.1. Le gonflement du matériau de remblai R1 87
3.2.2. La pression interstitielle dans le remblai R1 91
3.2.3. Pressions totales dans le remblai R1 96
3.2.4. La teneur en eau dans le remblai R1 97
3.2.5. Évolutions de la pression interstitielle et de la teneur en eau 103
3.2.6. Conclusion 106

Chapitre 4 Remblai expérimental en vraie grandeur

4.0. Introduction 108

4.1. Construction du remblai R2 108

4.1.1. Matériaux de construction 108
4.1.2. Construction du remblai R2 112
4.1.3. Instrumentation du remblai R2 116

4.2. Suivi du remblai R2 118
4.2.1. Évolution de la teneur en eau dans le remblai R2 119
4.2.2. Évolution de la succion dans le remblai R2 125
4.2.3. Évolution des déformations verticales dans le remblai R2 130
4.2.4. Évolution des déformations latérales dans le remblai R2 132
4.3. Conclusion 133

Partie 3
COMPORTEMENT DES SOLS NON SATURES AU LABORATOIRE

Introduction 135

Chapitre 5 Essais œdométriques sur l'argile de Bavent

5.0. Introduction 135
5.1. Matériaux testés 136
5.2. Appareillage 136
5.3. Préparation et mise en place des échantillons 137
5.4. Procédure d'essai 139
5.5. Résultats des essais 141

Chapitre 6 Essais triaxiaux sur les limons A28 et SNEC

6.0. Introduction 151
6.1. Choix de l'état initial des échantillons testés 151
6.2. Dispositif expérimental 154
6.3. Préparation des échantillons 156
6.4. Compactage et mis en place des éprouvettes 156
6.5. Procédure d'essais 159
6.6. Résultats des essais 161
6.6.1. Comportement non saturé sous la même succion et différents confinements 161
6.6.2. Influence de la succion sur le comportement non saturé 167
6.6.2. Influence de la succion sur le comportement non saturé 168

Chapitre 7 Essais de perméabilité à l'air sur les limons A28 et SNEC

7.0. Introduction 171

7.1. Appareillage 171
7.2. Préparation des échantillons 173
7.3. Compactage et mis en place des éprouvettes 174
7.4. Procédure d'essai 174
7.4.1. Essais sans chargement mécanique 174
7.4.2. Essais avec chargement mécanique 174
7.5. Résultats expérimentaux 175
7.5.1. Essais sans chargement mécanique 176
7.5.2. Essais avec chargement mécanique 179
7.6. Conculsion 183

Partie 4/Chapitre 8

MODELISATION DU COMPORTEMENT DES OUVRAGES EN SOLS NON SATURES

8.0. Introduction 185
8.1. Code de calcul en éléments finis 185
8.1.1. Rappel des hypothèses et des équations 185
8.1.2. Conditions initiales et conditions aux limites 187
8.1.3. Résolution numérique 187
8.2. Paramètres du calcul 188
8.2.1. Paramètres associés au comportement isotrope 189
8.2.2. Paramètres associés au comportement triaxial 191
8.2.3. Paramètres associés au comportement hydrique 192
8.2.4. Paramètres d'état 193
8.3. Validation du programme 197
8.3.1. Test de découplage 198
8.3.2. Calcul en élasticité 203
8.3.3. Calcul en élastoplasticité 209
8.3.4. Modélisation des essais en laboratoire 212
8.3.5. Application sur ouvrages réels 220
8.4. Conclusion et perspectives 232

Conclusion générale 233
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES 236
ANNEXE 1 249
Résumé 253

Introduction générale

Dans le domaine du génie civil, des sols compactés sont utilisés pour la construction des ouvrages en terre, notamment les remblais routiers et les barrages en terre. La réalisation de grands ouvrages requiert des volumes importants de matériaux, d'origines variées (sols argileux ou limoneux, matériaux rocheux et sous-produits industriels), présentant des caractéristiques mécaniques variées et des comportements différents. Depuis quelques années, la pression des autorités environnementales pousse à réutiliser le plus possible les matériaux trouvés dans les déblais de terrassements, y compris des sols fins de mauvaises caractéristiques mécaniques, qui étaient autrefois mis en dépôt.

Les remblais en sols argileux ou marneux sont fréquemment exposés à des problèmes spécifiques liés au comportement particulier de ces matériaux (argiles et marnes). Ils sont souvent le siège de déformations irréversibles, qui présentent un risque d'instabilité pour l'ouvrage (affaissements, fissures ou même rupture) et par conséquent pour l'usager. Ces déformations sont liées essentiellement aux cycles d'humidification et de séchage suivant les changements climatiques : humidification pendant la saison humide et séchage pendant la saison sèche. Des observations ont été faites sur de longues périodes sur de tels remblais. Elles ont montré une déformation progressive du remblai à proximité des talus, qui provient d'une part de la viscosité du comportement des marnes et des argiles et d'autre part de l'effet des cycles hydriques.

Peu de travaux ont été consacrés à l'étude du comportement des corps de remblai, à savoir celui des sols non saturés. En plus, la majorité des travaux se fait sur le dimensionnement de ce type d'ouvrages par rapport à la rupture et rarement par rapport à l'évolution des déformations, alors que les problèmes posés par les corps du remblai sont essentiellement liés aux déformations. Pour y remédier, la compréhension du comportement des sols fins constituant les remblais sous l'effet des cycles de séchage – humidification et l'étude de l'influence de ces cycles sur les caractéristiques mécaniques des sols non saturés constituent un élément très important dans la conception et le dimensionnement des ouvrages en terre.

L'intention initiale de ce travail était de prendre en compte ces cycles hydriques dans l'analyse mécanique du comportement à long terme de ces remblais en matériaux fins, cohérents, non saturés et peu perméables. Il s'agissait ensuite d'introduire des procédures permettant de décrire l'irréversibilité des cycles hydriques ainsi que des conditions aux limites réalistes dans le programme CSNS (Consolidation des Sols Non Saturés) du code de calcul CESAR-LCPC. Nous avons pour cette raison consacré une partie de notre travail à la restructuration et la réorganisation du programme CSNS avant de le développer et le valider.

Par ailleurs, pour une analyse complète du comportement des ouvrages en terre soumis aux sollicitations hydromécaniques, une étude numérique a été réalisée en parallèle d'une étude expérimentale. Le travail de thèse a donc en définitive comporté quatre parties principales : recherche bibliographique, observations sur ouvrages, étude en laboratoire et modélisation numérique. La structure du mémoire reflète ce découpage avec huit chapitres, regroupés en quatre parties :

La première partie est une étude bibliographique qui permet de synthétiser les connaissances concernant les sols non saturés et les travaux réalisés sur leur comportement hydromécanique. Elle est composée de deux chapitres.

Dans le premier chapitre, nous discutons de la présence de l'eau dans les sols non saturés, la notion de succion, les paramètres d'état du sol et leurs influences.

Le chapitre 2 passe en revue les différentes approches utilisées pour caractériser le comportement hydromécanique des sols non saturés. Après une présentation des différents modèles spécifiques aux sols non saturés, nous exposons le modèle adopté dans ce travail.

La deuxième partie présente une étude du comportement des ouvrages en sols non saturés. Elle est aussi composée de deux chapitres.

Le chapitre 3 présente l'étude de comportement d'un modèle expérimental en semi-grandeur d'un remblai en sol argileux soumis à un cycle d'humidification-séchage et d'un autre modèle témoin. Nous commençons ce chapitre par la description du matériau utilisé, de la méthode et des étapes suivies pour le montage de ce modèle. Nous achevons ce chapitre par une analyse des mesures et une discussion des résultats obtenus.

Le chapitre 4 est consacré à l'étude du comportement d'un ouvrage réel. Il s'agit d'un remblai expérimental en vraie grandeur construit avec deux types de limons différents et soumis à l'effet du climat. Nous présentons dans un premier temps les matériaux utilisés pour la construction du remblai et leurs

caractéristiques. Ensuite, nous montrons les étapes de la construction. Les résultats de mesures sont enfin exploités.

La troisième partie comprend trois chapitres consacrés à l'étude du comportement des sols fins en laboratoire et à la détermination de quelques paramètres caractéristiques de ces matériaux. Chaque chapitre traite d'un type d'essai. Nous commençons chaque chapitre par la présentation des matériaux étudiés. Ensuite, nous donnons une description de l'appareillage, nous décrivons la méthode de préparation et la mise en place des échantillons et la procédure de l'essai. Enfin, nous exploitons les résultats obtenus.

Le chapitre 5 présente les résultats d'une étude réalisée à l'œdomètre à succion imposée sur le matériau utilisé pour la construction du remblai argileux en semi-grandeur.

Le chapitre 6 présente une étude à l'appareil triaxial à succion imposée sur les matériaux utilisés pour le remblai en vraie grandeur.

Le chapitre 7 présente et analyse des essais de perméabilité à l'air.

Dans la quatrième partie, nous présentons rapidement les développements numériques effectués pour améliorer le fonctionnement du code de calcul en éléments finis pour décrire la consolidation des sols non saturés et leur validation. Nous décrivons et commentons les calculs de modélisation des essais réalisés dans le cadre de cette recherche.

Une conclusion générale est donnée à la fin du mémoire. Elle rassemble les points importants issus de ce travail mais ne constitue pas un point final pour cette étude au caractère complexe. Elle présente pour terminer les perspectives ouvertes par cette étude.

Partie 1

ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE

Un sol non saturé est un milieu triphasique contenant le squelette solide, l'eau et l'air. L'interaction solide-eau-air complique le comportement de ces matériaux et rend leur étude complexe.

Les sols non saturés ont des propriétés de déformabilité et de résistance, qui varient en fonction de facteurs tels que la nature minéralogique des particules (squelette du sol), l'état du sol (la teneur en eau, le degré de saturation, la porosité, la pression de l'eau, la pression de l'air, la contrainte, les charges extérieures,…), etc.

Dans la suite des travaux de recherche réalisés dans ce mémoire, on ne considère que l'effet de l'état de sol sur son comportement. Pour une meilleure analyse et une modélisation plus efficace de ce comportement, on commence ce rapport par le premier chapitre, qui donne une synthèse des caractéristiques les plus importantes des sols non saturés et qui ont le plus d'influence sur le comportement.

Chapitre 1

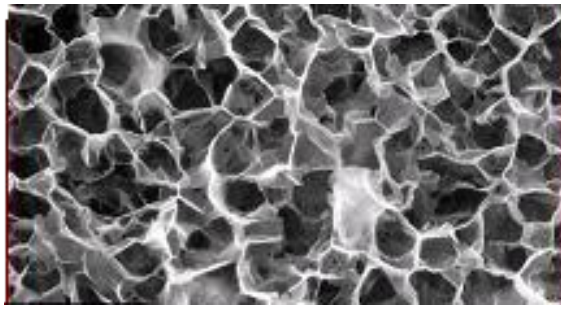
L'eau et l'air dans les sols non saturés

1.0. Généralités

La présence de l'eau a un effet considérable sur le comportement mécanique des sols non saturés. Sa présence avec l'air dans les pores prend des formes variées :

- l'eau domine et l'air ne peut se déplacer librement : c'est le cas d'un sol presque saturé. L'eau constitue une phase continue et se déplace sous l'influence de la pesanteur. Par contre, l'air est discontinu ;
- l'air occupe l'essentiel des pores et l'eau est bloquée : c'est le cas des sols non saturés avec un faible degré de saturation. L'eau mouille la surface des particules en les entourant, elle ne se déplace que lentement. L'air constitue une phase continue, mais sans aucun déplacement ;
- l'eau et l'air peuvent se déplacer librement : les deux phases sont continues. Il s'établit un profil d'équilibre de la pression de l'air et de la teneur en eau.

Dans les sols fins, et plus particulièrement dans les sols argileux, qui se composent d'une superposition de couches de silicates (feuillets, figure 1.1.a) ou des plaquettes de minéraux (figure 1.1.b), l'eau prend plusieurs formes. La figure 1.2 montre les diverses formes de l'eau présentes dans ces sols.



a. Feuillets



b. Plaquettes

Figure 1.1. Composition d'un sol argileux

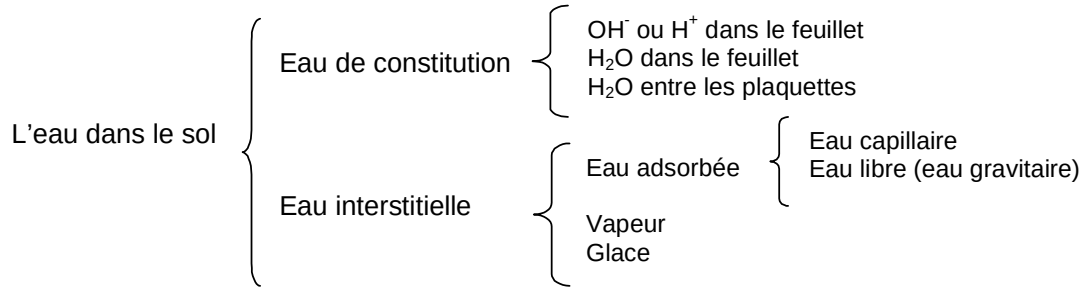


Figure 1.2. L'eau dans les sols

L'eau de constitution influence peu le comportement du sol, sauf lorsqu'il est soumis à une température élevée. L'eau interstitielle (libre ou gravitaire) est l'eau présente dans les pores du sol. Son état et ses interactions avec les autres phases interviennent clairement dans le comportement du sol. L'eau adsorbée se trouve sur la surface des particules fines du sol sous forme d'eau capillaire.

L'eau libre ou gravifique obéit à la loi de Darcy. Elle se manifeste dans les sols non saturés par la pression hydraulique exercée sur le squelette solide. Le déplacement de l'eau dans les pores du sol peut aussi entraîner certaines particules fines. Enfin, l'eau peut dissoudre certains sels et modifier la composition chimique des minéraux.

L'eau capillaire est associée à la pression capillaire ou succion. On admet que les pores jouent un rôle semblable aux tubes capillaires (Figure 1.3). Les tensions superficielles dues aux ménisques trouvent une réaction sur les particules solides. Ces réactions engendrent des contraintes supplémentaires dans le squelette du sol. Elles modifient le champ de déformations et le comportement mécanique en général.

La loi de Jurin-Laplace permet de relier le potentiel capillaire existant au niveau de l'interface air-eau des pores au rayon d'un pore équivalent. Son expression mathématique est :

$$u_a - u_w = \frac{2T_s \cos \alpha^*}{r^*} \quad , \tag{1.1}$$

où u_a désigne la pression d'air ; u_w la pression d'eau ; T_s la tension superficielle de l'eau (kN/m) ; α^* l'angle de raccordement du ménisque et r^* le rayon du tube capillaire.

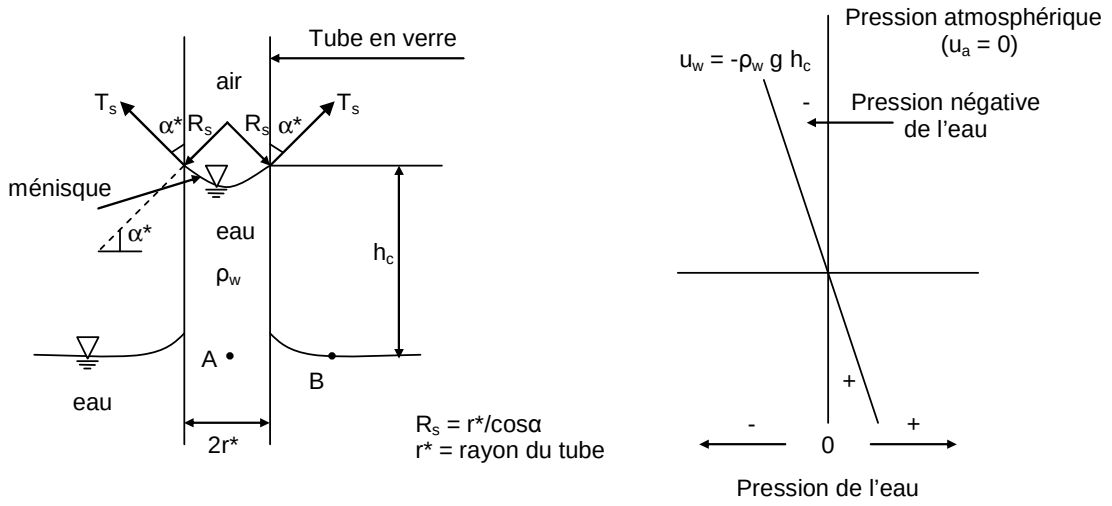


Figure 1.3. Remontée de l'eau dans un capillaire

1.1. Succion dans les sols

1.1.1. Définition

La succion est une mesure de l'attraction entre le sol et l'eau. Lors d'un symposium consacré aux équilibres et changements d'humidité dans les sols sous les zones couvertes (Delage et Cui, 2000), la succion a été définie comme une énergie potentielle comparable à la charge hydraulique dans les sols saturés. Pour amener, à altitude constante, de l'eau libre de l'infini jusqu'au sol non saturé, il faut fournir une énergie pour résister à l'attraction exercée. Ce potentiel « est égal à la quantité de travail par unité de volume d'eau pure nécessaire pour transporter de façon réversible, isotherme, à altitude constante et à la pression atmosphérique, une quantité infinitésimale d'eau depuis un état d'eau pur loin du sol, à celui d'eau interstitielle dans le sol non saturé ».

En général, plus le sol est sec, plus la succion est grande. Pour des raisons pratiques, on distingue deux composantes dans la succion : la succion matricielle s_m et la succion osmotique s_π. La somme des deux est appelée la succion totale s :

$$s = s_m + s_\pi . \qquad (1.2)$$

1.1.2. Succion totale

La succion peut être exprimée en fonction de la pression partielle de la vapeur d'eau. La relation thermodynamique correspondante est donnée par la loi de Kelvin :

$$s = \frac{RT}{g\omega_v} \ln h_r , \tag{1.3}$$

où s désigne la succion totale, h_r désigne l'humidité relative, R désigne la constante des gaz parfaits (R = 8,3143 J mol^{-1} K^{-1}), g désigne l'accélération due à la pesanteur (g = 9,81 $m\,s^{-2}$), ω_v désigne la masse molaire de l'eau (ω_v = 18,016 $g.mol^{-1}$) et T désigne la température absolue (degrés Kelvin, K).

La succion représente l'énergie libre dans un sol non saturé sans contrainte extérieure lorsque l'humidité relative de l'air est inférieure à 100%. Si l'humidité relative de l'air atteint 100%, la succion s'annule (Figure 1.4). En pratique, pour une grande catégorie de sols fins, la succion maximale atteinte à 20 °C de température ne dépasse pas 1 GPa.

1.1.3. Succion matricielle

La succion matricielle ou la pression capillaire est la différence entre les pressions de l'air et de l'eau :

$$s_m = p_a - p_w , \tag{1.4}$$

où p_a désigne la pression de l'air et p_w désigne la pression de l'eau.

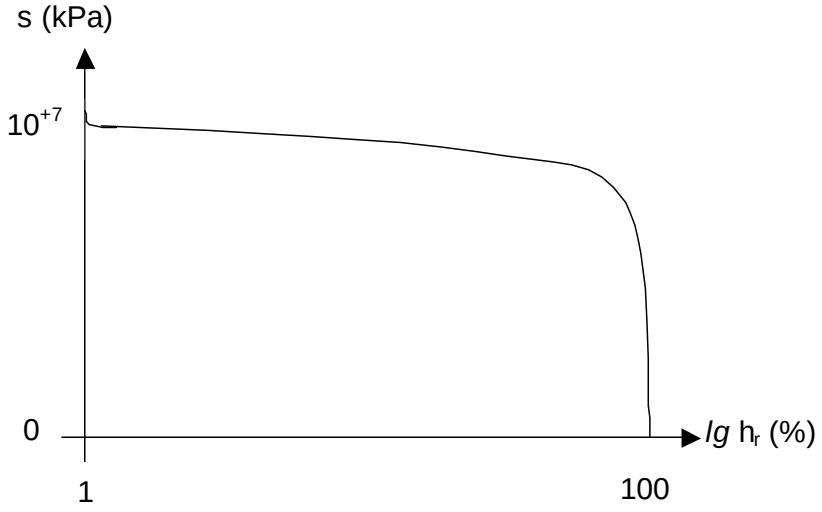


Figure 1.4. Relation entre la succion s et l'humidité relative de l'air à 20°C, d'après la loi de Kelvin

1.1.4. Succion osmotique

La succion osmotique ou pression osmotique est la capacité de rétention d'eau par les sels présents sous forme dissoute dans l'eau interstitielle. Elle existe lorsque l'eau est une solution saline. Si la concentration de sel est faible, cette composante peut être négligée et la succion totale se réduit à la succion matricielle. La succion osmotique est donnée par :

$$s_\pi = -\frac{\rho_w RT}{\omega_v} \ln x_w \,, \tag{1.5}$$

où R désigne la constante des gaz parfaits (R = 8,3143 J mol^{-1} K^{-1}), T désigne la température absolue (K), ρ_w désigne la masse volumique de l'eau (kg/m^3), ω_v désigne la masse molaire de la vapeur d'eau (18,016 kg/kmol) et x_w désigne la fraction molaire d'eau dans la solution.

1.2. Paramètres d'état du sol

1.2.1. Teneur en eau

L'influence de la teneur en eau volumique (w) se manifeste sur l'indice de la consistance (I_c), la valeur de la succion (par la courbe de rétention d'eau) et la perméabilité. Les sols non saturés ont un indice de consistance qui évolue en fonction de leur teneur en eau. Le sol est dur et cassant lorsqu'il est desséché ou plastique à partir d'un certain degré d'humidité. Ces modifications de consistance s'accompagnent de variations de volume (retrait ou gonflement) :

$$I_c = (w_L - w) / w_L - w_P \tag{1.6}$$

où w désigne la teneur en eau, w_L la limite de liquidité, qui caractérise la transition entre un état liquide et un état plastique, et w_P la limite de plasticité, qui caractérise la transition entre un état plastique et un état solide.

La variation de la teneur en eau dans un sol non saturé peut être provoquée par une augmentation de la succion en séchage ou par une diminution de la succion en remouillage. La succion du sol est reliée à la quantité d'eau qui y est présente à cause des interactions de type capillaire ou d'adsorption entre l'eau et les particules du sol. Cette relation est représentée par la courbe de rétention d'eau (Figure 1.5), qui relie la succion à la teneur en eau. Elle constitue une caractéristique essentielle d'un type de sol donné et peut être obtenue expérimentalement.

La figure 1.5 montre que le comportement hydrique du sol dépend du chemin parcouru. Pour une même succion, la teneur en eau est plus forte lors du séchage. Il n'existe donc pas une relation unique entre la succion et la teneur

en eau. De plus, la zone comprise entre les deux courbes d'humidification et de séchage (Figure 1.5) peut être atteinte si l'on augmente (ou diminue) la succion à partir d'un point de la courbe d'humidification (ou de séchage). Cette non-unicité est liée au phénomène d'hystérésis. L'hystérésis signifie que les caractéristiques hydriques pour un sol sur un chemin de dessiccation et sur un chemin de réhumidification ne sont pas les mêmes. Ce phénomène peut être décrit de façon expressive par le comportement d'un encrier (Figure 1.6).

Les vides dans le sol n'ont pas la forme de tubes, mais se présentent sous forme d'une succession de cavités de dimensions variables. La pression capillaire est différente suivant que l'eau pousse l'air ou que l'air pousse l'eau, parce que l'angle de contact entre l'eau et l'air est différent dans ces deux cas.

Il y a une autre explication liée à l'effet de « goulot ». Pour passer d'un pore à un autre, l'eau doit franchir des passages plus étroits. Ceci est accompagné par une augmentation locale de la succion. Donc, une augmentation de la succion ne se traduit pas directement par une désaturation.

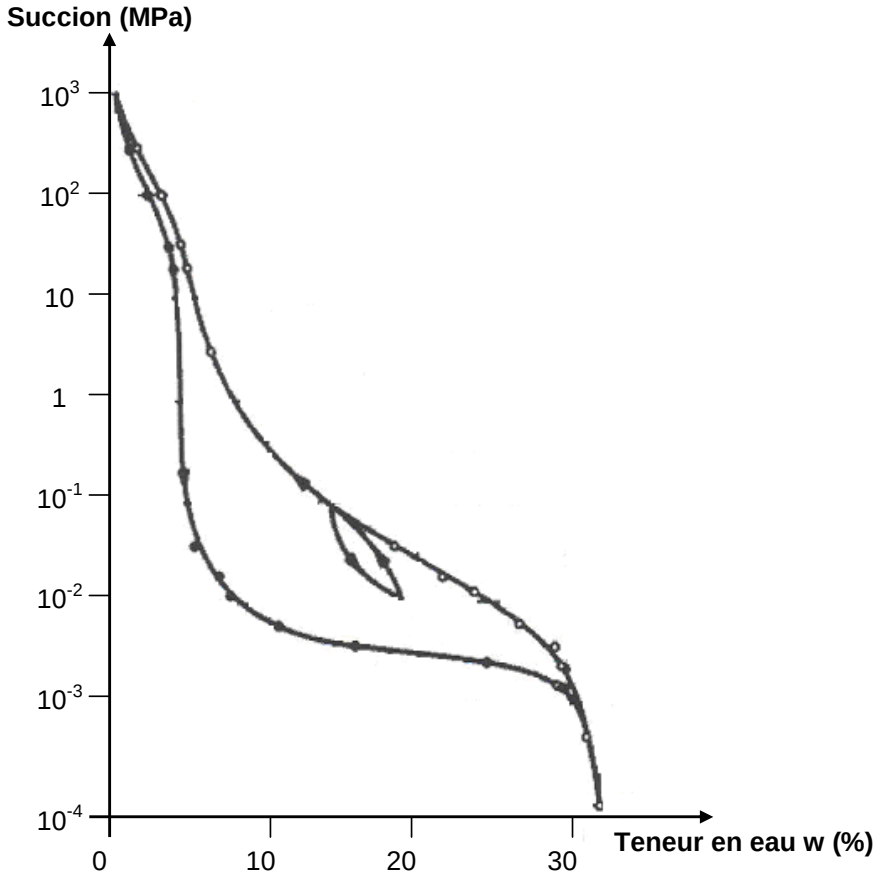


Figure 1.5. Courbe de rétention et phénomène d'hystérésis dans un sable argileux (Croney *et al.*, 1958)

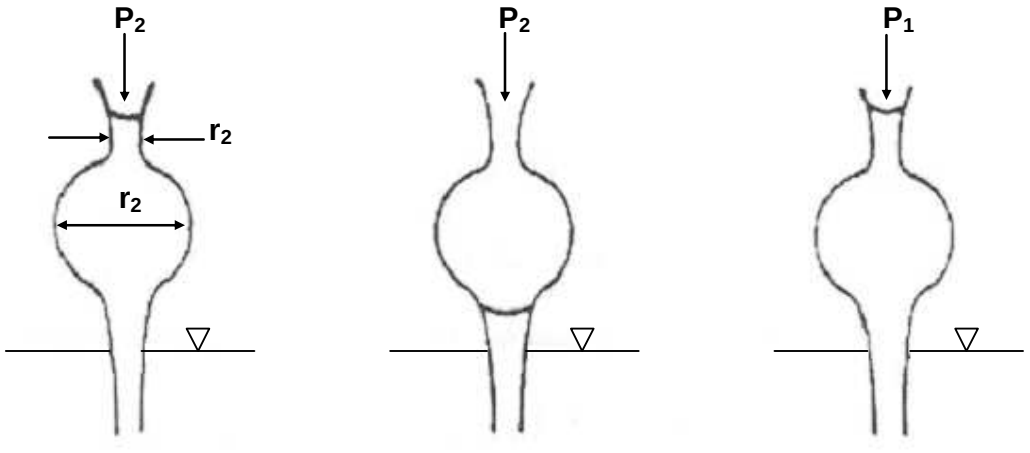


Figure 1.6. Phénomène de l'encrier

1.2.2. Degré de saturation et indice des vides

Les deux variables qui décrivent les proportions des phases solide, liquide et gazeuse dans le sol sont l'indice des vides et le degré de saturation. La description des variations de l'état du sol passe par l'expression des variations de ces deux variables en fonction des paramètres décrivant l'état de contrainte (contrainte totale, pressions d'eau et d'air). Ainsi, pour l'étude de la compressibilité des sols fins non saturés, Matyas et Radhakrishna (1968) ont admis que l'indice des vides et le degré de saturation peuvent être exprimés par les équations, qui correspondent à deux surfaces d'état définies pour l'indice des vides et pour le degré de saturation, respectivement :

$$e = F(p, q, s, e_0, S_{r0}) \,, \tag{1.7}$$

$$s = \Phi(p, q, e, e_0, S_{r0}) \,, \tag{1.8}$$

où p désigne la contrainte normale moyenne $p = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} - p_a$, q la contrainte déviatorique $q = \sigma_1 - \sigma_3$, s la succion $s = p_a - p_w$, p_a et p_w les pressions de l'air et de l'eau, S_{r0} le degré de saturation initial et e_0 l'indice des vides initial.

F et Φ ne sont pas des fonctions uniques quels que soient les chemins de contrainte et de saturation suivis. Elles peuvent seulement être déterminées d'après les résultats d'essais suivant différents chemins de contrainte.

L'étude de Alonso et Lloret (1985) sur le choix de la meilleure forme pour F et Φ, parmi une dizaine d'expressions mathématiques simples linéaires, non

linéaires, logarithmiques ou exponentielles, a abouti aux formulations suivantes :

- si la contrainte externe appliquée au sol varie peu, l'expression (1.9) est adaptée pour décrire la surface d'état de l'indice des vides :

$$e = a + b(\sigma - p_a) + c\,lg(p_a - p_w) + d(\sigma - p_a)[lg(p_a - p_w)] \ ; \qquad (1.9)$$

- si les variations de la contrainte σ sont plus importantes, il faut utiliser l'équation (1.10) :

-

$$e = a + b\,lg(\sigma - p_a) + c\,lg(p_a - p_w) + d[lg(\sigma - p_a)][lg(p_a - p_w)] \ ; \qquad (1.10)$$

- pour la surface d'état du degré de saturation, on peut utiliser l'une des deux équations suivantes (1.11) ou (1.12) :

$$S_r = a - \{tanh[b(p_a - p_w)]\}\{c + d(\sigma - p_a)\}, \qquad (1.11)$$

$$S_r = a - \{1 - exp[b(p_a - p_w)]\}\{c + d(\sigma - p_a)\}. \qquad (1.12)$$

Dans ces équations, les notations suivantes sont utilisées :

a, b, c, d : constantes,
σ : contrainte totale,
s : succion,
p_a et p_w : pression de l'air et de l'eau.

Pour un sol donné et un chargement donné, la variation de la succion provoque des déformations volumiques (ou des variations de l'indice des vides) irréversibles, ainsi que des variations de degré de saturation qui sont souvent difficiles à comprendre.

La figure 1.7 illustre la variation du degré de saturation avec la succion, pour trois types du sol : une argile naturelle (l'argile de Sainte Rosalie), un kaolin et un sable fin. Les deux premières argiles ont été initialement préparées sous forme de boue (Yong *et al.*, 1971). Ensuite elles ont subi un cycle de séchage-humidification, sous une pression et une succion contrôlée. Ces argiles étant fortement compressibles, la variation de la succion a provoqué une large variation du volume élevé (Figure 1.8). Le sable fin (dimension moyenne des particules : 0,1mm) a été testé par Croney *et al.* (1958) et a subi un cycle de séchage-humidification, à partir d'une masse volumique sec de 1,6 t/m³. C'est un matériau peu compressible.

Les deux argiles présentées sur les figures 1.7 et 1.8 se désaturent pour une gamme de succion comprise entre 1 et 10 kPa, mais aucune valeur d'entrée d'air n'est marquée. Par contre, une valeur d'entrée d'air est mise en évidence pour le sable fin, qui devient assez sec pour une succion inférieure à 100kPa.

On peut également observer sur la figure 1.7 pour le sable fin que le cycle de mouillage n'atteint pas la saturation complète à cause de la présence d'air enfermé dans l'échantillon. Le premier cycle de séchage ne coïncide pas avec le second cycle de séchage. Ce second cycle de séchage-mouillage, dit encore « cycle principal », est donc situé au-dessous du premier cycle de séchage. En revanche, la description de l'hystérésis a suscité comparativement beaucoup moins d'attention.

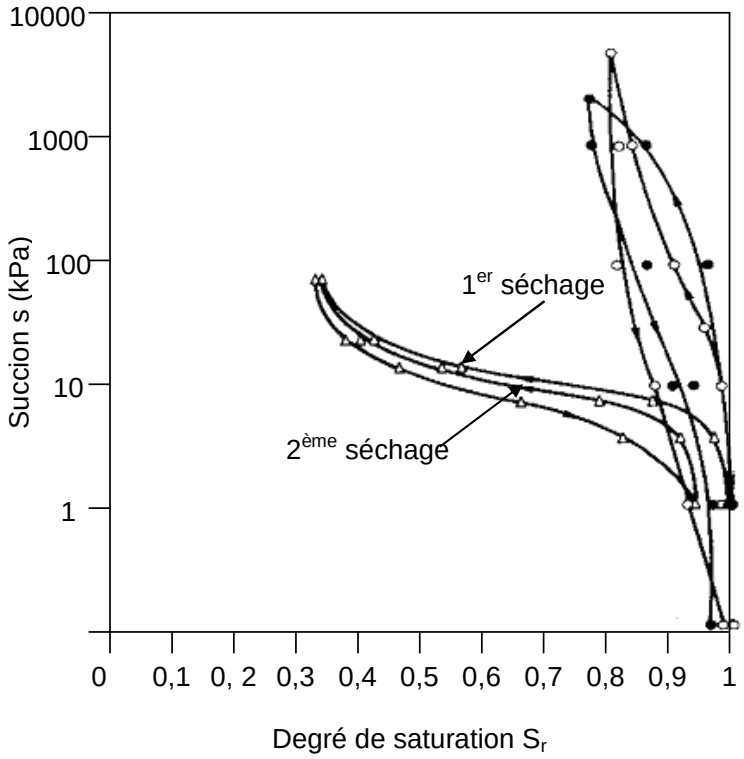


Figure 1.7. Variation du degré de saturation en fonction de la succion pour un sable fin (Croney *et al.*, 1958) et deux argiles (Yong *et al.*, 1971 ; Alonso *et al.*, 1987)

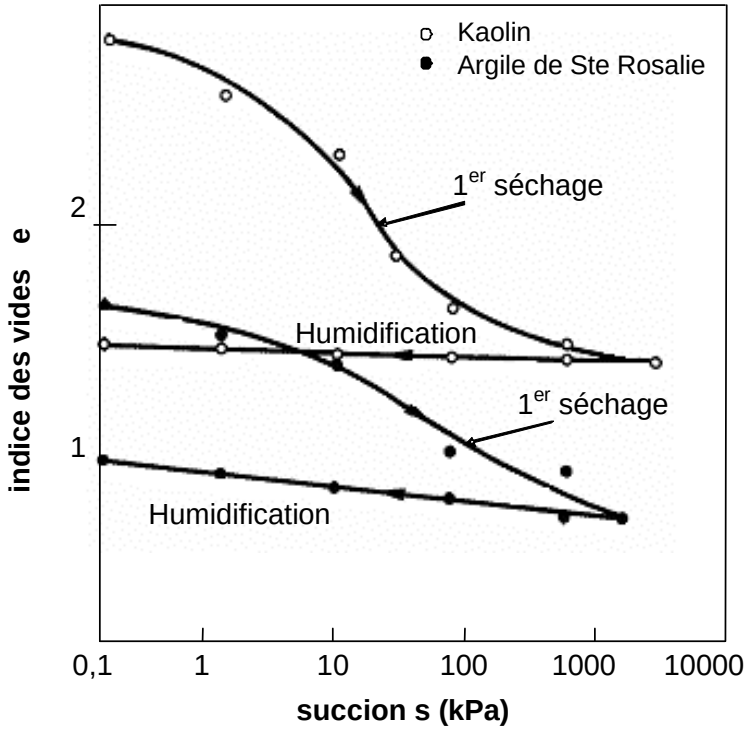


Figure 1.8. Variation de l'indice des vides en fonction de la succion pour deux argiles (Yong *et al.*, 1971 ; Alonso *et al.*, 1987)

1.2.3. Perméabilité à l'eau

Le coefficient de perméabilité dépend de façon générale de la teneur en eau, du degré de saturation, de l'indice des vides et de la température. Si la structure du sol ne change pas trop durant la consolidation, la perméabilité est essentiellement contrôlée par l'indice des vides et le degré de saturation.

Les figures 1.9 et 1.10 montrent des résultats typiques concernant la variation du coefficient de perméabilité avec la succion et avec le degré de saturation. On constate une forte hystérésis dans la courbe de variation du coefficient de perméabilité en fonction de la succion, qui disparaît quand la conductivité hydraulique est reliée au degré de saturation. En observant la figure 1.9, on peut noter que la conductivité hydraulique reste quasi-constante jusqu'à une valeur particulière de la succion. Cette dernière correspond à la valeur d'entrée d'air du sol. Il est évident, donc, que la perméabilité change peu jusqu'à ce que la continuité d'air soit établie.

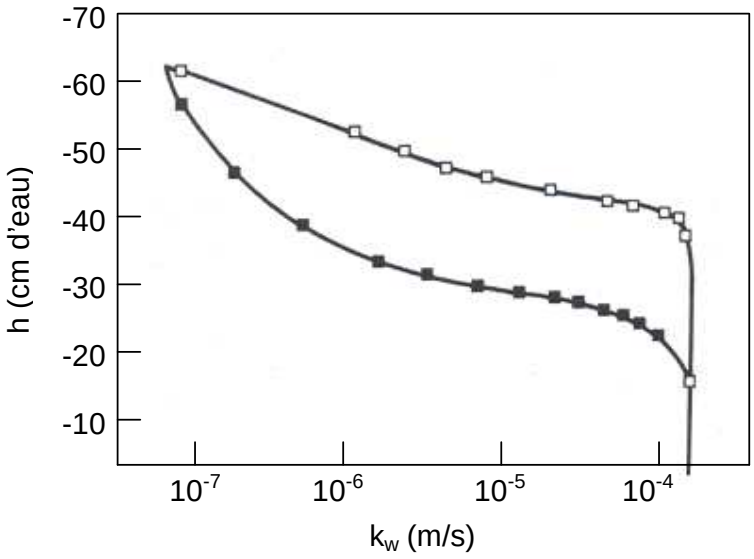


Figure 1.9. Variation du coefficient de perméabilité en fonction de la succion (Topp et Miller, 1966, cités par Alonso *et al.*, 1987)

Le tableau 1.1 présente quelques relations reliant le coefficient de perméabilité à la succion ou au degré de saturation.

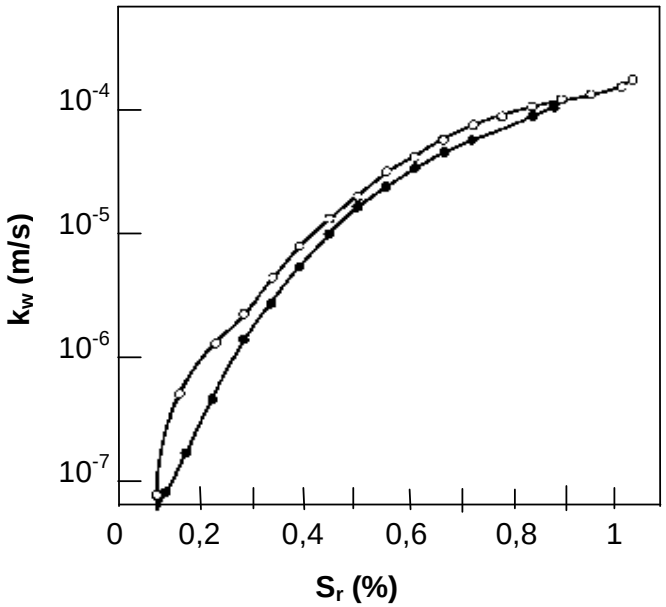


Figure 1.10. Variation du coefficient de perméabilité en fonction du degré de saturation (Topp et Miller, 1966, cités par Alonso *et al.*, 1987)

Tableau 1.1. Expressions empiriques du coefficient de perméabilité

N°	Auteur	Année	Équation
1	Irmay	1954	$k_0 \cdot \left[\frac{S_r - S_{ru}}{1 - S_{ru}}\right]^3$
2	Corey	1957	$k_0 \cdot \left[\frac{S_r - S_{ru}}{1 - S_{ru}}\right]^4$
3	Gardner	1958	$\frac{k_0}{(1 + a \cdot \lvert h \rvert^b)}$
4			$k_0 . \exp(-b \lvert h \rvert)$
5			$\frac{\alpha}{(s^l + \beta)}$
6	Scott	1963	$k_0 . [1 - n(1 - S_r)]$
7	Brooks et Corey	1966	k_0 si $h \le h_b$, $k_0 \left[\frac{h_b}{h}\right]^m$ si $h \ge h_b$
8	Brutsaert	1968	$k_0 (S_r)^n$
9	Richards et Chan	1969	$E + \frac{D}{A + Bs^m + Cs^n}$
	Chang	1976	$k_0 . G_e . H_s$
10	Kovacs	1981	$k_0 \cdot \left[\frac{S_r - S_{ru}}{1 - S_{ru}}\right]^{3,5}$
11	Nielsen *et al.*	1986	$k_0 . (S_e)^n \cdot \left[1 - \left(1 - S_e^{1/m}\right)^m\right]^2$

Les notations utilisées dans le tableau 1.1 sont les suivantes :

k_0 : coefficient de perméabilité du sol à l'état saturé,
S_r : degré de saturation,
S_{rs} : degré de saturation à la saturation,
a, b, n, m, A, B, C, D, E, h_b, α et β : constantes,
l : 1,50 ≤ l ≤ 4 pour les sols argileux et l > 4 pour les sols grenus (d'après Gardner, 1960),
G_e : facteur dépendant de l'indice des vides,
h : hauteur correspondant à la succion $h = -\frac{s}{\gamma_w}$,
S_{ru} : degré de saturation résiduel,
H_s : facteur dépendant du degré de saturation.

Les relations entre le coefficient de perméabilité et la succion sont utilisées sans tenir compte de l'effet d'hystérésis. Les relations les plus employées sont celles qui relient la perméabilité au degré de saturation parce que l'hystérésis a moins d'influence sur ces équations.

Les fonctions adoptées pour décrire la variation des coefficients de perméabilité à l'eau sont celles proposées par Irmay (1954) et Lambe et Whitman (1968), qui ont été utilisées par Alonso *et al.* (1988), Nanda (1989), Abida (1992), Wone (1995) et Kormi (2003) :

$$k_w = a10^{\alpha e}\left[\frac{S_r - S_{ru}}{1 - S_{ru}}\right]^3, \qquad (1.13)$$

où a et α désignent des constantes adimensionnelles, e l'indice des vides, S_r le degré de saturation et S_{ru} le degré de saturation résiduel.

Kormi (2003) suggère, aussi, la formule suivante :

$$k_w = k_{rw}K, \qquad (1.14)$$

où k_{rw} désigne la perméabilité relative à l'eau et K désigne la perméabilité géométrique ou intrinsèque.

Pour le sable de Del Monte, par exemple, la perméabilité relative à l'eau et la perméabilité intrinsèque sont données par Schrefler *et al.* (1993) sous la forme :

$$k_{rw} = 1\text{-}2{,}207\ (1\text{-}S_r)^{0{,}953}, \qquad (1.15)$$

$$K = 4{,}4.10^{-13} \quad (m^2)\ . \qquad (1.16)$$

Une autre relation reliant la perméabilité à la succion, due à Gens *et al.* (1995) a été utilisée par Kormi (2003) :

$$k_w = \frac{k_w^0}{1 + A\dfrac{s^B}{s_0}}, \qquad (1.17)$$

où k_w^0 est le coefficient de perméabilité du sol saturé et A et B sont des constantes.

1.2.4. Perméabilité à l'air

Yoshimi et Osterberg (1963) ont proposé un système expérimental simple (utilisant l'œdomètre) pour la détermination de la perméabilité à l'air. Ils ont démontré que la perméabilité à l'air ne dépend que de l'indice de vides occupé par l'air et du degré de saturation (Figure 1.11). L'équation donnant le coefficient de perméabilité s'écrit :

$$k_a = b\frac{\gamma_a}{\mu_a}\left[e\,(1 - S_r)\right]^c, \qquad (1.18)$$

où b et c sont des constantes adimensionnelles, γ_a est le poids volumique de l'air, μ_a la viscosité de l'air, e l'indice des vides et S_r le degré de saturation.

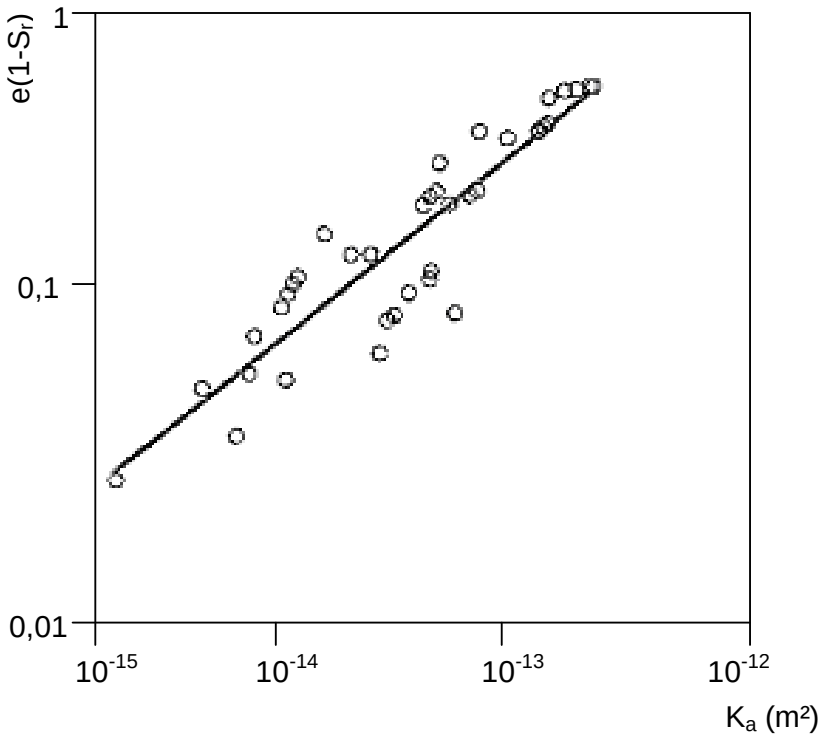


Figure 1.11. Résultat d'un essai de perméabilité à l'air
(Yoshimi et Osterberg, 1963)

Une autre relation, reliant la perméabilité à l'air au degré de saturation, a été proposée par Brooks et Corey (1966). Elle s'écrit :

$$K_a = K_{ra}.K \qquad (1.19)$$

où k_{ra} désigne la perméabilité relative à l'air et K la perméabilité géométrique ou intrinsèque.

La variation de la perméabilité relative en fonction du degré de saturation a été donnée par Brooks et Corey (1966) :

$$k_{ra} = \left(1 - \frac{S_r - 0{,}2}{0{,}8}\right)^2 \left[1 - \left(\frac{S_r - 0{,}2}{0{,}8}\right)^{\frac{5}{3}}\right]. \qquad (1.20)$$

1.3. Transferts d'eau

Dans les sols non saturés, la charge hydraulique a la même expression que pour les sols saturés. Elle s'écrit :

$$h_w = \frac{p_w}{\gamma_w} + z \ , \qquad (1.21)$$

où γ_w désigne le poids volumique de l'eau, p_w la pression de l'eau et z l'altitude par rapport à un repère fixe.

La loi de Darcy reste valable pour les sols non saturés. Elle s'écrit :

$$v_w = - k_w \, \mathrm{grad}\, h_w \,, \tag{1.22}$$

où $\mathbf{k}_w$ désigne le tenseur des coefficients de perméabilité à l'eau et h_w la charge hydraulique.

Dans les sols non saturés, les flux sortant et entrant ne sont pas les mêmes. L'équation de continuité de l'eau s'écrit :

$$\mathrm{div}(\rho v_w) + \frac{\partial(\rho\omega)}{\partial t} = 0 \,, \tag{1.23}$$

où $\mathbf{v}_w$ désigne la vitesse d'écoulement de l'eau, ρ la masse volumique de l'eau et ω la teneur en eau volumique.

Si l'eau est considérée comme un fluide incompressible, l'équation (1.23) devient :

$$\mathrm{div}\, v_w = -\frac{\partial\omega}{\partial t} \,, \tag{1.24}$$

où ω désigne la teneur en eau volumique et $\frac{\partial\omega}{\partial t}$ la variation locale de la teneur en eau volumique en fonction du temps pendant l'infiltration ou le drainage.

L'écoulement de l'eau dans les sols non saturés dépend des variations de la perméabilité avec la teneur en eau et de la courbe de rétention.

Les équations 1.22, 1.23 et 1.24 sont écrites dans l'hypothèse que le sol est un milieu indéformable.

1.4. Transferts d'air

L'air est considéré comme un gaz parfait. Son écoulement peut être décrit par la loi de Fick. Si l'on ne tient pas compte de la température dans sa formulation, cette loi se réduit à une forme simple équivalente à la loi de Darcy.

Donc, l'écoulement d'air peut être exprimé de la même façon que l'écoulement d'eau :

$$v_a = - k_a \mathrm{grad}\, h_a \,, \tag{1.25}$$

où k_a désigne le tenseur des coefficients de perméabilité à l'air et h_a la charge d'air.

La charge d'air est définie par l'équation suivante :

$$h_a = \frac{p_a}{\gamma_a} + z\,, \tag{1.26}$$

où γ_a est le poids volumique de l'air, p_a la pression de l'air et z l'altitude par rapport à un repère fixe.

L'équation de continuité de l'air s'écrit :

$$\frac{\partial}{\partial t}\left[\rho_a n\left(1-S_r+HS_r\right)\right] + \mathrm{div}\left[\rho_a\left(\mathbf{v}_a + H\mathbf{v}_w\right)\right] = 0\,, \tag{1.27}$$

1.5. Conclusion

Les paramètres d'état du sol jouent un rôle essentiel dans la prévision du comportement du sol non saturé.

La succion est le paramètre le plus important du comportement hydraulique et mécanique des sols non saturés. La succion totale est la somme de la succion matricielle et la succion osmotique. Dans la modélisation numérique, seule la succion matricielle est prise en compte.

Les courbes représentant la succion en fonction de différents paramètres du sol sont toujours marquées par un phénomène d'hystérésis :

- dans les courbes de rétention d'eau d'un sol non saturé, l'hystérésis fait qu'il n'existe pas de relation unique entre la succion et la teneur en eau. Par conséquent, la détermination de la teneur en eau dans un massif du sol n'est pas suffisante pour trouver la succion correspondante ;
- dans la courbe reliant la succion au degré de saturation et/ou à l'indice des vides, la variation de la succion engendre une déformation volumique irréversible et des variations de degré de saturation qui apparaissent souvent inattendues ;
- les courbes de succion en fonction de la perméabilité à l'eau montrent une forte hystérésis, qui disparaît quand on relie la perméabilité à l'eau au degré de saturation.

En général, le phénomène d'hystérésis est associé à la présence de l'un des facteurs suivants :

- le gonflement/retrait pendant l'humidification/séchage,
- la différence de la géométrie des pores,
- la différence d'angle de contact entre l'air et l'eau selon que l'eau progresse (humidification) ou recule (séchage),
- l'existence d'air piégé.

Chapitre 2

Comportement des sols non saturés

2.0. Introduction

Le problème du choix des variables d'état pour la description du comportement des sols non saturés n'a pas reçu de réponse unique. Plusieurs approches ont été proposées et développées.

2.1. Approche en contraintes effectives

Le concept de contrainte effective a été introduit pour décrire le comportement mécanique des sols saturés sous l'effet conjugué des variations des contraintes totales et des pressions d'eau. Terzaghi (1923) a défini les contraintes effectives sous la forme suivante :

$$\sigma' = \sigma - p_w.\mathbf{1} \tag{2.1}$$

où σ' désigne le tenseur des contraintes effectives, σ le tenseur des contraintes totales, p_w la pression d'eau et **1** le tenseur unité.

Dans cette approche, la déformation du sol est due uniquement à la variation des contraintes effectives. Ce principe a été vérifié et validé par les travaux de Bishop et Eldin (1950), Skempton *et al.* (1961), Rendulic (1963) et Fredlund *et al.* (1993), mais aussi par plus de 80 années de pratique de la mécanique des sols en contraintes effectives.

Pour les sols non saturés, les recherches ont été initialement dirigées vers l'application de ce concept, en introduisant la succion dans l'expression de la contrainte effective. Plusieurs propositions ont été faites dans ce sens. L'équation de Bishop (1959) représente l'effet de la succion par un paramètre χ qui dépend du degré de saturation du sol :

$$\sigma' = \sigma - u_a.1 + \chi.(p_a - p_w).1 \tag{2.2}$$

où χ varie entre 0 et 1. Dans le cas d'un sol saturé χ est égal à 1. Il vaut 0 si le sol est sec.

Plus tard, les travaux de Bishop et Donald (1961) sur les essais triaxiaux, de Jennings et Burland (1962) (Figure 2.1) et de Matyas (1969) ont montré que χ ne dépend pas seulement du degré de saturation mais également du chemin de contrainte, du niveau de la contrainte moyenne et de la structure du sol. Bishop et Donald (1961) ont réexaminé le principe de la contrainte effective pour les sols saturés et non saturés. Ils ont affirmé que, dans l'équation (2.2) un changement de la valeur de $(u_a - u_w)$ ne correspond pas directement à une variation de la contrainte effective.

Ce principe a reçu d'autres critiques, comme celles de Jennings et Burland (1962), qui concluent que, pour un sol donné, χ est différent selon le mode opératoire suivi : il dépend du chemin suivi dans l'espace $(\sigma - u_w , u_a - u_w)$ et peut être inférieur à 0 ou supérieur à 1.

Dans le but de trouver une relation unique entre χ et la succion, Khalili et Khabbaz (1998) ont analysé le comportement de 14 sols non saturés (Figure 2.2). Ils ont montré que la relation la plus convenable est de la forme :

$$\chi = \left[\frac{(u_a - u_w)}{(u_a - u_w)_b} \right]^{-0,55} \qquad (2.3)$$

où $(u_a - u_w)_b$ désigne la valeur d'entrée d'air.

D'autres relations ont été proposées pour décrire le comportement des sols non saturés en contraintes effectives. Le tableau 2.1 en cite quelques exemples.

Les paramètres de ces relations sont difficiles à déterminer et dépendent essentiellement du chemin de contrainte suivi. Donc, pour la même raison que la relation de Bishop, l'application de ces équations reste limitée. Elles ne peuvent pas décrire le comportement des sols non saturés lors d'un chemin d'humification ou de séchage. Par contre, le concept de contraintes effectives peut être valable dans un domaine de degré de saturation compris entre 0,9 et 1. L'air se manifeste alors sous forme de bulles discontinues dans l'eau sans aucun contact avec la structure du sol.

Tableau 2.1. Équations de comportement des sols non saturés en contraintes effectives

Auteurs	Relation	Paramètres
Croney *et al*. (1958) cités par Fredlund et Rahardjo (1993)	$\boldsymbol{\sigma}' = \boldsymbol{\sigma} - \beta p_w \mathbf{1}$	β : paramètre équivalent à χ, p_w : pression de l'eau.
Aitchison (1961) cité par Fredlund et Rahardjo (1993)	$\boldsymbol{\sigma}' = \sigma - \psi p'' \mathbf{1}$	ψ : paramètre équivalent à χ , variant entre 0 et 1, p'' : pression de l'eau.
Jennings (1961) cité par Fredlund et Rahardjo (1993)	$\boldsymbol{\sigma}' = \boldsymbol{\sigma} - \eta p'' \mathbf{1}$	η : paramètre équivalent à χ, p'' : pression de l'eau.
Richards *et al.* (1966) cité par Fredlund et Rahardjo (1993)	$\boldsymbol{\sigma}' = \boldsymbol{\sigma} - u_a \mathbf{1} - \chi_m (s + u_a)\mathbf{1} - \ldots$ $\ldots - \chi_s (\pi + u_a)\mathbf{1}$	χ_m et χ_s : paramètres de contrainte effective pour la succion matricielle et pour la succion osmotique, respectivement. s : succion matricielle, π : succion osmotique.
Aitchison (1965,1973) cité par Fredlund et Rahardjo (1993)	$\boldsymbol{\sigma}' = \boldsymbol{\sigma} - \chi_m p_m'' \mathbf{1} - \chi_s p_s'' \mathbf{1}$	p_m'' : succion matricielle, p_s'' : succion osmotique, χ_m et χ_s : paramètres du sol, variant entre 0 et 1 et dépendant du chemin de contrainte suivi.
Khalili *et al*. (1995)	$\boldsymbol{\sigma}' = \boldsymbol{\sigma} - \alpha_1 u_w \mathbf{1} - \alpha_2 u_a \mathbf{1}$	α_1 et α_2 : paramètres de contraintes effectives.

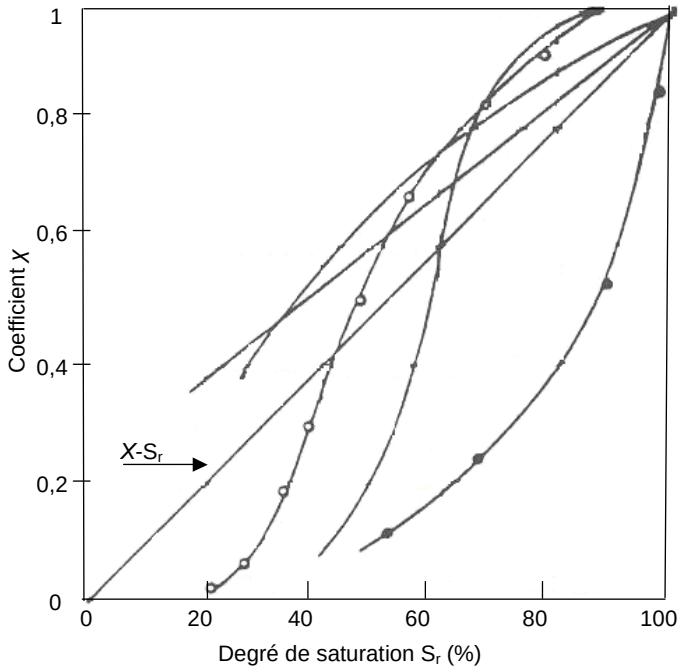


Figure 2.1. Variations du coefficient χ en fonction du degré de saturation pour différents types de sols (Jennings et Burland, 1962)

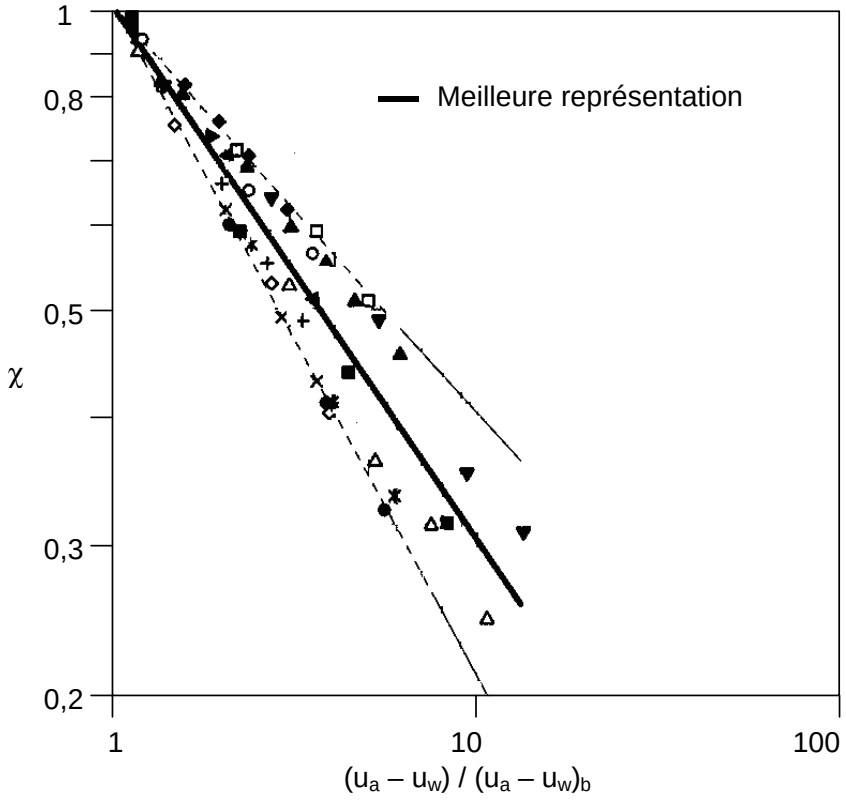


Figure 2.2. Relation entre χ et le rapport de succion (Khalili *et al.*, 1998)

2.2. Approche en variables indépendantes

Pour mieux décrire le comportement des sols non saturés, les recherches se sont dirigées dans un second temps vers le concept de variables de contraintes indépendantes, en utilisant deux variables de contraintes parmi les trois variables de contraintes indépendantes possibles :

$$(\boldsymbol{\sigma} - u_a \mathbf{1}),\ (\boldsymbol{\sigma} - u_w \mathbf{1}) \text{ et } u_a - u_w, \tag{2.4}$$

où $\boldsymbol{\sigma}$ désigne la contrainte totale, p_w la pression d'eau et p_a la pression de l'air.

Fredlund et Morgenstern (1993) ont montré que n'importe quelle paire de variables d'état de contrainte peut être utilisée pour décrire le comportement mécanique des sols non saturés. Ils ont justifié ce concept tant théoriquement (équations d'équilibre) qu'expérimentalement par des essais de type nul « $\Delta\sigma = \Delta u_w = \Delta u_a$ », c'est-à-dire où les trois composantes varient d'une quantité égale afin de maintenir des valeurs constantes pour les variables d'état.

Les variables les plus couramment utilisées sont la contrainte nette $(\boldsymbol{\sigma} - u_a \mathbf{1})$ et la succion $(u_a - u_w)$. Cette approche a été adoptée par de nombreux chercheurs. Ainsi, plusieurs lois de comportement ont été proposées et développées ces dernières années pour modéliser le comportement des sols non saturés dans un contexte plus complet, en particulier pour décrire les effets de la succion, comme le gonflement, le retrait, l'effondrement, etc.

La figure 2.3 montre quelques résultats issus du projet de recherche sur les sols non saturés « Catsius clay ». La figure présente trois essais réalisés sur des éprouvettes de sols constitués de pastille d'argile de Boom compactée, placées dans un oedomètre sous très forte succion initiale (100.000 kPa) puis humidifiées sous une charge σ constante (égale à 20 kPa ou 100 kPa ou 400 kPa) et soumises à des cycles de succion. Les flèches indiquent le sens de variation de la succion dans ces essais.

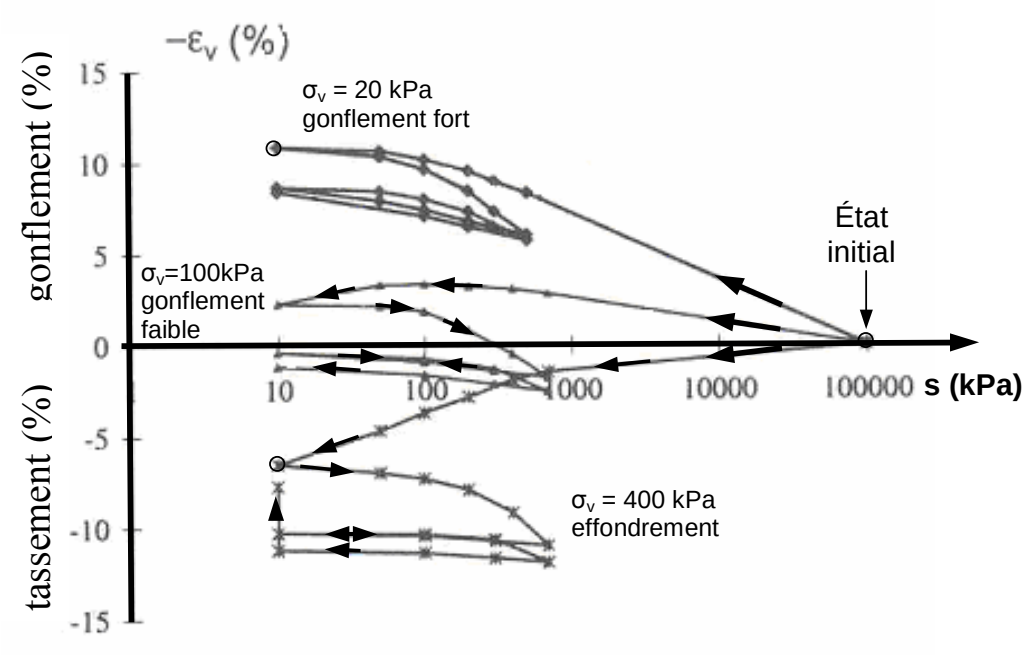


Figure 2.3. Gonflement et effondrement d'une argile (Projet Catsius clay), cité par Xiang-Ling Li (2000)

2.2.1. Matyas et Radhakrishma (1968)

Le concept de surface d'état a été introduit par Matyas et Radhakrishma (1968). La surface d'état est le lieu des points représentant tous les états possibles du matériau dans l'espace contraintes-déformations-succion. Elle permet de décrire la variation du volume en fonction des contraintes et de la succion. La figure 2.4 présente la surface d'état obtenue par Matyas et Radhakrishma (1968) dans l'espace tridimensionnel $\{e,(\sigma - u_a),u_a - u_w\}$. Cette figure, comme les autres figures d'origine expérimentale, exprime des relations qui ont été établies soit à partir d'essais œdométriques à partir d'essais de compression isotrope et où l'on peut définir le chargement par la valeur d'une contrainte σ. Ces relations doivent être transformées avant de les introduire dans des programmes de calcul tridimensionnels.

La différence de comportement entre le chargement et le déchargement, caractéristique des matériaux élastoplastiques, ne peut être prise en compte par ce concept, pas plus que la différence entre les chemins de séchage et de mouillage des sols non saturés. Par conséquent, la surface d'état (figure 2.4) ne peut être définie que si l'on se limite à des chemins de chargement monotone.

Les courbes représentées sur la figure 2.4 correspondent aux essais suivants :

1 : consolidation du sol saturé,
2 : compression à succion constante,
3 : saturation sous charge constante,
4 : gonflement sous charge nulle,
5 : saturation à volume constant,
6 : compression à teneur en eau constante.

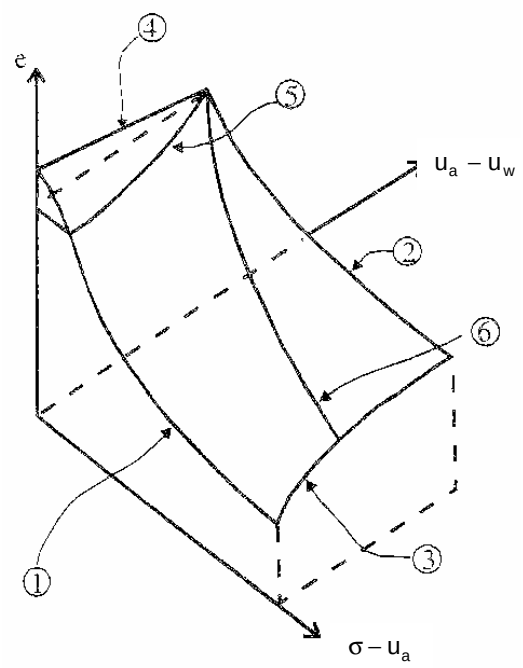


Figure 2.4. Surface d'état dans l'espace {e, σ - u_a, $u_a - u_w$ }
(Matyas et Radhakrishna, 1968)

La comparaison des six chemins indiqués sur la figure 2.4 montre que :

- la compressibilité du sol diminue quand la succion augmente (chemin 1 et 2),
- l'humidification du sol sous charge constante produit une diminution de l'indice des vides sur le chemin 3, mais elle provoque un gonflement du sol sur le chemin 4,
- si l'on bloque les déformations volumiques, la saturation du sol permet de déterminer la pression de gonflement (chemin 5),
- la compression du sol à teneur en eau constante produit une variation simultanée de la succion et de l'indice des vides (chemin 6).

2.2.2. Fredlund et Morgenstern (1976)

Les équations de comportement présentées par Fredlund et Morgenstern (1976) traitent essentiellement des changements de volume dans les sols non

saturés. La condition de continuité pour un élément, qui exprime que la variation de volume de l'élément est toujours égale à la somme des variations des volumes d'eau et d'air dans l'élément, s'écrit :

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{\Delta V_w}{V} + \frac{\Delta V_a}{V}, \tag{2.5}$$

sachant que la déformation volumique est égale en mécanique des milieux continus à

$$d\varepsilon = \frac{\Delta V}{V} = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z, \tag{2.6}$$

où V désigne le volume total de l'élément, V_w le volume de l'eau de l'élément, V_a le volume de l'air dans l'élément et ε la déformation volumique de l'élément.

Fredlund et Morgenstern définissent les variations des volumes d'air et d'eau dans l'élément par deux variables notées θ_a et θ_w :

$$\theta_a = \frac{\Delta V_a}{V} \tag{2.7}$$

$$\theta_w = \frac{\Delta V_w}{V} \tag{2.8}$$

La déformation volumique, qui dépend des variables $(\sigma - u_a)$ et $(u_a - u_w)$, s'écrit sous la forme générale :

$$\varepsilon = \frac{1}{v}\frac{\partial v}{\partial(\sigma - u_a)} d(\sigma - u_a) + \frac{1}{v}\frac{\partial v}{\partial(u_a - u_w)} d(u_a - u_w), \tag{2.9}$$

où v désigne le volume unitaire, σ la contrainte totale, u_w la pression d'eau et u_a la pression d'air.

Pour le changement du volume d'eau dans l'élément, l'équation proposée est la suivante :

$$\theta_w = \frac{1}{v}\frac{\partial v_w}{\partial(\sigma - u_a)} d(\sigma - u_a) + \frac{1}{v}\frac{\partial v_w}{\partial(u_a - u_w)} d(u_a - u_w), \tag{2.10}$$

Des essais ont été réalisés sur des échantillons d'argile surconsolidée de la région de Regina au Canada et de kaolin compact pour étudier l'unicité des équations présentées ci-dessus. Cette analyse a été effectuée en comparant les changements de volume prédits et mesurés qui découlent d'une variation de contraintes (Figures 2.5 et 2.6).

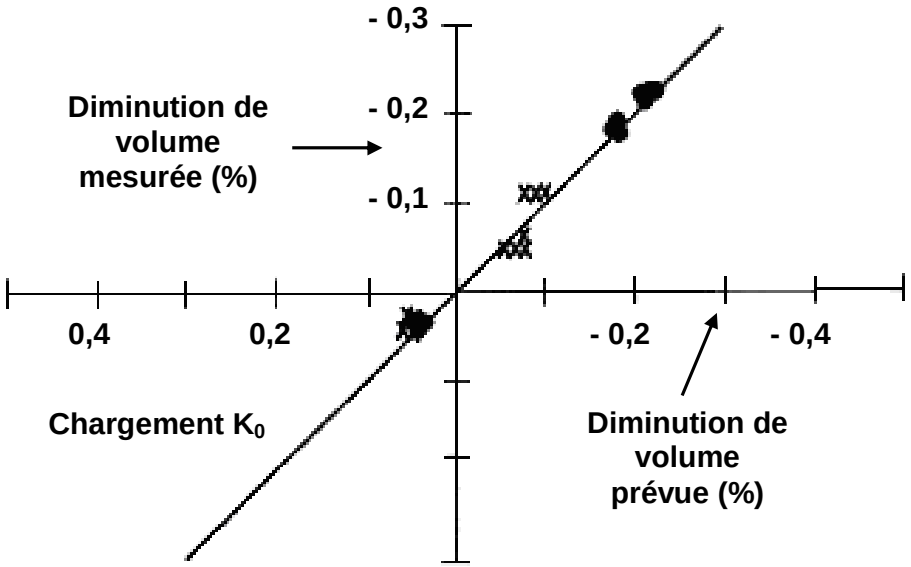


Figure 2.5. Comparaison des valeurs des déformations volumiques prévues et mesurées pour l'argile de Regina

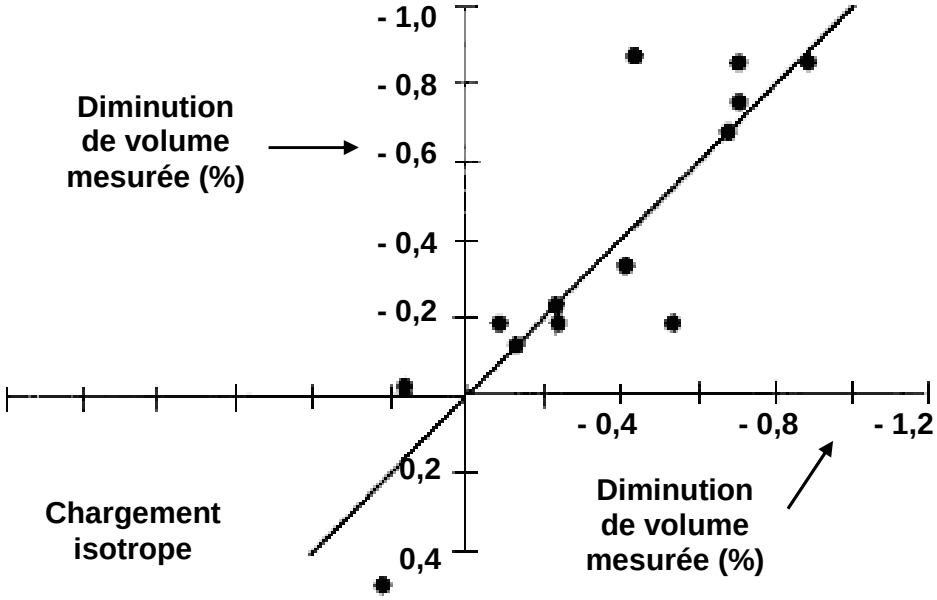


Figure 2.6. Comparaison des valeurs de déformations volumiques prévues et mesurées pour le kaolin compact

Les résultats montrent que, pour l'argile de Regina, les variations de volume prévues sont bien en accord avec les valeurs mesurées. Des corrections pour la non-linéarité de la surface de charge et de l'hystérésis lors du chargement et du déchargement ont amélioré la concordance. Pour le kaolin compact, les résultats montrent une corrélation relativement mauvaise entre les variations

de volume prévues et mesurées. Cependant, la corrélation s'est sensiblement améliorée quand des corrections ont été appliquées pour l'hystérésis.

Puisque l'hystérésis est un facteur significatif contribuant à la non-unicité du comportement du sol entre un chemin de chargement et un chemin de déchargement, l'équation proposée pour la déformation du sol n'est utilisée que pour des déformations monotones. Par conséquent, les modules de compressibilité pour les variations de volume décroissantes doivent être différents des modules pour les variations de volume croissantes.

L'accord entre les changements de volume prévus et mesurés pour l'eau n'est pas aussi bon que la déformation de sol. La cause principale de la dispersion est associée à la difficulté de mesurer des petites variations de volume d'eau pendant de longues périodes. Ce facteur s'ajoute aux effets de la non-linéarité et de l'hystérésis. L'étude conclut que l'équation proposée pour l'eau doit être utilisée uniquement pour des changements de volume monotones.

2.2.3. Alonso et Lloret (1985)

Alonso et Lloret (1985) ont conduit un programme d'essai sur deux types de sol pour vérifier certaines équations proposées auparavant pour exprimer les surfaces d'état dans les plans (e, $\sigma - u_w$, $u_a - u_w$) et (S_r, $\sigma - u_w$, $u_a - u_w$). Ils ont conclu que, pour une petite variation de contrainte, la meilleure corrélation entre les mesures et les valeurs prévues pour la surface d'état en indice des vides est donnée par l'équation (2.11) :

$$e = a + b(\sigma - p_a) + c\ lg(p_a - p_w) + d(\sigma - p_a)\cdot lg(p_a - p_w), \qquad (2.11)$$

D'autre part, la meilleure corrélation pour la surface d'état en degré de saturation est donnée par :

$$S_r = a - \{1 - exp[-b(p_a - p_w)]\}\{c + d(\sigma - p_a)\} \qquad (2.12)$$

Les figures 2.7 et 2.8 montrent les surfaces d'état obtenues pour un sable argileux soumis à un essai œdométrique.

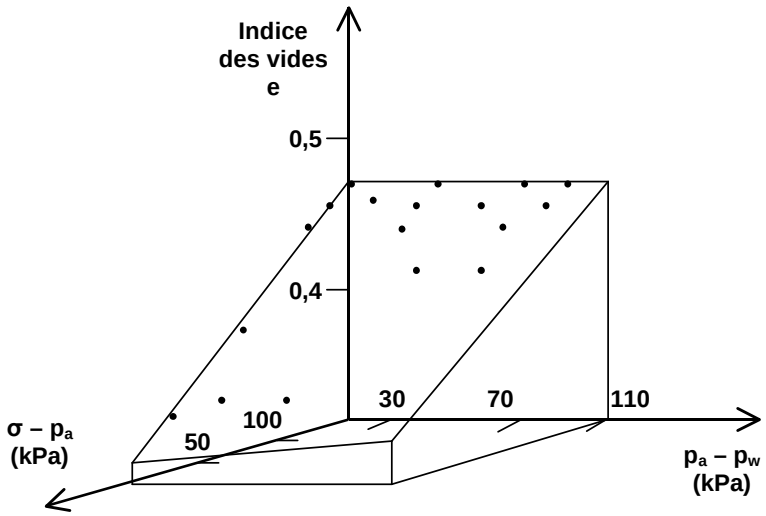


Figure 2.7. Surface d'état en indice de vides pour un sable argileux.

2.2.4. Alonso, Gens et Josa (1990)

Alonso *et al.* (1990) ont présenté un modèle élastoplastique pour décrire le comportement des sols non saturés en utilisant les variables de contraintes indépendantes (contrainte nette et succion). Ce modèle présente un écrouissage couplé succion-contrainte. Il étend un modèle élastoplastique décrit dans l'espace habituel des contraintes (p, q) à un espace tridimensionnel (p, q, s), où p est la contrainte moyenne, q le déviateur des contraintes et s la succion. Il peut ainsi représenter de manière unifiée plusieurs caractéristiques fondamentales du comportement des sols non saturés à faible ou moyen degré de gonflement. De plus, le modèle constitue un cadre de base simplifié susceptible d'extension.

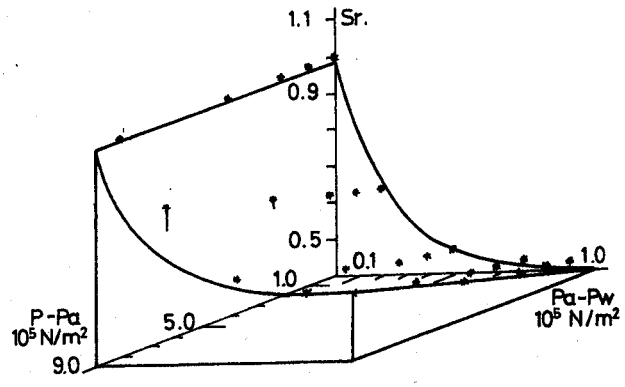


Figure 2.8. Surface d'état en degré de saturation pour un sable argileux.

Ce modèle a été formulé, au début, pour les états de contrainte isotropes et triaxiaux. Alonso, Gens et Josa (1990) ont développé le modèle de Fredlund et Morgenstern (1977), en se basant sur des résultats d'essais antérieurs (Justo

et al., 1984, Matays *et al.*, 1968, Barden *et al.*, 1969,…) et des essais œdométriques et de cisaillement à succion contrôlée réalisés par Alonso, Gens et Josa (1990). Quelques conclusions sont à retenir :

- la succion contribue à la rigidification du sol ; le sol présente une pression de préconsolidation apparente qui augmente avec la succion ;
- un sol partiellement saturé soumis à une réduction de la succion ou à une humidification peut présenter un tassement, respectivement, un gonflement. L'état de contrainte et la pression de préconsolidation sont des facteurs déterminants ; ceci a été montré expérimentalement par Justo *et al.* (1984) ;
- la déformation du sol non saturé dépend du chemin de contraintes suivi de l'état initial à l'état final (Matyas *et al.*, 1968 ; Barden *et al.*, 1969) : le sol peut gonfler ou tasser pendant le mouillage suivant que l'état de contrainte de confinement est faible (gonflement) ou important (tassement) ;
- les variations de la succion peuvent générer des déformations volumiques irréversibles ; ces déformations dépendent du chemin de contrainte suivi et de la succion ;
- une augmentation de la succion entraîne un accroissement de la cohésion (Fredlund *et al.*, 1978).

2.2.4.1. Formulation du modèle pour un état de contrainte œdométrique

a) Chargement mécanique à succion constante

Le volume spécifique d'un échantillon de sol non saturé soumis à des incréments de charges extérieures, dont la succion est constante, s'écrit :

$$v = N(s) - \lambda(s) \cdot \ln \frac{p}{p^c} \quad \text{ou encore} \quad dv = \lambda(s) \frac{dp}{p}, \tag{2.13}$$

où v = 1 + e, N(s) désigne le volume spécifique de référence, $\lambda(s)$ la pente plastique de la courbe de compressibilité à une succion donnée, p la pression appliquée et p^c la pression de référence, pour laquelle $v = N(s)$.

On admet d'autre part, comme dans les sols saturés, que le sol a un comportement élastique lors d'un cycle de déchargement-rechargement à succion constante et que la variation du volume spécifique correspondante est déterminée par l'équation :

$$dv = -\kappa \frac{dp}{p}, \tag{2.14}$$

où κ est la pente élastique de la courbe de compressibilité (déchargement-rechargement).

Le coefficient $\lambda(s)$ varie en fonction de la succion suivant la formule :

$$\lambda(s) = \lambda(0)\left[(1-r).\exp(-\beta s) + r\right], \qquad (2.15)$$

où $\lambda(0)$ désigne la pente plastique de la courbe de compressibilité à l'état saturé, r une constante reliée à la rigidité maximale du sol, $\left(r = \lim_{s\to\infty} \frac{\lambda(s)}{\lambda(0)}\right)$ et β le facteur de contrôle de l'augmentation de la rigidité du sol avec la succion.

Cette relation montre que la compressibilité du sol diminue avec l'augmentation de la succion jusqu'à une valeur limite $\lambda(s\to\infty)$ (Figure 2.10).

Pour sa part, le coefficient κ ne dépend pas de la succion (figure 2.9).

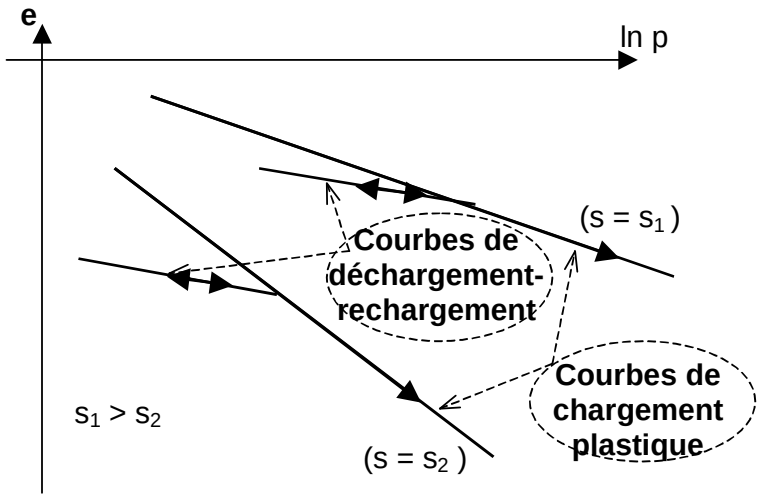


Figure 2.9. Variation de l'indice des vides avec la contrainte moyenne nette et la succion, en déchargement-chargement, Alonso *et al.*, (1990)

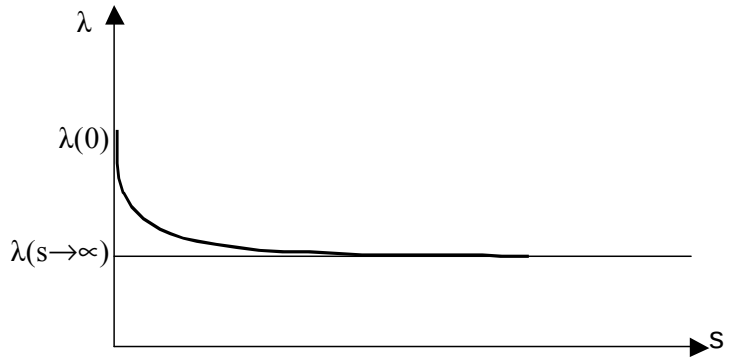


Figure 2.10. Variation du coefficient de compressibilité λ du sol en fonction de la succion

Considérons la réponse de deux échantillons, dans un essai œdométrique : l'un est saturé (s = 0) et l'autre est initialement non saturé avec une succion donnée (s = s_i). Leurs courbes de compressibilité œdométriques sont représentées sur la figure 2.11. Alonso *et al.* (1988) ont établi une relation entre la pression de préconsolidation à l'état saturé p_0* et la pression de préconsolidation à l'état non saturé p_0, en reliant les indices des vides aux points 1 et 3 (Figure 2.11), soit en effectuant le déchargement à une succion constante de p_0 à p_0*, soit en diminuant la succion de s_i à 0.

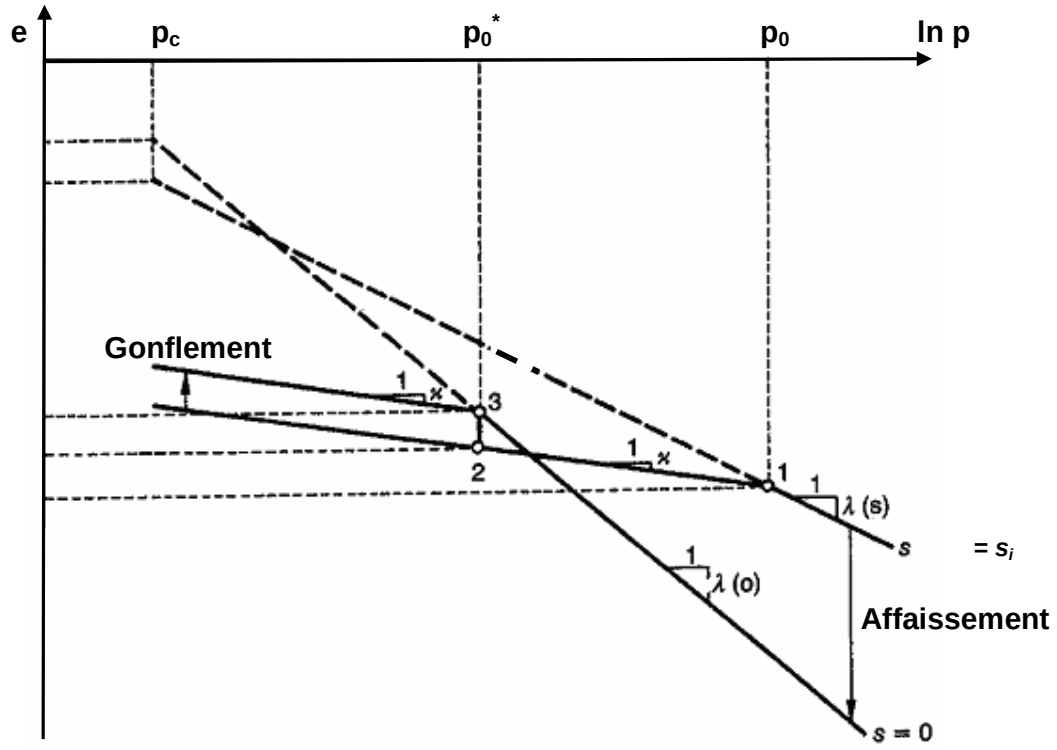


Figure 2.11. Courbes de compressibilité pour un sol à l'état saturé et à l'état non saturé, (Alonso *et al.*, 1990)

b) Cycle de séchage-humidification sous charge constante

La déformation plastique ou irréversible d'un sol subissant des incréments de succion se produit si la succion dépasse un seuil s_0 appelé succion de préconsolidation (Figure 2.12). Le volume spécifique du sol est alors donné par l'une des équations suivantes :

$$\begin{cases} dv = -\lambda_s \dfrac{ds}{(s + p_{at})} & \text{si } s \geq s_0, \\ dv = -\kappa_s \dfrac{ds}{(s + p_{at})} & \text{si } s < s_0, \text{ ou lors d'un cycle rehumidification-séchage} \end{cases} \quad (2.16)$$

où λ_s et κ_s désignent respectivement les pentes plastique et élastique de la courbe de compressibilité lors du drainage du sol sous une charge donnée, et p_{at} désigne la pression atmosphérique, introduite dans l'équation afin d'éviter une valeur infinie lorsque la succion tend vers zéro.

Les deux coefficients λ_s et κ_s peuvent dépendre de la pression de confinement p.

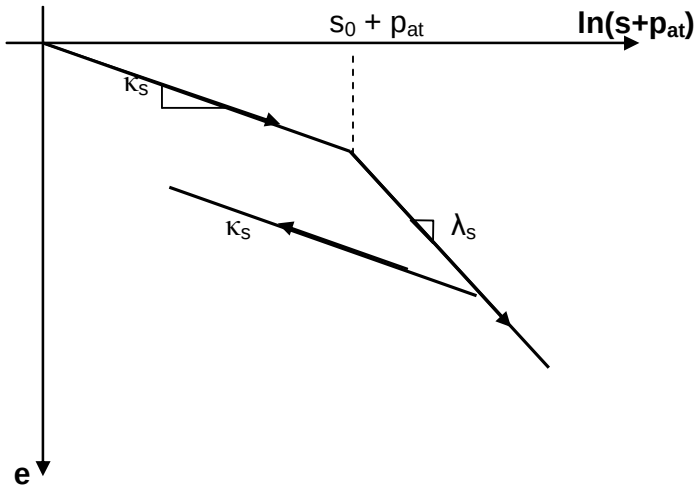


Figure 2.12. Variation du volume spécifique avec la succion
(Alonso *et al.*, 1990)

c) Surface d'état dans le plan (p, s)

Alonso *et al.* (1990) ont proposé deux courbes d'état limite dans le plan (p, s) (Figure 2.13). La première s'appelle LC (« Loading Collapse ») et a pour équation :

$$\left(\frac{p_0}{p^c}\right) = \left(\frac{p_0^*}{p^c}\right)^{\left[\lambda(0)-\kappa\right]/\left[\lambda(s)-\kappa\right]}, \qquad (2.17)$$

Cette équation sépare la zone élastique de la zone plastique quand la contrainte dépasse le seuil de plasticité p_0^*. La pression de préconsolidation à l'état saturé p_0^* est considérée comme un paramètre d'écrouissage. L'équation de la courbe LC permet également de modéliser le phénomène d'effondrement lors du remouillage sous une charge élevée. Lorsque $p_0^* = p_c$, la courbe LC devient une droite verticale. Cela explique que la variation de la succion ne provoque aucune déformation plastique. La succion n'a pas d'effet sur la pression de préconsolidation. La détermination de p_c par une méthode expérimentale directe n'est pas donnée jusqu'à présent et la courbe LC est considérablement influencée par ce paramètre : un mauvais choix de p_c peut

conduire à une courbe de forme non convexe, différente de celle de la figure 2.13.

La deuxième courbe d'état limite introduite par Alonso *et al.* (1990) est SI (« Succion Increase »). Lors d'un cycle de séchage-humidification d'un sol, la surface SI limite la zone élastique. C'est une droite parallèle à l'axe p, d'équation :

$$s = s_0, \tag{2.18}$$

Comme le montre la figure 2.13, le domaine élastique est donc, démarqué par les deux courbes d'état limite LC et SI. La courbe d'état limite en contrainte LC correspond aux plus grandes contraintes connues dans la gamme des succions déjà rencontrées et la courbe d'état limite en succion SI correspond à la plus grande succion connue.

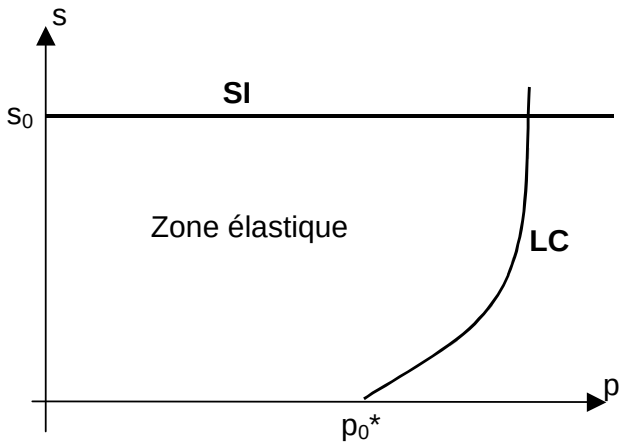


Figure 2.13. Courbes d'état limite dans le plan (p, s),
d'après Alonso *et al.* (1990)

2.2.4.2. Règle d'écrouissage

L'écrouissage des courbes LC et SI dans le domaine élastique peut s'effectuer soit en augmentant la charge p soit en augmentant la succion (Figure 2.14). Les déformations volumiques élastiques produites respectivement par un écrouissage en contrainte $d\varepsilon_{vp}^{e}$ ou un écrouissage en succion $d\varepsilon_{vs}^{e}$, sont données par :

$$d\varepsilon_{vp}^{e} = -\frac{dv}{v} = \frac{\kappa}{v}\cdot\frac{dp}{p}, \tag{2.19}$$

et

$$d\varepsilon_{vs}^{e} = \frac{\kappa_s}{v}\cdot\frac{ds}{(s+p_{at})}. \tag{2.20}$$

Si la contrainte p ou la succion s dépasse le seuil de préconsolidation (p_0 ou s_0), les déformations totales sont définies par :

$$d\varepsilon_{vp} = \frac{\lambda(s)}{v} \cdot \frac{dp_0}{p_0}, \tag{2.21}$$

et

$$d\varepsilon_{vs} = \frac{\lambda_s}{v} \cdot \frac{ds}{(s + p_{at})} = \frac{\lambda_s}{v} \cdot \frac{ds_0}{(s_0 + p_{at})}, \tag{2.22}$$

Les déformations plastiques sont donc obtenues par la relation :

$$d\varepsilon^p = d\varepsilon - d\varepsilon^e, \tag{2.23}$$

Pour un écrouissage en contrainte :

$$d\varepsilon^p_{vp} = \frac{\lambda(s) - \kappa}{v} \cdot \frac{dp_0}{p_0} = \frac{\lambda(0) - \kappa}{v} \cdot \frac{dp_0^*}{p_0^*}, \tag{2.24}$$

Pour un écrouissage en succion :

$$d\varepsilon^p_{vs} = \frac{\lambda_s - \kappa_s}{v} \cdot \frac{ds_0}{(s_0 + p_{at})}, \tag{2.25}$$

Le sol se comporte différemment selon le type d'écrouissage subi (Figure 2.14). Cependant, il peut être admis, en première approximation, que les deux ensembles de déformations plastiques ont des effets semblables. De cette manière, on peut coupler les deux courbes limites si leur position est contrôlée par la déformation volumique plastique totale $d\varepsilon^p_v$. Pour cela, on introduit les deux équations suivantes comme équations d'écrouissage :

$$\frac{dp_0^*}{p_0^*} = \frac{v}{(\lambda(0) - \kappa)} \cdot d\varepsilon^p_v, \tag{2.26}$$

et

$$\frac{ds_0}{(s_0 + p_{at})} = \frac{v}{(\lambda_s - \kappa_s)} \cdot d\varepsilon^p_v, \tag{2.27}$$

$$d\varepsilon^p_v = d\varepsilon^p_{vs} + d\varepsilon^p_{vp}. \tag{2.28}$$

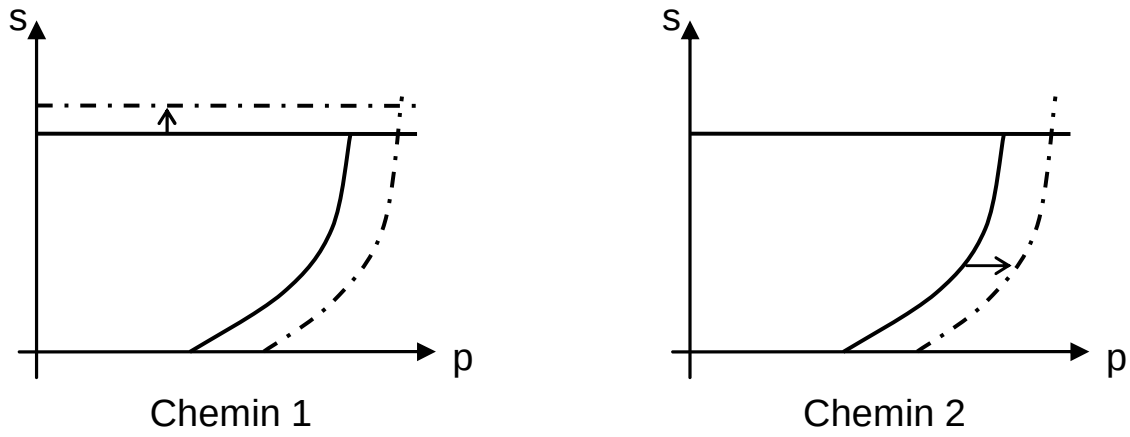


Figure 2.14. Écrouissage en succion et en contrainte de la courbe d'état limite dans le plan (p, s), d'après Alonso *et al.* (1990)

2.2.4.3. Le modèle d'Alonso à l'état de contrainte triaxial

Pour modéliser le comportement du sol dans un état de contrainte triaxial ou axymétrique, un troisième paramètre intervient. Le déviateur de contrainte ($q = \sigma_1 - \sigma_3$ avec σ_1 et σ_3 les contraintes principales majeure et mineure) est introduit dans le modèle pour décrire les effets déviatoriques des contraintes de cisaillement sur le comportement des sols non saturés. La déformation de cisaillement élastique due à ces effets est donnée par :

$$d\varepsilon_s^e = \frac{2}{3}(d\varepsilon_1^p - d\varepsilon_3^p), \tag{2.29}$$

où $d\varepsilon_1^p$ et $d\varepsilon_3^p$ désignent les déformations principales plastiques.

Pour une succion donnée, la surface d'état proposée par Alonso *et al.* (1990), dans l'espace tridimensionnel, a pour équation :

$$q^2 - M^2(p + p_s)(p_0 - p) = 0, \tag{2.30}$$

où q désigne la contrainte déviatorique, p la contrainte totale moyenne, p_0 désigne la contrainte de préconsolidation, M la pente de la droite d'état critique en compression dans le plan (p, q) et p_s la résistance en extension triaxiale.

Cette équation est l'équation d'une ellipse. Elle décrit le comportement élastoplastique d'un sol non saturé. À l'état saturé, elle se réduit à la courbe Cam Clay modifié. Alonso *et al* (1990). considèrent que la succion n'a pas d'influence sur la pente M. Cette dernière est liée directement à l'angle de frottement interne en compression φ_c. Ils considèrent également que la résistance en extension triaxiale p_s varie linéairement avec la succion :

$$p_s = k \cdot s, \tag{2.31}$$

où k est un paramètre constant du modèle, qui contrôle l'augmentation de la cohésion apparente avec la succion.

La résistance en extension triaxiale p_s est liée aussi à la cohésion et l'angle de frottement interne, par la relation :

$$p_s = \frac{c}{\tan \phi_c} . \tag{2.32}$$

Les figures 2.15, 2.16 et 2.17 représentent, respectivement, la surface d'état dans les plans (p, q), (p, s) et dans l'espace (p, q, s).

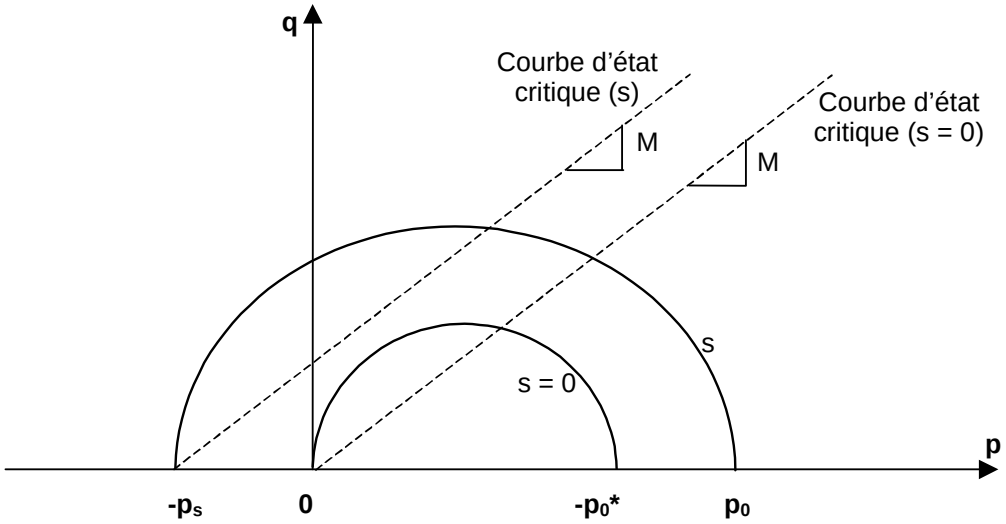


Figure 2.15. Courbes d'état dans le plan (p, q)

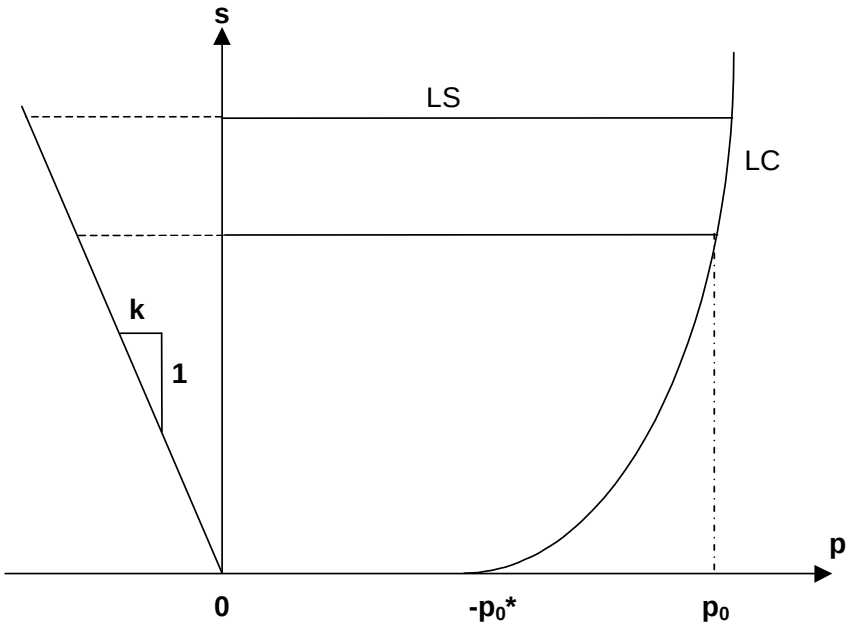


Figure 2.16. Courbe d'état dans le plan (p, s)

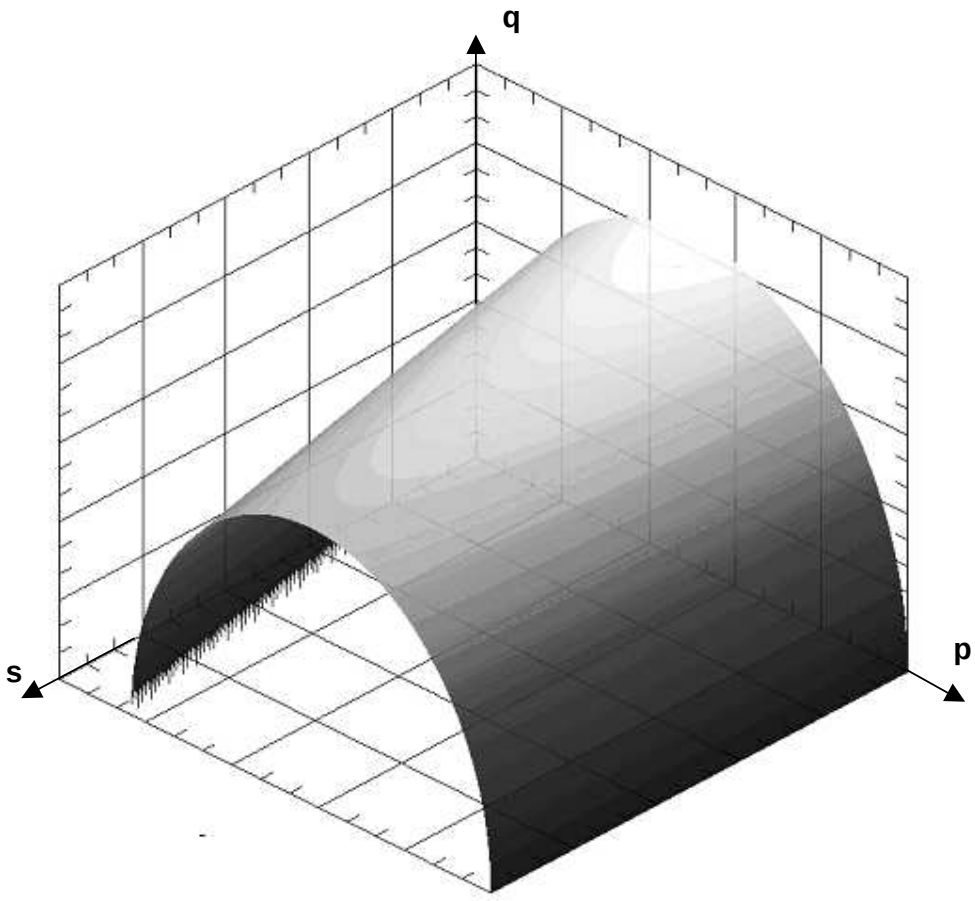


Figure 2.17. Surface d'état dans l'espace (p, q, s)

2.2.4.4. Loi d'écoulement plastique

Gens et Potts (1982) considèrent que ce modèle surestime la valeur du coefficient de pression des terres au repos K_0, qui est le rapport σ'_h / σ'_v dans un chemin de chargement œdométrique. L'introduction d'un paramètre α est nécessaire pour maintenir une loi d'écoulement associée, où le rapport des incréments de déformations plastiques volumique et déviatorique vaut :

$$\frac{d\varepsilon_s^p}{d\varepsilon_{vp}^p} = \frac{2q\alpha}{M^2(2p + p_s + p_0)}, \tag{2.33}$$

où

$$\alpha = \frac{M(M-9)(M-3)}{9(6-M)}\left[\frac{1}{\frac{1-\kappa}{\lambda(0)}}\right], \tag{2.34}$$

$$\frac{d\varepsilon_s^p}{d\varepsilon_{vp}^p} = \frac{2}{3}\left[\frac{-1}{\frac{1-\kappa}{\lambda(0)}}\right], \qquad (2.35)$$

2.2.4.5. Quelques remarques et critiques

Plusieurs travaux ont été réalisés pour vérifier le modèle d'Alonso *et al*. (1990). La comparaison des résultats expérimentaux de Rampino *et al*. (2000) et des résultats obtenus en utilisant les équations du modèle d'Alonso *et al*. (1990) ont montré une bonne concordance pour un chargement isotrope, surtout en ce qui concerne l'effet de la succion sur la pente κ, pour des cycles chargement-déchargement. Dangla *et al*. (1997) ont confirmé que le modèle d'Alonso *et al*. (1990) traite uniquement le rapport contrainte-déformation, qui est seulement une partie de l'ensemble des équations du comportement d'un sol non saturé. Le modèle ne décrit pas le phénomène d'hystérésis observé au cours des cycles séchage-humudification. En plus, ce modèle ne traite que les sols supposés isotropes et il est incapable de décrire le gonflement irréversible observé pour les sols fortement gonflants. Contrairement au concept des contraintes effectives, le modèle d'Alonso *et al*. (1990) prend en considération l'effondrement dans les sols, mais il n'introduit pas l'effondrement maximum, à partir duquel la déformation diminue même si l'on augmente la charge externe appliquée. Aucune indication de l'effet de la densité sur les contraintes de gonflement n'est donnée dans le modèle. Et enfin, les effets à long terme ou osmotiques ne sont pas prise en compte dans ce modèle.

2.2.5. Extension du modèle Alonso et al. (1990) : double structure

Le concept du nouveau modèle de « double structure » a été présenté par Alonso et Gens en 1992 et sa formulation mathématique a été établie par Alonso, Gens et Gehling en 1994. La considération de la microstructure de l'argile était un facteur fondamental pour la prolongation du modèle de base d'Alonso *et al*. (1990), afin de pouvoir traiter les sols gonflants non saturés. Une attention particulière a été donnée au rôle des succions matricielles et totales et au comportement du modèle sous des cycles de succion. Deux aspects additionnels du comportement du sol gonflant ont été alors considérés : son comportement "secondaire" à long terme et l'effet des variations de concentration des corps dissous dans l'eau interstitielle (déformation au niveau microstructurale).

2.2.5.1. Résultats expérimentaux et hypothèses de bases

Pour développer leur modèle, Alonso *et al*. (1990) se sont basés sur des résultats expérimentaux ainsi que sur des considérations théoriques.

En partant des résultats d'essai œdométrique avec humidification sous des chemins simples et des résultats d'essais effectués par Holz et Gibbs (1959), Alonso *et al*. (1990) ont conclu que :

- plus la succion initiale est élevée, plus le gonflement mesuré est grand,
- plus la contrainte de confinement est élevée, plus la déformation de gonflement est petite,
- plus la densité est élevée, plus le gonflement sous humidification est grand,
- les gonflements disparaissent lorsque le sol approche de l'état saturé,
- la pression de gonflement finale (en saturation) dépend de la densité initiale du sol ; cependant, pour une teneur en eau initiale trop élevée (sol presque saturé), la pression de gonflement tend à être égale à la succion matricielle,

Alonso *et al*. (1990) précisent que, sous l'effet des conditions atmosphériques, et en particulier dans les terrains secs ou demi-secs, l'irréversibilité des cycles en succion peut causer une accumulation irréversible de gonflement ou retrait. Lors des cycles séchage-humidification, le gonflement irréversible apparaît pendant la première humidification et devient de plus en plus réversible au cours des cycles de séchage et humidification suivants.

Sous l'effet osmotique, le gonflement varie proportionnellement à la concentration des corps dissous dans l'eau.

Au niveau microstructural, le comportement des sols non saturés présente deux particularités :

- le gonflement des agrégats peut provoquer une augmentation des pores intra-agrégats, au cours de l'humidification,
- les pores intra-agrégats sont considérés comme saturés, parce que les distances entre les plaquettes sont assez petites.

Alonso *et al*. (1990) affirment par ailleurs que l'apparition du phénomène d'effondrement dépend du chemin de sollicitation suivi.

Le modèle est capable de reproduire, jusqu'à un degré limité, les effets de cycles en succion. Par contre, aucune attention spéciale n'est accordée à l'effet secondaire ou osmotique. La déformation volumique au niveau microstructural est supposée réversible et contrôlée par la succion osmotique. Lorsque la somme de la contrainte moyenne nette ($p = \sigma_m - p_a$) appliquée aux deux plaquettes adjacentes et de la succion ($s = p_a - p_w$) est constante, aucune déformation microstructurale n'est enregistrée. Cet équilibre est défini par une droite dans le plan (p , s) appelé la ligne neutre NL (Neutral Line) (Figure 2.18). Comme le milieu microstructural est considéré comme saturé, le comportement mécanique est contrôlé par la contrainte effective. On définit la contrainte effective moyenne p' en termes de contrainte moyenne nette et de

succion : p' = p + s. La déformation volumique élastique à ce niveau peut s'écrire alors :

$$\varepsilon_{vm}^{e} = f(p + s, \text{autres facteurs}) \qquad (2.36)$$

Au niveau macrostructural, la déformation est contrôlée par les contraintes nettes et la succion. D'autres considérations ont été prises en compte pour le couplage des comportements macro et microstructural. Lors d'un cycle d'humidification et séchage, des déformations irréversibles peuvent être enregistrées. Elles sont dues aux déformations élastiques microstructurales et/ou à la charge externe.

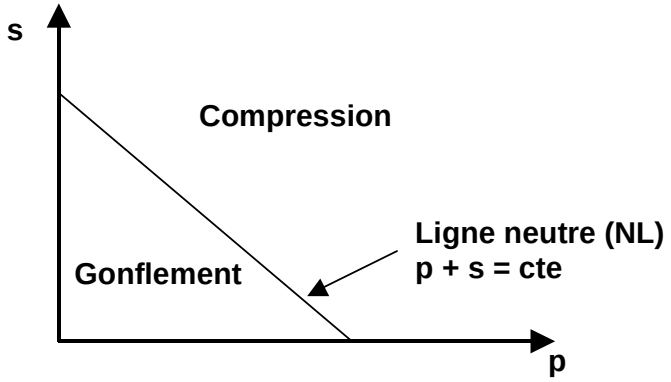


Figure 2.18. Comportement microstructural de l'argile, définition de la ligne neutre

2.2.5.2. Formulation du modèle

Les chemins de séchage ou d'humidification peuvent, en général, produire des déformations réversibles et irréversibles. Deux domaines d'état limites, indépendants de la contrainte déviatorique, parallèles à la ligne neutre, peuvent être définis : SD (Succion Decrease) et SI (Succion Increase) (figure 2.19).
La surface d'état SD permet de décrire le gonflement plastique sur un chemin d'humidification (la succion diminue). Elle est donnée par :

$$p + s = s_d \qquad (2.37)$$

où p désigne la contrainte moyenne nette, s la succion et s_d le paramètre qui définit la position initiale de la surface SD.

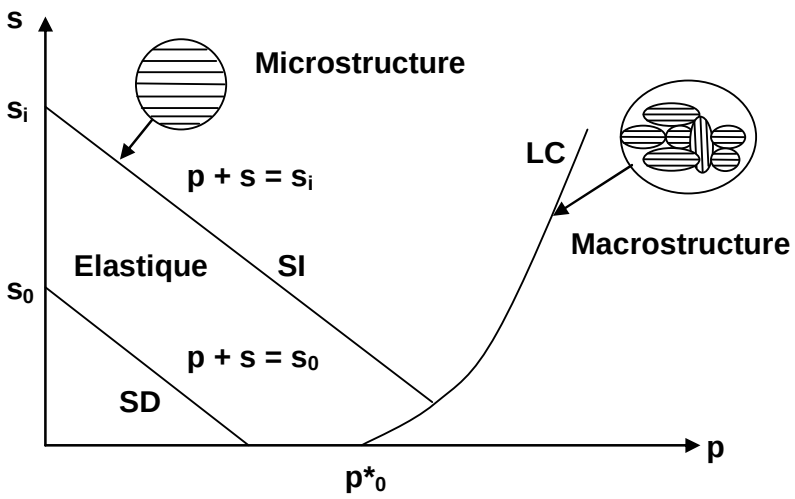


Figure 2.19. Domaine d'état limite dans le modèle élastoplastique à double structure

SI est la courbe d'état au delà de laquelle une déformation plastique associée à la compression peut se développer (la succion augmente). L'équation décrivant cette courbe est :

$$p + s = s_i \tag{2.38}$$

où s_i est le paramètre qui définit la position initiale de la surface SI.

La représentation de la surface d'état dans le plan (p, q) et la courbe LC sont les mêmes. La courbe d'état dans l'espace (p, q, s) est représentée sur la figure 2.20.

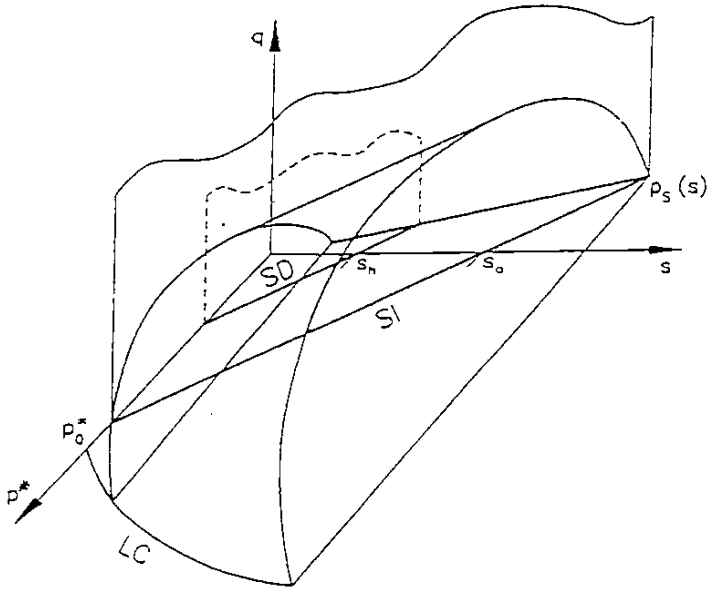


Figure 2.20. Surface d'état dans l'espace (p, q, s)

2.2.5.2.1. Formulation du modèle pour un état de contrainte isotrope

La contrainte moyenne effective pour la microstructure est donnée par :

$$p_{microstructure} = p + S_r^n . s_t \tag{2.39}$$

où S_r désigne le degré de saturation, p la contrainte moyenne nette, s_t la succion totale et n est un coefficient. Quand n = 1, cette équation revient à la définition classique de la contrainte effective proposée par Bishop (1990) avec $\chi = S_r$.
La microstructure est supposée saturée. L'équation (2.39) devient :

$$p_{microstructure} = p + s \tag{2.40}$$

Comportement élastique

Les déformations volumiques microstructurales, dues aux variations de la contrainte effective, sont décrites par une loi non-linéaire :

$$d\varepsilon_{vm}^e = \beta_m e^{-\alpha_m p_{microstructure}} dp_{microstructure} \tag{2.41}$$

où $p_{microstructure}$ désigne la contrainte moyenne effective pour la microstructure et α_m et β_m sont des paramètres du modèle.

D'après l'équation (2.40), on a :

$$d\varepsilon_{vm}^e = \beta_m e^{-\alpha_m (p+s)} d(p + s_t) \tag{2.42}$$

où p désigne la contrainte moyenne nette et s_t la succion.

Au niveau macrostructural, les déformations volumiques élastiques engendrées respectivement, par la variation de la contrainte nette et la variation de la succion sont :

$$d\varepsilon_{vMp}^e = -\frac{\kappa}{v} . \frac{dp}{p} \tag{2.43}$$

et

$$d\varepsilon_{vMs}^e = -\frac{\kappa_s}{v} . \frac{ds}{(s + p_{at})} \tag{2.44}$$

où v = 1 + e, κ_s désigne la pente élastique de la courbe de compressibilité lors du drainage du sol sous une charge donnée, κ est la pente de la courbe de consolidation élastique (déchargement-rechargement) et p_{at} désigne la pression atmosphérique.

L'incrément de déformation volumique macrostructurale est la somme des deux :

$$d\varepsilon_{vM}^e = d\varepsilon_{vMp}^e + d\varepsilon_{vMs}^e = -\frac{\kappa}{v} . \frac{dp}{p} - \frac{\kappa_s}{v} . \frac{ds}{(s + p_{at})} \tag{2.45}$$

Comportement plastique

Alonso *et al*. (1992) ont proposé d'établir un critère pour l'interaction entre les déformations microstructurales et les déformations macrostructurales, plastiques et irréversibles. En termes physiques, il est nécessaire d'évaluer quantitativement les réarrangements structuraux induits par le gonflement ou le retrait des agrégats. En termes mathématiques, il est nécessaire d'établir des lois pour calculer les contraintes plastiques quand les domaines de SI et SD sont atteints, au cours des cycles de séchage et d'humidification.

La déformation volumique plastique macrostructurale s'exprime comme :

$$\varepsilon_{vM}^{p} = \frac{\Delta e^{M}}{1+e_0} \tag{2.46}$$

et la déformation volumique élastique microstructurale s'écrit :

$$\varepsilon_{vm}^{e} = \frac{\Delta e^{m}}{1+e_0} \tag{2.47}$$

où e_0 désigne l'indice des vides initial, e^M désigne l'indice des vides macrostructural, et e^m l'indice de vides microstructural.

Les deux valeurs sont supposées proportionnelles et une équation simple a été développée :

$$\varepsilon_{vM}^{p} / \varepsilon_{vm}^{e} = f(p/p_0) \tag{2.48}$$

où p désigne la contrainte moyenne nette et p_0 la contrainte moyenne nette de consolidation à l'état critique (LC).

La figure 2.21 montre les formes que la fonction d'interaction f peut prendre durant l'humidification (correspond à SD) ou le séchage (correspond à SI) :

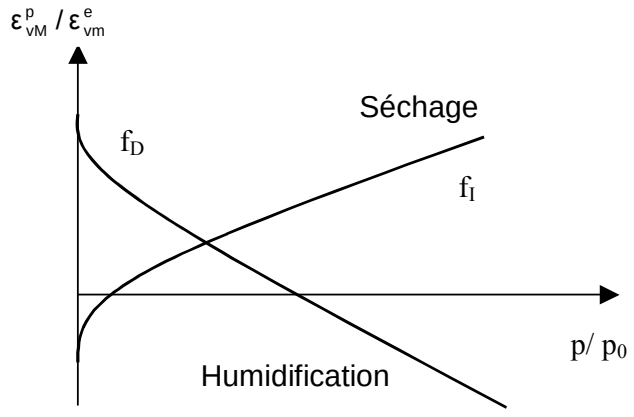


Figure 2.21. Fonction d'interaction macro-micro : f_D chemin d'humidification, f_I chemin de séchage

Lorsque le chemin de contrainte atteint la surface SD, le gonflement plastique au niveau microstructural engendré par la variation de la contrainte moyenne nette ou/et la succion, et associé à la déformation élastique microstructurale, est défini comme :

$$\varepsilon_{vMD}^{p} = \varepsilon_{vm}^{e}.f_D(p/p_0),$$

avec (2.49)

$$f_D(p/p_0) = t_D.(1-p/p_0)^{n_D}.$$

Parallèlement, si le chemin de contraintes touche la surface SI, la déformation plastique macrostructurale est donnée par :

$$\varepsilon_{vMI}^{p} = \varepsilon_{vm}^{e}.f_I(p/p_0),$$

avec (2.50)

$$f_I(p/p_0) = t_I.(p/p_0)^{n_I},$$

où p désigne la contrainte moyenne nette, p_0 la contrainte moyenne nette de consolidation à l'état critique (CL) et t_D, n_D, t_I et n_I des paramètres du modèle.

À long terme, il y a possibilité de transfert de l'eau de la macrostructure à la microstructure. L'humidification des agrégats d'argile provoque le gonflement volumique de la microstructure et aussi la réduction de la résistance des agrégats.

Les fonctions d'interaction ou de couplage f_D et f_I permettent de calculer les déformations plastiques quand le chemin de contraintes atteint les surfaces critiques SD et SI. Durant le cycle de (humidification – séchage), si $f_D > f_I$, une accumulation progressive de gonflement peut se produire. Pour les autres cycles, même si $f_D > f_I$, on peut avoir un retrait progressif net. La condition $f_D = f_I \neq 0$ a comme conséquence que la boucle de succion-déformation est stable. Si $f_D = f_I = 0$, seules les déformations élastiques sont calculées lors des cycles de succion.

La figure 2.22 montre une représentation de la contrainte moyenne nette p et de la contrainte de préconsolidation p_0.

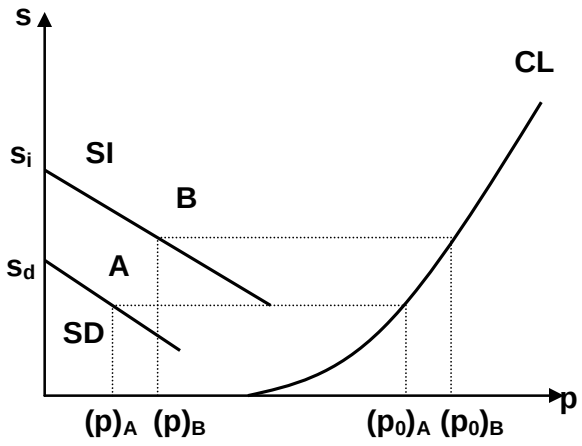


Figure 2.22. Représentation de p et p_0 dans le plan (p, s)

2.2.5.2.2. Règle d'écrouissage

L'écrouissage des deux surfaces SD et SI est provoqué par les déformations volumiques plastiques au niveau macrostructural ε_{vM}^{p}, induites par les chemins d'humidification et de séchage :

$$d\varepsilon_{vM}^{p} = d\varepsilon_{vMD}^{p} + d\varepsilon_{vMI}^{p} \tag{2.51}$$

Les paramètres d'écrouissage des deux surfaces sont s_d et s_i. L'écrouissage de la surface LC reste associé à la pression de préconsolidation p_0 et il est fonction de la déformation plastique totale :

$$d\varepsilon_{vLC}^{p} = d\varepsilon_{vp}^{p} + d\varepsilon_{vM}^{p}$$

avec

$$d\varepsilon_{vp}^{p} = \frac{\lambda(0) - \kappa}{v} \cdot \frac{dp_0^*}{p_0^*} \tag{2.52}$$

Écrouissage de la surface SD.

D'après les équations :

$$\begin{cases} d\varepsilon_{vMD}^{p} = d\varepsilon_{vm}^{e} . t_D . (1 - p / p_0)^{n_D} \\ d\varepsilon_{vm}^{e} = \beta_m e^{-\alpha_m (p+s)} d(p+s) \\ d(p+s) = ds_d \end{cases}$$

la déformation volumique $d\varepsilon_{vMD}^{p}$ peut s'écrire :

$$d\varepsilon_{vMD}^{p} = \beta_m e^{-\alpha_m . s_d} ds_d . t_D . (1 - p / p_0)^{n_D} . \tag{2.53}$$

Dans ces conditions, l'équation d'écrouissage de la surface SD est :

$$ds_d = \frac{d\varepsilon^p_{vMD}}{\beta_m e^{-\alpha_m . s_d} . t_D . (1 - p / p_0)^{n_D}} \tag{2.54}$$

où p désigne la contrainte moyenne nette, p_0 la contrainte moyenne nette de consolidation à l'état critique, s_d le paramètre qui définit la position initiale de la surface SD et α_m , β_m , t_D et n_D sont des paramètres du modèle.

Écrouissage de la surface SI.

De la même manière, l'équation d'écrouissage de la surface SI s'établit sous la forme :

$$\begin{cases} d\varepsilon^p_{vMI} = d\varepsilon^e_{vm} \cdot t_I \cdot (p / p_0)^{n_I} \\ d\varepsilon^e_{vm} = \beta_m e^{-\alpha_m (p+s)} d(p+s) \\ d(p+s) = ds_I \end{cases} \tag{2.55}$$

et la déformation volumique ε^p_{vMI} est égale à :

$$d\varepsilon^p_{vMI} = \beta_m e^{-\alpha_m \cdot s_I} ds_I \cdot t_I \cdot (p / p_0)^{n_I} , \tag{2.56}$$

L'équation d'écrouissage de la surface SD s'écrit donc :

$$ds_I = \frac{d\varepsilon^p_{vMI}}{\beta_m \cdot e^{-\alpha_m \cdot s_I} \cdot t_I \cdot (p / p_0)^{n_I}} . \tag{2.57}$$

où s_d est le paramètre qui définit la position initiale de la surface SI.

Couplage entre les surfaces d'état.

Le couplage entre les surfaces d'état SD et SI s'effectue en introduisant l'incrément de déformation volumique plastique au niveau macrostructural ε^p_{vM}, induit par l'activation des deux surfaces :

$$ds_D = ds_I = \frac{d\varepsilon^p_{vM}}{\beta_m \cdot e^{-\alpha_m \cdot s} \cdot f} \tag{2.58}$$

La fonction f représente f_D ou f_I. Plus explicitement, les équations d'écrouissage s'écrivent :

$$ds_D = \frac{d\varepsilon^p_{vM}}{\beta_m \cdot e^{-\alpha_m \cdot s_d} \cdot t_D \cdot (1 - p / p_0)^{n_D}} \tag{2.59}$$

et

$$ds_I = \frac{d\varepsilon^p_{vM}}{\beta_m \cdot e^{-\alpha_m \cdot s_I} \cdot t_I \cdot (1 - p / p_0)^{n_I}} \tag{2.60}$$

Écrouissage de la surface CL.

Comme indiqué ci-dessus, la règle d'écrouissage de la surface CL est associée à la déformation plastique totale. Elle est donnée par :

$$\frac{dp_0}{p_0} = \frac{d\varepsilon_{vp}^p + d\varepsilon_{vM}^p}{\lambda(0) - \kappa} \tag{2.61}$$

où $d\varepsilon_{vp}^p$ est la déformation volumique plastique engendrée par une sollicitation en contrainte.

D'après les équations d'écrouissage, on remarque que la variation de la surface d'état SD lors d'une humidification entraîne une variation de la surface SI. De même, la variation de la surface d'état SI lors d'un séchage entraîne une variation à la surface SD. La variation de SD ou DI provoque la variation de la surface CL. Par contre, une modification de CL n'influence pas les surfaces SD et SI.

Cette approche assure le couplage entre les déformations macro/microstructurales. Elle permet aussi de représenter le phénomène de gonflement irréversible lors de la première humidification. Les principales difficultés rencontrées sont la détermination des paramètres du modèle et la justification de quelques hypothèses de base (comme l'inclinaison des surfaces SD et SI).

2.2.5.3. Effets de transition et de long terme

Une hypothèse importante nécessaire pour établir l'équation de comportement mécanique, appelée hypothèse d'équilibre hydraulique local, est maintenant enlevée. Par conséquent, les succions liées à la macrostructure (succion totale) et à la microstructure (succion microstructurale) ne sont plus dans l'équation d'équilibre, ce qui implique le transfert local de l'eau de la macrostructure à la microstructure. Dans l'essai de gonflement, l'eau peut s'écouler le long de la macrostructure suivant l'équation de Darcy qui résulte des gradients de la succion totale. Localement, la quantité d'eau "perdue" est celle qui hydrate les agrégats d'argile. Le taux de transfert local d'eau, q, est proportionnel à la différence de la succion dans la macrostructure et la microstructure :

$$q = \alpha.(s_t - s_m) \tag{2.62}$$

où s_t désigne la succion totale, s_m la succion microstructurale et α un paramètre matériel. Si α est nul, la microstructure est désactivée et seules les déformations macrostructurales sont considérées.

Dans les conditions d'équilibre à long terme, la succion microstructurale devient égale à la succion totale.

2.2.5.4. Effets osmotiques

La présence d'un sel dans les vides du sol change non seulement la succion totale (macrostructurale), mais peut également conduire à quelques changements chimiques dans les plaquettes d'argile, par exemple, en modifiant les cations adsorbés. Ces variations peuvent provoquer des modifications au niveau d'interaction de base entre l'argile et l'eau et, par conséquent, la variation des propriétés de gonflement de l'argile.

2.2.6. Fredlund et Rahardjo (1993)

Fredlund et Rahardjo (1993) considèrent que le sol non saturé est composé de quatre phases (particules solides, eau, air et la peau qui constitute l'interface eau-air). Le squelette et l'eau adsorbée sont en équilibre si le gradient de contraintes est nul. L'air et l'eau libre sont soumis aux lois d'écoulement. La variation des volumes du squelette et de l'eau est négligeable. La continuité des deux phases d'eau et d'air est donnée par :

$$\frac{\Delta V_v}{V_0} = \frac{\Delta V_w}{V_0} + \frac{\Delta V_a}{V_0} \tag{2.63}$$

où V_0 désigne le volume total initial des vides, V_v le volume des vides dans le sol, V_w le volume de l'eau et V_a le volume de l'air.

La déformation volumique s'exprime par :

$$d\varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V} = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z \tag{2.64}$$

où $d\varepsilon_{x,}$, $d\varepsilon_y$ et $d\varepsilon_z$ désignent la déformation dans la direction i = x, y, z.

Fredlund et Rahardjo (1993) ont proposé deux relations fondamentales pour le comportement des sols gonflants (Figure 2.23). Elles relient les variations du volume des vides et du volume d'eau aux deux champs de contraintes indépendants par :

$$\frac{dV_v}{V_0} = m_1^s d\left(\sigma_{moy} - u_a\right) + m_2^s d\left(u_a - u_w\right) \tag{2.65}$$

$$\frac{dV_w}{V_0} = m_1^w d\left(\sigma_{moy} - u_a\right) + m_2^w d\left(u_a - u_w\right) \tag{2.66}$$

où

$$m_1^s = \frac{1}{1+e_0}\frac{de}{d(\sigma_{moy} - u_a)}$$

$$m_1^w = \frac{d\theta_w}{d(\sigma_{moy} - u_a)} = \frac{S_r}{1+e_0}\frac{de}{d(\sigma_{moy} - u_a)} + \frac{e}{1+e_0}\frac{dS_r}{d(\sigma_{moy} - u_a)}$$

$$m^s_2 = \frac{1}{1+e_0}\frac{de}{d(u_a - u_w)}$$

$$m^w_2 = \frac{d\theta_w}{d(u_a - u_w)} = \frac{S_r}{1+e_0}\frac{de}{d(u_a - u_w)} + \frac{e}{1+e_0}\frac{dS_r}{d(u_a - u_w)}$$

où m^s_1 et m^s_2 sont les coefficients de variation du volume total due à la contrainte normale nette et aux variations de la succion matricielle, m^w_1 et m^w_2 sont les coefficients de variation du volume d'eau interstitielle due aux variations de la contrainte normale nette et due aux variations de la succion matricielle, σ_{moy} est la contrainte normale nette moyenne $(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)/3$, S_r est le degré de saturation, e est l'indice des vides et e_0 est l'indice des vides initial.

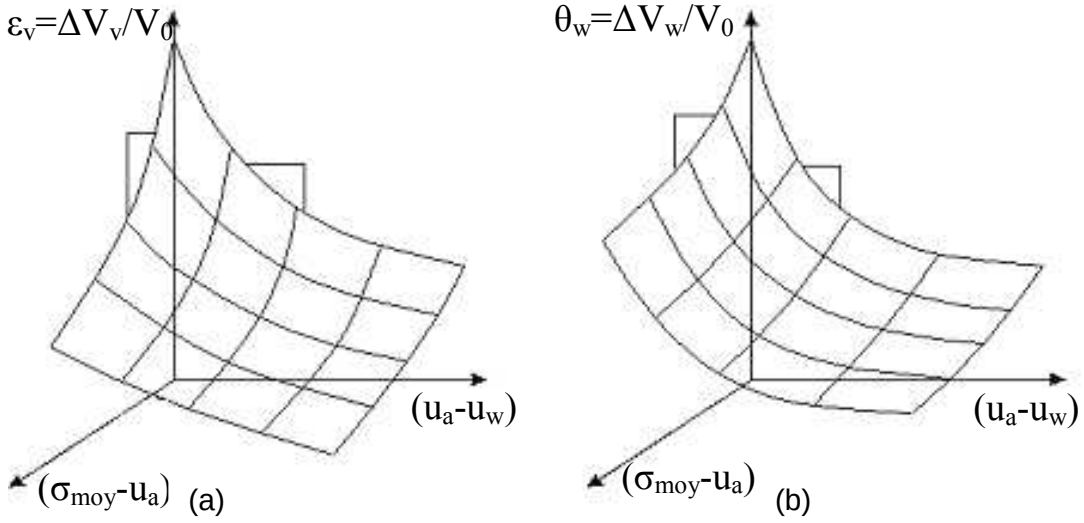


Figure 2.23. Loi de comportement du squelette et de la phase d'eau

Pour un matériau régi par une loi incrémentale élastique isotrope et linéaire, les relations suivantes sont données, en exprimant l'incrément de déformation pour la structure du sol et pour la phase d'eau :

$$d\varepsilon = \frac{1+\mu}{E}d(\sigma - u_a) - \frac{\mu}{E}d(\sigma - 3u_a) + \frac{1}{H}d(u_a - u_w), \qquad (2.67)$$

$$\frac{dV_w}{V_0} = \frac{1}{E_w}d(\sigma - 3u_a) + \frac{1}{H_w}d(u_a - u_w), \qquad (2.68)$$

où ε est la déformation volumique du sol, σ est la contrainte moyenne, μ est le coefficient de Poisson, $E = 3(1-2\mu)/m^s_1$ est le module élastique du sol dû à la variation de contrainte normale nette, $H = 3/m^s_2$ est le module élastique du sol dû à la variation de la succion matricielle, $E_w = 3/m^w_2$ est le module volumique de l'eau associé à la contrainte normale nette et $H_w = 1/m^s_2$ est le module volumique de l'eau associé à la variation de la succion matricielle.

2.2.7. Wheeler et Sivakumar (1995)

En se basant sur une série d'essais triaxiaux à succion contrôlée réalisés sur des échantillons de kaolin compactés, Wheeler et Sivakumar (1995) ont développé le modèle d'Alonso *et al*. (1990). Une nouvelle équation pour la courbe critique LC a été donnée :

$$v = N(s) - \lambda(s).\ln(p / p_{at}) \tag{2.69}$$

où p_{at} désigne la pression atmosphérique (100 kPa), p la contrainte moyenne nette, N(s) le volume spécifique pour la valeur p à une succion donnée et λ(s) la pente plastique de la courbe de compressibilité à une succion donnée.

Dans cette équation, la pression de référence p_c utilisée dans le modèle d'Alonso *et al*. (1990) est remplacée par la pression atmosphérique, en raison des difficultés rencontrées lors de la détermination de p_c.

D'après la figure 2.24 (a et b), deux lois de variation du volume spécifique peuvent être établies :

$$\Delta v = -\kappa_s \cdot \ln\left(\frac{s + p_{at}}{p_{at}}\right) - \kappa \cdot \ln\left(\frac{p_0}{p_0(0)}\right) \tag{2.70}$$

$$\Delta v = N(s) - \lambda(s) \cdot \ln(\frac{p_0}{p_{at}}) - N(0) - \lambda(0) \cdot \ln(\frac{p_0(0)}{p_{at}}) \tag{2.71}$$

où s désigne la succion, p_{at} la pression atmosphérique, p_0 la valeur de la contrainte moyenne nette à l'état critique, quand la contrainte déviatorique est nulle, $p_0(0)$ la valeur de p_0 à l'état saturé, κ la pente élastique (ou de déchargement) de la courbe de compressibilité d'un essai œdométrique dans le plan (e, $\ln\sigma_v$), κ_s la pente élastique de la courbe de compressibilité lors du drainage du sol sous une charge constante, N(0) le volume spécifique pour la valeur p à l'état saturé et λ(0) la pente plastique de la courbe de compressibilité à l'état saturé.

Après réarrangement de ces deux équations, la définition de la courbe LC peut être donnée par :

où

$$\frac{p_0}{p} = \exp\left[\frac{v(s) - \kappa_s \cdot \ln(\frac{s + p_{at}}{p_{at}}) - C}{\lambda(s) - \kappa}\right] \tag{2.72}$$

$$C = v(0) - (\lambda(0) - \kappa) \cdot \ln\left(\frac{p_0^*}{p_{at}}\right),$$

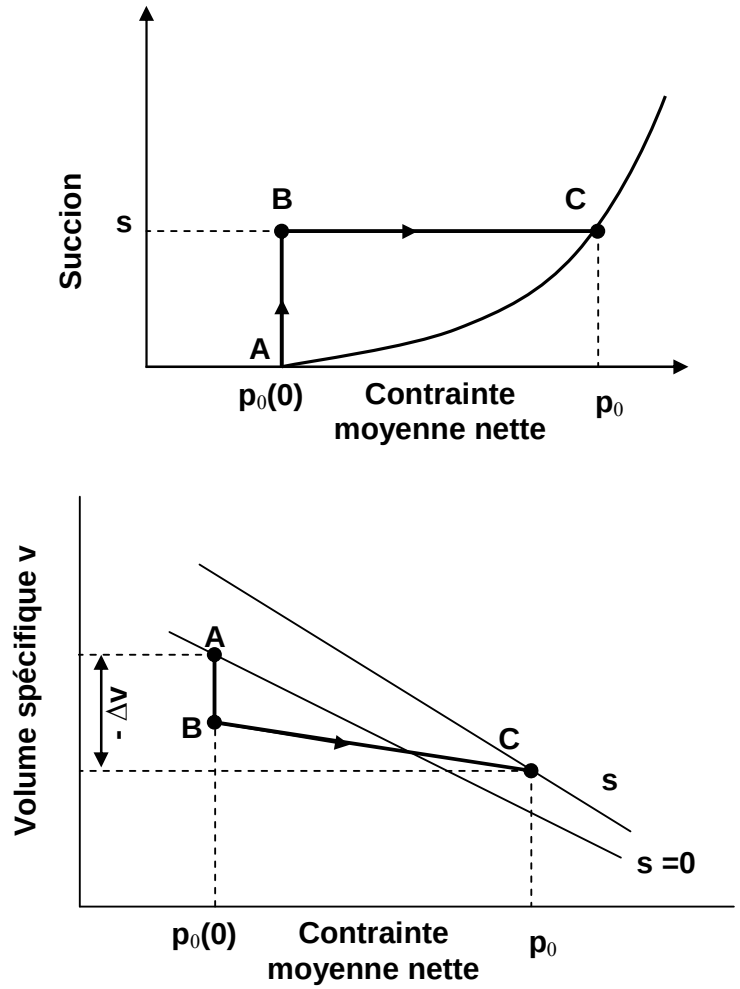


Figure 2.24. Bases de l'équation de la courbe critique LC

et où $\nu(s)$ désigne le volume spécifique correspondant à la pression atmosphérique sur la courbe vierge de compressibilité et p_0^* la pression de préconsolidation à l'état saturé.

Si l'indice de gonflement élastique κ est considéré comme indépendant de la succion, la valeur de la contrainte moyenne nette p_0 (point A) peut être reliée aux valeurs de p, v et s en un point quelconque C de la courbe critique par :

$$\frac{p_0}{p} = \exp\left[\frac{N(s) - \lambda(s)\cdot \ln(p/p_{at}) - v}{\lambda(s) - \kappa}\right] \tag{2.73}$$

De même, la valeur de p_x à l'intersection des deux courbes critiques (point B), est donnée par :

$$\frac{p_x}{p} = \exp\left[\frac{\Gamma(s) - \psi(s)\cdot \ln(p/p_{at}) - v}{\psi(s) - \kappa}\right] \tag{2.74}$$

où Γ(s) désigne le volume spécifique correspondant à la pression atmosphérique sur la droite d'état critique dans le plan (v,p) et ψ(s) la pente de cette droite.

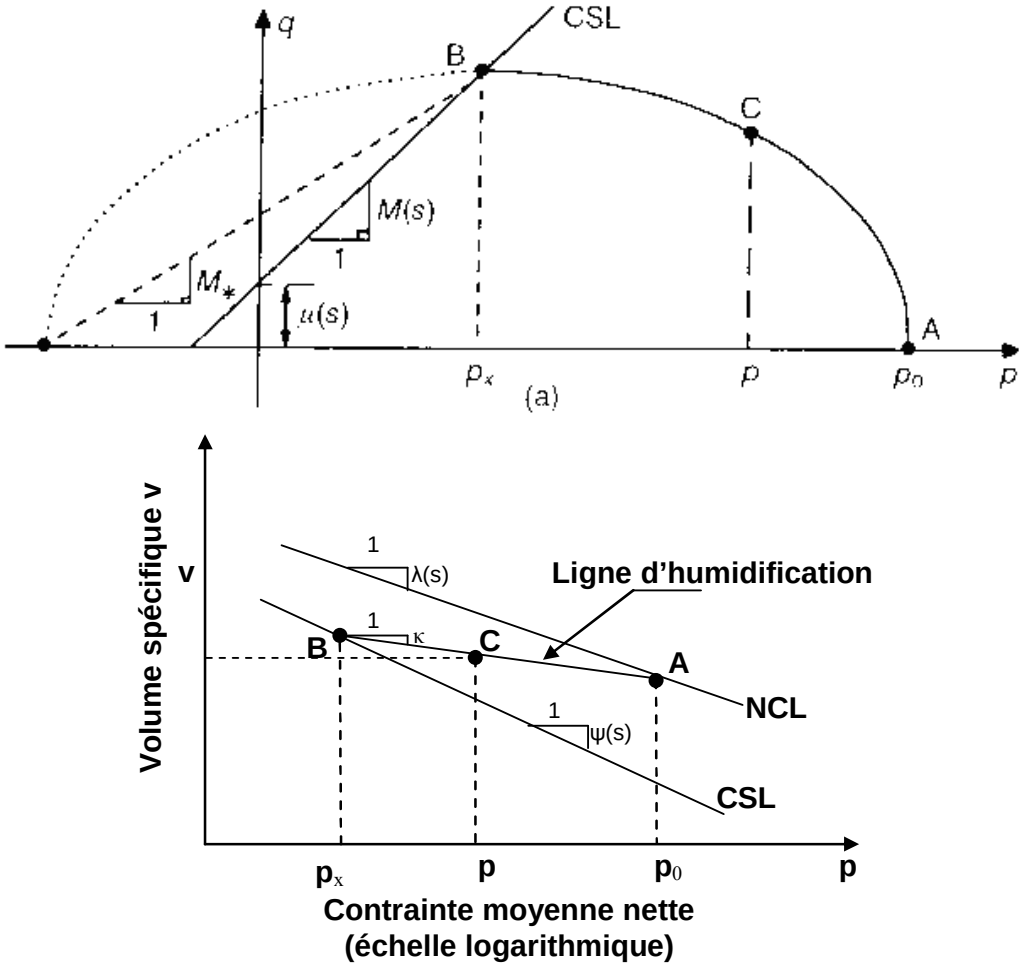


Figure 2.25. Courbes d'état critique à succion constante dans le plan (p, q)

Donc, la forme la plus évidente pour la courbe critique LC est, dans le plan (p, q), une ellipse qui passe par le point A ($p = p_0$, $q = 0$) et le sommet B ($p = p_x$, $q = M(s).p_x + \mu(s)$), ce qui est équivalent au modèle Cam Clay modifié pour les sols saturés (Roscoe et Burland, 1968) (Figure 2.25). Si l'ellipse est prolongée de l'autre côté du point B dans le plan (q, p), la pente M_* de la droite reliant B et D peut être donnée par :

$$M_* = \frac{M(s) \cdot p_x + \mu(s)}{p_0 - p_x} \quad . \tag{2.75}$$

La courbe d'état critique passant par A et B a pour équation :

$$q^2 = M_*^2 \cdot (p_0 - p)(p + p_0 - 2p_x) \tag{2.76}$$

2.2.8. Cui, Delage et Sultan (1995)

Ce modèle permet de modéliser l'anisotropie induite par le compactage. Il décrit le comportement des sols compactés dans le même cadre que le modèle d'Alonso avec une autre surface d'état dans le plan (p, q). Ils partent des résultats des essais triaxiaux à succion osmotique contrôlée sur un limon à l'Optimum Proctor Normal.

La formule de la surface de charge utilisée dans ce modèle est celle proposée par Yasufuku *et al*. (1991), basée sur des travaux réalisés sur un sable surconsolidé anisotropiquement. C'est une équation logarithmique (Figure 2.28) :

$$F = (\eta - \alpha)^2 + 2N \cdot (N - \alpha) \cdot \ln \frac{p}{p_\alpha} = 0 \text{,} \tag{2.77}$$

où η = q/p, q désigne la contrainte déviatorique, p désigne la contrainte moyenne, α et N sont les paramètres du modèle, qui sont respectivement les valeurs de η quand $dq/dp \to \infty$ et quand dq/dp = 0 et p_α est relié à la contrainte de préconsolidation p_0 à l'état non saturé, par la relation :

$$p_\alpha = p_0 \cdot \exp\left(\frac{\alpha^2}{2N \cdot (N - \alpha)} \right) \text{.} \tag{2.78}$$

Écrouissage en succion

Afin d'adapter la formulation aux sols non saturés et au modèle d'écrouissage en succion, les variations du paramètre p_0 (pression de préconsolidation) ont été définies en fonction de la succion. L'équation de la courbe LC du modèle d'Alonso *et al*. (1990) est utilisée :

$$\left(\frac{p_0(s)}{p^c} \right) = \left(\frac{p_0(0)}{p^c} \right)^{\left[\lambda(0) - \kappa \right] / \left[\lambda(s) - \kappa \right]} \tag{2.79}$$

$$\lambda(s) = \lambda(0) \left[(1 - r) . \exp(-\beta s) + r \right] \tag{2.80}$$

où λ(0) est la pente plastique de la courbe de compressibilité à l'état saturé, r désigne une constante reliée à la rigidité maximale du sol, $r = \lim_{s \to \infty} \frac{\lambda(s)}{\lambda(0)}$, β le facteur de contrôle de l'augmentation de la rigidité du sol avec la succion et p_c la pression de référence.

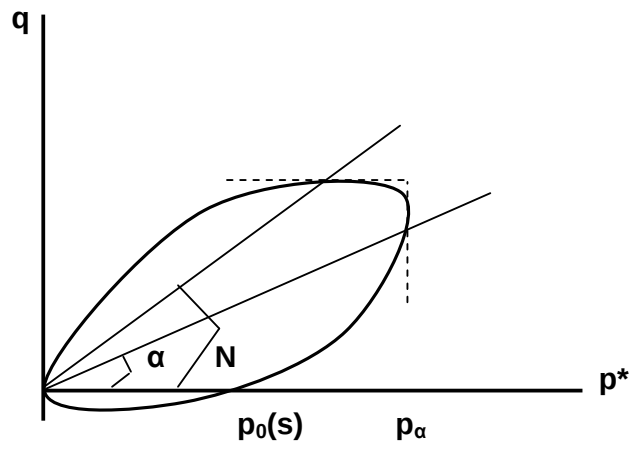


Figure 2.26. Représentation de la surface de charge dans le plan (p, q) (modèle de Cui *et al*., 1995)

Loi d'écoulement

Cui (1993) a établi que l'écoulement plastique du limon de Jossigny compacté à l'Optimum Proctor Normal est non associé et gouverné par un potentiel plastique hyperbolique :

$$\frac{d\varepsilon_s^p}{d\varepsilon_v^p} = \frac{\mu}{\eta_r - \eta}. \qquad (2.81)$$

Expérimentalement, la relation ci-dessus est observée en traçant les variations de $\frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_s^p}$ en fonction de η. Dans la zone plastique, un segment de droite a été observé ; sa pente donne la valeur de 1/μ. Cette pente est indépendante de la succion et η_r est la valeur de η quand $\frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_s^p} = 0$.

Ce modèle permet de modéliser l'anisotropie induite par le compactage. Il décrit le comportement des sols compactés dans le même cadre que la modèle d'Alonso *et al*. (1990) avec une autre surface d'état dans le plan (p, q). La détermination de ses paramètres est également difficile ; une analyse des résultats d'essais en laboratoire est nécessaire pour les obtenir.

2.2.9. Cui et Delage (1996)

Par ailleurs, Cui et Delage (1996) ont étudié le comportement mécanique d'un limon compacté, en tenant en compte l'effet du cisaillement sur les variations volumiques. Le modèle reste dans le cadre du modèle élasto-plastique pour les sols non saturés établi par Alonso *et al*. (1990). L'étude des résultats

expérimentaux permet de modéliser la surface d'état par une ellipse inclinée d'équation (Figure 2.27) :

$$F = b^2(p\theta + q\sin\theta - c)^2 + a^2(-p\sin\theta + q\cos\theta - c)^2 - a^2b^2 = 0, \quad (2.81)$$

où a et b sont les longueurs des axes majeur et mineur de l'ellipse, c et θ désignent la position et l'inclinaison de l'ellipse et p et q sont les contraintes moyenne et déviatorique. a, b, c, et θ dépendent de la pression de préconsolidation en compression isotrope $p_0(s)$ et des paramètres du modèle $p_k(s)$, et $p_s(s)$ avec :

$$p_k(s) = M_k.p_0 \ , \quad (2.82)$$

où M_k est un paramètre du modèle qui varie entre 1,8 et 2,1, $p_s(s)$ est l'intersection de l'ellipse et l'axe des contraintes moyennes p. La détermination expérimentale de ce paramètre reste difficile. Dans le modèle d'Alonso *et al*. (1990), une variation linéaire de ce paramètre avec la succion a été exprimée par l'équation :

$$p_s = \mu \cdot s. \quad (2.83)$$

La loi d'écoulement est la même que celle proposée par Cui, Delage et Sultan (1995).

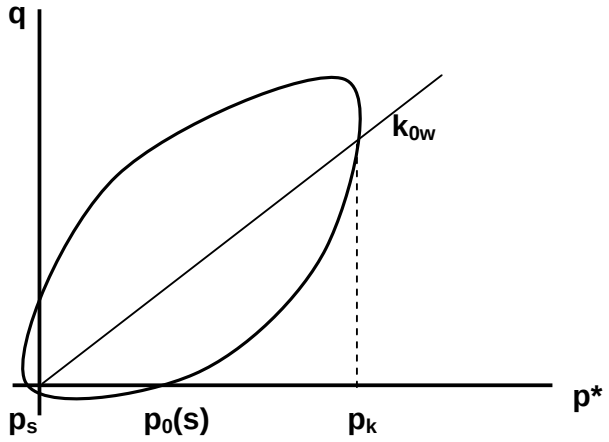


Figure 2.27. Représentation de la surface de charge dans le plan (p, q) (modèle de Cui et Delage, 1996)

2.2.10. Bolzon, Schrefler et Zienkiewicz (1996)

Ce modèle est une généralisation du modèle de Bishop *et Al.* (1963) pour les sols saturés. La contrainte effective de Bishop *et Al.* (1963) et la succion ont été introduites comme variables indépendantes. Les paramètres d'écrouissage ont été également modifiés.

La contrainte effective selon Bishop est :

$$p' = p - u_a + \chi(u_a - u_w) \quad (2.84)$$

où p' désigne le tenseur des contraintes effectives, p le tenseur des contraintes totales, u_w et u_a les pressions de l'eau et de l'air et χ le coefficient de Bishop.

La contrainte effective peut s'écrire en termes de contrainte nette et de succion. En supposant $\chi = S_r$, cette relation devient :

$$p' = p^* + S_r s \tag{2.85}$$

où p* désigne la contrainte nette, s la succion, et S_r le degré de saturation.

La déformation volumique plastique, obtenue lors d'un chargement en compression isotrope, est donnée par :

$$d\varepsilon_v^p = \frac{1}{H}\left[\frac{(1+c)^2 M_f M_g}{\sqrt{[1+(1+c)^2 M_f^2]}\sqrt{[1+(1+c)^2 M_g^2]}}\right] d(p^* + S_r s) \tag{2.86}$$

ou

$$d\varepsilon_v^p = \frac{1}{H_0}\frac{dp'}{p'} = \frac{1}{H_0}\frac{d(p^* + S_r s)}{p^* + S_r s} \tag{2.87}$$

où M_f désigne la pente de la courbe d'état critique (CSL), M_g la pente de la courbe de dilatance nulle, c un paramètre du modèle et H_0 est un paramètre lié au module de plasticité H, qui dépend des caractéristiques du sol. H est défini par :

$$H = H_0 \cdot (p^* + S_r \cdot s) . \tag{2.88}$$

Pour un essai de compression isotrope, la déformation volumique plastique s'écrit :

$$d\varepsilon_v^p = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \cdot \frac{d(p^* + S_r \cdot s)}{(p^* + S_r \cdot s)} . \tag{2.89}$$

Donc, le module H_0 peut être déduit de l'expression :

$$H_0 = \frac{1 + e_0}{\lambda - \kappa} , \tag{2.90}$$

où e_0 désigne l'indice des vides initial et κ et λ sont les pentes élastique et plastique de la courbe de compressibilité d'un essai œdométrique dans le plan (e, lnp).

Pour tenir compte des variations de la succion, une modification du module plastique H est nécessaire :

$$H = H_0 \tilde{H}_w (p^* + S_r s) , \tag{2.91}$$

où $\tilde{H}_w$ peut être exprimé par :

$$\tilde{H}_w = 1 + as \tag{2.92}$$

ou
$$\tilde{H}_w = \left[1 + b_1(\exp(-b_2 s) - 1)\right]^{-1} \tag{2.93}$$

ou encore

$$\tilde{H}_w = 1 + \left[a_1 \exp(-(p^* + S_r s)) - a_2\right] s \,. \tag{2.94}$$

Comme dans l'équation (2.89), avec la variation de la succion, la déformation vaut :

$$d\varepsilon_v^p = \frac{\lambda(s) - \kappa}{1 + e_0} \frac{d(p^* + S_r s)}{(p^* + S_r s)} \,, \tag{2.95}$$

d'où
$$H_0 \tilde{H}_w = \frac{1 + e_0}{\lambda(s) - \kappa} \,. \tag{2.96}$$

La surface de charge pour ce modèle est donnée par :

$$F = q - M_f p' \left(1 + \frac{1}{c}\right) \left[1 - \left(\frac{(p^* + S_r s)}{p_0}\right)^c\right] \tag{2.97}$$

où p_0 est la pression de préconsolidation et q désigne la contrainte déviatorique.

Cette surface permet de définir la direction du chargement – déchargement :

$$\mathbf{n}_f = \frac{\partial F}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \Big/ \left|\frac{\partial F}{\partial \boldsymbol{\sigma}}\right| \tag{2.98}$$

si $\mathbf{n}_f \cdot d\boldsymbol{\sigma} < 0$: le déchargement est élastique ;
si $\mathbf{n}_f \cdot d\boldsymbol{\sigma} = 0$: le chargement est neutre ;
et si $\mathbf{n}_f \cdot d\boldsymbol{\sigma} > 0$: le chargement est plastique.

La figure 2.28 représente la surface de charge pour c = 1. C'est une famille de paraboles d'équation :

$$F = q - 2 \cdot M_f \cdot \left[(p^* + S_r \cdot s) - \frac{(p^* + S_r \cdot s)^2}{p_0}\right] \tag{2.99}$$

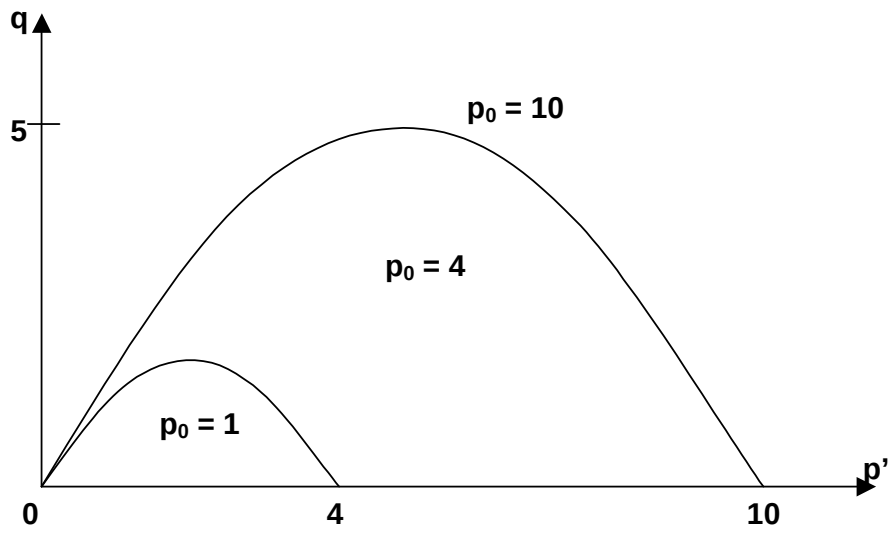


Figure 2.28. Surface de charge dans le plan (p', q)

La surface critique LC est donnée par deux équations différentes, en fonction de la pression de préconsolidation :

$$p = p^* + i \cdot s \qquad \text{ou} \qquad \frac{p_0}{p_c} = \left(\frac{p^*_0}{p_c} \right)^{\tilde{H}_w} \qquad (2.100)$$

avec $\tilde{H}_w = \frac{\lambda(0) - \kappa}{\lambda(s) - \kappa}$,

où i est un paramètre du modèle, p* désigne la contrainte nette moyenne, p_0 la pression de préconsolidation, p^*_0 la pression de préconsolidation à l'état saturé, p_c la pression de référence et s est la succion.

Ce modèle a été comparé aux résultats expérimentaux obtenus par Bolzon, Schrefler et Zienkiewicz (1996). Un bon accord entre les résultats numériques et les résultats expérimentaux a été obtenu pour les essais sur chemins de chargement isotrope.

2.2.11. Dangla, Malinsky et Coussy (1997)

Pendant le processus de séchage-humidification, les courbes succion-teneur en eau présentent généralement un phénomène d'hystérésis. Dangla *et al*. (1997) ont proposé une extension du modèle d'Alonso *et al*. (1990) dans le but de faire une description complète du comportement des sols non saturés dans un modèle unique.

Dans cette approche, les concepts de base de plasticité sont prolongés aux milieux poreux partiellement saturés sous le nom poroplasticité. Ce modèle fait intervenir une nouvelle variable d'état interne : la teneur en eau volumique plastique.

2.2.11.1. Comportement poroplastique

Le squelette (les particules solides) est considéré comme indéformable et les transformations sont isothermes. Le degré de saturation est défini comme :

$$S_w = \Phi_w/\Phi \tag{2.101}$$

où Φ_w est la teneur en eau, Φ_a est la teneur en air, et $\Phi = \Phi_w + \Phi_a$.

La figure 2.29 montre une représentation idéalisée du comportement poroplastique.

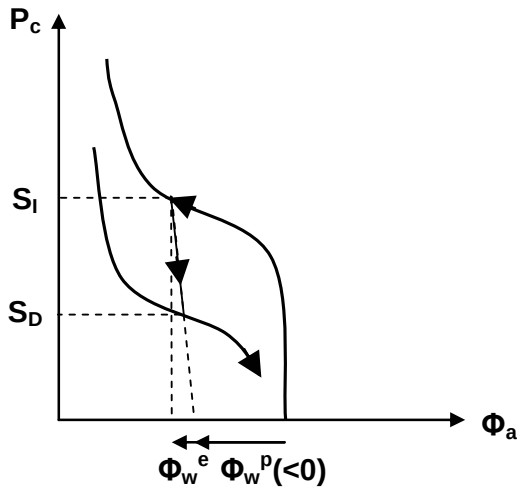


Figure 2.29. Idéalisation de la relation entre la pression capillaire et le degré de saturation

La teneur en eau est exprimée comme :

$$\Phi_w - \Phi_{w0} = \Phi_w^e + \Phi_w^p \tag{2.102}$$

où Φ_w^e et Φ_w^p sont les variations réversible et irréversible de la teneur en eau volumique et Φ_{w0} est la teneur en eau initiale.

Le domaine élastique est limité par deux paramètres d'écrouissage s_D et s_I. Il est défini par la fonction scalaire :

$$f(p_c, s_M, \pi) = \left| \; p_c - s_M \; \right| - \pi \leq 0 \tag{2.103}$$

où $s_M = (s_I + s_D)/2$ et $\pi = (s_I - s_D)/2$, p_c est la succion ou la pression capillaire.

Pour un déchargement élastique, les équations suivantes sont données :

$$d\varepsilon^e = -\kappa \frac{d(\sigma + p_a \cdot 1)}{\sigma + p_a \cdot 1} - \kappa_s \frac{dp_c}{p_c + p_{atm}} \cdot \mathbf{1} \tag{2.104}$$

$$d\Phi_w^e \cdot 1 = \kappa_s d\left(\frac{\sigma + p_a \cdot 1}{p_c + p_{atm}} \right) - N(p_c) dp_c \cdot \mathbf{1} \tag{2.105}$$

où ε^e est la déformation élastique, Φ_w^e la teneur en eau élastique, κ et κ_s les paramètres du sol donnés par Alonso *et al*. (1990), σ la contrainte totale, p_c la succion, p_w et p_a sont les pressions d'eau et d'air, p_{atm} la pression atmosphérique et $N(p_c)$ la pente de la courbe drainage.

2.2.11.2. Surface d'état

Alonso *et al*. (1990) ont défini le domaine réversible à l'aide de deux surfaces d'état f_1 et f_2. Pour décrire la courbe d'imbibition, une troisième surface d'état a été ajoutée. Le domaine poroplastique résultant, dans l'espace (p, q, p_c) avec $p = -\sigma - p_a$ et $q = \sqrt{\frac{3}{2} \cdot s_{ij} \cdot s_{ji}}$, est représenté sur la figure 2.30.

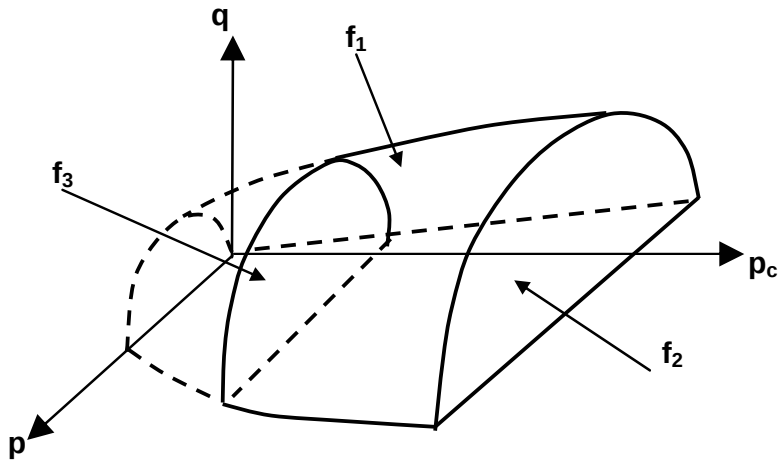


Figure 2.30. Représentation des surfaces d'état (modèle de Dangla *et al*., 1997)

Les trois fonctions d'états f_1, f_2 et f_3 ont été définies en termes de variables de contraintes p, q, p_c :

$$f_1(p, q, p_c, p_0) = q^2 + M^2(p + kp_c)(p - p_{LC}) \quad (2.106)$$

$$f_2(p_c, s_l) = p_c - s_l \quad (2.107)$$

$$f_3(p_c, s_D) = s_D - p_c \quad (2.108)$$

où $\left(\frac{p_0}{p^c}\right) = \left(\frac{p_0^*}{p^c}\right)^{\left[\lambda(0)-\kappa\right]/\left[\lambda(p_c)-\kappa\right]}$.

Les constantes M, k, p, $\lambda(0)$, β et r sont les paramètres du sol (Alonso *et al*. 1990). p^*_0, s_l et s_D sont les paramètres d'écrouissage.

2.2.11.3. Lois d'écoulement

La surface d'état f_1 : la loi d'écoulement adoptée est une loi associée. Elle indique l'évolution de (ε_{ij}^p, - Φ_w^p) par :

$$d\varepsilon^e = \delta\lambda\, h\,(\sigma + p_a.1,\, p_c\,,\, \zeta_n\,) \tag{2.109}$$

$$d\Phi_w^p = \delta\lambda\, h_\Phi\,(\sigma + p_a.1,\, p_c\,,\, \zeta_n\,) \tag{2.110}$$

où ζ_n sont les paramètres d'écrouissage, h et h_Φ les fonctions qui définissent la direction d'écoulement plastique et $\delta\lambda$ un multiplicateur plastique non négatif.

Par manque de connaissance, l'incrément de la teneur en eau plastique est supposé nul :

$$d\varepsilon^p = -\delta\lambda \cdot \frac{\partial f_1}{\partial p} \qquad de^p = -\delta\lambda \cdot \frac{\partial f_1}{\partial s} \qquad d\Phi_w^p = 0 \tag{2.111}$$

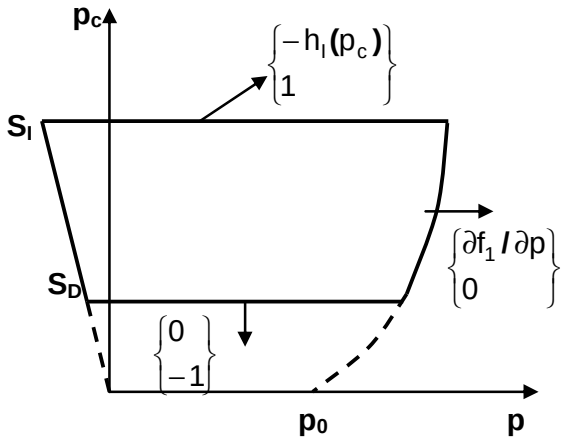


Figure 2.31. Surfaces d'état dans le plan (p,p_c) et direction du vecteur d'écoulement plastique (-$d\varepsilon^p$,- $d\Phi^p_w$)

La surface d'état f_2 : les incréments de déformation déviatorique plastique sont nuls. Conformément au modèle d'Alonso *et al*. (1990) et à la courbe de drainage, ces relations sont écrites sous la forme :

$$d\varepsilon^p = -\delta\lambda \cdot h_I(p_c) \qquad de^p = 0 \qquad d\Phi_w^p = -\delta\lambda \tag{2.112}$$

où $h_I(p_c) = -\dfrac{\lambda_s - \kappa_s}{(p_c + p_{atm}) \cdot H_I(p_c)}$, λ_s et κ_s sont les paramètres du sol donnés par le modèle d'Alonso, p_c est la succion, p_{atm} la pression atmosphérique et H_I une fonction liée à la courbe de drainage.

La surface d'état f_3 : Les incréments de déformation volumique plastique sont nuls.

$$d\varepsilon^p = 0 \qquad de^p = 0 \qquad d\Phi_w^p = -\delta\lambda \tag{2.113}$$

2.2.11.4. Lois d'écrouissage

Les paramètres d'écrouissage sont p_0, s_I, et s_D. Conformément au modèle d'Alonso *et al*. (1990), l'écrouissage de la surface f_1 est donné par :

$$\frac{dp_0^*}{p_0^*} = \frac{1}{\lambda(0) - \kappa} \cdot d\varepsilon^p . \tag{2.114}$$

Le mouvement des deux surfaces f_2 et f_3 est contrôlé par :

$$H_I(s_I)ds_I = -d\Phi_w^p , \tag{2.115}$$

$$H_D(s_D)ds_D = -d\Phi_w^p . \tag{2.116}$$

En combinant les équations (2.111) et (2.114), on obtient :

$$\frac{ds_I}{s_I + p_{atm}} = -\frac{1}{\lambda_s - \kappa_s} d\varepsilon^p . \tag{2.117}$$

2.2.12. Rifa'l, Vulliet et Laloui (2002)

Ce modèle est une simplification d'autres modèles proposés auparavant, dans un cadre général d'élastoplasticité. La formulation mathématique de ce modèle est basée sur la décomposition habituelle des incréments de déformation séparés en une partie élastique et une partie plastique :

$$d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^p . \tag{2.118}$$

2.2.12.1. Composante élastique

On suppose que l'incrément de déformation élastique résulte de l'addition d'un terme mécanique et d'un terme hydrique :

$$d\varepsilon^e = d\varepsilon_m^e + \frac{1}{3} d\varepsilon_h^e \tag{2.119}$$

où $d\varepsilon_m{}^e$ est la déformation mécanique élastique associée à la variation de contrainte effective (au sens de Terzaghi) et $d\varepsilon_h{}^e$ est la déformation réversible associée à la variation de la succion.

2.2.12.2. Composante plastique

L'incrément plastique de contrainte est obtenu par deux approches : une extension du modèle de Drücker-Prager en ajoutant l'influence de la succion et une simplification du modèle de HiSS $\delta_{1\text{-unsat}}$.

- **Drücker-Prager non saturé (modèle de DP-s)**

L'équation de la surface d'état F (Figure 2.32) est écrite sous la forme :

$$F = (J_{2D})^{1/2} - \alpha_{DP} J_1' - k_s \qquad (2.120)$$

où J_{2D} est le deuxième invariant du tenseur des contraintes, J_1' est le premier invariant du tenseur des contraintes effectives $J_1' = 3p' = 3(p - u_w)$, α_{DP} est un paramètre constant du sol et k_s est la succion.

La valeur de α_{DP} et de k_s peut être exprimée en termes d'angle de frottement φ' et de cohésion c'. Rifa'l, Vulliet et Laloui (2002) supposent dans ce modèle que φ' est constant (indépendant de la succion) et que c' dépend de la succion :

$$k_s = k \quad \text{pour} \quad s < s_e$$
$$k_s = k + r_s.[p_a(s - s_e)]^{1/2} \quad \text{pour} \quad s \geq s_e$$

où r_s est un paramètre d'évolution sans dimension, s_e la valeur critique de la succion et p_a la pression de référence.

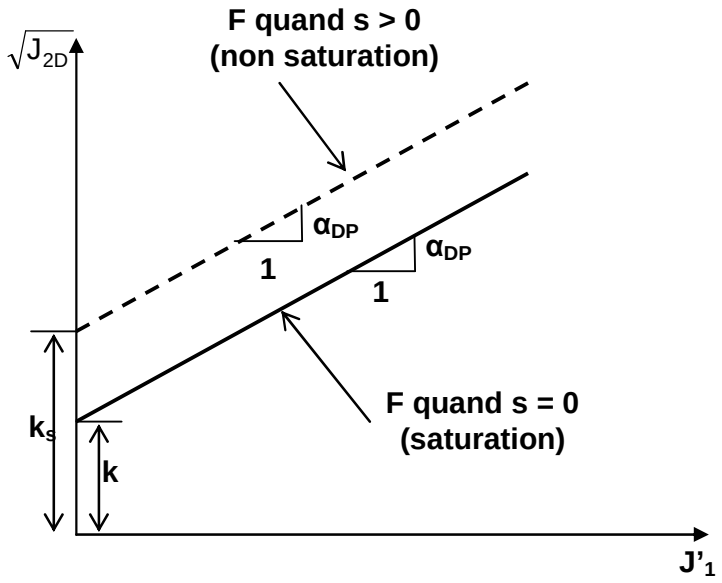


Figure 2.32. Surface d'état du modèle DP-s, (*Rifa'l et al*., 2002)

- **La loi d'écoulement**

La non associativité ne peut pas être négligée et elle est prise en compte dans l'expression du potentiel plastique Q:

$$Q = (J_{2D})^{1/2} - \alpha_{Q\text{-}DP} J_1' - k_s$$

où $\alpha_{Q-DP} = \frac{2\sin\psi}{\sqrt{3}(3-\sin\psi)}$ et Ψ est l'angle de dilatance. (2.121)

- **Modèle simplifié de HiSS**

C'est une simplification du modèle de HiSS $\delta_{1\text{-unsat}}$ (qui décrit le comportement élastoplastique des sols non saturés) développé par Geiser *et al*. (2000) et Geiser (1999). Le modèle de HiSS est formulé dans le cadre de l'écrouissage plastique en utilisant la contrainte effective et la matrice de succion comme deux variables de contraintes indépendantes.

La simplification de ce modèle concerne le comportement hydrique. Le modèle proposé suppose qu'il n'y a aucune déformation plastique hydrique (déformation irréversible) quand $s \leq s_e$. Ce modèle a également une seule surface d'état, tandis que le modèle complet (HiSS) en comporte deux.

La surface d'état (Figure 2.32) a pour équation :

$$F = \frac{J_{3D}}{p_a^2} - \underbrace{\left[-\alpha\left(\frac{J_1'+R}{p_a}\right)^n + \gamma\left(\frac{J_1'+R}{p_a}\right)^2\right]}_{F_b}\underbrace{\left(1-\beta.\overline{S_r}\right)^{-0.5}}_{F_s}, \quad (2.122)$$

où J_{3D} est le troisième invariant du tenseur des contraintes déviatoriques, p_a est la pression atmosphérique constante, α, γ et β sont des paramètres, $\overline{S_r}$ est le rapport de contraintes et R est un paramètre du modèle. Le paramètre R_0 à l'état saturé est déterminé à partir de la cohésion c' par :

$$R_0 = \frac{c'}{\sqrt{3\gamma F_s}}. \quad (2.123)$$

Pour le cas non saturé, l'évolution de ce paramètre avec la succion est exprimée sous la forme suivante :

$$\begin{aligned} R &= R_0 && \text{pour } s < s_e \\ R &= R_0 + r.[p_a(s-s_e)]^{1/2} && \text{pour } s \geq s_e \end{aligned} \quad (2.124)$$

où r est un paramètre d'évolution de R. Le paramètre n est le paramètre de changement de phase lié à l'état de contrainte auquel la transition du tassement à la dilatation se produit ou bien à la fin des changements de volume. Il est exprimé comme suit :

$$n = \frac{2}{1-\left(\frac{J_{2D}}{J_1'^2}\right)\frac{1}{\left(1-\beta\overline{S_r}\right)^{-0.5}\gamma}}. \quad (2.125)$$

Le paramètre α, qui apparaît dans l'équation (2.122) est le paramètre d'écrouissage lié à la déformation plastique volumique défini comme :

$$\alpha = a_1 / \zeta^{\eta 1}, \tag{2.126}$$

où η_1 et a_1 sont les paramètres donnant l'évolution de l'écrouissage. ζ est le chemin des contraintes plastiques totales, donné par :

$$\zeta = \int (d\varepsilon^p \cdot d\varepsilon^p)^{1/2} . \tag{2.127}$$

Dans l'équation (2.126), le paramètre a_1 est une fonction de la succion. Il décrit l'évolution de la surface d'état avec l'augmentation de la succion et est donné par :

$$\begin{aligned} a_1 &= a_{10} && \text{pour } s < s_e \\ a_1 &= a_{10}\{0{,}9 \exp(-a_2[s-s_e]) + 0{,}1\} && \text{pour } s \geq s_e \end{aligned} \tag{2.128}$$

où a_{10} est la valeur du paramètre a_1 à l'état saturé. Le paramètre a_2 décrit l'évolution du paramètre a_1 quand $s \geq s_e$.

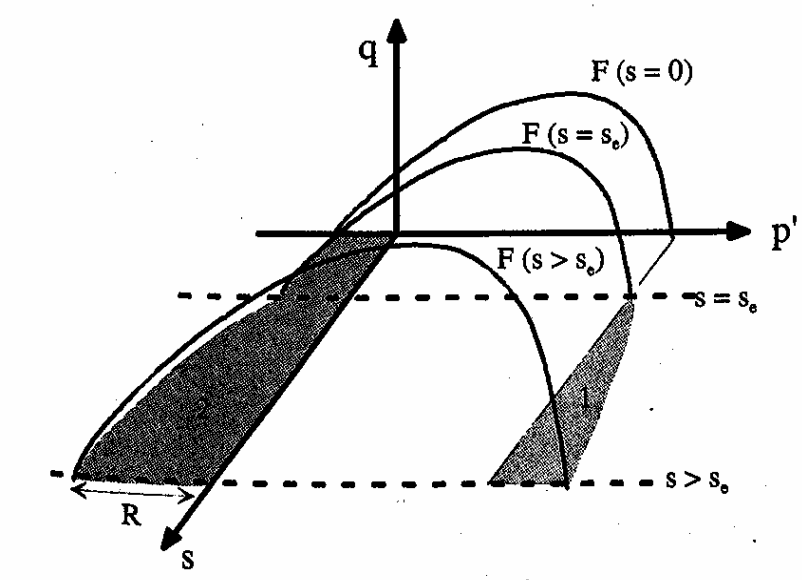


Figure 2.33. Surface d'état du modèle HiSS simplifié

- **La loi d'écoulement**

Pour des états de contraintes proches de la ligne ultime, la dilatance sera surestimée si l'on ne tient pas compte d'une loi d'écoulement non associée, (Geiser, 1999). Ceci conduit à l'introduction du potentiel plastique Q exprimé comme :

$$Q = \frac{J_{2D}}{p_a^2} - \left[-\alpha_Q \left(\frac{J_1' + R}{p_a} \right)^n + \gamma \left(\frac{J_1' + R}{p_a} \right)^2 \right] \left(1 - \beta \overline{S_r}\right)^{-0.5}, \tag{2.129}$$

$$\alpha_Q = \alpha + \underbrace{\left(\kappa_\infty + \frac{\kappa_0 - \kappa_\infty}{\alpha_0} \right)}_{\kappa} (\alpha - \alpha_0)(1 - r_v). \qquad (2.130)$$

où $r_v = \zeta_v / \zeta$, ζ_v est la partie volumique de ζ, α_0 est la valeur de α au début du chargement de cisaillement, κ_0 est le paramètre de l'écoulement plastique non-associé au début de l'essai et κ_∞ correspond à la pente finale dans $\varepsilon_1 - \varepsilon_v$.

2.3. Conclusion

L'application du concept de contrainte effective aux sols saturés a fait l'objet de diverses critiques. La principale est qu'il ne permet pas de décrire le comportement des sols non saturés sur un chemin d'humidification ou de séchage. Pour mieux décrire ce comportement, l'approche en variables indépendantes, qui utilise comme variables d'état la contrainte nette et la succion, a été développée.

Au cours des deux dernières décennies, de nombreuses recherches ont contribué à modéliser les sols non saturés en se basant sur l'approche en variables indépendantes. L'amélioration de ces modèles s'est accompagnée par une augmentation continue du nombre de paramètres. La détermination de ces derniers reste jusqu'au présent difficile. Elle s'effectue, généralement, à partir des résultats d'essais en laboratoire.

Pour le travail présenté dans ce mémoire, nous avons utilisé le modèle élastoplastique proposé par Alonso *et al*. (1990). Ce modèle a donné des résultats satisfaisants, limités vis-à-vis de l'irréversibilité des cycles hydriques. L'incorporation de l'hystérésis dans la formulation des lois de comportement reste difficile, puisque la saturation intervient indirectement. Donc, une amélioration de ce modèle reste aussi nécessaire.

Partie 2

COMPORTEMENT DE DEUX OUVRAGES EN SOLS NON SATURÉS

Introduction

Le comportement des sols non saturés est complexe et son étude est abordée suivant différentes approches. Trois types d'activités participent au développement de la mécanique des sols non saturés : l'observation et les mesures sur ouvrages réels, les essais en laboratoire ou en place et la modélisation numérique.

Chacune de ces activités nécessite des connaissances particulières, mais aucune ne peut se développer sans les deux autres.

À l'heure actuelle, il résulte beaucoup de travaux de recherche des propositions de méthodes de calcul pour évaluer les déformations des ouvrages sous différentes sollicitations (mécanique, hydrique ou combinaison des deux). Elles s'appuient sur des essais appropriés au laboratoire. Malgré le bien fondé de ces méthodes, elles ne peuvent être appliquées à la conception et au dimensionnement des remblais qu'après validation sur des ouvrages en vraie grandeur.

Cette partie du mémoire porte sur l'étude de deux remblais expérimentaux. Le premier remblai expérimental en semi-grandeur, appelé remblai R1, a été construit dans un hall d'essai abrité en utilisant un sol argileux gonflant. Le second remblai expérimental est un ouvrage en vraie grandeur exposé directement aux effets météorologiques naturels (pluie, neige, soleil…). Il représente le comportement de matériaux hétérogènes (deux types de sol limoneux) faiblement compactés à la base du remblai. Dans la suite, ce remblai est appelé R2.

Cette étude avait pour objectif une image détaillée du comportement réel des remblais en sols fins. Dans le dernier chapitre, les résultats de diverses méthodes de calcul sont comparés aux mesures afin de juger de la fiabilité de ces méthodes de calcul.

Chapitre 3

Remblai expérimental en semi-grandeur

3.0. Introduction

Dans le but d'étudier les transferts hydriques dans les remblais en sols argileux, une expérimentation a été réalisée au Centre d'Expérimentation Routière de Rouen (CER) en collaboration avec le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), les Laboratoires Régionaux des Ponts et Chaussées d'Aix en Provence et de Toulouse et l'École Universitaire d'Ingénieurs de Lille (EUDIL). Cette opération a duré trois ans, de 1999 à 2002. Elle concernait « Les sols gonflants utilisés en remblai » faisant partie du thème de recherche « Propriétés des sols gonflants et dimensionnement des ouvrages géotechniques » au LCPC.

3.1. Construction du remblai expérimental R1

3.1.1. Matériaux de construction

L'argile de Bavent, utilisée pour la construction de ce remblai, provient d'une carrière de brique de la région de Rouen. Ce matériau a été sélectionné pour trois motifs :

1. son utilisation en remblai courant est possible selon les critères du Guide des Terrassements Routiers (GTR) qui fixe les règles de choix et de mise en œuvre des matériaux de remblais routiers en France ;
2. une quantité suffisante de ce matériau est disponible en place ;

c'est un matériau gonflant.

L'argile de Bavent se présente sous forme d'un mélange à deux couleurs, beige et grise. Un ensemble d'essais d'identification a été effectué dans plusieurs laboratoires impliqués dans l'action de recherche. Les limites de consistance de ce matériau obtenues dans ces laboratoires sont rassemblées dans le tableau 3.1.

La figure 3.1 montre la courbe granulométrique de l'argile de Bavent (Alshihabi, 2001). Elle est composée de plus de 85% d'éléments fins (D<80µm). Selon les valeurs des limites de consistance du tableau 3.1, ce sol peut être classé comme une argile moyennement plastique (A2) ou plastique (A3) selon la classification GTR.

Tableau 3.1. Caractéristiques physiques de l'argile de Bavent déterminées dans divers laboratoires

		w_P (%)	w_L (%)	I_P (%)
LRPC Aix en Provence	Argile grise	24	53	29
	Argile beige	23	46	23
CER (Rouen)		18	44	26
Laboratoire de Mécanique de Lille (EUDIL)		28	44	16
LCPC - MSRGI		22	48,4	26,4

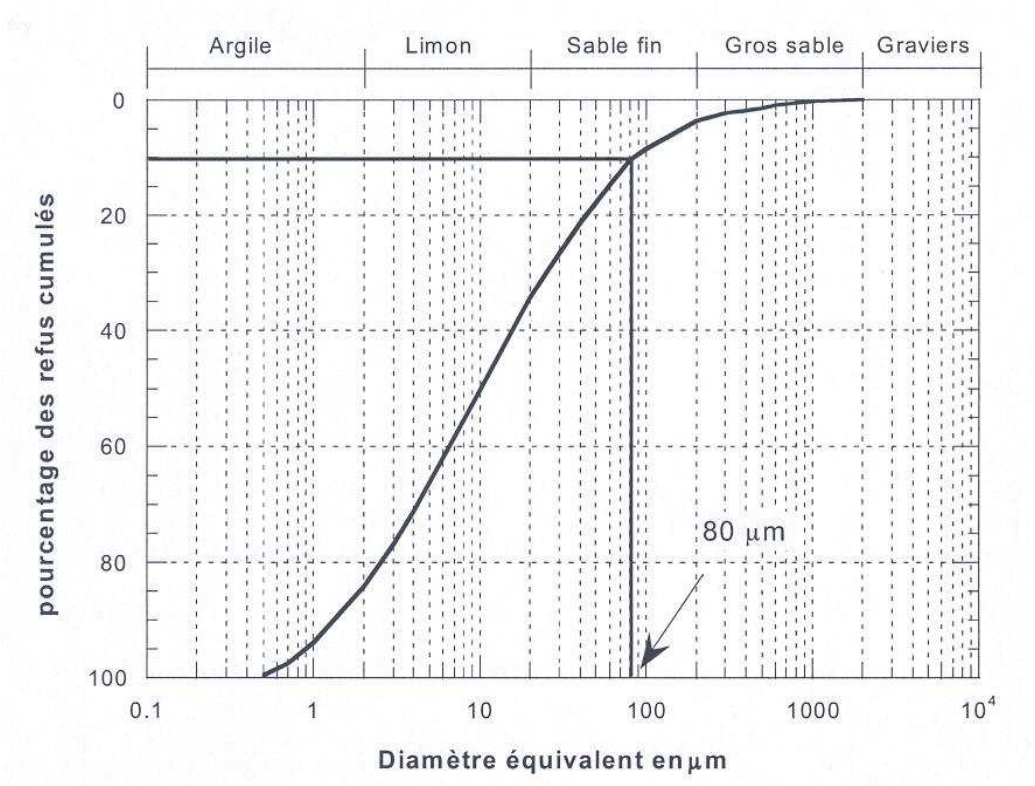


Figure 3.1. Courbe granulométrique de l'argile de Bavent (Alshihabi, 2002)

La figure 3.2 montre les résultats d'un essai Proctor normal réalisé au CER de Rouen. La masse volumique sèche à l'optimum Proctor normal vaut ρ_{dOPN} = 1,71 t/m^3. Elle correspond à une teneur en eau optimale de w_{OPN} = 19,6%.

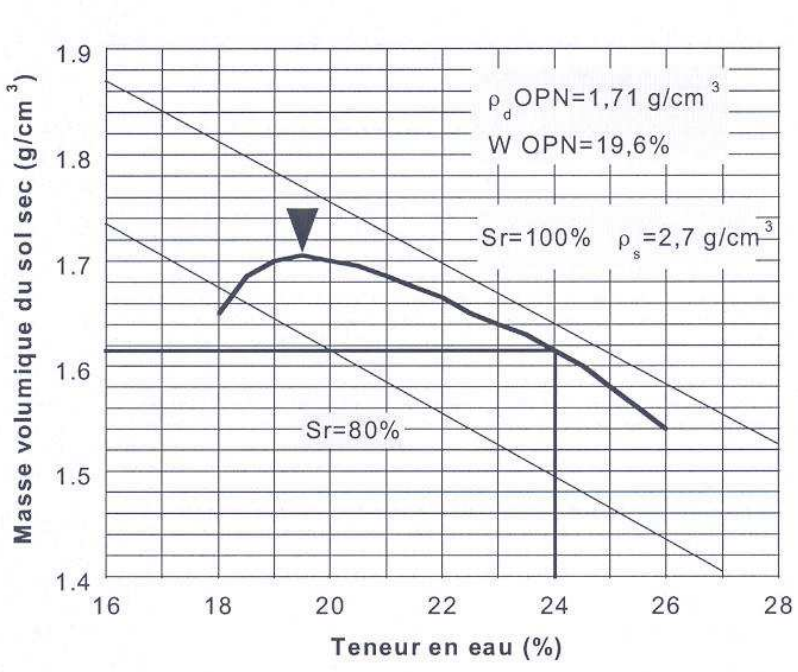


Figure 3.2. Courbe Proctor normal de l'argile de Bavent
(Vinceslas et Khay, 2000)

3.1.2. Construction du remblai

Le remblai R1 a été construit en compactant des couches de 20 cm de matériau, conformément aux indications du GTR (Figure 3.4). Il est divisé en deux parties :

- la première partie est destinée aux essais (bloc B). C'est un bloc d'argile compactée de 4 m de longueur, 1 m de largeur et 0,9 m de hauteur. Cette partie du remblai a été soumise à un cycle d'humidification et de séchage de deux ans et demi ;

- la deuxième partie est un remblai témoin (bloc A), où le matériau est resté naturel (compact sans cycle de chargement hydrique appliqué). Ses dimensions sont : 1,5 m de longueur, 1 m de largeur et 0,9 m de hauteur.

La figure 3.3 montre les dimensions des deux parties du remblai. La figure 3.4 montre la mise en œuvre des deux parties du remblai. Le compactage a été assuré par deux méthodes (pilonneuse et marteau électrique) pour garantir le même compactage au milieu et proche des parois.

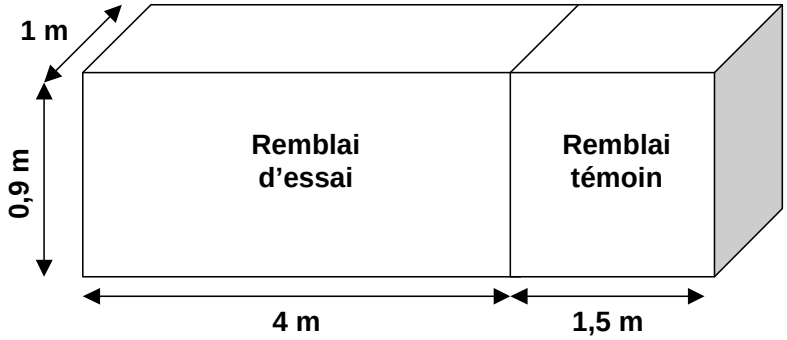


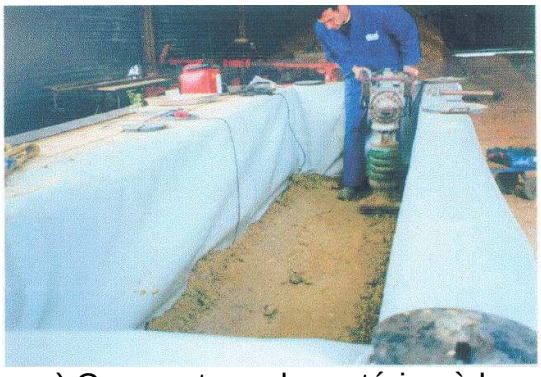
Figure 3.3. Dimensions du remblai R1



a) Enceinte pour recevoir les structures



b) Mise en œuvre du matériau



c) Compactage du matériau à la pilonneuse



d) Compactage du matériau au marteau électrique

Figure 3.4. Construction du remblai R1

3.1.3. Instrumentation du remblai R1

Plusieurs paramètres sont suivis pendant la période d'expérimentation. Le contrôle du gonflement du matériau de remblai est fait suivant deux méthodes :

- d'une part, par implantation de tassomètres à différentes profondeurs dans le remblai. Six capteurs sont installés à l'intérieur du remblai, à 5 cm, 15 cm et 45 cm de la surface. Pour chaque profondeur, deux capteurs sont implantés dans des positions symétriques ;
- d'autre part, un suivi par nivellement est assuré en trois points du remblai d'essai et en deux points du remblai témoin.

Les variations de la teneur en eau sont suivies par des sondes TDR (Time Domain Reflectonetry) implantées selon trois profils :

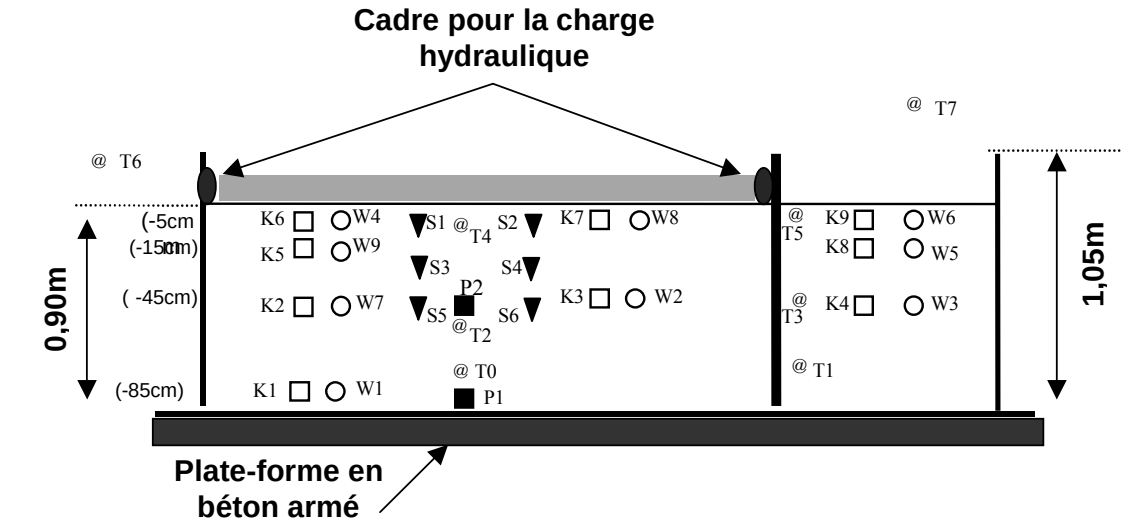
- le premier profil contient quatre sondes placées à quatre niveaux (-5 cm, -15 cm, -45 cm et –85 cm) dans le remblai qui subit un cycle d'humidification et de séchage ;
- le deuxième profil comprend deux sondes, implantées dans le remblai d'essai à 5 cm et 45 cm de profondeur ;
- le troisième profil comprend trois sondes implantées dans le remblai témoin à 5 cm, 15 cm et 45 cm de la surface.

La pression interstitielle est contrôlée au moyen de neuf tensiomètres. Dans la zone testée, on a installé des capteurs sur deux profils (Figure 3.5). Le premier relève les valeurs des pressions à 5 cm, 15 cm, 45 cm et 85 cm de la surface. Dans le deuxième profil, deux niveaux sont suivis : mesures à -5 cm et à -45 cm. Pour la zone témoin, un seul profil de mesure a été équipé, pour enregistrer les pressions à 5 cm, 15 cm et 45 cm de la surface.

Les pressions verticales et horizontales sont également mesurées au sein du remblai R1. Deux capteurs sont implantés dans le bloc expérimental : un capteur de pression est placé horizontalement à la base, pour mesurer la pression verticale, et un deuxième est placé verticalement à 45 cm de profondeur, pour mesurer la pression horizontale.

D'autres paramètres ont été contrôlés pendant cet essai, comme les températures du matériau et de l'air ambiant et la densité du matériau. Ces observations ne sont pas discutées dans ce chapitre.

Les figures 3.5 et 3.6 montrent une coupe et une vue en plan du remblai R1. Elles indiquent l'emplacement de l'ensemble des capteurs dans le remblai. On présente également sur les figures 3.7 et 3.8 les instruments de mesure utilisés et leur mise en place.



Double-sonde gamma

Capteur de pression totale

Tensiomètre

Sonde de teneur en eau

Tassomètre

Point de nivellement

@ Capteur de température

Figure 3.5. Coupe verticale des deux zones du remblai R1

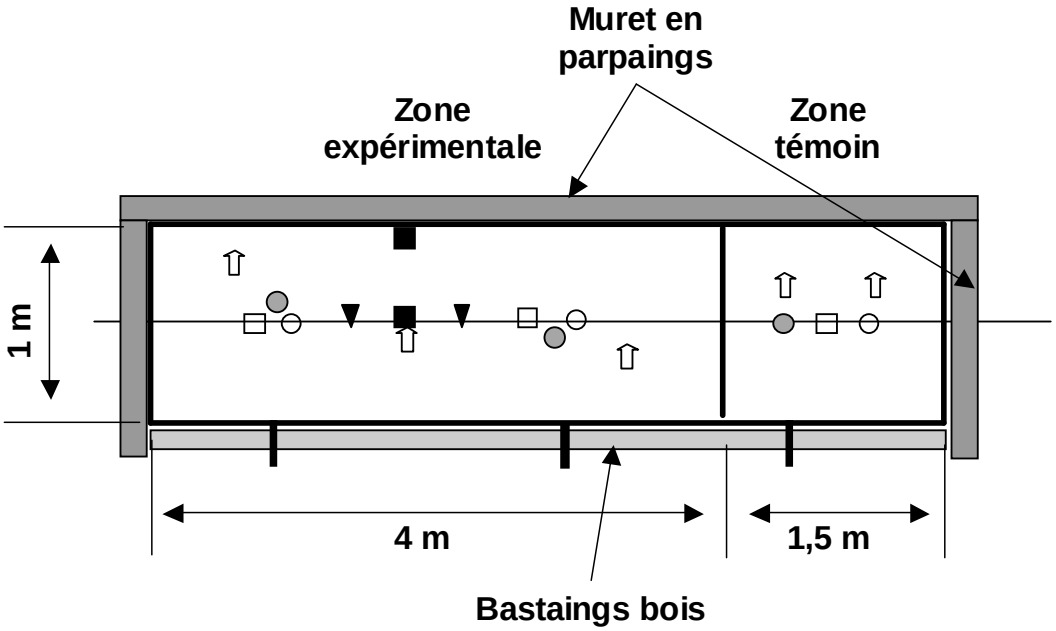
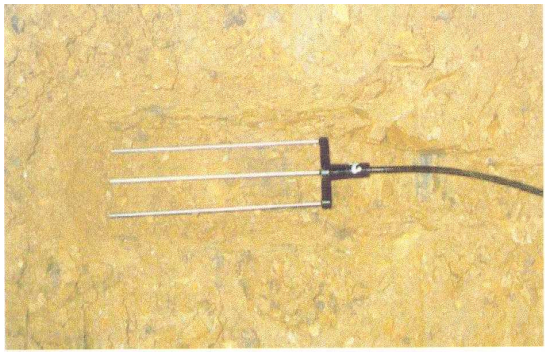


Figure 3.6. Vue en plan des deux zones du remblai R1



a) Tassomètre pour mesurer le déplacement vertical



b) Sonde TDR pour mesurer la teneur en eau volumique



c) Tensiomètre pour mesurer la pression interstitielle

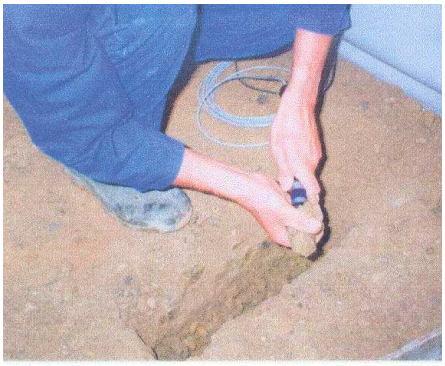


d) Capteur de pression totale

Figure 3.7. Instruments de mesure utilisés dans le remblai R1



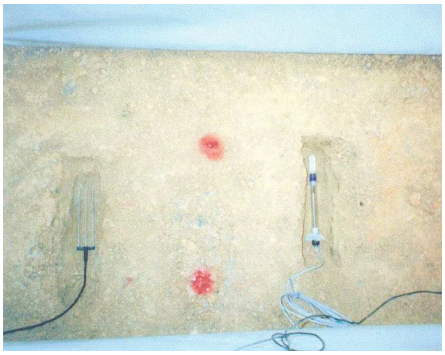
a) Mise en place des tassomètres



b) Mise en place des tensiomètres



c) Mise en place d'une sonde de température



d) TDR, tensiomètre et sonde de température en place

Figure 3.8. Mise en place des instruments de mesure dans le remblai R1

3.2. Suivi du remblai R1

Le suivi du remblai R1 a duré deux ans et demi. Ce remblai a subi un cycle d'humidification (Figure 3.9) et de séchage (Figure 3.10). L'humidification n'a pas commencé immédiatement après le début d'essai. En effet, on a gardé le bloc d'argile sans chargement en notant les déplacements jusqu'à l'équilibre. L'humidification a eu lieu une fois les déformations stabilisées. Cette période de stabilisation a duré 192 jours à peu près.

Pendant l'humidification, la surface de la partie expérimentale était recouverte d'eau, tandis que le remblai témoin était maintenu sans aucun chargement hydrique. Cette phase a duré 320 jours. Le séchage s'est effectué de manière naturelle, en mettant le matériau en contact avec l'air jusqu'à la fin de l'essai.

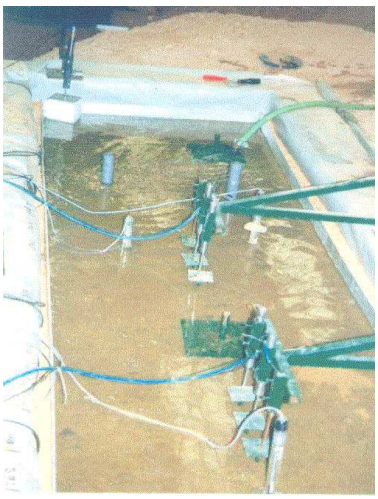
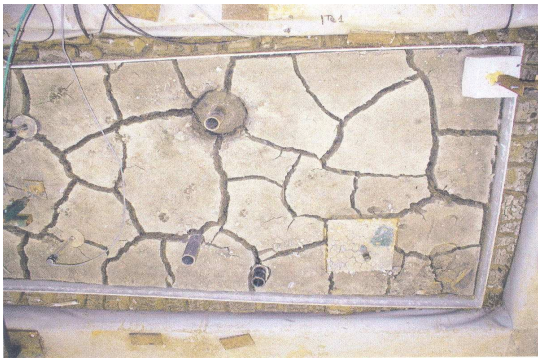
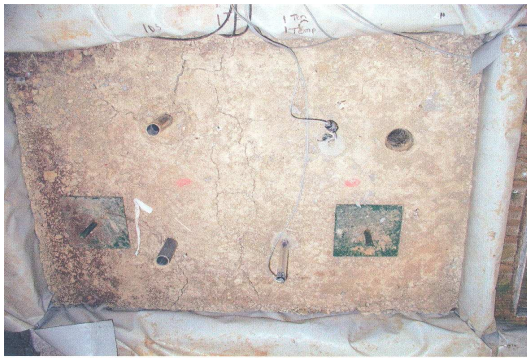


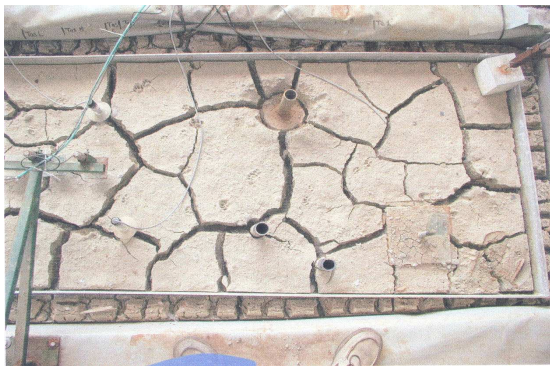
Figure 3.9. Humidification du remblai R1



a) Structure test en fin mai 2001



b) Structure témoin en fin mai 2001



c) Structure test en fin septembre 2001



d) Structure témoin en fin septembre 2001

Figure 3.10. Assèchement du remblai R1

3.2.1. Le gonflement du matériau du remblai R1

a) Suivi par tassomètres

Les mesures de déplacement pendant une période de plus de 900 jours, avec un cycle hydrique, ont permis de tracer les courbes de déplacement (en mm) en fonction du temps (en jours), (Figure 3.11).

La position symétrique des capteurs aurait dû donner les mêmes courbes de gonflement ou des courbes proches les unes des autres (couples de capteurs S1-S2, S3-S4 et S5-S6). Toutes les courbes ont la même allure. Avant la mise à l'eau, aucune déformation n'a été indiquée par le capteur S5 à la profondeur de 45 cm. Par contre, on a noté un faible gonflement du matériau en S6 et un tassement de l'ordre de 1 mm à proximité de la surface (S1 et S2).

Le comportement de l'argile de Bavent au début des mesures a montré la complexité de son état initial. Le remblai expérimental a été édifié en suivant les mêmes procédures que pour les ouvrages réels. Le matériau a donc subi une forte sollicitation due au compactage. Il a atteint la pression de préconsolidation et l'air dans les pores s'est comprimé. Une fois le compactage achevé, le matériau non saturé a réagi en sens inverse pour décomprimer le volume d'air enfermé dans les pores et il a gonflé.

Avant l'humidification, le sol a été en contact avec l'atmosphère, donc dans des conditions de séchage. Le matériau a donc subi une combinaison de deux évolutions opposées : le gonflement dû à la réaction du matériau après le compactage et le retrait dû au séchage à l'air. Ceci explique les résultats obtenus avant l'humidification du remblai. Si l'effet du compactage est plus important que l'effet de la désaturation, on obtient un gonflement, et inversement.

Après l'humidification, le gonflement est maximal à la surface et diminue avec la profondeur. L'effet de l'humidification apparaît en premier dans les couches superficielles et se propage ensuite lentement vers les couches profondes à cause de la faible perméabilité de l'argile.

Au cours de l'imbibition, les couches les plus profondes sont restées moins saturées que les couches de surface. D'autre part, le poids volumique augmente avec la profondeur ; c'est pourquoi on observe un gonflement plus important en surface. Le soulèvement atteint 28 mm à 10 cm de la surface (résultat fourni par le capteur S1).

Au début de l'assèchement du remblai, les courbes ont changé de pentes et on a remarqué un décalage du début de retrait entre les différentes profondeurs ; comme le séchage s'effectue à l'air, les couches les plus proches de la surface évoluent plus tôt. Les courbes sont restées parallèles et ont varié avec les mêmes pentes.

Les mesures des capteurs positionnés d'une manière symétriques ont les mêmes pentes mais sont décalées. On peut expliquer cette différence par la non-homogéneité du sol, puisque le remblai a été construit avec un sol naturel.

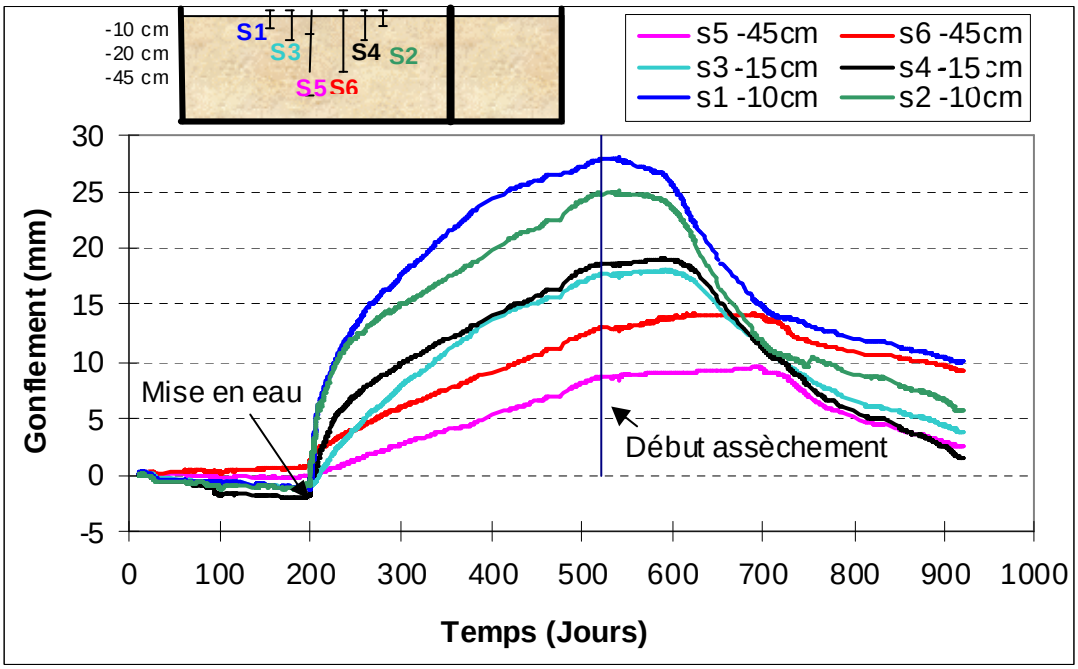


Figure 3.11. Gonflement et tassement mesurés par tassomètre à différentes profondeurs, durant le cycle d'humidification-séchage

b) Suivi par nivellement

Comme on l'a noté auparavant, les mesures de gonflement sont prises sur trois points de nivellement pour la partie expérimentale et deux points de nivellement pour la partie témoin. Dans l'ensemble, les courbes du gonflement par nivellement ont la même forme (Figure 3.12). Pour la partie « témoin », les déformations restent faibles et varient en moyenne entre –2 mm au début de la mise en eau et -10,5 mm pour la dernière mesure. Concernant l'autre partie, le changement de volume le plus important est observé au début de l'humidification, avec une forte pente. Après 100 jours d'humidification, le gonflement a atteint la valeur 38 mm (point NT1). À partir de ce point, le matériau a commencé à se stabiliser. Les points NT2 et NT3 ont donné les mêmes valeurs du gonflement après le séchage. On a remarqué un retrait significatif pour les trois points de nivellement et une réduction de la pente après le 700ème jour.

Les mesures prises aux trois points de nivellement de la zone contrôlée, en particulier le point NT2, ont donné des valeurs très proches entre l'état initial et l'état final. Le domaine élastique n'est probablement pas encore dépassé.

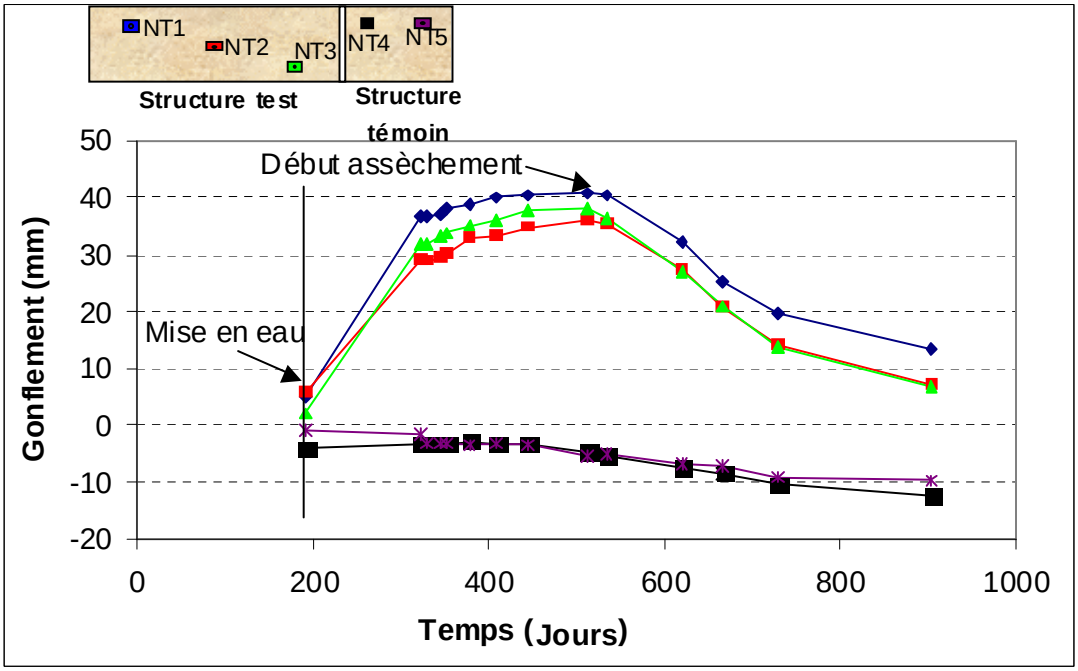


Figure 3.12. Gonflement obtenu par nivellement, à différentes profondeurs durant le cycle humidification-séchage

c) Combinaison des mesures par tassomètre et par nivellement

La figure 3.13 montre l'évolution du gonflement avec la hauteur du remblai R1. Ces courbes représentent des valeurs moyennes obtenues par assemblage des mesures enregistrées par les capteurs de déplacement et les points de nivellement.

Au moment de l'humidification, les mesures de déplacement aux trois points de nivellement de la partie expérimentale ont montré un gonflement à la surface du remblai R1. En revanche, les mesures par tassomètre ont montré que plus on se dirige vers la surface, plus le matériau se tasse. Les points de mesure les plus proches de la surface ont subi un léger retrait avant le mouillage. On a expliqué ce phénomène par le fait qu'à la surface l'effet du relâchement des contraintes dans l'argile après le compactage a été moins important que l'effet de l'assèchement du sol à la pression atmosphérique. Une contradiction est donc constatée entre les données des capteurs de déplacement et les points de nivellement.

Au début du séchage, la courbe de déplacement suit une allure logique. Le gonflement augmente en s'approchant de la surface. À la fin de l'essai, on remarque que le gonflement à 10 cm de profondeur est très proche de la valeur à la surface. On peut dire que le matériau du remblai est en équilibre après cette longue période de séchage.

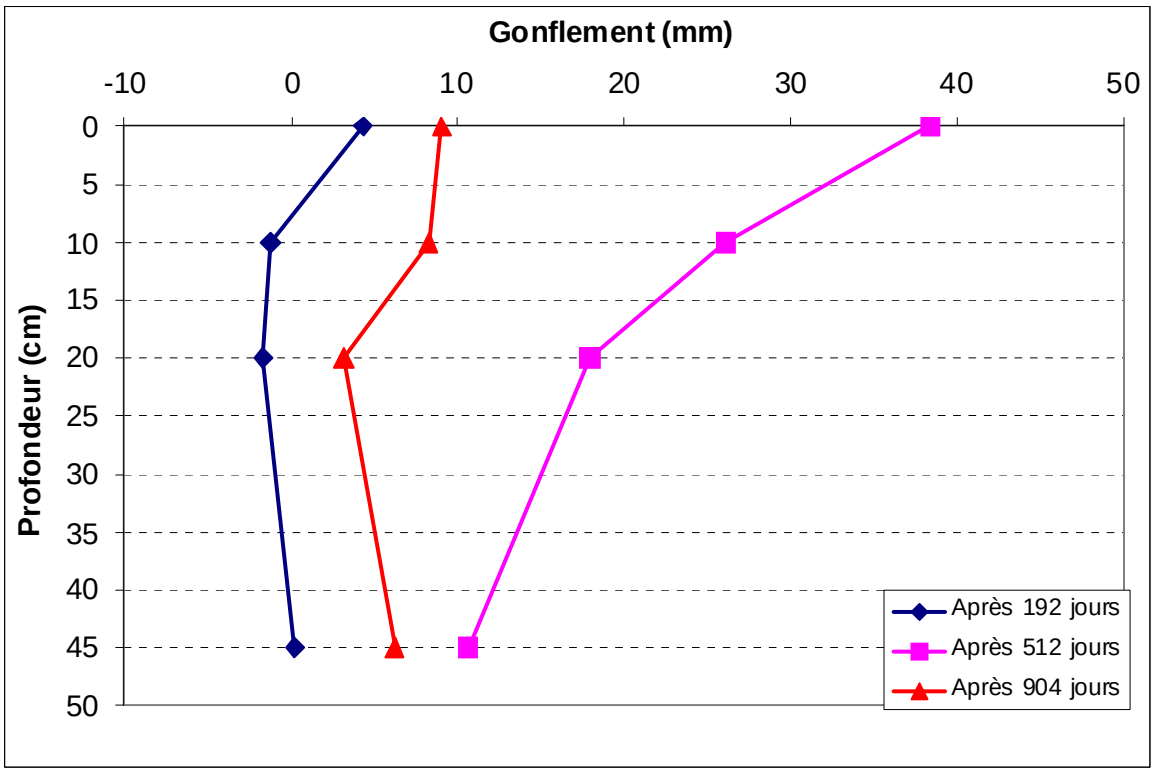


Figure 3.13. Gonflement en fonction de la profondeur, d'après les mesures par tassomètre et par nivellement

3.2.2. La pression interstitielle dans le remblai R1

La succion dans le remblai s'est manifestée sous forme d'une pression interstitielle négative (succion matricielle). Elle a été mesurée par des tensiomètres à différents niveaux dans la partie test et dans la partie témoin du remblai R1. Les figures 3.14 à 3.18 présentent les succions mesurées sur une série de graphiques pour étudier l'évolution de la succion en fonction de la profondeur (profil 1, profil 2) et comparer le comportement de l'argile de Bavent avec et sans cycle hydrique (mesures au même niveau, dans la partie test et la partie témoin).

La figure 3.14 montre l'évolution de la pression interstitielle dans le profil 1 de la zone test. Les valeurs prises à 45 cm et à 85 cm de profondeur (K1 et K2) ont varié de la même façon avec des valeurs très proches. Les courbes de la succion à 5 cm et à 15 cm de la surface ont connu les mêmes variations à partir de l'humidification. Avant l'humidification, on remarque que le matériau près de la surface (-5 cm) est plus sec qu'à 15 cm de profondeur. En approchant de l'équilibre (vers la fin de la période avant l'humidification), les deux courbes (K5 et K6) convergent. Pendant la période de mouillage, l'ensemble des courbes données par les quatre capteurs sont très proches pour des valeurs de pression positives qui correspondent à des succions

nulles. L'argile de Bavent a atteint son niveau de saturation. Lorsque l'on a remis la surface du remblai en contact avec l'air, la pression a repris des valeurs négatives (non saturation du remblai) près de la surface (-5 et -15 cm). Elle est remontée ensuite vers la fin de l'expérience, sans atteindre la valeur zéro. Cette augmentation est remarquée également dans les courbes de pression totale verticale et horizontale, qui seront analysées plus loin.

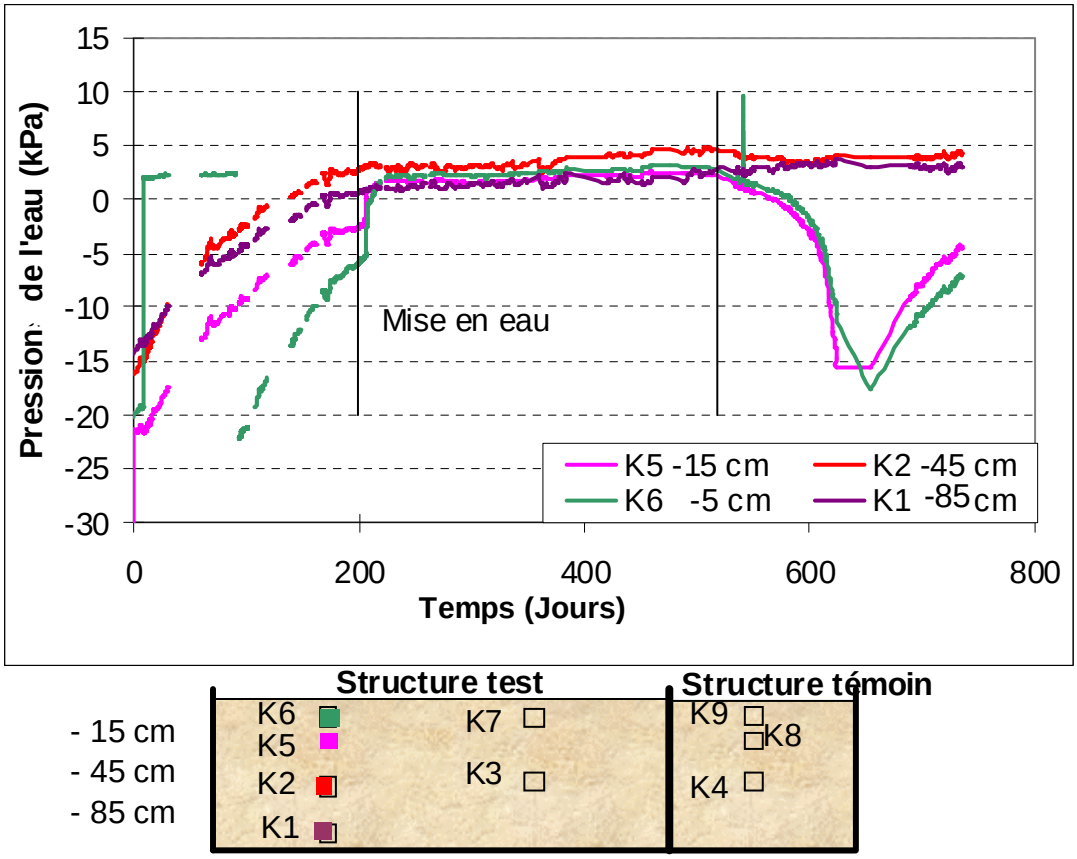


Figure 3.14. Évolution de la pression interstitielle dans le profil 1 en fonction du temps

Dans le profil 2, deux niveaux seulement (5 et 45 cm de la surface) sont suivis. La figure 3.15 présente les mesures enregistrées. On a retrouvé le même comportement à 5 cm de la surface que dans le profil 1. Avant l'humidification, la pression interstitielle a augmenté. Dès l'humidification, le matériau s'est saturé. Son état est resté stationnaire pendant cette phase. Après le séchage, les valeurs de la pression interstitielle sont devenues négatives. Vers la fin de l'essai, on remarque une augmentation des valeurs des pressions interstitielles. Quant à la pression à 45 cm de profondeur, on a noté que la courbe est très proche de celle à 5 cm. Le décalage entre les deux commence après l'humidification. En effet, le matériau n'a atteint l'état saturé qu'après 300 jours, c'est à dire après la moitié de la période d'humidification. Les

valeurs de la pression interstitielle sont restées quasi constantes dans la suite de l'essai.

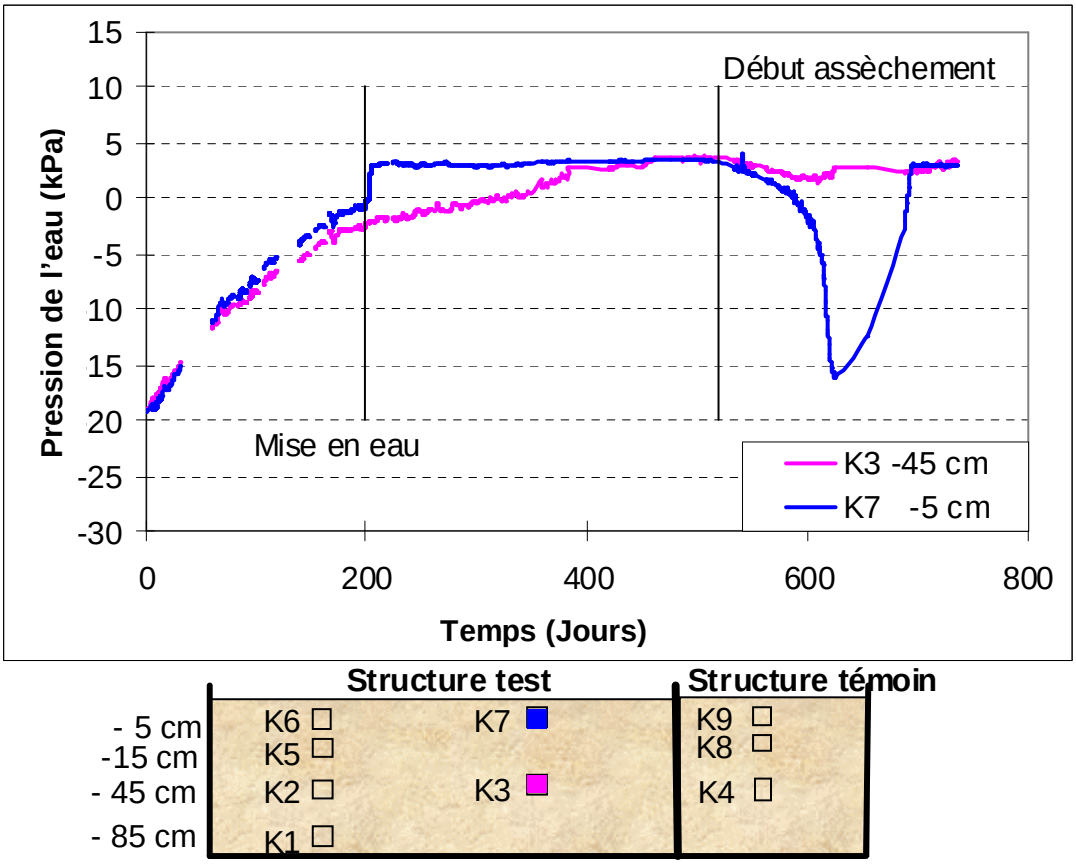


Figure 3.15. Évolution de la pression interstitielle dans le profil 2 en fonction du temps

Les figures 3.16, 17 et 18 comparent l'évolution de la pression interstitielle dans le bloc A et le bloc B à -5, -15, -45 et -85 cm de la surface. L'analyse de ces courbes permet de vérifier si la variation de la pression interstitielle durant l'essai est due totalement ou partiellement à l'effet du cycle hydrique.

À -5 cm, la pression interstitielle a subi les mêmes variations dans la structure expérimentale que dans la structure témoin, avant et après la mise en eau. On peut en conclure (figure 3.16) que la saturation observée à ce niveau a probablement une autre cause que l'humidification : on a enregistré des valeurs positives de pression dans la partie témoin qui sont très proches des valeurs notées pour le matériau de la partie test. Après séchage, on a également remarqué la même variation de la pression interstitielle mesurée par les capteurs K6 et K7 de la structure test. Une diminution puis une augmentation de la pression sont constatées après 600 jours de suivi. Par contre, la variation de la pression interstitielle dans cette zone a été minime.

Les mêmes observations peuvent être faites pour les courbes de pression à -15 cm (Figure 3.17). La seule différence est le retard de saturation du matériau de la partie témoin par rapport aux mesures à -5 cm.

Pour l'évolution de la pression à -45 cm, on relève les mêmes variations dans la partie expérimentale que dans la partie témoin (Figure 3.18) : on peut lier ce phénomène au fait que les couches profondes n'ont pas été très affectées par l'humidification et le séchage.

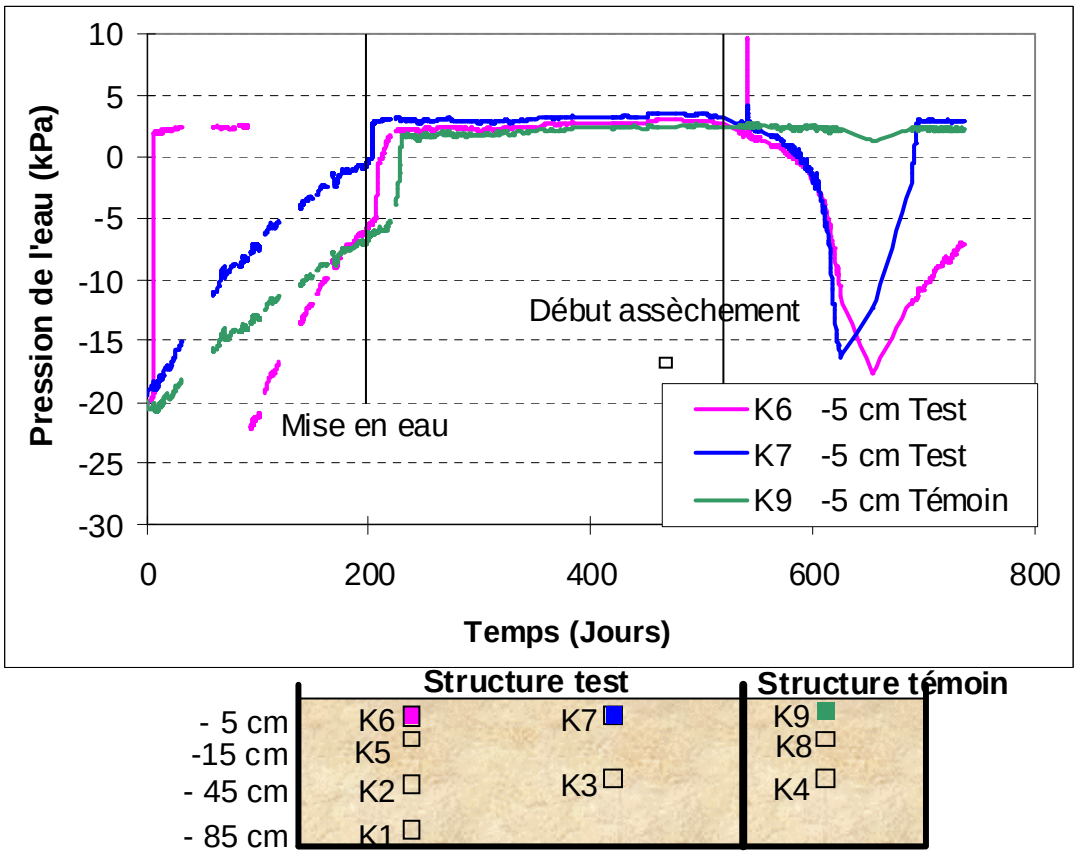


Figure 3.16. Évolution de la pression interstitielle à -5 cm
en fonction du temps (zone expérimentale et zone témoin)

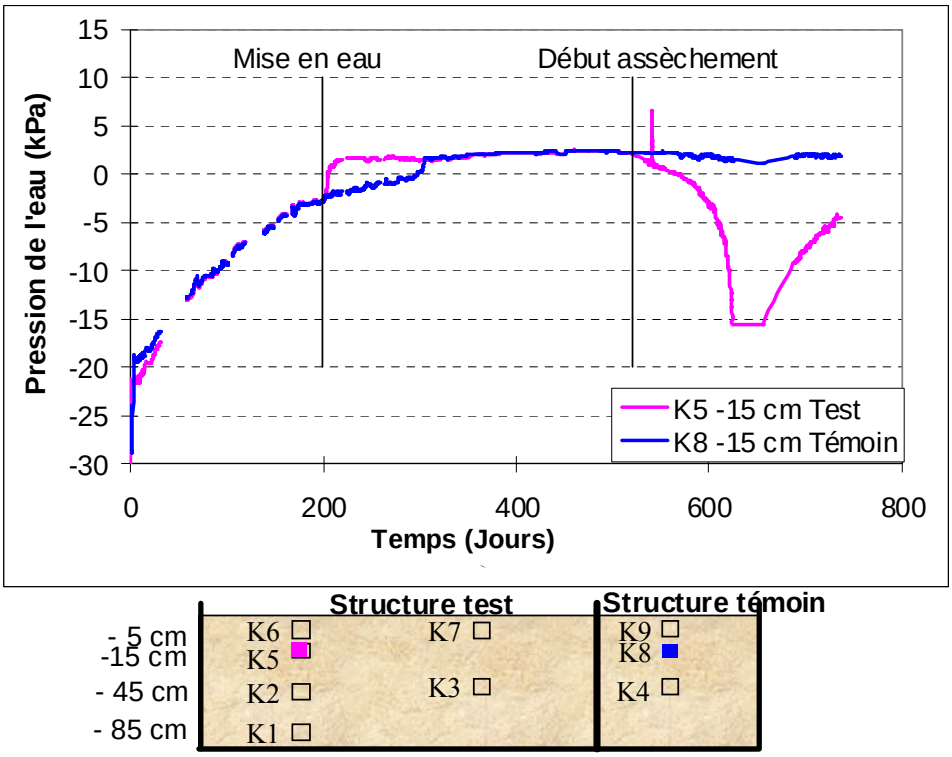


Figure 3.17. Évolution de la pression interstitielle à -15 cm en fonction du temps (zone expérimentale et zone témoin)

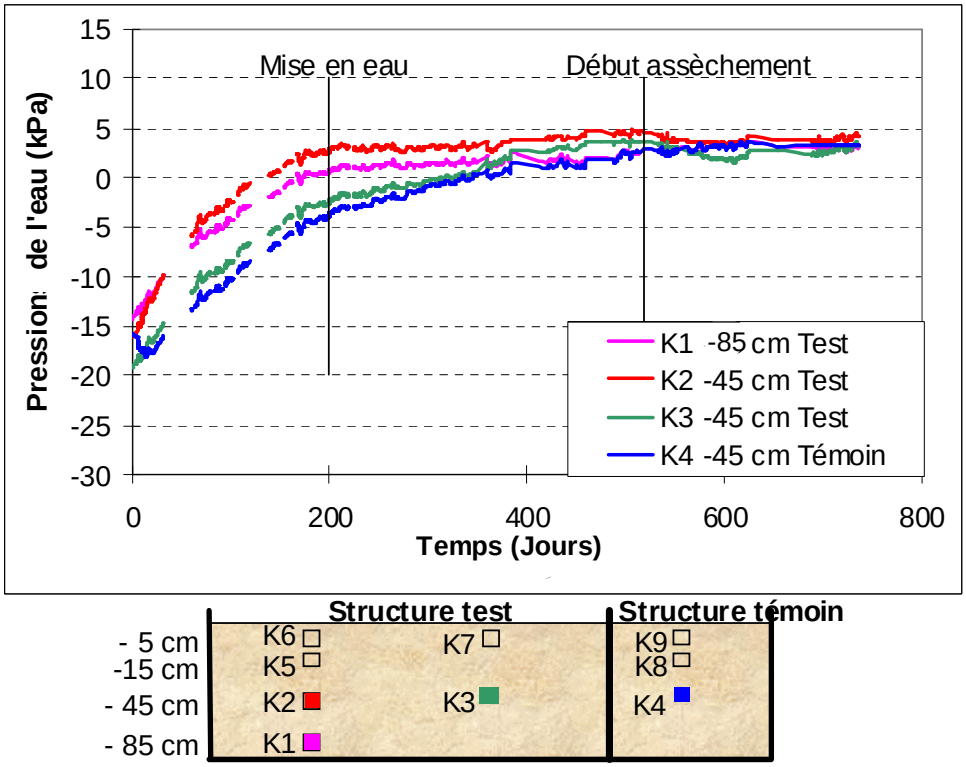


Figure 3.18. Évolution de la pression interstitielle à –45cm et –85cm en fonction du temps, zone expérimentale et zone témoin

3.2.3. Pressions totales dans le remblai R1

Les valeurs des pressions totales, horizontales et verticales dans le remblai sont représentées sur la figure 3.19.

Pendant la préparation du remblai, l'argile a subi une forte contrainte de compression. À la fin de cette phase, cette compression a été relâchée et la surface du remblai a été soumise à la pression atmosphérique. Cela explique la diminution de la pression horizontale et la pression verticale.

Après l'humidification, on a constaté une augmentation de la pression verticale due à la variation de la pression interstitielle lors du gonflement dans le sol : elle a varié de 10 kPa à 38 kPa. Concernant la pression horizontale, on a noté la même variation de la courbe que pour la pression verticale, sauf au moment du mouillage. On a constaté une forte augmentation de la pression horizontale, suivie d'une diminution brusque qui est peut être due à une mauvaise mesure par le capteur.

Au début de l'assèchement du remblai, les deux pressions ont diminué lentement puis subi une légère augmentation avant de se stabiliser vers la fin de la prise des mesures. On peut conclure que la pression totale dans le remblai est liée fortement à l'évolution du déplacement et de la pression interstitielle.

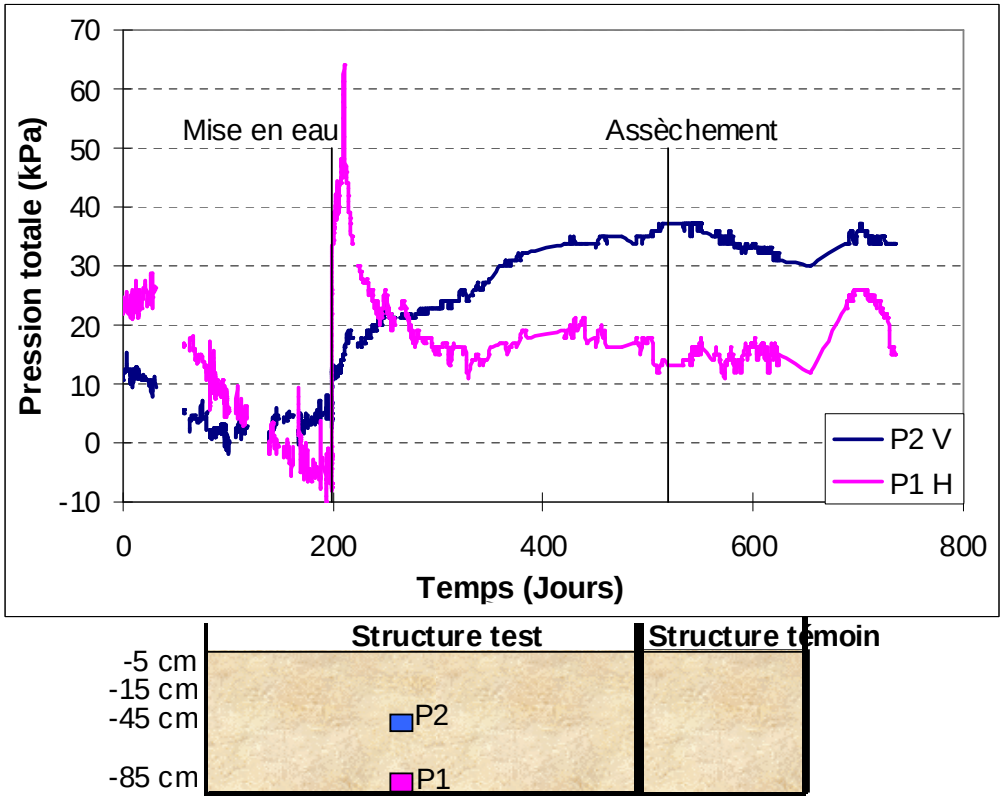


Figure 3.19. Évolution de la pression totale au cours du temps, dans la structure expérimentale

3.2.4. La teneur en eau dans le remblai R1

La mesure de la teneur en eau volumique est assurée par des sondes TDR dans trois profils. La figure 3.20 montre son évolution dans le profil 1. Avant l'humidification, la teneur en eau dans le remblai est plus importante à mi-profondeur. En s'approchant vers la surface, elle diminue sous l'influence de l'air atmosphérique. À la base du remblai, les valeurs de la teneur en eau sont plus petites, puisque le matériau est moins saturé. Après l'humidification, l'évolution de ces valeurs a paru logique. On sature le remblai à travers sa surface, la teneur en eau est plus importante à la surface et elle diminue avec la profondeur. Pour la dernière partie de l'expérience, l'assèchement, les courbes ont repris les mêmes formes qu'avant l'humidification. Comme il faut du temps pour que l'effet d'assèchement apparaisse dans les couches les plus profondes, le phénomène y est observé avec un certain retard.

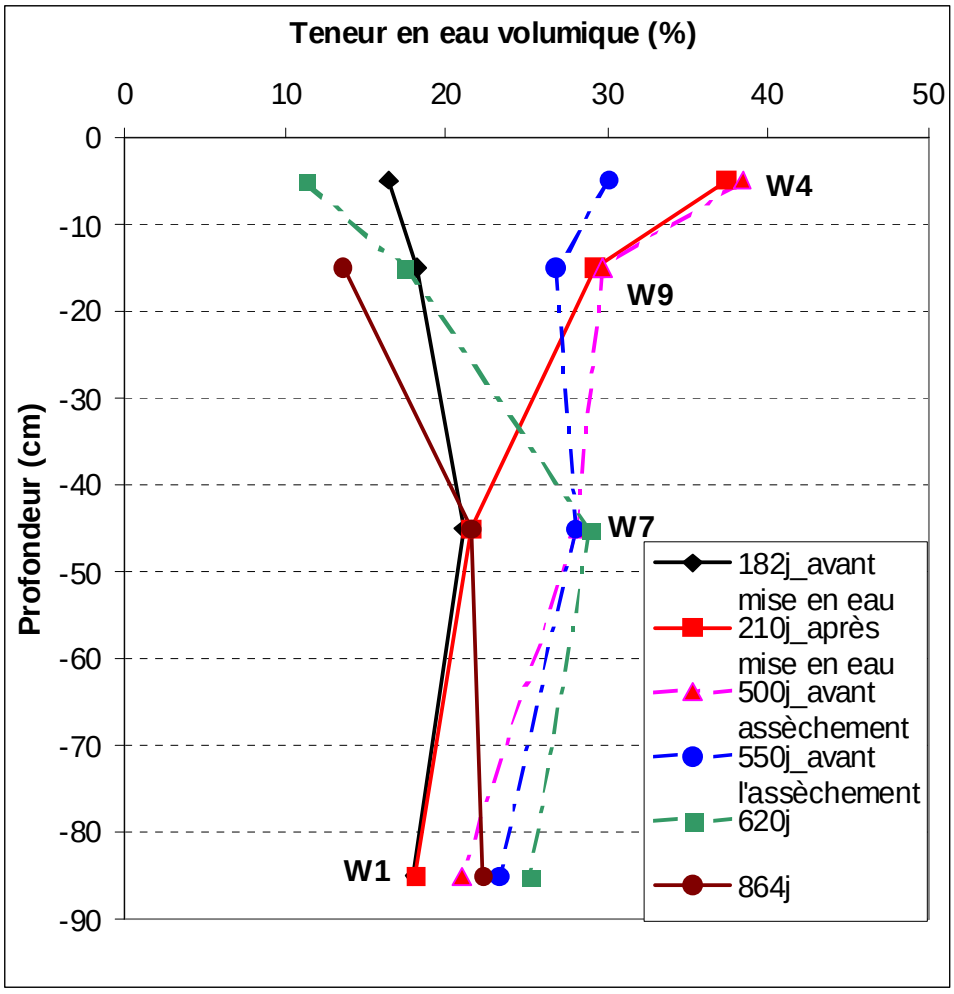


Figure 3.20. Évolution de la teneur en eau avec la profondeur, profil 1 : prise par des sondes TDR

Pour le même profil, l'évolution de la teneur en eau volumique au cours du temps est présentée sur la figure 3.21. Les mesures montrent que la base du remblai n'est pas beaucoup affectée par les phénomènes d'humidification et de séchage. Par contre, ces derniers ont un fort effet près de la surface. Et comme les sources créant le cycle hydrique viennent de la surface, l'augmentation ou la diminution de la teneur en eau apparaît plus tard en profondeur. On remarque donc un décalage entre les variations des courbes de la teneur en eau.

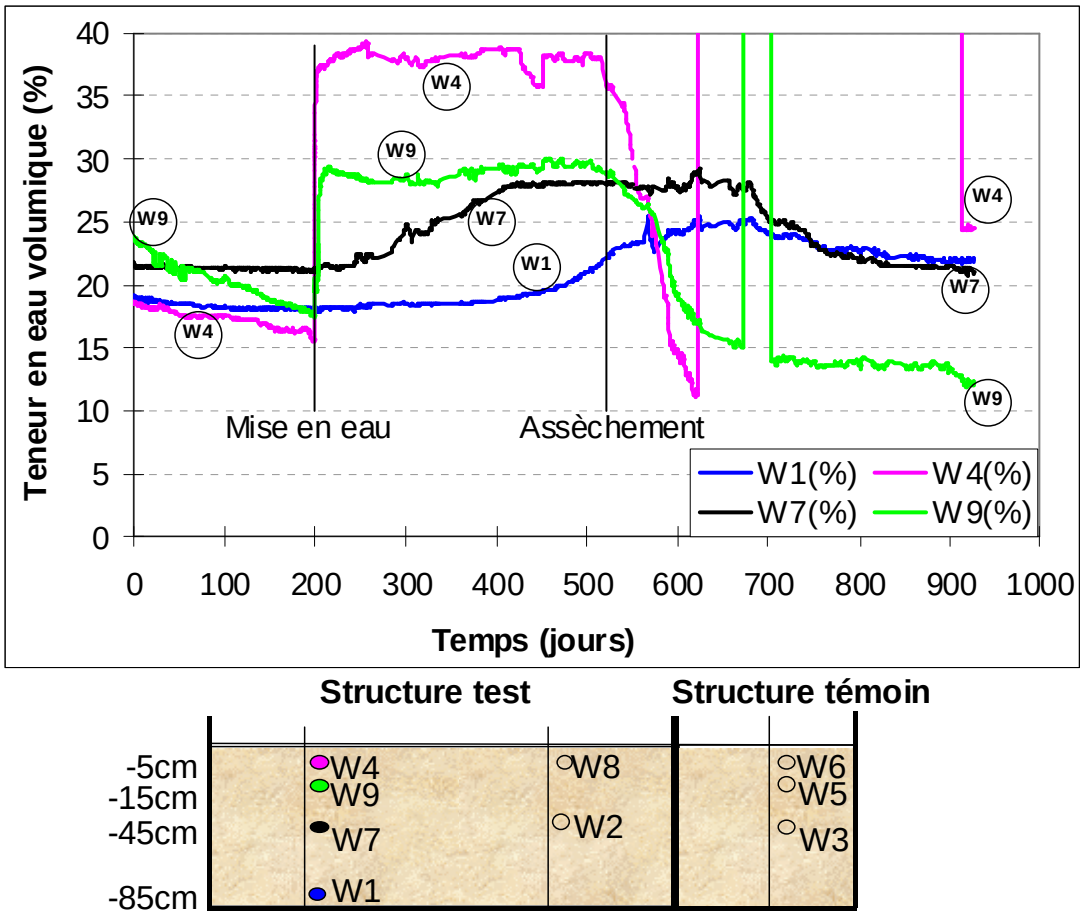


Figure 3.21. Évolution de la teneur en eau au cours du cycle hydrique au profil 1

Avant l'humidification, on remarque que les valeurs de la teneur en eau données par les capteurs W1, W7, et W4 sont pratiquement stables tandis que celles données par W9 sont plus élevées au début des mesures et diminuent jusqu'au moment de la mise en eau. La courbe « W9 » reste au-dessus de la courbe « W4 ». On peut l'expliquer par :

- la non homogénéité de l'argile de Bavent, même après le compactage,
- l'installation de la sonde W9 entre deux couches de matériau compacté,
- l'effet de la pression atmosphérique sur le matériau à la surface.

Les valeurs de la teneur en eau au bas du remblai (W1 et W7) sont aussi faibles par rapport aux valeurs à -15 cm. C'est logiquement explicable puisqu'on n'a pas alimenté le matériau par le bas. Quel que soit l'état du matériau au début des mesures, on obtient des résultats logiques avant l'humidification : la teneur en eau augmente avec la profondeur.

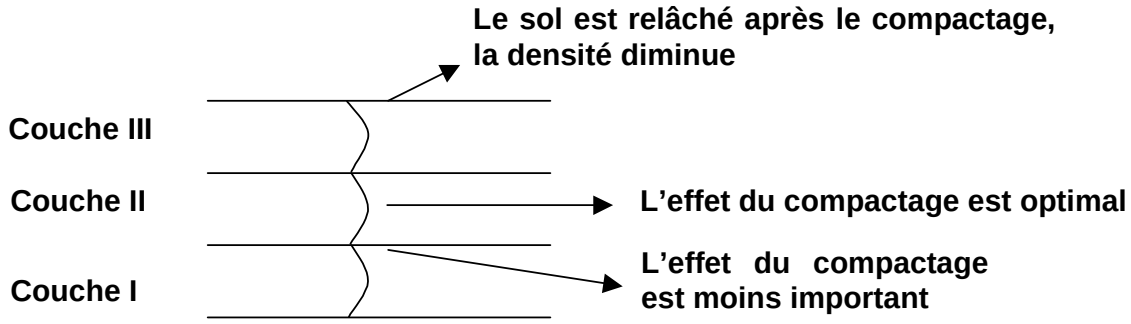


Figure 3.22. Effet du compactage sur les couches du remblai

Après l'humidification, on a constaté une augmentation rapide en quelques jours de la teneur en eau près de la surface : elle est passée de 16% avant l'humidification à 38% après l'humidification à -5 cm, et de 18% à 29% à -15 cm. À 45 cm de profondeur, la teneur en eau a évolué lentement. Après un certain temps, ses valeurs se sont approchées des valeurs mesurées à 15 cm de profondeur. À la base du remblai, la variation de la teneur en eau a été moins importante et elle n'a pas dépassé 4%. Elle a atteint sa valeur maximale après le début d'assèchement du remblai ; c'est le temps nécessaire pour mouiller le fond.

Au début de la période de séchage, une baisse rapide des teneurs en eau a été observée près de la surface (W4 et W9). Les mesures effectuées à -15 cm (W9) ont commencé ensuite à se stabiliser. Le capteur W4 n'a pas fonctionné pendant cette période. Au bas du remblai, les variations de la teneur en eau sont plus faibles et décalées dans le temps. Les deux courbes W7 et W1 se rejoignent à la fin de l'expérimentation. On note également que les différentes courbes de teneur en eau évoluent de façon parallèle vers la fin.

La figure 3.23 montre l'évolution de la teneur en eau dans la structure témoin. Les valeurs initiales sont différentes vu la non homogénéité du matériau. Pendant toute la durée des mesures, les trois courbes sont restées parallèles, ce qui signifie la même variation de la teneur en eau. À l'exception des petits paliers observés dans les trois courbes dus à l'augmentation de l'humidité de l'air au cours des saisons, la teneur en eau a diminué lentement et faiblement avec le temps. La courbe donnant l'évolution de la teneur en eau à -5 cm est confondue avec celle qui correspond à -15 cm.

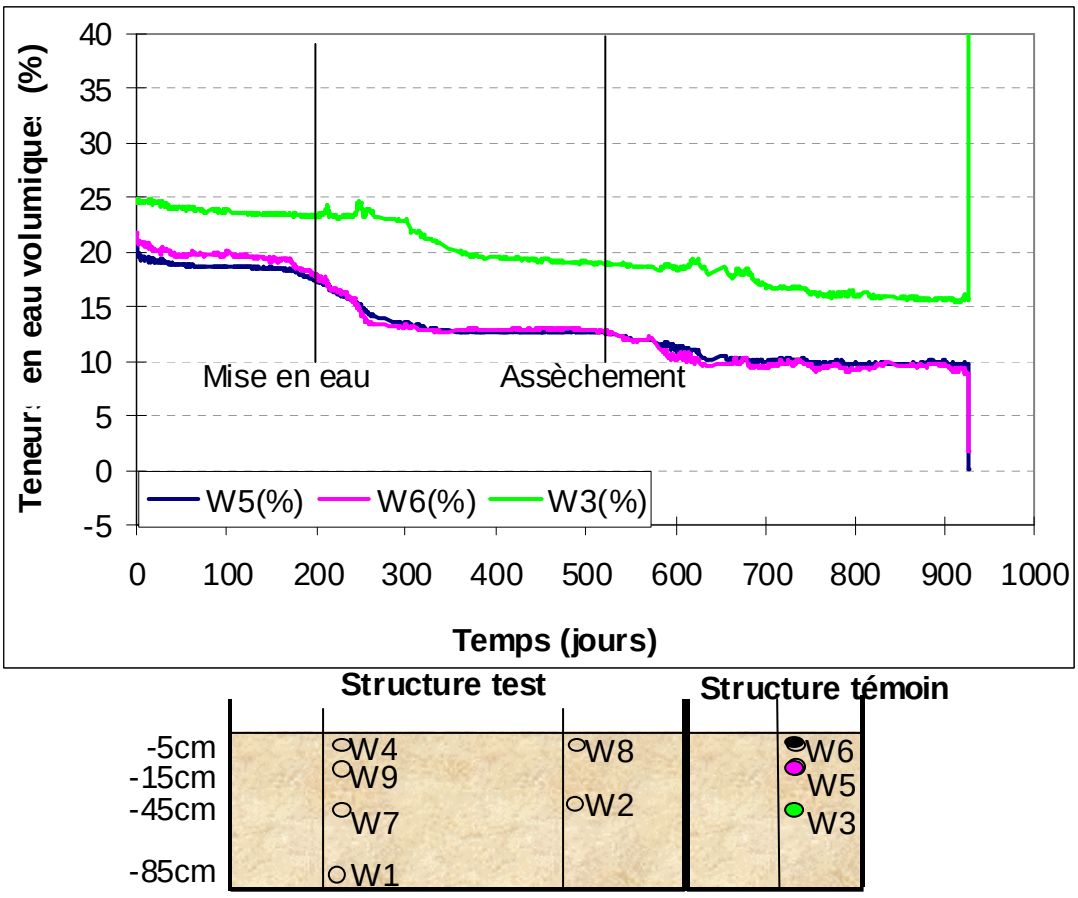


Figure 3.23. Évolution de la teneur en eau dans la structure témoin, profil 3

La comparaison des courbes de teneur en eau à la même profondeur, dans la structure d'essai et la structure témoin, nous permet de faire les remarques suivantes :

- À 5 cm de profondeur (Figure 3.24) : la teneur en eau n'a pas évolué de la même façon dans les différents endroits ; on peut lier cette variation à la non-homogénéité du matériau. Avant la mise en eau, les deux capteurs w8 et w6 ont enregistré les mêmes humidités, quasi-constantes. La teneur en eau à la même profondeur dans le profil 1 est également stable et inférieure aux autres courbes de 2 ou 3%.

Après la mise en eau, la teneur en eau en surface du profil 1 (W4) a brusquement atteint des valeurs élevées (40%). Par contre, à la même hauteur et dans la même structure, l'augmentation de la teneur en eau dans le profil 2 n'a pas dépassé 28% avant le séchage. Dans le profil 3, on a constaté des petits paliers de diminution pendant les périodes les plus sèches dans un contexte d'assèchement lent du sol. Pendant la phase d'assèchement, l'évolution des teneurs en eau est également différente d'un profil à l'autre : la courbe W4 chute de 36% à 11%, alors que la courbe de W8 baisse plus lentement de 28% à 17% pendant environ 150 jours.

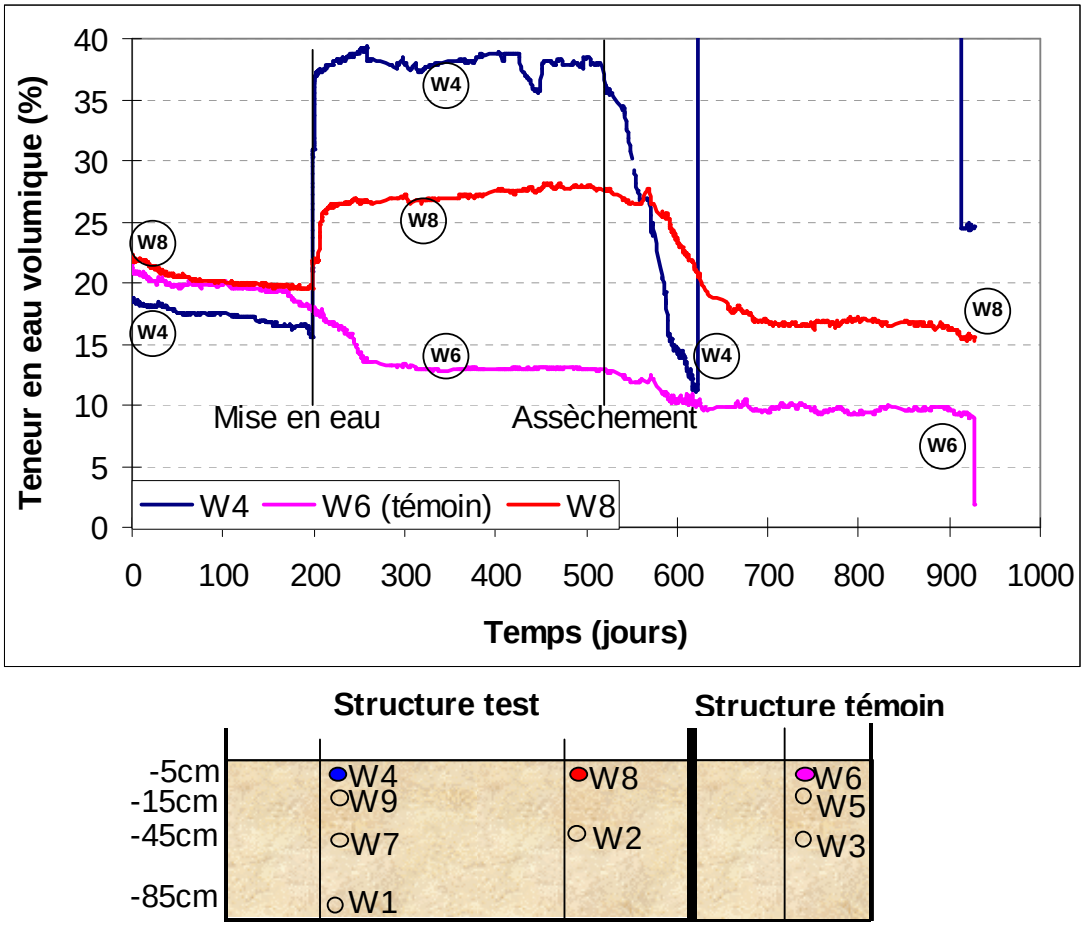


Figure 3.24. Évolution de la teneur en eau à 5 cm de profondeur

- À 15 cm de profondeur (Figure 3.25), on a suivi l'évolution des teneurs en eau du profil 1 et du profil 3. Une faible diminution de la courbe w9 avant l'humidification du sol est notée : 50 jours avant la mise en eau, les deux courbes ont commencé à se confondre. Sur le profil 1, une brusque augmentation de la teneur en eau de 30% est établie. Après le séchage, on note une forte diminution de ces valeurs, puis une stabilisation de la courbe. Concernant la structure témoin, la courbe diminue doucement pendant la prise des mesures sous l'influence de l'air atmosphérique. La teneur en eau a baissé de 20% à 10% entre le début de l'essai et la fin, avec de petites accélérations dues aux changements de saisons (température, humidité).

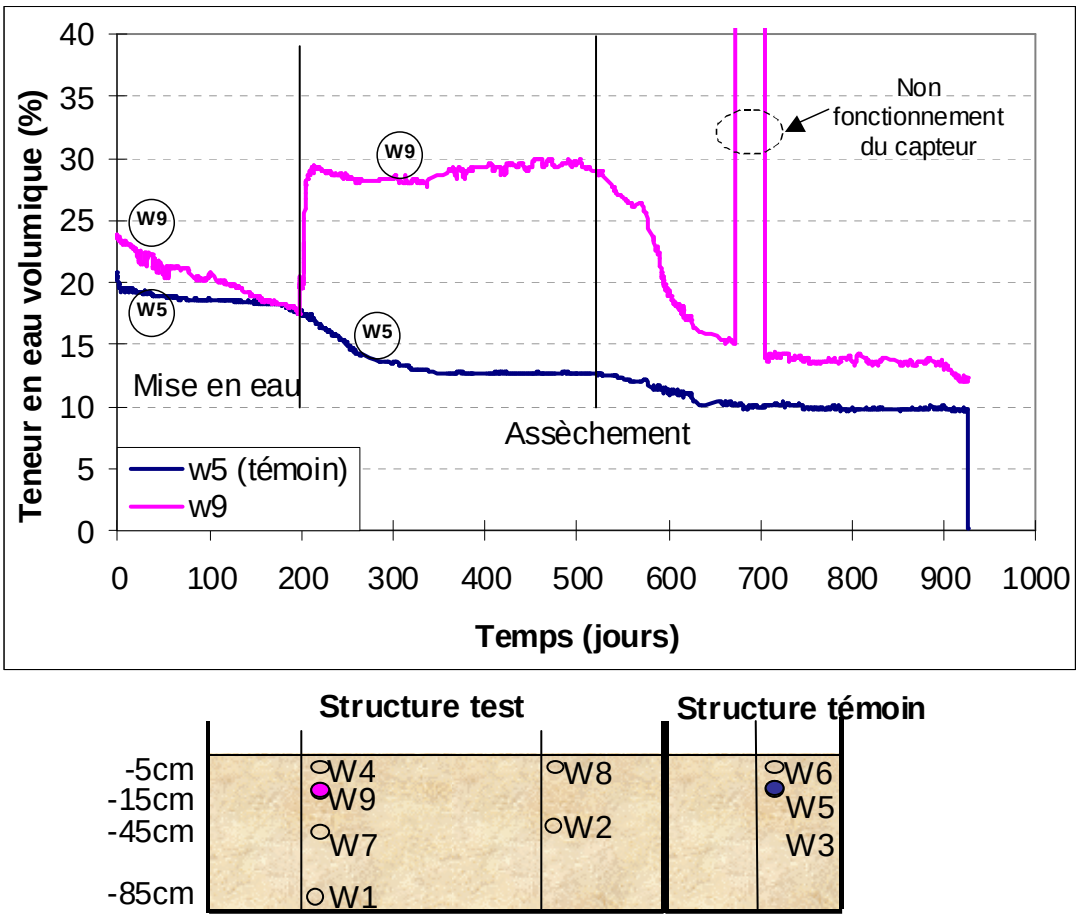


Figure 3.25. Évolution de la teneur en eau à 15 cm de profondeur

- À 45 cm de profondeur (Figure 3.26), les valeurs de la teneur en eau avant l'humidification sont constantes dans le remblai. Une faible augmentation est observée après la mise en eau dans la structure expérimentale. Sur le même profil, et vu le temps nécessaire pour que l'eau arrive au fond, on a remarqué que la variation de la teneur en eau après l'imbibition ou le séchage est observée en retard à -85 cm de la surface. La non-homogénéité a encore montré son influence sur les valeurs à la même hauteur. En comparant les deux structures, les valeurs initiales de la courbe témoin sont plus grandes que celles présentées par les courbes expérimentales. Le matériau a ensuite perdu de l'eau lentement jusqu'une teneur en eau de 16%.

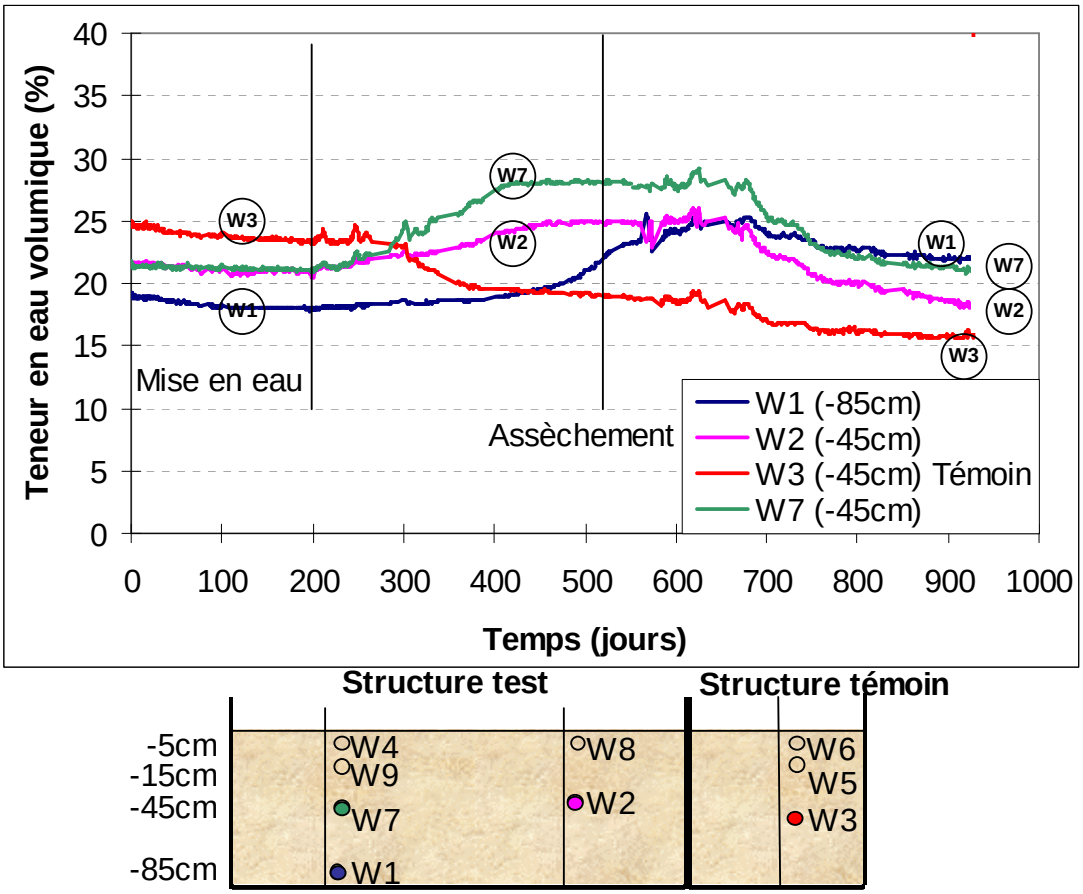


Figure 3.26. Évolution de la teneur en eau à 45 cm de profondeur

3.2.5. Évolutions de la pression interstitielle et de la teneur en eau

La pression interstitielle u et la teneur en eau w sont les paramètres les plus sensibles dans l'étude des transferts hydriques dans les sols non saturés. La comparaison de l'évolution des deux paramètres pendant le cycle d'humidification - séchage permet une vision plus claire du comportement de l'argile de Bavent sous ce type de sollicitation.

La couche superficielle est la plus touchée par l'humidification ou le séchage. Ce paragraphe compare l'évolution des deux paramètres à -5 cm de la surface. Les figures 3.27, 3.28 et 3.29 illustrent les variations de la pression interstitielle et de la teneur en eau pendant l'essai, successivement, dans les profils 1, 2 et 3.

Les variations de ces paramètres sont résumées dans le tableau 3.3.

Tableau 3.3. Variations de la pression interstitielle et de la teneur en eau au cours du temps à -5 cm

	Profil 1 zone test		Profil 2 zone test		Profil 3 zone témoin	
	w	**u**	**w**	**u**	**w**	**u**
Avant l'humidification	Faible réduction	Forte élévation (valeur -)	Faible réduction	Forte élévation (valeur -)	Faible réduction	Forte élévation (valeur -)
Pendant l'humidification	Stable	Stable (valeur +)	Stable	Stable (valeur +)	Stable	Stable (valeur +)
Après le séchage	Diminution puis stabilité	Diminution puis élévation (valeur -)	Diminution puis stabilité	Diminution, élévation puis stabilité	Stable	Stable (valeur +)

D'après ces éléments, on peut constater que le développement de la pression interstitielle et de la teneur en eau dans le remblai est le même dans la partie test que dans la partie témoin, avant et pendant l'humidification. Pendant le séchage, ces paramètres sont plutôt stables dans la zone témoin et varient dans la zone expérimentale. On peut conclure que la variation de la teneur en eau dans le remblai n'est pas directement liée à la variation de la pression interstitielle. En effet, cette dernière est due à d'autres raisons, en plus de la sollicitation hydrique (cycle).

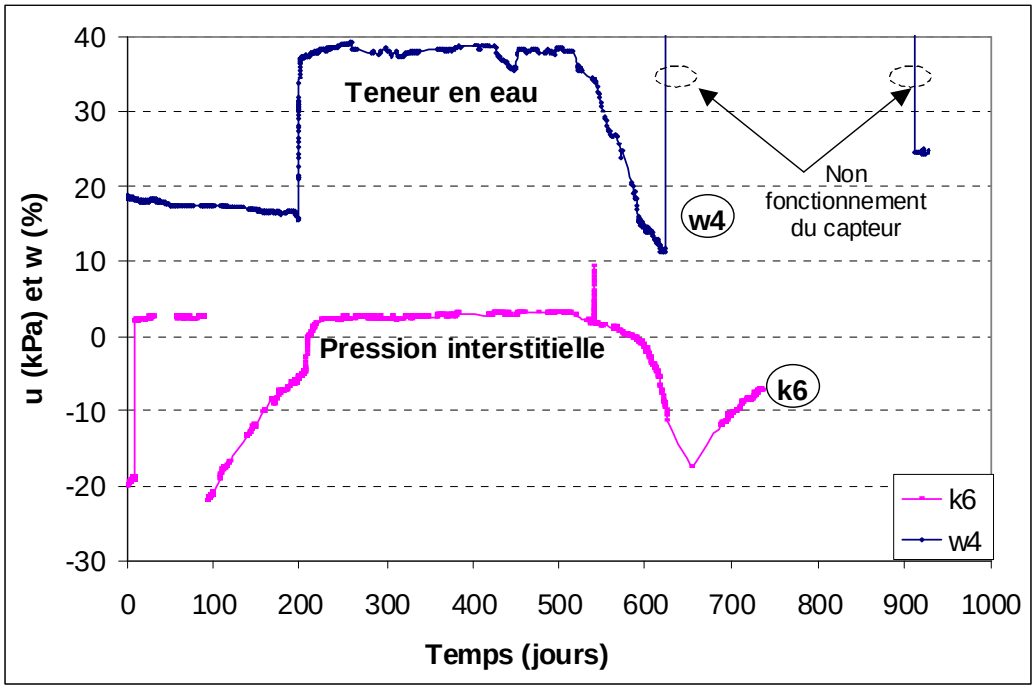


Figure 3.27. Évolutions de la pression interstitielle u et la teneur en eau w dans la zone test en fonction du temps : -5 cm, profil 1

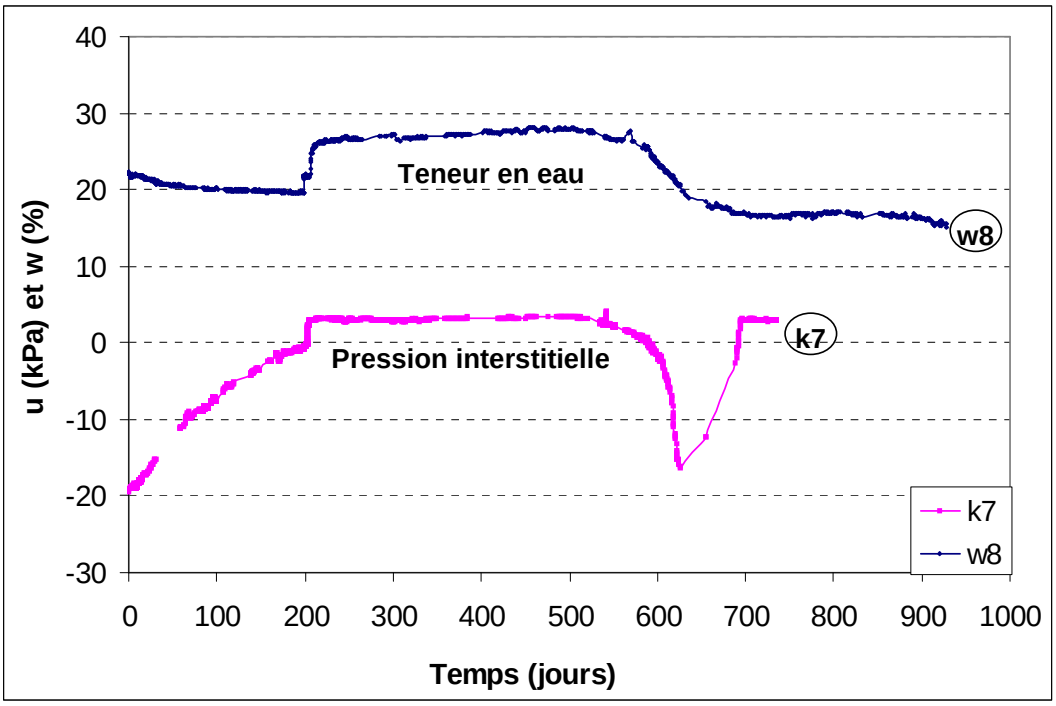


Figure 3.28. Évolutions de la pression interstitielle u et la teneur en eau w dans la zone test en fonction du temps : -5 cm, profil 2

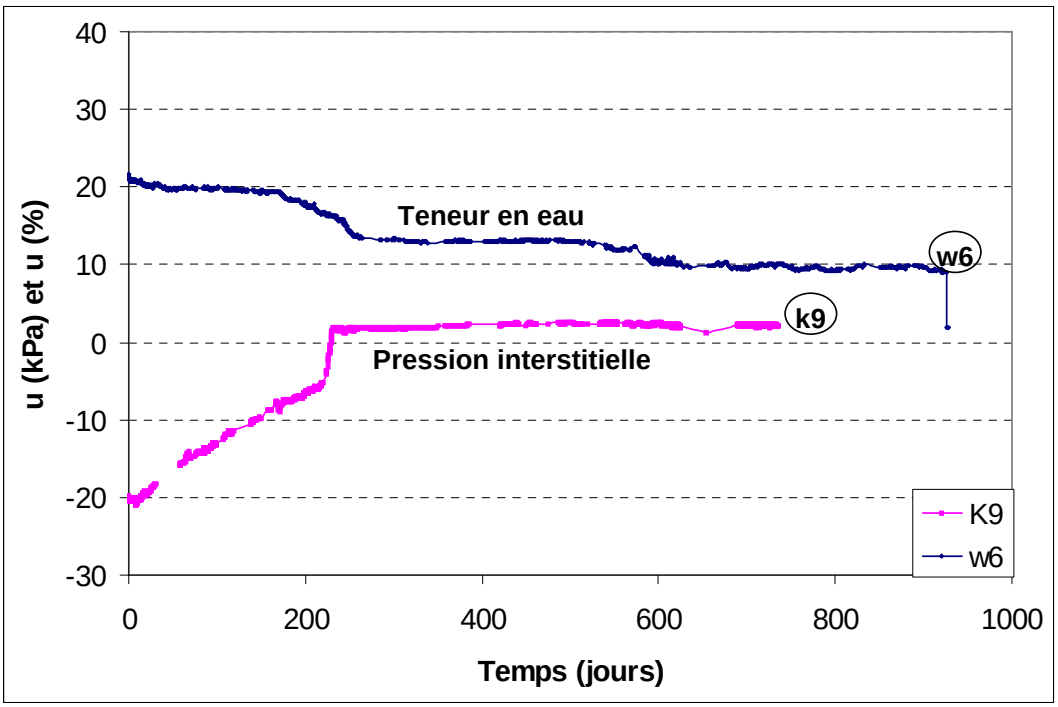


Figure 3.29. Évolutions de la pression interstitielle u et la teneur en eau w dans la zone témoin en fonction du temps : -5 cm, profil 3

3.2.6. Conclusion

L'étude de ce modèle réduit pendant deux ans et demi, sous un cycle d'humidification et de séchage, a montré les difficultés et la complexité des conditions initiales dans les ouvrages réels. La non homogénéité du matériau compacté est la source principale de diversité des résultats trouvés. Les effets d'humidification et de séchage sont différents avec la profondeur.

Le fait d'avoir des résultats témoins a été très utile pour déduire les effets propres du cycle hydrique sur le comportement de l'argile de Bavent.

Le remblai relâche ses contraintes totales après le compactage, en cherchant un état d'équilibre. Pendant le cycle, les effets d'humidification et de séchage sont traduits directement par un gonflement puis un retrait dans le matériau. Malgré la différence constatée entre les mesures par tensiomètre et par points de nivellement, les résultats dans l'ensemble ont montré une bonne concordance.

Avec des valeurs plus petites, on a noté les mêmes variations de la pression interstitielle dans la zone témoin que dans la zone test. Ces valeurs deviennent positives pendant la période d'humidification. Pour la zone expérimentale, on les a expliquées par une saturation du matériau. En revanche, si l'on retrouve ces valeurs positives dans la structure témoin qui n'a pas subi un chargement hydrique, deux possibilités peuvent être imaginées :

- soit, la pression interstitielle positive ne vient pas de l'effet de l'humidification. Tout simplement la pression de l'air dans les pores devient plus importante que la pression de l'eau pour d'autres raisons, comme l'augmentation de la température, par exemple, dans le matériau qui varie pendant cette période entre 18 et 20℃. Dans ce cas, une pression interstitielle positive ne signifie pas forcément une saturation du matériau ;
- soit une variation de l'humidité dans l'air ambiant a conduit à la saturation du matériau de la partie témoin. C'est une possibilité qui est moins acceptable puisque les couches profondes ont également été touchées et présentent les mêmes variations dans la zone test.

La teneur en eau est le paramètre le plus influencé par l'effet du cycle hydrique :

- avant l'humidification, elle est moins importante près de la surface, augmente vers le milieu de la couche puis diminue en profondeur ;
- pendant l'humidification, elle est plus importante en surface. Elle diminue avec la profondeur ;
- vers la fin d'essai, elle a tendance à revenir vers sa valeur initiale.

On observe que les variations de la teneur en eau sont plus importantes en surface, mais que les mêmes variations se produisent en profondeur, avec un décalage croissant avec la profondeur.

Les phénomènes d'humidification et de séchage ont plus d'influence sur l'évolution de la teneur en eau et le déplacement que sur la pression interstitielle.

Quant à la pression horizontale et la pression verticale, on constate qu'elles sont directement influencées par l'évolution du déplacement et de la pression interstitielle dans le remblai. En effet, les deux pressions ont connu une diminution pendant la période d'équilibre ; ce qui traduit la réaction du sol après le compactage. Ensuite, les valeurs des pressions horizontales et verticales sont augmentées légèrement pendant l'humidification et enfin elles diminuent suite à l'assèchement pour se stabiliser vers la fin d'essai.

Chapitre 4

Remblai expérimental en vraie grandeur

4.0. Introduction

Cette étude s'inscrit dans le cadre d'une opération de recherche LCPC « Terrassement et comportement des matériaux de remblai », en partenariat avec la Société Nationale des Chemins de Fer Français (SNCF). Elle a pour but l'observation du comportement à long terme des sols fins compactés dans un ouvrage en vraie grandeur avec deux axes d'études :

- l'effet des cycles météorologiques sur la répartition des succions et teneurs en eau dans le corps du remblai,
- et l'effet des variations d'état hydrique sur les déformations du corps du remblai.

Pour cette raison, une expérimentation à l'échelle réelle (remblai R2) est opérée au CER de Rouen. Cette opération a duré trois ans, de 2003 au 2006 ; par contre le suivi du comportement du remblai se poursuivra jusqu'à la fin de vie des capteurs installés dans l'ouvrage. Pendant la première année de suivi (de fin 2004 au fin 2005), le remblai a été sous le seul effet météorologique. En février 2006, le remblai a été inondé par sa base (1 m d'hauteur), où le matériau est moins compact. Cette étape de l'expérience en vraie grandeur est primordiale pour observer la remontée capillaire dans le remblai et simuler une étude de son comportement en zone inondable.

4.1. Construction du remblai R2

4.1.1. Matériaux de construction

Le limon de Goderville en Seine-Maritime avait été initialement sélectionné pour la construction du remblai R2. Malheureusement, ce matériau se présentait sous forme de lentilles très hétérogènes difficilement exploitables, ce qui a conduit à opter pour d'autres matériaux.

Le remblai R2 a finalement été construit avec deux matériaux différents qui sont moins plastiques que le limon de Goderville. Il s'agit d'un limon A1/A2 provenant du chantier de l'autoroute A28 (30 km de Rouen) et d'un sable argileux A2/B6 extrait sur la carrière SNEC de la ville de Pitres (20 km de Rouen). Une quantité totale de 1650 t de matériaux était nécessaire pour la réalisation du remblai : on a utilisé 750 t de limon A28 et 900 t de limon SNEC.

Les courbes granulométriques des deux matériaux déterminées au LCPC à Nantes, sont représentées sur la figure 4.1. Des résultats analogues ont été obtenus au LCPC à Paris. Le limon A28 est plus fin que le limon SNEC, il contient 95% des particules fines alors que le limon SNEC en contient 40%. Le limon A28 est aussi plus argileux, 23% des particules < 2 µm contre 13% pour le limon SNEC.

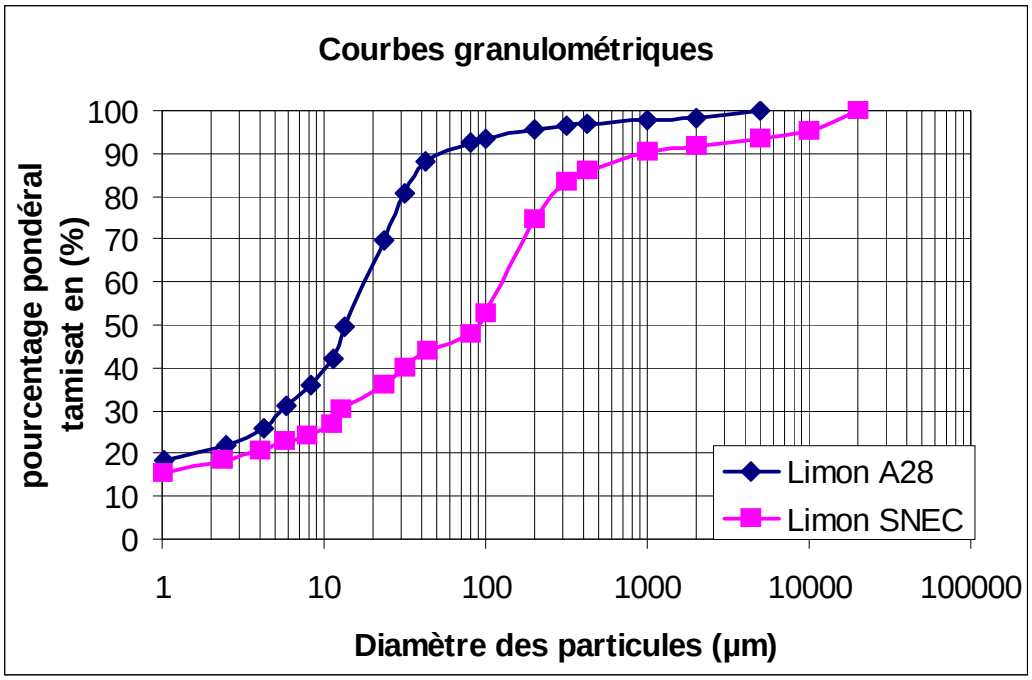


Figure 4.1. Courbes granulométriques des limons A28 et SNEC

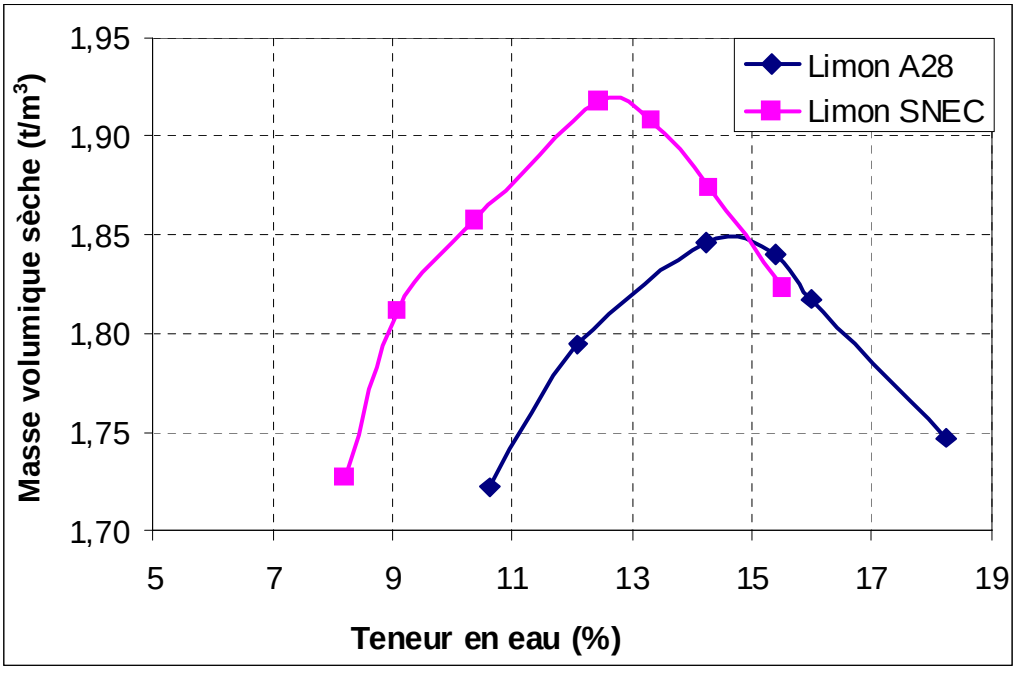


Figure 4.2. Essai Proctor normal sur les limons A28 et SNEC

Les caractéristiques physiques pour les deux types de sols sont données dans le tableau 4.1. Le limon A28 est plus plastique que le limon SNEC. Il est donc normal que sa teneur en eau soit plus forte (14,5% contre 12,5%) et sa masse volumique sèche plus faible (1,85 t/m^3 contre 1,92 t/m^3) à l'OPN (Figure 4.2).

Tableau 4.1. Caractéristiques physiques des limons A28 et SNEC (Ferber, 2005)

	Limite de liquidité w_L (%)	**Limite de plasticité w_P (%)**	**Indice de plasticité I_P**
Limon A28	19,8	31,9	12,1
Limon SNEC	16,3	25,0	08,6

Avant et pendant la réalisation du remblai R2, le limon A28 a été stocké à l'extérieur avec couverture et le limon SNEC a été conservé à l'abri dans un hangar.

Pour étudier le comportement du matériau en fonction de son état initial, le remblai est décomposé en trois tranches horizontales, qui ont des états hydriques différents :

- la tranche à la base du remblai dans un état moyennement humide avec une teneur en eau égale à w_{OPN},
- les tranches intermédiaire et superficielle sont à l'état sec.

Cette différence d'état initial des trois tranches du remblai permet d'étudier les échanges aux interfaces entre les matériaux secs et peu humides. La figure 4.3 présente les teneurs en eau mesurées sur un ensemble d'échantillons prélevés lors de la construction du remblai.

Plus de 70% des échantillons du limon SNEC présentent des teneurs en eau comprises entre 11 et 12% alors que la teneur en eau à l'OPN est de 12,5%. Le limon SNEC utilisé dans la construction du remblai R2 est à l'état sec.

Pour le limon A28, on note une forte hétérogénéité de teneur en eau. La majorité des mesures donnent des valeurs de teneur en eau entre 14 et 20%, supérieures à la teneur en eau à l'OPN qui est égale à 14,5%.

Concernant la densité des deux matériaux, des mesures par gamma-densimètres (GPV) et à la double-sonde sur trois profils ont été réalisées aux différents niveaux du remblai. La figure 4.4 montre la distribution des valeurs trouvées : une variabilité de la masse volumique est observée dans la base du remblai puisqu'il est sous-compacté. Le compactage de la partie supérieure suivant les normes GTR a permis d'avoir une bonne cohérence entre les masses volumiques, qui sont proches de 100% de la densité optimale ρ_{OPN}.

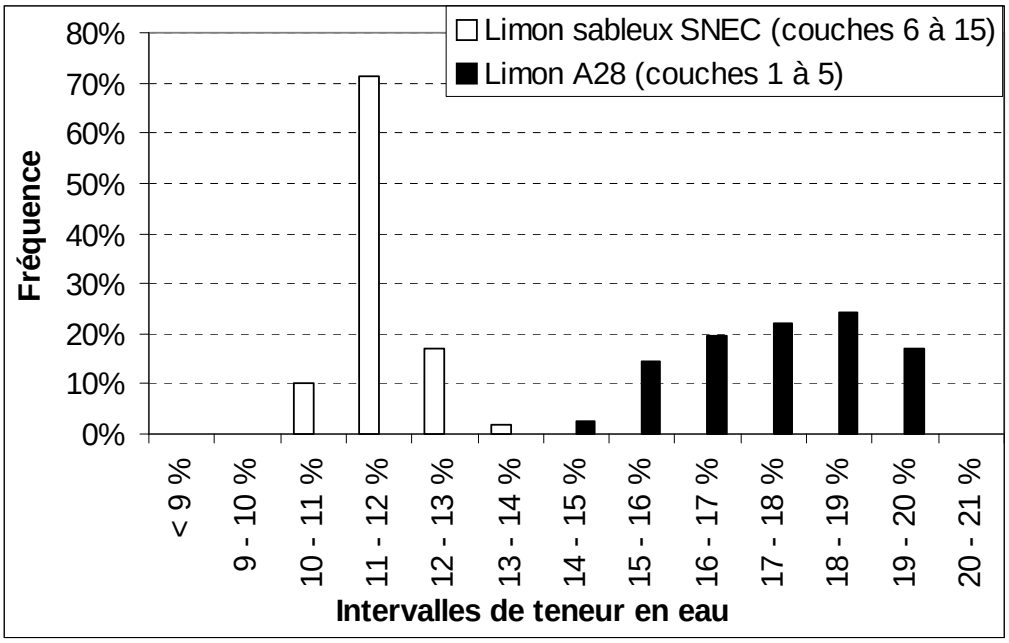


Figure 4.3. Teneur en eau dans le remblai R2,
lors de la construction (CER de Rouen)

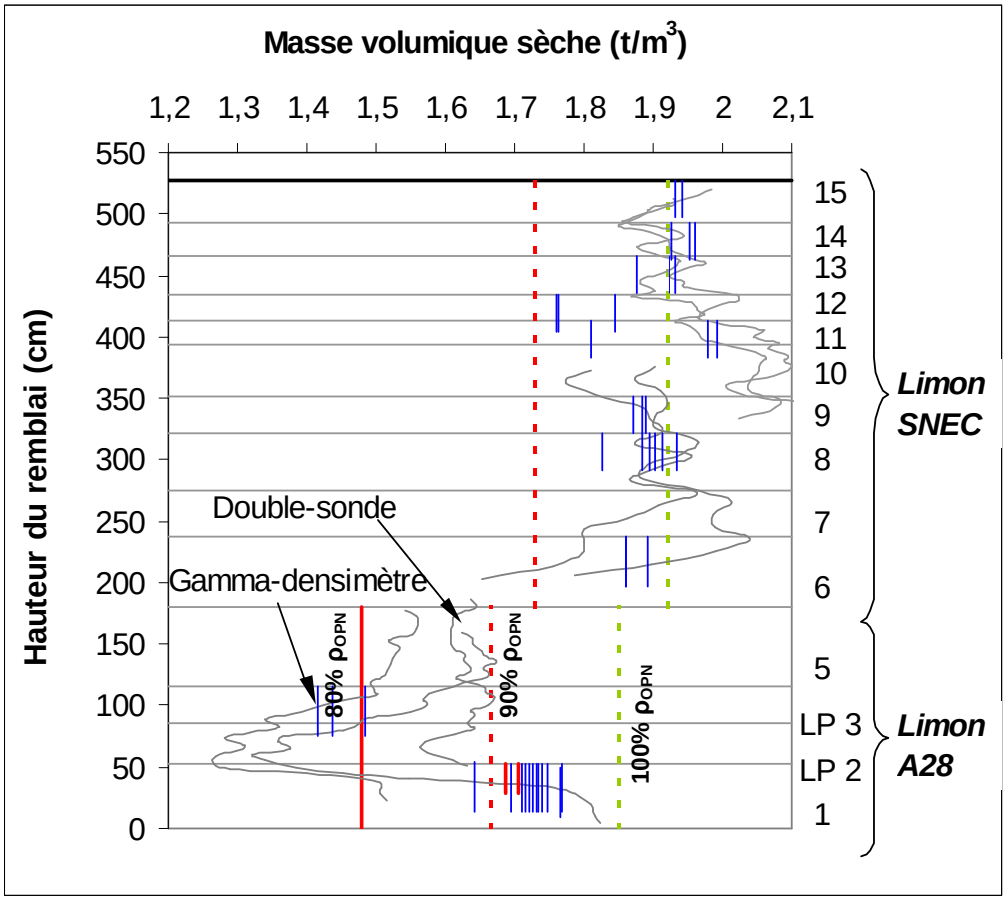


Figure 4.4. Distribution de la masse volumique sèche en fonction de la
hauteur du remblai R2 (CER de Rouen)

4.1.2. Construction du remblai R2

Les caractéristiques géométriques du remblai sont les suivantes (Figure 4.5) :

- longueur 10 m,
- hauteur 5,1 m (une première tranche de 1,8 m, une deuxième de 2,1 m et une troisième de 1,4 m),
- largeur 5 m en tête (plate-forme) et 20 m à la base.

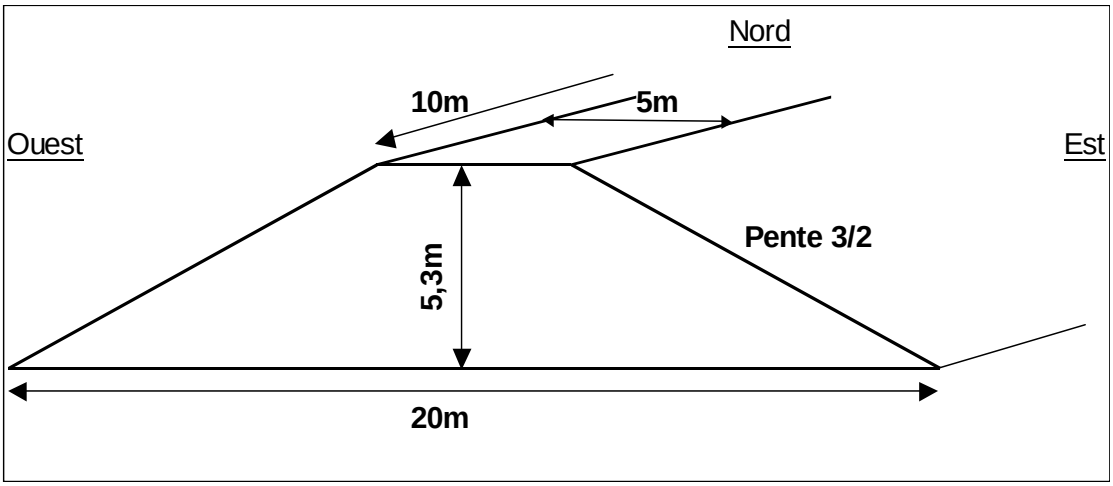


Figure 4.5. Géométrie du remblai de Rouen

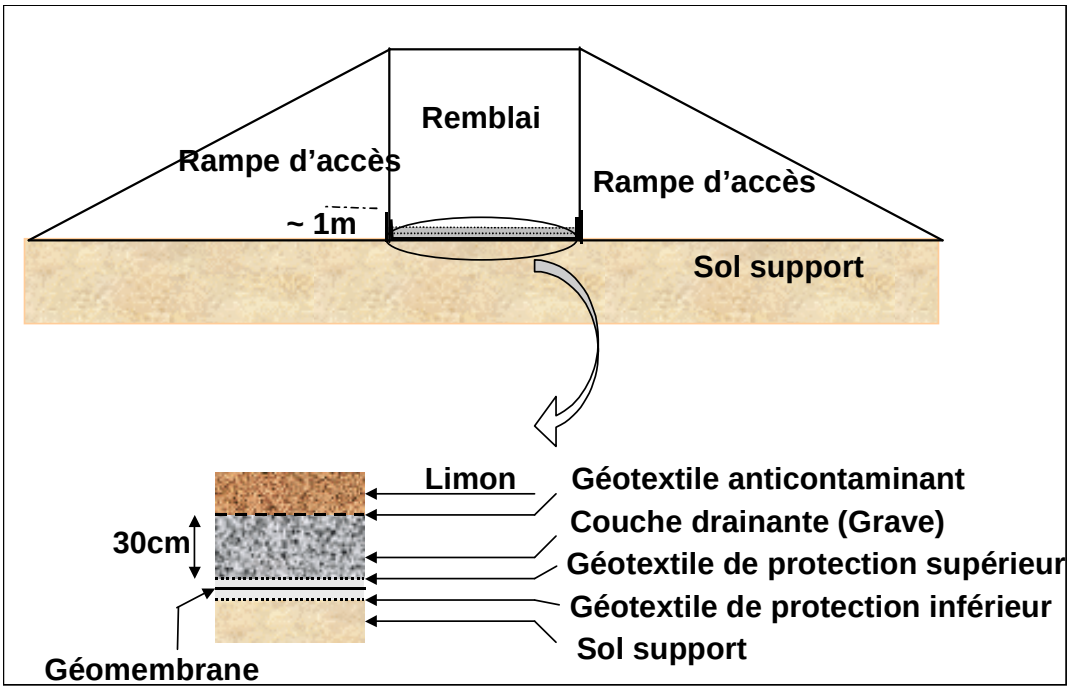


Figure 4.6. Profil en longueur du remblai, structure du dispositif d'étanchéité et de drainage

Le remblai repose sur un sol support qui a été nivelé avec une légère pente (entre 2% et 3%) pour aider l'évacuation de l'eau. Pour protéger le remblai des variations hydriques du sol support, une géomembrane et une base drainante de 30cm ont été mis en œuvre en base du remblai (Figures 4.6, 4.7 et 4.8). La base drainante est équipée de deux drains longitudinaux pour éliminer les eaux superficielles. Le drainage se fait d'un seul côté (nord). Les géotextiles ont été utilisés pour assurer seulement une protection. Les rampes d'accès sont constituées d'une grave quelconque, disponible sur le site de CER. Le dispositif d'étanchéité remonte entre le limon et les rampes sur un mètre de hauteur pour limiter les fuites par les rampes.



a) remontée du dispositif d'étanchéité



b) couche drainante



c) mise en place de la première couche



d) compactage des dernières couches



e) imbibition de la base du remblai

Figure 4.7. Construction et inondation du remblai R2

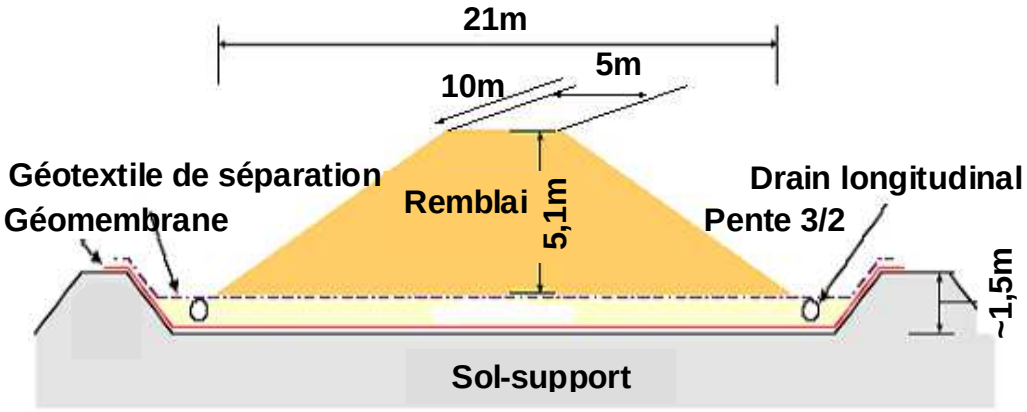


Figure 4.8. Profil en travers du remblai, structure du dispositif d'étanchéité et de drainage

Comme on l'a indiqué auparavant, le remblai R2 a été édifié en trois tranches. La première est construite avec le limon A28. Elle est constituée de cinq couches d'épaisseurs variables (entre 20 et 60 cm). Ce matériau a été bâché durant le stockage et mis en œuvre à l'état OPN, avec un faible compactage pour favoriser l'effondrement (w = 80 à 85% de w_{OPN}). Sa hauteur représente un tiers de la hauteur totale du remblai (1,8 m).

Les deux tranches supérieures sont construites avec le limon SNEC. Le matériau a été conservé à l'état sec (stocké à l'abri pendant l'été) et compacté conformément au GTR. La deuxième tranche fait 2,1 m de hauteur et est formée de 5 couches d'épaisseurs variant entre 30 et 40 cm. La troisième est de 1,4 m de hauteur. Elle contient 4 couches de 30 cm d'épaisseur et une de 20 cm d'épaisseur.

La figure 4.9 montre la géométrie et les numéros des différentes couches formant le remblai R2.

La pose des capteurs dans les couches n°2 et n°3 a imposé de réaliser les deux couches sous forme de banquettes de 90 cm de limon légèrement compacté. Les banquettes qu'on appelle dans la suite « lits de pose », sont réalisées uniquement à l'endroit des zones à instrumenter (Figure 4.10).

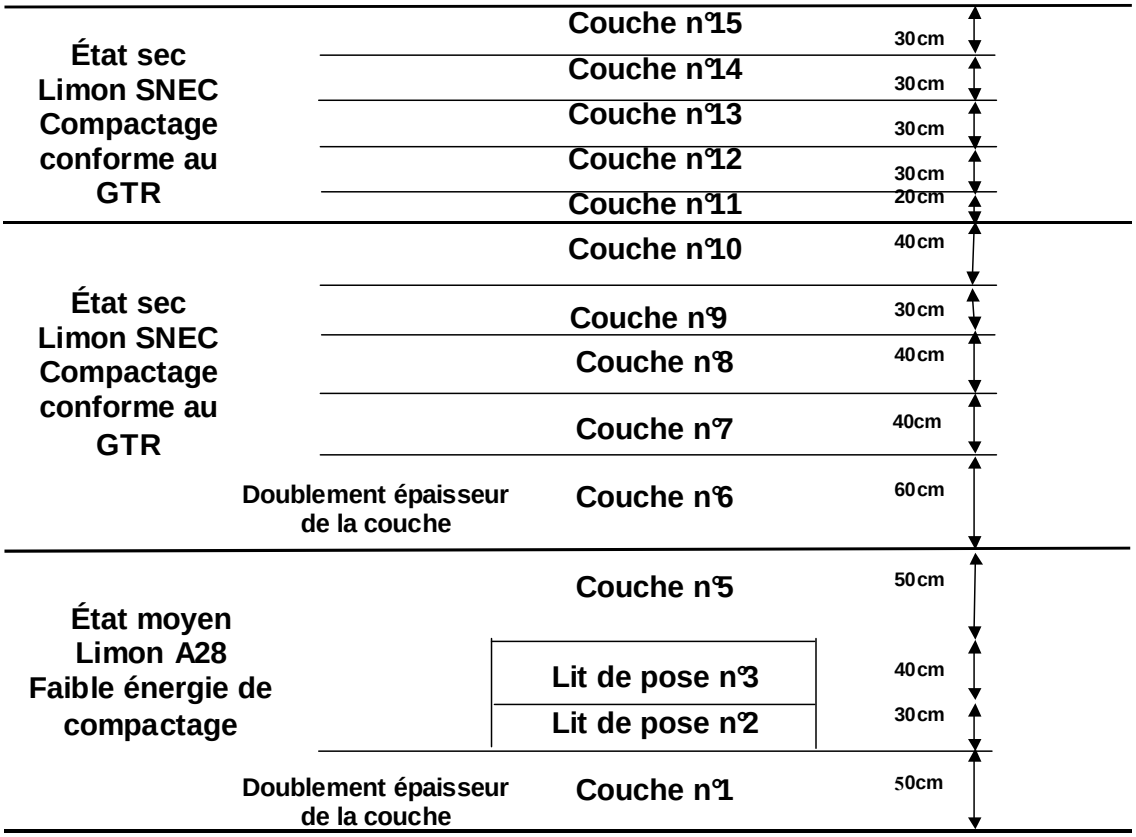
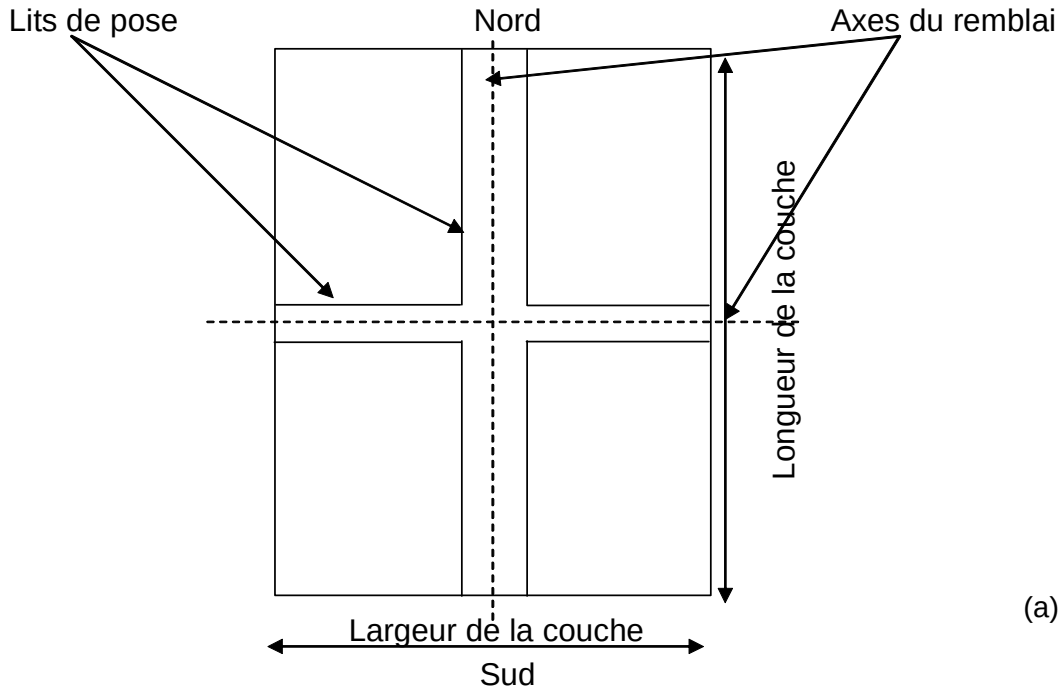


Figure 4.9. Géométrie et numéros des couches élémentaires du remblai





(b)

Figure 4.10. Emplacement des lits de pose dans les couches n°2 et n°3

4.1.3. Instrumentation du remblai R2

Plusieurs instruments de mesure ont été mis en place au cours de la réalisation du remblai pour suivre son comportement hydromécanique sous les différentes conditions initiales et les variations météorologiques (Tableau 4.2). La pose des capteurs est essentiellement localisée sur deux profils verticaux, un profil dans l'axe et un autre dans un des talus.

Pendant le montage du remblai, le chantier s'arrêtait lors des périodes de pluie ; à la fin de chaque journée de travail, une bâche imperméable était mise à la surface pour protéger le remblai. Après la mise en place de chaque couche, les enregitrements des mesures des capteurs, déjà implantés dans la couche montée, commencent.

Les capteurs sont placés à 5 cm de la surface du remblai pour mesurer la température et la teneur en eau, et à 10 cm pour suivre l'évolution de la succion (Figure 4.11).



a) mise en place de la sonde TDR



b) mise en place des différents capteurs



c) mise en place des capteurs pour les déplacements latéraux



d) mise en place du capteur pour le déplacement vertical

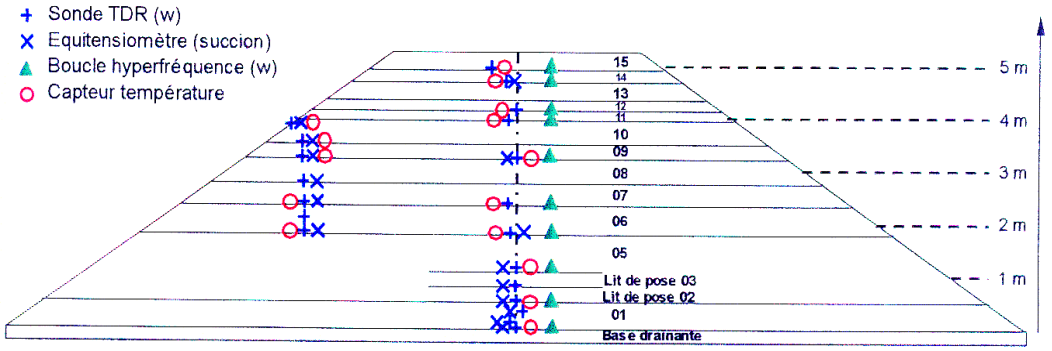


Figure 4.11. Mise en place des instruments de mesures dans le remblai R2

Tableau 4.2. Instruments de mesures et leurs rôles dans le remblai

Grandeur physique mesurée	Instrument de mesure	Observations
teneur en eau volumique	sondes TDR	des mesures directes par prélèvement du sol sont également effectuées pour déterminer la valeur initiale
succion	sondes EQ2	permet de mesurer jusqu'à 61MPa
déformation verticale	tassomètres à flasques	un profil topographique est également réalisé pour déterminer les valeurs de référence
déplacement horizontal	capteurs à câble	les mesures s'effectuent pour plusieurs largeurs
température dans le remblai	sonde de température PT100	
densité	gamma-densimètre, double-sonde	utilisée pour mesurer les valeurs initiales

conditions météorologiques	station météo	mesure de température, pluviométrie, humidité relative, et pression atmosphérique à proximité immédiate du remblai

4.2. Suivi du remblai R2

Pour toutes les mesures dans le remblai, on a considéré comme état initial les mesures prises après le débâchage (fin de construction), donc le 07/12/2004. Depuis cette date, le remblai R2 a été soumis à des changements météorologiques. On s'est basé sur les courbes pluviométriques (Figure 4.12) pour justifier quelques variations du comportement du remblai R2. Dans cette étude, on n'a pas pris en considération les variations de la température, et la vaporisation de l'eau à la surface. Cependant, la température du sol (Figure 4.13) est donnée à titre indicatif.

Les courbes représentant les mesures dans le remblai R2 sont désignées de la façon suivante : le numéro de la couche (0, 1, 2 …) suivi par le nom du capteur (w pour la teneur en eau, s pour la succion, D pour les déplacements verticaux et L pour les déplacements latéraux), ensuite le numéro du capteur (0, 1 …) et enfin l'emplacement du capteur (ac = axe central, an = axe nord, as = axe sud et to = talus ouest). A titre d'exemple, le capteur nommé 1w3to signifie le capteur n°3 installé au talus ouest de la couche numéro 1 et il mesure les valeurs de la teneur en eau.

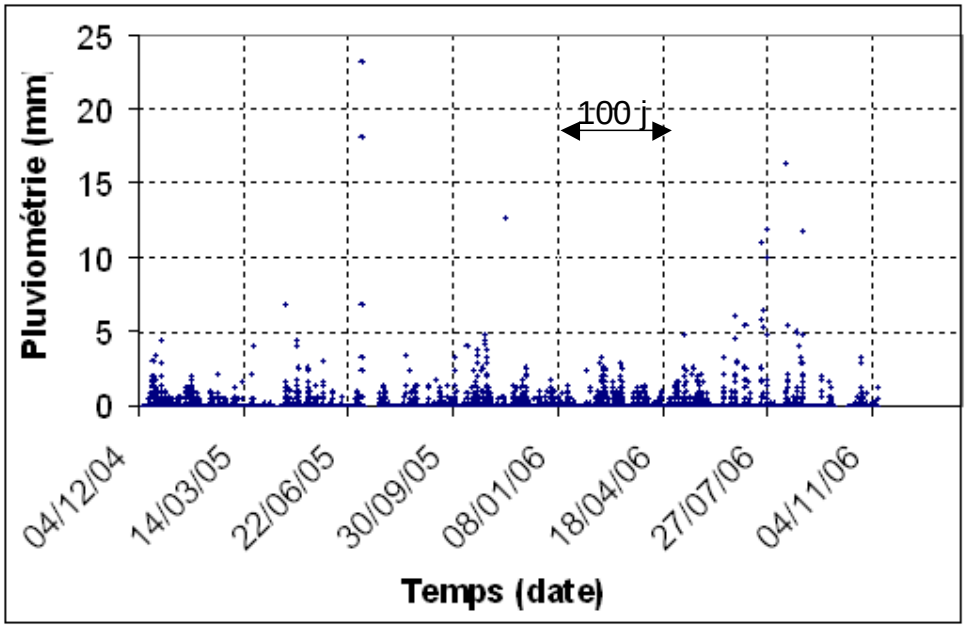


Figure 4.12. Courbe pluviométrique en fonction de temps

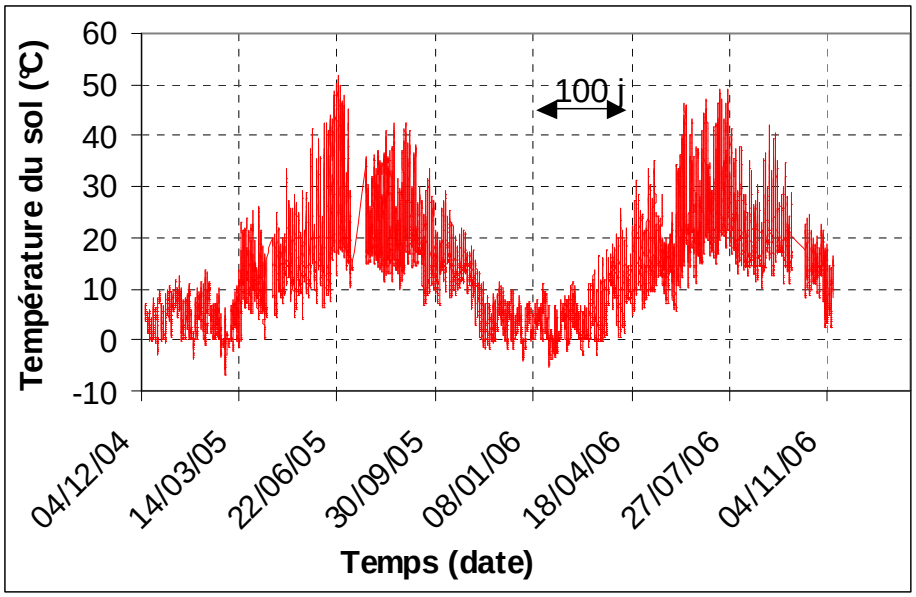


Figure 4.13. Température du sol en fonction de temps

4.2.1. Évolution de la teneur en eau dans le remblai R2

La figure 4.14, montre l'évolution de la teneur en eau volumique mesurée sur l'axe central du remblai à différents niveaux pendant environ deux ans (du 06/12/04 au 30/11/06).

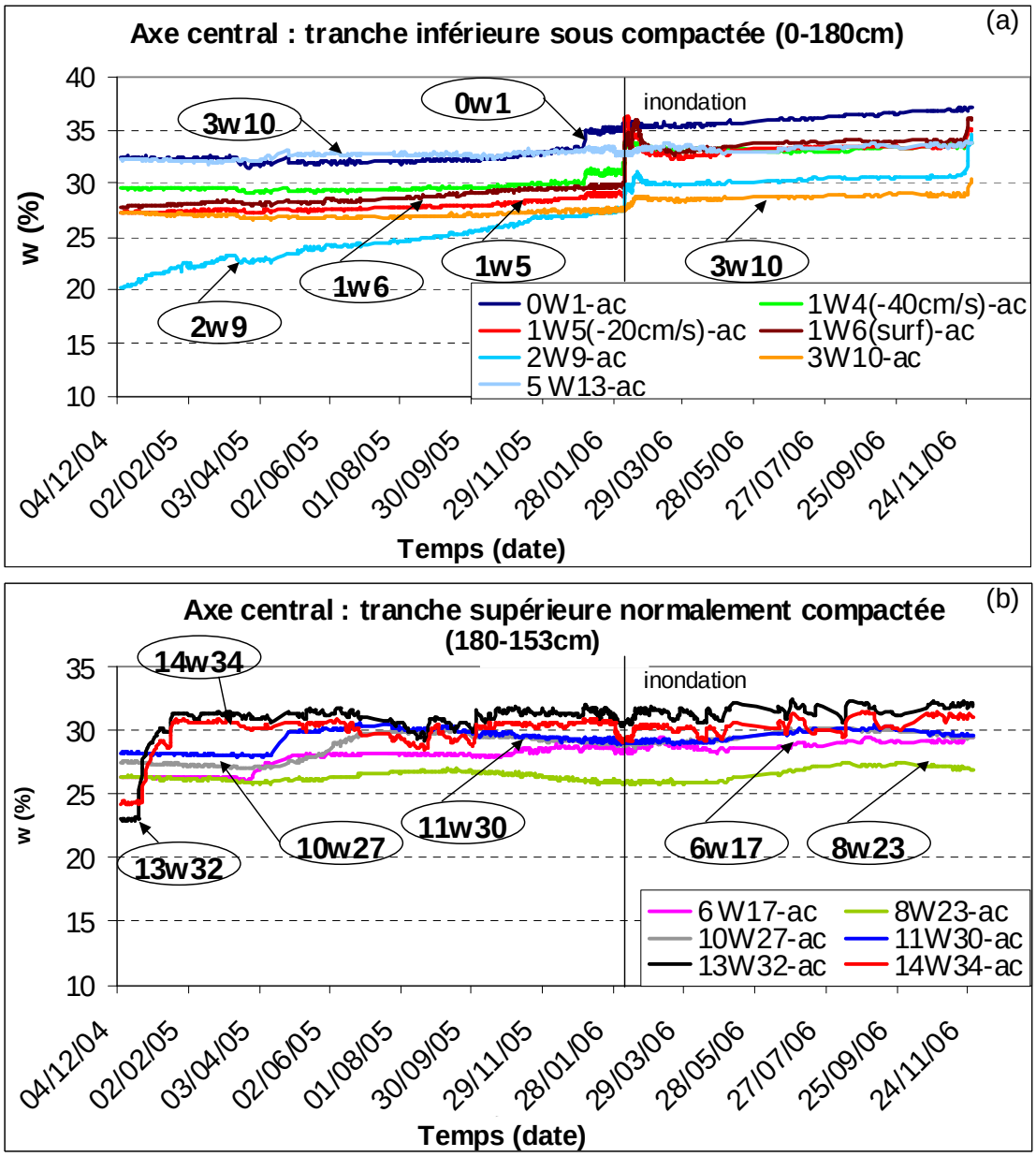
La vue de ces courbes permet de dire que la variation de la teneur en eau dans le remblai sur la durée du suivi est faible. À l'exception de quelques mesures, les courbes de teneur en eau ont un aspect relativement stable.

La comparaison entre la teneur en eau dans les couches superficielles et la teneur en eau dans les couches profondes ne peut être qu'indicative puisque les valeurs présentées dans les graphiques de la figure 4.14 (a) et (b) correspondent à la teneur en eau volumique, qui dépend notamment de la densité sèche, et que la base du remblai R2 est sous compactée par rapport aux autres tranches. En ce qui concerne sa variation, on constate qu'avant l'inondation (début février 2006) de la base du remblai R2, la teneur en eau dans les couches profondes a varié beaucoup moins que dans les couches superficielles : le sol de la tranche supérieure est beaucoup plus dense que celui situé en profondeur et l'eau hydratant le remblai R2 passe d'abord par la surface.

Pour une étude plus approfondie, on traite chaque tranche horizontale du remblai indépendamment. On prend, d'abord, les cinq premières couches (figure 4.14, a), construites en limon A28 à son état d'humidité moyen et faiblement compacté. La couche n°2 est la seule dans la tranche inférieure qui ait connu une augmentation continue de la teneur en eau d'environ 10% dès le débâchage du remblai R2 jusqu'à la fin du suivi. On peut lier cette observation à l'état initial de la teneur en eau et de la densité sèche (Figures 4.3 et 4.4, paragraphe 4.1.1) : la couche n°2 représente la partie la plus lâche dans l'ouvrage et elle a la valeur initiale de teneur en eau la plus faible. On note, également, qu'à l'exception de la couche n°5, les courbes de la figure 4.14 (a) ont connu une évolution en février 2006 qui correspond à l'inondation du remblai. La couche n°5 n'a pas été concernée par cette évolution parce que l'inondation a été réalisée sur un mètre de hauteur. L'évolution de la teneur en eau dans cette couche sur la période de suivi est négligeable.

La couche n°0 est la couche drainante. Elle est construite avec du grave. On note que les valeurs de la teneur en eau enregistrées dépassent 30%, ce qui est élevé pour un sable. Le capteur a été probablement installé entre la couche drainante et la couche n°1.

Maintenant, on analyse les couches supérieures constituées de limon SNEC mises en œuvre à l'état sec et compactées énergiquement. On voit clairement que contrairement aux couches de base, les capteurs ont marqué une forte augmentation de la teneur en eau, surtout dans la 13ème et la 14ème couche. Cette augmentation d'environ 8%, dans un temps assez court est due aux précipitations enregistrées pendant cette période (Figure 4.12). D'une manière globale, la variation de la teneur en eau dans les couches superficielles 13 et 14 est liée directement aux phénomènes météoro-logiques. Lors des chutes de pluie suivantes, la teneur en eau n'a pas varie comme la première fois. Cela montre clairement le comportement irréversible du sol, où le cycle humidification/séchage a modifié sensiblement la courbe de variation de la teneur en eau. Ceci peut être dû également aux variations de la température du sol au cours du temps : on a enregistré des valeurs très élevées qui ont dépassé 50°C en juin 2005 (Figure 4.13). L'eau peut être vaporisée et, par conséquent, moins s'infiltrer dans le sol.



-40cm/s : capteur installé à 40 cm de la surface de la couche
-20cm/s : capteur installé à 20 cm de la surface de la couche
surf : capteur installé à la surface de la couche

Figure 4.14. Évolution de la teneur en eau au cours du temps, axe central du remblai : a) tranche inférieure, b) tranche supérieure

Pour les couches n°10 et n°11, la variation de la t eneur en eau a été retardée. On peut lier ce retard au temps nécessaire pour l'arrivée de l'eau de la surface. La couche n°8 a marqué une stabilité relat ive de la teneur en eau. Par contre, dans la couche n°6 qui touche directement l e matériau de la tranche

inférieure, l'évolution de la teneur en eau n'a commencé qu'à la fin de mars 2005 : cette couche n°6 est en contact avec un matériau plus humide et plus lâche (couche n°5). L'évolution de la teneur en eau est due aux échanges hydriques entre les deux matériaux en contact. Comme la couche n°6 est très dense, le moindre volume d'eau absorbé peut conduire à une augmentation remarquable de la teneur en eau volumique. Par contre, les courbes des couches supérieures n'ont pas marqué d'évolution après l'inondation de la base de l'ouvrage, c'est-à-dire qu'aucune remontée capillaire ne s'est produite.

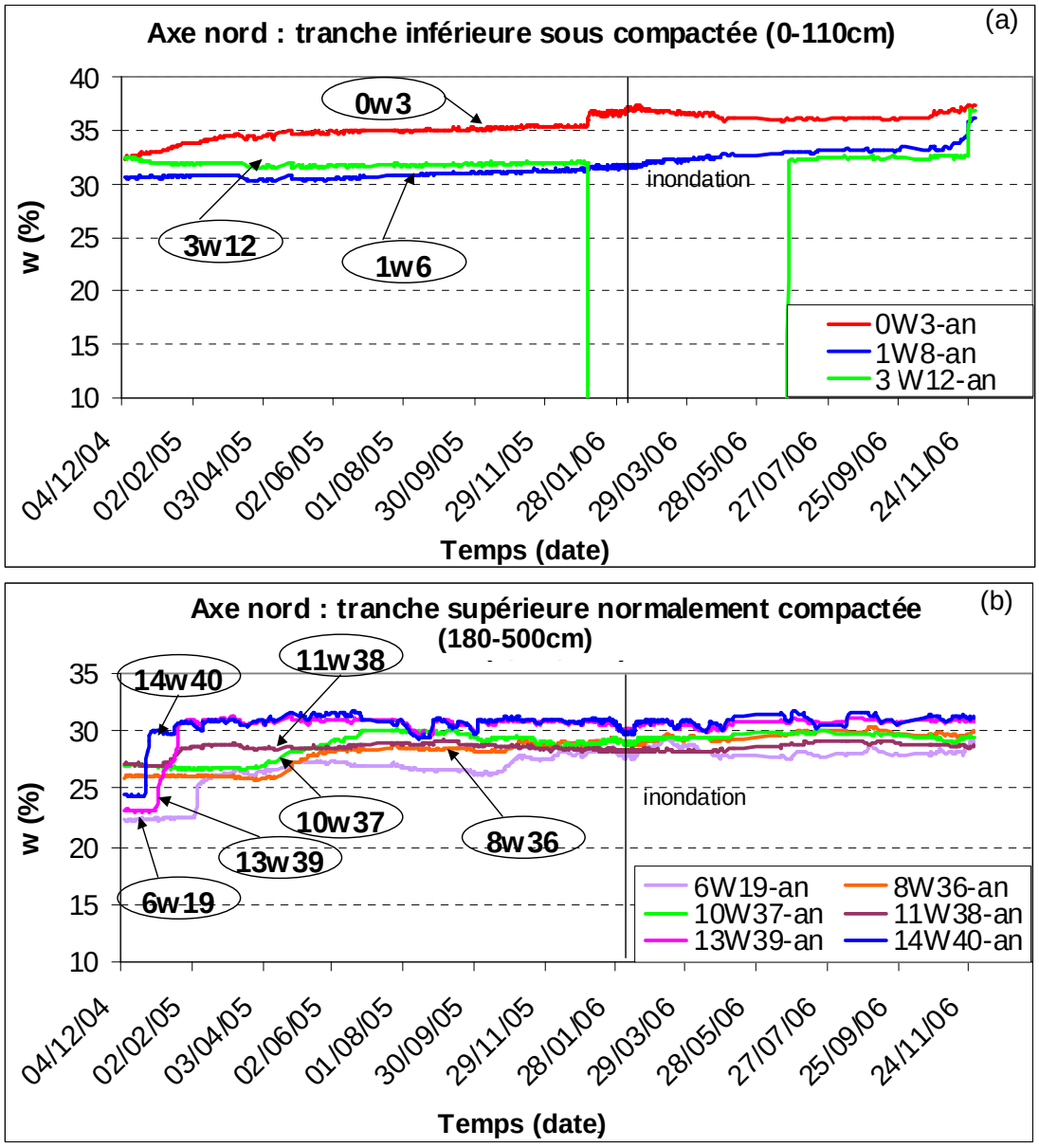


Figure 4.15. Évolution de la teneur en eau au cours du temps, axe nord du remblai : a) tranche inférieure, b) tranche supérieure

Sur l'axe nord du remblai R2 (Figure 4.15), les courbes de la teneur en eau ont les mêmes formes que sur l'axe central. La variation de la teneur en eau est plus faible dans la tranche inférieure (Figure 4.15, a). Pour la partie supérieure normalement compactée (Figure 4.15, b), La teneur en eau initiale était hétérogène. Avec le temps, elle s'est stabilisée en fonction de la profondeur, en diminuant de la surface vers le fond.

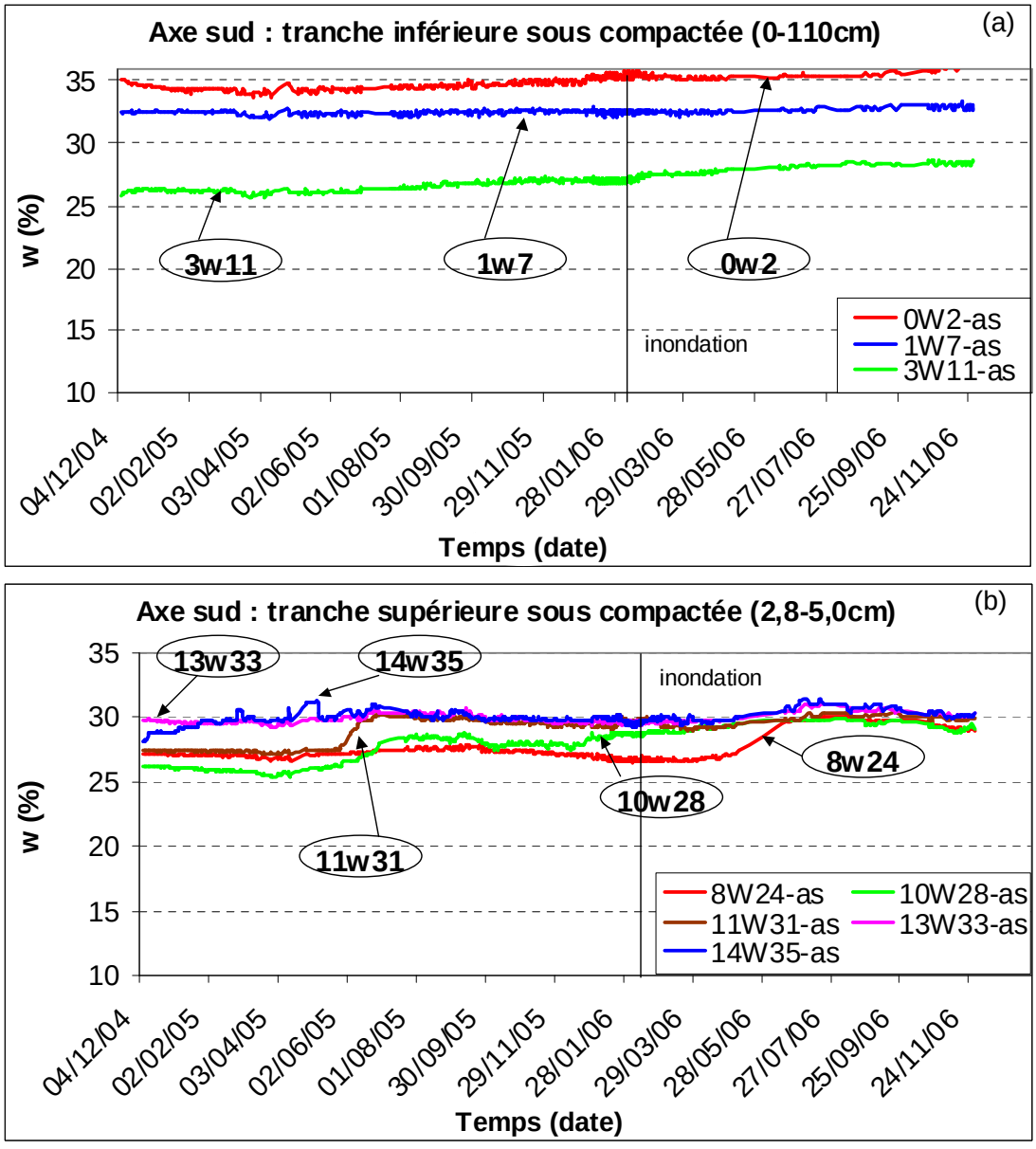


Figure 4.16. Évolution de la teneur en eau au cours du temps, axe sud du remblai : a) tranche inférieure, b) tranche supérieure

La figure 4.16 présente les courbes de teneur en eau qui correspondent à l'axe sud du remblai R2. La courbe de la couche n°1 se situe au-dessus de la

courbe 3w11, à l'inverse de ce que l'on observe sur la figure 4.14. Cela est dû aux valeurs initiales différentes : la tranche inférieure a été mise en œuvre sans compactage, ce qui a engendré une hétérogénéité dans la distribution de la teneur en eau dans la même couche. Après l'inondation de la base du remblai, la variation de la teneur en eau dans les couches 1 et 3 est faible.

Près du talus ouest, la variation de la teneur en eau est beaucoup plus remarquable (Figure 4.17) par rapport aux mesures prises dans l'axe. Les augmentations et les diminutions des valeurs sont continues pendant toute la durée du suivi. On lie cela fortement aux variations météorologiques vu que le matériau en extrémité est beaucoup plus sensible à l'absorption de l'eau venant de la pluie qu'au centre. Les courbes de mesure sur le talus suivent les mêmes variations, avec un retard quand on va de la couche superficielle vers la couche la plus profonde. Cela est dû au temps nécessaire pour que les couches inférieures soient mouillées : l'humidification du remblai se fait par le seul moyen naturel, la pluie.

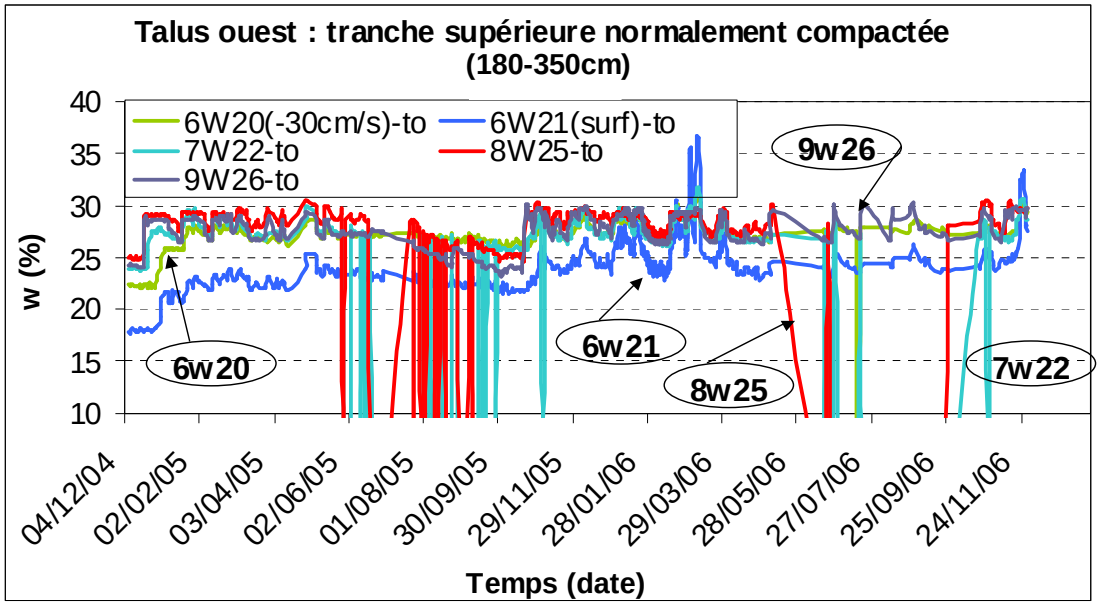


Figure 4.17. Évolution de la teneur en eau au cours du temps, talus ouest du remblai, tranche supérieure

La figure 4.18 montre l'évolution de la teneur en eau dans les quatre profils : sur les axes central, nord et sud, et dans le talus ouest. Les courbes présentées sur la figure 4.18, correspondent aux mesures chaque six mois depuis le 07/12/2004. On remarque une grande hétérogénéité des valeurs de la teneur en eau suivant la profondeur. Sa variation reste considérable à la surface (talus) et à moins d'un mètre de hauteur (axe central). Entre profils, on note que l'évolution de l'humidité est minime sur l'axe sud et forte sur l'axe central et le talus ouest. On peut dire que l'observation du remblai près des talus traduit mieux l'influence du changement météorologique ainsi que

l'influence de l'état initial en densité et en quantité d'eau. En effet, les phénomènes de vaporisation et de filtration changent entre l'axe du remblai et son extrémité. Par conséquent, l'évolution de la teneur en eau change aussi.

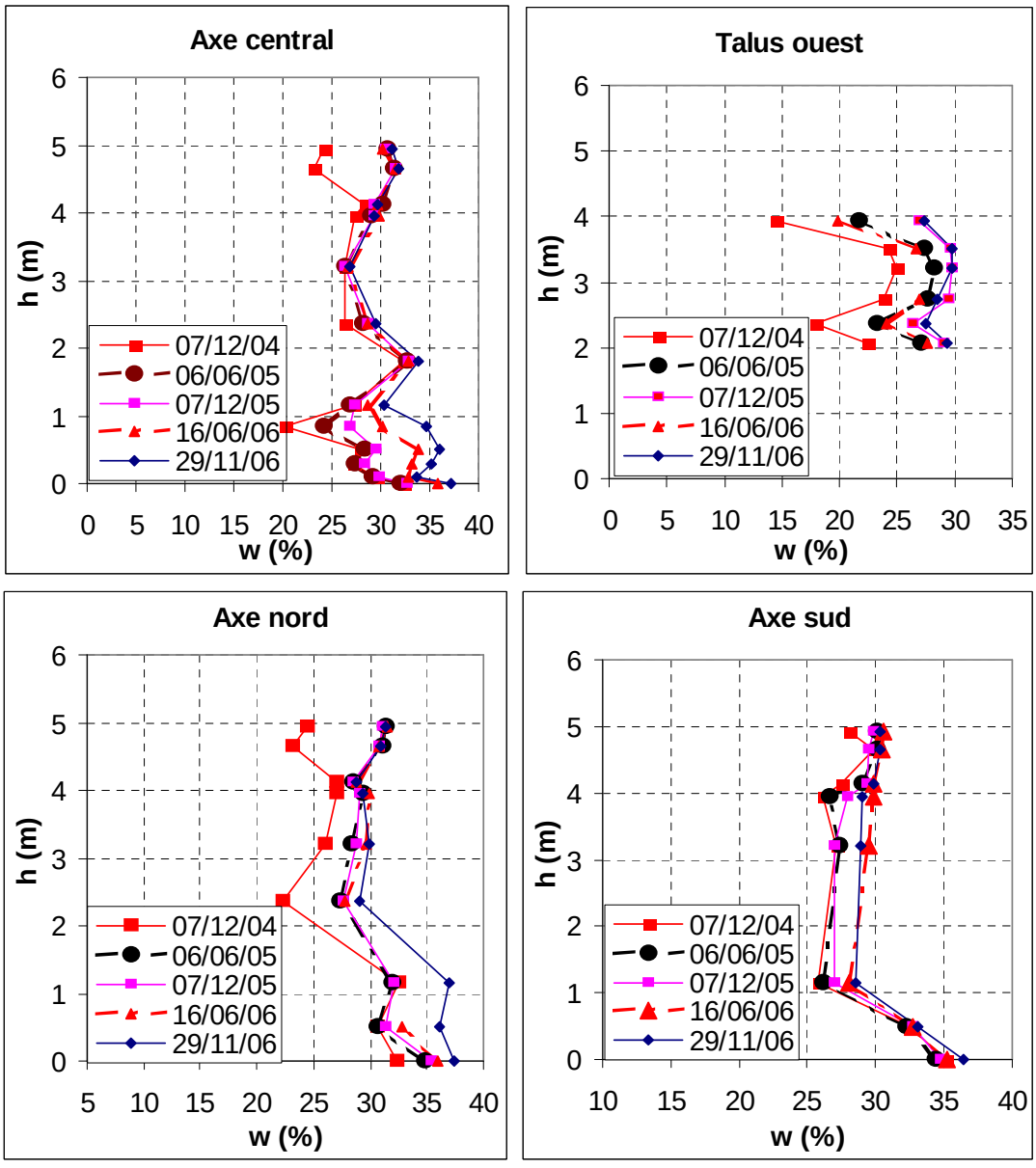


Figure 4.18. Profils de la teneur en eau

4.2.2. Évolution de la succion dans le remblai R2

Le suivi de la succion a été réalisé par des capteurs EQ2 qui calculent la valeur de la succion d'après la teneur en eau mesurée dans le matériau compacté. Il s'agit d'une succion matricielle. Les capteurs sont implantés sur l'axe central et dans le talus

ouest du remblai R2. Les valeurs enregistrées varient entre -64 et 150 kPa. Les valeurs positives ne sont pas prises en considération. Elles indiquent uniquement qu'on a atteint la saturation du sol et sont remplacées systématiquement par des zéros.

La figure 4.19 (a) montre les résultats des mesures sur l'axe central dans la tranche inférieure du remblai R2. À l'exception des mesures à 20 cm de la surface de la couche n°1 et à la surface de la couche n°3, les au tres capteurs ont indiqué des valeurs positives, à partir de la fin d'août 2005, ce qui signifie que le limon A28 est saturé. Toutes ces valeurs ont été notées avant l'inondation du remblai. Le matériau est resté dans cet état jusqu'à la fin de novembre 2006. La variation de la succion dans la couche n°5 est relativement faible vu sa va leur initiale.

Certaines courbes de la figure 4.19 (a) ont évolué de la même façon pendant ces deux ans. Ainsi, les courbes 1S et 2S (mesures dans la couche n°1 à la surface et à 40 cm de la surface et mesures dans la couche n°2) évoluent de la même manière durant cette période. Ces deux couches sont adjacentes et ont été construites avec le même matériau et pratiquement dans les mêmes conditions initiales ; il est donc logique qu'elles suivent les mêmes variations de la succion comme pour la teneur en eau. Les courbes de succion dans la couche n°3 (3-S 10) et à 20 cm de la couche drainante (1S6), ont également les mêmes formes.

Pour la couche n°1, qui fait 50 cm d'épaisseur, les valeurs de la succion ont été prises à la surface, à 20 cm et à 40 cm au-dessous de la surface. On a noté la même variation à la surface et à -40 cm. Par contre, la courbe représentant le milieu de la couche a une allure différente. Les courbes à -20 cm et à -40 cm commencent à la même valeur de la succion et la densité sèche dans la couche n°1 est minimale à la surface et maximale à la base. Les informations disponibles conduisent à lier la saturation à la surface de la couche n°1 à l'échang e hydrique entre les couches 1 et 2. En ce qui concerne les deux autres niveaux de la couche, la saturation dépend de la densité, qui est maximale à -40 cm et la succion en dépend.

Dans la couche de grave drainant, les valeurs de la succion enregistrées (s_{max} = -64 kPa) n'ont aucune signification pour une teneur en eau supérieure à 30%. Ceci confirme que les capteurs ont probablement été placés entre la couche drainante et la couche n°1.

Quand on compare les courbes d'évolution de la succion (Figure 4.19, a) et les courbes d'évolution de l'humidité (Figure 4.14, a), on constate une bonne compatibilité entre les valeurs dans les couches n°2 et 5. La teneur en eau et la succion varient de la même manière. Par contre, dans la couche n°1, on note une variation de la succion sans variation de la teneur en eau.

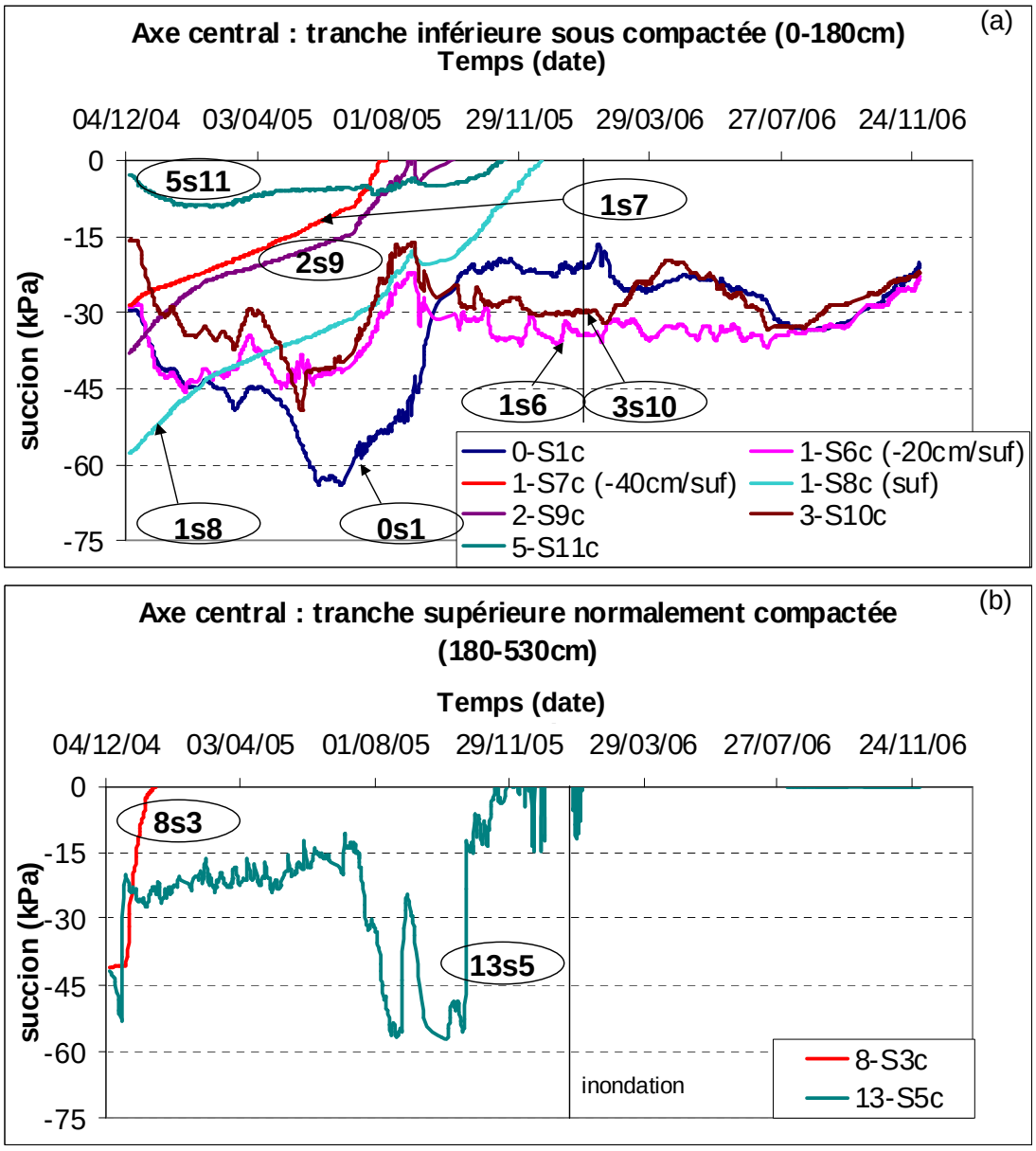


Figure 4.19. Évolution de la succion au cours du temps, axe central du remblai : a) tranche inférieure, b) tranche supérieure

Dans la tranche supérieure, construite avec le limon de SNEC, on n'a effectué les mesures de la succion que dans deux niveaux (Figure 4.19, b), à 3,2 m (couche n°8, 8-S3) et à 4,7 m (couche n°13, 13-S5) par rapport à la couche drainante. Entre le 20-12-2004 et le 16-01-2005, la succion dans la couche n°8 a connu une évolution forte et continue. Le matériau est devenu saturé. Cette variation vient après une période très pluvieuse (Figure 4.12). Cependant, les valeurs de la teneur en eau volumique sont restées relativement stables (Figure 4.14 (b), 8W23). On peut expliquer cette stabilité par le fait que la teneur en eau volumique est un rapport de la teneur en eau massique et de la densité sèche. Donc, une variation de la teneur en eau massique (qui engendre une variation de la succion) ne signifie pas forcement une variation de

la teneur en eau volumique. La même explication peut être donnée pour la variation de la succion dans la 1ère couche.

Dans la couche n°13, la relation entre la variation de la succion et la variation de la teneur en eau est logique. On note un accroissement rapide de la succion de 32 kPa en 3 jours, qui coïncide avec la période pluvieuse de décembre (Figure 4.14 (b), 3W10). Entre le 10-07-2005 et le 30-08-2005, on remarque une décroissance suivie par un accroissement rapide et fort qui correspond aux mêmes variations de la teneur en eau. Enfin, la teneur en eau se stabilise à des valeurs proches de 30 %, tandis que la succion devient nulle.

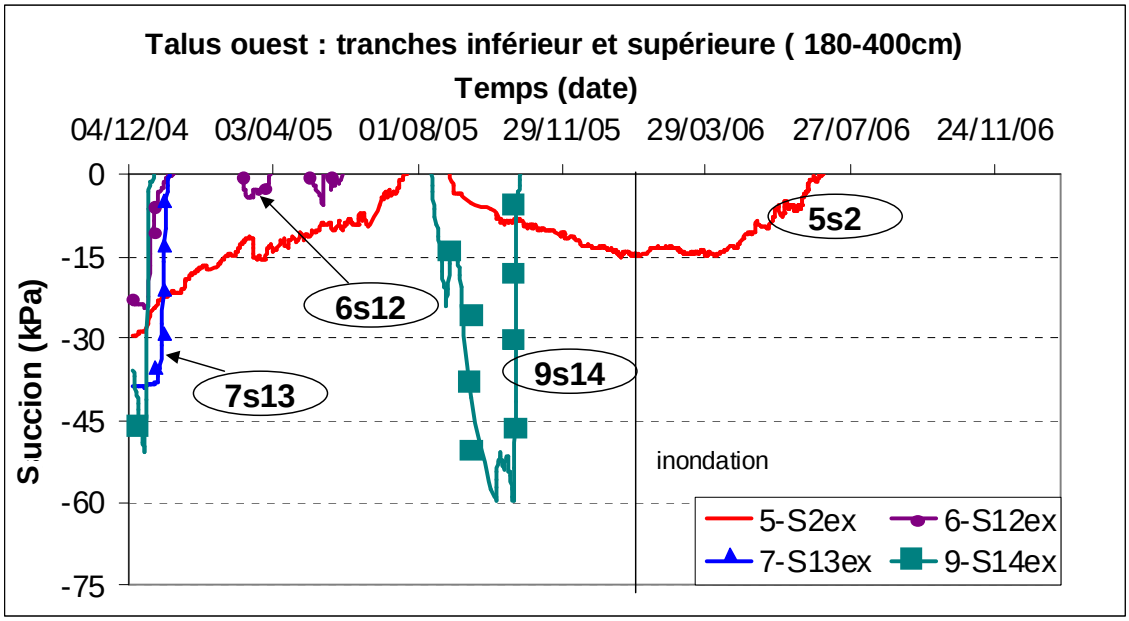
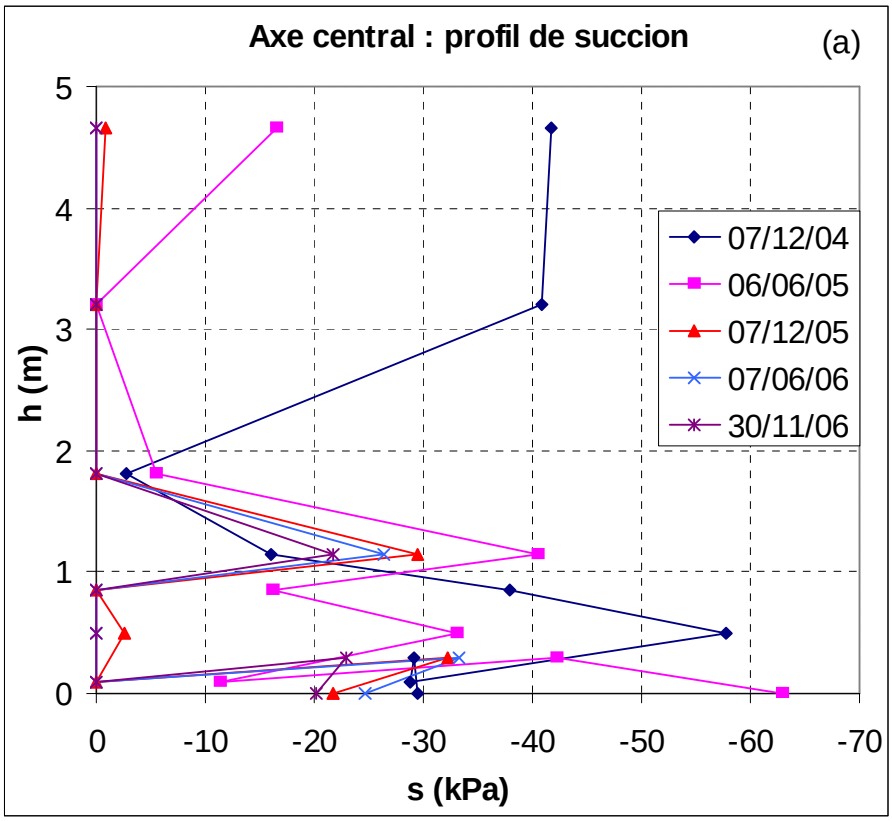


Figure 4.20. Évolution de la succion au cours du temps, talus ouest du remblai : tranche inférieure et supérieure

Au voisinage du talus, on a observé, d'après les mesures dans les couches n° 5, 6, 7 et 9 (Figure 4.20), qu'il n'y a que la couche n°5 qui reste pratiquement non saturée. Une forte baisse des valeurs a été enregistrée dans la couche n°9 directement après les précipitations de décembre 2004. Ces évolutions sont comparables à celles de la couche n°8 sur l'axe central, et elles expliquent le gonflement illustré plus loin sur la figure 4.22 (paragraphe 4.2.3). Elles prouvent également une très bonne cohérence avec la variation de la teneur en eau.

La figure 4.21, présente la variation de la succion en fonction de la profondeur, sur l'axe central et dans le talus ouest, tous les deux mois. Sur l'axe central, les valeurs de la succion sont très hétérogènes à travers les couches. Après décembre 2004, les différentes courbes ont la même allure, avec une tendance à la saturation (les valeurs de la succion s'approchent de 0 au cours du temps).



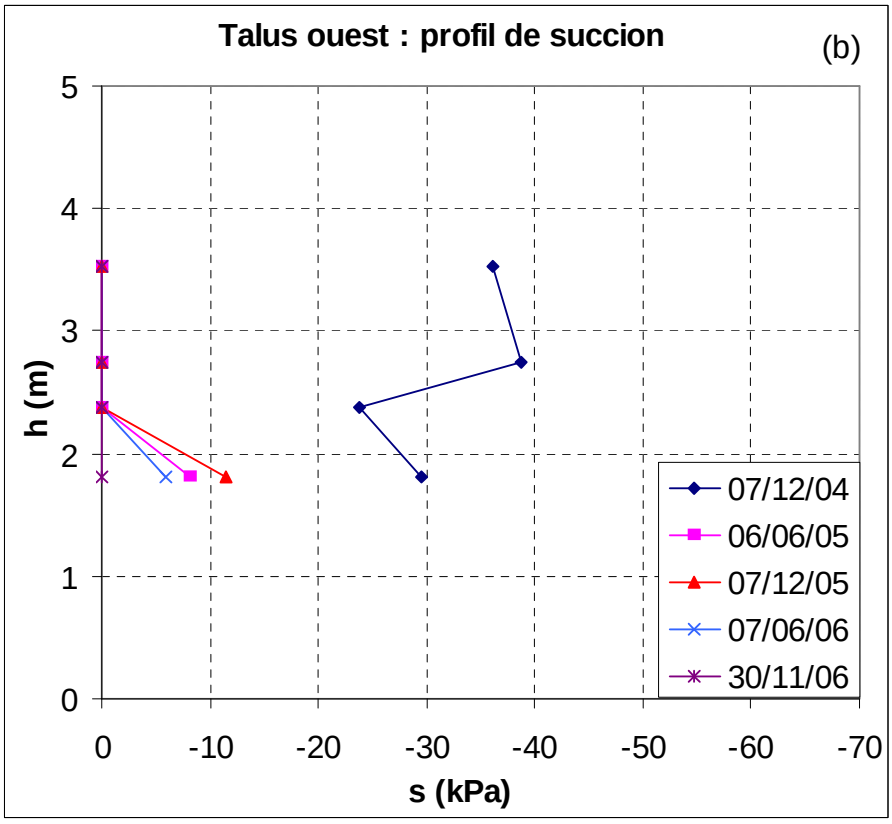


Figure 4.21. Profils de succion

À 3,21 m le sol est toujours saturé. Il faut rappeler que les couches superficielles ont été construites avec un sol sec et normalement compacté. L'infiltration du moindre volume d'eau dans le matériau se traduit directement par une variation des paramètres d'état du sol, notamment la succion. À 1,81 m, la succion ne varie pas beaucoup au cours du temps, vu que le sol est mal compacté et humide.

Dans le talus, on ne possède pas de mesures de la tranche inférieure du remblai R2. Le matériau est saturé dans la partie supérieure et, à 1,81 m, la succion évolue vers la saturation.

4.2.3. Évolution des déformations verticales dans le remblai R2

Les déformations verticales ont été mesurées à 30 cm, 50 cm et 60 cm d'épaisseur du matériau, sur l'axe du remblai et près du talus. La figure 4.22 présente la déformation verticale sur l'axe central.

Dans la tranche inférieure, qui a été compactée avec une faible énergie de compactage, on remarque un tassement continu progressif et relativement élevé dans les couches n°2 et 3. Entre les valeurs initiales et finales, on note une déformation maximale de 3,2%. On retrouve le même comportement avec des valeurs moins fortes dans la couche n°1, où la déformation entre l'état initial et l'état final n'est que 2,14%, au plus. Cette anomalie est expliquée probablement par le problème d'hétérogénéité de la densité locale et par le fait que les couches 2 et 3 ont été construites en utilisant deux types de matériaux, le limon en lit de pose et un matériau hétérogène (constituant le déblai trouvé en place) et qu'elles sont moins épaisses que les autres couches de la tranche. L'évolution du tassement dans la couche n°2 se produit parallèlement à l'augmentation de la teneur en eau (Figure 4.14, a), ce qui n'est pas le cas dans la couche n°3. Cela est encore lié à la différence de la densité sèche.

À l'exception de la couche n°5 qui n'a pas été concernée par l'inondation du remblai R2, les différentes courbes de cette tranche ont marqué un palier après l'inondation du remblai. Cela traduit l'augmentation des valeurs de la teneur en eau remarquée sur la figure 4.14 (a).

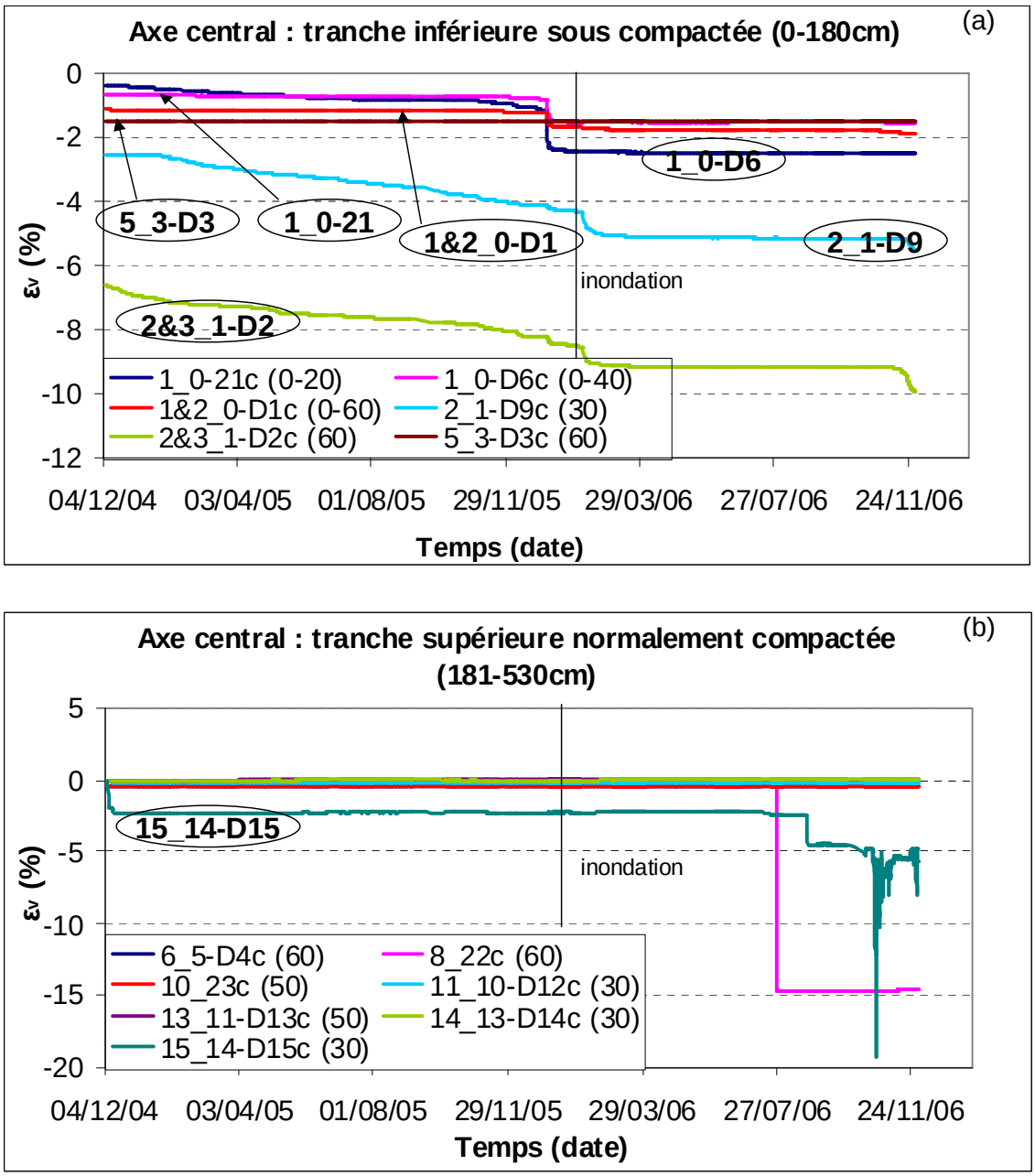


Figure 4.22. Déformation verticale au cours du temps sur l'axe central du remblai : a) tranche inférieure, b) tranche supérieure

Dès le débâchage du remblai R2, on a enregistré un tassement instantané dans la couche n°15. Ensuite, on a constaté une stabilité relative au niveau des déformations. Vers le mois d'août 2006 (fortes précipitations, figure 4.12) cette couche a connu une nouvelle évolution de la déformation verticale : elle est située en surface et exposée directement aux facteurs météorologiques externes. Les déformations dans les autres couches superficielles (Figure 4.23) sont négligeables. Elles ne dépassent pas 0,5%. Pour la couche n°8, on a remarqué que, le 26 juin 2006, le capteur 8_22c a enregistré un passage instantané du déplacement vertical

de -0,05 à -87,68 mm. On suppose qu'il s'agit tout simplement d'un disfonctionnement du capteur.

À l'exception de la couche n°9 (Figure 4.23), qui a connu un léger gonflement (1,33% sur deux ans de suivi), les autres couches de la tranche supérieure ont été pratiquement stables.

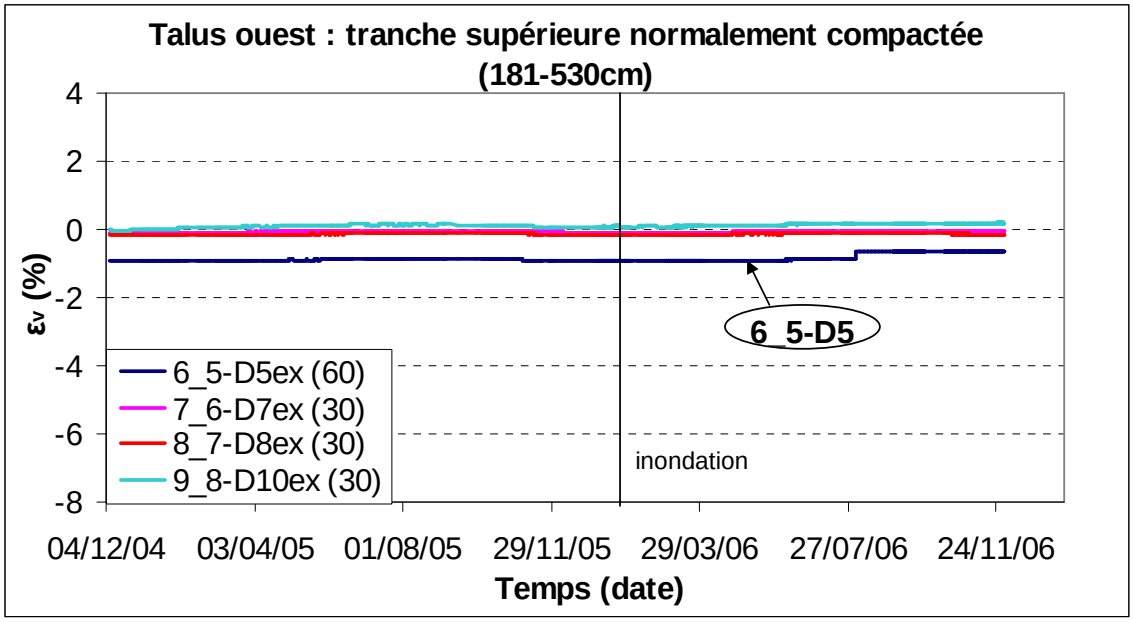


Figure 4.23. Déformation verticale au cours du temps : talus ouest du remblai, tranche supérieure

4.2.4. Évolution des déformations latérales dans le remblai R2

L'observation des courbes de la figure 4.24, permet de dire que la déformation horizontale dans le remblai est nulle ou très faible, de l'ordre de 10^{-4}. Les valeurs non nulles sont négatives ce qui indique un mouvement de terrain vers l'intérieur ou bien vers le centre du remblai. On remarque qu'après la déformation initiale le sol ne bouge plus. Les valeurs mesurées dans la couche n°2 sont plus grandes que dans la couche n°7 . Cela s'explique par le fait que le sol utilisé en base du remblai est mal compacté et que le matériau est hétérogène dans cette tranche, et aussi parce que la charge supportée par le sol augmente avec la profondeur. Donc, on obtient une déformation plus grande en profondeur. Cela n'a pas été remarqué pour les déformations verticales, influencées par d'autres facteurs comme l'état initial en teneur en eau et en densité sèche. On a remarqué également que les mesures de déformation sont maximales vers l'extrémité du remblai, ce qui confirme la sensibilité des talus.

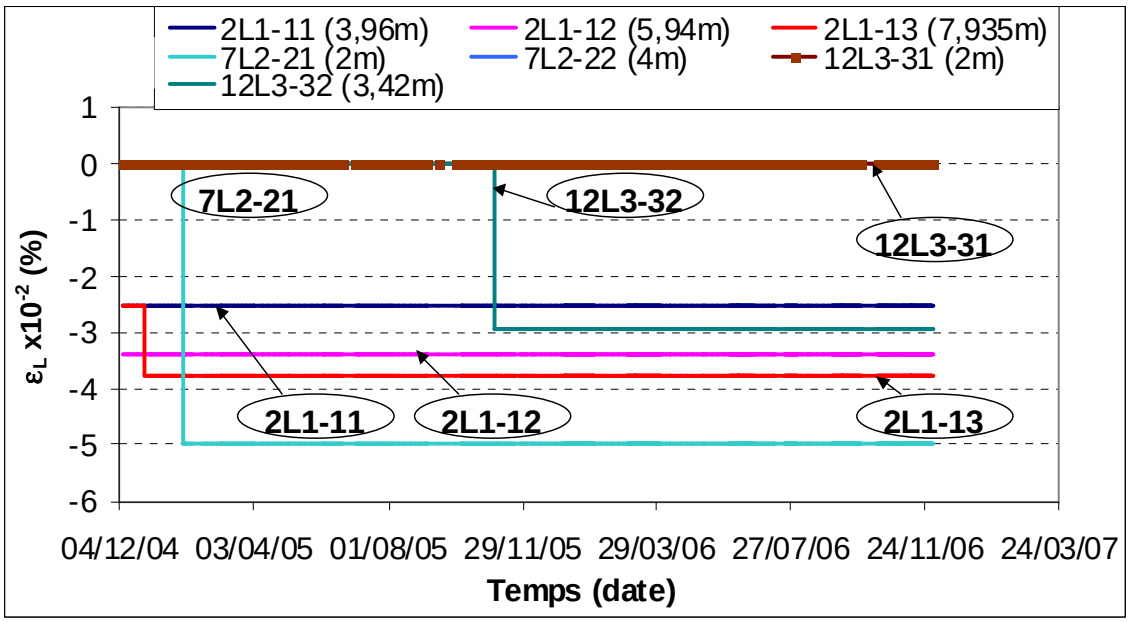


Figure 4.24. Déformations latérales au cours du temps, dans les couches n°2, n°7 et n°12

4.3. Conclusion

Sur deux ans de suivi du comportement de l'ouvrage R2, une faible variation de la teneur en eau volumique a été remarquée sur l'ensemble des couches. Elle reste relativement plus forte à la surface et près du talus avant l'inondation du remblai. Quant à la succion, on a noté une grande hétérogénéité à travers les couches qui s'est estompé au cours du temps, en tendant vers la saturation. L'évolution de la teneur en eau et de la succion est reflétée par les déformations verticales après l'inondation du remblai, dans la tranche sous compactée.

L'étude du comportement de la tranche inférieure a clairement montré le rôle des états initiaux en teneur en eau et en densité sèche. Le faible compactage du matériau a pu engendrer une hétérogénéité de la distribution des valeurs initiales (teneur en eau et succion) et par conséquent de leurs évolutions dans le temps et suivant les sollicitations appliquées. D'autres conditions initiales ont pu expliquer quelques anomalies dans le comportement du remblai R2, comme l'épaisseur de la couche et l'hétérogénéité des matériaux de construction (lits de pose).

L'inondation du remblai R2 n'a pas eu vraiment de conséquences par remontée capillaire de la tranche inondée vers la tranche relativement sèche et dense située au-dessus. Par contre, un changement hydrique a été observé à la limite de ces deux tranches (entre deux matériaux différents en nature et

en état initial) qui s'est traduit par l'évolution de la teneur en eau et des déformations verticales.

Dans les tranches superficielles, l'influence des premiers changements météorologiques (précipitations) a été significative sur les paramètres étudiés (teneur en eau, succion et déformation verticale). Elle a montré aussi l'irréversibilité du comportement des sols non saturés vis-à-vis des cycles d'humidification et de séchage.

Enfin, l'analyse des résultats près du talus a montré que les phénomènes de vaporisation et de l'infiltration ne sont pas les mêmes sur l'axe du remblai et à son extrémité. Le talus traduit mieux la sensibilité des matériaux de l'ouvrage et par fois les constructions à coté de l'ouvrage, tels qu'ont pu montré des travaux sur la réponse des pieux à proximité des talus (Mezazigh *et al*., 1998).

À la lumière de ces remarques, on peut dire que l'étude du comportement d'un ouvrage réel est apparue plus compliquée que prévu pour trois raisons :

- le grand nombre d'éléments mis en jeu : les données météorologiques et leurs influences sur tous les paramètres à étudier (teneur en eau, succion et déformation), (comme remarqué par Delmas *et al*., 1987);
- l'évolution de chaque paramètre en interaction avec les autres ;
- l'influence d'autres facteurs tels que : l'état initial hydrique et mécanique, l'épaisseur des couches, l'interaction entre la tranche supérieure et la tranche inférieure…

Partie 3

COMPORTEMENT DES SOLS NON SATURES AU LABORATOIRE

Introduction

Cette partie présente l'étude du comportement de l'argile de Bavent, du limon A28 et du limon SNEC au laboratoire de « Mécanique des Sols et des Roches et Géologie de l'Ingénieur » MSRGI du LCPC à Paris. Trois types d'essais ont été réalisés sur ces trois sols : des essais œdométriques, des essais triaxiaux et des essais de perméabilité à l'air. Les techniques et les appareillages d'essais utilisés sont décrits, ainsi que le programme des essais effectués et les résultats obtenus. Puis ces données et des conclusions en sont tirées.

Chapitre 5

Essais œdométriques sur l'argile de Bavent

5.0. Introduction

En parallèle avec l'expérimentation sur le remblai R1 citée dans le chapitre 3, le matériau utilisé pour sa construction (argile du Bavent) a fait l'objet d'essais de laboratoire avec la participation des différents laboratoires impliqués dans cette recherche (LCPC, LRPC de Toulouse, LRPC d'Aix Provence et CER de Rouen). Des essais ont été réalisés sur des éprouvettes découpées dans le remblai lui-même à la fin du cycle hydrique (humidification/séchage) qu'il a subi.

Au LCPC (division MSRGI), les échantillons prélevés dans la partie contrôlée (bloc B) et dans la partie témoin (bloc A), ont subi des essais à succion contrôlée, d'une part, et des essais de compressibilité par paliers à l'état saturé d'autre part, à l'œdomètre. Toutes les éprouvettes ont subi des cycles

de chargement et de déchargement. Pour imposer la succion, on a adopté la méthode de contrôle de la succion par phase vapeur.

5.1. Matériaux testés

Les essais ont été effectués sur des échantillons de l'argile de Bavent. Le tableau 5.1 donne les valeurs des caractéristiques physiques de ce sol déterminées dans les différents laboratoires.

Tableau 5.1. Caractéristiques physiques de l'argile de Bavent

		w_L (%)	w_P (%)	I_P (%)
LCPC (MSRGI)		48,4	22	26,4
LRPC d'Aix Provence	**Argile grise**	53	24	29
	Argile beige	46	23	23
CER Rouen		44	18	26

5.2. Appareillage

Les essais ont été exécutés dans un œdomètre de type Wickeham Farrance, auquel on a ajouté un réservoir contenant une solution saline de concentration donnée pour maintenir l'humidité initialement imposée. La charge mécanique est appliquée par un piston. La lecture du déplacement vertical est effectuée de manière automatique avec des capteurs digitaux. Une membrane a été collée à l'embase supérieure et liée au dispositif de chargement pour empêcher toute modification de l'humidité au sein de la cellule. Des joints ont été également ajoutés au niveau de l'enceinte pour assurer l'étanchéité. Deux pierres céramiques (poreuses) ont été placées, l'une au-dessus et l'autre au-dessous de l'éprouvette (Figure 5.1).

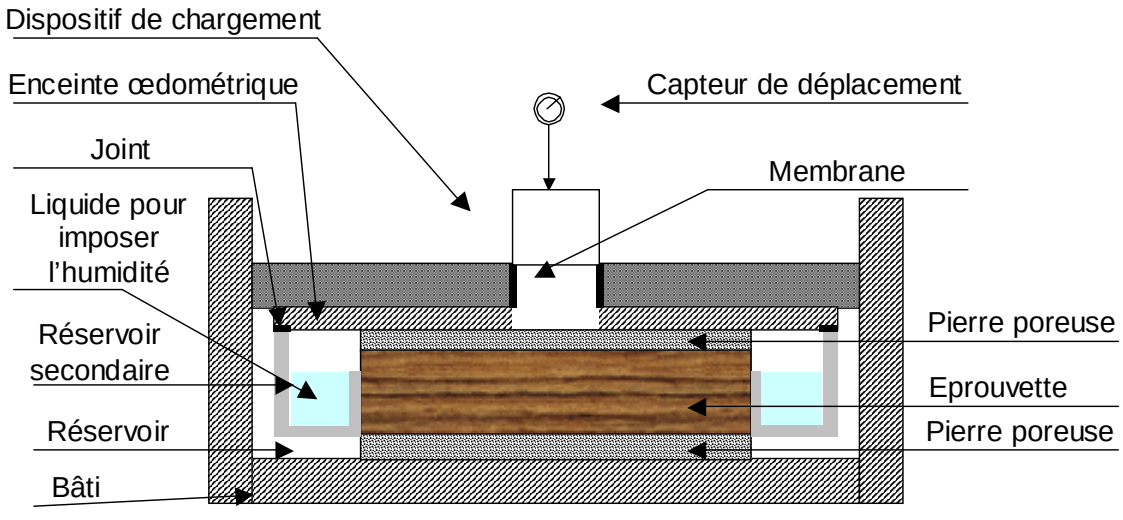


Figure 5.1. Coupe schématique de la cellule œdométrique utilisée pour les essais à succion imposée

Dans le cas des essais sans succion imposée ou essais avec imbibition, le réservoir secondaire est enlevé. Le réservoir principal est rempli d'eau, il sert de bac d'imbibition. Le dispositif expérimental se réduit au schéma indiqué sur la figure 5.2.

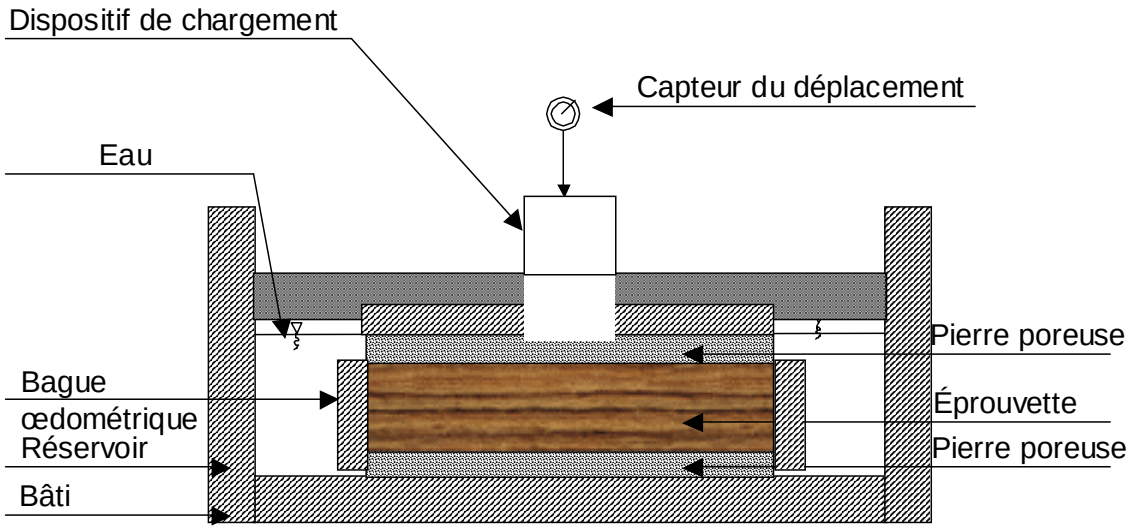


Figure 5.2. Coupe schématique de la cellule œdométrique utilisée pour les essais sans succion imposée

5.3. Préparation et mise en place des échantillons

Pour les essais à succion imposée, les échantillons sont découpés à une taille proche de celle de l'éprouvette. Dans un dessiccateur, on a préparé une solution saline à une concentration donnée. Un support pour placer les échantillons a été mis à la base. Après la fermeture du dessiccateur, on utilise une pompe à vide pour le désaérer (Figure 5.3). Chaque concentration utilisée correspond à une humidité relative donnée, qui correspond elle-même à une valeur de succion. Le tableau 5.2 montre les valeurs de la succion totale obtenues en fonction de l'humidité imposée.

Les échantillons se trouvent donc dans une atmosphère confinée à humidité contrôlée. Un transfert d'eau en phase vapeur se produit au sein de ce dessiccateur jusqu'à l'équilibre. Cette phase prend de 14 à 100 jours en fonction de la taille de l'éprouvette et du niveau de succion souhaité. On a vérifié cet équilibre en pesant continuellement le matériau. La stabilité de la masse de l'échantillon signifie l'obtention de l'équilibre hydrique.

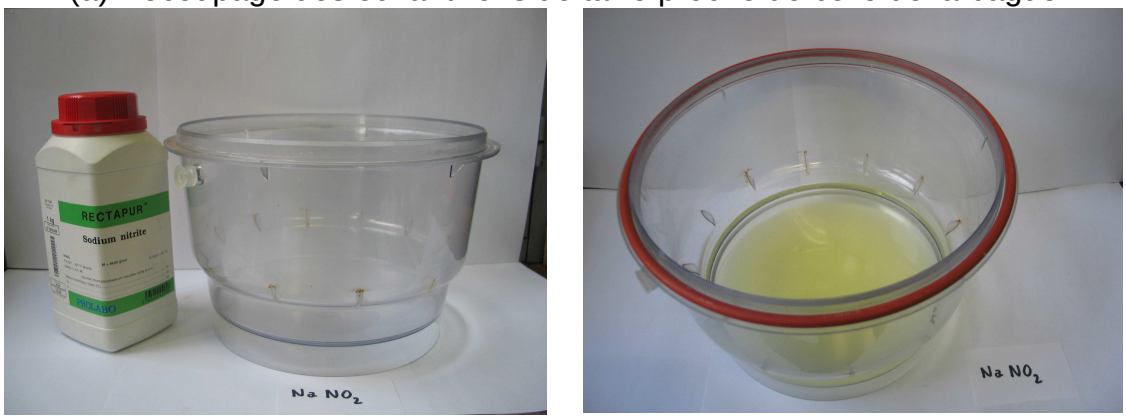
Une fois l'équilibre hydrique atteint, les éprouvettes sont retaillées, introduites dans les bagues et remises dans le dessiccateur sous l'humidité relative choisie. Les courbes de stabilisation de la masse totale (échantillon + bague) sont tracées et, dès que la variation de cette masse devient nulle, on arase les deux faces parallèles de la bague et on place l'ensemble entre les deux

pierres poreuses dans la cellule œdométrique. Après, le réservoir secondaire est rempli d'un mélange eau-solution saline et le bâti est fermé.

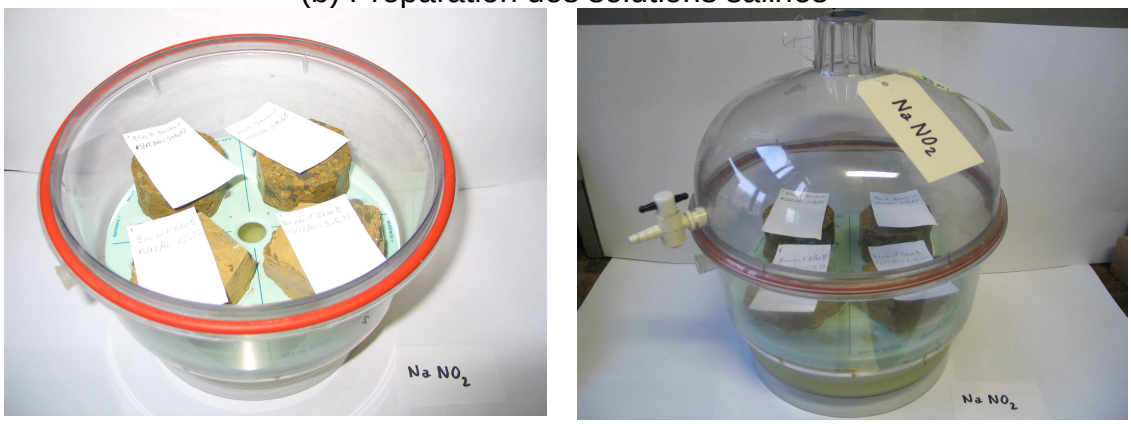
La mise en place des éprouvettes dans la cellule est réalisée très rapidement afin de maintenir la valeur de la succion imposée.



(a) Découpage des échantillons de taille proche de celle de la bague



(b) Préparation des solutions salines



(c) Mise en place des échantillons dans le dessiccateur

Figure 5.3. Essais œdométriques à succion imposée :
méthode des « phases vapeurs »

Pour les essais sans succion imposée, on effectue le carottage à partir des blocs compactés, directement dans les bagues œdométriques après les avoir graissées pour limiter le frottement. Ensuite, les éprouvettes sont mises dans la cellule comme indiqué préalablement et le réservoir principal est rempli d'eau distillée. Les échantillons sont conservés pendant 24 heures en contact avec l'eau sans aucun chargement en vue de leur saturation. Toutes les éprouvettes testées ont un diamètre de 60 mm et une hauteur de 20 mm.

Au moment de l'installation des éprouvettes dans la cellule, les disques poreux en céramique se trouvent à la même succion que l'éprouvette : au début, on les a immergés dans l'eau distillée et désaérée jusqu'à la saturation, ensuite on les a mis dans le dessiccateur dans les mêmes conditions que les échantillons de sol jusqu'à ce que la succion souhaitée soit obtenue.

Tableau 5.2. Relation entre l'humidité relative, la succion et la nature du sel

Sel	Succion (MPa)	Humidité relative (%)
K_2SO_4	4,2	97
$ZnSO_4$, $7H_2O$	12,6	91,3
(NH_4) $2SO_4$	29,0	81
NaCl	37,8	76
$NaNO_2$	57,3	66
$Mg(NO_3)_2$	82,4	55
K_2CO_3	137,8	44
KCH_3CO_2	182,1	20
KOH	331,9	9

5.4. Procédure d'essai

Sur chaque bloc (témoin A et contrôlé B), on a effectué neuf essais de chargement-déchargement avec deux cycles de chargement mécanique. Chaque essai a été réalisé à un niveau de succion différent. Des essais complémentaires ont été également réalisés : il s'agit, d'une part, d'essais sur des matériaux initialement saturés des deux blocs (deux éprouvettes du bloc A et du bloc B) et, d'autre part, d'essais avec imbibition des éprouvettes au cours du chargement (cinq éprouvettes du bloc A). Les conditions initiales de ces dernières correspondent aux conditions du remblai en semi grandeur à la fin de l'expérimentation.

Pour les différentes expériences, sauf l'étude avec imbibition, on a suivi les chemins de sollicitation indiqués sur la figure 5.4. On a chargé l'éprouvette par paliers de chargement jusqu'à une pression moyenne proche de 2 MPa (parfois 4 MPa), chemin A-B. Ensuite, on a diminué la charge successivement jusqu'à sa valeur initiale (1 kPa), chemin B-C, puis appliqué de nouveau des

paliers croissants jusqu'à une valeur maximale proche de 5 MPa, chemin C-D. Pour finir l'essai, on a déchargé en suivant le chemin D-E.

Les essais avec imbibition sont effectués sur cinq éprouvettes. Ils sont réalisés tous ensemble au même moment et dans les mêmes conditions. Après chaque phase de chargement mécanique, une des cinq éprouvettes est soumise à l'imbibition : la base de l'éprouvette est connectée au réservoir rempli d'eau. Le chemin de chargement suivi pour ces essais est indiqué sur la figure 5.5.

Un palier de chargement dure 24 heures ; c'est le temps considéré pour la stabilisation des déplacements verticaux. La durée totale de l'ensemble d'essais est de deux à trois semaines.

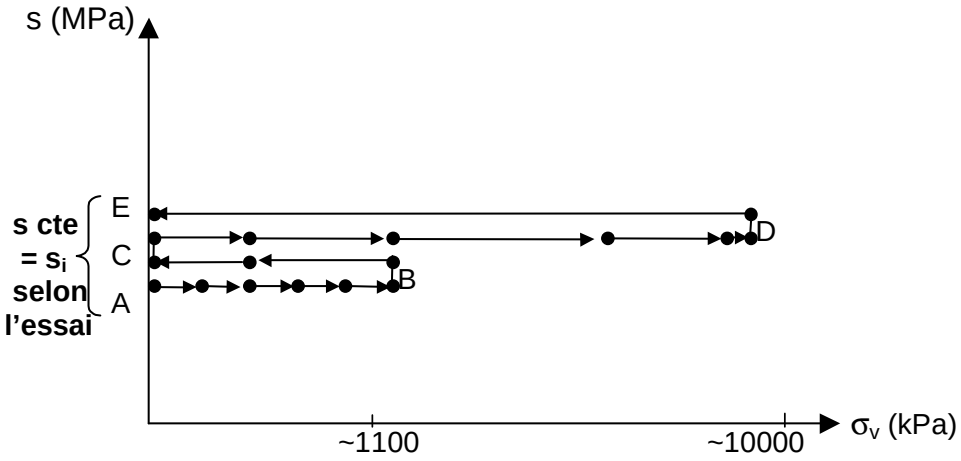


Figure 5.4. Chemin de sollicitation suivi pour les essais œdométriques sans imbibition, bloc A et bloc B

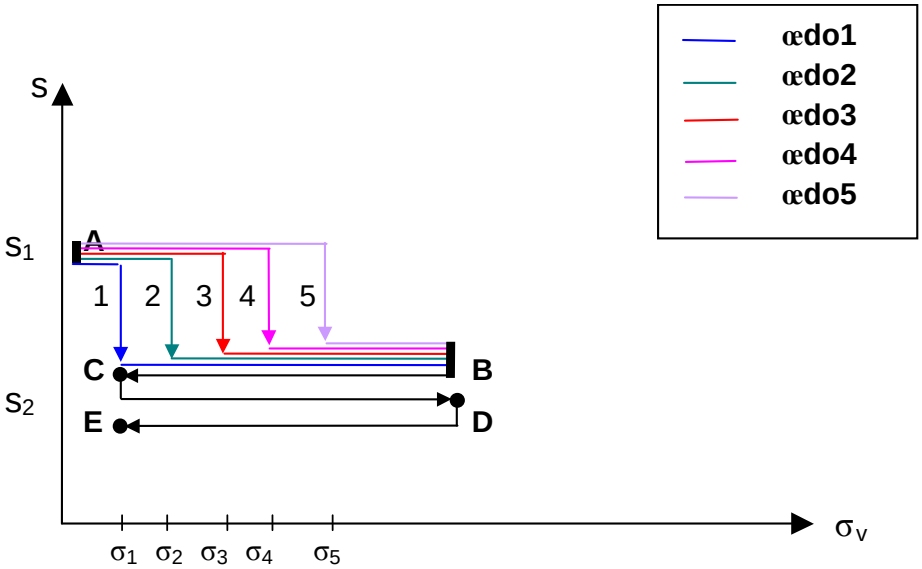


Figure 5.5. Chemin de sollicitation suivi pour les essais œdométriques avec imbibition, bloc A et bloc B

5.5. Résultats des essais

Les essais ont été réalisés dans un laboratoire climatisé à température constante. En plus de la membrane et des joints utilisés dans le dispositif expérimental, les cellules ont été enveloppées dans des films plastiques, afin d'assurer une « étanchéité » parfaite. Au cours des essais, la succion n'a pas été contrôlée par des mesures permanentes. On a estimé que les échantillons étaient bien confinés à l'humidité imposée au sein de la cellule et que la technique adoptée évite tous les échanges hydriques avec l'atmosphère. Les teneurs en eau n'ont pas non plus été suivies. Par contre, leurs valeurs initiales et finales sont mesurées. La figure 5.6 montre la variation de la teneur en eau entre le début et la fin des essais en fonction de la succion initiale imposée.

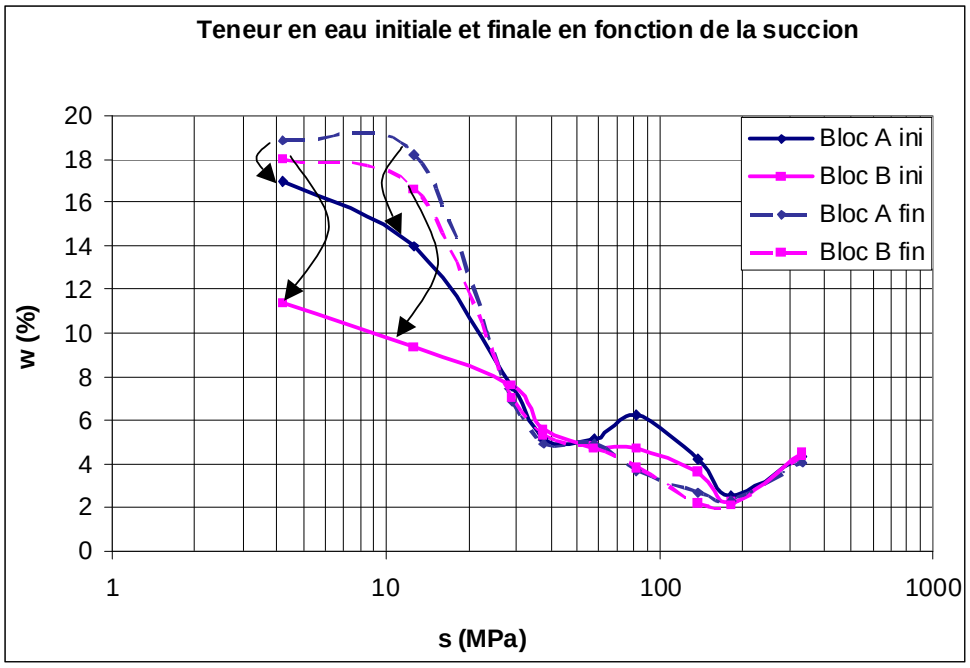


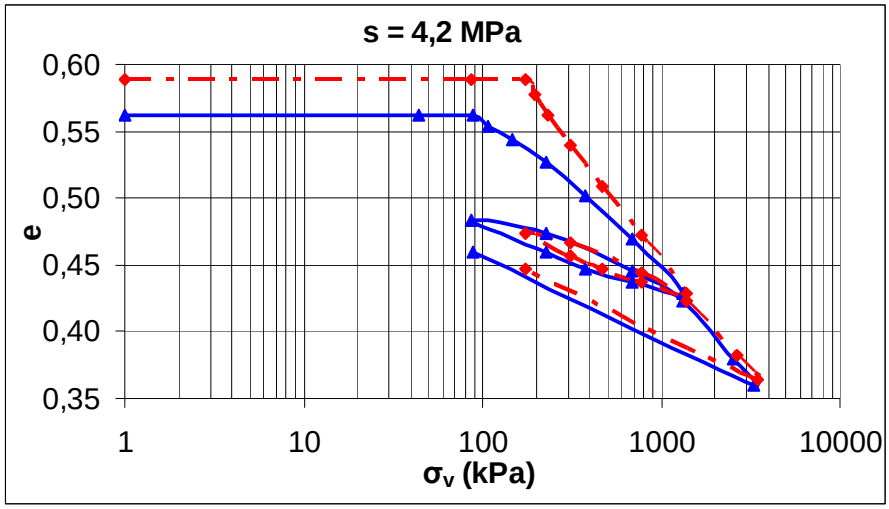
Figure 5.6. Teneur en eau initiale (ini) et finale (fin) en fonction de la succion

On remarque que la teneur en eau a varié sensiblement pendant l'essai, pour les valeurs de succion les plus petites. À une succion très élevée, l'eau constitue plutôt une phase discontinue et le déplacement de l'eau dans le sol est plus difficile. Ces courbes mettent en évidence l'effet irréversible du cycle d'humidification et séchage subi par le bloc B pendant deux ans et demi alors que le bloc A était conservé comme témoin. En effet, les deux blocs A et B sont initialement identiques. Pour les essais œdométriques à succion imposée, on a ramené les échantillons des deux blocs à des succions données. À la même valeur de la succion et suivant un chemin de séchage, on remarque que la teneur en eau est différente entre les courbes du bloc témoin A et les courbes du bloc B qui a subi un cycle hydrique (humidification puis

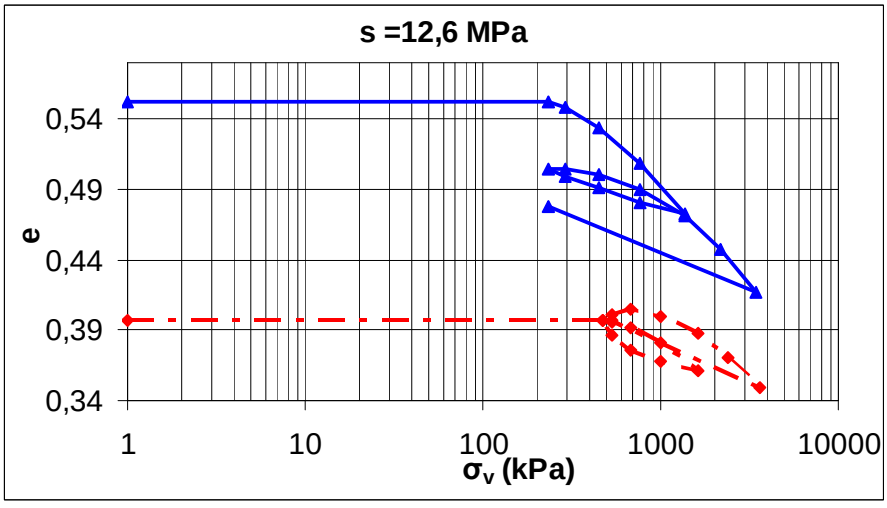
séchage) et contient moins d'eau pour les faibles succions et autour de 100 MPa. Une partie de cette différence provient toutefois peut-être de l'hétérogénéité (argile compactée) du matériau.

Les résultats des différents essais à succion imposée et sur le matériau saturé sont regroupés sur la figure 5.7. Cette figure montre l'évolution de l'indice des vides en fonction du chargement mécanique pour les deux blocs A et B. Les courbes en trait continu représentent les résultats d'essais sur le bloc témoin A, alors que les courbes en trait discontinu, correspondent aux essais sur le bloc B.

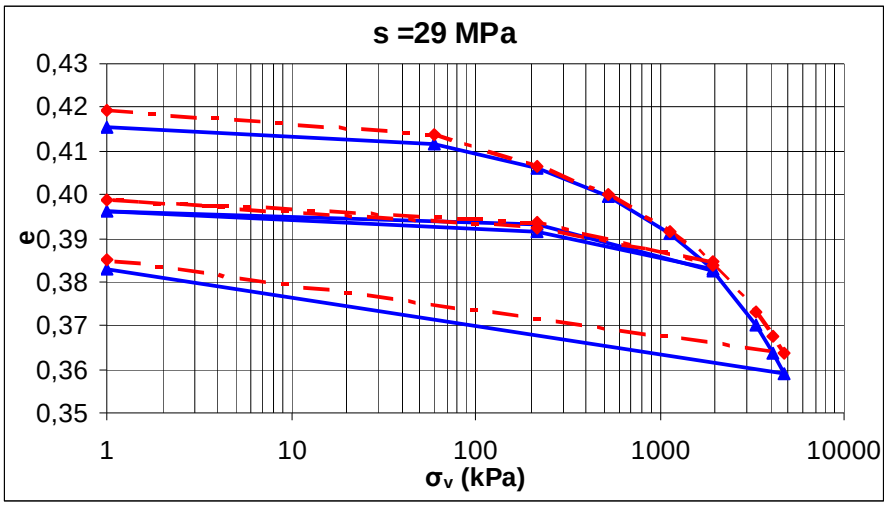
a.



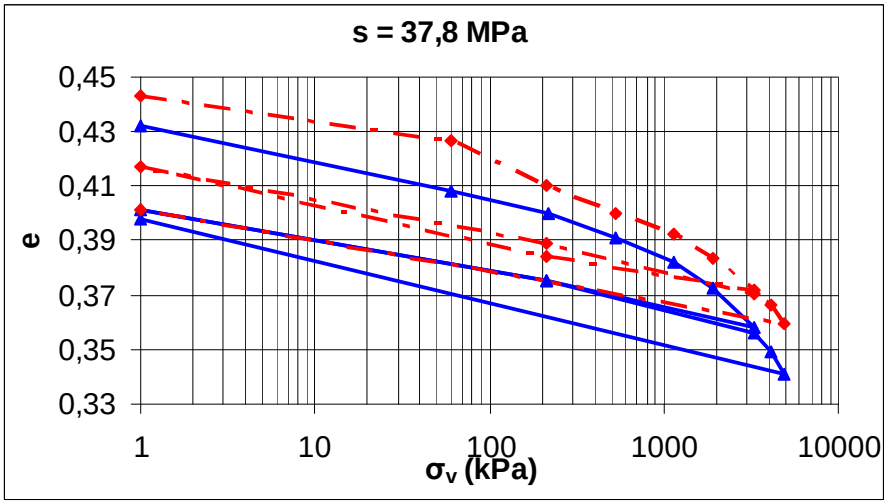
b.



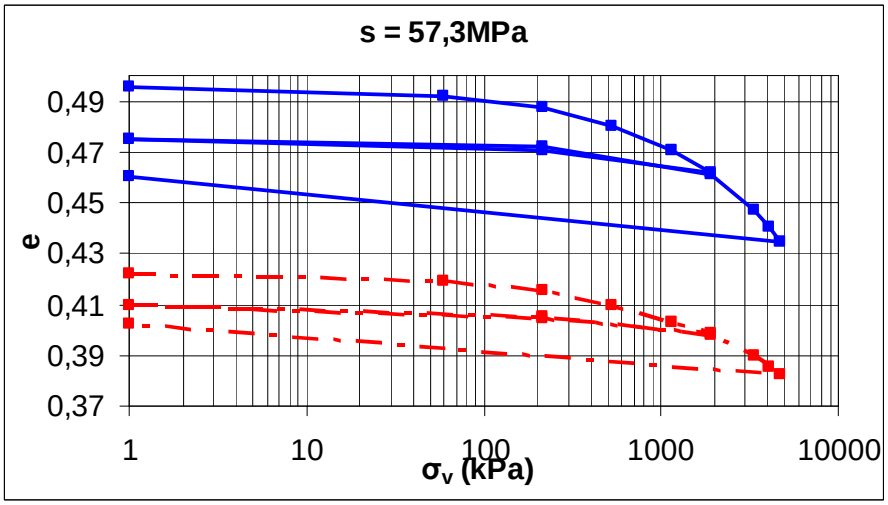
c.


s =29 MPa
0,43
0,42
0,41
0,40
0,39
0,38
0,37
0,36
0,35
e
1
10
100
1000
10000
σv (kPa)

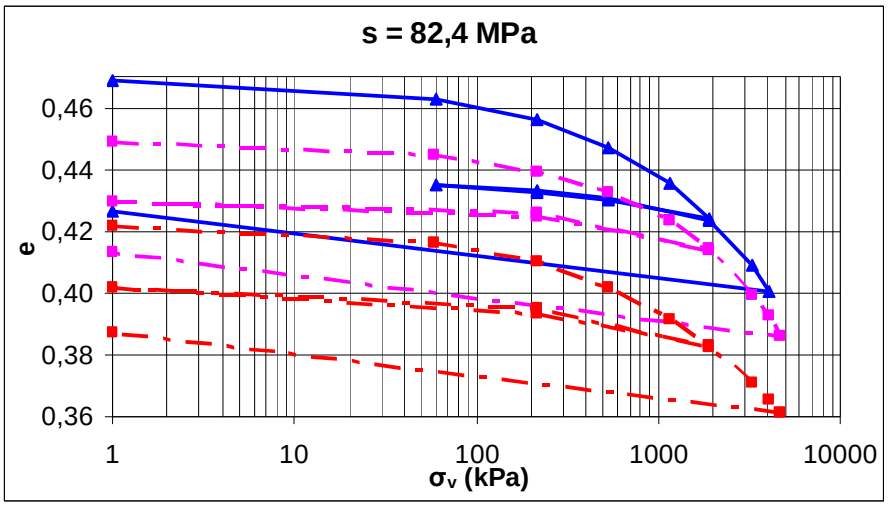
d.


s = 37,8 MPa
0,45
0,43
0,41
0,39
0,37
0,35
0,33
e
1
10
100
1000
10000
σv (kPa)

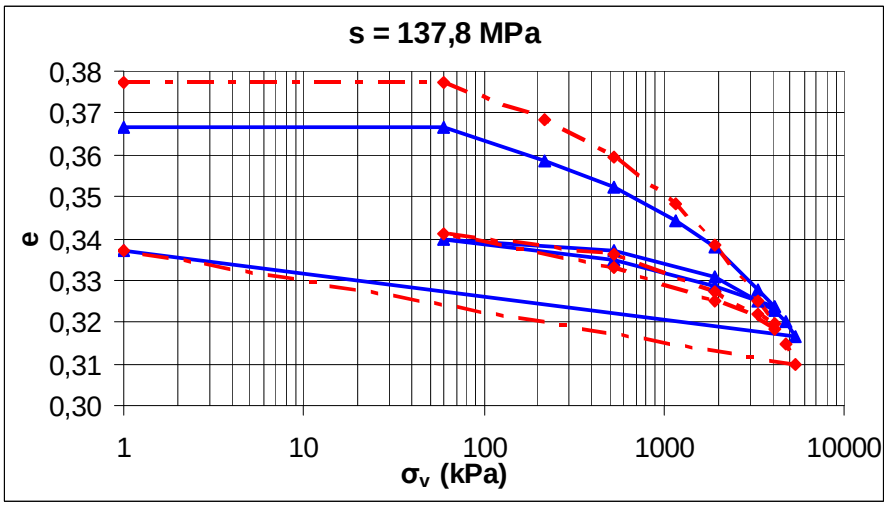
e.


s = 57,3MPa
0,49
0,47
0,45
0,43
0,41
0,39
0,37
e
1
10
100
1000
10000
σv (kPa)

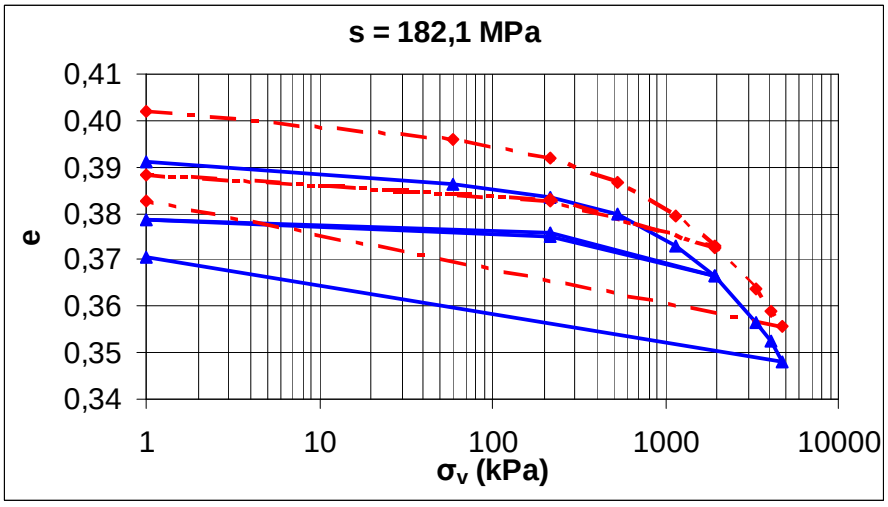
f.


s = 82,4 MPa
0,46
0,44
0,42
0,40
0,38
0,36
e
1
10
100
1000
10000
σv (kPa)

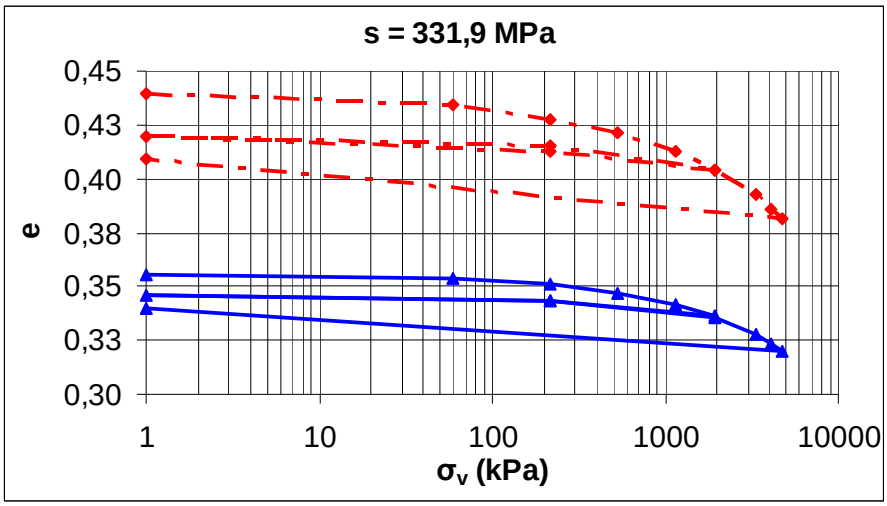
g.


s = 137,8 MPa
0,38
0,37
0,36
0,35
0,34
0,33
0,32
0,31
0,30
e
1
10
100
1000
10000
σv (kPa)

h.


s = 182,1 MPa
0,41
0,40
0,39
0,38
0,37
0,36
0,35
0,34
e
1
10
100
1000
10000
σv (kPa)

i.



j.

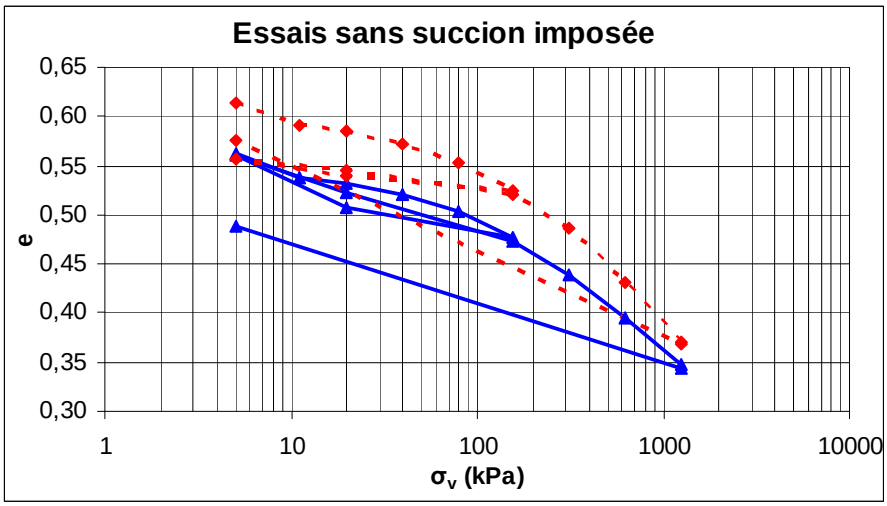


Figure 5.7. Indice de vides en fonction de la pression verticale avec et sans succion imposée, bloc A et bloc B

Les courbes d'essais sur les matériaux issus de la structure test et de la structure témoin montrent des résultats comparables. L'indice de vides varie de la même façon en fonction du chargement appliqué quelle que soit la valeur de la succion. En revanche, l'interprétation directe de ces courbes paraît être moins évidente. Néanmoins, les résultats d'essai permettent de déterminer quelques paramètres complémentaires pour la caractérisation de l'argile de Bavent, qui sont aussi très utiles dans le modèle numérique (Alonso *et al.*, 1990).

La figure 5.8 présente les valeurs de la compressibilité mécanique (dans le plan lnσ-e) pour différentes valeurs de succion. La pente plastique λ pour les matériaux non saturés (bloc A et bloc B) varie entre 0,007 et 0,032 alors que la même pente pour le sol saturé vaut 0,026 pour le bloc A témoin et 0,037 pour la structure contrôlé B. Les valeurs de λ pour le sol saturé sont

supérieures à celles du sol non saturé. À une succion proche de 0, on note une forte variation de λ, qui diminue quand la succion augmente. Dès que la succion dépasse 30 MPa, la pente λ se stabilise avec des valeurs plus faibles. Cela confirme les observations d'Alonso *et al*. (1988) lors de la formulation du modèle de Barcelone. La compressibilité mécanique augmente la valeur de λ avec la succion. Entre le bloc témoin A et le bloc B qui a subi le cycle d'humidification-séchage, on ne peut pas tirer des conclusions claires pour les valeurs de λ. Elles sont voisines et, pour certaines succions, les valeurs de λ(A) dépassent les valeurs de λ(B) ou réciproquement. Les deux sols ont été bien compactés pendant une longue durée (plus de deux ans et demi) avant le début des essais œdométriques, ce qui a pu rigidifier le sol. On peut lier les valeurs trouvées de λ à cet effet de préchargement.

La pente de la partie élastique κ doit d'après le modèle être indépendante de la variation de la succion. Cette hypothèse est validée sur la figure 5.8 pour les valeurs de succion supérieures à 30 MPa. Les valeurs de la compressibilité mécanique κ sont très proches pour le matériau du bloc A et pour le matériau du bloc B.

L'augmentation de la succion provoque une augmentation de la pression de préconsolidation (Figure 5.9). La succion contribue à la rigidification du sol. Lorsque la succion augmente, le sol se déforme moins : on constate que l'intervalle entre les valeurs de l'indice des vides la plus petite et la plus grande sur les courbes de la figure 5.7 diminue quand la succion augmente et la pente de la courbe de déchargement diminue. Des résultats concordants ont été trouvés par Alshihabi (2002), qui a travaillé sur le même type de sol. On note également une augmentation de la rigidité du sol après le cycle hydrique, qui s'explique par l'écrouissage lié au changement de la succion pendant l'humidification puis le séchage.

La figure 5.10 rassemble les courbes de compressibilité du sol en fonction de la charge appliquée pour les essais avec imbibition. Chaque essai a comporté une première phase de chargement du sol dans son état initial, jusqu'à la pression σ_{vh} sous laquelle on a procédé à l'humidification de l'éprouvette. Après la fin du gonflement, on a poursuivi le chargement par palier d'un jour sur le sol humidifié jusqu'à une pression maximale de 1077 kPa, puis on a déchargé l'éprouvette jusqu'à 3,5 kPa, toujours par palier d'un jour. On a ensuite refait un cycle de chargement-déchargement par palier jusqu'à 1077 kPa avec retour à 3,5 à la fin.

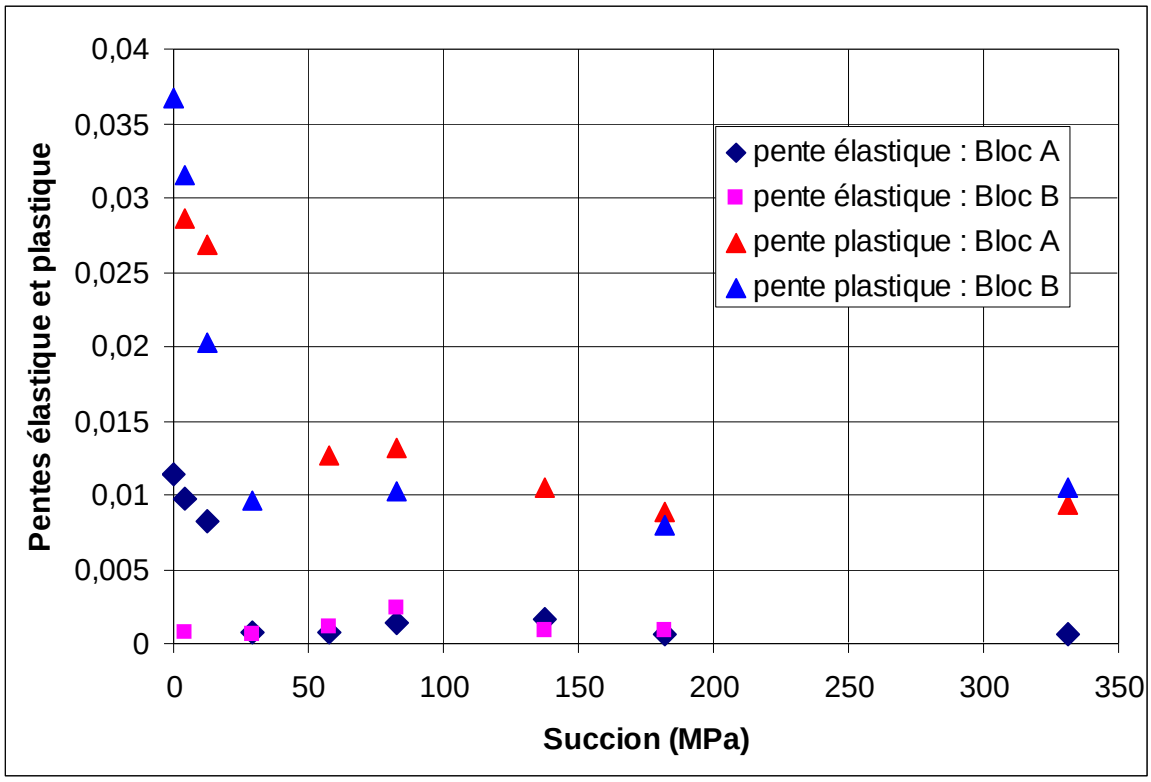


Figure 5.8. Pentes de la partie élastique (κ) et de la partie plastique (λ) des courbes de compressibilité en fonction de la succion imposée (bloc A et bloc B)

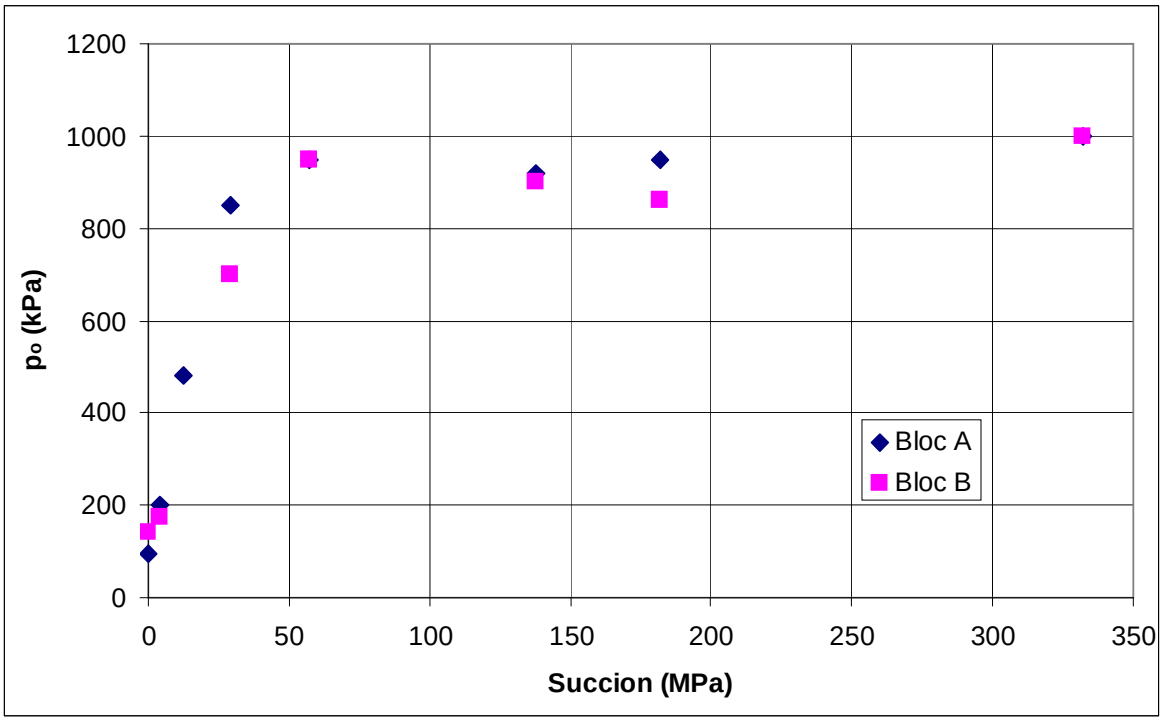
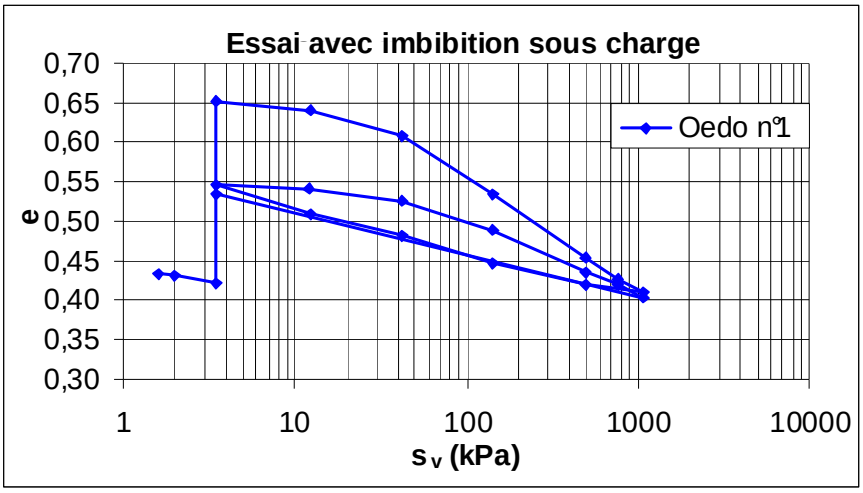
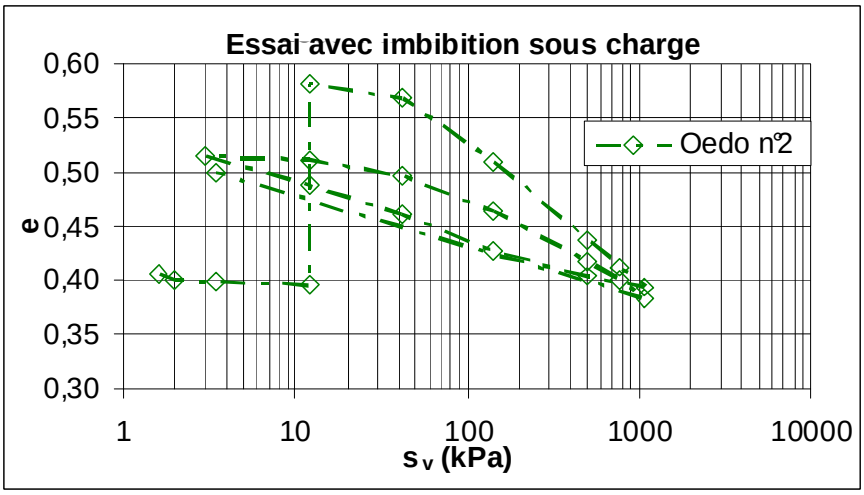


Figure 5.9. Variation de la pression de préconsolidation p_0 en fonction de la succion imposée (Bloc A et Bloc B)

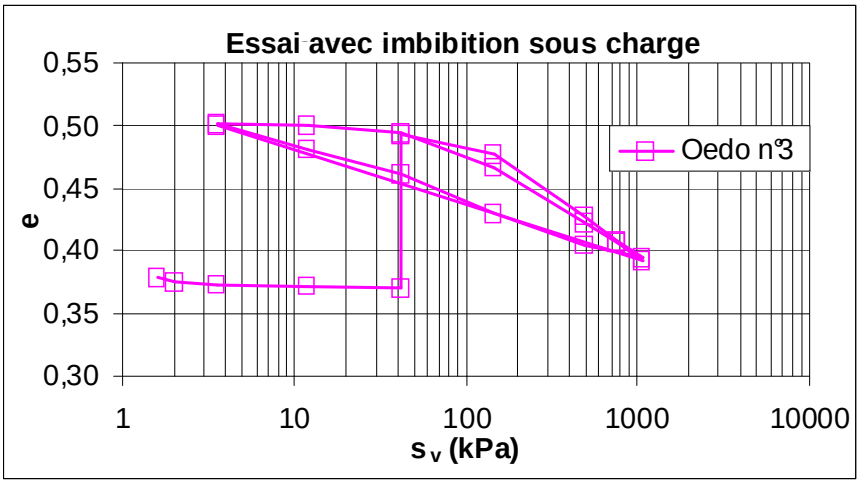
a.


Essai avec imbibition sous charge
0,70
0,65
0,60
0,55
0,50
0,45
0,40
0,35
0,30
e
1
10
100
1000
10000
s v (kPa)
Oedo n°1

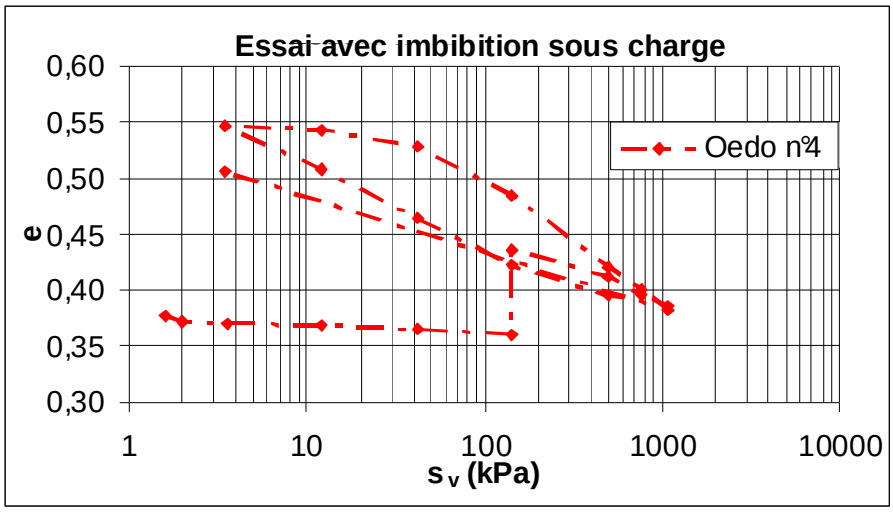
b.


Essai avec imbibition sous charge
0,60
0,55
0,50
0,45
0,40
0,35
0,30
e
1
10
100
1000
10000
s v (kPa)
Oedo n°2

c.


Essai avec imbibition sous charge
0,55
0,50
0,45
0,40
0,35
0,30
e
1
10
100
1000
10000
s v (kPa)
Oedo n°3

d.



e.

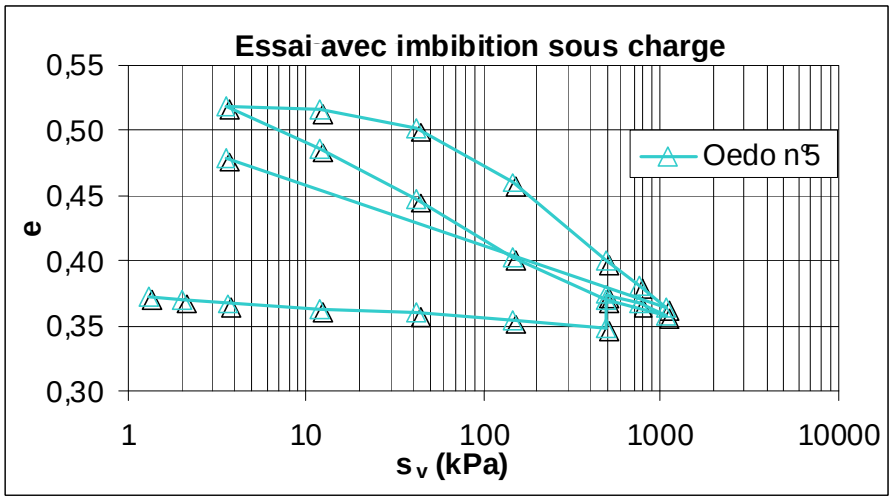


Figure 5.10. Indice de vides en fonction de la pression verticale pour les essais avec imbibition, bloc témoin A

La figure 5.11 montre les courbes de compressibilité des différents essais réalisés avec imbibition sous contrainte. On remarque que l'imbibition a entraîné un gonflement important des éprouvettes. La courbe 1 représente la compressibilité du sol dans son état initial (avant imbibition) et la courbe 2 représente la relation entre l'indice des vides du sol après imbibition et la pression sous laquelle l'imbibition a été effectuée. La différence entre les deux courbes donne donc le gonflement du sol lors de son humidification sous contrainte. Ces courbes permettent de définir la pression de gonflement du sol qui vaut (Figure 5.12) : σ_g = 900 kPa. Les courbes montrent également l'amplitude du gonflement libre du sol (sous σ_v = 3,5 kPa), qui correspond à Δe_g = 0,23, soit une déformation de gonflement de $\varepsilon_{g0} = \Delta e_g / (1+e_0)$ = 17%.

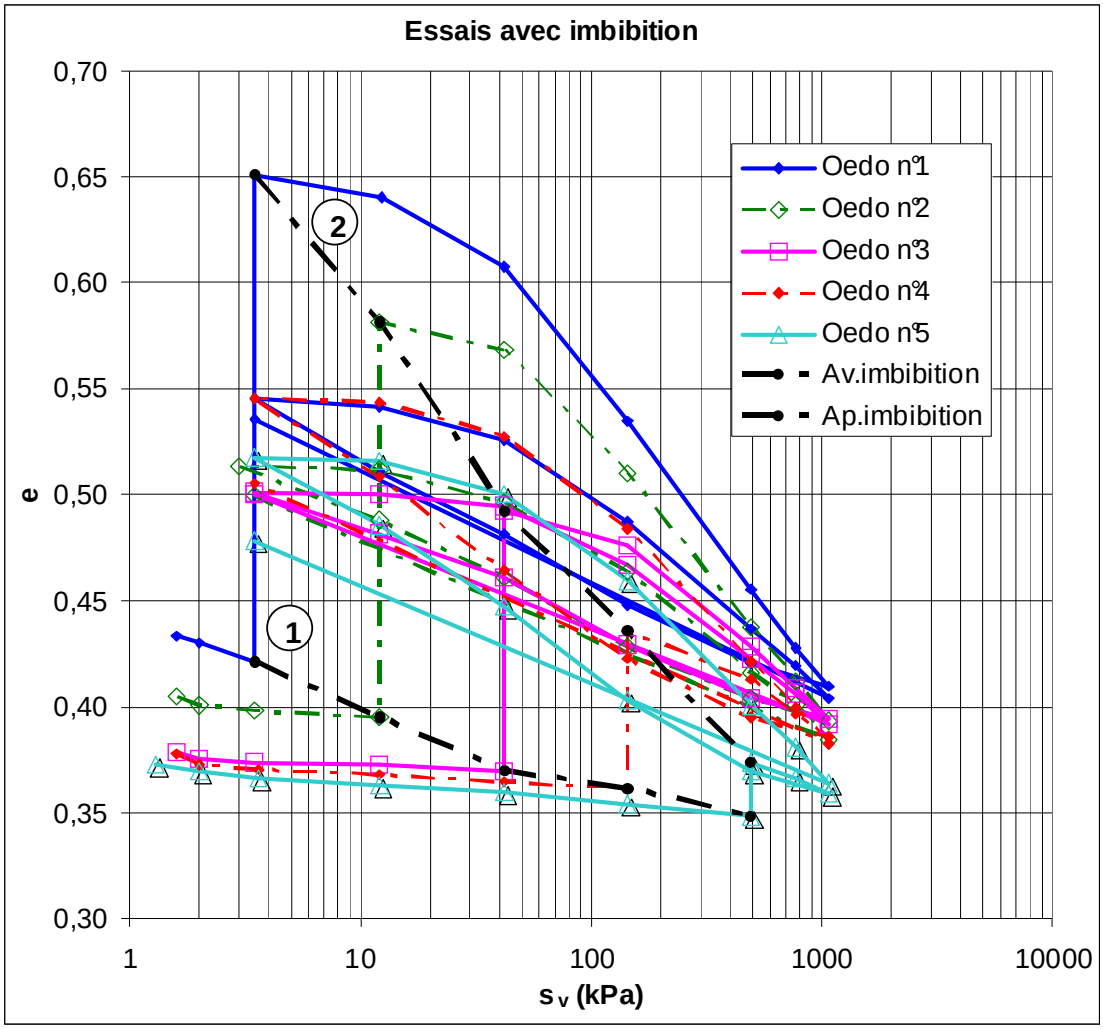


Figure 5.11. Indice de vides en fonction de la pression verticale avant et après imbibition, bloc témoin A

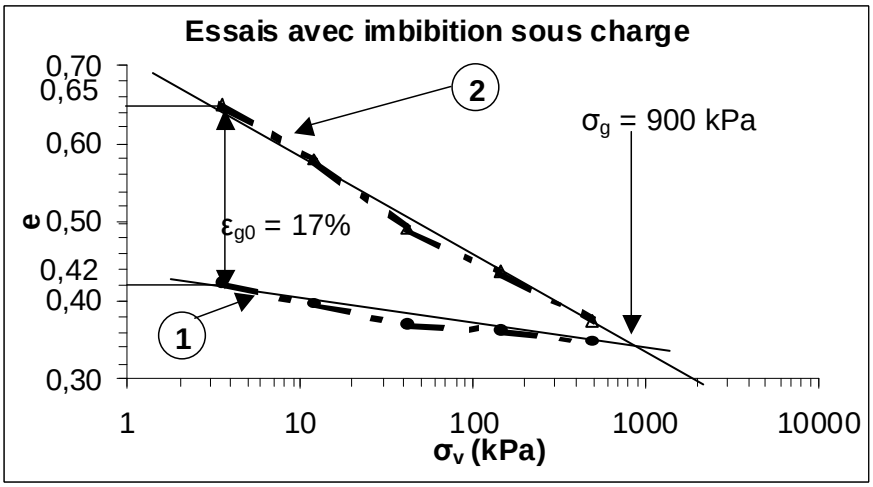


Figure 5.12. Interprétation des essais de compressibilité œdométrique avec imbibition en termes de gonflement

Chapitre 6

Essais triaxiaux sur les limons A28 et SNEC

6.0. Introduction

Les deux matériaux, limon A28 et limon SNEC, qui ont servi à la construction du remblai expérimental R2 (en vraie grandeur) ont été testés dans la cellule triaxiale sous des succions contrôlées. Il s'agit de matériaux naturels non compacts prélevés directement dans le stock avant la construction du remblai.

Le but de cette étude était de faire une analyse complète du comportement des deux matériaux à la cellule triaxiale, en examinant l'effet du cisaillement sous plusieurs pressions de confinement et l'influence de la succion de l'état sec jusqu'à l'état saturé et de déterminer les paramètres caractéristiques de la loi de Barcelone (Alonso *et al*., 1990).

Deux groupes d'essais ont été réalisés : le premier groupe d'essais a concerné l'étude du comportement des deux matériaux sous trois niveaux de confinement et à une succion constante. Ensuite, une série d'essais de cisaillement a été effectuée sur les deux matériaux à deux valeurs de succion en vue d'étudier son effet sur le comportement de ces sols dans la cellule triaxiale sous la même contrainte de confinement. Ce chapitre présente les résultats de ces essais et les conclusions qui en ont été tirées.

6.1. Choix de l'état initial des échantillons testés

Les limites de plasticité et de liquidité des deux types de sol (le limon A28 et le limon SNEC) ont été déterminées au LCPC à Nantes. Elles valent respectivement :

limon A28 : w_p = 19,2 % w_L = 31,9 %
limon SNEC : w_p = 16,3 % w_L = 26,2 %

Pour tous les essais, on a essayé de préparer les échantillons dans les mêmes conditions que celles du remblai, c'est-à-dire avec des valeurs proches de la succion, de la teneur en eau et de la densité initiale des matériaux dans l'ouvrage.

La base du remblai, constituée de limon A28, est sous-compactée. La masse volumique sèche et la teneur en eau sont très variables : 1,3 g/cm^3 ≤ ρ_d ≤ 1,85 g/cm^3 et 15 ≤ w ≤ 20% (Figures 6.1 et 6.2). Les essais sur le limon A28 ont été

effectués à partir de deux densités initiales différentes. La première est la masse volumique sèche maximale, qui correspond à 100% de l'OPN et vaut 1,85 g/cm^3. Pour la deuxième valeur, on a choisi 1,45 g/cm^3 parce qu'il est difficile d'obtenir en laboratoire une valeur plus faible que celle-ci et qu'elle pourrait représenter la valeur minimale dans le remblai. Beaucoup de temps a été perdu entre la commande de quelques matériels comme la pierre poreuse, le montage de la cellule et les tests de fonctionnement et il a fallu réduire le nombre d'essais. On a choisi de se limiter à une seule densité. Puisque la densité, à la base du remblai, a surtout des valeurs faibles, nous avons effectué les essais pour une masse volumique sèche de 1,45g/m^3. Concernant la teneur en eau, les essais ont été réalisés à la teneur en eau moyenne du remblai lors de la mise en place, à savoir w = 17,5%.

Le limon SNEC, qui constitue les couches supérieures du remblai, a été utilisé à l'état sec et compacté conformément à l'OPN (Optimum Proctor Normal). L'intervalle (11-12%) de la teneur en eau représente 70% des échantillons testés (Figure 6.2). La valeur initiale de 12% de la teneur en eau a été retenue pour tester ce matériau dans la cellule triaxiale. Sur la courbe Proctor (Figure 6.3), la valeur de la masse volumique sèche correspondante est de 1,9 g/cm^3.

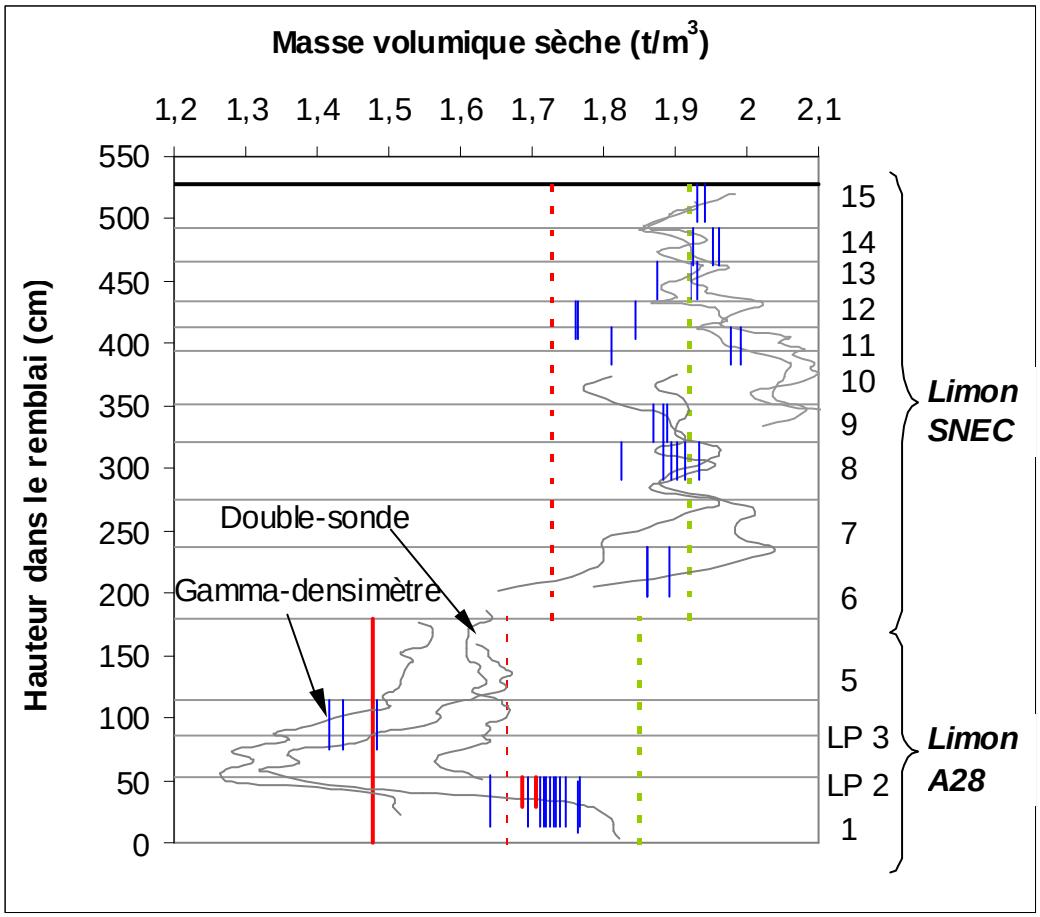


Figure 6.1. Répartition de la masse volumique sèche dans le remblai expérimental R2, (Ferber, 2005)

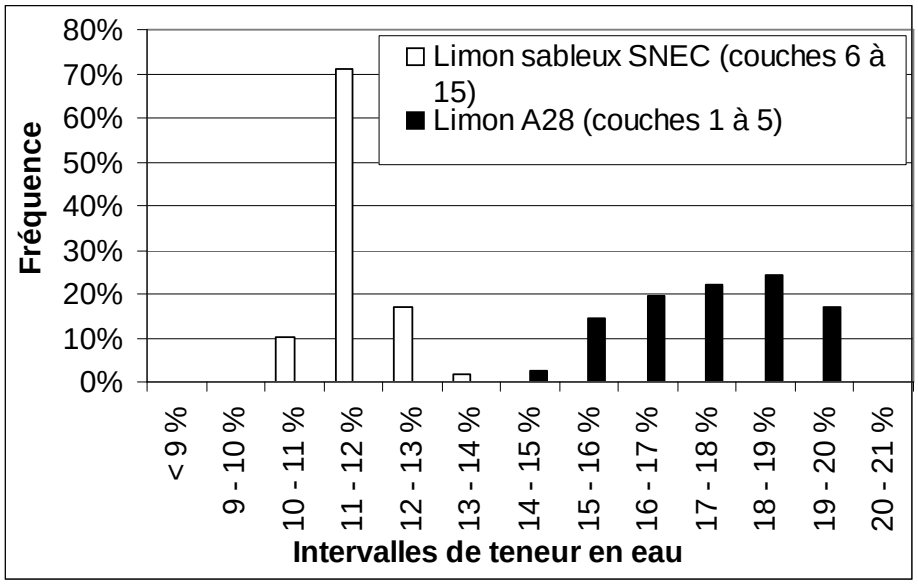


Figure 6.2. Histogramme des teneurs en eau dans le remblai expérimental 2, (Ferber, 2005)

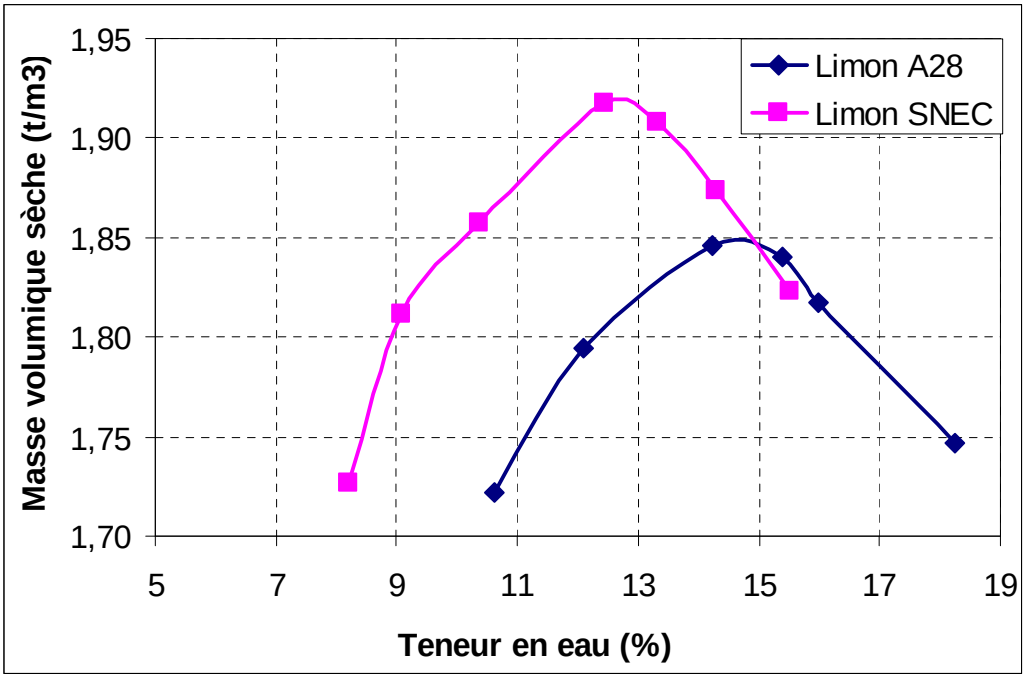


Figure 6.3. Courbe Proctor Normal pour le limon A28 et le limon SNEC, (Ferber, 2005)

Le choix de la valeur de la succion imposée était très difficile, au vu de la diversité de ses valeurs en fonction de la hauteur du remblai. La succion à la base du remblai construit en limon A28 varie entre 3 et 58 kPa alors que les valeurs varient entre 24 et 37 kPa pour le limon SNEC, qui constitue les couches supérieures. Pendant la préparation du programme expérimental, on

avait envisagé d'effectuer des essais à différents niveaux de succion (0, 30, 40 et 60kPa) et un essai à l'état sec, que ce soit pour le limon A28 ou pour le limon SNEC. Finalement, les essais ont été effectués avec les valeurs de succion indiquées dans le tableau 6.1.

Tableau 6.1. Valeurs de la succion imposées pour les essais triaxiaux

Essais effectués sur	Succion imposée en kPa	
A28	30	50
SNEC	20	30

6.2. Dispositif expérimental

Une dizaine d'essais consolidés drainés ont été effectués sur les deux matériaux (A28 et SNEC). La cellule utilisée est une cellule triaxiale de type Bishop Weshley adaptée pour appliquer une pression d'air sur l'éprouvette au cours de l'essai. Le dispositif expérimental est schématisé sur les figures 6.4 (a) et (b). Il contient trois contrôleurs permettant d'imposer ou de mesurer des pressions et des variations de volume durant l'essai, et d'un poste pour le pilotage de l'essai et l'acquisition des mesures.

Une pierre poreuse à haute pression d'entrée d'air (50 kPa), est placé sur l'embase inférieure. Pour contrôler la succion, on s'est basé sur la « méthode de translation d'axes ». L'éprouvette est placée directement sur la pierre poreuse et la succion est imposée en appliquant en haut de l'échantillon une surpression d'air p_a (Figure 6.4 (a) et (b)). La pierre poreuse est saturée juste avant le début de l'essai. Sa faible porosité garantit sa saturation devant la grande pression d'air appliquée dans la cellule. Il en résulte que l'eau dans l'échantillon reste à la pression atmosphérique et la pression d'eau est nulle ($u_w = 0$).

On a apporté quelques modifications au niveau de l'embase inférieure, pour installer la pierre poreuse (Fredlund *et al*., 1993). La pierre est choisie d'un diamètre un peu plus petit que celui de l'embase pour laisser la place à une paroi métallique qui l'enserre. Entre les deux sorties de l'embase (celle liée au générateur de pression interstitielle et celle qui sert au drainage), une gorge circulaire (sous forme d'un tortillon) a été usinée pour assurer la continuité de l'eau sous la pierre poreuse et laisser échapper les bulles d'air.

Le collage de la pierre dans l'embase a été fait délicatement pour garantir l'étanchéité par rapport à l'air et permettre le passage de l'eau à travers la pierre elle-même.

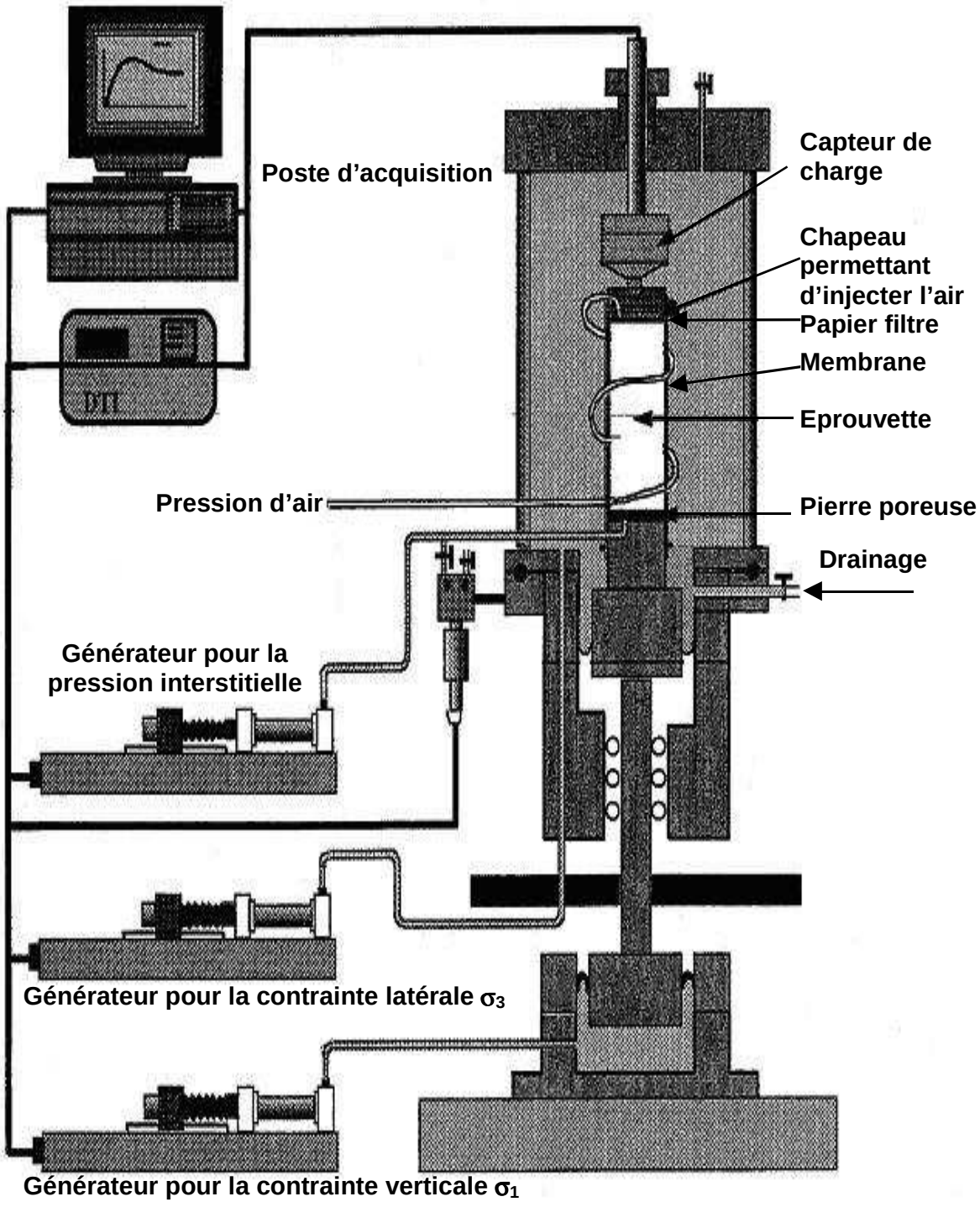


Figure 6.4 (a). Schéma du dispositif triaxial (cellule GDS)

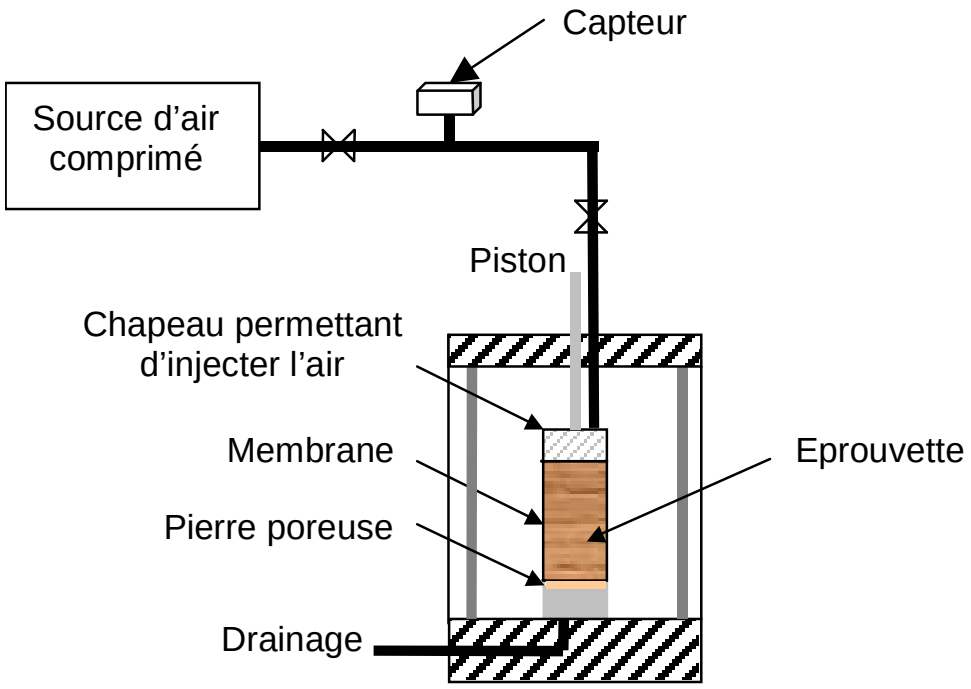


Figure 6.4 (b). Schéma simplifié du système utilisé pour appliquer la pression d'air

6.3. Préparation des échantillons

Les deux matériaux (limon A28 et limon SNEC) sont stockés dans une chambre de conservation à température contrôlée, dans des sacs maintenus toujours fermés pour empêcher l'humidité d'y pénétrer. Après séchage d'une quantité de matériaux dans des conditions ambiantes (quelques jours dans un étuve à 105 °C), on les a tamisé à 2 mm.

En fonction du niveau de compactage cherché (densité et teneur en eau initiales), on a calculé le poids du matériau sec et la quantité de l'eau à ajouter (l'eau utilisée est déminéralisée). Le mélange est fait en versant l'eau progressivement et en plusieurs couches, afin d'avoir une bonne distribution d'eau dans le matériau. L'ensemble est maintenu, ensuite, dans un environnement étanche pendant 24 heures, à peu près, pour créer l'équilibre hydrique au sein de l'échantillon.

6.4. Compactage et mise en place des éprouvettes

Le compactage est fait manuellement dans un moule de 50 mm de diamètre et 100 mm de hauteur en utilisant un piston de diamètre légèrement inférieur. Vu la hauteur relativement grande, le compactage est effectué en plusieurs

couches. Pour assurer une meilleure homogénéité, la quantité de matériaux préparée est partagée en trois ou quatre parties. Après le compactage de chaque portion, on tourne le moule et on continue le compactage à travers l'autre face.

Après le remplissage entier du moule, on a arasé les surfaces latérales à l'aide d'un couteau pour les rendre parfaitement lisses. On a vérifié, ensuite, le poids de l'éprouvette et ses dimensions (diamètre et hauteur). Pour éviter tout changement de la teneur en eau, l'éprouvette est couverte par un film plastique étanche. La température de la salle d'essai est également contrôlée et maintenue constante.

L'installation de l'éprouvette dans la cellule triaxiale a été un peu différente de la pratique pour un essai triaxial classique. Elle est placée directement sur la pierre poreuse préalablement saturée. Une membrane de même diamètre (50 mm) que l'éprouvette est utilisée pour séparer cette dernière du liquide cellulaire. Sur la surface latérale supérieure, on a posé un papier filtre de même diamètre que l'éprouvette et de perméabilité nettement supérieure. Le papier filtre est saturé en eau déminéralisée. La membrane est bien tirée sur les côtés peut ne pas avoir de l'air piégé entre elle et l'éprouvette. Sa longueur est aussi suffisante pour couvrir une grande partie des embases supérieure et inférieure. On a utilisé également deux joints élastiques de chaque coté pour éviter toute fuite du liquide cellulaire (Figures 6.6 et 6.7) vers le matériau. Pour certains essais, des capteurs locaux sont ajoutés pour mesurer la déformation radiale (Figure 6.5).

Enfin, on a placé l'enceinte cylindrique. On a vérifié le bon alignement de l'éprouvette, de l'embase supérieure et du piston et on a rempli la cellule en liquide cellulaire.



Figure 6.5. Capteurs locaux de déformation et leur montage autour de l'éprouvette

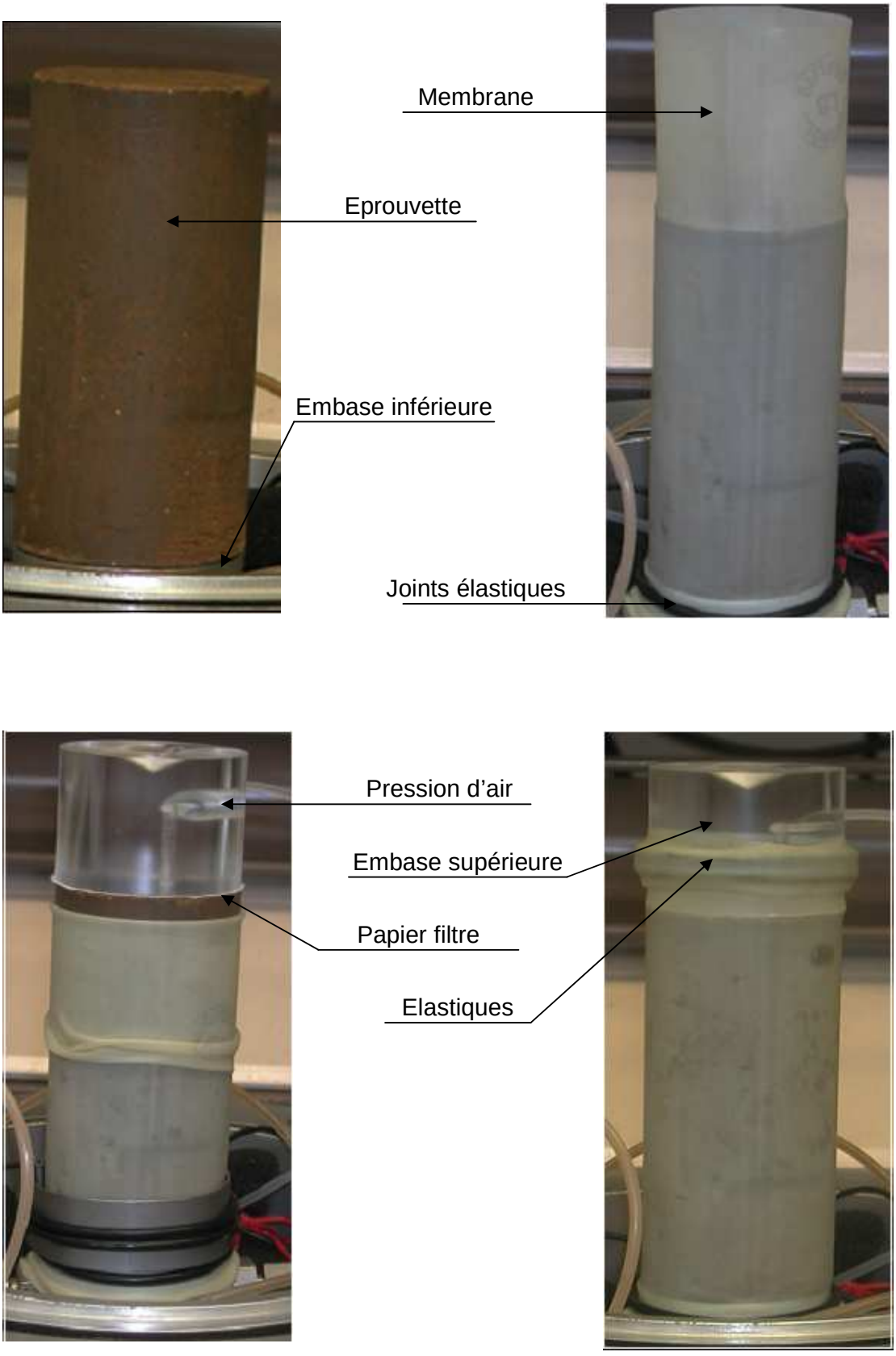


Figure 6.6. Différentes étapes de la mise en place de l'éprouvette

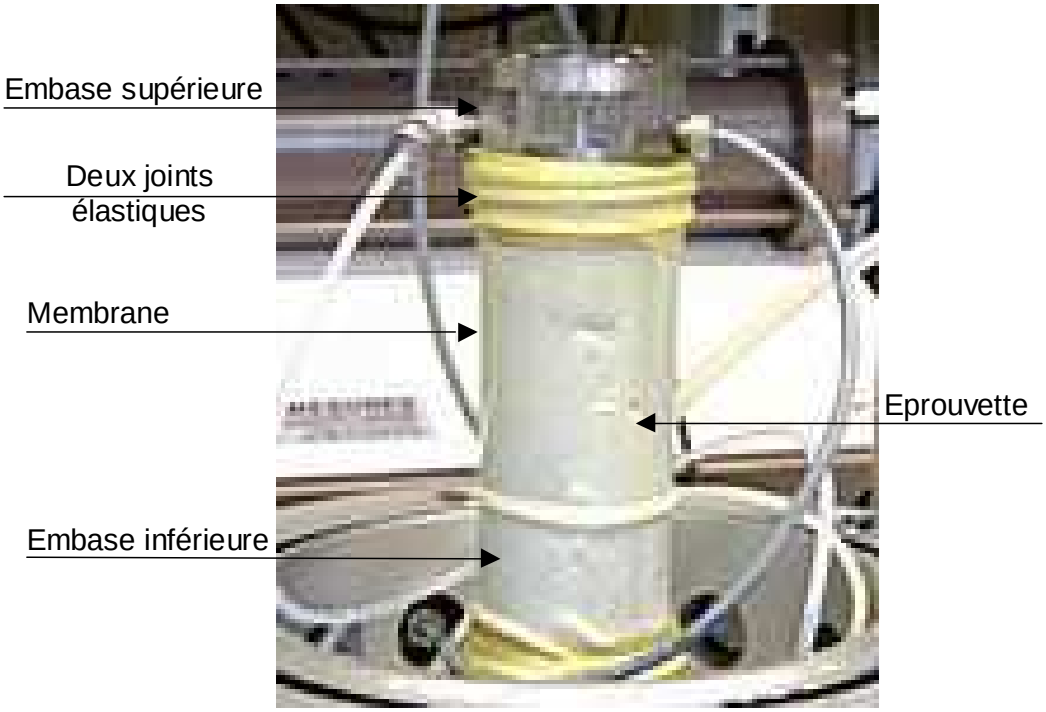


Figure 6.7. Mise en place de l'éprouvette dans la cellule triaxiale

6.5. Procédure d'essais

Les essais réalisés pour cette étude sont de type consolidé drainé (CD). Dans un premier temps, une caractérisation du comportement non saturé des deux limons (A28 et SNEC) a été effectuée. L'exécution de ce type d'essais comporte le cisaillement de trois éprouvettes provenant du même échantillon, préparées dans les mêmes conditions, puis soumises à la même succion mais à des pressions de confinement différentes. Ensuite, on a effectué une étude de l'influence de la succion sur le même type de chemins de sollicitations. Pour cela, on a réalisé le cisaillement de deux éprouvettes du même type de sol, préparées dans les mêmes conditions, sous la même pression de confinement et des succions différentes.

La figure 6.8 résume le programme expérimental pour les deux études faites. Pour chaque éprouvette, l'essai passe par quatre étapes :

- la première étape est la « saturation » suivant le chemin A-B : on a fait monter, progressivement, la pression cellulaire à 33 kPa pendant une heure, ce qui a permet de plaquer la membrane contre l'échantillon. Dans cette partie, aucune pression d'air n'est appliquée ;
- la deuxième étape est la « saturation » suivant le chemin B-C : pendant une heure, une pression d'air est appliquée dans l'éprouvette, graduellement, jusqu'à la valeur désirée (20, 30 ou 50 kPa). Parallèlement, la pression

cellulaire est augmentée de 33kPa jusqu'à la valeur souhaitée (63, 120 ou 200 kPa) en fonction des cas, soit (33, 90 ou 170 kPa) de pression nette sur l'échantillon ;

- la troisième étape est consacrée à la consolidation drainée de l'éprouvette (chemin C-D) : la pression cellulaire et la pression d'air (succion) sont maintenues constantes au cours de la consolidation ($p_{cellulaire}$ = 63, 120 ou 200 kPa et p_{air} = 20, 30 ou 50 kPa). On considère que la consolidation est obtenue quand la variation du volume de l'éprouvette reste nulle. Pour les sols A28 et SNEC, cette étape a été rapide, elle a duré quelques minutes ;

- la quatrième étape est celle du cisaillement (chemin D-E) : une vitesse de cisaillement lente a été choisie (0,001 mm/min) pour assurer la bonne dissipation de la pression interstitielle générée au cours de cette étape. On a continué à cisailler l'échantillon jusqu'à une valeur de la déformation maximale de 15%. Pour certaines éprouvettes, l'essai a été arrêté bien avant, parce qu'on avait atteint la rupture. Cette phase a duré de 10 jours à deux semaines.

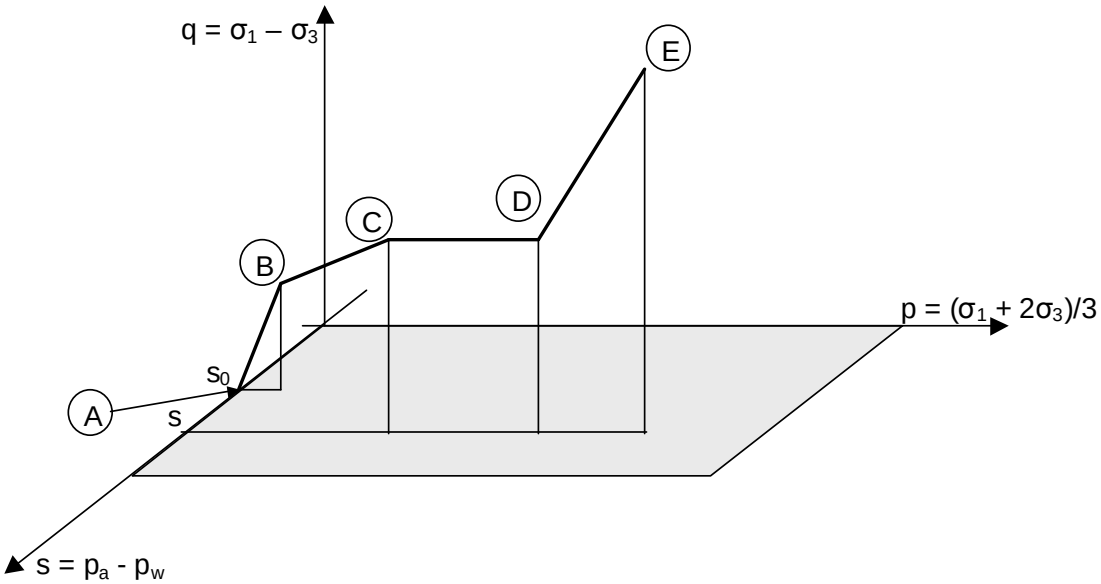


Figure 6.8. Chemins de sollicitations suivis pour les essais triaxiaux, sur le limon A28 et le limon SNEC

À la fin de l'essai, on a remis la pression de confinement et la pression d'air à zéro. Ensuite, on a vidé la cellule de liquide et on l'a démontée rapidement. La teneur en eau de l'échantillon a été contrôlée tout de suite après. Les teneurs en eau initiale w_i et finale w_f des échantillons ainsi que les valeurs de la pression de confinement et des succions appliquées sont indiquées dans le tableau 6.2 (a) et (b).

La déformation volumique de l'éprouvette, au cours de l'essai, est déduite à la fois de la variation du volume du liquide dans la cellule et des mesures prises par les capteurs locaux. Une comparaison entre les valeurs trouvées par les

deux méthodes montre une grande divergence. On considère que les capteurs locaux sont moins fiables. L'étanchéité, dans la cellule triaxiale, a été assurée alors que le maintien des capteurs dans la même position pendant deux semaines ne peut pas être vraiment garantie. Par conséquent, on a utilisé la mesure du volume du liquide dans la cellule pour calculer la déformation volumique.

Tableau 6.2. Caractéristiques des échantillons, (a) SNEC, (b) A28

(a)

SNEC	T-Test1	T-Test2	T-Test3	T-Test4	T-Test8	T-Test9	T-Test13
σ_3 (kPa)	63	63	63	63	120	200	63
s (kPa)	30	30	30	30	30	30	20
w_i (%)	15,4	12	12	12	12	12	12
w_f (%)	14,66	11,61	10,35	12,62	11,70	13,20	12,56

(b)

A28	T-Test5	T-Test6	T-Test7	T-Test10	T-Test11	T-Test12
σ_3 (kPa)	63	63	63	120	200	63
s (kPa)	30	30	30	30	30	50
w_i (%)	17,3	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5
w_f (%)	15,30	17,33	17,30	17,22	16,40	16,67

6.6. Résultats des essais

6.6.1. Comportement non saturé sous la même succion et différents confinements

À titre d'exemple, on montre sur la figure 6.9 les photos d'un échantillon du limon SNEC, avant et après l'essai. Cette éprouvette a été testée à la cellule triaxiale avec une succion de 30 kPa et une pression de confinement de 63 kPa.



Figure 6.9. Éprouvette triaxiale avant et après l'essai (limon SNEC, σ_3 = 63 kPa et s = 30 kPa

6.6.1.1. Reproductibilité des essais

Pour vérifier la reproductibilité des essais triaxiaux drainés non saturés, les résultats de trois essais identiques, exécutés sur le limon A28 à σ_3 = 63 kPa et s = 30 kPa, ont été comparés. Dans le plan (ε, q), (Figure 6.10), les courbes relatives aux trois éprouvettes T-5, T-6 et T-7, ont la même allure même si l'une est décalée. De même, les trois courbes représentées dans le plan (ε_a, ε_v) ont la même allure, mais avec un certain décalage vertical. Nous avons admis qu'il ne serait pas possible d'obtenir une meilleure concordance et avons continué les essais sur cette base.

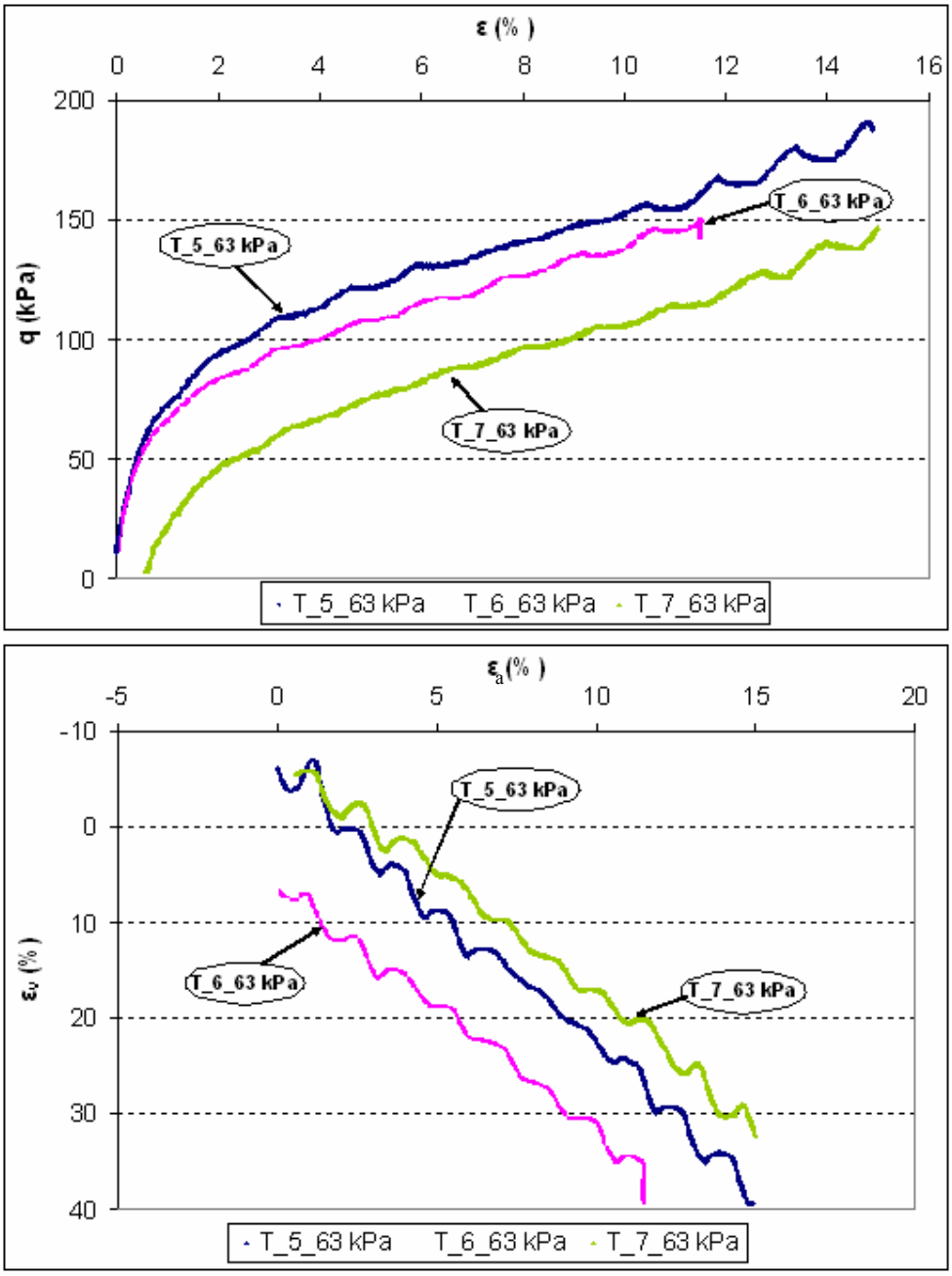


Figure 6.10. Comparaison des résultats de trois essais triaxiaux identiques sur le limon A28

6.6.1.2. Interprétation

Les figures 6.11 et 6.12 montrent les résultats des essais triaxiaux réalisés sous succion constante sur les deux matériaux A28 et SNEC. Les courbes T3 et T6 ne partent pas de l'origine des axes. Ce décalage est expliqué par les légers frottements du piston au début de l'essai. On a commencé le dépouillement des résultats de mesure au moment où le déviateur commence à augmenter rapidement.

Pour 30 kPa de succion et différentes valeurs de pression de confinement (σ_3= 63, 120 et 200 kPa), on observe sur les courbes (ε_a, q) que la résistance au cisaillement maximale augmente avec σ_3. Pour l'essai sur le limon SNEC à une pression de confinement 63 kPa [Figure 6.11 (b)], on remarque un comportement de type légèrement surconsolidé, c'est-à-dire qu'il existe un léger pic puis le déviateur diminue vers une valeur limite plus faible. Pour les autres essais effectués à la même succion et sous des contraintes de confinement supérieures (120 et 200 KPa), le comportement s'apparente à celui d'un sol normalement consolidé sans pic. L'augmentation de la contrainte de confinement tend à dissiper l'effet de pic. Le même comportement a été observé pour le matériau A28 [Figure 6.11 (a)] pour toutes les valeurs de σ_3. L'augmentation de la rigidité (module d'Young) avec σ_3, est moins évidente pour les deux sols [Figure 6.11 (a) et (b)].

Dans le plan (ε, ε_v) et durant tous les essais, le comportement des deux matériaux A28 et SNEC est uniquement contractant sans palier d'état critique en fin d'essai. Ce comportement correspond bien aux quelques résultats disponibles dans la littérature en conditions non saturées (Cui, 1993 : essai sur un limon de Jossigny et Geiser, 1999 : essai sur un limon de Sion). Les courbes de la figure 6.12 (b), présentant la déformation volumique en fonction de la déformation axiale du SNEC, montrent un comportement classique dont la contraction diminue avec l'augmentation de σ_3. La déformation volumique du sol A28, [Figure 6.12 (a)], évalue sous forme de courbes parallèles pour les deux niveaux de confinement (63 et 120 kPa). La courbe de la troisième éprouvette à 200kPa de confinement n'est pas représentée car il y a eu des problèmes d'enregistrement des mesures au cours de cet essai.

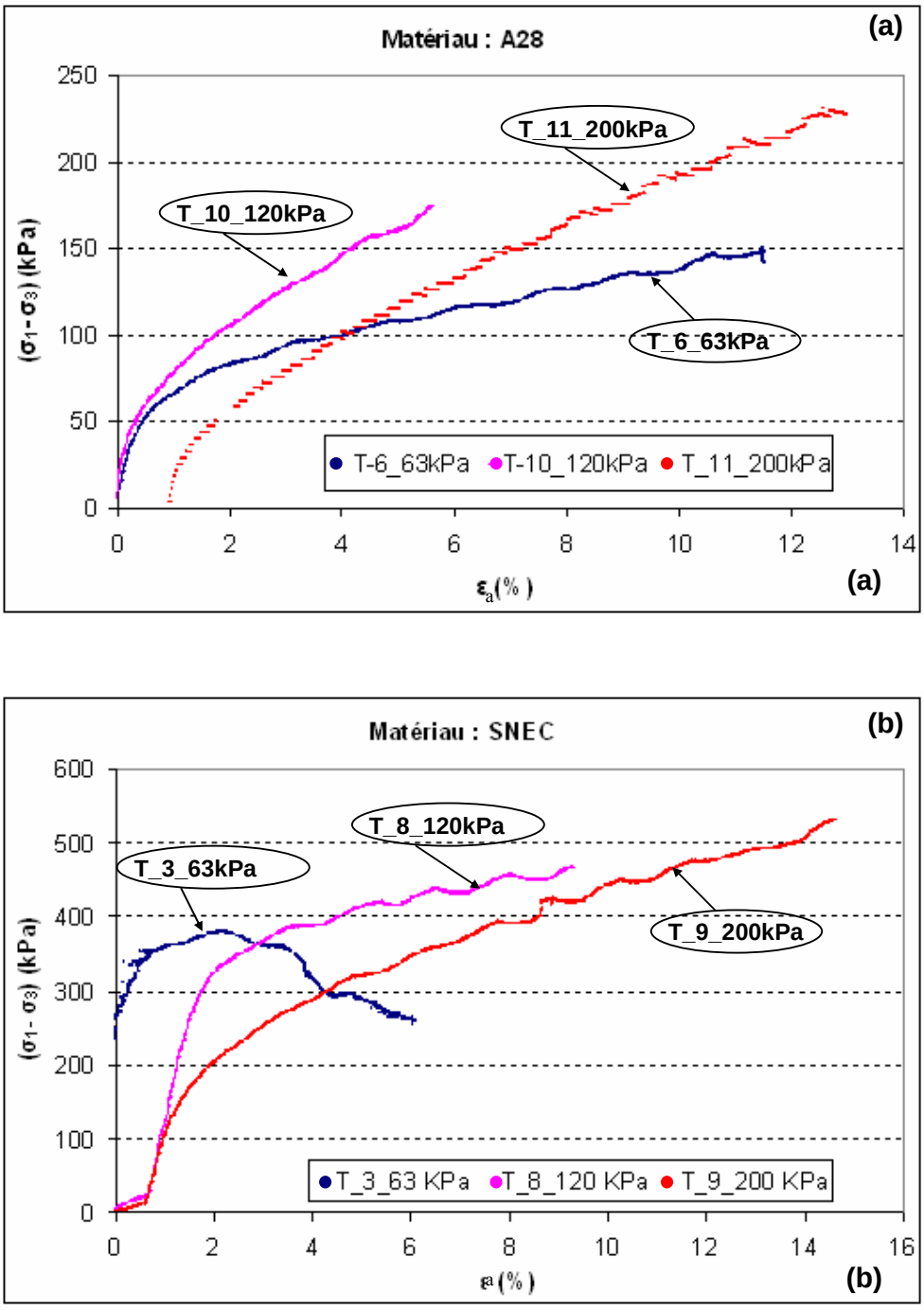


Figure 6.11. Courbes de cisaillement pour une succion de 30 kPa. Relation entre la déformation axiale ε et le déviateur (σ_1-σ_3) : (a) limon A28 ; (b) limon SNEC

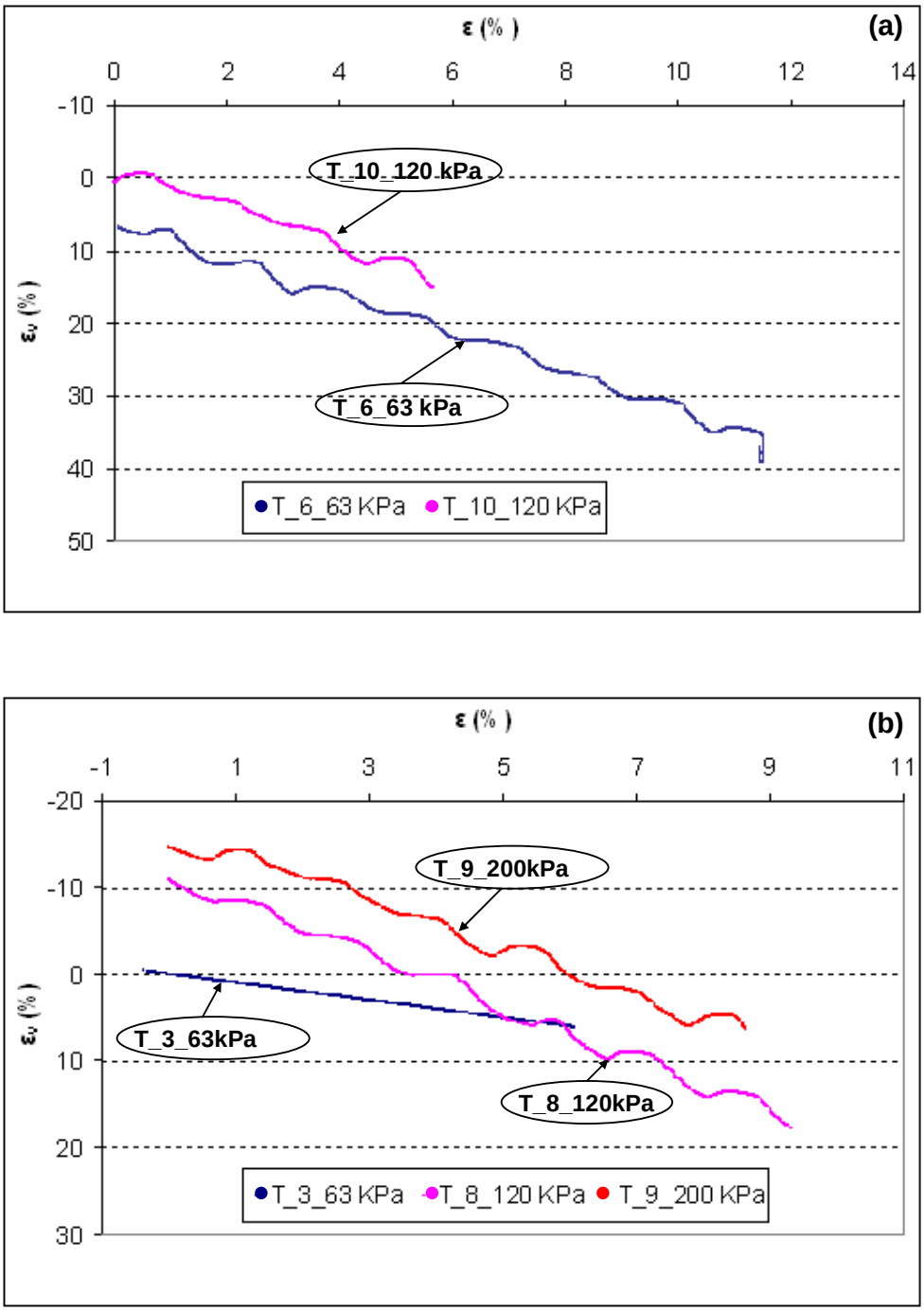


Figure 6.12. Courbes de cisaillement pour une succion de 30 kPa. Relation entre la déformation axiale ε et la déformation volumique ε_v : (a) limon A28 ; (b) limon SNEC

La figure 6.13 présente les chemins de contraintes totales pour le matériau A28 et le matériau SNEC à s=30 kPa. La liaison entre les maxima des courbes permet d'obtenir la pente de la courbe d'état critique M. Elle a pour valeur 0,48 pour le limon A28 et 1 pour le limon SNEC. La courbe d'état critique coupe l'axe des ordonnées (contrainte moyenne) en un point représentant le paramètre p_s. Ce paramètre désigne la résistance en extension triaxiale. Pour le limon A28, la valeur de p_s est égale à 200 kPa et pour le limon SNEC, elle vaut 280 kPa.

D'après ces résultats, on peut déduire les valeurs de l'angle de frottement interne φ et de cohésion c. Alonso *et al*. (1990) considèrent que la pente M peut être liée directement à l'angle de frottement interne en compression φ_c. Dans ses travaux, Georgiadis (2003) confirme cette hypothèse et rappelle que sa valeur est donnée par l'expression :

$$M = \frac{6\sin\varphi_c}{3-\sin\varphi_c}, \qquad (6.1)$$

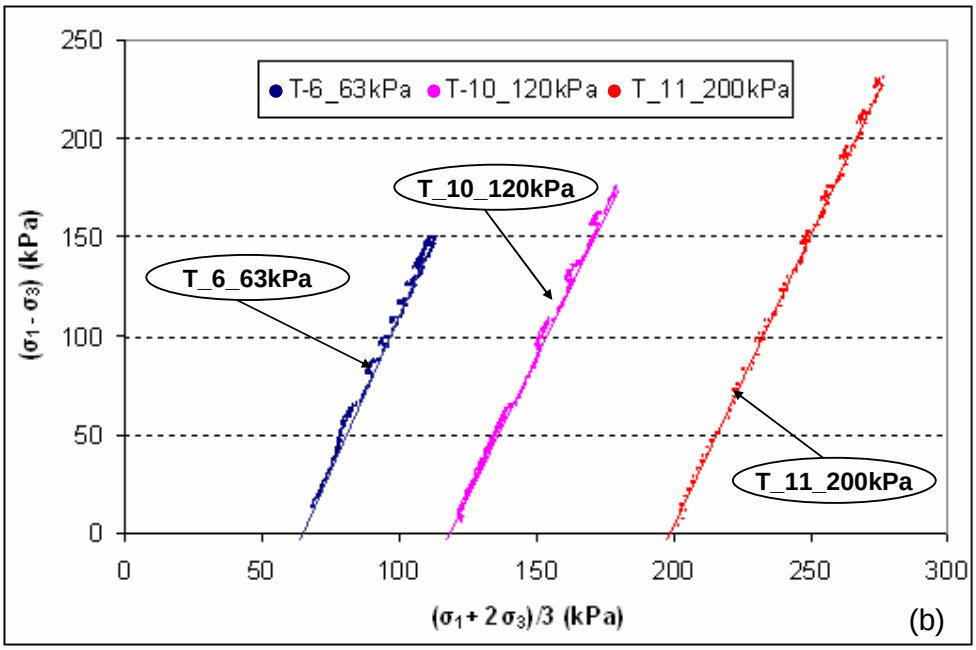
qui est comprise entre 0 et 3.

Alonso *et al*. (1990) considèrent également que la résistance en extension triaxiale p_s peut être évaluée en fonction de la cohésion c et l'angle de frottement interne en compression φ_c, comme le montre la relation suivante :

$$p_s = \frac{c}{tg\varphi_c}. \qquad (6.2)$$

En adoptant ces équations, les valeurs de l'angle de frottement interne φ_c et de cohésion sont les suivantes :

	A28	**SNEC**
M	0,48	1
p_s (kPa)	200	280
φ_c (degrés)	12,84	25,38
c (kPa)	45,60	132,83



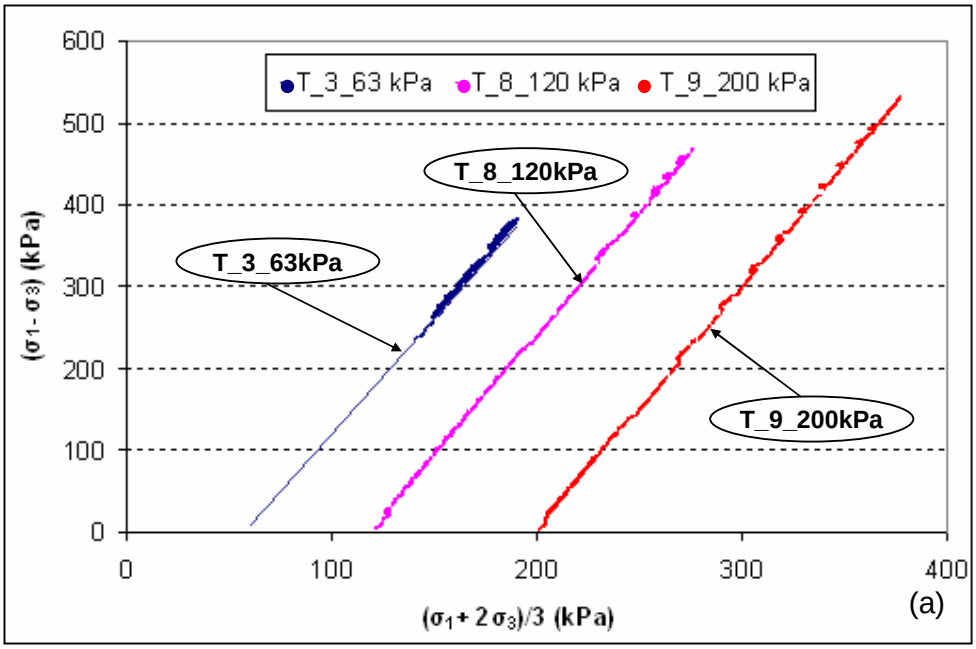


Figure 6.13. Chemin de contraintes totales imposés dans les essais de compression triaxiale pour une succion s = 30 kPa :
(a) limon SNEC ; (b) limon A28

6.6.2. Influence de la succion sur le comportement non saturé

L'étude de l'influence de la succion sur le comportement d'un sol non saturé nécessite le cisaillement de plusieurs éprouvettes de ce sol. Pour étudier le comportement des deux matériaux A28 et SNEC sous l'effet de la succion, nous n'avons pu réaliser que deux essais triaxiaux pour chaque type de sol (A28 et SNEC). Les figures 6.14 et 6.15 montrent les résultats obtenus.

La figure 6.14 (a) représente le comportement déviatorique du limon SNEC sous deux niveaux de succion différents (20 et 30 kPa) et au même confinement (63 kPa). Les deux éprouvettes atteignent d'abord une résistance de pic puis tendent vers une résistance limite plus faible. On remarque que la résistance de pic est légèrement supérieure pour l'éprouvette la plus désaturée (T_13). Pour ces deux éprouvettes, la différence n'est pas énorme car les deux succions sont proches. D'une manière globale, la résistance maximale augmente avec la succion.

Vers la fin de l'essai, les deux courbes semblent rejoindre le même palier. On peut dire qu'à la même contrainte radiale, les deux essais à deux niveaux de succion tendent vers le même état critique. Ces résultats sont en concordance avec d'autres résultats publiés dans la littérature (Cui, 1993) et (Geiser, 1999). En généralisant ces observations, on peut dire que la succion a une influence semblable au degré de surconsolidation sur le comportement des sols non saturés.

Les courbes d'évolution de la déformation volumique en fonction de la déformation axiale sont présentées sur la figure 6.14 (b) pour le limon SNEC. On remarque que le comportement est uniquement contractant pour les deux niveaux de succion. Des observations semblables ont été faites par Geiser (1999) dans le cas où la succion est faible.

On ne peut tirer d'autres conclusions sur le comportement dans le plan (ε, ε_v), le volume des données expérimentales disponibles étant trop réduit.

Sur la figure 6.15, on présente les courbes d'évolution de la contrainte déviatorique en fonction de la déformation axiale pour le limon A28. Les deux essais ont été réalisés sous le même confinement (63 kPa) et à deux valeurs de succion (30 et 50 kPa). Pour ce matériau et pour les deux valeurs de succion, les échantillons n'atteignent pas la résistance de pic.

En comparant les deux courbes de cette figure, on remarque que la résistance ultime atteinte à 50 kPa de succion est beaucoup plus faible que la résistance ultime à 30 kPa. Elle est d'environ 150 kPa pour une succion de 30 kPa, alors qu'elle ne dépasse pas les 50kPa quand la succion est égale à 50 kPa. À une succion plus forte, la fragilisation de l'échantillon a peut être changé la structure interne du matériau et modifié sous l'effet de cisaillement les

ménisques entre les grains, c'est-à-dire que la phase « eau » est devenue discontinue et est formée uniquement de ménisques. Par conséquent, le sol est devenu plus cohérent. Fredlund *et al*. (1978) ont indiqué qu'une augmentation de la succion entraîne un accroissement de la cohésion.

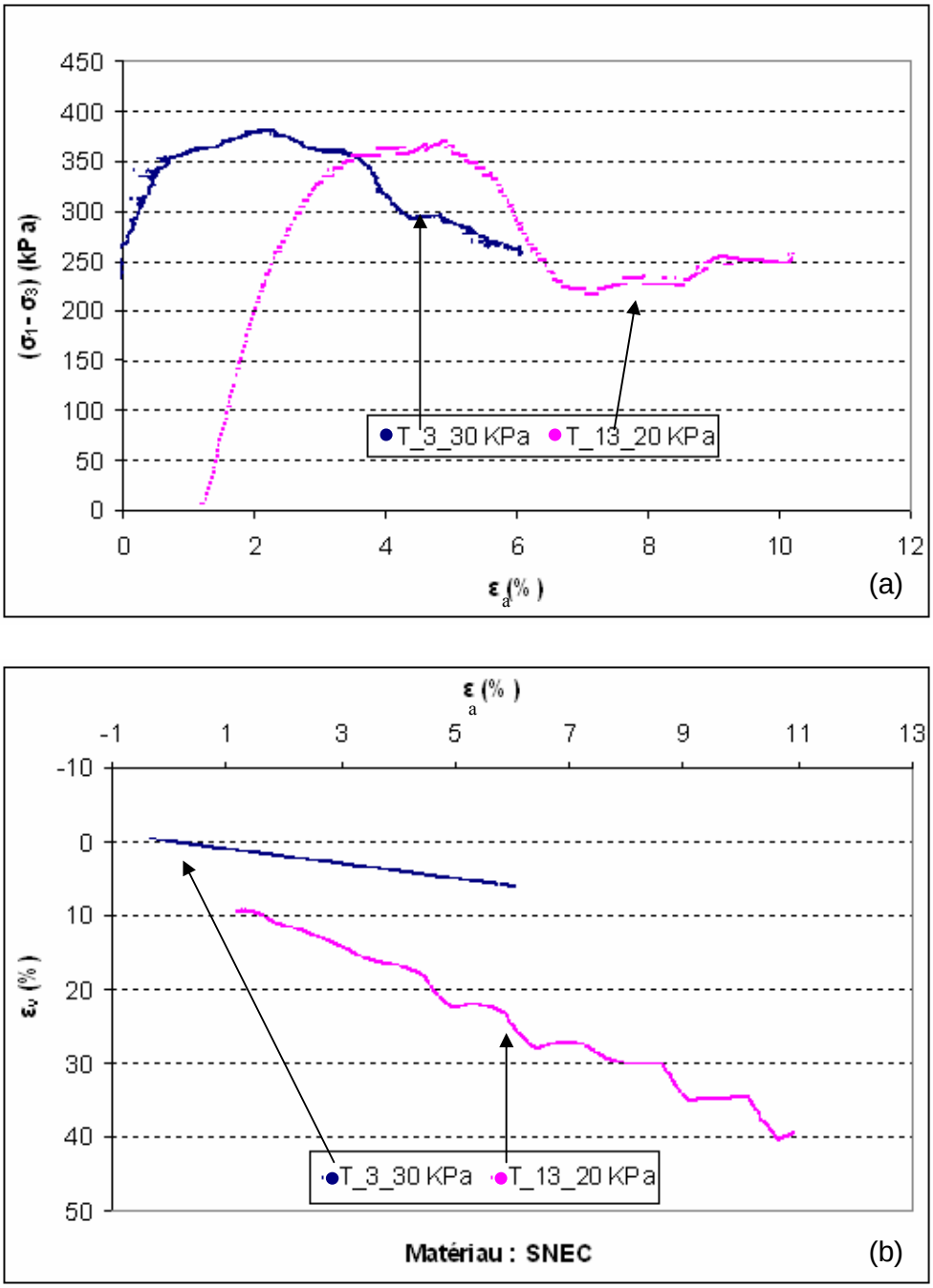


Figure 6.14. Essais triaxiaux au même niveau de confinement et deux niveaux de succion s= 20 kPa et s = 30 kPa, limon SNEC

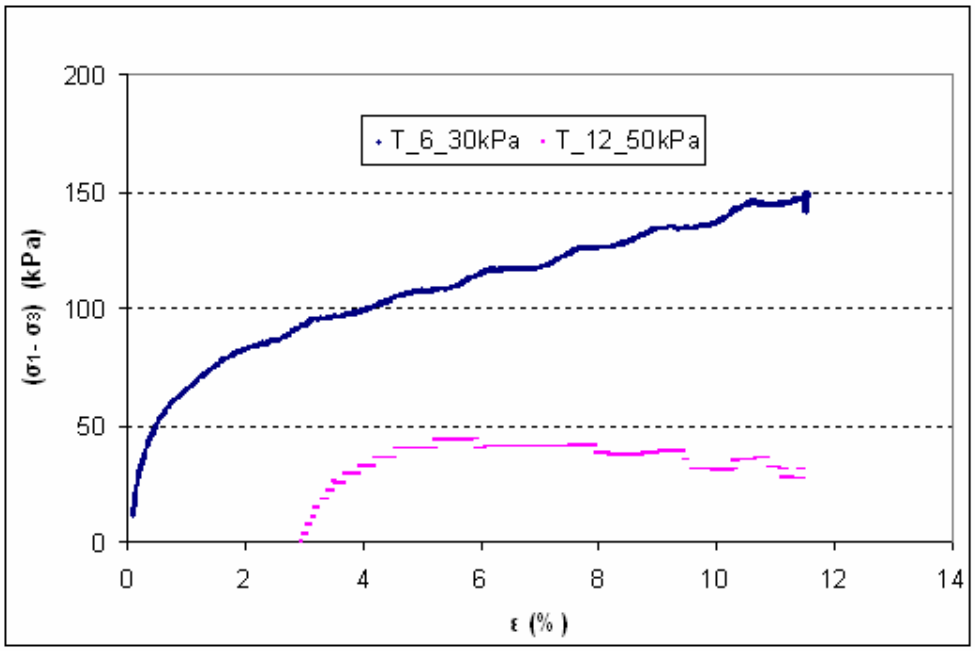


Figure 6.15. Essais triaxiaux au même confinement et pour deux niveaux de succion : s = 30kPa et s = 50kPa (Limon A28)

Des difficultés de mesure n'ont pas permis de déterminer l'évolution de la déformation volumique au cours des essais sur le limon A28.

Chapitre 7

Essais de perméabilité à l'air sur les limons A28 et SNEC

7.0. Introduction

Les matériaux (limon A28 et limon SNEC) utilisés pour les essais triaxiaux ont fait l'objet d'une étude de perméabilité à l'air. Dans un premier temps, on s'est intéressé à la perméabilité à l'air sans chargement mécanique. Ces essais ont été réalisés pour voir comment le sol permet le passage de l'air sous un faible gradient de pression, en fonction de son niveau de compactage et de son état hydrique. Dans un deuxième temps, des essais de perméabilité à l'air avec chargement mécanique ont été réalisés. Ces essais ont été conçu à la fois pour déterminer si le sol plus compact a des vides continus pour permettre le passage d'air sous un faible gradient de pression et pour déterminer les deux constantes a et c de la relation (7.1), donnant la perméabilité à l'air en fonction de l'indice des vides et du degré de saturation :

$$k_a = a\frac{\gamma_a}{\mu_a}\left[e\left(1-S_r\right)\right]^c . \qquad (7.1)$$

7.1. Appareillage

Le schéma du dispositif d'essai est présenté sur la figure 7.1. Il est construit autour d'un œdomètre classique à cellule fermée (Figure 7.2). Pour l'application de la pression d'air, nous avons adopté un chemin de circulation d'air différent de celui indiqué par Yoshimi et Osterberg (1963), pour leurs essais de perméabilité sur un sol sableux. Dans les essais de Yoshimi et Osterberg, l'air traverse l'éprouvette verticalement après avoir franchir la pierre poreuse (Figure 7.3). L'entrée et la sortie de l'air sont faites sur une même verticale. Nous n'avons pas retenu cette solution parce que le choix de la porosité de la pierre poreuse ne nous a pas paru facile.

Nous avons par contre estimé que l'épaisseur de l'éprouvette est assez petite pour que l'air puisse suivre un trajet horizontal à travers le sol. Dans ces conditions, la pierre poreuse n'est pas utilisée et la rainure de l'embase est supprimée. L'air entre directement dans l'éprouvette par un trou placé dans la

paroi verticale (Figure 7.4). Après circulation dans le matériau, l'air sort du coté opposé de l'éprouvette.

L'œdomètre est connecté à sa base à un réservoir contenant un volume d'air important (V_a = 1850 ml) et un peu d'eau pour humidifier l'air. Ce réservoir est lui-même lié à une source d'air comprimé. Un capteur de pression a été installé entre la source d'air comprimé et le réservoir d'air pour pouvoir mesurer la pression appliquée. La pression atmosphérique est également contrôlée au même endroit.

L'étanchéité du système vis-à-vis de l'écoulement d'air est beaucoup plus difficile à assurer que pour l'eau. Pour obtenir cette isolation, un produit imperméable à l'air (la graisse) a été utilisé dans le système. Un film plastique a été ajouté à la surface de l'éprouvette pour la séparer du piston.

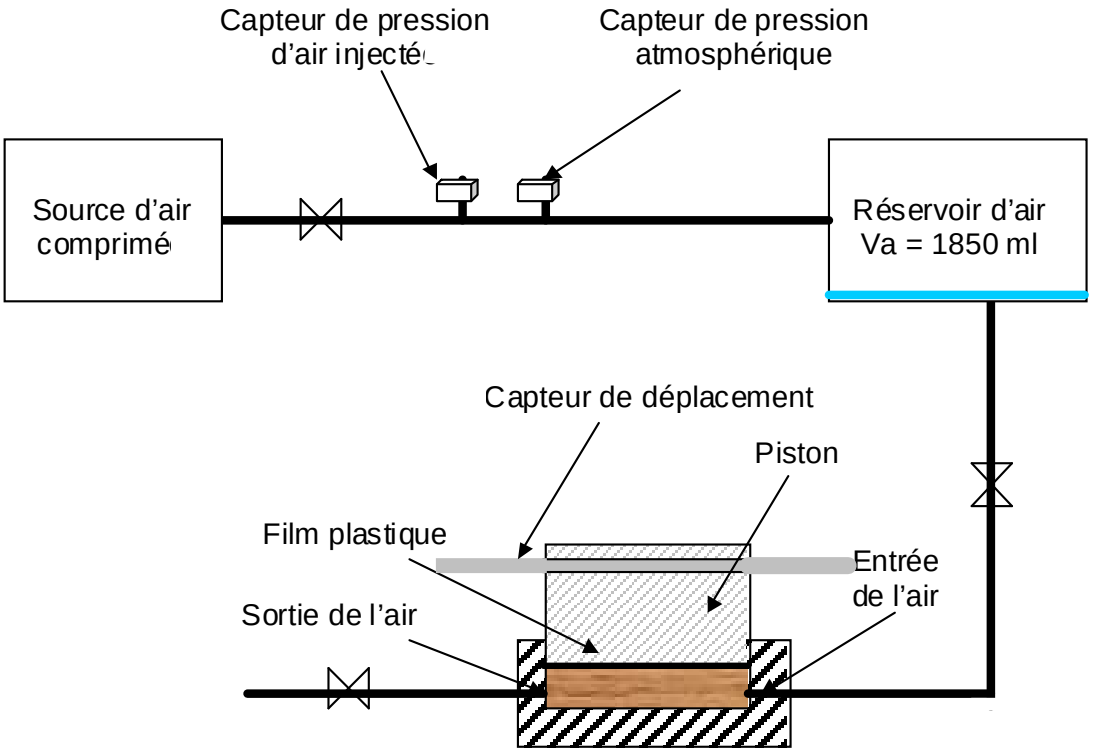


Figure 7.1. Schéma simplifié du système utilisé pour l'essai de la perméabilité à l'air

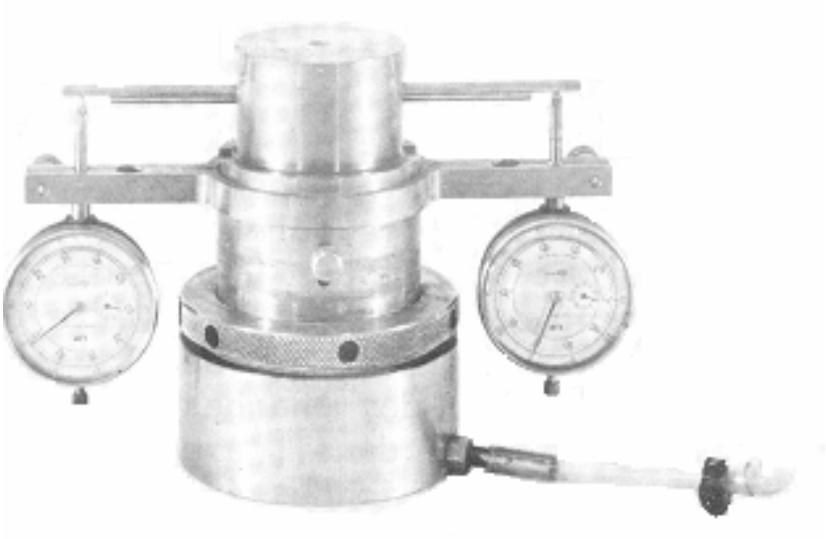


Figure 7.2. Cellule œdométrique fermée

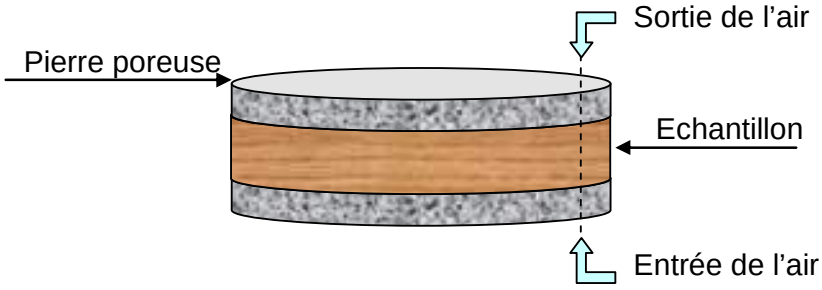


Figure 7.3. Schéma de la trajectoire de l'air à travers l'éprouvette, Yoshimi et Osterberg (1963)

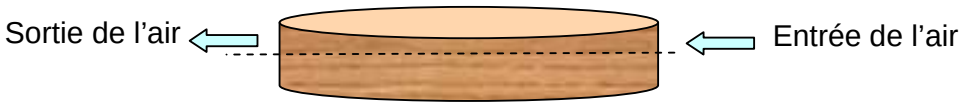


Figure 7.4. Schéma de la trajectoire de l'air à travers l'éprouvette dans nos essais

7.2. Préparation des échantillons

Les essais ont été réalisés sur deux types de sol : le limon A28 et le limon SNEC. Leurs caractéristiques de plasticité ont été données dans le chapitre précédent (paragraphe 6.1). La préparation des échantillons pour l'essai de perméabilité à l'air a été faite de la même manière que pour les essais triaxiaux (paragraphe 6.2).

7.3. Compactage et mis en place des éprouvettes

Le compactage est fait manuellement et directement dans un moule de 70 mm de diamètre et 21,5 mm de hauteur en utilisant un piston de diamètre légèrement inférieur. La faible épaisseur de l'échantillon fait qu'il ne peut y avoir de problèmes d'hétérogénéité, donc, le compactage est réalisé en une seule couche.

Après avoir rempli le moule, on arase la surface à l'aide d'un couteau et on l'a couverte avec un film plastique. L'ensemble a été ensuite mis dans les conditions d'expérimentation sur le bâti.

7.4. Procédure d'essai

7.4.1. Essais sans chargement mécanique

Après la préparation des échantillons et leur mise en place dans la cellule, on a rempli le réservoir par l'air à une faible pression (≈ 8kPa). Ensuite, on a ouvert le robinet qui connecte le réservoir à l'éprouvette et on a suivi la diminution de la pression dans le temps, jusqu'à une valeur nulle.

Pendant tout l'essai, on a maintenu constant le volume du sol. En fonction de l'état de compactage du matériau, la durée de l'essai varie de quelques secondes à quelques heures.

7.4.2. Essais avec chargement mécanique

Dans un deuxième temps, on a effectué des essais de perméabilité à l'air en appliquant une pression de quelques kilopascals sur l'œdomètre et en maintenant la déformation verticale libre.

En suivant cette procédure, on a effectué les essais en appliquant des paliers de contraintes. Trois niveaux de chargement ont été retenus : 11, 37 puis 63 kPa. On a chargé l'éprouvette, au moment de l'injection de l'air, et on a noté le tassement et la pression d'air dès l'ouverture du robinet qui permet le passage du gaz. Une fois le déplacement stabilisé, on est passé au palier de chargement suivant en ré-appliquant la pression d'air, en suivant les mêmes étapes. La figure 7.5 montre l'allure des variations des trois paramètres (u, σ_v et p_a) mesurés pendant cet essai.

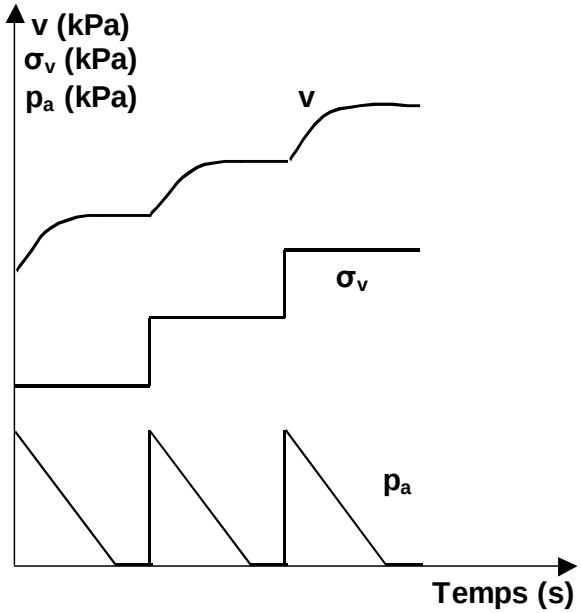


Figure 7.5. Variations de la contrainte verticale σ_v, la pression de l'air p_a et du déplacement vertical v du piston de l'œdomètre pendant l'essai

7.5. Résultats expérimentaux

Pour calculer la perméabilité, Yoshimi et Osterberg (1963) ont utilisé la relation logarithmique suivante :

$$K_a = \frac{2{,}3Vh\mu_a}{S\left(p_{atm} - \frac{p_0}{4}\right)t} \lg\left(\frac{p_0}{p_t}\right), \qquad (7.2)$$

où V est le volume de l'air dans le réservoir, h est la hauteur de l'éprouvette, S est la section de l'éprouvette, μ_a est le coefficient de viscosité à l'air, p_{atm} est la pression atmosphérique, p_0 est la pression d'air à l'instant t = 0 et p_t est la pression d'air à l'instant t.

Le dispositif expérimental que nous avons adopté ne permet pas d'utiliser la formule (7.2) puisque le chemin suivi par l'air dans l'éprouvette est complexe. Nous avons imaginé de mesurer par cette méthode la perméabilité d'un matériau connu pour étalonner une formule de calcul du type (7.2), mais cela n'a pu être réalisé.

Pour adopter la relation utilisée par Yoshimi et Osterberg (1963) au trajet de l'air choisi dans notre essai, nous avons remplacé la hauteur h par le diamètre D. Par contre, la détermination de la section parait plus difficile, puisqu'elle varie de 0 jusqu'à D·h. nous avons décidé de présenter les résultats en termes de perméabilité relative, définie par :

$$K_{ar} = \frac{1}{t} \lg\left(\frac{p_0}{p_t}\right) = \frac{K_a S\left(p_{atm} - \frac{p_0}{4}\right)}{2{,}3 V h \mu_a}. \qquad (7.3)$$

Le coefficient de perméabilité k_a est le produit de la perméabilité et du poids volumique de l'air (Relation 7.4). Même si l'air est considéré comme un gaz compressible, pour cet essai on considère que le poids volumique de l'air ne change pas,

$$k_a = \frac{\gamma_a}{\mu_a} \cdot K_a. \qquad (7.4)$$

7.5.1. Essais sans chargement mécanique

On a réalisé cet essai sur six éprouvettes pour le limon A28 et cinq éprouvettes pour le limon SNEC. Les tableaux 7.1 (a) et (b) ci-dessous donnent le poids volumique sec initial et les teneurs en eau initiale w_i et finale w_f des éprouvette testées.

La figure 7.6 montre les variations de la pression d'air et de la perméabilité à l'air pour les différents échantillons du limon A28 (sauf Test7). Il s'agit d'un sol dense et très humide (S_r = 95%). L'air passe très difficilement dans l'échantillon et la perméabilité à l'air est quasi nulle.

La comparaison des courbes (a) et (b) de la figure 7.6 monte que le sol compact permet plus difficilement le passage d'un volume d'air donné à une faible pression, puisque cela nécessite plus de temps.

L'essai de perméabilité sur le limon SNEC a montré des résultats contraires à ce qu'on attendait (Figure 7.7 (a) et (b)). Pour une densité importante (Test3 et Test6), on constate que les deux courbes présentent deux valeurs différentes de perméabilité à l'air et ne varient pas pendant l'essai, sachant que les deux éprouvettes sont dans les mêmes conditions de teneur en eau et de poids volumique sec. Pour une faible densité, comme l'indique la figure 7.7 (b), la variation de la perméabilité avec la pression est la même pour le Test9 et pour le Test12. La différence de teneur en eau n'a pas influencé le passage de l'air dans ce sol non saturé.

Le cinquième essai sur le limon SNEC (Test10), à la même densité que les essais désignés par Test3 et Test6, et représentant un échantillon quasi saturé, a donné une valeur de la perméabilité à l'air de l'ordre de 10^{-17} m². Dans ces conditions, le sol ne permet pas le passage d'air sous faible pression.

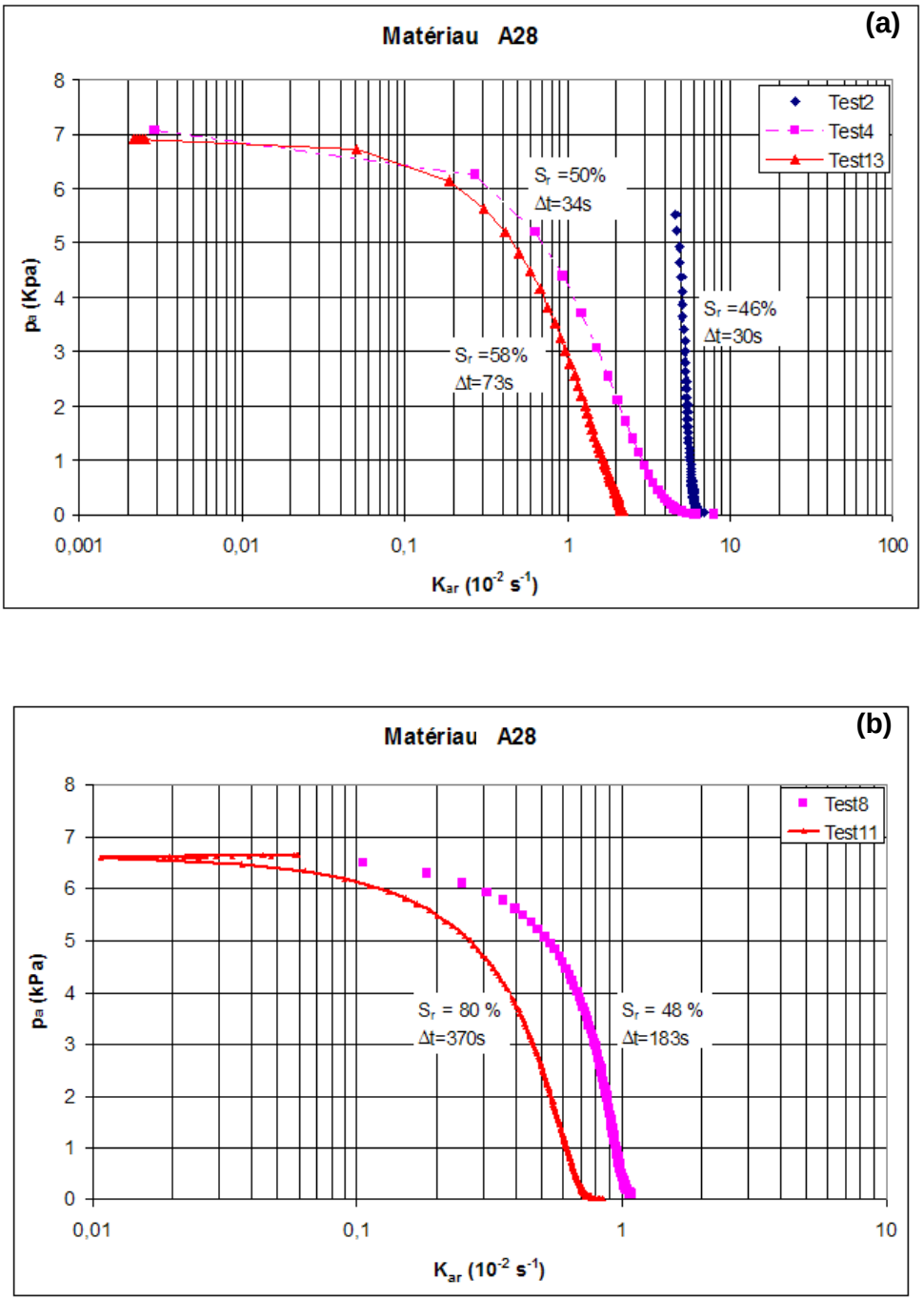


Figure 7.6. Variations de la pression d'air et de la perméabilité à l'air dans le limon A28 : (a) poids volumique sec de 14 kN/m^3 ; (b) poids volumique de 16,4 et 17 kN/m^3

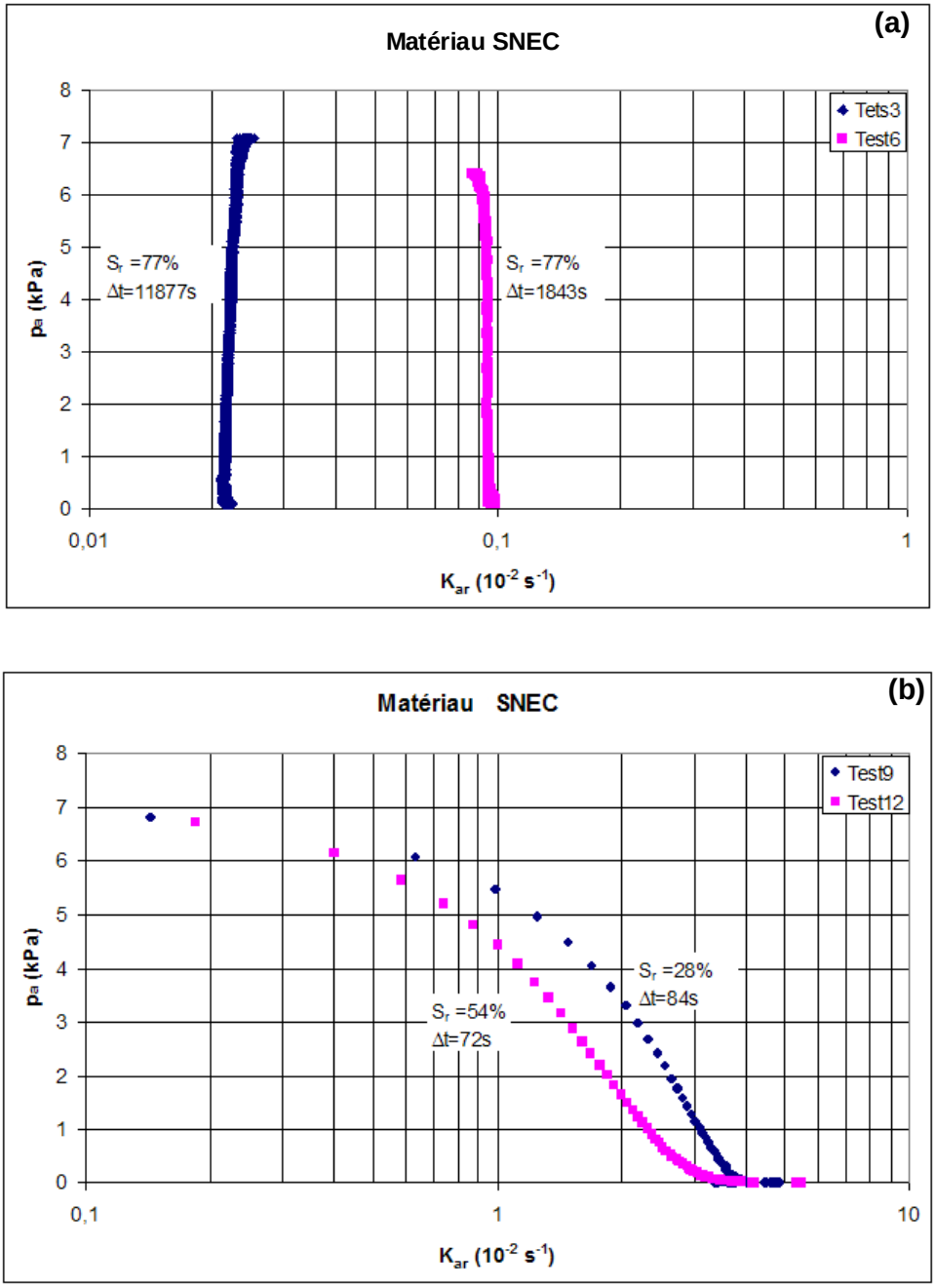


Figure 7.7. Variations de la pression d'air et de la perméabilité à l'air dans le limon SNEC : (a) poids volumique sec de 15 kN/m^3 ; (b) poids volumique de 19 t/m^3

Tableaux 7.1. Quelques propriétés des échantillons testés,
(a) sur le limon A28 ; (b) sur le limon SNEC

(a)

Nom de l'essai	γ_d (kN/m^3)	w_i (%)	w_f (%)
Test2	14,4	18,70	18,69
Test4	14,2	15,30	15,26
Test7	16,4	22,00	22,61
Test8	16,4	12,00	11,34
Test11	17,1	17,00	16,91
Test13	14,3	14,00	16,34

(b)

Nom de l'essai	γ_d (kN/m^3)	w_i (%)	w_f (%)
Test3	19,0	11,50	11,49
Test6	19,1	12,00	11,35
Test9	15,7	08,00	07,31
Test10	18,7	17,00	15,61
Test12	15,0	16,00	15,61

7.5.2. Essais avec chargement mécanique

Six éprouvettes ont été testées. Les tableaux 7.2 (a) et (b) donnent le poids volumique sec, la teneur en eau initiale et la teneur en eau finale des éprouvettes testées.

Les figures 7.8 (a) et (b) donnent les résultats des essais effectués sur le limon A28. Elles représentent le rapport entre la perméabilité relative à l'air et le produit $e(1-S_r)$ de l'indice des vides et du degré de saturation pour les trois niveaux de chargement. La même représentation est faite pour le limon SNEC sur les figures 7.9 (a) et (b).

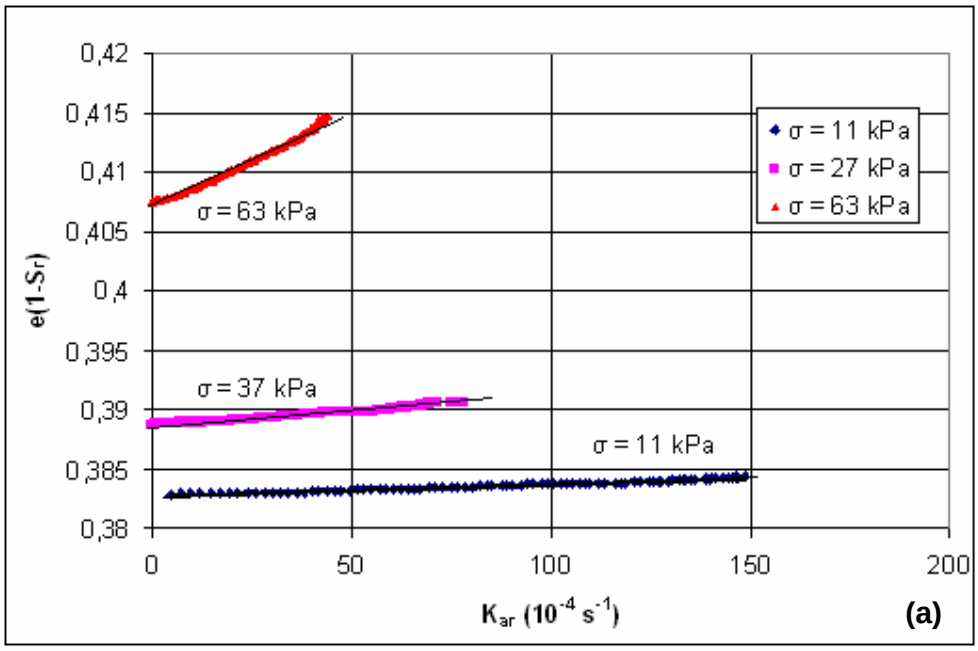
Les résultats du test4 ne sont pas exposés dans cette partie. L'échantillon représente un sol saturé (S = 99,09%) et la perméabilité à l'air dans cet état de saturation est très faible, de l'ordre de 10^{-17} m².

Les tests 3 et 5bis ont subi quelques erreurs de manipulation. Ils n'ont pas été représentés.

La plupart des courbes [K_{ar}, $e(1-S_r)$] représentées sur les figures 7.8 et 7.9 que ce soit pour le limon A28 ou pour le limon SNEC, sont plutôt en accord avec les résultats de Yoshimi et Osterberg (1963) même si l'on suit un chemin de circulation d'air différent de celui qu'ils ont adopté dans leur étude. Les courbes indiquent une relation quasi-linéaire entre la perméabilité à l'air et le produit $e(1-S_r)$ qui représente le volume des vides qui n'est pas rempli d'eau. Cela nous permet de donner une seule valeur de 1 à la constante b de

l'équation (7.1) pour les deux matériaux. Pour la constante c, il s'agit de plusieurs valeurs qui dépendent de la charge appliquée.

On constate, sur les différentes figures, que la circulation de l'air dans les échantillons devient plus difficile avec l'augmentation du niveau de compactage. Cette difficulté devient pratiquement insurmontable quand le matériau est saturé.



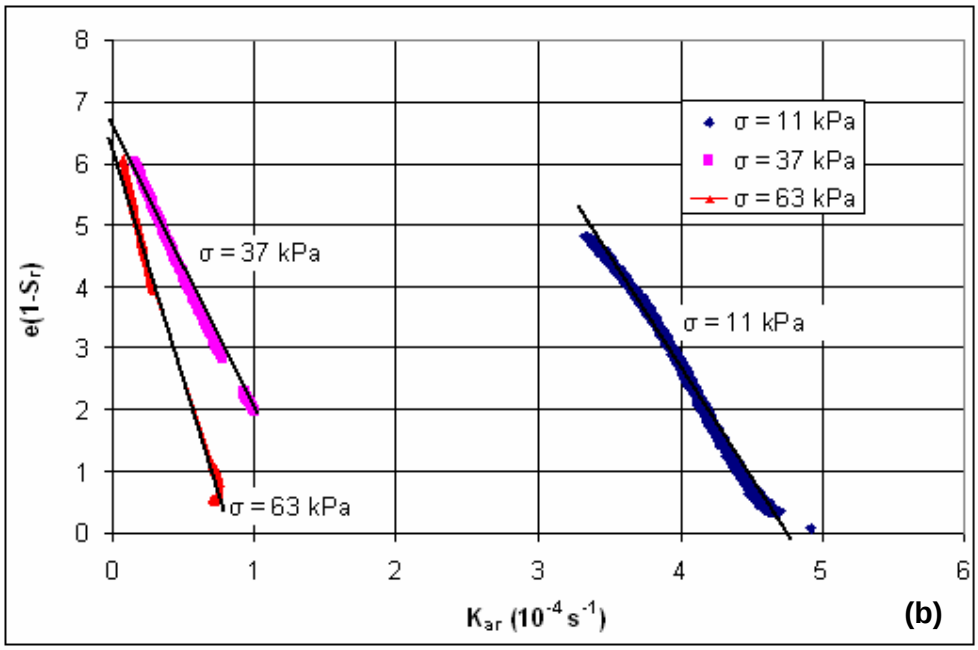
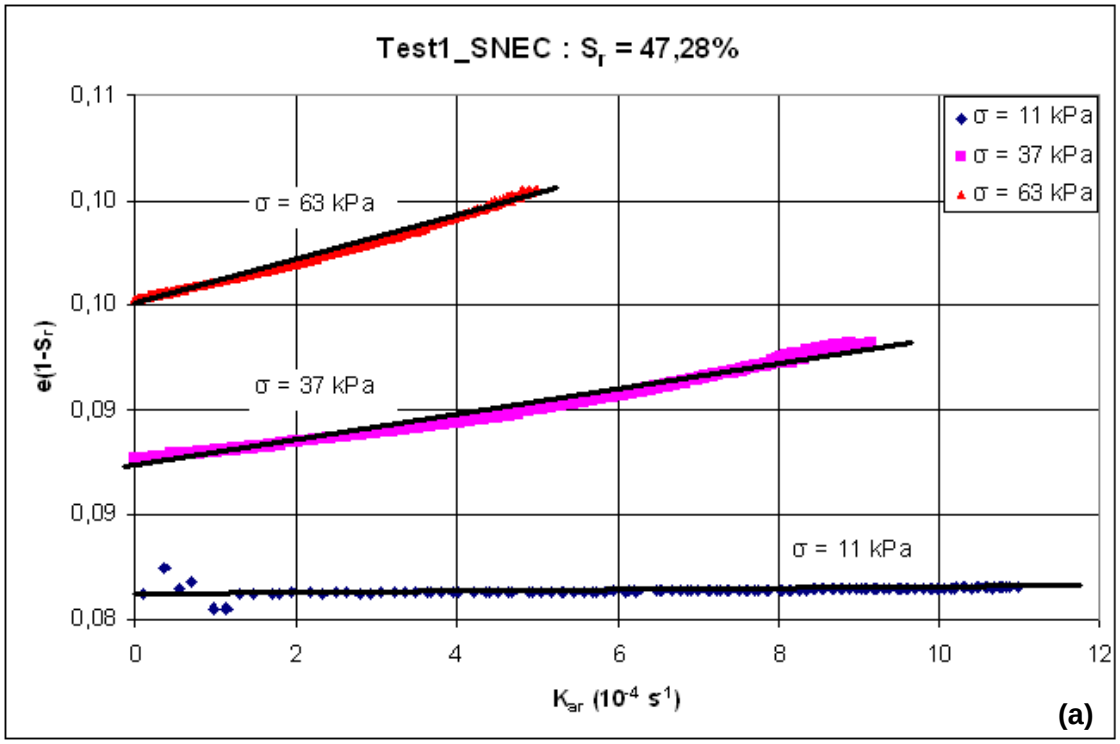


Figure 7.8. Variations de la perméabilité à l'air en fonction de l'indice des vides et du degré de saturation, pour le limon A28 : (a) saturation de 53% (b) saturation de 68%



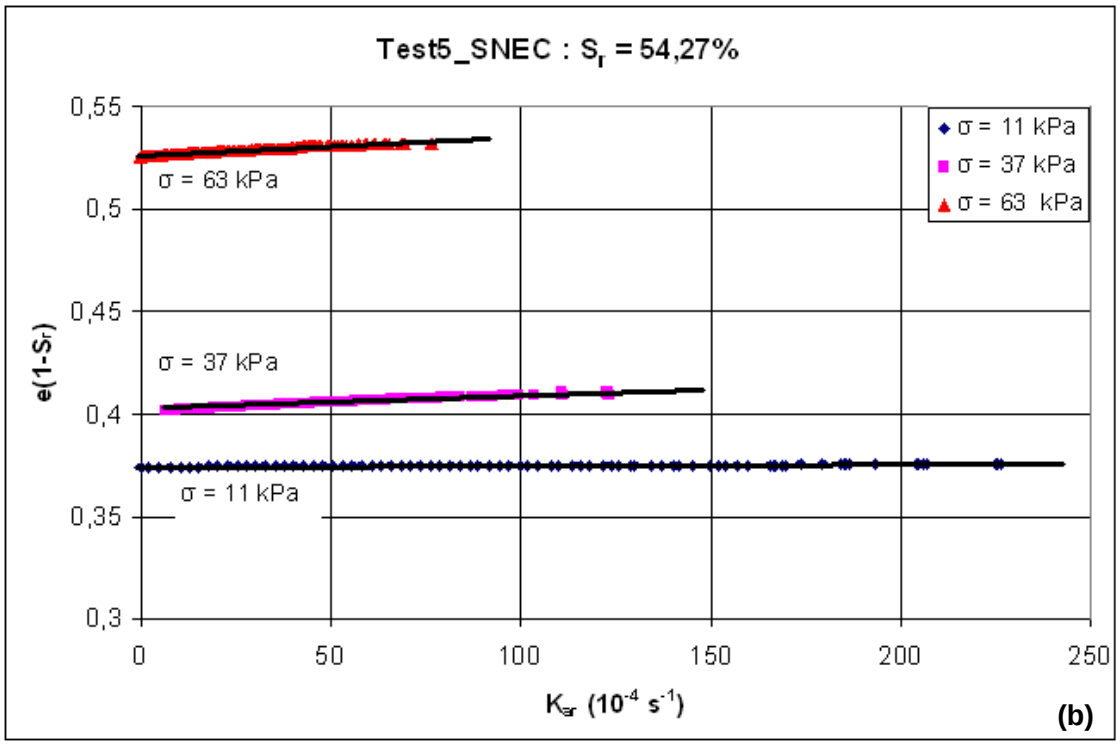


Figure 7.9. Variations de la perméabilité à l'air en fonction de l'indice des vides et du degré de saturation, pour le limon SNEC : (a) saturation de 47% (b) saturation de 54%

Tableau 7.2. Quelques propriétés des échantillons testés,
(a) limon A28 et (b) limon SNEC

Nom de l'essai	γ_d (kN/m^3)	w_i (%)	w_f (%)	
Test2	14,5	17,5	16,7	
Test4	18,5	17,5	16,6	
Test6	16,1	17,5	16,9	(a)

Nom de l'essai	γ_d (kN/m^3)	w_i (%)	w_f (%)	
Test1	19,0	12,0	11,2	
Test3	12,0	17,5	16,7	
Test5bis	09,4	17,5	17,0	
Test5	14,5	17,5	17,0	(b)

7.6. Conclusion

Les trois chapitres décrivant les essais effectués à l'œdomètre et à l'appareil triaxial ont permis d'établir un certain nombre de résultats utiles pour la suite de notre travail.

Le chapitre 5, consacré à l'étude du limon A28 à l'œdomètre, a confirmé les résultats expérimentaux cités dans la littérature : la succion augmente la rigidité et la pression de préconsolidation du sol réduit sa compressibilité. Le cycle d'humidification et séchage rigidifie également le sol. Toutefois, nos essais n'ont pas mis en évidence une grande différence entre le comportement du matériau après un cycle d'humidification-séchage et le comportement du matériau sans cycle. Ceci peut probablement être expliqué par le fait que le compactage des deux sols était très élevé et qu'il a duré très longtemps avant le démarrage des essais.

Les essais avec imbibition ont confirmé l'influence de l'imbibition sur le comportement des sols non saturés. Nous avons également observé que l'effet de l'imbibition sur la déformation diminue avec l'augmentation de la charge mécanique.

Le chapitre 6 concernait le comportement non saturé du sol dans une cellule triaxiale. Vu le nombre limité d'essais réalisés, les remarques déduites des résultats d'essais ne sont pas très riches. D'une manière générale, les résultats trouvés sont, dans l'ensemble, en accord avec ceux de la plupart des auteurs (Blight, 1966 ; Cui, 1993 et Geiser, 1999).

Les résultats expérimentaux ont confirmé que :

- la résistance au cisaillement augmente avec la pression de confinement,
- l'augmentation de la contrainte de confinement tend à dissiper l'effet de pic,
- la résistance maximale au pic augmente avec la succion,
- la succion semble avoir un effet similaire à une surconsolidation mécanique,
- un comportement volumique purement contractant a été observé dans tous les essais.

Le chapitre 7 étant consacré à l'étude de la perméabilité à l'air dans les sols compactés non saturés. Les sols compacts contiennent des vides continus qui diminuent et/ou deviennent discontinus (par rapport à l'air) au fur et à mesure de l'augmentation du degré de saturation. Pour ce qui concerne le compactage, la structure du sol conserve des vides continus qui deviennent

plus étroits quand la charge appliquée augmente. Ces vides permettent le passage de l'air dans le sol, mais plus difficilement.

Pour la détermination des constantes a et c, les essais ont fourni des courbes semblables aux courbes expérimentales données dans la littérature. Il s'agit de courbes linéaires, qui permettent de donner la valeur 1 au paramètre a. Malheureusement, dans notre essai, le chemin suivi par l'air à travers l'échantillon n'a pas été précisé. Par conséquent, la perméabilité à l'air n'a été analysée que qualitativement et la constante c n'a pas pu être déterminée.

Partie 4/Chapitre 8

MODÉLISATION DU COMPORTEMENT DES OUVRAGES EN SOLS NON SATURÉS

8.0. Introduction

On s'intéresse dans ce chapitre à la modélisation du comportement des sols non saturés en utilisant un code de calcul en éléments finis. Une restructuration et une réorganisation du programme utilisé était nécessaire pour obtenir des bons résultats.

On commence ce chapitre par un petit rappel des hypothèses et des équations adoptées pour la programmation de ce code de calcul. On passe ensuite à la présentation des paramètres de calcul et leurs déterminations. Enfin, on valide le programme par la modélisation des essais de laboratoire et la confrontation des résultats de calcul aux autres résultats disponibles dans la littérature.

8.1. Code de calcul en éléments finis

L'étude présentée dans ce chapitre a été réalisée au moyen du code de calcul en éléments finis CESAR-LCPC en utilisant le module CSNS (Consolidation des Sols Non Saturés). Ce module a été développé en grande partie dans la thèse de Wone (1995). Les équations du modèle tiennent compte de l'interaction des déformations du squelette, des écoulements de l'eau et de l'air ainsi que des mouvements de l'air dissous dans l'eau. La résolution numérique de ces équations associe la méthode des éléments finis pour discrétiser l'espace et un schéma d'intégration implicite pour discrétiser le temps. Les déformations du squelette sont décrites selon l'approche des variables indépendantes en adoptant le modèle de Barcelone (Alonso *et al*., 1990).

8.1.1. Rappel des hypothèses et des équations

La représentation mécanique adoptée pour la modélisation numérique des sols non saturés repose sur la superposition de trois milieux continus, qui couvrent chacun l'ensemble de l'espace occupé par le sol : le milieu global, sans distinction de phases ; le milieu continu "air" et le milieu continu "eau".

Trois champs de contraintes sont définis respectivement dans le milieu global, l'eau et l'air : la contrainte totale σ, la pression de l'eau p_w et la pression de l'air p_a. La contrainte totale est négative en compression et les pressions d'eau et d'air sont positives en compression.

Trois champs de déplacements, auxquels sont associés trois champs de déformations, sont utilisés pour décrire l'état du sol non saturé :

- un champ de déplacement associé au milieu continu global ou « champ principal », noté $\vec{u}$;
- un champ de déplacements associé à l'eau, noté $\vec{u}_w$;
- un champ de déplacements associé à l'air, noté $\vec{u}_a$.

Pour le comportement mécanique, on a supposé que les déformations du milieu peuvent être induites par une variation de la contrainte totale ($\sigma+p_a$) et/ou de la succion (p_a-p_w), considérées comme variables indépendantes. La loi de comportement est de type élastoplastique avec écrouissage.

Les contraintes et les déformations doivent satisfaire simultanément les équations d'équilibre (Équation 8.1) et la loi de comportement (Alonso *et al.*, 1990) (Équation 8.1).

$$\sigma_{ij,j} + F_i = 0 \qquad \text{et} \qquad d\sigma_{ij} = D^{ij}_{epkl}\, d\varepsilon_{kl} + (F_e - 1)\, dp_a \delta_{ij} + F_e\, dp_w \delta_{ij} \tag{8.1}$$

où σ_{ij} est le tenseur des contraintes totales, F_i est la force volumique, D_{ep} est la matrice de souplesse du milieu global relative aux variations de $(\underline{\underline{\sigma}}_{ij} + p_a \delta_{ij})$, $d\varepsilon_{kl}$ est l'incrément du tenseur des déformations (du milieu global), $F_e = D_{ep} D_s$ où D_s est la matrice de souplesse du milieu global relative aux variations de $(p_a - p_w)$, δ_{ij} est le symbole de Kronecker, dp_a l'incrément de pression d'air et dp_w l'incrément de pression d'eau.

Pour le comportement hydrique, on considère que l'eau et l'air se déplacent dans l'espace occupé par le milieu global en respectant, d'une part, des lois de conservation de la masse (Équation 8.2) et d'autre part, des lois reliant les vitesses moyennes d'écoulement aux gradients de charge (loi de Darcy pour chaque phase) (Équation 8.3).

Equation de conservation de la masse :

Pour l'eau $$\frac{\partial}{\partial t}(\rho_w n S_r) + \mathrm{div}(\rho_w \overrightarrow{v_w}) = 0$$

Pour l'air $$\frac{\partial}{\partial t}\left[\rho_a n (1 - S_r + H S_r)\right] + \mathrm{div}\left[\rho_a (\vec{v}_a + H \vec{v}_w)\right] = 0 \tag{8.2}$$

Loi de Darcy :

Pour l'eau $$\vec{v}_w = - \underline{\underline{k_w}}\, \vec{\mathrm{grad}}\, h_w$$

Pour l'air $$\vec{v}_a = -\underline{\underline{k}}_a \, \vec{\text{grad}}\, h_a \qquad (8.3)$$

où ρ_w est la masse volumique de l'eau, ρ_a est la masse volumique de l'air, n est la porosité du massif, $\vec{v}_w$ est la vitesse moyenne d'écoulement de l'eau, $\vec{v}_a$ est la vitesse moyenne d'écoulement de l'air et H est le coefficient de Henry.

8.1.2. Conditions initiales et conditions aux limites

Le calcul à l'état initial consiste à obtenir un équilibre dans la distribution des contraintes totales, des charges d'eau et des charges d'air sans prendre en compte l'effet du chargement. Pour cela, on effectue à partir d'un état initial estimé mais pas nécessairement en équilibre un premier calcul avec pour seul chargement mécanique le poids du massif de sol, jusqu'à stabilisation des charges d'eau et d'air et des contraintes. Ensuite, on prend les résultats de ce calcul comme état initial des calculs ultérieurs, en annulant les déplacements.

Les conditions aux limites imposées aux inconnues (déplacements et pressions) sont des déplacements ou forces imposés au milieu global, des flux ou des charges d'eau imposés pour l'eau et des flux ou des charges d'air imposés pour l'air.

8.1.3. Résolution numérique

La résolution numérique de ces équations associe la méthode des éléments finis pour discrétiser l'espace et un schéma d'intégration implicite pour discrétiser le temps. En ajoutant les équations d'équilibre mécanique et les équations qui gouvernent l'écoulement de l'eau et de l'air dans le sol, on obtient un système d'équations décrivant le couplage hydromécanique du système « squelette solide - eau - air ».

En passant par un principe variationnel adapté, on arrive à la forme en éléments finis de ces équations :

$$\begin{bmatrix} R & -C_{uw} & C_{ua} \\ C_{wu} & -C_{ww} + K_w \Delta t & C_{wa} \\ C_{au} & -C_{au} + K_a \Delta t & E_a + K_a \Delta t \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta U \\ \Delta H_w \\ \Delta H_a \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{uw} H_w - C_{ua} H_a + \Delta F \\ K_w H_w \Delta t + Q_w \\ -K_w H_w \Delta t + K_a H_a \Delta t + Q_a \end{bmatrix} \qquad (8.4)$$

où R est la matrice de rigidité, Δt est l'incrément de temps, E_a est le module de compressibilité de l'air, H_w et H_a sont les vecteurs des valeurs de la charge hydraulique et de la charge d'air, respectivement, K_w et K_a sont les matrices de perméabilité, C_{uw}, C_{ua}, C_{wu}, C_{ww}, C_{wa} et C_{au} sont des matrices de couplage, ΔF est le vecteur des forces appliquées, Q_w est le flux de l'eau et Q_a le flux d'air, S_r est le degré de saturation et S_{ru} le degré de saturation résiduel, γ_a est le poids volumique de l'air, e l'indice des vides et D et E sont des constantes.

8.2. Paramètres du calcul

La modélisation numérique par le code de calcul CSNS de CESAR-LCPC, comme tout autre code, exige la définition de quelques paramètres. Les valeurs de ces derniers sont souvent approchées à partir des résultats d'essais au laboratoire. On distingue quatre types de paramètres de calcul :

1) Propriétés d'état du sol : l'indice de vides initial e, le poids volumique du sol γ et les coefficients ou les constantes qui définissent le degré de saturation en fonction des variables indépendantes.

2) Propriétés des phases du sol : le poids volumique d'eau γ_w, le poids volumique d'air γ_a, la constante de Henry H et le coefficient de compressibilité de l'air C_a.

3) Propriétés mécaniques du sol : Il s'agit du module d'Young E, coefficient de Poisson ν, le module de déformation volumique en succion E_s et les paramètres du modèle de Barcelone (Alonso *et al*., 1990), tel que la pente de la courbe vierge λ, la pente des courbes déchargement-rechargement κ, le paramètre définissant la variation de la rigidité du sol avec la succion r, le paramètre contrôlant l'augmentation de la rigidité du sol avec la succion β, la pente plastique λ_s et la pente élastique κ_s de la courbe de compressibilité lors de drainage…

4) Perméabilité : Il s'agit des coefficients ou des constantes qui définissent la perméabilité à l'eau et la perméabilité à l'air et le degré de saturation en fonction des variables indépendantes.

En tout, lors d'un calcul par le programme CSNS, 27 paramètres doivent être définis dont dix sont des paramètres du modèle d'Alonso *et al*. (1990) : quatre pour l'état saturé de base et six pour décrire le comportement non saturé. La plupart des paramètres sont adimensionnels.

Les essais de laboratoire permettent de définir la majorité des 27 paramètres demandés pour le calcul. Les essais de consolidation isotrope (chargement/déchargement) à plusieurs niveaux de succion permettent de trouver λ, $\lambda(0)$, κ, p_c, p_0^*, r et β ainsi que les constantes de degré de saturation. À l'aide des essais de cisaillement à succion contrôlée, on peut définir les valeurs de E, υ, P_{tk}, M et p_s. Les constantes des coefficients de perméabilité à l'eau et à l'air sont déterminées directement par des essais de perméabilité ou indirectement à partir des courbes de rétention d'eau fournies par des essais d'humidification/séchage.

8.2.1. Paramètres associés au comportement isotrope

Les paramètres λ, κ et p_{c0} peuvent être déduits graphiquement de la courbe de compressibilité. Les deux premiers représentent successivement, la pente de la partie plastique et la pente de la partie élastique de la courbe (indice de vides, contraintes verticales).

Pour un sol non saturé, deux paramètres (r et β) sont nécessaires pour décrire l'évolution de la compressibilité du sol avec la succion. En reportant les valeurs de λ pour un essai en état saturé et pour deux autres niveaux de succion dans l'équation (8.5), les valeurs de r et β peuvent être estimées par la résolution du système d'équations :

$$\begin{cases} \lambda(s_1) = \lambda(0)\left[(1-r).\exp(-\beta s_1) + r\right] \\ \lambda(s_2) = \lambda(0)\left[(1-r).\exp(-\beta s_2) + r\right] \end{cases} \tag{8.5}$$

où s_1 et s_2 sont les niveaux de succion.

L'intersection des deux lignes tangentes de la partie plastique et de la partie élastique de la courbe de compression permet de trouver la pression de préconsolidation initiale p_{c0}. La valeur de p_c (contrainte de référence) est déterminée en utilisant l'équation :

$$\left(\frac{p_0}{p_c}\right) = \left(\frac{p_0^*}{p_c}\right)^{\left[\lambda(0)-\kappa\right]/\left[\lambda(s_1)-\kappa\right]} \tag{8.6}$$

<u>Application à l'argile du Bavent</u>

Les essais œdométriques présentés dans le chapitre 5 nous ont servi à déterminer les valeurs des paramètres associés au comportement isotrope. Comme l'on a indiqué auparavant, la variation du paramètre λ est plus importante pour les valeurs de succion les plus faibles. Les valeurs trouvées pour les deux blocs A et B sont rassemblées dans le tableau 8.1.

Tableau 8.1. Valeurs du coefficient λ à différentes valeurs de succion

s (MPa)	Bloc A	Bloc B
0	0,030	0,037
4,2	0,029	0,032
12,6	0,027	0,020
29	-	0,010
57,3	0,013	-
82,4	0,013	0,010
137,8	0,011	-
182,1	0,009	0,008
331,3	0,009	0,011

Les valeurs de la pente κ sont proches de l'une à l'autre pour tous les niveaux de succion. Cela confirme l'hypothèse d'Alonso *et al*. (1990) disant que κ ne dépend pas de la succion. On a calculé la valeur moyenne pour chaque bloc et on a trouvé :

Bloc A : $\kappa = 0{,}004$,
Bloc B : $\kappa = 0{,}002$.

Vu ces valeurs moyennes, on peut conclure aussi que la pente élastique de la courbe œdométrique n'a pas changé entre le sol qui a subi un cycle hydrique et le sol initial. Cela confirme encore une fois le résultat d'Alonso *et al*. (1990).

Les valeurs de la pression de préconsolidation p_{c0} pour toutes les succions et pour les deux blocs sont rassemblées dans le tableau 8.2.

Tableau 8.2. Valeurs de la pression de préconsolidation p_{c0} à différentes valeurs de succion

s (MPa)	Bloc A	Bloc B
0	95	144
4,2	200	175
12,6	480	-
29	850	700
57,3	950	950
137,8	920	900
182,1	950	860
331,9	1000	1000

La résolution du système d'équations 8.5 nous a permis de trouver les valeurs de r et β pour les deux blocs de sol :

Bloc A : $r = 1{,}28$ et $\beta = 10^{-5}$,
Bloc B : $r = 2{,}51$ et $\beta = 10^{-5}$.

La détermination de p_c a été plus difficile. La valeur obtenue par l'équation, a été ajustée pour que les valeurs expérimentales de p_{c0}, à tous les niveaux de succion soient proches des valeurs calculées. On a trouvé :

$$p_c(\text{bloc A}) = 28{,}19 \text{ kPa} \quad \text{et} \quad p_c(\text{bloc B}) = 95 \text{ kPa}.$$

Application aux limons A28 et SNEC

En l'absence d'essais œdomètriques sur le limon SNEC, une approche des paramètres a été faite par calage d'autres essais sur des matériaux ressemblants.

Pour le limon A28, quelques paramètres ont été déduits des essais en chemin isotrope réalisés à Nantes (Ferber, 2006). Les essais oedométriques sur un échantillon très faiblement compacté ne donnent aucune préconsolidation. Par contre, pour un indice des vides correspondant à la masse volumique sèche à

l'OPN, une valeur de contrainte de 400 kPa a été atteinte sur la courbe oedométrique.

Les valeurs de l'indice de gonflement C_s et de l'indice de compression C_c ont été ainsi obtenues. On en déduit les paramètres λ et κ :

$C_c = 0,25$ d'où $\lambda = 0,109$,

$C_s = 0,015$ d'où $\kappa = 6,52.10^{-3}$.

8.2.2. Paramètres associés au comportement triaxial à succion constante

Les paramètres élastiques :

L'évolution des paramètres élastiques se déduit des essais triaxiaux à différents niveaux de contrainte moyenne. Le module d'Young E est déterminé sur la base du graphe (ε-q). En absence d'essais saturés et des courbes de déchargement, on a choisi d'estimer le module d'Young initial. On a considéré que, jusqu'une déformation axiale de 0,2%, le comportement est purement élastique. Du même, le coefficient de Poisson ν est déterminé en début d'essai drainé dans le plan (ε-ε_v). Pour les limons A28 et SNEC, on a trouvé les valeurs suivantes :

E_{A28} : 100-200 kPa
E_{SNEC} : 1200-2800 kPa
ν : 0,26-0,3.

Paramètres de résistance

Les différents paramètres de résistance (pente d'état critique M, résistance en extension triaxiale p_s, cohésion et angle de frottement interne) ont été évalués au chapitre 6. Leurs valeurs pour les deux limons A28 et SNEC sont indiquées dans le tableau 8.3.

Tableau 8.3. Valeurs des paramètres de résistance

	A28	**SNEC**
M	0,48	1
p_s (kPa)	200	280
φ_c (°)	12,84	25,38
c (kPa)	45,60	132,83

Pour l'argile de Bavent, les paramètres associés au comportement triaxial ont été pris directement dans les travaux d'Alshihabi (2002) qui a réalisé un programme d'essai complet pour cela.

8.2.3. Paramètres associés au comportement hydrique sous succion variable

La pente plastique λ_s et la pente élastique κ_s sont généralement estimées à partir de la courbe d'évolution de l'indice des vides sous l'effet de la dessaturation (ou l'humidification) sans aucun chargement mécanique.

La figure 8.1 montre les résultats d'un essai hydrique sur le limon A28 dans le plan logarithmique ln(s)-e (Cuisinier, 2006). L'essai a été exécuté en utilisant la méthode osmotique (chemin d'humidification).

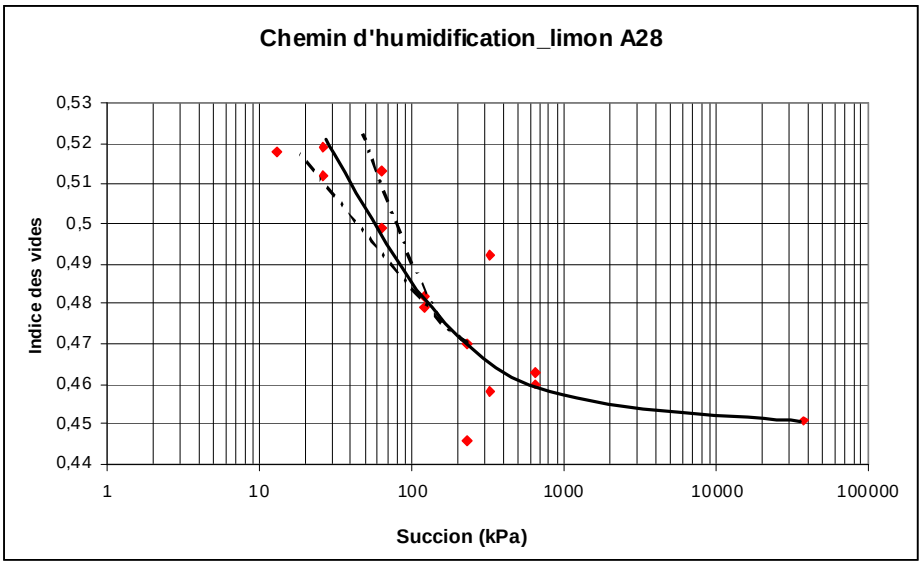


Figure 8.1. Comportement sur chemin d'humidification du limon A28, sous contrainte mécanique nulle (Cuisinier, 2006)

La rigidité du sol diminue avec la baisse de succion. On distingue deux zones : la première, avec une faible pente correspond à un comportement réversible et est suivie par une deuxième zone de comportement plastique. Étant donnée la dispersion des valeurs de l'indice des vides, il est difficile de déterminer une courbe qui montre de façon claire à quelle succion le comportement irréversible commence, donc à quelle succion on passe de la pente κ_s à la pente λ_s. Pour surmonter cette difficulté, on détermine la limite de la zone plastique par l'intersection des deux droites. La pente de la droite moyenne représentée sur la figure peut être évaluée à $\lambda_s = 0{,}0063$. La compressibilité élastique vaut $\kappa_s = 5{,}07.10^{-3}$.

8.2.4. Mouvement de l'eau et de l'air dans le sol

Perméabilité à l'eau

La perméabilité à l'eau est généralement une fonction de l'indice des vides et de la teneur en eau ou du degré de saturation. La relation retenue dans notre programme relie le coefficient de perméabilité au degré de saturation :

$$k_w = a10^{\alpha e}\left[\frac{S_r - S_{ru}}{1 - S_{ru}}\right]^3 \qquad (8.7)$$

Un essai de perméabilité à l'eau permet de déterminer directement ce paramètre en reportant la valeur du degré de saturation et de l'indice des vides pour trois niveaux de succion. En revanche, la mesure directe de la perméabilité à l'eau peut être très longue, particulièrement pour les teneurs en eau les plus basses. Il existe des méthodes indirectes qui permettent de prédire la perméabilité à l'eau à partir de la courbe de rétention sans avoir besoin de cet essai.

Les mesures indirectes de la perméabilité sont généralement effectuées en établissant des fonctions de perméabilité dépendant du rapport entre la teneur en eau et la pression d'eau. On trouve de nombreuses fonctions de perméabilité dans la littérature pour les sols non saturés. Elles peuvent être classées en trois groupes de modèles empiriques, macroscopiques et statistiques.

Le tableau 8.4 rassemble quelques fonctions empiriques de calcul de la perméabilité à l'eau.

Tableau 8.4. Fonctions de calcul de la perméabilité à l'eau

Type	Fonction	Auteurs
$k_w = f(\theta)$	$k_w = a\theta^b$	Gardner (1958)
	$k_w = k_s\left(\frac{\theta}{\theta_s}\right)^{2b+3}$ b est une fonction de s	Campbell (1973) Ahuja (1973, 1974) Gillham *et al*. (1976) Zachmann *et al*. (1981) Hillel (1982)
	$k_w = k_s \exp[b(\theta - \theta_s)]$	Davidson *et al*. (1969) Dane et Klute (1977)
$k_w = f(s)$	$k_w = a + bs$	Richards (1931)
	$k_w = as^{-b}$	Wind (1955) Weeks et Richards (1967)

	$k_w = \frac{k_s}{1 + a(\frac{s}{\rho_w g})^b}$	Gardner (1958) Arbhabhirama *et al*. (1968)
	$k_w = a \exp(bs)$	Christensen (1943)
	$k_w = k_s$ si $s \leq s_b$ $k_w = k_s \exp[b(s - s_b)]$ si $s > s_b$	Rijtema (1965) Phillip (1986)

Dans le tableau 8.4, θ est la teneur en eau volumique, s est la succion, k_s est le coefficient de perméabilité à l'état saturé, a et b sont des constantes.

Les constantes de ces équations sont déterminées à partir des courbes d'essais.

La forme générale de l'équation de la perméabilité à l'eau s'écrit comme :

$$k_w = k_s \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^p \tag{8.8}$$

où θ_r et θ_s sont, respectivement, les teneurs en eau volumiques résiduelles et à l'état saturé et p est une constante.

Le modèle macroscopique donne une seule forme générale du coefficient de perméabilité à l'eau en fonction de degré de saturation :

$$k_w = k_s \left(\frac{S_r - S_{rmin}}{1 - S_r} \right)^\delta \tag{8.9}$$

où S_{rmin} est le degré de saturation résiduel et δ est une constante comprise entre 2 et 24,5.

Les modèles statistiques sont les plus rigoureux pour les fonctions de perméabilité. Dans ces modèles, le coefficient de perméabilité est dérivé de la courbe de rétention d'eau. Elle a pour forme :

$$k_w(\theta) = \frac{k_s}{k_{sc}} \frac{T_s^2 \rho_w g \theta_s^p}{\mu_w} \int_{\theta_L}^{\theta_w} \frac{\theta - x}{s^2(x)} dx$$

ou (8.10)

$$k_w(\theta) = k_s \left[\int_{\theta_L}^{\theta_w} \frac{\theta - x}{s^2(x)} dx \right] \Bigg/ \left[\int_{\theta_L}^{\theta_w} \frac{\theta_s - x}{s^2(x)} dx \right]$$

où θ_s est la teneur en eau volumique à l'état saturé, θ_L est la plus petite teneur en eau dans la courbe expérimentale de rétention d'eau, x est la teneur en eau volumique variable, k_s est le coefficient de perméabilité à l'état saturé, k_{sc} est le coefficient de perméabilité calculé à l'état saturé, T_s est la tension

superficielle de l'eau, p est une constante qui explique l'interaction des pores de diverses tailles.

La valeur de θ_L est prise égale à θ_r, puisque la perméabilité à l'eau $k_s(\theta_w)$ est nulle quand la teneur en eau volumique θ est plus petite que la teneur en eau volumique résiduelle θ_r.

La résolution de ces équations nécessite le passage par l'intégration numérique. Les courbes de rétention d'eau sont rarement mesurées sur l'intervalle complet des variations de teneur en eau. Il n'est pas donc évident de déterminer la teneur en eau résiduelle à partir des données expérimentales. Un autre moyen est adopté pour pouvoir calculer la perméabilité sans avoir besoin d'estimer la teneur en eau résiduelle. L'intégration peut être faite en transformant les points d'intégration en succion. Et pour éviter les difficultés numériques d'intégration sur la gamme de succion de sol, il est recommandé d'effectuer l'intégration sur une échelle logarithmique.

Le modèle statistique reste le plus complet et le plus compliqué à la fois. Le modèle macroscopique a été critiqué parce qu'il néglige l'effet de la distribution des grandeurs des pores. En revanche, le modèle empirique représente une forme simplifiée et a donné une bonne concordance avec les données expérimentales, sur une large série de type de sol. Dans notre étude, on utilise l'équation empirique (8.8) et la courbe de rétention d'eau pour déterminer les constantes de perméabilité à l'eau.

Fredlund et Xing (1994) ont proposé une équation très robuste qui lie la teneur en eau à la succion :

$$\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = C(s) \frac{1}{\left\{ \ln\left[e + \left(\frac{s}{a} \right)^b \right] \right\}^c} \qquad (8.11)$$

où a, b, c sont des constantes, e est l'indice de vides, s est la succion, et C(s) est un facteur de correction pris égal à 1.

Dans ce cas, le coefficient de perméabilité à l'eau peut être exprimé directement en fonction de la succion :

$$k_w = k_s \frac{1}{\left\{ \ln\left[e + \left(\frac{s}{a} \right)^b \right] \right\}^{cp}} \qquad (8.12)$$

La figure 8.2 représente la courbe de rétention d'eau (chemin d'humidification) pour le limon A28 (Cuisinier, 2006).

A partir des données de la figure 8.2, On a pu estimer des valeurs pour les constantes a, b, c et p de l'équation (8.12) sous le chemin d'humidification suivi :

	Chemin d'humidification			
	a (kPa)	b	c	p
A28	7,64	7,05	0,53	4,55

On en déduit ensuite, les valeurs de la perméabilité. En résolvant l'équation (8.8) pour trois niveaux de succion, les constantes a, α et S_{ru}, ont pu être approchées :

$$a = 1 \qquad \alpha = -4{,}7 \qquad \text{et} \qquad S_{ru} = 0{,}2\ \%$$

On a remarqué que cette méthode (équation $\theta_w(e,s)$) est plutôt adaptée pour les valeurs de succion supérieures à 26 kPa.

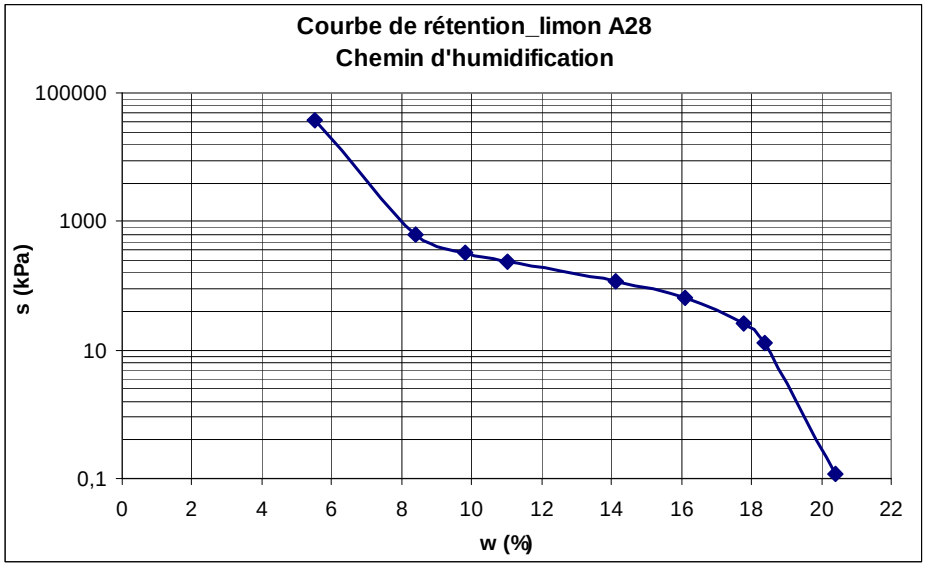


Figure 8.2. Chemin d'humidification du limon A28, sous contrainte mécanique nulle (Cuisinier, 2006)

Perméabilité à l'air

La fonction adoptée dans notre programme pour exprimer la perméabilité à l'air k_a est la relation (8.13) qui lie ce paramètre à l'indice des vides et au degré de saturation.

$$k_a = a\frac{\gamma_a}{\mu_a}\left[e\left(1-S_r\right)\right]^c \qquad (8.13)$$

Les constantes a et c peuvent être directement déterminées sur la base d'un essai de perméabilité à l'air.

On a réalisé des essais de perméabilité sur les deux limons A28 et SNEC. Notre choix du chemin de circulation de l'air ne nous a pas permis de définir la valeur de la constante a. Par contre, la valeur de 1 a été établie pour la constante c.

Degré de saturation

L'expression utilisée dans le module CSNS pour le degré de saturation est :

$$S_r = S_{r0} - \left[a_s + b_s\left(\sigma_{ij} + p_a\delta_{ij}\right)\right]\left\{1 - \exp\left[-c_s\left(p_a - p_w\right)\right]\right\} \qquad (8.14)$$

Les constantes S_{r0}, a_s, b_s et c_s peuvent être définies à partir d'essais de perméabilité ou de la courbe de rétention d'eau. La mesure du degré de saturation à la fin des essais œdométriques peut être également utile pour calculer ces constantes. Quatre valeurs du degré de saturation et des contraintes axiales à la fin de chaque essai sont utilisées pour cela. On donne ci-dessous les valeurs trouvées pour l'argile de Bavent et le limon A28.

	S_{r0}	a_s	b_s	c_s
Argile de Bavent	0,995	1	-0,00033	$4{,}6\ 10^{-4}$
Limon A28	0,989	1,23	0,023	0,0012

8.3. Validation du programme

La validation du programme de calcul en éléments finis CSNS a été faite à deux niveaux. On a commencé par analyser le fonctionnement du programme pour chaque phase constituant le sol non saturé (squelette, phase d'eau et phase d'air). Cela nous a permis de valider le découplage dans le code. Ensuite, on a effectué des simulations d'essais expérimentaux pour valider la réponse du modèle numérique en comparant nos propres résultats à des résultats expérimentaux et numériques issus d'autres codes de calcul.

8.3.1. Test de découplage

Faute de solution analytique de référence, on a effectué une comparaison avec des calculs numériques effectués avec d'autres modules de CESAR-LCPC. Il s'agit d'un calcul en déformation plane d'un massif de sol élastique non saturé. Il a une forme carrée de 1m de cote. Le maillage est constitué de 341 nœuds et 100 éléments quadrilatères à 8 nœuds. Le déplacement horizontal est bloqué sur les deux côtés droit et gauche. À la limite inférieure du massif, les deux composantes du déplacement sont supposées nulles. Les surfaces latérales sont considérées comme imperméables à l'eau et à l'air, alors que la charge de l'eau et la charge de l'air sont données nulles sur les deux surfaces supérieure et inférieure. La figure 8.3 (a) et (b) montre les éléments géométriques et les conditions aux limites utilisés pour ces calculs.

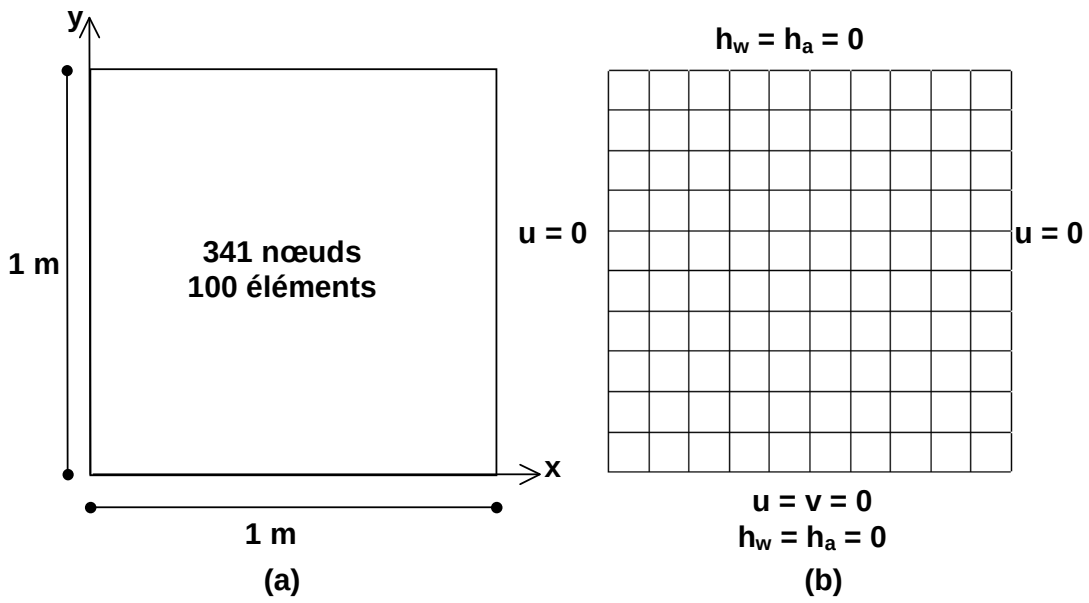


Figure 8.3. Géométrie et conditions aux limites

Le massif est supposé homogène et isotrope avec les paramètres indiqués dans le tableau 8.5. Pour traiter chaque phase indépendamment des autres, à chaque calcul, on ne considère qu'une seule phase et on élimine les autres en donnant une valeur très petite (négligeable) à son poids volumique. Une annulation complète de cette valeur n'est pas possible parce qu'à un moment donné une division par zéro se produit, ce qui bloque le déroulement du calcul. En tout, trois calculs ont été effectués : un premier calcul pour traiter la phase solide, un deuxième pour la phase d'eau sans aucun écoulement et un troisième avec écoulement.

Les différents modules de CESAR-LCPC qui considèrent la présence de fluides dans le sol ne prennent pas en compte l'air. Pour cette raison, le découplage de cette phase dans CSNS n'a pas pu être comparé à une autre étude numérique.

Tableau 8.5. Valeurs numériques des paramètres de calculs

Paramètre	**valeur**
Poids volumique du sol γ (kN/m^3)	20 ou 10^{-20}
Module d'Young E (kPa)	10000
Coefficient de Poisson ν	0,3
Module de déformation volumique en succion E_s (kPa)	50000
Indice des vides initial e_0	0,5
Coefficient de perméabilité à l'eau du sol saturé $k_{w\,;sat}$(m/s)	$1{,}3.10^{-12}$
Constante de k_w : α	1 ou 10^{-10}
Constante du degré de saturation a_s (kPa^{-1})	0,995
Constante du degré de saturation b_s (kPa^{-1})	0,918
Constante du degré de saturation c_s	0 ,861
Degré de saturation résiduel S_{ru}	0,2
Coefficient de viscosité à l'air μ_a	$0{,}1846.10^{-4}$
Coefficient de perméabilité à l'air du sol saturé $k_{a\,;sat}$ (m/s)	3.10^{-9}
Constante de k_a : c	4
Poids volumique de l'eau γ_w (kN/m^3)	10 ou 10^{-20}
Poids volumique de l'air γ_a (kN/m^3)	0,012 ou 10^{-20}
Constante de Henry H	0,02
Coefficient de compressibilité de l'air C_a(kPa^{-1})	$1{,}2.10^{-5}$

Phase solide

Pour le squelette, on a pris le poids volumique du sol égal à 20 kN/m^3 et on a considéré qu'il est de 10^{-20} kN/m^3 pour l'eau et pour l'air.

Les résultats du calcul sont comparés à ceux trouvés par le module de résolution des problèmes de mécanique à comportement non linéaire (MCNL) de CESAR-LCPC. La figure 8.4 montre les valeurs des déplacements verticaux en fonction de la hauteur à la fin du calcul. Elle prouve une bonne concordance entre les deux calculs, qui s'accorde également avec la théorie. Sous le poids du sol, les tassements augmentent avec la profondeur. Le petit écart entre les deux courbes provient de différences entre les formes d'éléments finis utilisées pour les deux programmes.

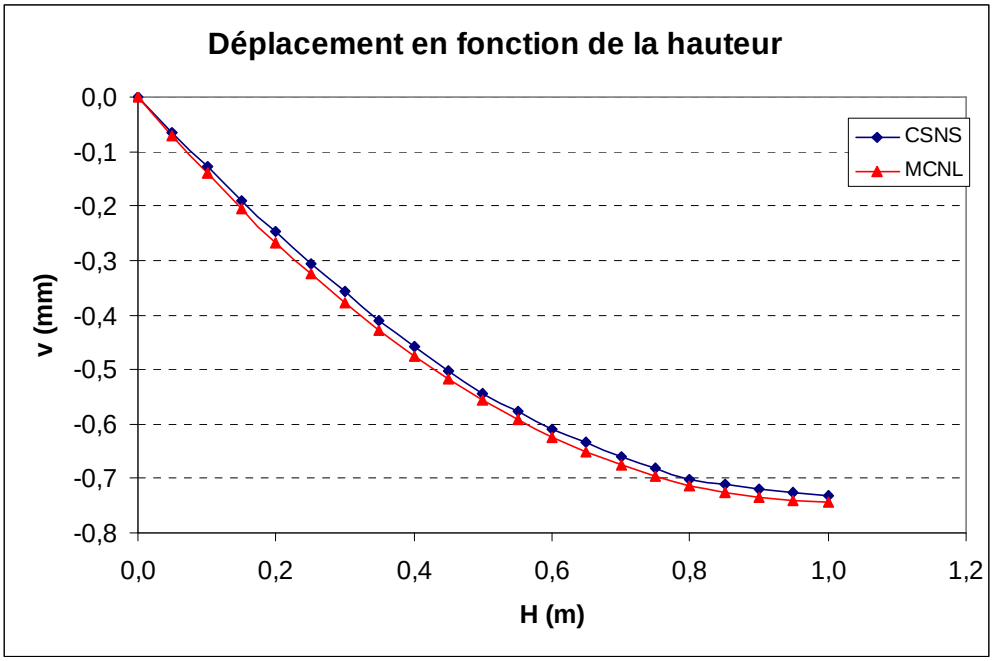


Figure 8.4. Comparaison entre les résultats de calculs par CSNS et MCNL : déplacement vertical en fonction de la hauteur

Phase d'eau, sans écoulement

De même, on a considéré que le poids volumique de l'eau vaut 10 kN/m^3 et on a utilisé la valeur de 10^{-20} kN/m^3 pour le sol et pour l'air. Les résultats de ce calcul sont comparés à ceux trouvés, premièrement, par le module de consolidation des sols en non linéaire (CSNL) de CESAR-LCPC, en considérant également que le poids volumique du sol est négligeable, et deuxièmement par le module de résolution des problèmes de diffusion transitoire linéaire par intégration directe (DTLI) de CESAR-LCPC. On représente la charge d'eau et les déplacements verticaux en fonction de la hauteur sur les figures 8.5 et 8.6. Ces figures montrent de nouveau une bonne concordance entre les différents calculs. En l'absence de toute sollicitation, on n'obtient aucun déplacement et la charge d'eau reste pratiquement nulle.

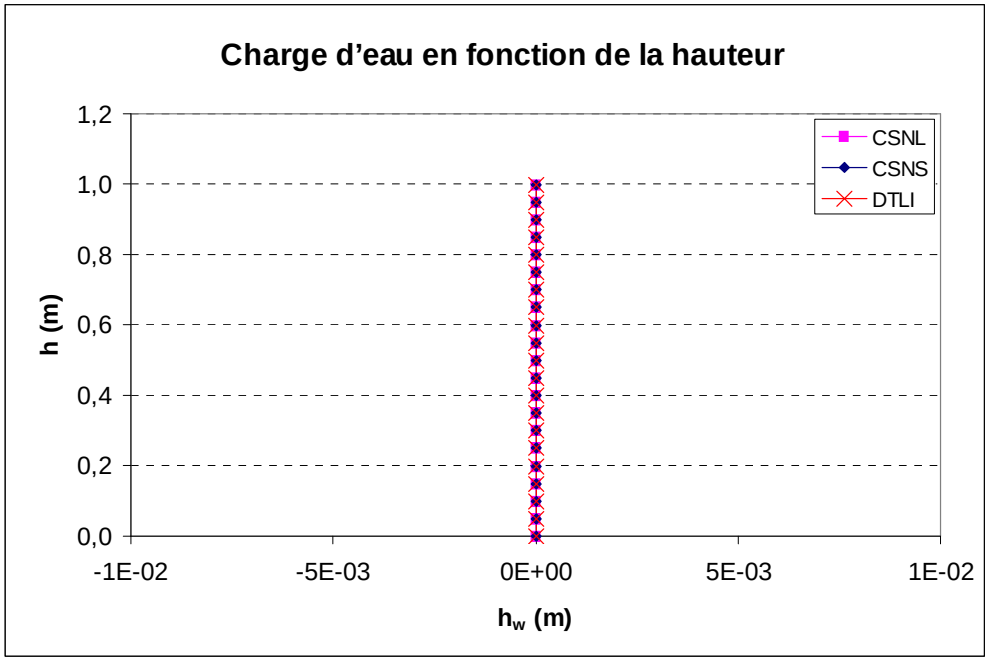


Figure 8.5. Comparaison entre les résultats de calculs par CSNS, DTLI et MCNL : charge hydraulique en fonction de la hauteur

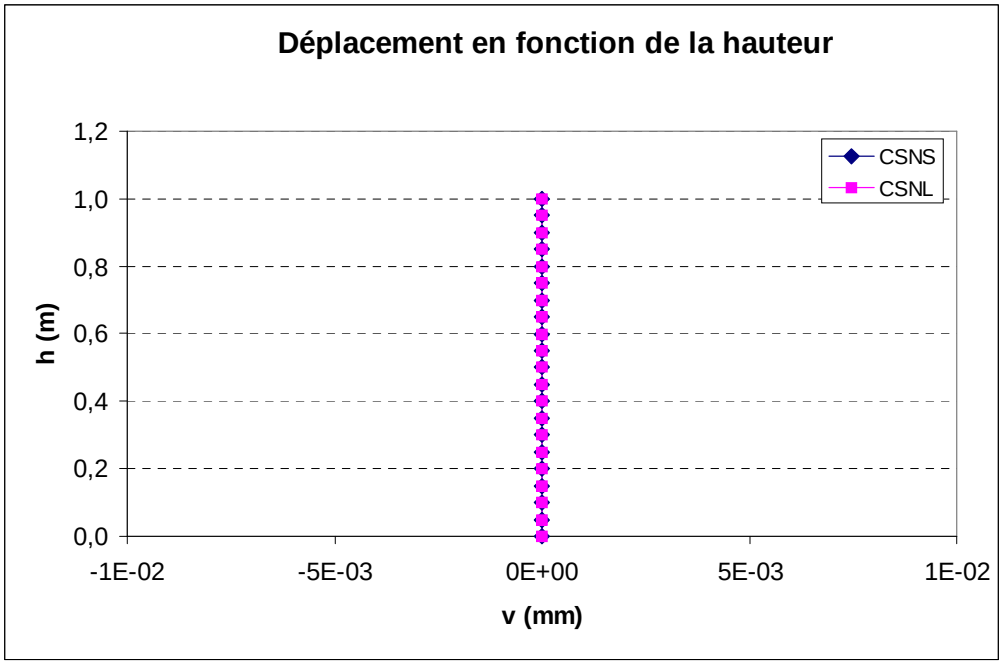


Figure 8.6. Comparaison entre les résultats de calculs par CSNS, DTLI et MCNL : déplacement vertical en fonction de la hauteur

Phase d'eau avec écoulement

On a refait le deuxième calcul pour l'eau en créant une nappe à la surface du massif et en laissant l'écoulement d'eau libre en bas. Donc, on a apporté un changement aux conditions aux limites en appliquant une charge d'eau à la surface égale à 1m et en supposant qu'elle est toujours égale à 0 en bas. Les résultats des calculs ont été comparés à ceux donnés par les programmes CSNL et DTLI (Figure 8.7 et 8.8). Par les modules CSNS et CSNL de CESAR-LCPC, on obtient les mêmes courbes de charge d'eau. La courbe donnée par DTLI donne des valeurs de 0 sur toute la profondeur avec une valeur de 1m à la surface. La différence est négligeable parce qu'elle est due simplement aux formes d'éléments finis utilisés. La validation de notre programme est confirmée par les résultats de CSNL et la comparaison des courbes de déplacements.

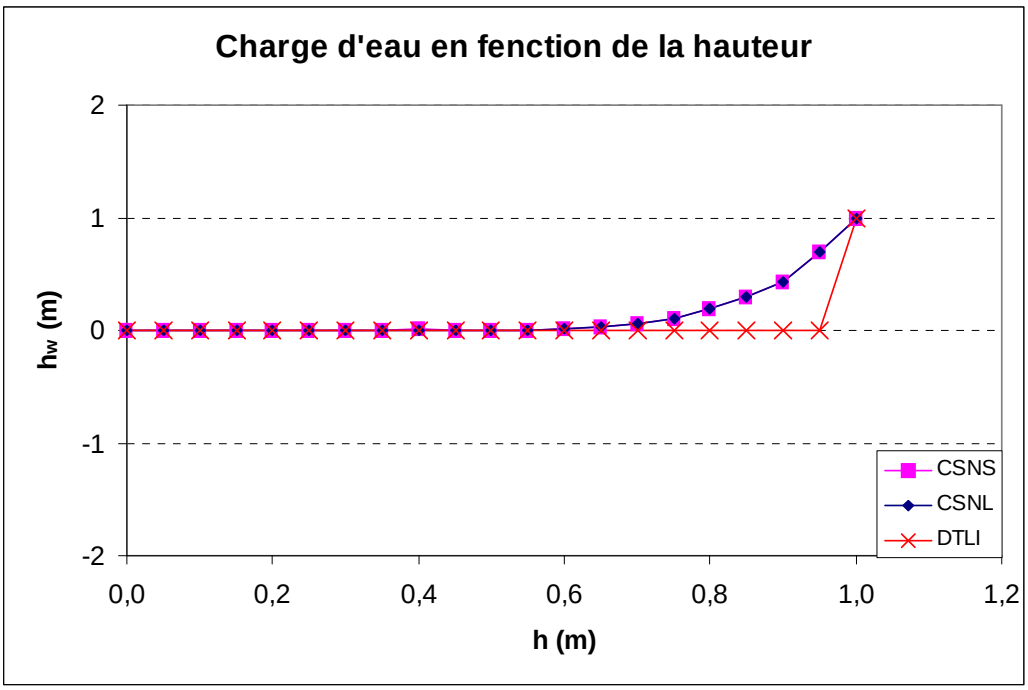


Figure 8.7. Comparaison entre les résultats des calculs par CSNS, DTLI et CSNL : charge hydraulique en fonction de la hauteur

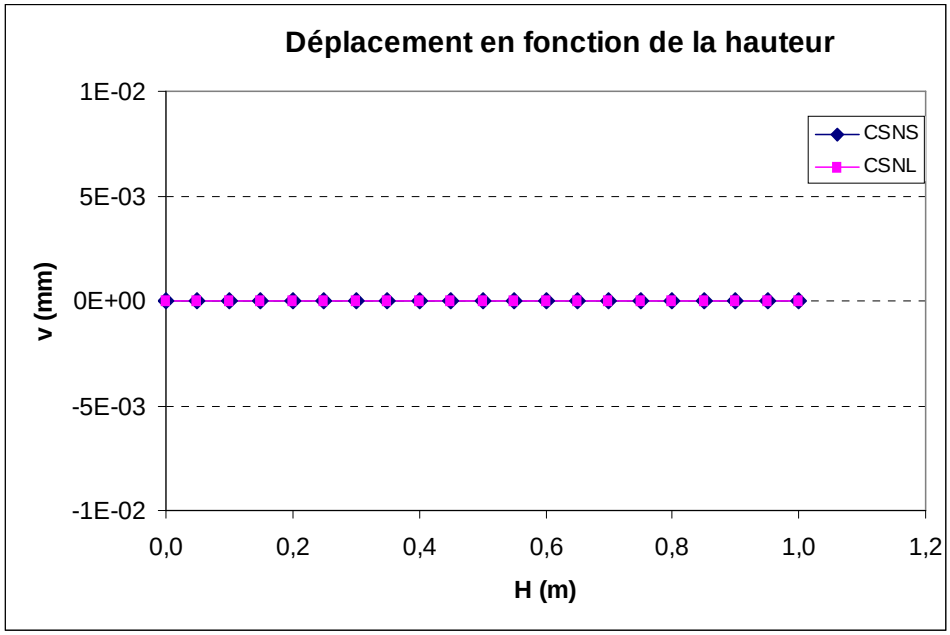


Figure 8.8. Comparaison entre les résultats des calculs par CSNS et CSNL : déplacement vertical en fonction de la hauteur

8.3.2. Calcul en élasticité

L'expérimentation de Liakopoulos (1965) sur le drainage de l'eau dans des colonnes verticales a été utilisée pour la validation de plusieurs modèles numériques qui utilisent différentes approches. Nous avons aussi validé le programme de calcul par éléments finis CSNS de CESAR-LCPC par comparaison avec les résultats de cet essai et les résultats d'un autre code de calcul pour les sols non saturés, avec nos propres résultats.

Le matériau utilisé pour cette expérience est le sable de Del Monte, dont les caractéristiques sont données dans le tableau 8.6. Il s'agit d'une colonne de sable initialement non saturé (n_i = 0,3). Elle fait 1 m de hauteur sur 0,25 m de largeur. L'expérience a été réalisée en deux étapes :

- dans la première étape, la colonne a été alimentée en eau par sa surface supérieure. L'écoulement de l'eau a été laissé libre à la base jusqu'à ce qu'un régime permanent s'établisse le long de la colonne ;
- une fois la saturation atteinte, l'alimentation de la colonne en eau est arrêtée. La base est laissée ouverte pour permettre sa vidange.

Durant l'essai, des capteurs de pression capillaire ont été implantés tous les 10 cm sur la hauteur de la colonne.

Pour la modélisation de cet essai, on est parti d'un calcul initial destiné à créer le régime permanent dans la colonne. Les résultats de ce calcul sont utilisés

comme état initial pour le calcul de drainage. Le maillage utilisé pour les deux calculs est présenté sur la figure 8.9. Il comporte 1621 nœuds avec 500 éléments quadrilatères à 8 nœuds.

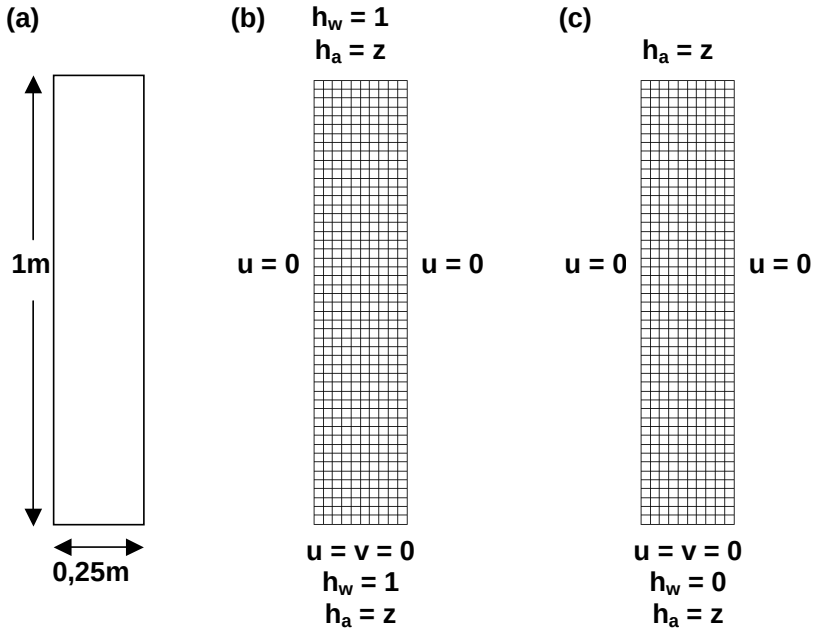
On a réalisé ce calcul en déformation plane en considérant que le comportement du sable est élastique. Pour le calcul initial, le sol est considéré comme saturé avec une équilibre hydrostatique de l'eau (h_w = 1 m) et une pression d'air nulle (h_a = z). Au moment de la vidange de la colonne, cette charge d'eau devient nulle sur la surface inférieure et la charge d'air reste une fonction linéaire de la profondeur. Les déplacements horizontaux sont nuls sur les faces latérales et à la base de la colonne. Les déplacements verticaux sont bloqués à la limite inférieure. Les différentes conditions aux limites sont représentées sur la figure 8.9 (b) et (c). Les données numériques utilisées pour le calcul sont rassemblées dans le tableau 8.6. La déformée du maillage après 10 heures de drainage est montrée sur la figure 8.10.

Tableau 8.6. Paramètres du sable de Del Monte

Paramètres	**valeur**
Poids volumique du sol γ (kN/m^3)	21,95
Module d'Young E (kPa)	1300
Coefficient de Poisson ν	0,4
Module de déformation volumique en succion E_s (kPa)	1800
Indice des vides initial e_0	0,422
Coefficient de perméabilité à l'eau du sol saturé $k_{w\,;sat}$(m/s)	$6{,}505.10^{-10}$
Constante de k_w : α	6
Constante du degré de saturation a_s (kPa^{-1})	1
Constante du degré de saturation b_s (kPa^{-1})	$-2{,}088.10^{-3}$
Constante du degré de saturation c_s	$2{,}008.10^{-2}$
Degré de saturation résiduel S_{ru}	0
Coefficient de viscosité de l'air μ_a (kN.s/m²)	$1{,}846.10^{—5}$
Coefficient de perméabilité à l'ai du sol saturé $k_{a\,;sat}$ (m/s)	3.10^{-9}
Constante de k_a : c	4
Poids volumique de l'eau γ_w (kN/m^3)	10
Poids volumique de l'air γ_a (kN/m^3)	0,012
Constante de Henry H	0,02
Coefficient de compressibilité de l'air C_a(kPa^{-1})	$1{,}2.10^{-5}$

Quelques résultats de calcul ont été comparés à ceux trouvés expérimentalement par Liakopoulos (1965). On les a également confrontés avec d'autres résultats de calcul issus d'un autre code de calcul développé à l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon (INSA) et appelé « SIFASOFT ». Ce modèle numérique en éléments finis est basé sur

l'approche des variables indépendantes (Laloui *et al*., 2003). Il traite les problèmes des sols non saturés dans leur aspect triphasé (solide, liquide, air).



a. Dimensions du maillage

b. Conditions aux limites du calcul initial

c. Conditions aux limites du calcul de drainage

Figure 8.9. Géométrie, maillage et conditions aux limites (expérience de Liakopoulos)

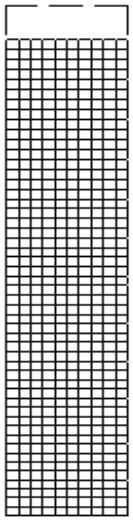


Figure 8.10. Déformée du maillage

Les résultats expérimentaux et les résultats des calculs sont représentés sur la figure 8.11.

Une bonne concordance est observée entre les calculs par CSNS et les mesures de Liakopoulos (1965). Au début du drainage de la colonne, la charge d'eau évolue vite puis commence à se stabiliser avec l'avancement du

temps. Les valeurs de la pression d'eau après 10 heures de drainage montre qu'on approche de l'équilibre hydrostatique. Dans la comparaison avec les calculs du code SIFASOFT, on note une différence entre les courbes au début du drainage. Les courbes se rapprochent ensuite progressivement et elles sont confondues au bout de 600 min. Les résultats de CSNS sont situés entre les courbes d'essai et les courbes de SIFASOFT.

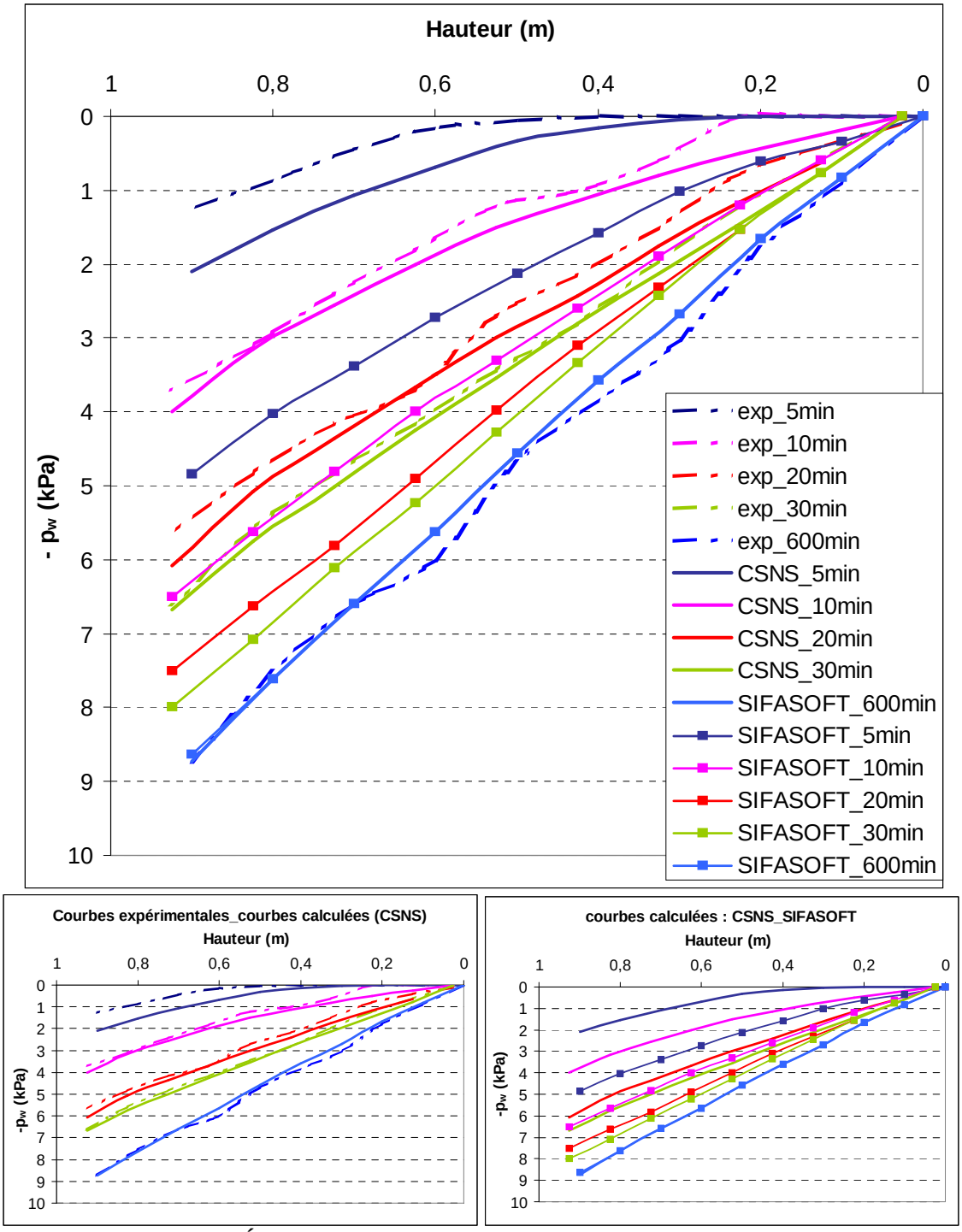


Figure 8.11. Évolution de la pression de l'eau au cours du temps : Courbes expérimentales et courbes calculées

En parallèle, on présente, sur la figure 8.12, l'évolution de la pression d'air avec la profondeur. Elle est relativement faible. Cela est dû aux conditions initiales et aux limites imposées aux calculs.

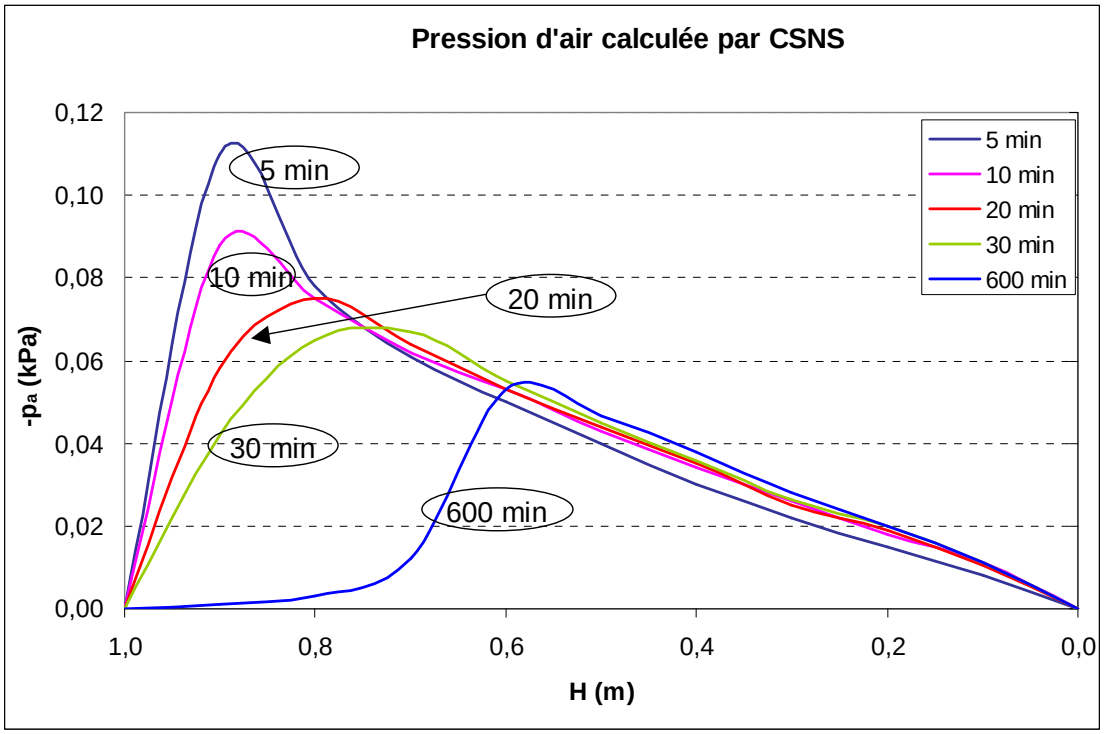


Figure 8.12. Pression d'air en fonction de la profondeur,
Calcul par CSNS

Les valeurs des déplacements verticaux (Figure 8.13) représentent un tassement très faible de la colonne du sable. On ne dispose pas de résultats expérimentaux pour les vérifier. Laloui *et al*. (2003) ne les ont également pas présentés. Pour cela, nous avons eu recours à un autre programme de calcul en éléments finis (AFENA) pour valider nos résultats. Il s'agit d'un modèle pour les sols non saturés développé au Centre de Recherche pour la Géotechnique de l'Université de Sydney en Australie, Carter *et al*., (1995). Les résultats issus de ce programme sont du même ordre que les valeurs fournies par CSNS. Elles montrent également que le déplacement est plus faible le long de la colonne au début et que les courbes se confondent après 20min du drainage. Par contre, par CSNS, on trouve les mêmes valeurs de tassement et que les courbes se différencient près de la surface supérieure de la colonne. A partir de 20 min, le calcul donne le même tassement par tout.

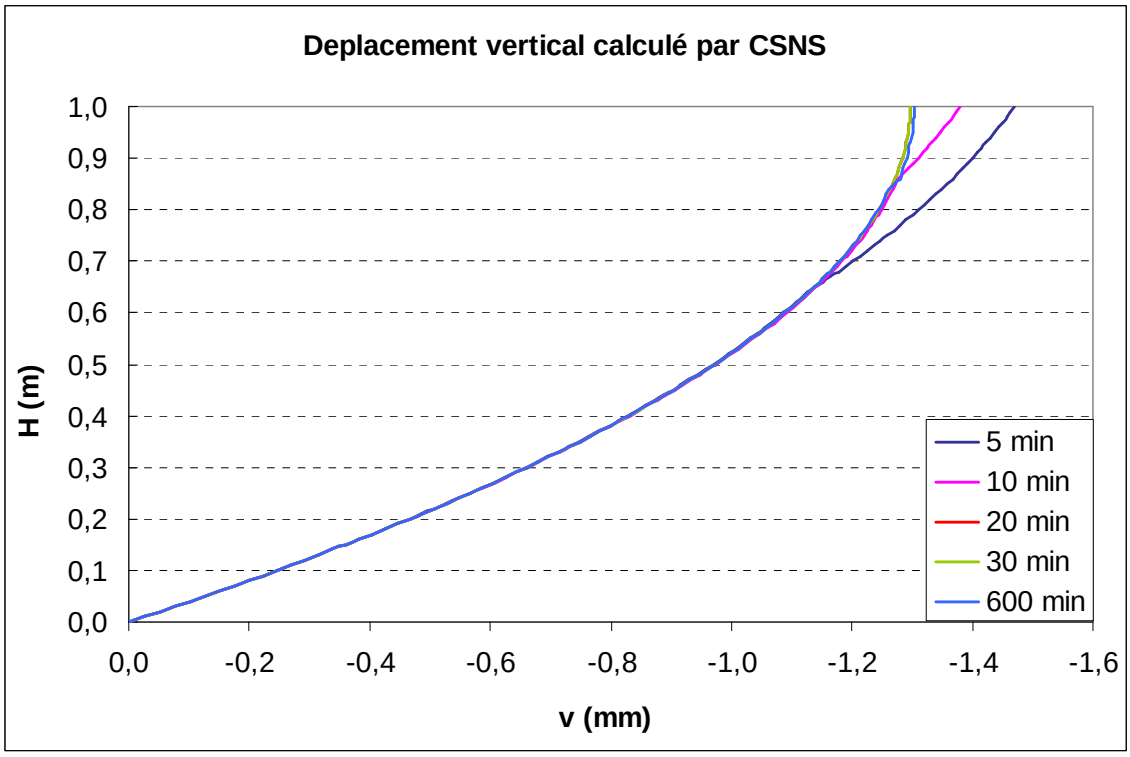


Figure 8.13. Déplacement vertical en fonction de la hauteur pour différentes durées de drainage. Calcul par CSNS

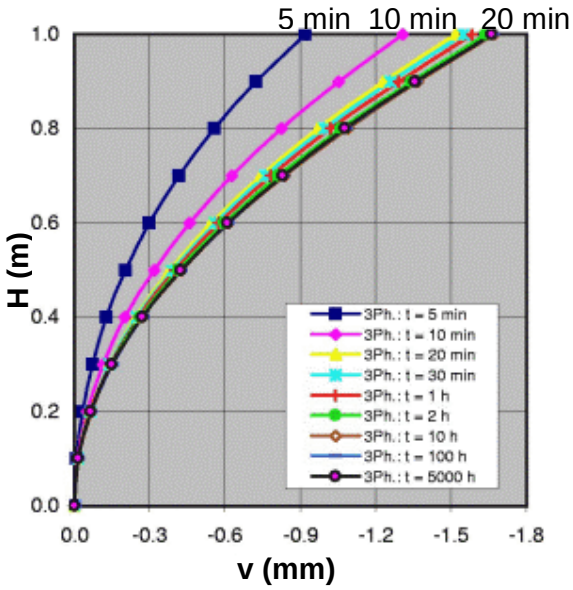


Figure 8.14. Déplacement vertical en fonction de la profondeur pour différentes durées de drainage. Calcul par AFENA

8.3.3. Calcul en élastoplasticité

On s'intéresse dans cette section à la validation du programme CSNS par une application en élastoplasticité sur des essais œdométriques. Vicol (1990) a réalisé des essais de chargement/déchargement sous des succions imposées (1500, 800, 400, 200 et 0 kPa) sur le limon de Jossigny. Nous avons choisi de modéliser les deux premiers. Le modèle d'Alonso *et al*. (1990), implanté dans le programme CSNS, ne permet pas d'analyser les problèmes où le chemin de contraintes comporte une phase de séchage ou d'humidification de forte amplitude. Donc, la modélisation du dernier essai (saturation de l'échantillon au cours d'essai) n'est pas possible.

Les différents essais ont commencé par une humidification des échantillons sous une faible contrainte verticale (25 kPa) jusqu'à la succion voulue. Ensuite, une phase de chargement jusqu'à la pression maximale de 1700 kPa est appliquée. Elle est suivie par un déchargement.

Les paramètres du modèle élastoplastique ont été déterminés par Mrad (2005). Le tableau 8.6 donne les valeurs des paramètres de calcul pour le limon de Jossigny.

Le calcul a été fait en axisymétrie. Le maillage avant et après le calcul ainsi que les conditions aux limites utilisées pour ce calcul sont présentés sur la figure 8.15.

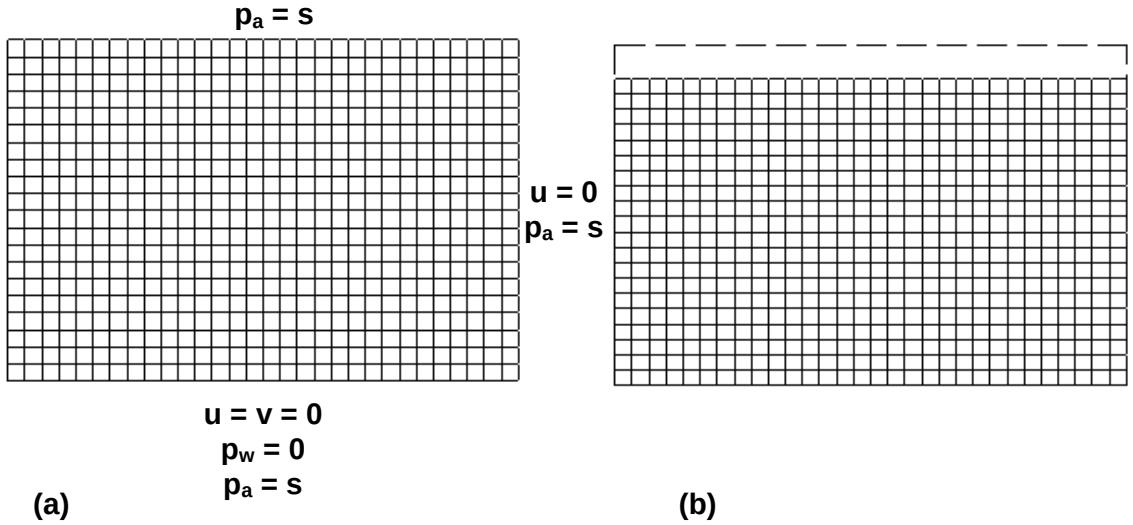


Figure 8.15. (a) Maillage et conditions aux limites,
(b) Déformée du maillage

Tableau 8.6. Paramètres du limon de Jossigny

Paramètres	Valeur
Poids volumique du sol γ (kN/m^3)	20
Module d'Young E (kPa)	15000
Coefficient de Poisson ν	0,3
Module de déformation volumique du sol succion E_s (kPa)	18000
Indice des vides initial e_0	0,4
Coefficient de perméabilité à l'eau du sol saturé $k_{w\ ;sat}$(m/s)	10^{-8}
Constante de k_w : α	3
Constante du degré de saturation a_s (kPa^{-1})	1
Constante du degré de saturation b_s (kPa^{-1})	-0,0001
Constante du degré de saturation c_s	0,0012
Degré de saturation résiduel S_{ru}	0
Coefficient de viscosité à l'air μ_a (kN.s/m²)	$1{,}846.10^{-5}$
Coefficient de perméabilité à l'air du sol saturé $k_{a\ ;sat}$ (m/s)	3.10^{-9}
Constante de k_a : c	2
Poids volumique de l'eau γ_w (kN/m^3)	10
Poids volumique de l'air γ_a (kN/m^3)	0,012
Constante de Henry H	0,02
Coefficient de compressibilité de l'air C_a(kPa^{-1})	$1{,}2.10^{-5}$
Pente de la courbe vierge	0,1086
Pente des courbes de déchargement rechargement κ	0,015
Paramètre définissant la variation de la rigidité du sol avec la succion r = $\lambda(s\rightarrow\infty)/\lambda(0)$	0,911
Paramètre contrôlant l'augmentation de la rigidité du sol avec la succion β (kPa^{-1})	5,75.10-3
Pression de préconsolidation initiale p_{c0} (kPa)	36,64

Les figures 8.16 et 8.17 permettent de comparer les résultats numériques, obtenus par le programme CSNS et par le programme « Code-Bright » aux données expérimentales des deux essais oedométriques réalisés sur le limon de Jossigny à 1500 kPa et à 800 kPa de succion. Le programme de calcul en éléments finis « Code_Bright » intégrant le couplage thermo-hydro-mécanique a été développé par le groupe de géotechnique de Barcelone (Olivilla *et al*., 1996) avec intégration du modèle élastoplastique d'Alonso *et al*. (1990). Les courbes numériques obtenues par le Code Bright sont issus des travaux de Mrad (2005).

Les modèles numériques reproduisent correctement les résultats expérimentaux, tant pour la phase de chargement que pour la phase de déchargement.

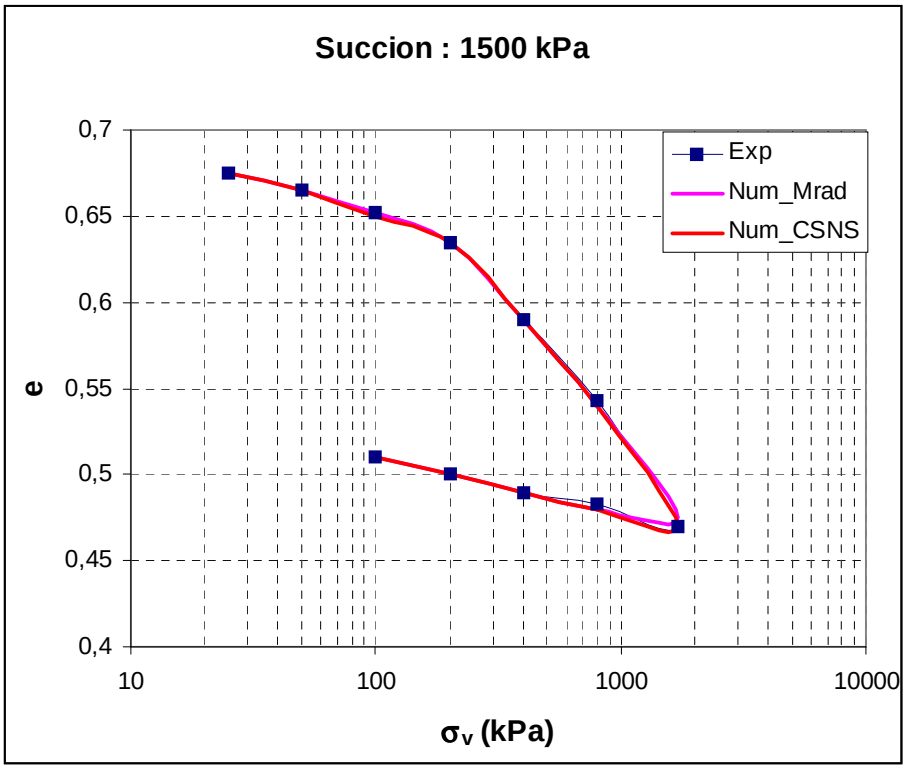


Figure 8.16. Indice des vides en fonction des contraintes verticales à s= 1500kPa, courbes calculées et courbe expérimentale

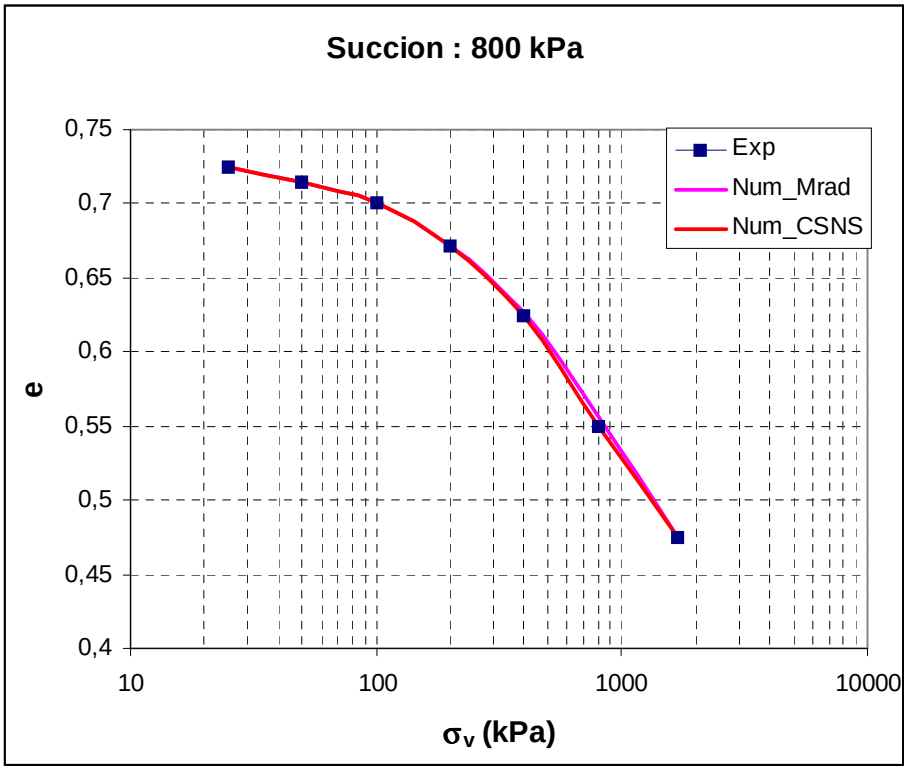


Figure 8.17. Indice des vides en fonction des contraintes verticales à s= 800kPa, courbes calculées et courbe expérimentale

8.3.4. Modélisation des essais en laboratoire

Pour continuer la validation du modèle et des procédures numériques réalisées, deux exercices de modélisation ont été entrepris. Ils ont porté sur les simulations de quelques essais effectués au laboratoire de la division de Mécanique des Sols et des Roches et Géologie de l'Ingénieur (MSRGI) de LCPC : des essais œdométriques à succions imposées sur l'argile de Bavent et des essais triaxiaux à succions imposées réalisés sur deux limons appelés A28 et SNEC. Les études expérimentales effectuées sur les trois matériaux ont été présentées en détail dans les chapitres 5 et 6.

8.3.4.1 Modélisation des essais œdométriques

On s'intéresse dans cette partie à la modélisation des essais œdométriques à succion imposée réalisés sur l'argile de Bavent. L'axe central de l'éprouvette représente un axe de symétrie géométrique. Le chargement vertical sur l'éprouvette est uniforme et les conditions aux limites sont les mêmes sur les frontières de partie droite comme la partie gauche. Cela permet de réaliser un calcul axisymétrique (Figure 8.18).

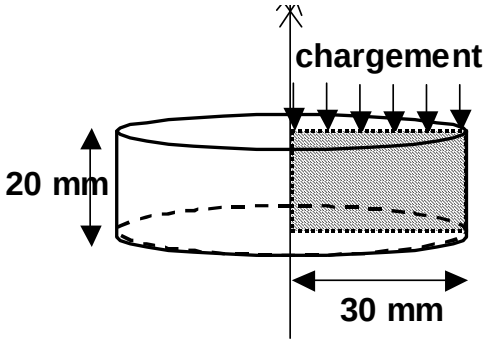


Figure 8.18. Géométrie et chargement, essais œdométriques à succion imposées

Les données du calcul sont indiquées dans le tableau 8.7. Certains paramètres ont été déterminés à partir de ces essais œdométriques. Alshihabi (2002) a réalisé un ensemble d'essais qui ont permis de définir les autres valeurs à partir d'essais triaxiaux ou essais sous cycle d'humidification et de séchage.

Le maillage est constitué de 600 éléments et 1901 nœuds (Figure 8.19 a). Le calcul est réalisé en considérant un comportement élastoplastique. Les déplacements horizontaux sont bloqués sur la limite latérale et la limite inférieure. Les déplacements verticaux sont supposés nuls sur la limite inférieure. Une valeur de succion (en fonction de l'essai) est imposée sur les différentes surfaces. L'écoulement de l'eau à travers la limite inférieure est

libre. Les différentes conditions aux limites sont représentées sur la figure 8.19 (a), et la déformée du maillage à la fin d'essai est montrée sur la figure 8.19 b.

Tableau 8.7. Paramètres de l'argile de Bavent

Paramètres	**Bloc A**	**Bloc B**
Poids volumique du sol γ (kN/m^3)	20	25
Module d'Young E (kPa)	50000	50000
Coefficient de Poisson ν	-	0,2
Module de déformation volumique en succion E_s (kPa)	-	22500
Indice des vides initial e_0	0,71	0,5
Coefficient de perméabilité à l'eau du sol saturé $k_{w\,;sat}$(m/s)	10^{-8}	10^{-8}
Constante de k_w : α	1	1
Constante du degré de saturation a_s (kPa^{-1})	1	1
Constante du degré de saturation b_s (kPa^{-1})	-0,0033	-0,0033
Constante du degré de saturation c_s	0,00046	0,00046
Degré de saturation résiduel S_{ru}	0,2	0,2
Coefficient de viscosité à l'air μ_a (kN.s/m²)	$0{,}1846.10^{-4}$	$0{,}1846.10^{-4}$
Coefficient de perméabilité à l'air du sol saturé $k_{a\,;sat}$ (m/s)	3.10^{-9}	3.10^{-9}
Constante de k_a : c	1	1
Poids volumique de l'eau γ_w (kN/m^3)	10	10
Poids volumique de l'air γ_a (kN/m^3)	0,012	0,012
Constante de Henry H	0,02	0,02
Coefficient de compressibilité de l'air C_a(kPa^{-1})	$1{,}2.10^{-5}$	$1{,}2.10^{-5}$
Pente de la courbe vierge	Tableau 8.1	
Pente des courbes de déchargement - rechargement κ	0,004	0,002
Paramètre définissant la variation de la rigidité du sol avec la succion r = $\lambda(s\rightarrow\infty)/\lambda(0)$	1,28	2,51
Paramètre contrôlant l'augmentation de la rigidité du sol avec la succion β (kPa^{-1})	10^{-5}	10^{-5}
Pression de préconsolidation initiale p_{c0} (kPa)	Tableau 8.2	
Contrainte de référence p_c (kPa)	28,19	95
Coefficient de la cohésion P_{tk} (kPa)	45,60	132,83
Pente de la courbe d'état critique M	0,48	1

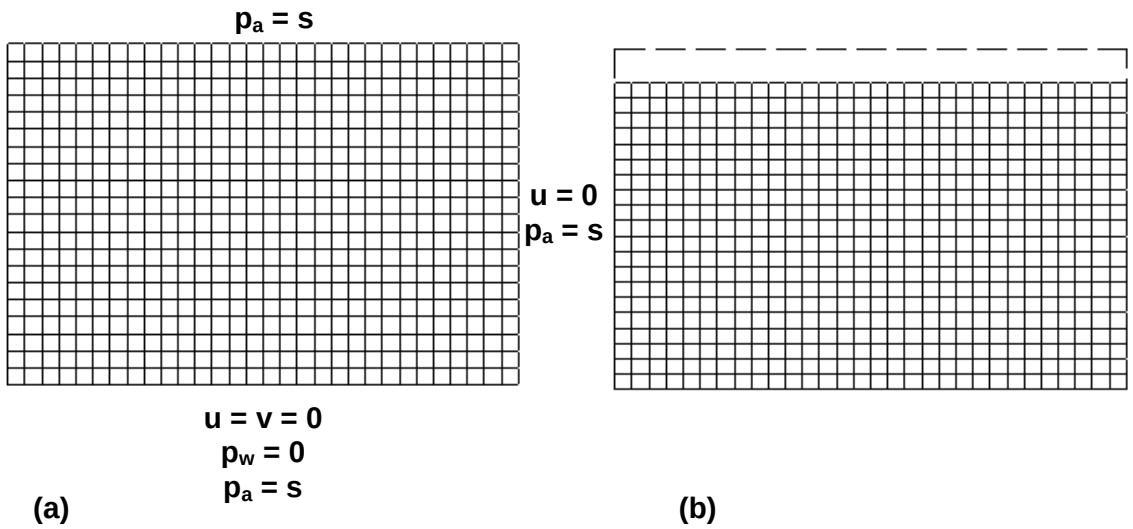


Figure 8.19. (a) Maillage et conditions aux limites,
(b) Déformée du maillage

Les courbes numériques de la modélisation des différents essais ont été comparées aux courbes expérimentales. Les figures qui rassemblent l'ensemble des résultats numériques et expérimentaux concernant les deux blocs A et B sont données en Annexe 1. Dans ce paragraphe, deux exemples de comparaison sont présentés (Figure 8.20 et 8.21). Elles démontrent une bonne concordance entre les deux résultats pour toutes les valeurs de succion imposées. Cela est prouvé tant pour le bloc témoin que pour le bloc expérimental. Elles montrent la capacité du modèle d'Alonso *et al*. (1990) à tenir compte de l'effet de la succion sur la rigidité du sol : l'augmentation de la succion provoque une augmentation de la pression de préconsolidation. En augmentant la succion, le sol se déforme moins et la pente de la courbe de déchargement diminue. On note également une augmentation de la rigidité du sol après le cycle hydrique, due à l'écrouissage lié au changement de la succion pendant l'humidification et le séchage.

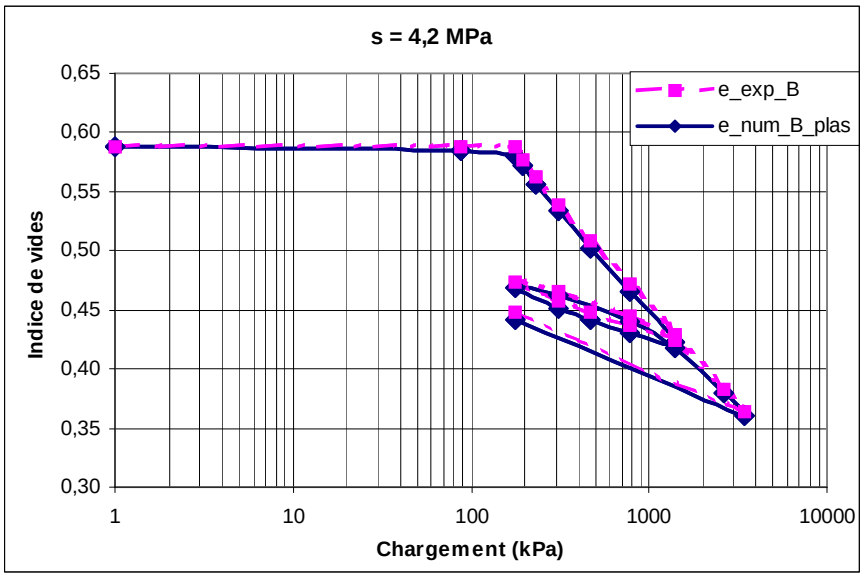


Figure 8.20. Courbes de consolidation : résultats expérimentaux (e_exp_B) et numériques (e_num_B) pour l'argile de Bavent, de type « B ».

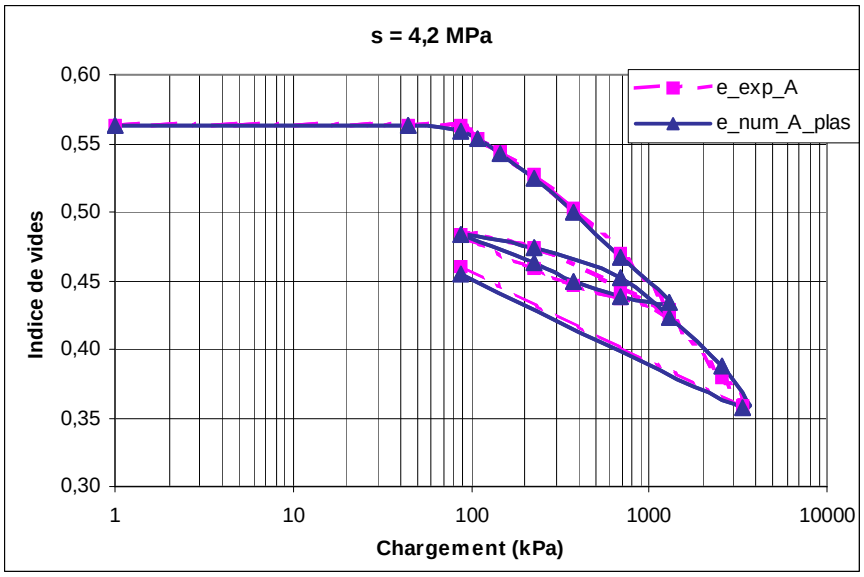


Figure 8.21. Courbes de consolidation : résultats expérimentaux (e_exp_A) et numériques (e_num_A) pour l'argile de Bavent, de type « A ».

Les résultats présentés ci-après ne peuvent pas être comparés aux résultats des mesures. On a pour cette raison limité les comparaisons aux résultats expérimentaux (déplacement vertical en fonction du chargement vertical). Les distributions du déplacement vertical, de la charge d'eau et la charge d'air suivant la hauteur de l'éprouvette, semblent raisonnables (Figures de 8.22 à 8.24). Le déplacement vertical est nul à la base de l'éprouvette vu les conditions aux limites imposées. Il augmente avec l'épaisseur de l'éprouvette

jusqu'une valeur maximale à la surface supérieure. La charge d'air est pratiquement constante sur toute la coupe et égale à la valeur imposée initialement. D'autre part, la charge d'eau est faible et négative, ce qui correspond à une variation négligeable de la succion.

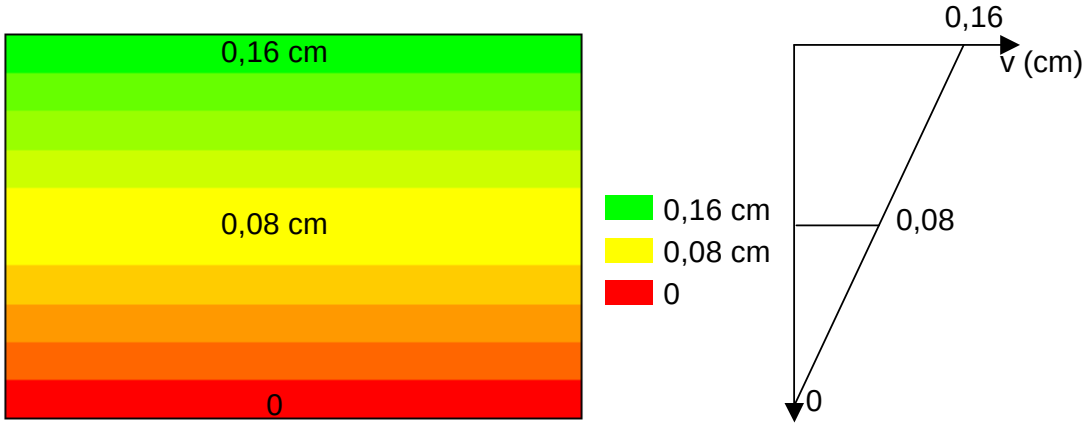


Figure 8.22. Isovaleurs des déplacements à la fin du calcul, s = 4,2 MPa argile de Bavent, de type « B ».

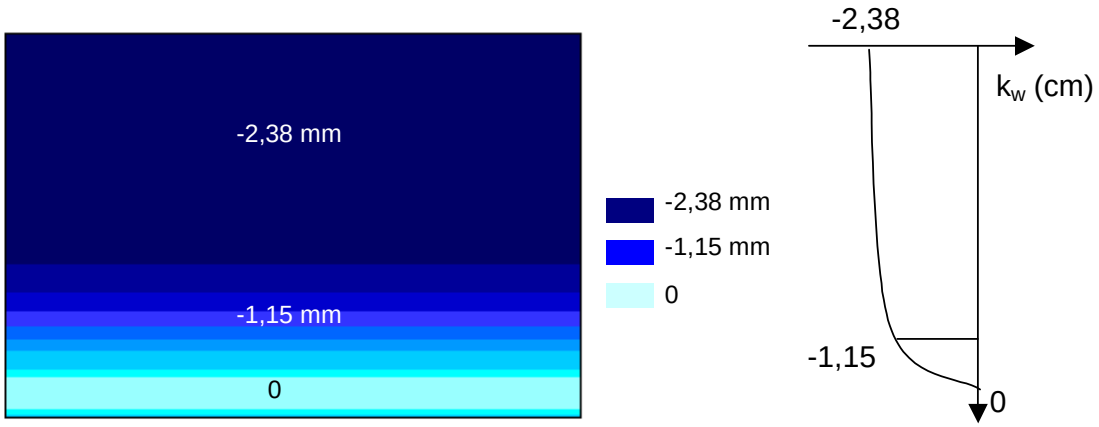


Figure 8.23. Isovaleurs de la charge d'eau à la fin du calcul, s = 4,2 MPa argile de Bavent, de type « B ».

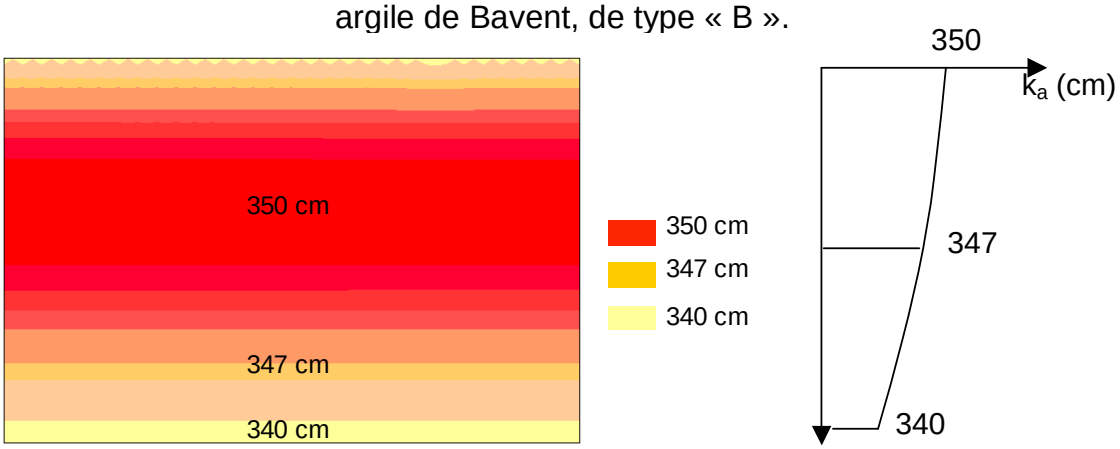


Figure 8.24. Isovaleurs de la charge d'air à la fin du calcul, s = 4,2 MPa argile de Bavent, de type « B ».

8.3.4.2 Modélisation des essais triaxiaux

On a poursuivi l'étude numérique en éléments finis par une application à des essais triaxiaux. On a choisi de modéliser l'un des essais réalisés au laboratoire de la division MSRGI sur le limon A28. L'essai commence par l'imposition d'une succion égale à 30 kPa, suivie par une phase de consolidation de l'échantillon sous une pression verticale. Enfin, on passe au cisaillement avec une contrainte de confinement de 63 kPa.
Les paramètres de calcul sont donnés dans le tableau 8.8. On ne dispose pas d'un nombre suffisant de données expérimentales pour définir l'ensemble des paramètres de calcul. Une partie de ces paramètres a été déterminée au début de ce chapitre (paragraphe 8.2). On a complété le tableau de données par une estimation des valeurs en cherchant des données disponibles dans la littérature pour des matériaux similaires au limon A28.

Tableau 8.8. Paramètres du limon A28

Paramètres	**A28**
Poids volumique du sol λ (kN/m^3)	19,27
Module d'Young E (kPa)	200
Coefficient de Poisson υ	0,26
Module de déformation volumique en succion E_s (kPa)	225
Indice des vides initial e_0	0,76
Coefficient de perméabilité à l'eau du sol saturé k_{wsat}(m/s)	$0{,}13.10^{-11}$
Constante de k_w : α	$0{,}135.10^{-9}$
Constante du degré de saturation a_s (kPa^{-1})	1,23
Constante du degré de saturation b_s (kPa^{-1})	0,023
Constante du degré de saturation c_s	0,0012
Degré de saturation résiduel S_{ru}	0
Coefficient de viscosité à l'air μ_a (kN.s/m²)	$0{,}1846.10^{-4}$
Coefficient de perméabilité à l'air du sol saturé k_{asat} (m/s)	3.10^{-9}
Constante de k_a : c	1
Poids volumique de l'eau γ_w (kN/m^3)	10
Poids volumique de l'air γ_a (kN/m^3)	0,012
Constante de Henry H	0,02
Coefficient de compressibilité de l'air C_a(kPa^{-1})	$1{,}2.10^{-5}$
Pente de la courbe vierge λ	1,090
Pente des courbes déchargement - rechargement κ	0,00652
Paramètre définissant la variation de la rigidité du sol avec la succion r = $\lambda(s\rightarrow\infty)/\lambda(0)$	1,28
Paramètre contrôlant l'augmentation de la rigidité du sol avec la succion β (kPa^{-1})	10^{-5}
Pression de préconsolidation initiale p_{c0} (kPa)	400
Contrainte de référence p_c (kPa)	28,19
Coefficient de la cohésion P_{tk} (kPa)	45,60
Pente de la courbe d'état critique M	0,48

L'éprouvette fait 50 mm de diamètre sur 100 mm de hauteur. Le maillage servant au calcul est donné sur la figure 8.25. Il contient 150 éléments et 521 nœuds. Les conditions aux limites imposées sont présentées sur la figure 8.25 (b). Le déplacement horizontal et le déplacement vertical sont bloqués sur la limite inférieure. Pour imposer une succion de 30 kPa à la surface, on a considéré que la pression d'eau est égale à 0, ce qui a conduit à une pression d'air égale à la succion.

Le calcul est réalisé en axisymétrie. Le maillage déformé à la fin d'essai est représenté sur la figure 8.25 (c).

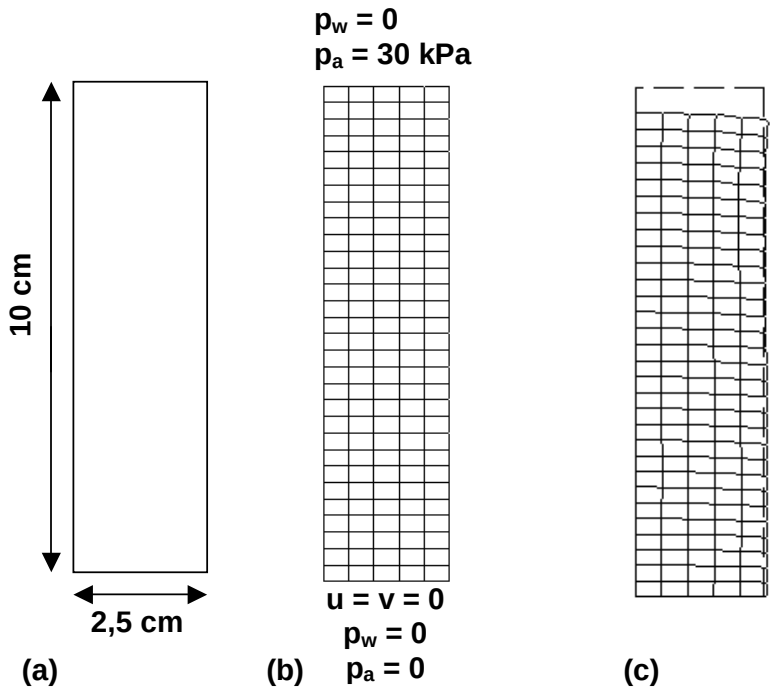


Figure 8.25. Modélisation d'une essai triaxial sur le limon A28.
(a) Géométrie, (b) Maillage et conditions aux limites et (c) maillage déformé

Pour cette phase de modélisation, la première confrontation des résultats numériques aux résultats d'essai ne paraît pas satisfaisante. En effet, l'approche de détermination des paramètres de calcul qu'on a suivie a des conséquences sur les résultats de calcul. Elle a conduit à des valeurs non réalistes des certains paramètres ce qui a produit une grande différence entre les valeurs numériques et les valeurs expérimentales. La figure 8.26 montre une première comparaison entre la courbe numérique et les mesures.

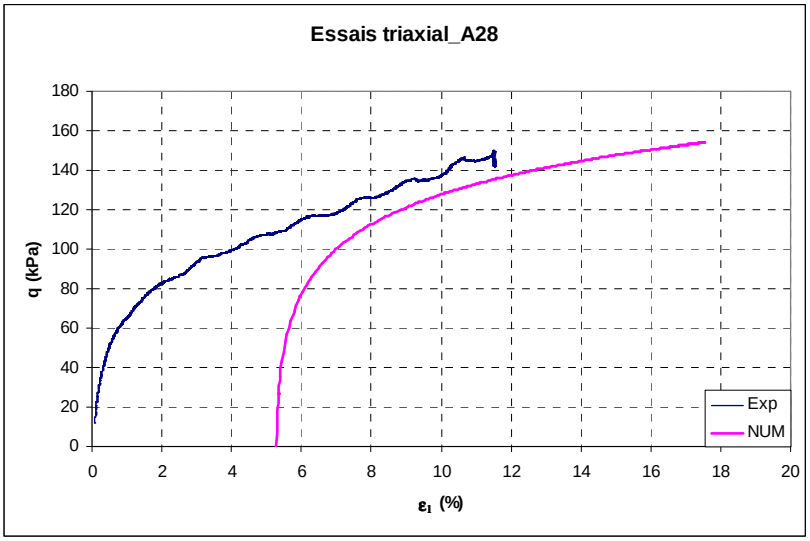


Figure 8.26. Courbe numérique (NUM) et courbe expérimentale (Exp), essai triaxial à 63 kPa de confinement et 30 kPa de succion

Comme on l'observe, il y a une surestimation forte de la déformation axiale. On présente sur la figure 8.27, la réponse du modèle (modélisation du même essai) en faisant variant le paramètre κ (la pente élastique des courbes de chargement - déchargement). Il ne s'agit plus de validation du modèle dans ce cas, mais d'une étude d'influence des paramètres de calcul sur la prédiction du modèle. En effet, ce paramètre a été défini à partir d'un seul essai de chargement - déchargement réalisé. Cette valeur peut être influencée par des erreurs sur l'essai, sur les mesures, sur la présentation des mesures ou sur l'estimation du paramètre lui-même. La première valeur qu'on a donnée à cette pente est 0,00652. Sur la base d'autres essais de chargement - déchargement qui ne correspondent pas à notre cas (succion et chargement mécanique), on a essayé d'autres valeurs de κ (0,00087 et 0,00026). Avec ces valeurs, on parvient à une amélioration des courbes numériques. On obtient une meilleure prévision du comportement triaxial quand on diminue encore la valeur de κ (0,0001).

Dans cette section, on n'a regardé que l'effet d'un seul paramètre sur les résultats de calcul. Une amélioration des résultats obtenus par le programme de calcul en éléments finis CSNS pourrait être obtenue en étudiant l'effet des autres données numériques. La maîtrise de l'influence de 27 paramètres sur chaque modélisation n'est pas évidente. Néanmoins, une définition précise des paramètres de calcul appuyée sur un programme expérimental complet doit absolument précédé une étude numérique.

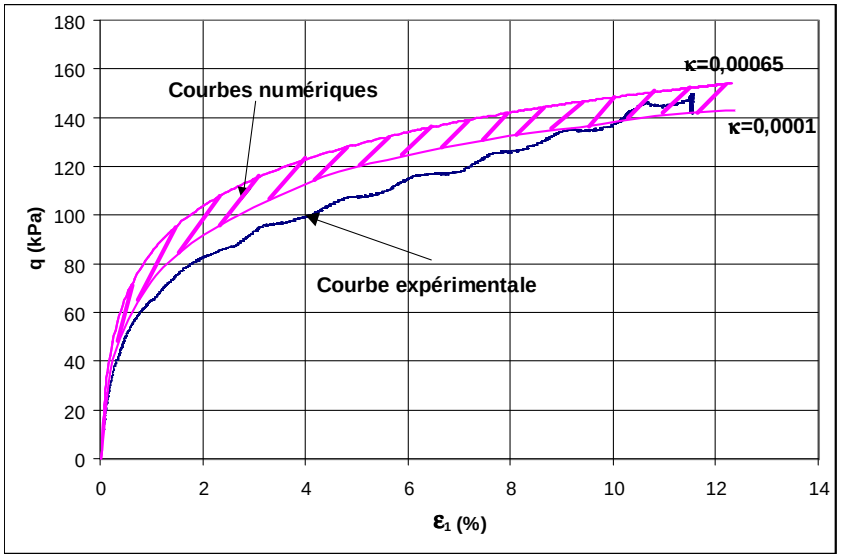


Figure 8.27. Courbe numérique (Num) et courbe expérimentale (Exp) pour plusieurs valeurs de κ, essai triaxial à 63 kPa de confinement et 30 kPa de succion

8.3.5. Application sur ouvrages réels

Les tests présentés dans les paragraphes précédents de ce chapitre, ainsi que les applications aux simulations d'essais réalisés au laboratoire sur des sols non saturés, ont montré les aptitudes du programme de calcul numérique en éléments finis CSNS à reproduire quantitativement de façon acceptable les phénomènes caractéristiques du comportement des sols non saturés. Dans cette partie, le modèle sera appliqué à un problème pratique.

En effet, dans le quatrième chapitre de ce mémoire on a présenté l'étude d'un remblai réel R2 sur deux ans de suivi. On a pu voir l'impact de la base sous-compactée et des changements météorologiques sur le comportement général du remblai. La surveillance de ce comportement a porté sur l'évolution des déplacements horizontaux et verticaux, la distribution de la teneur en eau et la succion dans le remblai pendant la construction et après. On dispose ainsi d'un ensemble de mesures permettant de mieux comprendre les mécanismes de déformation et d'évolution des matériaux. Nous avons modélisé ce remblai expérimental R2 et analysé les capacités du programme CSNS à prévoir les observations sur chantier.

8.3.5.1. Géométrie et maillage

La modélisation de l'ensemble du remblai a été effectuée en déformations planes. La longueur du remblai est suffisamment grande pour supposer un comportement bidimensionnel. Le calcul est effectué pour la tranche centrale du remblai.

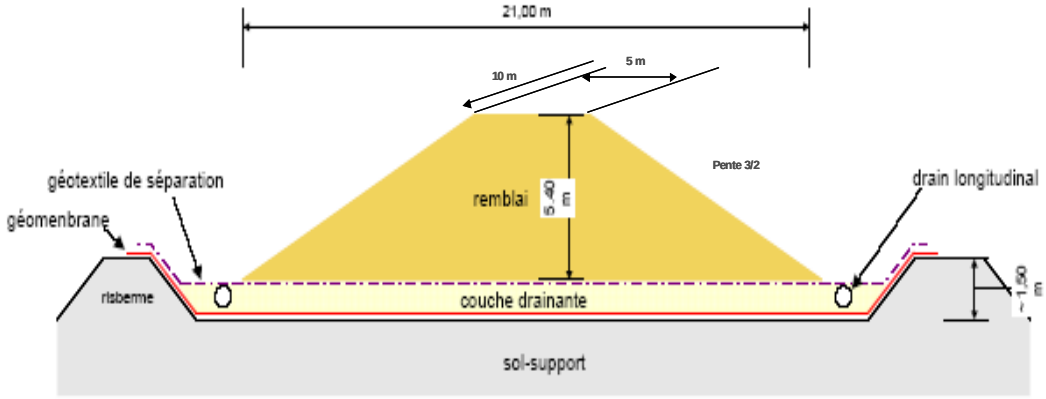


Figure 8.28. Profil en travers du remblai expérimental du CER (R2)

On a apporté des simplifications à la géométrie du remblai et du sol support pour le calcul en éléments finis :

- le géotextile de séparation et la géomembrane ne sont pas pris en compte dans le calcul ;
- le sol support n'est pas représenté dans le calcul. On a jugé que sa déformation n'aurait pas d'influence sur la déformation du remblai. Il est remplacé par des conditions aux limites ;
- le sol support est nivelé avec une légère pente (2-3%). Dans les calculs, on a supposé que ce niveau est horizontal ;

Ces hypothèses se justifient par le fait que leur impact dans ce genre d'ouvrage est généralement faible et leur prise en considération ne fait que compliquer la géométrie de l'ouvrage et donc du maillage sans influencer les résultats des calculs.

Pour voir l'effet de l'hétérogénéité de la structure du remblai, deux calculs ont été réalisés :

- un premier calcul où le maillage est structuré en groupes d'éléments correspondant aux différentes couches (Figure 8.29) ;
- un deuxième calcul où les couches de la première tranche (limon 28) sont considérées comme un seul groupe et les couches de la deuxième et la troisième tranches (limon SNEC) sont présentées comme un seul groupe. Les caractéristiques mécaniques de chaque matériau correspondent à la moyenne de l'ensemble des couches.

Le phasage de la construction est pris en compte dans le premier calcul. Chaque phase est représentée par l'activation du poids volumique dans la couche concernée pendant un temps qui correspond aux données du calendrier de construction. En revanche, le deuxième calcul a été fait sans phasage.

Le choix du maillage a été fait de façon à ce que l'on obtienne un maximum de précision avec un minimum d'éléments. Le tableau 8.9 montre le nombre de groupe, nœuds et type d'éléments utilisés.

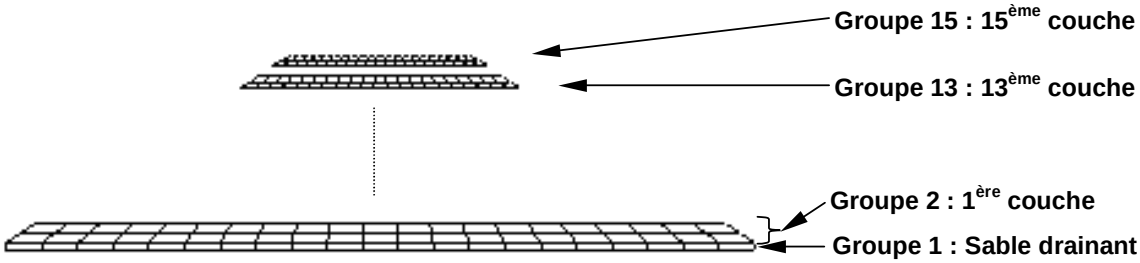


Figure 8.29. Structure de maillage, calcul avec phasage

Tableau 8.9. Éléments de calcul

	Nombre de groupes	Nombre de nœuds	Nombre et type d'éléments
1er calcul avec phasage	15	1538	483 : quadrilatères à 8 nœuds
2ème calcul sans phasage	6	1014	1896 : triangle à 3 nœuds

Le maillage correspondant à chaque calcul est présenté sur la figure 8.30 (a) et (b).

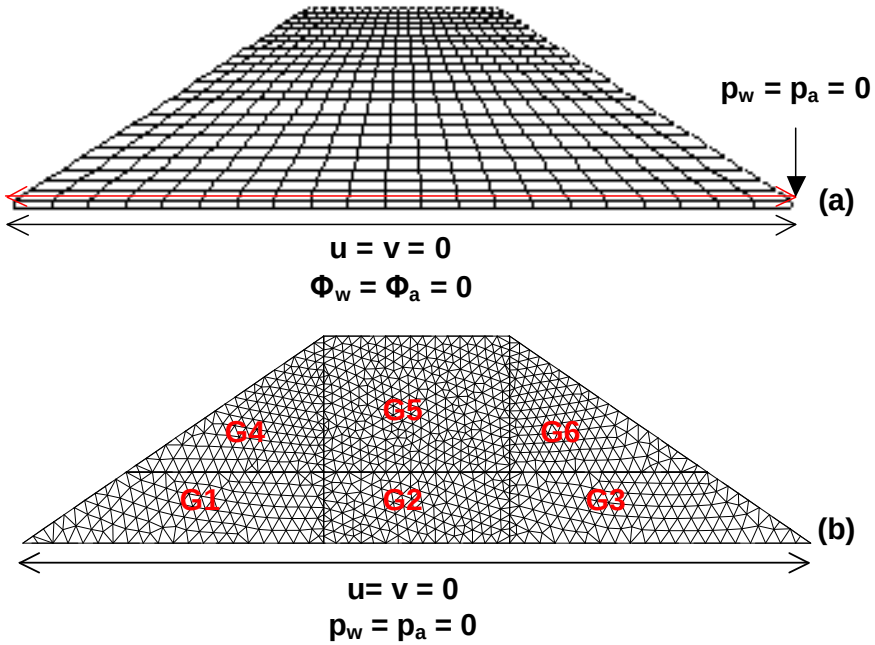


Figure 8.30. Maillage et conditions aux limites pour le calcul avec phasage de construction (a) et le calcul sans phasage (b)

8.3.5.2. Paramètres et données de calcul

On a supposé pour les calculs du remblai expérimental que les déformations des matériaux de construction et de la couche drainant sont élastoplastiques.

Comme on l'a indiqué dans le paragraphe 8.3.4.2, les données de calcul pour le limon A28 n'ont pas été bien identifiées en raison du manque de données expérimentales. Les caractéristiques du limon SNEC sont également approchées d'une manière très approximative. En plus, aucun essai n'a été fait pour caractériser la couche drainante qu'on a représentée dans le deuxième calcul. Les paramètres du sable drainant ont été choisis par analogie avec les paramètres de ce genre utilisés pour ce type d'ouvrage (Wone, 1995).

Une valeur moyenne du module d'Young a été donnée pour chaque type de sol. Le poids volumique et l'indice des vides initiaux ont été calculés pour chaque couche. Pour le calcul avec phasage, une valeur initiale exacte a été appliquée sur chaque couche. Pour le calcul sans phasage, une valeur moyenne a été utilisée pour chaque groupe.

Dans le tableau 8.9, on a groupé les valeurs des paramètres de calcul pour le limon SNEC et le sable drainant. Les données utilisées pour le limon A28 sont indiquées au paragraphe 8.3.4.2.

Tableau 8.9. Paramètres du limon SNEC et du sable drainant

Paramètres	SNEC	Sable
Poids volumique du sol γ (kN/m^3)	20,89-21,81 Moy : 21,42	20
Module d'Young E (kPa)	200	10000
Coefficient de Poisson ν	0,36	0,3
Module de déformation volumique en succion E_s (kPa)	225	98076
Indice des vides initial e_0	0,36-0,47 Moy : 0,4	0,6
Coefficient de perméabilité à l'eau du sol saturé k_{wsat} (m/s)	$0,13.10^{-11}$	$1,157.10^{-08}$
Constante de k_w : α	$0,135.10^{-9}$	3
Constante du degré de saturation a_s (kPa^{-1})	1,23	1
Constante du degré de saturation b_s (kPa^{-1})	0,023	-0,0001
Constante du degré de saturation c_s	0,0012	0,0012
Degré de saturation résiduel S_{ru}	0	0

Coefficient de viscosité à l'air μ_a	$0{,}1846.10^{-4}$	$0{,}1846.10^{-4}$
Coefficient de perméabilité à l'air du sol saturé k_{asat} (m/s)	$3\ 10^{-9}$	$3\ 10^{-9}$
Constante de k_a : c	1	1
Poids volumique de l'eau γ_w (kN/m^3)	10	10
Poids volumique de l'air γ_a (kN/m^3)	0,012	0,012
Constante de Henry H	0,02	0,02
Coefficient de compressibilité de l'air C_a (kPa^{-1})	$1{,}2.10^{-5}$	$1{,}2.10^{-5}$
Pente de la courbe vierge λ	1,090	0,031
Pente des courbes de déchargement-rechargement κ	0,00652	0,085
Paramètre définissant la variation de la rigidité du sol avec la succion $r = \lambda(s\rightarrow\infty)/\lambda(0)$	1,28	0,82
Paramètre contrôlant l'augmentation de la rigidité du sol avec la succion β (kPa^{-1})	10^{-5}	10^{-5}
Pression de préconsolidation initiale p_{c0} (kPa)	600	10000
Contrainte de référence p_c (kPa)	28,19	300
Coefficient de la cohésion P_{tk} (kPa)	132,83	0,02
Pente de la courbe d'état critique M	1	1,3

8.3.5.3. Conditions aux limites

Les conditions aux limites sont supposées constantes pendant toute la durée de calcul. Les déplacements horizontaux et verticaux sont nuls sur la limite inférieure. L'écoulement de l'eau et de l'air sont bloqués à cette limite pour le premier calcul puisqu'elle représente la base de la couche drainante. La limite entre la base du remblai et la couche drainante est laissé libre pour l'écoulement de l'eau et de l'air. Les conditions aux limites correspondant à chaque calcul sont présentés sur la figure 8.30 (a) et (b).

8.3.5.4. Chargement

Les sollicitations hydriques dues aux précipitations ou aux changements thermiques ne sont pas prises en compte dans ce calcul. Seul le poids volumique est considéré. À la fin de chaque phase de construction, le poids propre de la dernière couche construite est ajouté.

Le remblai a été inondé au début de sa deuxième année de suivi (février 2006). Les calculs réalisés dans cette section ne prennent pas en considération les effets météorologiques. Pour cette raison, on a effectué des simulations sur le comportement du remblai R2 pour un an de suivi.

8.3.5.5. Résultats numériques

Ce paragraphe est consacré aux résultats numériques obtenus au moyen du programme de calcul en éléments finis CSNS pour la période du 07/12/04 au 07/12/05.

8.3.5.5.1 Déformation du remblai R2

Les déformées des maillages pour les deux calculs, avec et sans phasage de construction, sont présentées sur la figure 8.31.

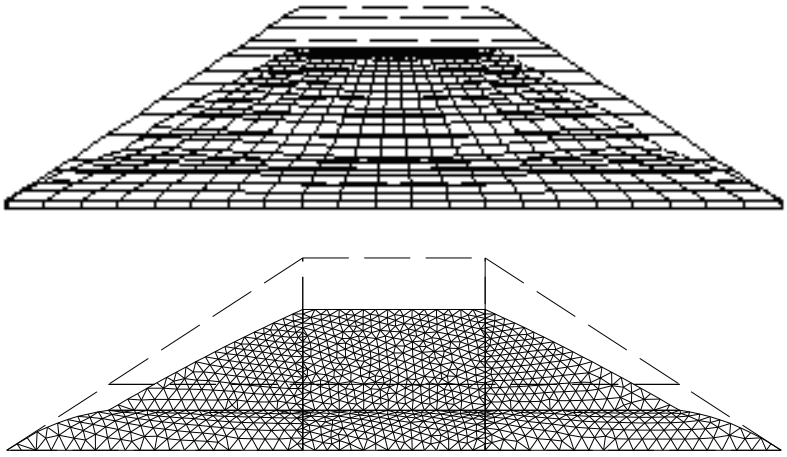


Figure 8.31. Déformée du maillage pour : (a) le calcul avec phasage de construction et (b) le calcul sans phasage de construction

La première vue de ces déformées montre que les deux calculs ont obtenu des résultats comparables entre eux. Pour confirmer une impression, une confrontation des courbes numériques entre elles avec les courbes de mesures a été faite.

En matière de comparaison, on s'est intéressé d'abord par les déformations verticales. On a choisi trois points symboliques du remblai (Figure 8.32). Un point à la surface où le déplacement est sensé être plus important et où les effets météorologiques sont plus représentatifs (point A, couche n°15). Le deuxième point est choisi au niveau du talus, vu la sensibilité de cette partie dans le corps du remblai (point B, couche n°8). Enfin, le troisième point C (couche n°5) est choisi à la limite entre la première tranche de couches peu compactées construite avec le limon A28 et la deuxième réalisée avec le limon SNEC à l'état OPN. La figure 8.32, montre l'emplacement des trois points choisis dans la masse du remblai R2.

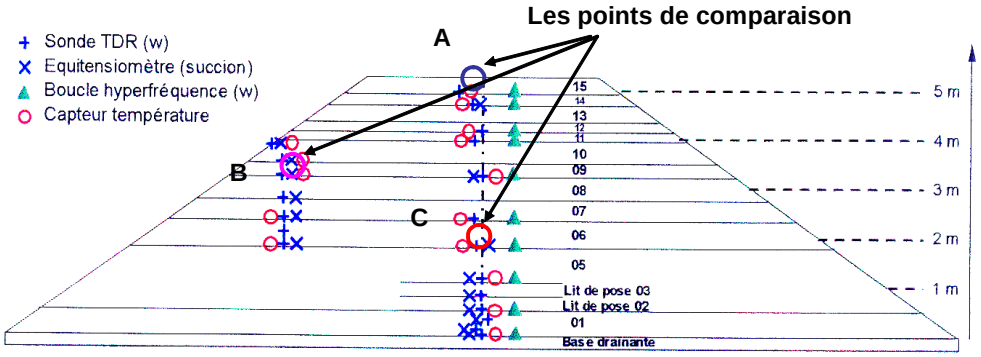


Figure 8.32. Position des points de comparaison dans le remblai expérimental R2

La comparaison entre les courbes numériques et les courbes expérimentales pour les trois points (A, B et C) est représentée sur les figures 8.33 à 8.35.

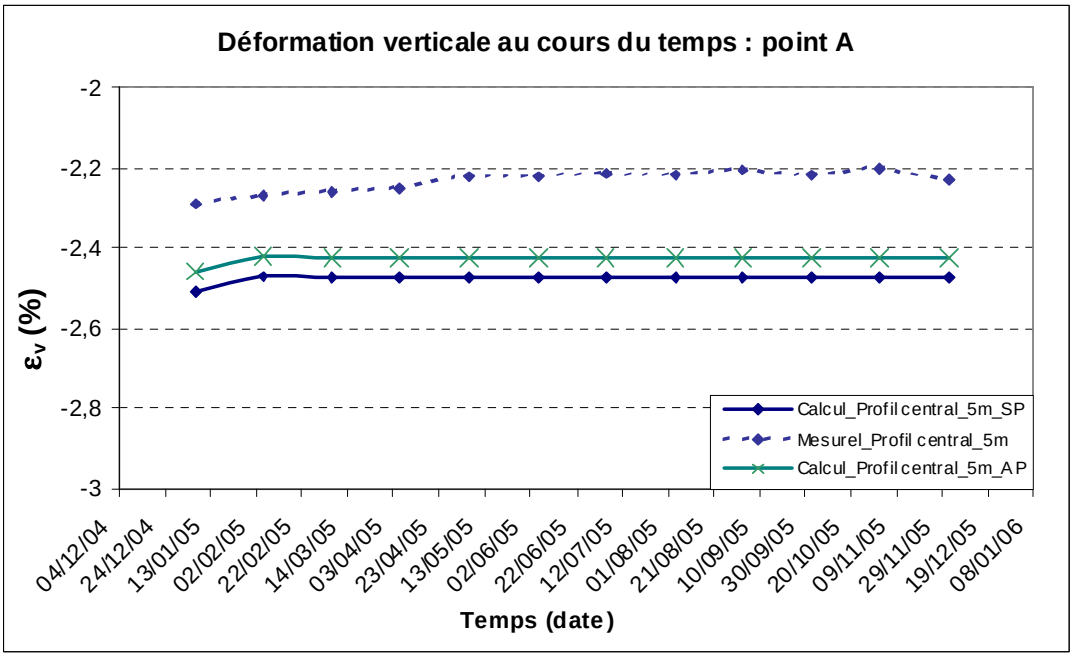


Figure 8.33. Comparaison des courbes de déformation verticale calculées avec et sans phasage de construction et des résultats des mesures : point A

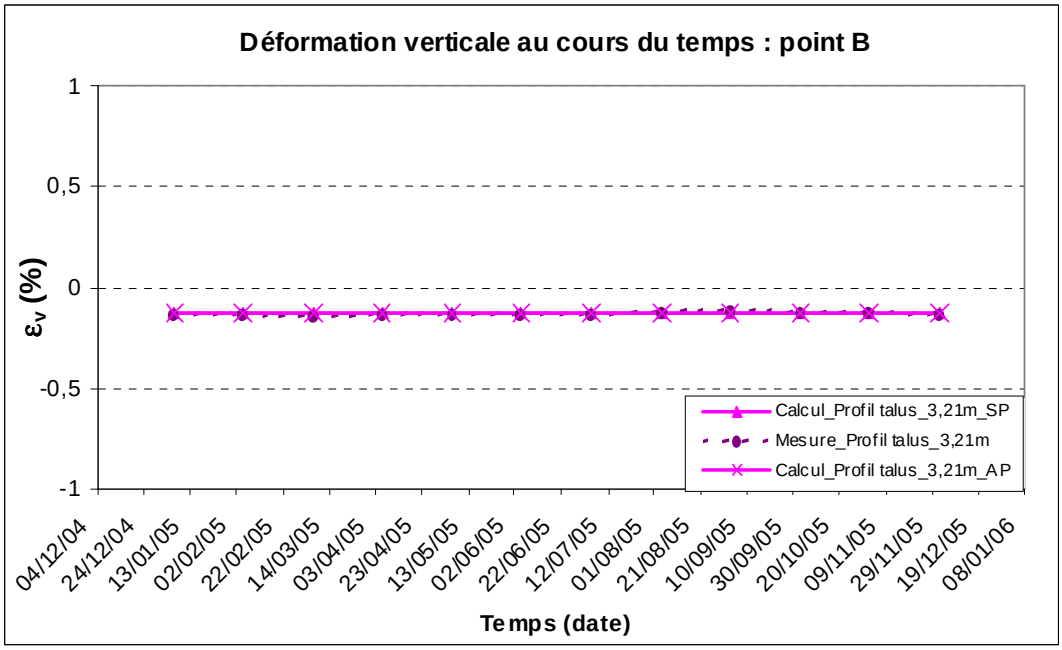


Figure 8.34. Comparaison des courbes de déformation verticale calculées avec et sans phasage de construction et des résultats des mesures: point B

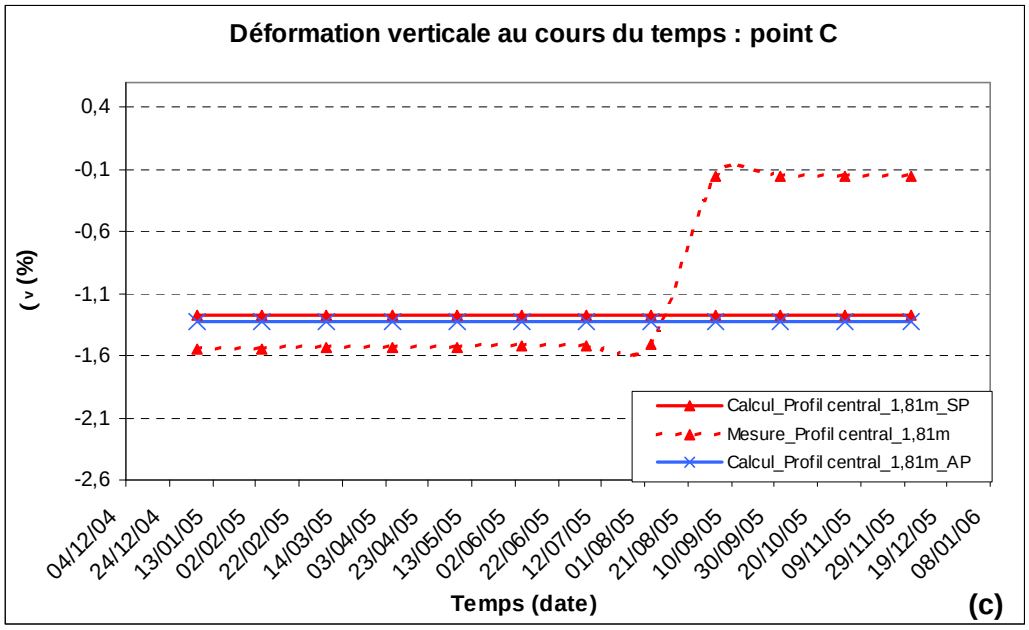


Figure 8.35. Comparaison des courbes de déformation verticale calculées avec et sans phasage de construction et des résultats de mesures : point C

Pour les calculs, la différence entre les valeurs estimées de tassements est très petite. En tous cas, la prise en compte du phasage de construction dans le calcul a amélioré les prévisions, surtout pour la déformation à la surface.

Par rapport aux courbes expérimentales, la simulation de la déformation est adéquate au niveau de talus. Au point C, une variation nulle a été montrée par le calcul alors qu'on note une diminution de la déformation dans les mesures sur chantier. À la surface (point A), on note une surestimation des déformations par le programme : la même forme de la courbe de mesure est reproduite mais avec des valeurs plus grandes.

Ces différences peuvent être expliquées par l'effet des hypothèses et les simplifications adoptées pour le calcul numérique. On peut citer, parmi ces causes possibles, le caractère approché des valeurs des paramètres du calcul, dont la majorité a été estimée par analogie. Cette différence peut être également expliquée en partie par le régime hydraulique où les changements météorologiques n'ont pas été considérés dans les calculs. Les simulations de déformation du massif restent dans l'ensemble acceptables par rapport aux mesures.

Les zones des isovaleurs des déplacements verticaux traduisent clairement la géométrie du chargement et l'emplacement des couches du remblai (Figure 8.36). Malgré le sous-compactage des couches inférieures, les déplacements à la surface du remblai sont plus forts. Cela peut être expliqué par le fait que les couches situées plus en bas ont eu le temps de se densifier à cause du poids des couches sus-jacentes et de se consolider durant le processus de construction.

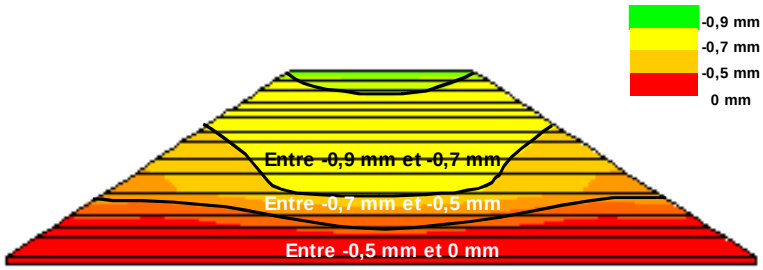


Figure 8.36. Isovaleurs des déplacements verticaux après un an de suivi, calcul avec phasage de construction

8.3.5.5.2 Etat hydrique du remblai R2

Dans cette partie, on s'intéresse à l'état hydrique du remblai. L'étude a débuté par la comparaison des courbes calculées (avec et sans phasage de construction) avec les courbes expérimentales. Cette confrontation concerne des profils de succion tous les deux mois, du 07/12/04 au 07/06/05. Les figures 8.37 à 8.40 montrent les différentes comparaisons.

Les courbes calculées sont sur toutes les figures soit très proches soit confondues. La modélisation des étapes suivies pour le montage du remblai n'a pas eu un grand impact sur les résultats de la modélisation. Les courbes calculées reproduisent les mêmes formes de mesures sur chantier avec des valeurs de succion différentes. La succion calculée est généralement plus petite que la succion mesurée. Après le débâchage du remblai, le calcul en éléments finis a donné des valeurs de succion proches des mesures dans la tranche inférieure (<1,8 m). A la surface, la différence entre les prévisions et les mesures a dépassé 30 kPa (Figure 8.37). En février 2005, les valeurs calculées s'approchent des valeurs mesurées à la surface. Elles s'éloignent à mi-hauteur et se confondent à la base du remblai. Dans la suite, une augmentation de la succion est mentionnée par le modèle à la base du remblai et une diminution sur le reste de la hauteur, ce qui est en accord avec les mesures.

Toutes les différences entre les calculs et les mesures peuvent être expliquées pas les raisons signalées pour les courbes de déformation. On ajoute à cela, la non prise en compte de la compressibilité de l'eau dans le modèle, ce qui donne une variation de la pression d'eau relativement plus élevé qu'en réalité et influence directement la valeur de la succion estimée. Il y a aussi les conditions aux limites imposées. Elles jouent un rôle primordial pour choisir le chemin d'écoulement et par conséquent la variation des charges d'eau et de l'air. On aurait pu, peut-être, minimiser ou éviter ces différences en prenant en compte dans les calculs les sollicitations hydriques et en donnant aux paramètres des calculs des valeurs plus représentatives.

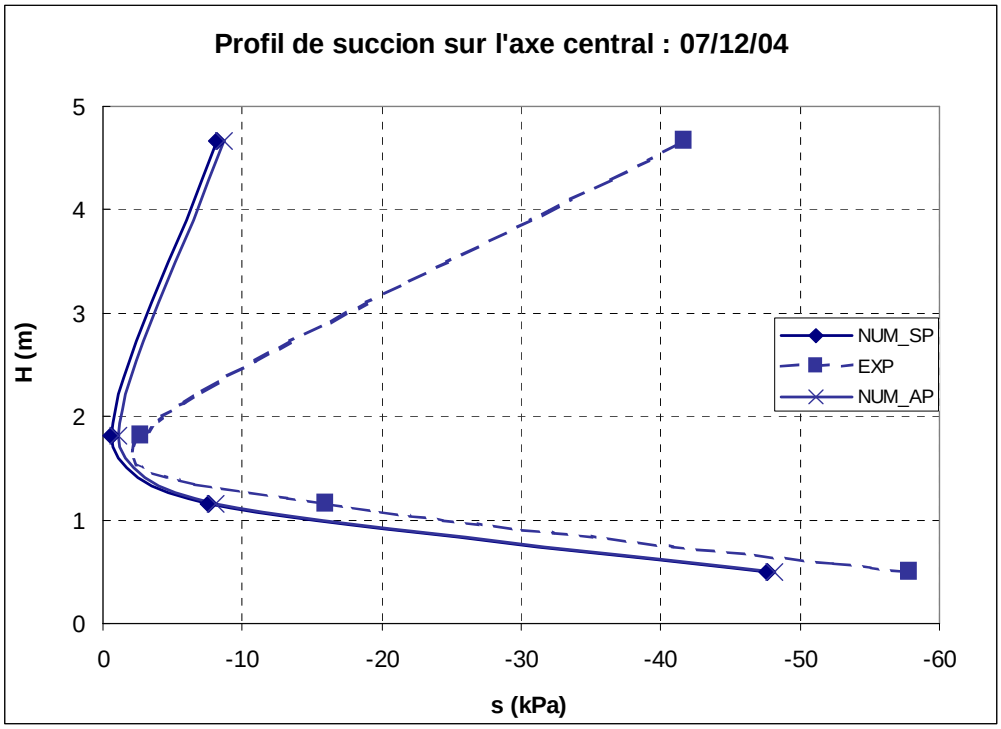


Figure 8.37. Comparaison des profils de succion mesurée (EXP), calculée avec phasage (NUM_AP) et calculée sans phasage (NUM_SP) : 07/12/04

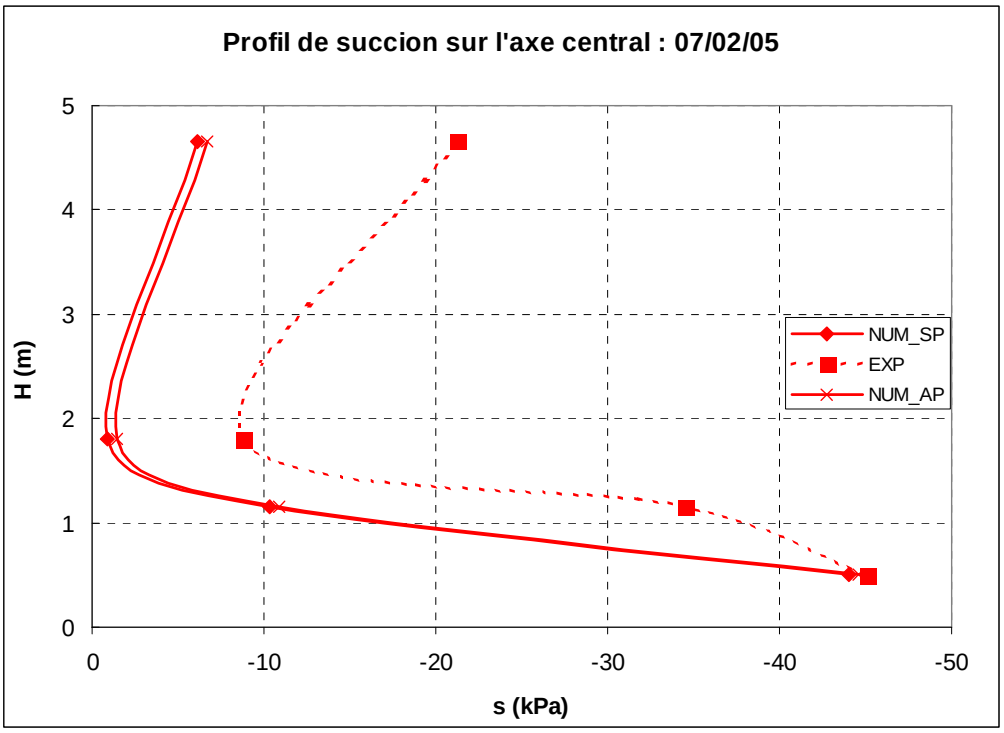


Figure 8.38. Comparaison des profils de succion mesurée (EXP), calculée avec phasage (NUM_AP) et calculée sans phasage (NUM_SP) : 07/02/05

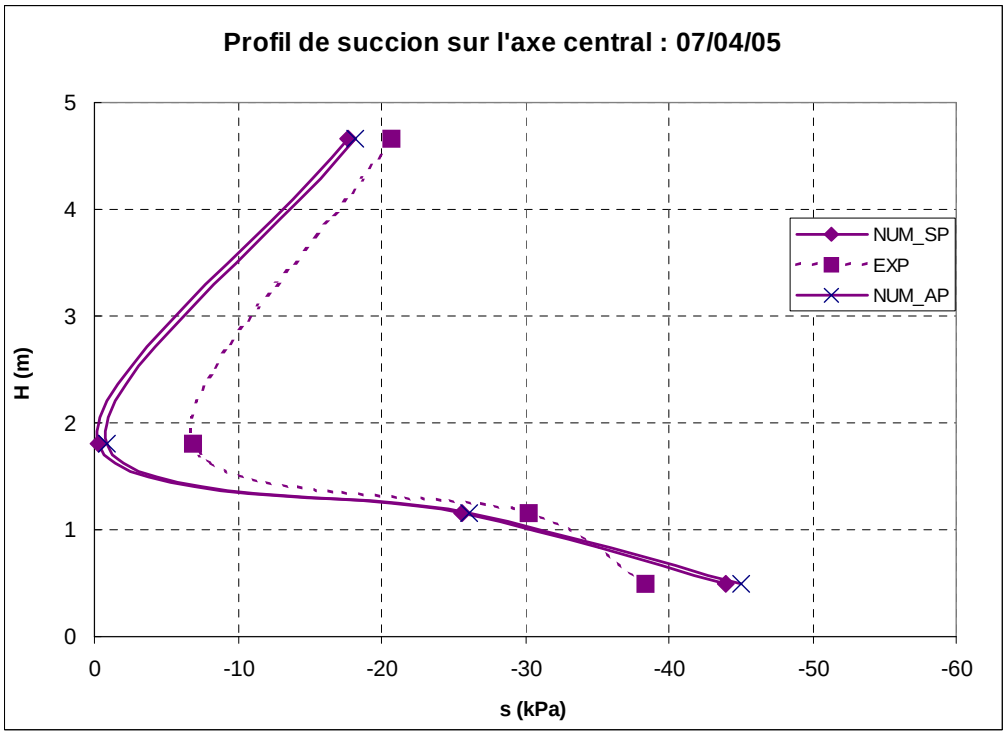


Figure 8.39. Comparaison des profils de succion mesurée (EXP), calculée avec phasage (NUM_AP) et calculée sans phasage (NUM_SP) : 07/04/05

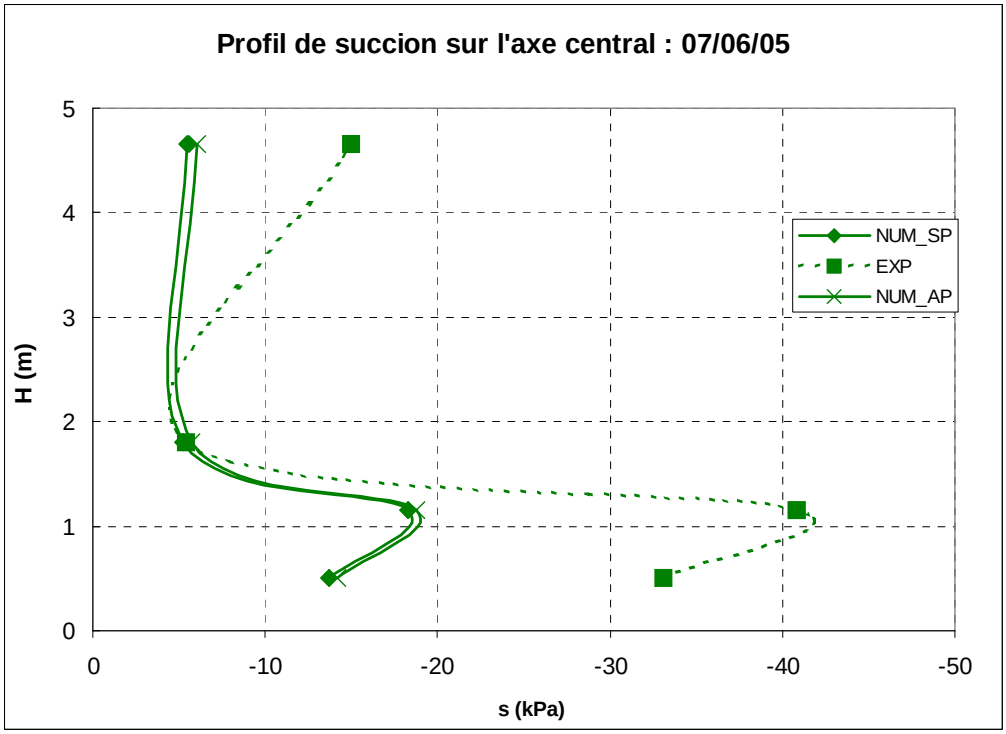


Figure 8.40 Comparaison des profils de succion mesurée (EXP), calculée avec phasage (NUM_AP) et calculée sans phasage (NUM_SP) : 07/06/05

Pour compléter cette étude numérique, nous avons représenté sur les figures 8.41 et 8.42 les isovaleurs de la charge d'eau et de la charge d'air après 360 jours de calcul. La charge d'air atteint la valeur de la cote ; c'est synonyme de pression d'air nulle. On remarque aussi que le remblai est partagé en deux zones de variations différentes : l'une représente les couches inférieures avec le limon A28 et l'autre correspond aux autres couches avec le limon SNEC. La distribution de la charge d'eau reste relativement correcte par rapport la distribution de la charge d'air. Elle diminue avec la hauteur.

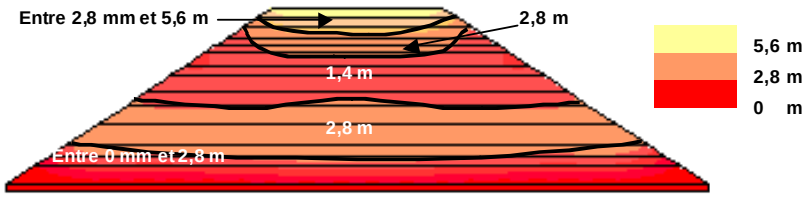


Figure 8.41. Isovaleurs de la charge d'air après un an de suivi

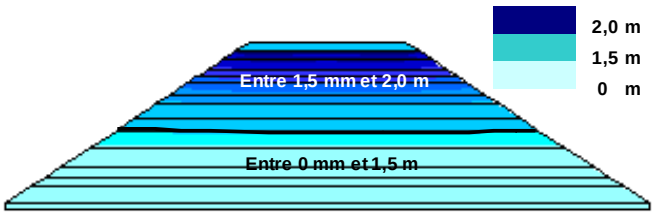


Figure 8.42. Isovaleurs de la charge d'eau après un an de suivi

8.4. Conclusion et perspectives

Ce chapitre a décrit de façon sommaire les équations qui ont servi à développer le modèle numérique CSNS pour l'analyse du comportement couplé des massifs élastoplastiques non saturés. Ce modèle a été implanté dans le code de calcul aux éléments finis CESAR - LCPC.

Pour une grande partie des tests effectués dans ce chapitre, le module a montré des aptitudes à reproduire de façon satisfaisante les essais de laboratoire. Cette satisfaction a été limitée au niveau des essais triaxiaux. Le comportement du matériau devient plus compliqué par rapport aux autres essais, mais l'influence des paramètres de calcul reste à notre avis la raison principale des écarts. Ces paramètres ne sont pas tous maîtrisés et souvent approchés. Cela augmente le risque d'erreur qui forcement influence les résultats de calcul. Il reste nécessaire de faire une étude de sensibilité de la réponse du modèle aux différents paramètres pour mettre en évidence ceux qui doivent faire l'objet d'une détermination plus soignée.

Une dernière application sur ouvrage réel a été donnée dans ce chapitre. Vu les hypothèses et les simplifications adoptées en plus des paramètres de calcul, les résultats des calculs n'étaient pas non plus satisfaisants. Cette application a été présentée pour montrer les améliorations qui restent nécessaires pour les applications sur des cas réels.

Conclusion générale

Le travail présenté dans ce mémoire s'inscrit dans la thématique de recherche portant sur l'étude du comportement hydromécanique des sols non saturés compactés utilisés dans les ouvrages en terre tel que les remblais. Plus particulièrement, l'objet du travail est d'améliorer le modèle numérique programmé dans le code de calcul CESAR-LCPC pour modéliser le comportement hydromécanique des sols non saturés.

Pour bien étudier le problème dans son ensemble, l'accent a été mis sur trois aspects : comprendre le comportement des sols non saturés dans le corps des remblais sous l'effet des changements climatiques, réétudier leur comportement en laboratoire et les modéliser par la méthode des éléments finis.

Dans un premier temps, nous avons effectué une recherche bibliographique qui nous a permis de :

- comprendre les différents aspects du comportement des sols non saturés,
- présenter et analyser les différents modèles destinés à étudier le comportement hydromécanique des sols non saturés,
- choisir un modèle pour la modélisation numérique des sols non saturés en éléments fins.

L'étude bibliographique a mis en évidence la complexité du comportement des sols non saturés soumis à des cycles d'humidification - séchage. L'ensemble des études effectuées dans ce sujet montre l'extrême sensibilité des propriétés hydromécaniques des sols non saturés à toute variation de succion ainsi que l'importance du chemin de contrainte hydrique suivi.

Les premières approches de la mécanique des sols non saturés ont étendu l'utilisation d'une contrainte unique, fonction de la contrainte totale et de la succion, afin de généraliser l'approche en contrainte effective aux sols non saturés. La majorité des modèles actuels utilisent l'approche en contraintes indépendantes (contrainte nette et la succion). Bien que plusieurs modèles aient été développés pour décrire le comportement hydromécanique des sols

non saturés, nous avons retenu le modèle de Barcelone développé par Alonso *et al*. (1990).

Dans la deuxième partie de ce mémoire, consacrée à l'observation sur des ouvrages réels, nous avons présenté l'étude du comportement de deux remblais soumis à des cycles d'humidification et de séchage : un premier remblai en semi grandeur construit avec un sol argileux gonflant appelé « argile de Bavent » et un deuxième remblai en vraie grandeur construit avec deux types de limons « limon SNEC et limon A28 » différents et comportant des couches peu denses susceptibles de tasser en cas de saturation .

L'étude du modèle réduit sur deux ans et demi, sous un cycle d'humidification et de séchage, a montré les difficultés et la complexité des conditions initiales dans les ouvrages réels. La non homogénéité du matériau non traité est la source principale de la diversité des résultats trouvés. Le fait d'avoir des résultats témoins a été très utile pour déduire les effets propres du cycle hydrique sur le comportement de l'argile.

Le suivi du comportement du modèle en vraie grandeur a confirmé la complexité du problème des ouvrages en sols non saturés, notamment l'influence de la variation de la succion, de la teneur en d'eau sur les déformations qui semblent plus dans les talus et les couches non compactées. Cette étude a paru plus compliquée par rapport au grand nombre d'éléments à mettre en jeu : les données météorologiques et leur influence sur tous les paramètres à étudier (teneur en eau, succion et déformation), l'évolution de chaque paramètre en interaction avec les autres et les autres facteurs qui entrent en jeu comme l'état initial hydrique et mécanique, l'épaisseur des couches, l'interaction entre les couches de sol sec et de sol peu humide.

Nous avons consacré la troisième partie à l'étude du comportement des sols non saturés en laboratoire. Un programme expérimental complet a été monté pour pouvoir déterminer l'ensemble des paramètres caractéristiques de la loi de Barcelone (Alonso *et al*., 1990). Faute de temps, peu d'essais ont été réalisés. La poursuite de l'étude avec un nombre plus élevé d'essais constitue une suite logique de ce travail.

Des essais œdométriques à succion imposée, à l'état saturé et avec imbibition, ont été réalisés sur l'argile ayant à la construction du remblai en semi-grandeur. Les résultats d'essais ont validé les hypothèses prises dans le modèle numérique.

Les essais réalisés à l'appareil triaxial sur des échantillons de matériaux du remblai en vraie grandeur ont validé pour leur part d'autres résultats expérimentaux. Il s'agissait d'essais à succion imposée portant sur l'effet de cisaillement et de l'influence de la succion sur le sol compacté.

Dans la quatrième partie de notre travail, consacrée à la modélisation numérique, le modèle élastoplastique de Barcelone (Alonso *et al*., 1990) a été adopté pour le développement du programme en éléments finis. Nous avons présenté les équations retenues pour caractériser le comportement hydromécanique des sols non saturés et la formulation mathématique (variationnelle, matricielle).

En guise de validation du modèle, des modélisations des essais expérimentaux déjà publiés dans la littérature ont été effectuées. Nos résultats numériques ont été comparés aux résultats expérimentaux et numériques d'autres programmes de calcul en éléments finis. Ces comparaisons ont été favorables.

Les essais œdométriques à succion imposée réalisés sur l'argile de Bavent à différentes valeurs de la succion ont été modélisés dans cette partie. Les résultats des simulations numériques de ces essais ont montré les aptitudes du modèle numérique implanté dans le logiciel CESAR-LCPC à reproduire correctement les résultats expérimentaux.

Un des essais triaxiaux à succion imposée réalisé sur le limon A28 a été modélisé. La première confrontation des résultats numériques avec ceux d'essai n'a pas donné satisfaction. Les paramètres intervenant dans le modèle numérique sont nombreux et ils ne sont pas tous maîtrisés finement d'un point de vue expérimental. Une étude de sensibilité de la réponse du modèle aux différents paramètres nous semble donc nécessaire pour mettre en évidence ceux qui doivent faire l'objet d'une détermination plus soignée. Ceci a été confirmé quand on a fait varié le paramètre κ. Une amélioration des courbes numériques a été obtenue pour certaines valeurs de ce paramètre. Une étude de sensibilité pourrait également permettre de classer ces paramètres en catégories d'influence.

Enfin le modèle a été appliqué à un remblai expérimental en vraie grandeur. On a trouvé des écarts par rapport aux observations qui sont partiellement liés aux hypothèses et aux simplifications adoptées pour le calcul numérique : manque d'un nombre d'essais suffisant pour déterminer les paramètres du calcul, non prise en compte des changements météorologiques dans les calculs, non prise en compte de la compressibilité de l'eau dans le modèle et choix des conditions aux limites imposées. Il est à signaler toutefois que la dernière application présentée ne voulait pas une validation du modèle. Elle est essentiellement donnée pour dire que plusieurs perfectionnements restent nécessaires à ces travaux pour une validation complète de ce modèle et pour son application à des cas réels.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Abida H. (1992) La modélisation des sols non saturés. Analyse numérique. Thèse de Doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 271 pages.

AFNOR (1993) Mesure de la quantité et de l'activité de la fraction argileuse: determination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol par l'essai à la tache. Norme Française NF P94-068.

Ali E.F.M., Elturabi M.A.D. (1984) Comparison of two methods for the measurement of swelling pressure. Proceedings of the 5th International conference on expansive soils, Adelaide, pp. 72-74.

Alonso E., Lloret A. (1985) State surfaces for partially saturated soils. International conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, pp. 557-561.

Alonso E., Batlle F., Gens A., Lloret A. (1988) Consolidation analysis of partially saturated soils. Application to earth dam construction. Proceedings of the 6th International conference on Numerical Methods in Geomechanics, Innsbruck, Balkema, pp. 1303-1308.

Alonso E., Gens A., Hight D.W. **(1987)** Special Problem soils. General Report. Proceedings of the 9th European conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin, vol. 5, pp. 1087-1146.

Alonso E., Gens A., Josa A. **(1990)** A constitutive model for partially saturated soils. Géotechnique, n°40, vol. 3, pp. 405-430.

Alonso E.E., Vaunat J., Gens A. (1999) Modelling the mechanical behaviour of expansive clays. Engineering Geology, no 54, pp. 173-183.

Alpan I. (1957) An apparatus for measuring the swelling pressure in expansive soils. Proceedings of the 4th International conference on soil mechanics and foundation engineering, vol. 1, pp. 3-5.

Altemeyer W.T. (1955) Discussion Report 516. Proceedings of A.S.C.E., n°81, 658 pages.

Alshihabi O. (2002) Étude en laboratoire du comportement d'un sol compacté non saturé. Influence des cycles de séchage-humidification. Thèse de doctorat, Université des sciences et technologies de Lille, 131 pages.

Andrei S., Manea S. (1995) Moisture and volume changes in unsaturated soils. Proceedings of the 1st international conference on unsaturated soils, Unsat'95, Paris, 1995, pp. 945-951.

Arnold M. (1984) The genesis, mineralogy and identification of expansive soils. Proceedings of the 5th International conference on soil mechanics and foundation engineering, Adelaide South Australia, pp. 32-36.

Barden L., Madedor A.O., Sides G.R. (1969) Volume change characteristics of unsaturated clays. Journal of soil mechanics and foundation engineering, ASCE, vol 95, SM1, pp. 33-51.

Biarez J., Fleureau J.M., Kheirbeck-Saoud S. (1991) Domaine de validité de $\sigma'=\sigma-u_w$ pour un sol non saturé. Proceedings of the 10th European conference on soil mechanics and foundation engineering, Florence, Vol.1, pp. 15-19.

Bishop A.W., Eldin G. (1950) Undrained triaxial tests on saturated sands and their significance in the general theory of shear strength. Géotechnique, Vol. 2, pp. 3-12.

Bishop A.W. (1959) The principle of effective stress, Technisk Ukeflad, No. 39.

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 and foundation engineering, Paris. Vol. 1, pp. 13-22.

Bishop A.W., Blight G.E. (1963) Some aspects of effective stress in saturated and unsaturated soils. Géotechnique, vol. 13., no. 3, pp. 177-197.

Bolzon G., Schrefler B.A., Zienkiewicz O.C. (1996) Elastoplastic soil constitutive laws generalized to partially saturated states. Géotechnique, vol. 46, No. 2, pp 279-289.

Brackley I.J.A. (1975) Swell pressure and free swell in compacted clay. Proceedings of the 3trdInternational conference on expansive soils, Haifa, pp. 169-176.

Brackley I.J.A. (1975) A model of unsaturated clay structure and its application to swell behavior. Proceedings of the 6th African Regional Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 1, pp. 65-70.

Brackley I.J.A. (1983) An empirical equation for the prediction of clay heave. Proceedings of the 7th Asian Regional Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Haïfa, pp.8-14.

Brooks R.M., Corey A.T. (1966) Properties of porous media affecting fluid flow. Journal. Irrig. Drain. Div., Vol. 92, n°IR2, pp. 6 1-88.

Brutseart W. (1968) Permeability of a porous medium determined from certain probability laws for pores size distribution. Water Resources Research. 4 (2) : pp.425-434.

Buckingham E. (1907) Studies in the movement of soil moisture. Bulletin 38, US Department of Agriculture, Washington DC.

Bultel F. (2001) Prise en compte du gonflement des terrains pour le dimensionnement des revêtements des tunnels. Thèse de doctorat, École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 289 pages.

Burland J.B. (1975) Discussion, Session B. Proceeding of the 6th African Regional Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 2, pp. 168-169.

Carter J.P., Balaam N.P. (1995) AFENA User's Manual, Version 5.1. Centre for Geotechnical Research, University of Sydney, Australia,.

Casagrande A. (1948) Classification and identification of soils. Transactions, A.S.C.E., vol. 113, pp. 901-991.

Chang C.S., Duncan J.M. (1983) Consolidation analysis for partly saturated clay by using an elastic- plastic effective stress-strain model. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. Vol 7., Nr. 1., pp. 39-55.

Chen F.H. (1975) Foundations on expansive soils. Elsevier Ed., 279 pages

Chen, Z.-H., Fredlund, D. G. & Gan, J. K.-M. (1999) Overall volume change, water volume change, and yield associated with an unsaturated compacted loess. Canadian Geotechnical Journal, vol. 36, pp. 321-329.

Childs E.C., Collis-George N. (1950) The permeability of porous materials. Proc. R. Soc., London, 1950, 201 A, pp. 392-405.

Corey E.C. (1957) Measurement of air and water permeability in unsaturated soil. Proceedings of the soil science society of America, 21, pp. 7-11.

Corey E.C. (1977) Mechanics of heterogeneous fluids in porous media. CO, Etats-Unis: Fort Collins, Water Resources Publications.

Corney D. (1952) The movement and distribution of water in soils. Géotechnique, vol. 3, no 1., pp. 1-16.

Coussy O., Dangla P., Dormieux L. **(1997)** Un modèle d'argile gonflante à deux échelles. Symposium Saint-Venant, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, pp. 585-590.

Croney D., Coleman J.D., Black W.P.M. (1958) The movement and distribution of water in soil in relation to highway design and performance. Highway Research Board special report No. 40., Washington, D.C.

Cui Y.J. (1993) Étude 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, Paris. 297 pages.

Cui Y.J., Delage P., Sultan N. (1995) An elasto-plastic model for compacted soils. Unsaturated Soils'95. pp. 703-709.

Cui Y.J., Delage P., Alzoghbi P. (1997) Étude du comportement des loess sur le tracé du TGV Nord. Rapport final, 85 pages.

Cui Y.J., Delage P., Alzoghbi P. (1998) Microstructure and collapse behaviour of a loess from northern France. Proceedings of the 2nd international conference on unsaturated soils, Unsat'98, Beijing, 1998, pp. 31-36.

Dakshanamurthy V., Raman V. (1973) A simple method of identifying an expansive soil. Soils and Foundations, Vol. 13, No 1, pp. 97-104.

Dangla P., Malinsky L., Coussy O. (1997) Plasticity and imbibition-drainage curves for unsaturated soils : A unified approach. Proc. Numerical Models in Geomechanics, Montreal. Pietruszczak Pandz, Balkema. pp. 141-146.

Dangla P., Coussy O., Eymard R. (1998) A vanishing diffusion process in unsaturated soils. Int. Journal of Non-linear Mechanics, Vol. 33, No. 6, pp. 1027-1037.

David D., Komornik A. (1980) Field behaviour of unloaded piles in swelling clays. Proceedings of the 4th international conference on expansive soils, Denver, pp. 43-49.

Davidson J.M., Stone L.R., Nielsen D.R., Larue M.E. (1969) Field measurement and use of soil-water properties. Water Resource Research, vol. 5, pp. 1312-1321.

Delage P, Audiguier M, Cui Y.J., Deveughele M. (1995) Water retention properties and microstructure of various geomaterials. Proceedings of the 11th European conference on soil mechanics and foundation engineering, Copenhague, vol. 3, pp. 43-48.

Delage P., Cui Y.J. (2000, a) L'eau dans les sols non saturés. Techniques de l'Ingénieur, traité Construction, C301, pp. 1-20.

Delage P., Cui Y.J. (2000, b) Comportement mécanique des sols non saturés. Technique de l'Ingénieur, traité Construction, C 302, pp. 1-19.

Delmas Ph., Cartier G., Pouget P., (1987), Méthodes d'analyse des risques liés aux glissements de terrain. Bull. Liaison Labo. P. et Ch., "Risques Naturels", 150/151, juil.-août/sept.-oct., pp. 29-38.

Dhatt G., Touzot G. (1984) Une présentation de la méthode des éléments finis, Maloine S.A. éditeur, Paris, 543 pages.

Dif A.E., Bluemel W.F. (1991) Expansive soils under cyclic drying and wetting. Technical note. Géotechnique, vol. 29, pp. 1013-1032.

Driscoll R., Katkhuda I.E.D., Salem A., Longworth T.I. (1984) Geotechnical properties of expansive clay soils in northern Jordan. Proceedings of the 5th International conference on expansive soils, Adelaide, South Australia, pp. 46-47.

Einstein H.H., Bischoff N. (1975) Dimensionnement des tunnels en roche gonflante. 16th Symposium de mécanique des roches, Minneapolis-Minnesota, U.S.A, pp. 185-195.

Einstein H.H. (1994) Comments and recommendations on design and analysis procedures for structures in argillaceous swelling rock, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, vol 31, N°5, pp . 535-546.

Edil T.B., Alanzy A.S. (1992) Lateral swelling pressure. Proceedings of the 7th international conference on expansive soils, Dallas, pp. 227-232.

El Sayed S.T., Rabbaa S.A. (1986) Factors affecting behavior of expansive soils in the laboratory and field- review. Geotechnical Engineering, vol. 17., no. 1., pp. 89-107.

Erol O., Dhowian A., Yousseff A. **(1987)** Assessment of oedometer methods for heave prediction. Proceedings of the 6th International conference on expansive soils, New Delhi, pp. 99-103.

Feng M. (1995) A study of swelling pressure using various laboratory testing methods, Research Report, Department of Civil Engineering, University of Saskatchewan, Saskatoon.

Finn D.W., Strom B. (1958) Nature and magnitude of swelling pressure. Proceedings of HRB, vol. 37, pp. 493-498.

Fredlund D.G. (1969) Consolidometer test procedural factors affecting swell properties. Proceedings of the 4th International conference on expansive clays soils, Texas A&M Univ, pp. 435-456.

Fredlund D.G., Morgenstern N.R. (1976) Constitutive relations for volume change in unsaturated soils. Canadian Geotechnical Journal, vol. 13, No 3, pp. 261-276.

Fredlund D.G., Morgenstern N.R. (1977) Stress state variables for unsaturated soils. ASCE, Journal of the geotechnical engineering division, GT5, no 103, pp. 447-466.

Fredlund D.G., Morgenstern N.R., Widger R.S. (1978) The shear strength of unsaturated soils. Canadian Geotechnical Journal, vol. 15, no. 3, pp. 313-321.

Fredlund D.G., Hasan J.U., Filson H. (1980) The prediction of total heave. Proceedings of the 4th International conference on expansive soils, Denver, vol. 1, pp. 1-17.

Fredlund D.G. (1987) The stress state for expansive soils. Proceedings of the 6th International conference on expansive soils, New Delhi, vol 2., pp. 524-533.

Fredlund D.G. (1987) The Prediction and Performance of Structures on Expansive Soils. Proceedings, International Symposium on Prediction and Performance in Geotechnical Engineering, Calgary, Canada, pp. 51-60.

Fredlund D.G., Rahardjo H. (1993) Soil mechanics for unsaturated soils. A Wiley-Interscience Publication, John Wiley & Sons, Inc. 517 pages.

Fredlund D.G., Xing A. (1994) Equation for the soil-water characteristics curve. Canadian Geotechnical Engineering Journal, no. 31, pp 521-532.

Fredlund D.G. (2000) The 1999 R.M. Hardy Lecture : The implementation of unsaturated soil mechanics into geotechnical engineering. Canadian Geotechnical Journal., no 37, pp. 963-986.

Fredlund D.G., Hung, V.Q. (2001) Prediction of volume change in an expansive soil as a result of vegetation and environmental changes. Proceedings, Expansive Clay Soils and Vegetative Influences on Shallow Foundations, ASCE, Houston, TX.

Froehlich B.O. **(1989**) Géologie et construction des tunnels : gonflement de roches argileuses. Rock at Great Depth, Maury & Fourmaintraux, Balkema, Rotterdam (éd.), pp. 537-544.

Frydman S., Calabresi G. (1987) Suggested standard for one dimensional testing. Proceedings of the 6th International conference on expansive soils, New Delhi, pp. 91-98.

Fung Y.C. (1969) A first Course in continuum mechanics, Prentice-Hall, Inc. Englewood Cliffs, N.J.

Gatmiri B., Delage P. (1995, a) Nouvelle formulation de la surface d'état en indice des vides pour un modèle non linéaire élastique des sols non saturés – Code UDam. Proceedings of the 1st international conference on unsaturated soils, Unsat'95, Paris, pp. 1049-1055.

Geiser F, Laloui L., Vulliet L. (1998, b) Yielding of a remoulded sandy silt in saturated and unsaturated states. Proceedings of the 2nd international conference on unsaturated soils, Unsat'98, Beijing, 1998, vol. 1, pp. 54-59.

Geiser F, Laloui L., Vulliet L. (1998) Yielding of a remoulded sandy silt in saturated and unsaturated states. Proceedings of the 2nd international conference on unsaturated soils, Unsat'98, Beijing, 1998, vol. 1, pp. 54-59.

Gardner W.R., (1958) Some steady state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table. Soil Science. no 85(4). pp. 228-232.

Gens A., Alonso E.E (1992) A framework for behaviour of unsaturated expansive clays. Canadian geotechnical journal. 29, pp. 1013-1032.

Gens A., Gehling W.Y.Y., Alonso E.E. (1995) Stress-path testing of expansive compacted soils. International conference on unsaturated soils "UNSAT'95", Paris. vol. 1, pp. 77-82.

Gens A., Vaunat J., Ledesma A. (1995) Analysis of hydration of an enginered barrier in radioactive waste repository scheme using an elastoplasic model. Proceedings of the 1st international conference on unsaturated soils, Unsat'95, Paris, 1995, pp 1065- 1973.

Gilchrist H.G. (1963) A study of volume change of a highly plastic clay. M.Sc. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Saskatchewan, Saskatoon, 215 pages.

Gizienski S.F., Lee L.J. (1965) Comparison between laboratory swell tests to small scale field tests. Proceedings of the 1st International conference on expansive clay soils, Texas A&M Press, pp. 108-119.

Gouy G. (1910) Sur la constitution de la charge électrique à la surface d'un electrolyte. Annale de Physique, Paris, Série 4, vol. 9, pp. 457-468.

Grob H. (1972) Swelldruck in Belchen tunnel. International Symposium on Underground Openings, Lucerne, pp. 99-119.

Hadas A. (1964) Deviations form Darcy's law for the flow of water in unsaturated soils. Int. J. Agric. Res. 14, pp. 159-168.

Hadas A. (1977) Evaluation of theoretically predicted thermal conductivities of soil due to a temperature gradient. Soil Sci. Soc. Am. vol. 44, pp. 460-466.

Hardy R.M. (1965) Identification and performance of swelling soil types. Canadian geotechnical journal, vol. 2, no. 2, pp. 141-153.

Hillel D. (1982) Introduction to soil physics. New York, Etats-Unis: Academic. 312 pages.

Hillel D. (1980) Fundamentals of soil physics. Academic Press, 218 pages.

Holz W.G., Gibbs H.B. (1956) Engineering properties of expansive clays. Transaction of ASCE, Vol. 121, pp. 641-677.

Huder J., Amberg G. (1970) Quellung in Mergel, Opalinuston und Anhydrit. Schweizerische Bauzeitung, No 45, pp. 975-980. Cité par Serratrice et Soyez, 1996.

Humbert P. (1989) CESAR-LCPC: un code de calcul par éléments finis. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, no. 160, pp. 112-114.

Hung V.Q., Fredlund D.G. (2000) Volume change prediction in expansive Soil using a two-dimensional finite element method. Proceedings of the Asian Conference on Unsaturated Soils, Singapore, pp. 231-236.

Hung V.Q., **Fredlund D. G., Pereira J.H. F. (2001)** Analysis of swelling behaviour of soils by a coupled solution. International Conference on Management of the Land and Water Resources, MLWR, October 20-22, 2001 – Hanoi, Vietnam

Iyer B. (1972) Swelling of compaction shale. Ph.D. thesis, University of Alberta, Edmonton, Canada, 180 pages.

Irmay S. (1954) On the hydraulic conductivity of unsaturated soils. Trans. Amer. Geophys. Union 35 : 463-468.

Jennings J.E. (1961) A comparison between laboratory prediction and field observation of heave of buildings on desiccated subsoils. Proceedings of the 5th International conference on soil mechanics and foundation engineering, Paris, vol. 1., pp. 3-5.

Jennings J.E (1969) The prediction of amount and rate heave likely to be experienced in engineering construction on expansive soils. Proceedings of the 2nd International conference on expansive clay soils, Texas A&M Univ, pp. 99-109.

Jennings J.E Burland J.B (1962) Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils. Geotechnique. 12(2)., pp. 125-144.

Jennings J.E., Firth R.A., Ralph T.K., Nagar N. **(1973)** An improved method for predicting heave using the oedometer test. Proceedings of the 3rd International conference on expansive soils, Haïfa, vol. 2, pp. 149-154.

Jennings J.E., Knight K. (1957) The prediction of total heave from the double oedometer test. Symposium on expansive clays, South African Institute Of Civil Engineers, Johannesburg, vol. no. 9., pp. 13-19.

Johnson L.D., Snethen D.R. **(1978)** Prediction of potential heave of swelling soil. Geotechnical Testing Journal, vol. 1, no 3, pp. 117-124.

Josa (1988) Un modelo elasto-plasticado para suelos no saturados. Thèse de doctorat - Universitat Politecnica de Catalunya – Barcelone

Jucá J.F.T., Justino da Silva J.M., Gusmão J.A., Bastos E.G. (1995) Laboratory and field tests on an unsaturated expansive clay. Proceedings of the 1st International conference on unsaturated soils/ Unsat'95, Paris, 1995, pp. 945-951.

Justo J.L., Delgado A., Ruiz J. (1984) The influence of stress-path in the collapse-swelling of soils at the laboratory. Proceedings of the 5th international conference on expansive soils, Adelaide, pp. 67-71.

Justo J.L., Saetersdal R. (1981) Design parameters for special soil conditions. General Report, Proceedings of the 7th european conference in soil mechanics and foundation engineering, Brighton, vol. 5, pp. 127-158.

Kassif G., Komornik A., Wiseman G., Zeitlen J.G. (1965) Studies and design criteria for structures on expansive clays. International Research and Engineering Conference on Expansive Clays, College Station, TX.

Kassif G. Baker R. **(1969)** Swell pressure measured by uni- and triaxial techniques. Proceedings of the 7th International conference on soil mechanics and foundation engineering, Mexico, 1969, Vol. 1, pp. 215-218.

Katti R.K., Katti A.R.(1994) Behaviour of saturated expansive soil and control methods. A.A. Balkema/Rotterdam, pp. 1132.

Khaddaj S. **(1992)** Etude en laboratoire du gonflement de l'argile des Flandres. Canadian Geotechnical Journal, 29, pp. 1060-1070.

Khalili N., Khabbaz M.H (1995) On the theory of three-dimensional consolidation in unsaturated soils. Proc. Of the 1st Conference on Unsaturated Soil, Unsat'95, Paris, vol. 2, pp. 745-750.

Khalili N., Khabbaz M.H (1995) The effective stress concept in unsaturated soils. Report No. R-360. Sydney, The University of New South Wales.

Khalili et Khabbaz (1998) A unique relationship for χ for the determination of the shear strength of unsaturated soil. Géotechnique. Vol 48, No 5, pp. 681-687.

Kiehl J.R. (1990) Ein dreidimensionales Quellgesetz und seine Anwendung auf den Felshohlraumbau. Proceeding of the 9th Nat. Felsmechanik Symp. Aachen, Allemagne. pp. 185-207.

Komornik, A., David D. **(1969)** Prediction of swelling pressure of clays. Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Divison, ASCE, Vol. 95, n°1, pp. 209-225.

Kormi T. (2003) Modélisation numérique du gonflement des argiles non saturées. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 153 pages.

Kormi T., Magnan, J.P. (2003) Some remarks about the initial states for FE analyses of unsaturated soils. Proceeding of UNSAT-ASIA 2003.

Laloui L., Klubertanz G., Vulliet L (2003) Solid-liquid-air coupling in multiphase porous media. International Journal For Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. Vol. 24, pp. 183-206.

Lambe T. W., Whitman R.V. (1959) The role of effective stress in the behavior of expansive soils, Quarlerly, Colorado School of Mines, vol. 54, no. 4, pp. 33-60.

Lambe, T. W., Whitman R.V. (1979) Soil Mechanics. New York, NY: John Wiley & Sons, 553 pages.

Lee Y.L. (1994) Prise en compte des non-linéarités de comportement des sols et des roches dans la modélisation du creusement d'un tunnel**.** Thèse de doctorat, École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 310 pages.

Le Roux A. (1976) Classification des différentes textures de roches argileuses et marneuses en relation avec leur comportement. Bulletin de liaisons de Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° special V F , pp. 39-48.

Liakopoulos A.C. (1965) Transient flow through unsaturated porous media. Thèse de doctorat, Université de Californie, 216 pages.

Li X.L (2000) Comportement hydromécanique des sols fins : de l'état saturé à l'état non saturé. Thèse de doctorat, Faculté des Sciences Appliquées, Université de Liège, 351 pages.

Lu Y. (1969) Swell properties of desiccated Regina Clay, M.Sc. Thèse de doctorat, Department of Civil Engineering, University of Saskatchewan, Saskatoon, 135 pages.

Magnan D. (1993) Caractérisation in situ des sols gonflants : l'essai Expansol. Thèse de Doctorat, Université J. Fourier, Grenoble 190 pages.

Mariotti M. (1976) Le gonflement des sols argileux surconsolidés (aspect du phénomène –influence sur les structures – précautions à envisager), Mines et Géologies, no 39, Rabat, pp. 13-28.

Matyas E.L. (1969) Some properties of two expansive clays from western Canada. Proceedings of the 2nd International conference on Clay Soils, Texas A&M Univ, pp. 263-278.

Matyas E.L., Radhakrishna H.S. (1968) Volume change characteristics of partially saturated soils. Géotechnique, vol. 18., no 4, pp. 432-448.

Mezazigh S., Levacher D., Garnier J. (1998) Étude expérimentale de l'effect de la proximité d'un talus sur les courbes de reaction P-Y des pieux charges latéralement. Revue Française de Géotechnique, no. 82, pp. 73-82.

Mesri G, Pakbaz M.C., Cepeda-Diaz A.F. (1994) Meaning, measurement and field application of swelling pressure of clays shales. Géotechnique, vol. 44, no. 1, pp. 129-145.

Mestat Ph. (1993) Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis. Rapport des laboratoire, Série géotechnique, GT 52, Laboratoire Central des Ponts et Chassées, 193 pages.

Mestat Ph. (1993) Description de la programmation du module de résolution CSNS. Rapport interne, Laboratoire Central des Ponts et Chassées.

Michell J.K. **(1976)** Fundamentals of soil behavior. John Wiley and Sons, Inc. 422 pages.

Morgenstern N.R. (1979) Contribution to Panel Discussion, Session IV, Properties of compacted soils, Proceedings of the 6th Pan-American conference on soil mechanics and foundation engineering, vol. 3, pp. 349-354.

Morgenstern N.R., Balasubramanian B. (1980) Effects of pore fluid on the swelling of clay shale. Proceedings of the 4th international conference on expansive soils, Denver, vol. 1, pp. 195-205.

Mrad M. (2005) Modélisation du comportement hydraulique des sols gonflants non saturés. Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine, 245 pages.

Nanda A. (1989) Finite element analysis of unsaturated coupled flow and deformation. Rapport CERMES, École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 18 pages.

Nielsen D.R., Biggar Y.W. (1961) Measuring capillary conductivity. Journal of Soil Science 92, pp. 192-193.

Nielsen D.R., Genuchten M.Th., Biggar J.W. (1986) Water flow and solute transport processes in the unsaturated zone. Water Resources Research. 22(9)., pp. 89S-108S.

Noble C.A. (1966) Swelling measurements and prediction of heave for lacustrine clay. Canadian Geotechnical Journal, vol. 3, no. 1, pp. 32-41.

Ofer Z., Blight G.E. (1985) Measurement of swelling pressure in the laboratory and in situ, Transportation Research Record, 1032, pp. 15-22.

Olivella S., Gens A., Carrera J., Alonso E.E. (1996) Numerical formulation for a simulator (Code_Bright) for the coupled analysis of saline media. Engineering Computations. Vol. 13, No 7, pp. 87-112.

Osman M.A., El Sharief A.M. (1987) Field and laboratory observations of expansive soil heave. Proceedings of the 6th international conference on expansive soils, New Dehli, pp. 105-110.

Palit R.M. **(1953)** Determination of swelling pressure of Black Cotton Soil - A method. Proceedings of the 5th international conference on soil mechanics and foundation engineering, Zurich, pp.170-172.

Parcevaux P. (1980) Étude microscopique et macroscopique du gonflement de sols argileux. Thèse de doctorat, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris, Paris, 266 pages.

Pidgeon J.T. (1987) The prediction of differential heave for design of foundations in expansive soil areas. Proceedings of the 9th African Regional Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Lagos, pp. 117-128.

Porter A.A., Nelson J.D. (1980) Strain controlled testing of expansive soils. Proceedings of the 4th International conference on expansive soils, Denver, vol. 1, pp. 34-44.

Pousada E. (1984) Deformabilidad de arcillas expansivas bajo succion controlada. Doctoral Thesis, Universidad Politecnica de Madrid, Spain. 210 pages.

Rampino C., Mancuso C., Vinale F. (1999) Laboratory testing on an unsaturated soil: equipment, procedures, and first experimental results. Canadian Geotechnical Journal, vol. 36, no 1., pp. 1-12.

Rampino, C., Mancuso, C., Vinale, F. (2000) Experimental behaviour and modelling of an unsaturated compacted soil. Canadian Geotechnical Journal, vol. 37, no. 3, pp.748-763.

Ranganatham B.V., Satyanarayan B. (1965) A rational method of predicting swelling potential for compacted expansive clays. Proceedings of the 6th international conference of soil mechanics and foundation engineering, Montréal, vol. 1, pp. 92-96.

Reiffsteck Ph. (1999) Les sols gonflants en Génie Civil. Rapport interne, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 115 pages.

Richard L.A. (1931) Capillary conduction of liquids through porous medium. Physics 1., pp. 318-333.

Richard B.G., Chan C.Y (1969) Prediction of pore pressures in earth dams Proceedings of the 7th international conference on soil mechanics and foundation engineering, Mexico, vol. 2, pp. 355-362.

Rifa'I A., Vulliet L., Laloui L. (2002) Simplified constitutive modelling of the behaviour of unsaturated soil. Proc. of the second Biot Conf. On Poromechanics, Grenoble, France, Eds Auriault et al., 2002. pp. 299-305.

Robert A., Fabre D. (1987) Rapport sur le gonflement. Comité Français de Mécanique des Roches - Groupe de Travail : Rupture en souterrain.

Robinet J.C. Pasquiou A. (1998) Études des transferts hydriques entre le massif argileux et les excavations dans un laboratoire souterrain pour le stockage de déchets radioactifs Essai Phebus. Commission européenne.

Roscoe K.H., Burland J.B. (1968) On the generalized stress-strain behaviour of the 'wet' clay. In: Heyman, J., Leckie, F.A. (Eds), Engineering Plasticity, Cambridge University Press, Cambridge, pp. 535-609.

Salas J.A.J., Serratosa J.M. (1957) Foundations on swelling clays. Proceedings of the 4th international conference on soil mechanics and foundation engineering, London, vol. 1, pp. 424-428.

Salas J.A.J., Serratosa J.M. (1957) Foundations on swelling clays. Proceedings of the 4th international conference on soil mechanics and foundation engineering, London, vol. 1, pp. 424-428.

Schrefler B.A., Zhan X. (1993) A fully coupled model for water flow and air flow in deformable porous media. Water Resources Research. 29, pp. 155-167.

Scott R.F. (1963) Principles of soil mechanics, Massachusetts : Addison-Wesley.

Seed H.B., Mitchell J.K., Chan C.K. (1962) Studies of swell and swelling pressure characteristics of compacted clays. HBR Bull, vol. 313, pp. 12-39.

Seed H.B., Woodward R.J., Lundgren R. **(1962)** Prediction of swelling potential for compacted clays. Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, vol. 88, n. 3, pp. 53-87.

Serratrice J.F., Soyez B. **(1996)** Les essais de gonflement. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, no 204, pp. 65-85.

Shanker N.B., Rao A.S., Swamy A.S.R. (1982) Swelling behaviour of undisturbed and remolded samples of black cotton clay. Indian Geotechnical Journal, vol. 12, no.2, pp. 152-159.

Shuai F. (1996) Simulation of swelling pressure measurements on expansive soils. Thèse de doctorat, University de Saskatchewan, Saskatoon, Canada, 228 pages.

Skempton A.W. (1954) The pore pressure coefficients, A and B, Géotechnique, vol. 4., no. 4., pp. 143-147.

Skempton A.W. Brown J.D. (1961) Landslip in boulder clay at Selset, Yorkshire, Géotechnique, vol. 11., no. 4., pp. 280-293.

Sridharan A., Jayadeva M.S. (1982) Double layer theory and compressibility of clays. Géotechnique, 32, n°2, pp. 133-144.

Sridharan A., Prakash K. (2000) Classification procedures for expansive soils. Proc. Instn. Civ. Engrs. Geotech**.** Engng, 2000, pp. 235-240.

Sridharan A., Rao A.S., Sivapullaiah V. **(1986)** Swelling pressure of clays. Geotechnical Testing Journal, vol. 9, no 1, Mars 1986, pp. 24-33.

Steiner W. (1993) Swelling Rock in Tunnels : Rock characterisation, effect of horizontal stresses and construction procedures. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech., vol. 30, no. 4, pp. 361-380.

Sullivan R.A., McLelland B. (1969) Predicting heave of buildings on unsaturated clays. Proceedings of the 2nd International conference on expansive clays soils, Texas A&M Univ, pp. 404-420.

Thomas H.R., He Y. (1998) Modelling the behaviour of unsaturated soil using an elastoplastic constitutive model. Géotechnique, vol. 48, no. 5, pp. 589-603.

Topp G.C., Miller E.E. (1966) Histeretic moisture characteristics and hydraulic conductivities for glass bead media. Soil Sciences Society American Preceding. 30, pp. 156-162.

Tourenq C., Tran N.L. (1989) Mise en évidence des argiles par l'essai au bleu de méthylène. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, no. 159, pp. 79-92.

Tran N.L. (1977) Un nouvel essai d'identification des sols : l'essai au bleu de méthylène. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, no. 88, pp. 136-137.

Trenter N.A. (1993) Expansive clay soils and their effects on a factory building in the Sudan. Proceedings of the 1st International Symposium on Engineering Characteristics of Arid Soils, London, 1994, pp. 429-433.

Zerhouni M.I. (1991) Rôle de la pression interstitielle négative dans le comportement des sols-Applications aux routes. Thèse de Doctorat, Ecole Centrale de Paris, Châtenay-Malabry, France. 280 pages.

Zerhouni M.I. (1995) Essais triaxiaux utilisant des psychromètres. Proceedings of the 1st international conference on unsaturated soils, Unsat'95, Paris, 1995, vol. 2, pp 673-678.

Vachaud G., Gaudet J.P., Kuraz E. (1974) Air and water flow during ponded infiltration in a bounded column of soil. Journal of hydrology, 22, pp. 89-108.

Van der Merwe D.H., Hugo F., Steyn A.P. (1980) The pretreatment of clay soils for road construction. Proceeding of the 4th international conference of expansive soils, Denver, vol. 1., pp. 361-382.

Vicol T. (1990) Comportement hydraulique et mécanique d'un sol fin non saturé. Application à la modélisation. Thèse de doctorat, Ecole nationale des Ponts et Chaussées, CERMES, Paris, 257 pages.

Vijayvergiya V.N., Ghazzaly O.I. (1973) Prediction of swelling potential for natural clays. Proceeding of the 3rd international conference of expansive soils, vol. 1, Haïfa, pp. 227-236.

Vilar O.M. (1995) Suction controlled odometer on compacted clay. 1st International Conference on Unsaturated Soils, Paris, pp 201-206.

Voïnovitch I.A. (1971) L'analyse minéralogique des sols argileux. Eyrolles, 93 pages.

Windal T. (2001) Étude en laboratoire du gonflement des sols : mise au point d'un œdomètre flexible et étude du gonflement tridimensionnel. Thèse de doctorat, Université des sciences et technologie de Lille, 128 pages.

Weston D.J. (1980) Expansive roadbed treatment for southern Africa. Proceedings of the 4th International conference on expansive soils, Denver, vol. 1., pp. 339-360.

Williams A.A.B., Donaldson G.W. (1980) Building on expansive soils in South Africa. Proceeding of the 4th International Conference of Expansive Soils, Denver, pp. 834-844.

Wittke W. **(1979)** Fundamentals for the design and construction of tunnels in swelling rock. 4th International Congress on Rock Mechanics, Montreux.

Wittke W. **(1990)** Rock Mechanics : Theory and Applications with Case Histories. Springer-Verlag, pp. 318-322.

Wheeler, Sivakumar (1995) An elasto-plastic critical state framwork for unsaturated soil. Géotechnique, vol. 45, No. 1, pp. 35-53.

Wone M. (1995) Contribution à la modélisation du comportement hydrique et mécanique des remblais routiers en matériaux fins. Thèse de doctorat, École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 210 pages.

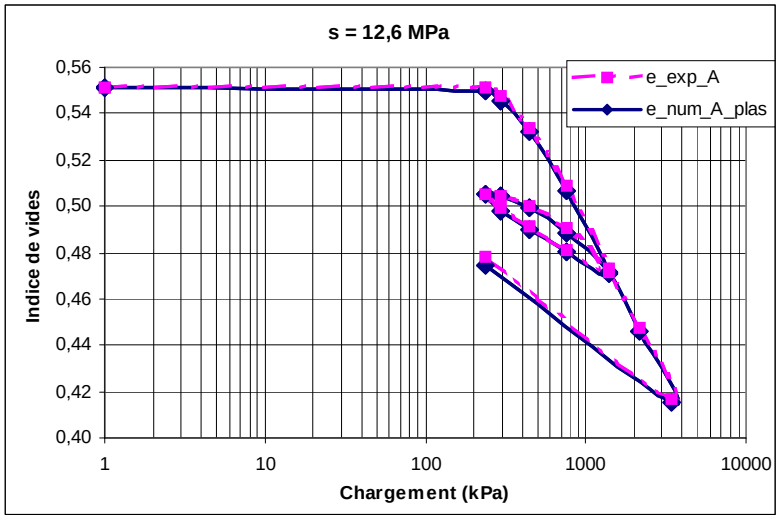
Wone M., Magnan J.P. (1999) Calcul en éléments finis des déformations des sols non saturés : équations et exemples. Revue Française de Géotechnique, n° 87, pp.17-26.

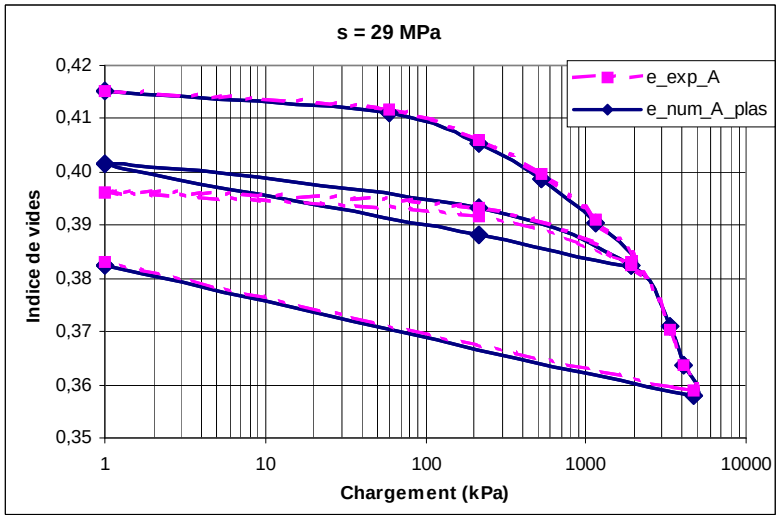
Yasufuku N., Murata H., Hyodo M. (1991) Yield characteristics of anisotropically consolidated sand under low and high stresses. Soils and Foundations, vol. 31, No. 1, pp. 95-109.

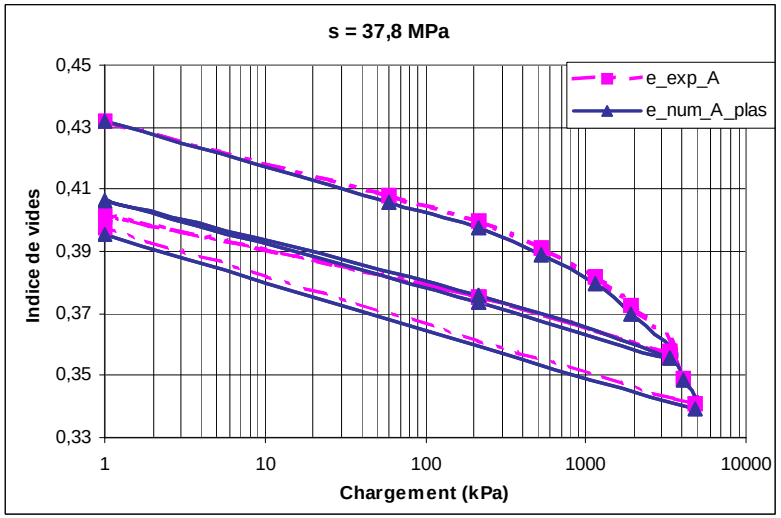
Yong R.N., Japp R.D. (1971) Shear strength of partially saturated clays. Proceedings of the 4th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Bangkok, 2/21., pp. 183-187.

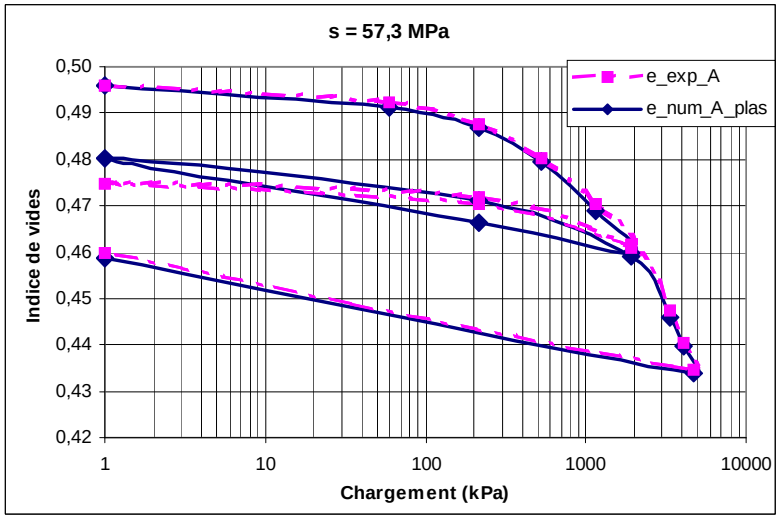
Yoshimi Y. Osterberg J.O. (1963) Compression of partially saturated cohesive soils. ASCE. Soil Mechanics and Foundations Division Journal. Vol. 89., no SM4., pp 1-24.

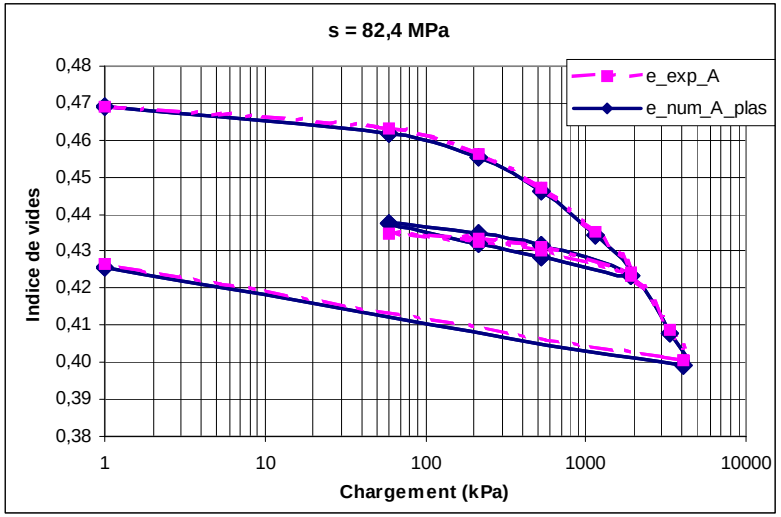
ANNEXE 1. Comparaison entre les résultats de calculs et les résultats d'essais

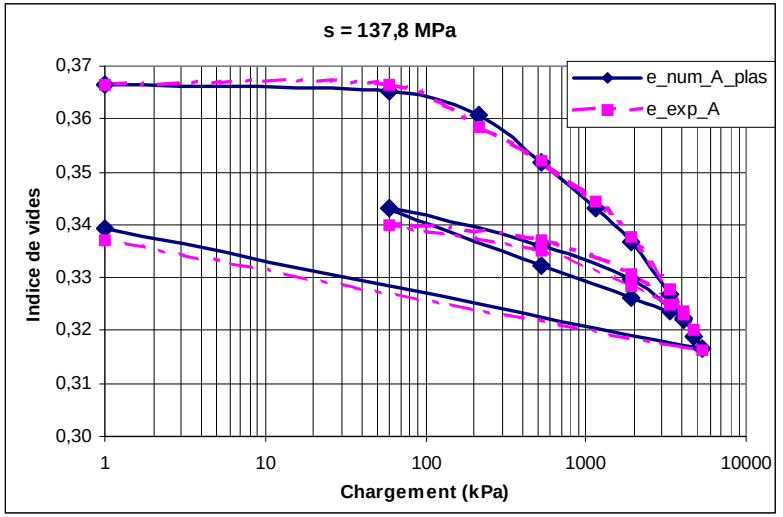


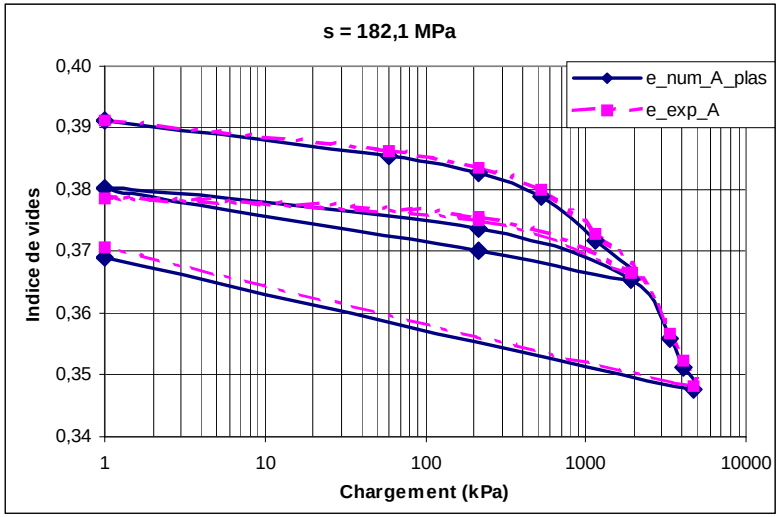


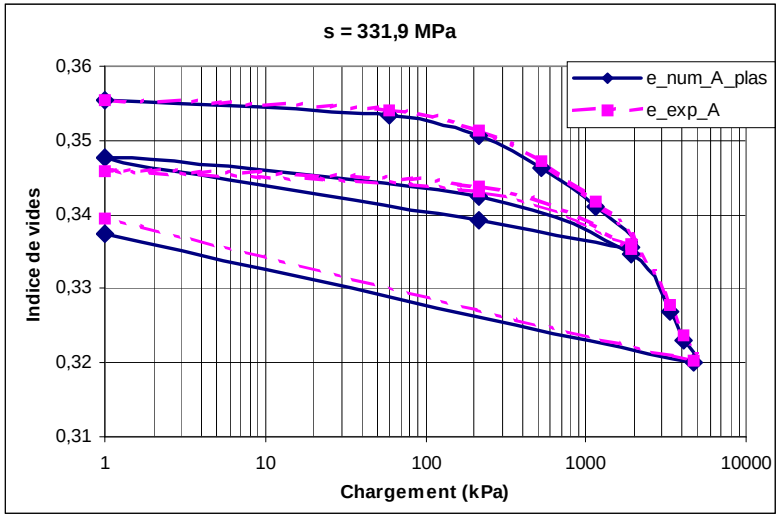


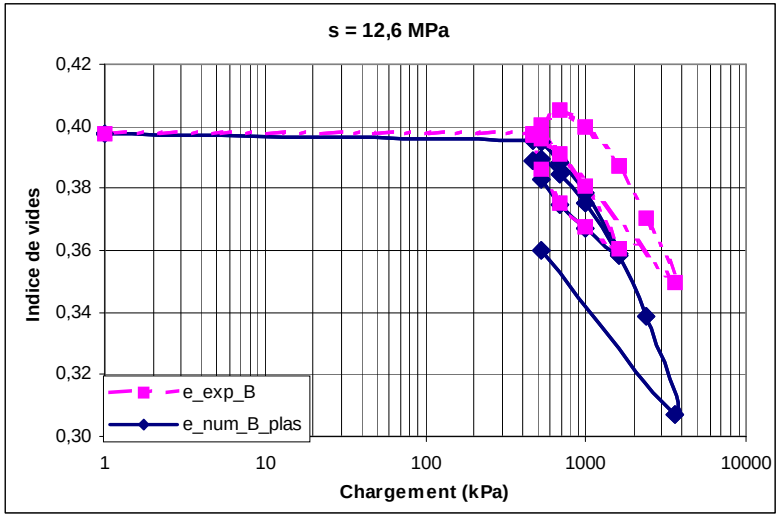


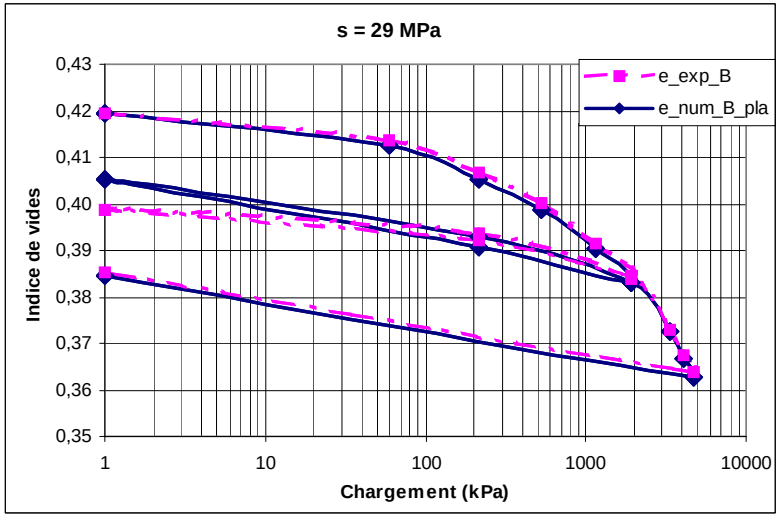

s = 82,4 MPa
e_exp_A
e_num_A_plas
Indice de vides
0,48
0,47
0,46
0,45
0,44
0,43
0,42
0,41
0,40
0,39
0,38
1
10
100
1000
10000
Chargement (kPa)

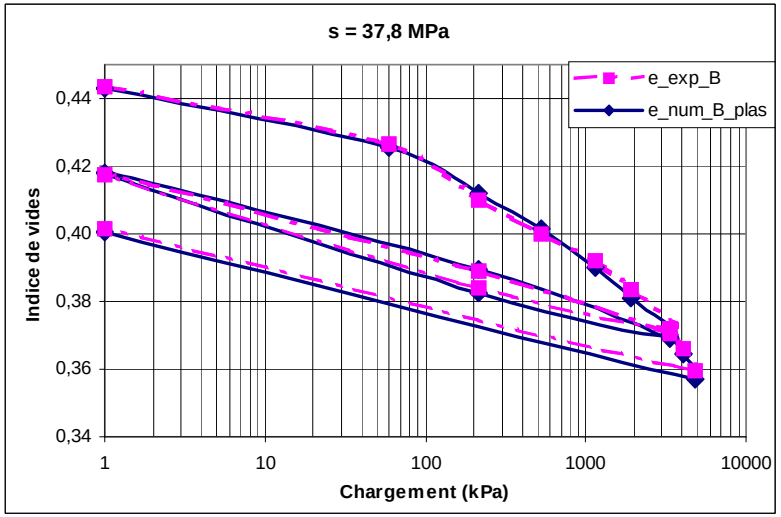

s = 137,8 MPa
e_num_A_plas
e_exp_A
Indice de vides
0,37
0,36
0,35
0,34
0,33
0,32
0,31
0,30
1
10
100
1000
10000
Chargement (kPa)

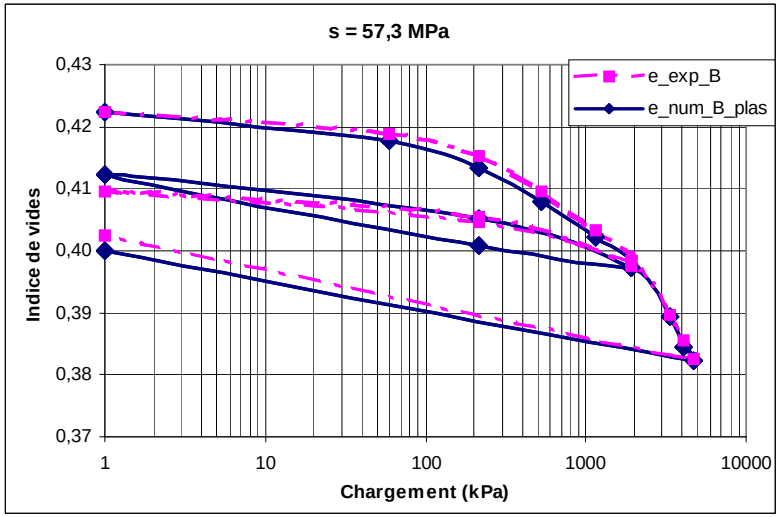

s = 182,1 MPa
e_num_A_plas
e_exp_A
Indice de vides
0,40
0,39
0,38
0,37
0,36
0,35
0,34
1
10
100
1000
10000
Chargement (kPa)

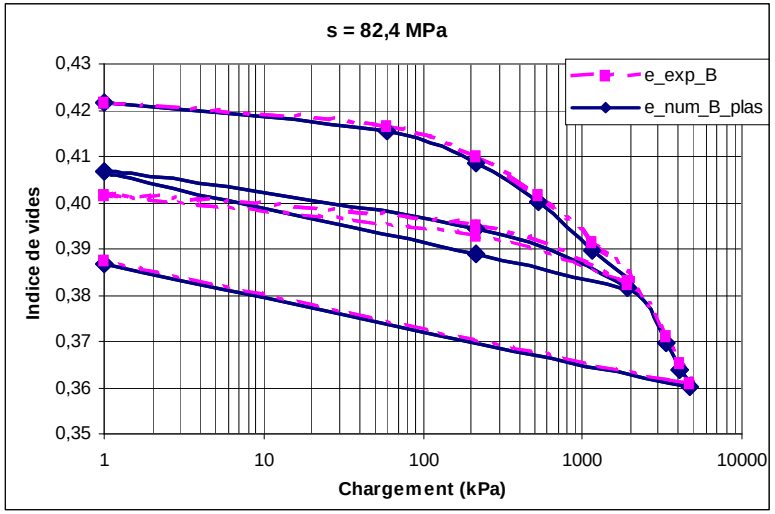

s = 331,9 MPa
e_num_A_plas
e_exp_A
Indice de vides
0,36
0,35
0,34
0,33
0,32
0,31
1
10
100
1000
10000
Chargement (kPa)

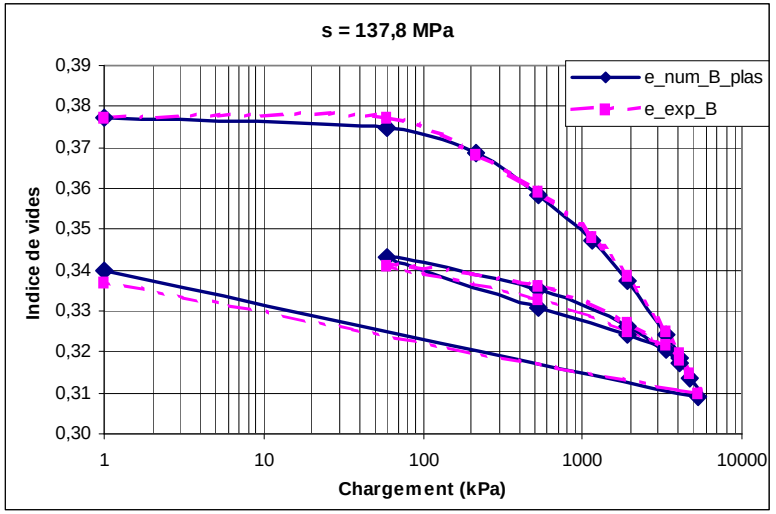

s = 12,6 MPa
Indice de vides
0,42
0,40
0,38
0,36
0,34
0,32
0,30
1
10
100
1000
10000
Chargement (kPa)
e_exp_B
e_num_B_plas

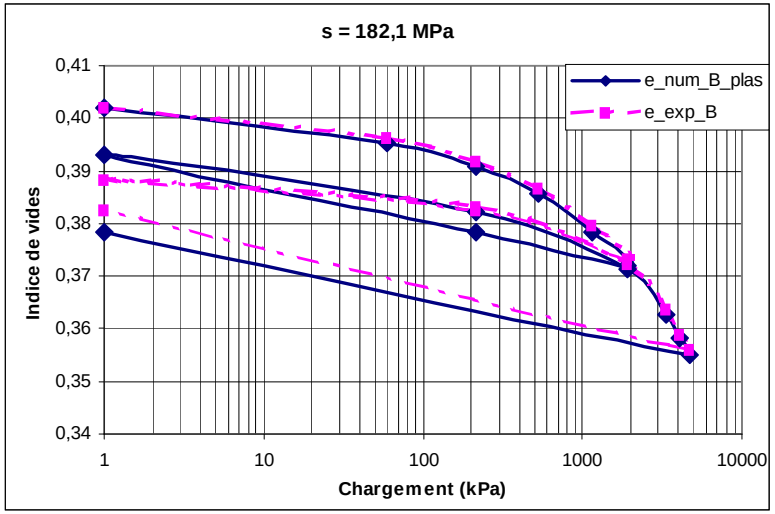

s = 29 MPa
Indice de vides
0,43
0,42
0,41
0,40
0,39
0,38
0,37
0,36
0,35
1
10
100
1000
10000
Chargement (kPa)
e_exp_B
e_num_B_pla

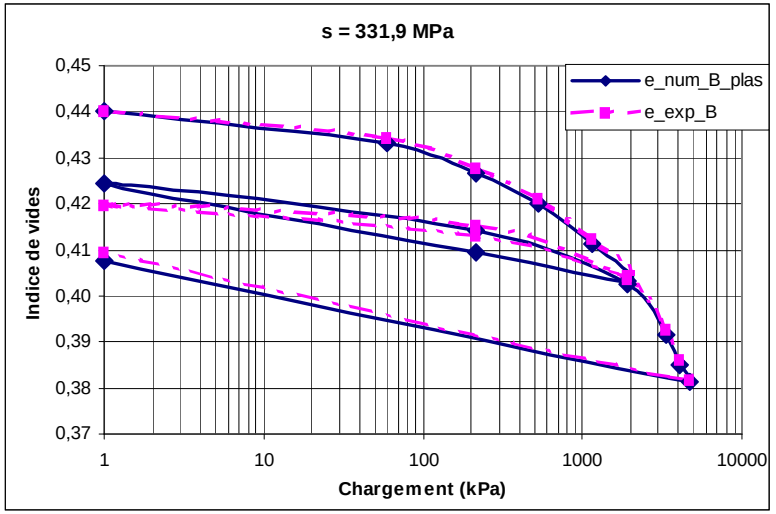

s = 37,8 MPa
Indice de vides
0,44
0,42
0,40
0,38
0,36
0,34
1
10
100
1000
10000
Chargement (kPa)
e_exp_B
e_num_B_plas


s = 57,3 MPa
Indice de vides
0,43
0,42
0,41
0,40
0,39
0,38
0,37
1
10
100
1000
10000
Chargement (kPa)
e_exp_B
e_num_B_plas


s = 82,4 MPa
e_exp_B
e_num_B_plas
Indice de vides
0,43
0,42
0,41
0,40
0,39
0,38
0,37
0,36
0,35
1
10
100
1000
10000
Chargement (kPa)


s = 137,8 MPa
e_num_B_plas
e_exp_B
Indice de vides
0,39
0,38
0,37
0,36
0,35
0,34
0,33
0,32
0,31
0,30
1
10
100
1000
10000
Chargement (kPa)


s = 182,1 MPa
e_num_B_plas
e_exp_B
Indice de vides
0,41
0,40
0,39
0,38
0,37
0,36
0,35
0,34
1
10
100
1000
10000
Chargement (kPa)


s = 331,9 MPa
e_num_B_plas
e_exp_B
Indice de vides
0,45
0,44
0,43
0,42
0,41
0,40
0,39
0,38
0,37
1
10
100
1000
10000
Chargement (kPa)

OBSERVATION ET MODÉLISATION D'OUVRAGES EN TERRE SOUMIS À DES PROCESSUS DE SÉCHAGE ET D'HUMIDIFICATION

Résumé

Les remblais argileux sont fréquemment exposés à des cycles de séchage et d'humidification. Ce mémoire analyse les effets de ces cycles sur le comportement observé de deux ouvrages expérimentaux en sols argileux non saturés. Les sols ont été caractérisés en laboratoire, puis le comportement des remblais a été modélisé en éléments finis (module CSNS de CESAR-LCPC). Les développements numériques effectués pour améliorer la modélisation numérique de la consolidation des sols non saturés ont été validés.

Mots Clés : Sol non saturé – Argile - Remblai expérimental – Succion - Modèle numérique - Éléments finis – Couplage – Écoulement – Eau – Air - Modèle d'Alonso- CESAR-LCPC.

OBSERVATION AND MODELLING OF EARTH STRUCTURES SUBMITTED TO DRYING AND WETTING PROCESSES

Abstract

Clayey fills are frequently submitted to drying and wetting cycles. The effects of such cycles on the observed behaviour of two experimental earth structures made of unsaturated clayey soils, is analysed. The soils were characterised by means of laboratory tests, then a finite element analysis of the mechanical behaviour of the embankments was performed, by using the CSNS programme of CESAR-LCPC. The numerical developments aimed at improving the numerical capabilities of the FE programme for the consolidation of unsaturated soils were checked against other solutions and test results.

Key-Words: Unsaturated soil – Clay – Experimental embankment – Suction – Numerical model – Finite elements – Coupling – Seepage – Water – Air – Alonso model - CESAR-LCPC.