



UNIVERSITÉ DE LIÈGE  
FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES

---

ÉTUDE DES EFFETS DU  
SÉCHAGE-HUMIDIFICATION SUR DES SOLS  
ARGILEUX

---

Travail de fin d'études réalisé en vue de l'obtention du grade de  
master "Ingénieur Civil des Constructions"

**Auteur :**  
LANCKOHR Sophie

**Promoteur :**  
FRANÇOIS Bertrand  
**Membres du jury :**  
COLLIN Frédéric  
BROUYÈRE Serge

Année académique 2022-2023





# Remerciements

Je souhaite exprimer ma profonde gratitude envers toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de mon travail de fin d'études, ainsi qu'à celles qui m'ont encouragé tout au long de mon parcours universitaire.

Je tiens tout d'abord à remercier chaleureusement mon promoteur, Bertrand FRANÇOIS, pour son expertise et son suivi qui m'ont permis de développer et d'orienter ma réflexion. Son soutien, sa grande patience et ses conseils éclairés ont été d'une importance cruciale pour m'aider à mener à bien ce travail de fin d'études. Il est important de souligner sa disponibilité sans faille, toujours avec le sourire, qui a été essentielle pour m'aider à avancer dans mes recherches, à y voir plus clair et à progresser. Grâce à tout cela, j'ai pu rendre un travail dont je suis fier.

Je voudrais également remercier les membres de mon jury, Frédéric COLLIN et Serge BROUYÈRE, pour l'attention, l'intérêt et le temps qu'ils ont consacrés à la lecture et à l'évaluation de ce travail.

Je souhaite aussi exprimer ma reconnaissance envers Pierre ILLING, membre du laboratoire de géotechnologie, pour son aide, sa disponibilité et le partage de ses connaissances dans la réalisation des essais que j'ai dû mener dans le cadre de ce travail.

Un grand merci au doctorant Hesam EBRAHIMISADR pour son aide dans la réalisation des essais, ainsi que le partage de ses connaissances sur les sols étudiés. Je tiens également à remercier la doctorante Sophie DE KOCK pour les conseils avisés qu'elle m'a prodigués lors d'une présentation d'avancement.

Je remercie également mes amis, et plus particulièrement Manon PIRON et Anouchka DIETTE, pour leur bonne humeur, leur enthousiasme et leur motivation tout au long de ce travail, ainsi que pendant ces deux années de master. Ces années n'auraient pas été les mêmes sans vous et tout nos vœux jusqu'à pas d'heure. Je tiens également à faire un clin d'oeil à Eliott THOMMES, cette nouvelle rencontre qui m'a permis de m'évader de ce travail grâce à nos discussions atypiques.

Enfin, mes remerciements vont tout naturellement à ma famille pour leur encouragement et leur soutien infaillible sans quoi ce travail n'aurait jamais vu le jour. Je tiens à mentionner en particulier ma soeur Rosalie pour son aide dans la réalisation de ma bibliographie, et ma maman Marie-Jeanne pour la tranquillité qu'elle a pu m'apporter.

Sophie.

# Résumé

La sécheresse des sols argileux, un phénomène complexe et insidieux, représente un défi considérable pour les ingénieurs civils, les géologues et les urbanistes du monde entier. Ce phénomène, souvent sous-estimé mais aux conséquences potentiellement dévastatrices, se manifeste par une diminution significative du contenu en eau des sols argileux, entraînant des répercussions dramatiques sur la stabilité des fondations des structures construites.

Les sols argileux, en raison de leur composition fine et de leurs propriétés particulières, sont répandus dans de nombreuses régions du globe. Cependant, lorsque ces sols sont exposés à des conditions de sécheresse, leur comportement mécanique peut être radicalement altéré. L'argile, qui constitue la matrice principale de ces sols, a la capacité d'adsorber et de retenir l'eau, ce qui la rend sensible aux fluctuations du taux d'humidité. La succion, résultant de la tension capillaire générée par la sécheresse, devient alors un facteur essentiel dans ce processus de changement de comportement.

Ce mémoire s'attache à explorer les mécanismes de la sécheresse des sols argileux, en mettant particulièrement l'accent sur le concept de succion et son influence significative sur la capacité portante des sols et le tassement des fondations. Pour atteindre cet objectif, ce travail est structuré en trois grandes parties.

La première partie de ce mémoire consiste en une étude de la littérature existante, visant à établir une mise en contexte et à présenter un état de l'art. La mise en contexte explore les caractéristiques des argiles ainsi que les phénomènes de retrait et de gonflement qui leur sont associés. L'état de l'art se penche quant à lui sur le comportement mécanique et hydrique des sols non saturés, en abordant notamment le concept de succion et les différentes techniques permettant de l'imposer.

La deuxième partie de ce mémoire se focalise sur l'étude expérimentale menée sur trois types de sols argileux. Le premier objectif est d'induire différents niveaux de succion au sein des échantillons de sol et d'étudier leur comportement hydrique. Ensuite, des essais de compression simple sont réalisés dans le but d'étudier la résistance et la rigidité des sols soumis à diverses valeurs de succion. Enfin, des essais de cisaillement direct sont effectués sur des échantillons de sol saturé, dans l'objectif de déterminer le critère de rupture, indépendamment du niveau de succion. Tout cela est entrepris dans le but de calibrer la contrainte effective, qui dépend de la succion et qui constitue un élément clé de la mécanique des sols non saturés. Cette partie inclut la présentation des types de sols, la méthodologie des essais, ainsi que la présentation et l'analyse des résultats.

La dernière partie, qui clôture ce travail, est dédiée à l'étude de cas pratiques où la contrainte effective est appliquée de manière théorique pour évaluer le rôle de la désaturation d'un sol, et par conséquent de la succion, sur le comportement d'une fondation en termes de capacité portante et de tassement.

**Mots-clés :** Argile, Phénomène de retrait et de gonflement, Sols non saturés, Succion, Processus de séchage, Courbes de rétention d'eau, Contrainte effective généralisée, Capacité portante, Tassement.

# Abstract

The drought of clayey soils, a complex and insidious phenomenon, poses a significant challenge for civil engineers, geologists, and urban planners worldwide. This phenomenon, often underestimated but with potentially devastating consequences, is characterized by a significant decrease in the water content of clayey soils, leading to dramatic impacts on the stability of built structures' foundations.

Clayey soils, due to their fine composition and unique properties, are widespread in many regions of the globe. However, when these soils are exposed to dry conditions, their mechanical behavior can undergo significant alterations. Clay, which forms the primary matrix of these soils, has the capacity to adsorb and retain water, rendering it sensitive to fluctuations in moisture levels. Consequently, suction, resulting from capillary tension induced by drought, becomes a crucial factor in this behavior-changing process.

This master thesis aims to explore the mechanisms of clayey soil drought, with a particular focus on the concept of suction and its significant influence on the bearing capacity of soils and foundation settlement. To achieve this objective, this work is structured into three main parts.

The first part of this master thesis involves a review of existing literature, aiming to establish context and present a state of the art. The contextualization explores the characteristics of clays as well as the phenomena of shrinkage and swelling associated with them. The state of the art studies the mechanical and hydraulic behavior of unsaturated soils, including the concept of suction and various techniques used to control it.

The second part of this master thesis focuses on the experimental study conducted on three types of clayey soils. The initial goal is to induce varying levels of suction within soil samples and study their hydraulic behavior. Subsequently, simple compression tests are carried out to investigate the strength and stiffness of soils subjected to different suction levels. Finally, direct shear tests are conducted on saturated soil samples to determine the failure criterion independently of the suction level. All of this is undertaken with the aim of calibrating the effective stress, which depends on suction and is a key element in the mechanics of unsaturated soils. This section includes the presentation of soil types, the testing methodology, as well as the presentation and analysis of the results.

The final part, which concludes this work, is devoted to the study of practical cases where effective stress is theoretically applied to assess the role of soil desaturation, and consequently, suction, on the behavior of a foundation in terms of bearing capacity and settlement.

**Keywords :** Clay, Shrinkage and swelling phenomena, Unsaturated soils, Suction, Drying process, Water retention curve, Generalized effective stress, Bearing capacity, Settlement.

# Table des matières

<b>1</b>	<b>Introduction</b>	<b>1</b>
1.1	Introduction générale . . . . .	1
1.2	Objectif du travail . . . . .	1
1.3	Plan du travail . . . . .	2
<b>2</b>	<b>Mise en contexte</b>	<b>3</b>
2.1	Généralité sur les sols . . . . .	3
2.2	Les argiles . . . . .	6
2.3	Phénomènes de retrait-gonflement . . . . .	10
2.4	Dommages sur les ouvrages géotechniques . . . . .	13
2.5	Mesure préventive et corrective . . . . .	15
2.5.1	Actions prises sur l'environnement proche . . . . .	15
2.5.2	Actions prises sur les fondations et la structure . . . . .	18
<b>3</b>	<b>État de l'art</b>	<b>21</b>
3.1	État des sols non saturés . . . . .	21
3.2	Tension superficielle et capillarité . . . . .	22
3.3	Définition de la succion . . . . .	24
3.4	Relation entre l'humidité relative et la succion . . . . .	26
3.5	Techniques expérimentales de contrôle de la succion . . . . .	27
3.5.1	Contrôle par plaque tensiométrique . . . . .	27
3.5.2	Contrôle par translation d'axes . . . . .	28
3.5.3	Technique de contrôle osmotique . . . . .	29
3.5.4	Technique de contrôle par phase vapeur . . . . .	31
3.6	Aspect hydrique . . . . .	32
3.6.1	Courbe de rétention d'eau . . . . .	32
3.6.2	Phénomène d'hystérésis . . . . .	36
3.7	Aspect mécanique . . . . .	38
3.7.1	Sol saturé . . . . .	38
3.7.2	Approche de la contrainte effective généralisée . . . . .	39
3.7.3	Approche des deux variables indépendantes . . . . .	43
3.7.4	Calibration du paramètre $\chi$ . . . . .	44
<b>4</b>	<b>Approche expérimentale</b>	<b>48</b>
4.1	Matériaux utilisés et leurs caractéristiques . . . . .	48
4.2	Préparation des échantillons . . . . .	50
4.3	Tests effectués . . . . .	51
4.3.1	Mode opératoire du contrôle de la succion . . . . .	51
4.3.2	Essai de compression simple . . . . .	52
4.3.3	Essai de cisaillement direct . . . . .	55

---

<b>5</b>	<b>Résultats et interprétation</b>	<b>58</b>
5.1	Contrôle de la succion . . . . .	58
5.1.1	Processus de séchage . . . . .	58
5.1.2	Courbes de rétention d'eau . . . . .	64
5.1.3	Calibration des paramètres de Van Genuchten . . . . .	65
5.1.4	Déformation volumique . . . . .	67
5.2	Cisaillement direct . . . . .	68
5.3	Compression simple . . . . .	71
5.3.1	Contraintes-déformations . . . . .	72
5.3.2	Calibration du paramètre alpha . . . . .	77
5.3.3	Module de Young . . . . .	80
<b>6</b>	<b>Application</b>	<b>83</b>
6.1	Définition du cas pratique . . . . .	83
6.2	Capacité portante . . . . .	84
6.2.1	Notion théorique . . . . .	84
6.2.2	Application au cas pratique . . . . .	85
6.3	Tassement . . . . .	87
6.3.1	Notion théorique . . . . .	87
6.3.2	Premier cas pratique . . . . .	89
6.3.3	Deuxième cas pratique . . . . .	91
<b>7</b>	<b>Conclusion et perspectives</b>	<b>96</b>
7.1	Conclusion . . . . .	96
7.2	Perspectives . . . . .	97
	<b>Bibliographie</b>	<b>98</b>
	<b>Annexe</b>	<b>101</b>
<b>A</b>	<b>Processus de séchage</b>	<b>102</b>
A.1	Courbe de séchage des échantillons C . . . . .	103
A.2	Courbe de séchage des échantillons A et B . . . . .	104
<b>B</b>	<b>Coefficients liés à la capacité portante</b>	<b>105</b>

# Table des figures

2.1	Classification granulométrique belge et internationale (CHARLIER, 2016a) . . . . .	4
2.2	Différents états de consistance (CHARLIER et COLLIN, 2016) . . . . .	5
2.3	Classifications des sols en fonction de l'indice de plasticité (VAN DER AUWERA et HUYBRECHTS, 2018) . . . . .	6
2.4	Structure des argiles (GLOAGUEN et LEFEBVRE, 2007) . . . . .	7
2.5	Tétraèdre de silicium et couche tétraédrique (FLAVIGNY, 2019) . . . . .	7
2.6	Octaèdre d'aluminium et couche octaédrique (FLAVIGNY, 2019) . . . . .	7
2.7	Structure des différentes familles d'argiles (BEAUCHAMPS, 2005) . . . . .	9
2.8	Phénomène de retrait et de gonflement (LES SERVICES DE L'ÉTAT DANS LA MARNE, 2022, décembre 6) . . . . .	10
2.9	Risque de retrait ou de gonflement en fonction de l'indice de plasticité et de la teneur en particules fines ( $< 2 \mu\text{m}$ ) (VAN DER AUWERA et HUYBRECHTS, 2018)	11
2.10	variations saisonnières de la teneur en eau dans un sol argileux (VAN DER AUWERA et HUYBRECHTS, 2018) . . . . .	12
2.11	Zone d'influence d'un arbre (VAN DER AUWERA et HUYBRECHTS, 2018) . . . . .	12
2.12	Désordres possibles au niveau des structures (MINISTÈRE DE L'ÉCOLOGIE, 2007, août 6) . . . . .	14
2.13	Distance minimale et écran anti-racines (VAN DER AUWERA et HUYBRECHTS, 2018) . . . . .	16
2.14	Barrière horizontale étanche (MINISTÈRE DE L'ÉCOLOGIE, 2007, août 6) . . . . .	17
2.15	Systèmes d'assouplissement des raccordements et dispositions à proscrire (HECK, 2017) . . . . .	17
2.16	Reprise en sous-oeuvre par plots alternés (KAZMIERCZAK et al., 2017) . . . . .	18
2.17	Principe de chaînage (HECK, 2017) . . . . .	19
2.18	Désolidarisation de deux parties de structure fondées différemment au moyen d'un joint de rupture (MINISTÈRE DE L'ÉCOLOGIE, 2007, août 6) . . . . .	20
3.1	Schématisation des trois phases du sol (MAGNAN, 1997) . . . . .	21
3.2	Forces sur une molécule d'eau et tension superficielle (DELAGE et CUI, 2000) . . . . .	23
3.3	Remontée capillaire dans un tube (DELAGE et CUI, 2000) . . . . .	23
3.4	Progression de la pénétration de l'air dans un sol granulaire (DELAGE et CUI, 2000) . . . . .	24
3.5	Relation entre l'humidité relative et la succion totale dans un sol (FREDLUND et al., 2012) . . . . .	27
3.6	(DELAGE et CUI, 2000) . . . . .	28
3.7	Appareil de Richards pour le contrôle de succion par translation d'axes (DELAGE et CUI, 2000) . . . . .	28
3.8	Principe de mise en oeuvre de la technique de contrôle osmotique (DELAGE et CUI, 2000) . . . . .	30
3.9	Relation entre la concentration en PEG et la succion (DELAGE et CUI, 2000) . . . . .	30

3.10	Dessiccateur et solution pour le contrôle de succion par phase vapeur (DELAGE et CUI, 2000) . . . . .	31
3.11	Forme générale d'une courbe de rétention d'eau (PAP et al., 2018) . . . . .	34
3.12	Courbe de rétention d'eau de trois sols différents (DELAGE et CUI, 2000) . . . . .	35
3.13	Influence de la plasticité sur la rétention d'eau (DELAGE et CUI, 2000) . . . . .	35
3.14	Courbe de rétention d'eau de Croney (1952) et phénomène d'hystérésis (DELAGE et CUI, 2000) . . . . .	37
3.15	Mécanismes à l'origine du phénomène d'hystérésis (DELAGE et CUI, 2000) . . . . .	38
3.16	Évolution du paramètre $\chi$ en fonction du degré de saturation $S_r$ pour différents types de sol (ILAMPARUTHI et ROBINSON, 2019) . . . . .	42
3.17	Cercle de Mohr exprimé en contrainte totale et en contrainte effective généralisée (GERARD et al., 2015) . . . . .	44
3.18	Degré de saturation en fonction du paramètre de contrainte effective (GERARD et al., 2015) . . . . .	45
3.19	Cercle de Mohr à la rupture pour un essai de compression uniaxiale exprimé en contrainte totale et en contrainte effective (GERARD et al., 2015) . . . . .	46
3.20	Cercle de Mohr obtenu à la rupture à partir des essais de compression uniaxiale. Gauche : référentiel de contrainte totale; Droite : référentiel de contrainte effective (PONCELET et al., 2022) . . . . .	47
4.1	Courbes de distribution granulométrique . . . . .	49
4.2	. . . . .	50
4.3	Dessiccateur contenant les échantillons . . . . .	51
4.4	Appareil pour les essais de compression simple . . . . .	52
4.5	Courbe contrainte-déformation . . . . .	54
4.6	Boîte de Casagrande et appareil de cisaillement direct . . . . .	55
4.7	Principe de l'essai de cisaillement direct (GOLAIRE, 2021) . . . . .	56
4.8	Exemple de résultat obtenu lors d'essai de cisaillement (CHARLIER et COLLIN, 2016) . . . . .	56
4.9	Résultat d'un essai de cisaillement direct dans le plan de Mohr (TISOT, s. d.) . . . . .	57
5.1	Processus de séchage des échantillons C - Évolution de la masse en fonction du temps . . . . .	60
5.2	Processus de séchage des échantillons A et B - Évolution de la masse en fonction du temps . . . . .	63
5.3	Courbes de rétention d'eau pour les échantillons A, B et C des trois sols étudiés	65
5.4	Courbes de rétention d'eau - Ajustement d'une courbe de Van Genuchten sur les données expérimentales . . . . .	66
5.5	Déformation volumique des échantillons A, B et C en fonction de la succion appliquée . . . . .	68
5.6	(a), (c), (e) Évolution de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement relatif - (b), (d), (f) Évolution de la contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale . . . . .	69
5.7	Évolution des paramètres intrinsèques en fonction de l'indice de plasticité . . . . .	71
5.8	Courbes contrainte-déformation obtenues lors des essais de compression simple à différentes succions initiales . . . . .	72
5.9	Courbes contrainte-déformation obtenues lors des essais de compression simple à différentes succions initiales . . . . .	73
5.10	Contraintes maximales obtenue par succion lors des essais de compression simple	74
5.11	Aspect visuel des échantillons avant et après l'essai de compression simple . . . . .	75
5.12	Aspect visuel des échantillons de Tournai avant l'essai de compression simple . . . . .	76

5.13	Paramètre de contrainte effective en fonction du degré de saturation dans les plans normal [(a), (c), (e)] et logarithmique [(b), (d), (f)] . . . . .	78
5.14	Cercle de Mohr à la rupture dans le référentiel de contrainte totale [(a), (c), (e)] et de contrainte effective [(b), (d), (f)] . . . . .	80
5.15	Évolution du module de Young en fonction de la succion . . . . .	81
5.16	Évolution du module de Young en fonction de la contrainte effective - Ajustement d'une loi en puissance sur les données expérimentales . . . . .	82
6.1	Fondation superficielle - Cas fondamental (CHARLIER, 2016b) . . . . .	84
6.2	Évolution de la capacité portante en fonction de la succion . . . . .	86
6.3	Évolution de la capacité portante en fonction de la succion . . . . .	87
6.4	Modèle élastique de Boussinesq (CHARLIER, 2016b) . . . . .	88
6.5	Cas pratique 1 . . . . .	90
6.6	Évolution du tassement en fonction de la succion . . . . .	91
6.7	Cas pratique 2 . . . . .	92
6.8	Évolution de la succion en fonction de la profondeur pour différents temps de séchage . . . . .	93
6.9	Pour différents temps de séchage - Évolution de la contrainte effective en fonction de la profondeur [(a), (c), (e)] Évolution de la déformation en fonction de la profondeur [(b), (d), (f)] . . . . .	94
6.10	Évolution des tassements totaux en fonction du temps de séchage pour les trois sols étudiés . . . . .	95
A.1	Échantillon C - (a), (c), (e) Évolution de la teneur en eau en fonction du temps - (b), (d), (f) Évolution du degré de saturation en fonction du temps - Pour la signification de chaque courbe, voir la légende de la FIGURE 5.1d . . . . .	103
A.2	Échantillon A et B - (a), (c), (e) Évolution de la teneur en eau en fonction du temps - (b), (d), (f) Évolution du degré de saturation en fonction du temps - Pour la signification de chaque courbe, voir la légende de la FIGURE 5.2g . . . . .	104
B.1	Coefficient de portance $N_q$ , $N_c$ et $N_\gamma$ (CHARLIER, 2016b) . . . . .	106
B.2	Termes correctifs liés à la profondeur (CHARLIER, 2016b) . . . . .	107
B.3	Termes correctifs liés à la forme de la fondation (CHARLIER, 2016b) . . . . .	107



# Liste des tableaux

3.1	Sel - humidité relative - succion pour des solutions salines saturées à une température de 20°C (DELAGE et CUI, 2000) . . . . .	32
3.2	Différentes expressions pour décrire les courbes de rétention d'eau (FREDLUND et al., 2011) . . . . .	36
3.3	Différentes formulations de la contrainte effective pour les sols non saturés (ILAMPARUTHI et ROBINSON, 2019; FREDLUND et RAHARDJO, 1993) . . . . .	40
3.4	Différentes expressions du paramètre $\chi$ (MEBARKI, 2020) . . . . .	42
4.1	Caractéristiques géotechniques des trois sols étudiés . . . . .	49
4.2	Tailles des échantillons pour les différents essais . . . . .	50
4.3	Solutions salines utilisées, humidités relatives correspondantes et succions imposées	52
5.1	Paramètres de Van Genuchten les mieux ajustés . . . . .	66
5.2	Cohésion et angle de frottement obtenus sur base du critère de rupture de Mohr-Coulomb . . . . .	70
5.3	Contrainte maximale obtenue par succion et par échantillon lors des essais de compression simple . . . . .	73
5.4	Détermination des paramètres $\chi$ et $S_r$ pour chaque succion de chaque sol . . . . .	77
5.5	Paramètre $\alpha$ . . . . .	78
5.6	Contrainte effective généralisée . . . . .	79
5.7	Module de Young pour chaque succion de chaque sol . . . . .	81
5.8	Paramètres de référence $E_0$ et $\sigma'_0$ , et paramètre $k$ le mieux ajusté . . . . .	82
6.1	Paramètres intrinsèques, coefficients de portance, termes correctifs . . . . .	86
6.2	Tassements totaux obtenus à différents niveaux de succion . . . . .	90
6.3	Tassements totaux obtenus suite à l'application d'un processus de séchage en surface imposant l'humidité relative du laboratoire . . . . .	93

# Liste des symboles/Glossaire

## Mise en contexte

$I_P$	Indice de plasticité	[%]
$w_L$	Limite de liquidité	[%]
$w_P$	Limite de plasticité	[%]

## État de l'art

$\alpha$	Paramètre matériel	-
$\beta'$	Facteur de maintien ou de liaison	-
$\beta$	Facteur statistique	-
$\chi$	Paramètre de contrainte effective ou paramètre de Bishop	-
$\chi_m$	Paramètre de contrainte effective pour la succion matricielle	-
$\chi_s$	Paramètre de contrainte effective pour la succion du soluté	-
$\chi_w$	Fraction molaire de l'eau	-
$\phi$	Angle de frottement	[°]
$\pi$	Pression osmotique	[Pa]
$\psi$	Paramètre compris entre 0 et 1	-
$\rho_w$	Masse volumique de l'eau	[kg/m <sup>3</sup> ]
$\sigma'$	Contrainte effective	[Pa]
$\sigma$	Contrainte totale	[Pa]
$\sigma_1$	Contrainte axiale	[Pa]
$\sigma_3$	Contrainte de confinement	[Pa]
$\sigma_N$	Contrainte normale	[Pa]
$\sigma_s$	Tension superficielle	[N/m]
$\tau$	Contrainte tangentielle	[Pa]
$\theta$	Angle de contact	[°]
$a_e$	Paramètre fonction du sol	-
$C$	Concentration en PEG	[g PEG/g eau]
$c$	Cohésion	[Pa]

$e$	Indice des vides	-
$h_c$	Hauteur de pression capillaire	[m]
$h_m$	Succion matricielle	[cm d'eau]
$h_s$	Succion du soluté	[cm d'eau]
$M$	Masse totale	[kg]
$M_s$	Masse des grains solides	[kg]
$M_w$	Masse d'eau	[kg]
$n$	Paramètre d'ajustement lié au taux de désaturation du sol	-
$n$	Porosité	-
$p''$	Déficit de pression de l'eau des pores	-
$P$	Pression partielle de la vapeur d'eau	[Pa]
$P_0$	Pression de vapeur d'eau saturante	[Pa]
$P_c$	Pression capillaire	[Pa]
$P_r$	Paramètre d'ajustement lié à la valeur d'entrée d'air	-
$R$	Rayon du cercle de Mohr	[Pa]
$r$	Rayon	[m]
$\rho$	Masse volumique	[kg/m <sup>3</sup> ]
$s$	Succion	[Pa]
$s_a$	Succion d'adsorption	[Pa]
$s_c$	Succion capillaire	[Pa]
$s_e$	Succion d'entrée d'air	[Pa]
$s_m$	Succion matricielle	[Pa]
$s_o$	Succion osmotique	[Pa]
$S_r$	Degré de saturation	-
$T$	Température	[K]
$u$	Pression interstitielle de l'eau	[Pa]
$u_a$	Pression de l'air	[Pa]
$u_w$	Pression de l'eau	[Pa]
$V$	Volume total	[m <sup>3</sup> ]
$V_s$	Volume des particules solides	[m <sup>3</sup> ]
$V_v$	Volume des vides	[m <sup>3</sup> ]
$V_w$	Volume d'eau	[m <sup>3</sup> ]
$w$	Teneur en eau	[%]
$w_s$	Teneur en eau saturée	

**Approche expérimentale**

$\Delta H$	Déplacement vertical	[m]
$\Delta U$	Déplacement horizontal	[m]
$\Delta V$	Déplacement vertical	[m]
$\epsilon_a$	Déformation axiale	-
$\sigma_{UCS}$	Contrainte de compression axiale	[Pa]
$A_c$	Section corrigée ou aire de contact	[m <sup>2</sup> ]
$D$	Diamètre	[m]
$E$	Module de Young	[Pa]
$F$	Force axiale	[N]
$H$	Hauteur	[m]
$H_0$	Hauteur initiale	[m]
$N$	Force normale	[N]
$T$	Force tangentielle	[N]

**Résultats et interprétation**

$\epsilon_v$	Déformation volumique	[%]
$\phi_{Max}$	Angle de frottement maximal	[°]
$\phi_{Res}$	Angle de frottement résiduel	[°]
$\rho_s$	Masse volumique des grains	[kg/m <sup>3</sup> ]
$\sigma'_0$	Contrainte effective de référence	[Pa]
$\sigma'_1$	Contrainte effective axiale	[Pa]
$\sigma'_3$	Contrainte effective de confinement	[Pa]
$\sigma_{Max}$	Contrainte de compression maximale	[Pa]
$c_{Max}$	Cohésion maximale	[Pa]
$c_{Res}$	Cohésion résiduelle	[Pa]
$d$	Déplacement	[mm]
$E_0$	Module de Young de référence	[Pa]
$E_{max}$	Module de Young maximal	[Pa]
$k$	Paramètre d'ajustement	-
$M_{s,init}$	Masse de matière solide initiale	[kg]
$M_{th,f}$	Masse théorique finale	[kg]
$M_{Tot,init}$	Masse totale initiale	[kg]

$M_{Tot}$	Masse totale	[kg]
$M_{w,f}$	Masse d'eau finale	[kg]
$M_{w,init}$	Masse d'eau initiale	[kg]
$t_i$	Instant i	-
$w_f$	Teneur en eau finale	[%]
$w_{opt}$	Teneur en eau optimale	[%]

### Application

$\alpha$	Angle de diffusion	[°]
$\alpha_d$	Coefficient de diffusion	[m <sup>2</sup> /s]
$\Delta\sigma$	Accroissement de contraintes	[Pa]
$\Delta H$	Tassement total	[m]
$\Delta h_i$	Tassement de la sous-couche i	[m]
$\delta'_i$	Coefficient correcteur lié à l'inclinaison de la charge	-
$\epsilon_i$	Déformation verticale de la sous-couche i	[%]
erf	Fonction d'erreur	-
$\gamma'$	Poids volumique déjaugé (coefficient correcteur lié à la présence d'eau)	[N/m <sup>3</sup> ]
$\gamma$	Poids volumique	[N/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_w$	Poids volumique de l'eau	[N/m <sup>3</sup> ]
$\nu$	Coefficient de Poisson	-
$\sigma_z$	Contrainte verticale	[Pa]
$\sigma_{v,f}$	Contrainte verticale finale	[Pa]
$\sigma_{v,i}$	Contrainte verticale initiale	[Pa]
$B'$	Largeur d'une semelle fictive (coefficient correcteur lié à l'excentricité de la charge)	[m]
$B$	Largeur de la semelle de fondation	[m]
$D$	Profondeur	[m]
$d_i$	Coefficient correcteur lié à la profondeur	-
$E_{oed}$	Module oedométrique	[Pa]
$h_i$	Épaisseur de la sous-couche i	[m]
$N_c$	Coefficient de portance lié à la cohésion	-
$N_q$	Coefficient de portance lié à la surcharge	-
$N_\gamma$	Coefficient de portance lié à la surface	-
$P$	Force verticale centrée	[N]
$Q$	Charge concentrée	[N]

$q$	Surcharge	[Pa]
$q_u$	Capacité portante	[Pa]
$R$	Rayon de la semelle circulaire	[m]
$r$	Distance horizontale de diffusion	[m]
$s_0$	Succion initiale	[Pa]
$s_f$	Succion finale en surface	[Pa]
$s_i$	Coefficient correcteur lié à la forme de la fondation	-
$t$	Temps	[s]
$z$	Profondeur sous la base de la fondation	[m]
$z_w$	Hauteur au-dessus du niveau de la nappe	[m]

**Constante**

$g$	Accélération de la pesanteur	9,81 [m/s <sup>2</sup> ]
$M_{mol,w}$	Masse molaire de l'eau	18,016 [g/mol]
$R$	Constante des gaz parfaits	8,3143 [J/(mol.K)]

**Abréviation**

CH	Argile de forte plasticité
CL	Argile de faible plasticité
K	Kruibeke
LAB	Laboratoire
Max	Maximum
MWCO	Seuil de poids moléculaire
Oc	Couche octaédrique
PEG	Polyéthylène glycol
Res	Résiduel
RH	Humidité relative
S	Soignies
T	Tournai
Te	Couche tétraédrique
USCS	Unified Soil Classification System
VG	Van Genuchten
Éch	Échantillon

**Élément/formule chimique**

$(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$  Sulfate d'ammoniac

Al Aluminium

$\text{Al}_2(\text{OH})_6$  Hydroxyde d'aluminium

Ca Calcium

Fe Fer

H Hydrogène

K Potassium

$\text{K}_2\text{CO}_3$  Carbonate de potassium

$\text{K}_2\text{SO}_4$  Sulfate de sodium

$\text{KCH}_3\text{CO}_2$  Acétate de potassium

KCl Chlorure de potassium

KOH Hydroxyde de sodium

Mg Magnésium

$\text{Mg}(\text{NO}_3)_2$  Nitrate de magnésium

Na Sodium

NaCl Chlorure de sodium

$\text{NaNO}_2$  Nitrite de sodium

$\text{NH}_4\text{NO}_3$  Nitrate d'ammonium

O Oxygène

Si Silicium

$\text{SiO}_4$  Silicate

$\text{ZnSO}_4, 7\text{H}_2\text{O}$  Sulfate de zinc

# Chapitre 1

## Introduction

### 1.1 Introduction générale

Le réchauffement climatique est un phénomène largement reconnu à l'échelle mondiale, se caractérisant par une augmentation à long terme de la température moyenne à la surface de la planète. Ce phénomène, également désigné sous le nom de changement climatique d'origine anthropique, a connu une hausse significative depuis la fin du XIX<sup>e</sup> siècle. Cette élévation des températures est responsable de plusieurs phénomènes notables tels que la fonte accélérée des glaciers, l'élévation du niveau de la mer, l'intensification des vagues de chaleur, ainsi que des modifications dans les schémas de précipitations.

La sécheresse est étroitement liée au réchauffement climatique, car les changements climatiques induits par l'augmentation des concentrations de gaz à effet de serre dans l'atmosphère ont des répercussions directes sur les précipitations et les températures, créant ainsi des conditions propices à des périodes de sécheresse plus fréquentes et plus intenses dans de nombreuses régions du monde.

Plus particulièrement, la sécheresse des sols argileux, qui se manifeste par le concept de succion, suscite des préoccupations particulières. En effet, ces sols ont la capacité de se contracter lorsqu'ils s'assèchent et de se dilater lorsqu'ils absorbent de l'humidité, ce qui déclenche un phénomène de retrait et de gonflement. Comme son nom l'indique, ce phénomène génère des tassements et des gonflements qui peuvent avoir des conséquences graves sur les structures et menacer leur intégrité structurelle. Il est donc impératif de mener des études approfondies pour comprendre ce processus de retrait et de gonflement, pour évaluer son impact sur les structures.

### 1.2 Objectif du travail

Le principal objectif de ce travail de fin d'étude tourne autour du concept de succion et de son impact sur les sols argileux. Il est important de montrer, d'un point de vue théorique, comment la désaturation d'un sol argileux peut influencer le comportement d'une fondation en termes de capacité portante et de tassement. L'idée principale consiste à reprendre l'équation de la capacité portante d'un sol, qui dépend de l'angle de frottement, de la cohésion et de l'état de contrainte, ainsi que l'équation du tassement, qui dépend du module oedométrique et de l'état de contrainte, et à les appliquer dans le contexte d'un sol non saturé. Dans ce contexte, l'état de contrainte est exprimé en contrainte effective généralisée pour tenir compte de la succion. Par conséquent, il est impératif de réaliser une série d'essais pour obtenir les paramètres nécessaires à l'ajustement de la contrainte effective.



## 1.3 Plan du travail

Ce mémoire est organisé en plusieurs chapitres, chacun se consacrant à un aspect spécifique du problème étudié. La structure du travail est divisée de cette manière pour assurer une présentation claire et cohérente. Après une introduction succincte du sujet, une synthèse préliminaire des principales étapes à venir est présentée. Cette synthèse est réalisée chapitre par chapitre et est reprise ci-dessous :

### **Chapitre 1 : Introduction**

Ce premier chapitre offre une brève description du sujet et présente l'objectif de ce travail. Il vise également à mettre en lumière le but poursuivi par les différents chapitres qui suivent.

### **Chapitre 2 : Mise en contexte**

La mise en contexte expose de manière détaillée la structure des argiles ainsi que le phénomène de retrait et de gonflement qui leur est associé. De plus, elle examine les conséquences de ces phénomènes sur les ouvrages géotechniques et présente les mesures qui peuvent être prises pour les éviter ou du moins les appréhender au mieux.

### **Chapitre 3 : État de l'art**

Ce chapitre dresse un état de l'art basé sur une recherche bibliographique approfondie. Il commence par décrire l'état des sols et leurs caractéristiques principales. Ensuite, il introduit le concept de succion, ainsi que les différentes techniques de contrôle permettant de l'imposer. Enfin, il aborde les aspects hydriques et mécaniques des sols non saturés afin de comprendre le comportement de ces sols sous l'influence de la succion.

### **Chapitre 4 : Approche expérimentale**

Ce chapitre se consacre à l'approche expérimentale. Il détaille les types de sols utilisés, le protocole de préparation suivi pour la fabrication des échantillons, ainsi que le mode opératoire des différents essais effectués en laboratoire dans le but d'atteindre les objectifs de cette étude.

### **Chapitre 5 : Résultats et interprétation**

Ce chapitre est dédié à la présentation de l'ensemble des résultats obtenus à la suite des essais réalisés. Pour chacun de ces essais, une analyse détaillée est menée afin de décrire le comportement mécanique des sols.

### **Chapitre 6 : Application**

Dans cet avant-dernier chapitre, les résultats obtenus des essais sont employés pour évaluer l'impact de la succion sur une fondation superficielle. Ce chapitre se divise en deux sections distinctes. La première partie se consacre à la capacité portante, tandis que la seconde se concentre sur le tassement. Pour chacune de ces sections, la méthodologie de calcul est exposée, les cas pratiques sont décrits, et les résultats sont présentés.

### **Chapitre 7 : Conclusion**

Le dernier chapitre synthétise les principales conclusions qui ont émergé tout au long de ce travail, tout en explorant quelques pistes pour de futures recherches.

# Chapitre 2

## Mise en contexte

### 2.1 Généralité sur les sols

Sur le plan géotechnique, il y a deux principales catégories de matériaux présents à la surface de la Terre :

- Les roches, qui sont constituées de grains minéraux agglomérés et liés par des forces de cohésion fortes et permanentes, conservant leur intégrité même après une immersion prolongée dans l'eau → mécanique des roches (LERAU, 2006).
- Les sols, qui sont des amas de grains minéraux qui peuvent être séparés par l'effet d'action mécaniques relativement faibles → mécanique des sols (LERAU, 2006).

Dans le domaine de la mécanique des sols, un sol désigne la couche superficielle de l'écorce terrestre. Selon la définition établie par le pédologue Albert Demolon, le sol est défini comme étant "la formation naturelle de surface, à structure meuble et d'épaisseur variable, résultant de la transformation de la roche-mère sous-jacente sous l'influence de divers processus, physiques, chimiques et biologiques, au contact de l'atmosphère et des êtres vivants" (SOL (GÉOTHECHNIQUE), 2022, juin 2; SOL (PÉDOLOGIE), 2023, juillet 15).

La formation d'un sol est le résultat de deux processus : l'altération mécanique et physico-chimique de la roche-mère, ainsi que l'enrichissement en matière organique. Ces processus conduisent à la création de différentes couches de matériaux d'origine minérale et organique qui se mélangent entre eux (LIÉNARD, 2012, Novembre 28). Ces matériaux se présentent généralement sous forme de grains ou de particules, dont les formes et les dimensions peuvent varier considérablement (LERAU, 2006). La composition minéralogique des sols est directement influencée par celle de la roche mère, bien que l'altération puisse modifier cette composition. Les silicates constituent les minéraux les plus abondants dans les sols, représentant environ 90 % des sols à travers le monde. Les autres composants comprennent principalement des carbonates, des phosphates, des oxydes, et parfois des matières organiques (CHARLIER, 2016a).

Typiquement, un sol est composé de trois phases présentes en proportions variables : la phase solide, la phase liquide et la phase gazeuse. Ainsi, un sol est essentiellement un mélange comprenant des éléments solides qui forment le squelette solide, de l'eau qui peut circuler ou non entre les particules, ainsi que de l'air ou des gaz (LERAU, 2006).

- La phase solide d'un sol est formée par les grains minéraux et organiques de l'agrégat, qui se distinguent par leur composition minéralogique et leur taille de particules. La fraction minérale comprend à la fois une fraction grossière, dont les particules ont un diamètre supérieur à  $74 \mu\text{m}$ , et une fraction fine, où les particules sont inférieures à  $74 \mu\text{m}$ . La

valeur du diamètre des particules servant de délimitation entre les deux fractions varie en fonction de la norme considérée (MAGNAN, 1997).

- La phase liquide dans un sol est composée d'eau et d'éléments dissous. Cette eau remplit les vides présents dans l'agrégat. Si tous les pores du sol sont remplis d'eau, on dit que le sol est saturé. Sinon, s'il y a une présence partielle d'eau dans les pores, le sol est considéré comme partiellement saturé (MAGNAN, 1997).
- La phase gazeuse d'un sol est constituée d'air ou de gaz. Dans les sols partiellement ou non saturés, l'air occupe une partie ou la totalité des vides présents dans l'agrégat, ces vides étant laissés par l'eau lorsqu'elle se retire (MAGNAN, 1997).

Les caractéristiques d'un sol sont déterminées par la nature et les propriétés de ses particules ainsi que par son état. Les différents types de sol sont définis par leur texture, qui dépend de la taille des particules qui le constituent et de leur agencement (CHARLIER, 2016a).

Il est essentiel d'effectuer l'identification d'un sol afin de déterminer un ensemble de propriétés physiques, mécaniques ou chimiques qui permettent de le caractériser. Cette identification est réalisée à travers des essais simples et rapides appelés "essais d'identification". Les résultats des essais d'identification servent de base aux différents systèmes de classification des sols (MAGNAN, 1997).

La classification des sols repose principalement sur l'étude de la granulométrie et de la plasticité ("Nature et classification des sols", 2004). Les sols sont généralement considérés comme des milieux granulaires, composés d'un ensemble de grains de tailles et de formes variables. Une méthode courante d'identification et de classification consiste à déterminer la répartition des grains constitutifs en différentes classes de taille, ce qui est réalisé par le biais de l'analyse granulométrique. Cette analyse peut être effectuée par tamisage mécanique (en faisant passer le matériau à travers des tamis grâce à une agitation mécanique), par sédimentométrie (en mesurant la vitesse de sédimentation des particules fines) ou par d'autres techniques (CHARLIER, 2016a). Cela permet de classer les grains en fonction de leur taille, comme illustré dans la FIGURE 2.1.

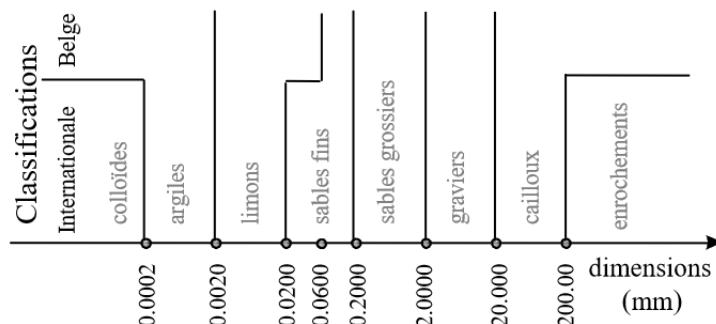


FIGURE 2.1 – Classification granulométrique belge et internationale (CHARLIER, 2016a)

Concernant la plasticité, elle se définit comme étant la capacité d'un matériaux à se déformer sans se rompre (PLASTICITÉ DU SOL, 2022, Octobre 28; MINISTÈRE DE L'ÉCOLOGIE, 2007, août 6). Dans le cas des sols, cette propriété est une propriété caractéristique des fractions granulaires fines du sol tel que les limons et les argiles ("Nature et classification des sols", 2004; MAGNAN, 1997). La plasticité d'un sol étudie les différents états d'un matériau en fonction de la quantité d'eau qu'il contient ("Nature et classification des sols", 2004). Pour les sols fins, la variation de la teneur en eau entraîne un changement de consistance. La consistance est une grandeur descriptive qui permet d'évaluer l'adhérence entre les grains fins d'un sol et l'aptitude

de celui-ci à se déformer sous différentes sollicitations (TISOT, s. d.). Si la teneur en eau d'un échantillon de sol diminue progressivement, l'échantillon de sol va passer successivement par plusieurs états de consistance (MAGNAN, 1997). La description de ces états a été proposée par l'agronome Atterberg, qui a défini les limites qui porte son nom et qui permettent de définir la plasticité du sol ainsi que les limites entre les différents états (LERAU, 2006 ; MAGNAN, 1997).

Les états de consistance d'un sol sont au nombre de trois : l'état solide avec ou sans retrait, l'état plastique et l'état liquide (CHARLIER et COLLIN, 2016). Ces trois états sont représentés à la FIGURE 2.2.

- L'état solide correspond à un sol dont le comportement est comparable à celui d'un solide. Il est donc peu déformable lorsqu'on lui applique un effort. Le passage à l'état solide s'effectue d'abord avec une réduction du volume ou un retrait, puis à volume constant, sans retrait. Cet état est associé à une très faible teneur en eau (CHARLIER et COLLIN, 2016 ; MAGNAN, 1997).
- L'état plastique correspond à un sol qui est de nature stable et qui possède une certaine cohésion. Cependant, il subit de grandes déformations lorsqu'un effort lui est appliqué. Ces déformations sont en partie irréversibles, mais aucune variation de volume ni apparition de fissure n'est observée. Dans cet état, le sol est malléable et conserve les formes qui lui sont données, mais il a tendance à perdre une partie de sa résistance lorsqu'il est travaillé. Cette résistance peut être récupérée avec le temps dans le cas d'un sol dit thixotrope (CHARLIER et COLLIN, 2016 ; MAGNAN, 1997).
- L'état liquide correspond à un sol dont le comportement est semblable à celui d'un liquide. Il possède une très faible cohésion et donc aucune résistance au cisaillement. Les grains de sol sont pratiquement séparés par l'eau, ce qui entraîne son étalement lorsqu'il est déposé sur une surface. Cet état est associé d'une teneur en eau élevée (CHARLIER et COLLIN, 2016 ; MAGNAN, 1997).

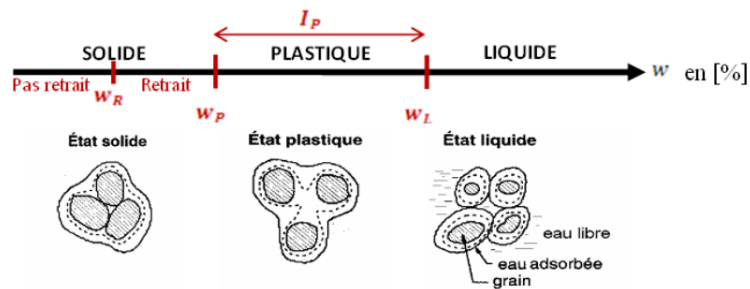


FIGURE 2.2 – Différents états de consistance (CHARLIER et COLLIN, 2016)

Au final, les trois états possibles d'un sol présentent des teneurs en eau différentes qui, lorsqu'elles varient, conditionnent le passage d'un état à un autre. Ainsi, une augmentation de la teneur en eau entraîne le passage de la phase solide à la phase plastique, puis à la phase liquide (VAN DER AUWERA et HUYBRECHTS, 2018). Pour déterminer les limites de chaque état, les limites d'Atterberg sont utilisées. La limite de plasticité ( $w_P$ ) correspond au point de transition entre l'état solide et l'état plastique d'un sol. Cette limite représente la teneur en eau optimale pour travailler le sol et favoriser le compactage. La limite de liquidité ( $w_L$ ), quant à elle, correspond au point de transition entre l'état plastique et l'état liquide. Cette limite est la teneur en eau à laquelle le sol commence à s'écouler comme un liquide visqueux sous l'influence de son propre poids ("Nature et classification des sols", 2004 ; MAGNAN, 1997).

Sur la base de ces deux limites, il est possible de définir l'indice de plasticité ( $I_P$ ) qui correspond à la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité (VAN DER AUWERA et HUYBRECHTS, 2018 ; CHARLIER et COLLIN, 2016 ; "Nature et classification des sols", 2004 ; MAGNAN, 1997). Cet indice caractérise l'étendue du domaine plastique, c'est-à-dire la plage de teneur en eau dans laquelle le sol se trouve dans un état plastique ("Nature et classification des sols", 2004 ; MAGNAN, 1997). Il s'agit donc de la quantité d'eau nécessaire pour faire passer le sol de l'état solide à l'état liquide (VAN DER AUWERA et HUYBRECHTS, 2018 ; DELAGE et CUI, 2000). L'indice de plasticité dépend de la quantité et de la nature des minéraux présents dans le sol, ainsi que de la surface spécifique des sols (TISOT, s. d.). Un sol qui possède des propriétés de plasticité est appelé sol plastique. Plus il est plastique, plus il est sensible à l'eau, car il nécessite plus d'eau pour atteindre l'état liquide. De plus, la sensibilité à l'eau sera d'autant plus importante que le nombre d'éléments fins dans le sol est élevé ("Nature et classification des sols", 2004). Un exemple de classification des sols en fonction de la valeur de l'indice de plasticité est représenté à la FIGURE 2.3.

Indice de plasticité $i_p$	Type de sol
$i_p < 5$	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Sable peu argileux</li> <li>• Sable peu limoneux</li> </ul>
$5 < i_p < 15$	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Sable argileux</li> <li>• Sable limoneux</li> <li>• Limon</li> </ul>
$15 < i_p < 25$	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Argile sableuse</li> <li>• Argile limoneuse</li> <li>• Limon</li> </ul>
$25 < i_p$	Argile

FIGURE 2.3 – Classifications des sols en fonction de l'indice de plasticité (VAN DER AUWERA et HUYBRECHTS, 2018)

Les propriétés d'un sol peuvent varier considérablement en fonction de la proportion, de l'arrangement et de la nature des différentes fractions granulaires (cailloux, graviers, sable, limons, argiles), ainsi que de la présence d'eau et de gaz. Généralement, les propriétés fondamentales d'un sol sont influencées par la fraction granulaire dominante. Une fois que les propriétés d'un sol ont été déterminées, il devient possible de définir les différents usages auxquels il peut être destiné (LIÉNARD, 2012, Novembre 28 ; LERAU, 2006).

## 2.2 Les argiles

Les argiles sont des matériaux sédimentaires qui se forment par la dégradation et l'altération physique ou chimique des roches (SCHROEDER, 2023, mars 7 ; HERRIER et al., 2011). Ces processus entraînent la fragmentation de la roche en particules fines de taille micrométrique. Le terme "argile" englobe les minéraux dont la taille est inférieure à deux micromètres (SCHROEDER, 2023, mars 7 ; BEAUCHAMPS, 2005). Les argiles sont des minéraux appartenant à la famille des silicates, plus précisément aux phyllosilicates, en raison de leur composition en silice et de leur structure en feuillets (HERRIER et al., 2011 ; DELAGE et CUI, 2000). Les silicates présents dans les argiles sont généralement hydratés et contiennent principalement de l'aluminium, et parfois du magnésium (MEBARKI, 2020).

La structure des argiles est définie suivant une organisation spatiale bien particulière qui comprend le feuillet, la particule et l'agrégat. Cette organisation est illustrée à la FIGURE 2.4 (MEBARKI, 2020). Le feuillet est défini comme un empilement de plans ioniques organisé selon deux types de couches : les couches tétraédriques (Te) et les couches octaédriques (Oc) (SCHROEDER, 2023, mars 7; MEBARKI, 2020). Ces feuillets ont une taille nanométrique (GLOAGUEN et LEFEBVRE, 2007).

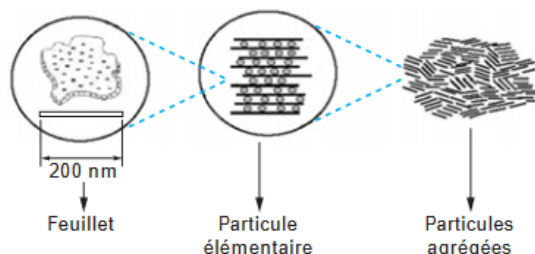


FIGURE 2.4 – Structure des argiles (GLOAGUEN et LEFEBVRE, 2007)

Les couches tétraédriques des argiles sont constituées de tétraèdres. Ces tétraèdres, de formule générale  $\text{SiO}_4$ , sont formés de quatre atomes d'oxygène définissant les sommets et d'un atome de silicium situé en son centre (VAN DUY, 2017; DELAGE et CUI, 2000). Chaque tétraèdre, qui représente un volume à quatre faces, partage trois coins avec ses voisins pour former un réseau hexagonal, ce qui donne lieu à la structure en feuillet tétraédrique (VAN DUY, 2017). L'assemblage de ces tétraèdres en couche est représenté par un forme trapézoïdale. Une représentation du tétraèdre de silicium et de la couche tétraédrique est donnée à la FIGURE 2.5.

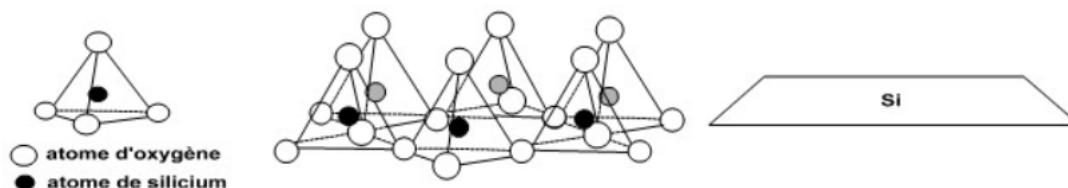


FIGURE 2.5 – Tétraèdre de silicium et couche tétraédrique (FLAVIGNY, 2019)

Les couches octaédriques des argiles sont constituées d'octaèdres. Ces octaèdres, de formule générale  $\text{Al}_2(\text{OH})_6$ , sont formés de six groupements hydroxyles définissant les sommets et d'un atome d'aluminium ou de magnésium situé en son centre (VAN DUY, 2017; DELAGE et CUI, 2000). Chaque octaèdre représente un volumes à huit faces et partage ses arêtes avec ses voisins afin de former la structure en feuillet octaédrique (CUISINIER, 2002). L'assemblage de ces octaèdres en couche est représenté par un rectangle. Une représentation de l'octaèdre d'aluminium et de la couche octaédrique est donnée à la FIGURE 2.6.

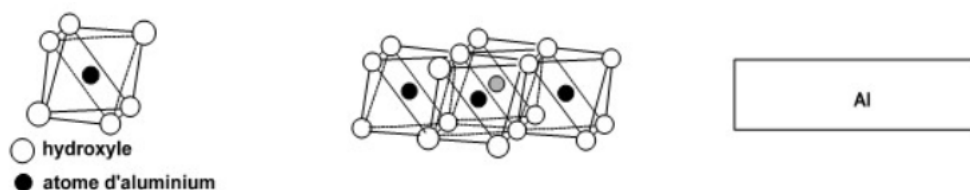


FIGURE 2.6 – Octaèdre d'aluminium et couche octaédrique (FLAVIGNY, 2019)

Ces deux types de couches sont les unités structurales de base des argiles. Elles sont reliées entre elles par des atomes d'oxygène et des groupements hydroxyles mis en commun. Deux ou trois de ces unités de base s'associent pour former un feuillet élémentaire (MEBARKI, 2020; DELAGE et CUI, 2000).

La particule, également appelée cristallite, est une superposition de feuillets élémentaires argileux. Ces empilements peuvent s'organiser selon différentes configurations jusqu'à atteindre une taille maximale de  $2\ \mu\text{m}$ . La position des feuillets les uns par rapport aux autres et le nombre de feuillets par particule sont variables en fonction du type d'argile considéré et dépendent également de son état hydrique (MEBARKI, 2020).

L'agrégat, également appelé grain, se définit comme un assemblage de particules d'argiles de taille et de forme variables (MEBARKI, 2020).

La structure des argiles comprend également des espaces interfoliaires, qui, comme leur nom l'indique, sont les espaces présents entre les feuillets (CUISINIER, 2002). Ces interstices entre les feuillets sont gouvernés par la présence d'eau et d'ions (cations) (GLOAGUEN et LEFEBVRE, 2007). Un feuillet et son espace interfoliaire constituent l'unité structurale d'une argile (SCHROEDER, 2023, mars 7).

L'ensemble des feuillets est lié par des forces de liaison, dont les principales sont les forces d'attraction de Van der Waals, les liaisons hydrogènes et les substitutions isomorphes. Les forces de Van der Waals sont des liaisons faibles, tandis que les liaisons hydrogènes se forment avec des atomes fortement électronégatifs tels que l'oxygène (MEBARKI, 2020). Les substitutions isomorphes modifient la composition structurale des argiles en remplaçant des cations de valence plus élevée par des cations de valence moins élevée (VAN DUY, 2017; CUISINIER, 2002). Dans les couches tétraédriques,  $\text{Si}^{4+}$  peut être remplacé par  $\text{Al}^{3+}$ , alors que dans les couches octaédriques,  $\text{Al}^{3+}$  est souvent remplacé par  $\text{Mg}^{2+}$  ou  $\text{Fe}^{2+}$  (GLOAGUEN et LEFEBVRE, 2007). Ces substitutions sont dites isomorphes car elles se font avec des cations de même taille, ce qui ne modifie pas la structure du minéral ni les dimensions du feuillet (VAN DUY, 2017). Cependant, ces remplacements de cations ont pour conséquence d'entraîner un déficit de charge et de rompre l'électronéutralité du feuillet. Ainsi, un feuillet initialement neutre se retrouve chargé négativement. Pour maintenir la neutralité des charges au niveau de la particule d'argile, les feuillets ont tendance à adsorber des cations hydratés ( $\text{K}^+$ ,  $\text{Na}^+$ ,  $\text{Ca}^{2+}$ ) présents dans le milieu environnant, qui pénètrent dans l'espace interfoliaire (GLOAGUEN et LEFEBVRE, 2007; CUISINIER, 2002). Cette capacité d'échange de cations des argiles est une propriété importante, car elle leur permet de fixer des substances et composés chimiques à leur surface. C'est donc ce déficit de charge qui engendre l'attraction exercée par les argiles sur l'eau (DELAGE et CUI, 2000). En effet, les molécules d'eau forment des dipôles et contiennent donc à la fois des anions et des cations. Étant donné que les feuillets d'argile sont chargés négativement, ils vont attirer les anions présents dans l'eau. Ce processus est responsable de nombreux phénomènes physiques des sols argileux comme par exemple le gonflement et le retrait (VAN DUY, 2017).

Les propriétés physiques et mécaniques des argiles découlent principalement de leur structure en feuillets, ce qui conditionne leur comportement (SCHROEDER, 2023, mars 7). Plus précisément, ces propriétés dépendent de l'épaisseur des feuillets, qui correspond à un nombre de couche tétraédrique et octaédrique, de la nature des minéraux et de la quantité et de la position des cations présents dans les espaces interfoliaires. Ces différences de structures et d'épaisseurs jouent un rôle sur la cohésion entre les feuillets, la stabilité des argiles et leur capacité d'absorption d'eau (GLOAGUEN et LEFEBVRE, 2007; MINISTÈRE DE LA TRANSITION ÉCOLOGIQUE,

s. d.).

À partir de la structure des feuillets, il est possible de définir une classification qui permet de distinguer trois types d'argiles : les argiles 1 :1 ou Te-Oc, les argiles 2 :1 ou Te-Oc-Te et les argiles 2 :1 :1 ou Te-Oc-Te : Oc. Dans le premier cas, le feuillet est constitué d'une couche tétraédrique et d'une couche octaédrique. Dans le second cas, le feuillet est formé de deux couches tétraédriques séparées par une couche octaédrique. Enfin, dans le dernier cas, le feuillet est composé de deux couches tétraédriques englobant une couche octaédrique tout comme l'argile 2 :1 sauf qu'ici, l'espace interfoliaire possède également une couche octaédrique (GLOAGUEN et LEFEBVRE, 2007 ; CUISINIER, 2002). Parmi ces types d'argiles, on retrouve plusieurs familles notamment les kaolinites, les illites, les smectites et les chlorites (SCHROEDER, 2023, mars 7). Ces quatre familles d'argiles sont illustrées à la FIGURE 2.7.

La famille des kaolinites, des illites et des chlorites correspondent respectivement aux argiles de types 1 :1, 2 :1 et 2 :1 :1. Dans chacune de ces familles, les feuillets d'argile sont liés entre eux par des liaisons fortes telles que les liaisons hydrogène, les forces de Van der Waals ou les substitutions isomorphes. En raison de ces liaisons fortes, ces familles d'argiles sont généralement considérées comme non gonflantes (CHARLIER, 2016a ; DELAGE et CUI, 2000).

La famille des smectites est associée aux argiles de type 2 :1. Les feuillets de cette famille sont empilés de manière désordonnée et ont une épaisseur de 1,4 nm (SCHROEDER, 2023, mars 7 ; CHARLIER, 2016a). Au sein de cette famille, les substitutions isomorphes sont fréquentes et nombreuses (SCHROEDER, 2023, mars 7). En raison de la constitution et du désordre des feuillets, il n'est pas possible de développer des liaisons hydrogènes (DELAGE et CUI, 2000). De plus, les cations adsorbés dans les espaces entre les feuillets pour assurer l'électroneutralité de la particule d'argile sont très variables et faiblement fixés, ce qui induit une très faible force de cohésion (CHARLIER, 2016a ; GLOAGUEN et LEFEBVRE, 2007). La désorganisation des feuillets et la faiblesse des liaisons facilitent l'écartement des feuillets et l'adsorption de molécules variées (eau, cations, molécules organiques) dans l'espace interfoliaire. Ainsi, lors du mouillage de l'argile, l'eau peut pénétrer plus facilement dans l'espace interfoliaire et provoquer un gonflement, car plus la particule est hydratée, plus il y a d'eau et plus les particules s'écartent. Les smectites sont donc des argiles très sensibles à l'eau et particulièrement gonflantes. Le gonflement peut atteindre des valeurs supérieures à l'épaisseur du feuillet lui-même, ce qui est non négligeable (SCHROEDER, 2023, mars 7 ; CHARLIER, 2016a ; DELAGE et CUI, 2000).

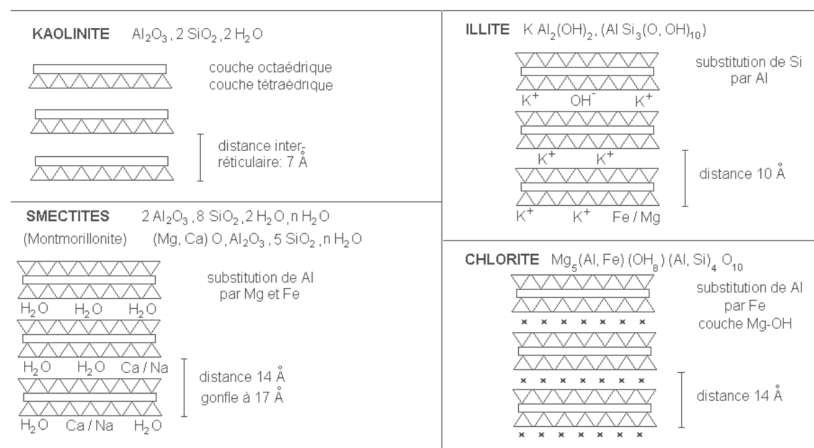


FIGURE 2.7 – Structure des différentes familles d'argiles (BEAUCHAMPS, 2005)



## 2.3 Phénomènes de retrait-gonflement

Plusieurs phénomènes peuvent être rencontrés dans les sols, notamment le phénomène de retrait et gonflement. Ce phénomène est relativement lent et important en géotechnique car il peut causer des dommages sur les ouvrages, qu'ils soient souterrains ou en surface. Le phénomène de retrait et de gonflement peut apparaître dans certains sols ou roches mais il se rencontre principalement dans les sols contenant de l'argile lorsqu'il y a un changement d'état hydrique (SCHROEDER, 2023, mars 7).

Les sols plastiques, en particulier les sols argileux, subissent une variation de volume lorsque leur teneur en eau varie. Pratiquement, lorsqu'un sol est humidifié, sa teneur en eau augmente, ce qui entraîne une augmentation de volume, c'est-à-dire un gonflement. Inversement, lorsqu'un sol se dessèche, sa teneur en eau diminue, ce qui entraîne une diminution de volume, c'est-à-dire un retrait. Ceci est illustré à la FIGURE 2.8. La variation de volume sera d'autant plus grande que le sol tend à atteindre son état complètement saturé. Elle diminuera progressivement à mesure que l'air pénètre dans les pores séchant ainsi l'argile (VAN DER AUWERA et HUYBRECHTS, 2018; MINISTÈRE DE LA TRANSITION ÉCOLOGIQUE, s. d.).

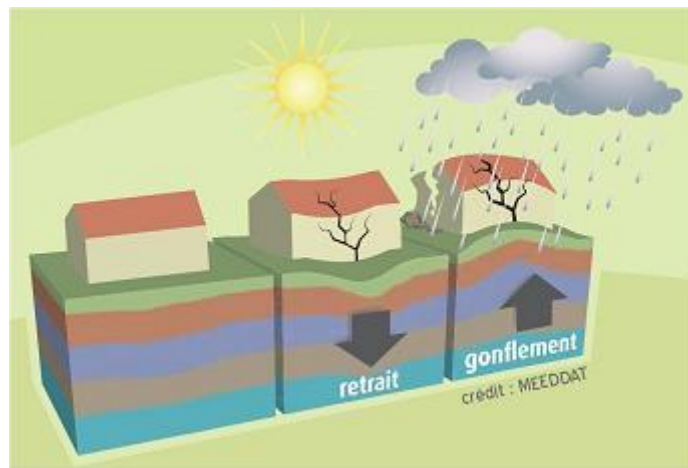


FIGURE 2.8 – Phénomène de retrait et de gonflement (LES SERVICES DE L'ÉTAT DANS LA MARNE, 2022, décembre 6)

Rappelons que ce phénomène se produit dans les argiles suite à leur structure et aux phénomènes physico-chimiques qui ont lieu dans leurs feuillets, mais également suite à des phénomènes physiques tels que la succion ou la capillarité entre les particules (KAZMIERCZAK et al., 2017). De plus, le gonflement n'est possible que lorsque les liaisons interfoliaires sont suffisamment faibles pour laisser pénétrer l'eau dans les pores (CUISINIER, 2002). Par conséquent, tous les types d'argiles ne possèdent pas le même comportement face à la sécheresse et à l'hydratation. On parlera donc de sensibilité des sols argileux au phénomène de retrait-gonflement. Le degré de sensibilité est directement lié à l'indice de plasticité et à la teneur en particules fines de moins de deux micromètres. À la FIGURE 2.9, on peut observer l'importance du risque de retrait et de gonflement en fonction des deux paramètres mentionnés précédemment. En se référant au tableau, il est clair que plus l'indice de plasticité est élevé et plus la teneur en particules fines de moins de 2 micromètres est élevée, plus le risque de retrait ou de gonflement est important (VAN DER AUWERA et HUYBRECHTS, 2018).

Indice de plasticité $i_p$	Fraction de particules $< 2 \mu\text{m}$	Risque de retrait ou de gonflement
$> 35$	$> 95 \%$	Très élevé
22 - 48	60 - 95 %	Elevé
12 - 32	30 - 60 %	Modéré
$< 18$	$< 30 \%$	Léger

FIGURE 2.9 – Risque de retrait ou de gonflement en fonction de l’indice de plasticité et de la teneur en particules fines ( $< 2 \mu\text{m}$ ) (VAN DER AUWERA et HUYBRECHTS, 2018)

Le phénomène de retrait et de gonflement est donc causé par les variations successives de la teneur en eau dans les sols argileux. Ces variations sont considérablement influencées par les conditions météorologiques. Si les cycles de séchage-humidification deviennent de plus en plus longs, intenses et aléatoires, ce qui est fort probable avec le réchauffement climatique, la dessiccation des sols n’en sera que plus intense et profonde. Cela aura pour conséquence d’affaiblir davantage les sols argileux (IGHIL-AMEUR, 2022, avril 14).

Deux facteurs de prédisposition sont importants à retenir. Ils contribuent à la manifestation du phénomène de retrait et de gonflement, bien qu’ils ne soient pas suffisants pour le déclencher à eux seuls. Le premier facteur est la nature du sol. Comme nous l’avons vu, les formations géologiques contenant des minéraux argileux sont a priori les plus susceptibles d’être touchées par ce phénomène. La probabilité d’observer ce phénomène dépend de la proportion de matériaux argileux et de la proportion de ceux qui favorisent ce phénomène, ainsi que de la profondeur et de l’épaisseur de la couche de sol. Le second facteur est le contexte hydrogéologique, c’est-à-dire l’environnement proche dans lequel le phénomène se produit. La présence de nappes phréatiques ou de circulations d’eaux souterraines à faible profondeur peut entraîner des variations de la teneur en eau des sols, encourageant ainsi le phénomène (MINISTÈRE DE LA TRANSITION ÉCOLOGIQUE, s. d.).

Le phénomène de retrait et gonflement est due aux variations de volume que peuvent subir les sols, mais quelles sont les causes qui engendrent ces variations ? Le principal facteur de déclenchement est les événements climatiques exceptionnels. En effet, en climat tempéré, les périodes de sécheresse, marquées par des températures élevées, une faible quantité de précipitations et une évapotranspiration intense, ont pour conséquence de dessécher les sols argileux, entraînant ainsi le phénomène de retrait (MINISTÈRE DE LA TRANSITION ÉCOLOGIQUE, s. d.). Il existe également des facteurs liés aux travaux d’aménagement. Les principales causes de variations de la teneur en eau sont reprises ci-dessous :

- Sous l’effet des variations saisonnières, les couches de sol en surface se dessèchent au printemps et en été, et s’humidifient en automne et en hiver. Il s’agit ici d’une variation naturelle de la teneur en eau qui s’étend actuellement jusqu’à 1,5 m voire 2 m maximum de profondeur. Au-delà de cette profondeur, la teneur en eau est considérée comme relativement constante comme nous pouvons le voir sur la FIGURE 2.10 (VAN DER AUWERA et HUYBRECHTS, 2018).

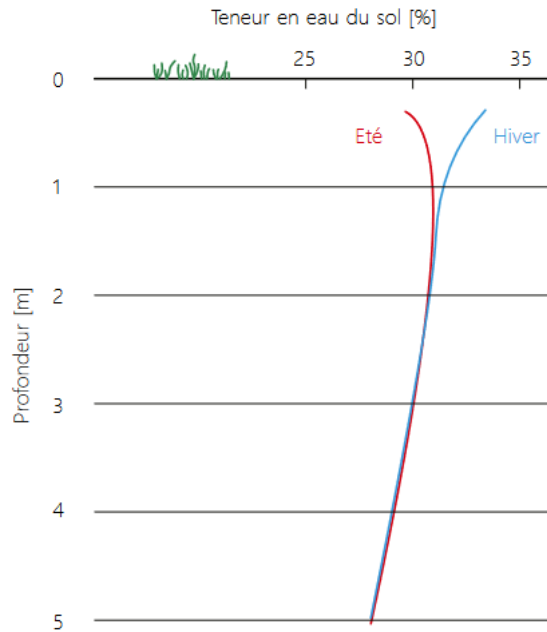


FIGURE 2.10 – variations saisonnières de la teneur en eau dans un sol argileux (VAN DER AUWERA et HUYBRECHTS, 2018)

- La présence de la végétation a également un rôle très important. Les racines des arbres ou autres végétaux présentes dans le sol peuvent extraire de grandes quantités d'eau du sol, ce qui a pour conséquence d'assécher les sols. Cette extraction d'eau est d'autant plus intense que le végétal est en cours de croissance (COJEAN, 2017). En générale, la présence d'un arbre réduit la teneur en eau sur une distance horizontale d'environ 1 à 1,5 fois sa hauteur, et jusqu'à une profondeur de 5 m sous la surface du sol. La zone d'influence d'un arbre est représenté à la FIGURE 2.11. Si l'eau n'est pas suffisante à proximité des racines, celles-ci partent la chercher plus loin dans les sols moins asséché. Par ailleurs, la végétation, ou plutôt la suppression de la végétation, peut conduire à un gonflement des sols. En effet, lorsque des arbres ont été récemment coupés, la réduction d'eau due aux racines cesse, ce qui entraîne un rééquilibrage de la teneur en eau dans le sol et donc une élévation de celle-ci. Ce processus prend généralement quelques années pour se rétablir (VAN DER AUWERA et HUYBRECHTS, 2018).

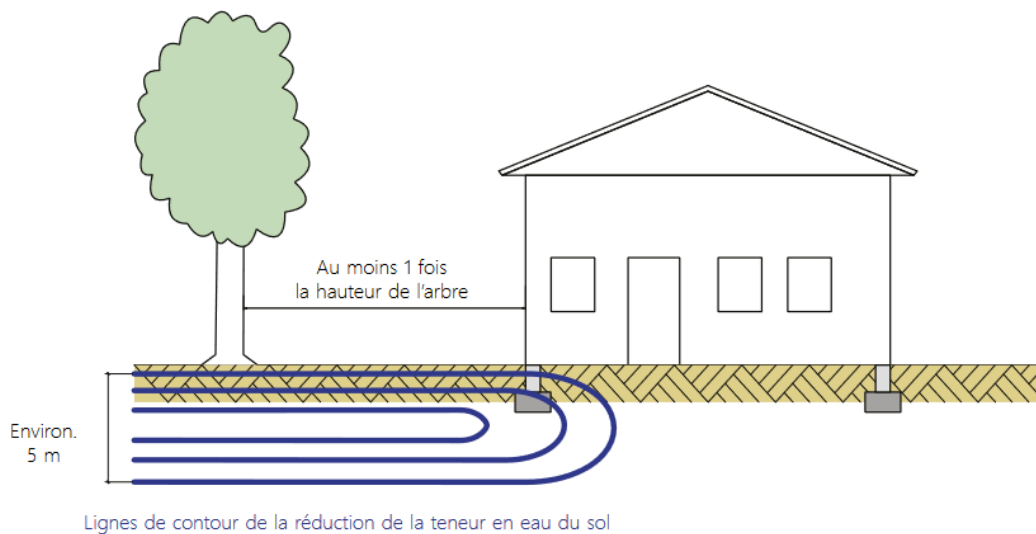


FIGURE 2.11 – Zone d'influence d'un arbre (VAN DER AUWERA et HUYBRECHTS, 2018)

- Il est fréquent que des fuites aie lieu dans les canalisations souterraines et dans les système de drainage. Ces fuites conduisent à une augmentation de la teneur en eau (VAN DER AUWERA et HUYBRECHTS, 2018).
- Il y a également l’abaissement naturel ou artificiel des nappes phréatiques qui peut entraîner une réduction de la teneur en eau dans les couches supérieures du sol. Dans ce cas, le retrait et le gonflement ne sont pas directement liés à l’abaissement de la nappe lui-même. L’abaissement de la nappe rend simplement le sol plus sensible à la dessiccation et c’est une autre cause comme la végétation qui va engendrer le phénomène de retrait ou de gonflement (VAN DER AUWERA et HUYBRECHTS, 2018).
- Enfin, les pentes et le relief de la surface du sol conditionne les écoulements des eaux, ainsi que la formation de zones de stagnation et d’infiltration éventuelles. Ces conditions peuvent favoriser le gonflement du sol (COJEAN, 2017).

## 2.4 Dommages sur les ouvrages géotechniques

Le phénomène de retrait et de gonflement des argiles est à l’origine de plusieurs dommages observables sur les ouvrages géotechniques. En effet, les variations de volume dues aux cycles de séchage et d’humidification dans les couches situées sous le niveau d’assise de fondation sont susceptible d’engendrer des mouvements verticaux pouvant atteindre jusqu’à 10 % de l’épaisseur de la couche concernée. Ces mouvements, qu’ils soient globaux ou différentiels, peuvent générer des désordres relativement importants au niveau des ouvrages, les fragilisant ainsi de manière durable. De plus, étant donné que les variations de volume se produisent dans les trois directions de l’espace, elles peuvent donc provoquer des déplacements horizontaux, ce qui accentue le processus de détérioration (VAN DER AUWERA et HUYBRECHTS, 2018).

Les mouvements différentiels sont la principale cause des effets néfastes du phénomène de retrait et de gonflement sur les structures (HECK, 2017). Ces tassements ou gonflements différentiels se traduisent par des déformations non uniformes sous la construction, ce qui entraîne la formation de fissures dans les ouvrages, voire leur rupture. En effet, si l’ouvrage monte et descend de manière global, il reste rigide et ne se fissure pas. Ce sont donc les tassements différentiels qui distordent les bâtiments et créent des fissures. Cependant, il convient également d’éviter les mouvements globaux, car ils peuvent engendrer d’autres problèmes. Par exemple, si la zone sous le bâtiment s’affaisse tandis que la zone extérieure ne subit aucun tassement, cela peut entraîner des forces de cisaillement sur les éléments souterrains tels que les canalisations ou les systèmes de drainage reliant les deux zones (VAN DER AUWERA et HUYBRECHTS, 2018).

Les principaux désordres observés au niveau des structures, dont certains sont représentés à la FIGURE 2.12, sont les suivants :

- Fissuration en façade : le plus souvent les fissures sont obliques mais elles peuvent être également verticales ou horizontales. Les fissures peuvent se produire à la fois à l’intérieur et à l’extérieur des ouvrages. Ces fissures passent au niveau des points de faiblesse que constituent les ouvertures. Généralement, les fissures ont une largeur de l’ordre du millimètre, mais dans certains cas, elles peuvent atteindre quelques centimètres (KAZMIERCZAK et al., 2017) ;
- Décollement entre éléments jointifs des ouvrages tel que des garages, des perrons, des terrasses, etc. Ces décollements peuvent entraîner des problèmes d’étanchéité, de stabilité et d’intégrité structurelle (MINISTÈRE DE LA TRANSITION ÉCOLOGIQUE, s. d.) ;

- Distorsion des portes et/ou des fenêtres : la distorsion se caractérise par une déformation ou un mauvais alignement des ouvertures, ce qui peut rendre leur fonctionnement difficile ou compromettre leur étanchéité (MINISTÈRE DE LA TRANSITION ÉCOLOGIQUE, s. d.) ;
- Dislocation ou fissuration dans le dallage et les cloisons : ce phénomène se manifeste par des fractures, des séparations ou des déformations dans les revêtements de sol et les parois intérieures. Ces désordres peuvent affaiblir l'intégrité des cloisons, entraîner des problèmes d'isolation acoustique, compromettre l'esthétique de l'espace et même causer des risques de sécurité (MINISTÈRE DE LA TRANSITION ÉCOLOGIQUE, s. d.) ;
- Rupture des canalisations enterrées provoquant des fuites accentuant le phénomène de gonflement en un endroit précis (MINISTÈRE DE LA TRANSITION ÉCOLOGIQUE, s. d.).

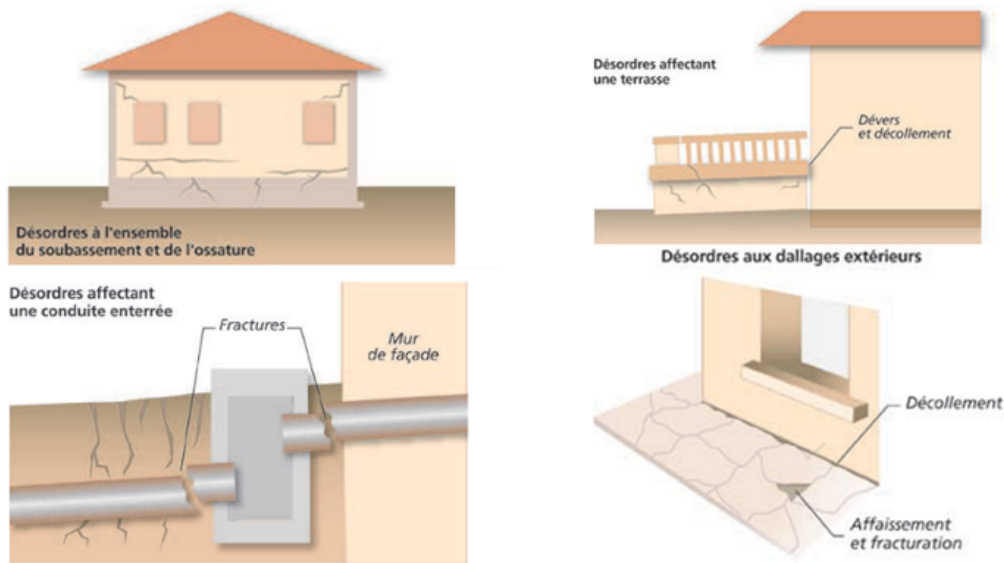


FIGURE 2.12 – Désordres possibles au niveau des structures (MINISTÈRE DE L'ÉCOLOGIE, 2007, août 6)

Les conséquences du phénomène sont purement matérielles, mais il est rare que ce genre d'aléa entraîne des dommages humains. L'importance des dégâts est liée à plusieurs facteurs, notamment l'épaisseur des sols argileux présents sous l'ouvrage, l'hétérogénéité des sols en présence, les forces appliquées par la structure sur le sol, la proximité de spécimens végétaux, ainsi que les perturbations hydriques générées par le bâtiment. L'épaisseur des couches de sols influence davantage l'ampleur des dégâts, tandis que l'hétérogénéité des sols a tendance à influencer le risque d'apparition de mouvements différentiels (COJEAN, 2017).

Les constructions les plus touchées par le phénomène de retrait et gonflement sont les maisons individuelles. Ce type d'habitation présente une certaine incapacité à reprendre les distorsions générées par les mouvements du sol (MINISTÈRE DE LA TRANSITION ÉCOLOGIQUE, s. d.). Plusieurs raisons permettent d'expliquer cette incapacité :

- La structure du bâtiment est relativement légère et peu rigide (MINISTÈRE DE L'ÉCOLOGIE, 2007, août 6) ;
- Les fondations des maisons individuelles sont souvent des fondations superficielles qui ne s'étendent pas au-delà de la zone sujette aux variations de la teneur en eau du sol (SCHROEDER, 2023, mars 7) ;

- Le dimensionnement des bâtiments est parfois réalisé sans prendre en compte l'événement de retrait et de gonflement des sols. Cela signifie que les ingénieurs et concepteurs ne prennent pas spécifiquement en considération les effets potentiels de ces phénomènes sur la construction. En conséquence, aucune mesure de précaution de construction n'est généralement prise pour atténuer les effets du retrait et du gonflement (SCHROEDER, 2023, mars 7; MINISTÈRE DE L'ÉCOLOGIE, 2007, août 6).

## 2.5 Mesure préventive et corrective

Pour palier aux différents désordres causés par le phénomène de retrait et de gonflement, il existe plusieurs mesures préventives et curatives qui peuvent être mises en place afin d'éviter, ou du moins d'appréhender au mieux ces phénomènes (VAN DER AUWERA et HUYBRECHTS, 2018). Ces mesures s'opposent aux désordres de deux manières : soit elles tentent de maîtriser les variations de la teneur en eau afin de minimiser le risque d'occurrence et l'ampleur du phénomène, soit elles agissent sur la structure pour éviter sa dislocation due aux mouvements différentiels (HECK, 2017). La construction sur les sols argileux est donc possible à condition de respecter certaines règles constructives.

Avant de commencer la construction d'un nouvel ouvrage, il est essentiel de connaître la nature du sol sur lequel il sera construit. Il est donc préférable de réaliser une reconnaissance du sol. Cette reconnaissance permettra de déterminer si le sol est argileux ou non, et par conséquent s'il est sensible au phénomène de retrait et de gonflement. Dans le cas où des argiles sont détectées, il est nécessaire d'approfondir l'étude de sol afin d'évaluer le risque d'apparition de ce phénomène. Cette étude de sol permet ainsi de prendre les dispositions nécessaires pour prévenir ces problèmes. Malheureusement, il arrive que cette étude ne soit pas toujours réalisée (VAN DER AUWERA et HUYBRECHTS, 2018).

### 2.5.1 Actions prises sur l'environnement proche

Toutes les mesures mentionnées dans cette section ne concernent en aucun cas la structure du bâtiment, elles se concentrent exclusivement sur les éléments environnants de la construction. L'objectif principal de ces mesures est d'éloigner tout élément susceptible de provoquer des variations d'humidité dans le sol en respectant des règles de construction ou en mettant en place des systèmes spécifiques.

#### Mesures concernant la végétation :

La présence de végétation à proximité des constructions est souvent problématique dans la mesure où les racines des végétaux puisent l'eau dans les sols situés sous le niveau d'assise des fondations et sous le bâtiment lui-même. Le sol de fondation est alors soumis à d'importantes variations de la teneur en eau, qui peut causer des dommages. Le but est alors d'arriver à isoler le bâtiment de la zone d'influence de la végétation afin de réduire les risques (MINISTÈRE DE L'ÉCOLOGIE, 2007, août 6).

Pour cela, plusieurs mesures peuvent être considérées. En premier lieu, il est recommandé de maintenir une certaine distance entre la végétation et les constructions de manière à ce que les racines n'affectent pas le sol présent sous l'ouvrage. Dans le cas d'un arbre isolé, la distance minimale à respecter est égale à une fois la hauteur de l'arbre. Si plusieurs arbres sont présents, la distance minimale à respecter est de 1,5 fois la hauteur du groupe d'arbres (VAN DER AUWERA

et HUYBRECHTS, 2018 ; HECK, 2017).

Quand il n'est pas possible de respecter la distance minimale entre la végétation et les constructions, la méthode la plus simple et la plus radicale consiste à abattre les arbres. Cependant, il est important de noter que cette méthode engendre une importante modification des conditions hydriques du sol. En l'absence des racines qui puisent l'eau, le sol a tendance à se réhumidifier, ce qui peut conduire à un soulèvement en surface due à un gonflement. Dans ce cas de figure, il est conseillé d'attendre plusieurs années pour permettre au sol de retrouver ses conditions naturelles de teneur en eau avant d'implanter un quelconque ouvrage (VAN DER AUWERA et HUYBRECHTS, 2018 ; MINISTÈRE DE L'ÉCOLOGIE, 2007, août 6 ; CUI et DELAGE, 2003).

Une alternative à l'abattage des arbres est l'élagage. Cette méthode permet de réduire la capacité d'évaporation des arbres et donc leurs besoins en eau. L'élagage doit être effectué de manière régulière afin de limiter les variations trop fréquentes de la teneur en eau du sol (VAN DER AUWERA et HUYBRECHTS, 2018 ; MINISTÈRE DE L'ÉCOLOGIE, 2007, août 6).

La dernière mesure envisageable dans le cas des végétaux est la mise en place de barrières verticales, communément appelées écrans anti-racines. Ces dispositifs sont installés à proximité immédiate des arbres afin de protéger au mieux la structure du bâtiment. Ils ont pour objectif d'empêcher la propagation des racines sous le bâtiment. La profondeur minimale recommandée pour ces écrans est de 2 m, mais cela peut varier en fonction de l'agressivité et de la profondeur du système racinaire des arbres en question. Il est essentiel que l'écran soit suffisamment long pour empêcher les racines de le contourner (VAN DER AUWERA et HUYBRECHTS, 2018 ; HECK, 2017 ; MINISTÈRE DE L'ÉCOLOGIE, 2007, août 6).

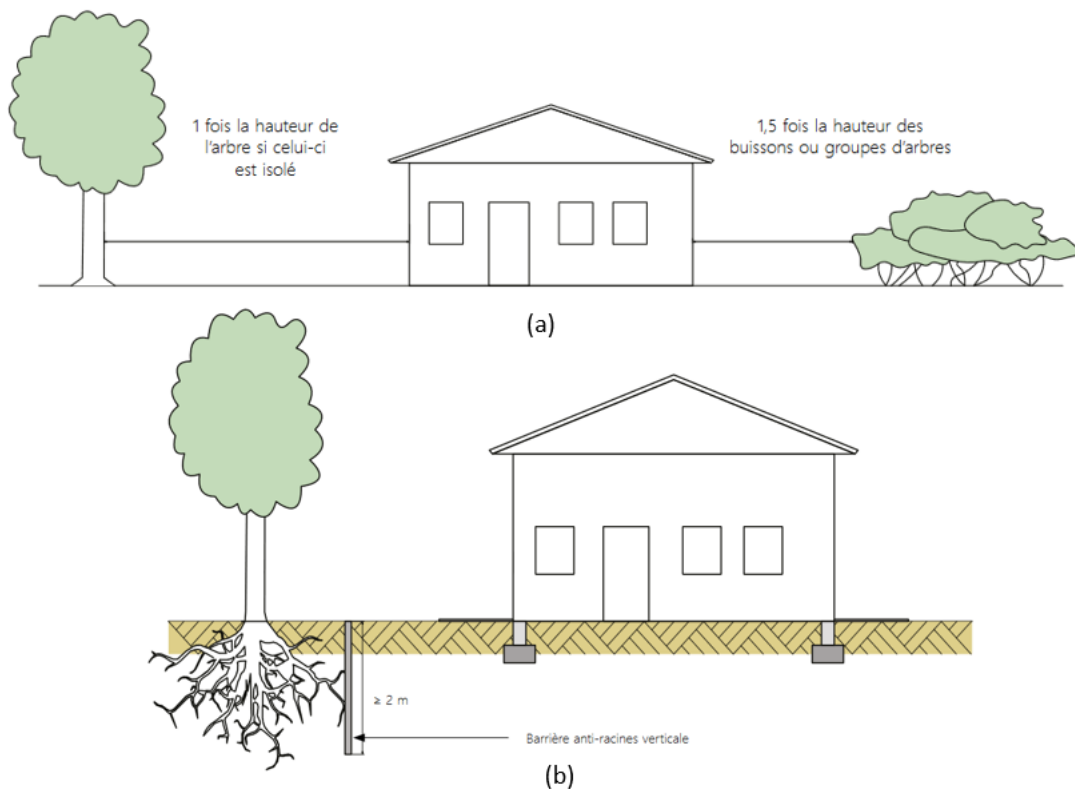


FIGURE 2.13 – Distance minimale et écran anti-racines (VAN DER AUWERA et HUYBRECHTS, 2018)



### Création d'une ceinture étanche autour du bâtiment :

Le sol présent sous le bâtiment est généralement moins exposé à l'évaporation par rapport au sol environnant, ce qui peut entraîner une différence de teneur en eau au niveau des fondations. Pour résoudre ce problème, on peut mettre en place des barrières horizontales étanches d'au moins 1,5 m de largeur s'établissant sur tout le périmètre du bâtiment. Ces barrières étanches peuvent être créées par la réalisation de trottoirs périphériques ainsi que par la mise en place de géomembranes enterrées sous la terre arable (MINISTÈRE DE L'ÉCOLOGIE, 2007, août 6 ; MINISTÈRE DE LA TRANSITION ÉCOLOGIQUE, s. d.).

Ces procédés permettent de protéger la zone immédiate autour du bâtiment de l'évaporation et de l'infiltration d'eau. De plus, il est courant de donner une légère pente à ces dispositifs afin d'éloigner les eaux de ruissellement du bâtiment (MINISTÈRE DE L'ÉCOLOGIE, 2007, août 6 ; MINISTÈRE DE LA TRANSITION ÉCOLOGIQUE, s. d.). Cela contribue à maintenir une teneur en eau plus stable au niveau des fondations et réduit ainsi les variations hydriques susceptibles de causer des problèmes de retrait et gonflement (COJEAN, 2017 ; HECK, 2017).



FIGURE 2.14 – Barrière horizontale étanche (MINISTÈRE DE L'ÉCOLOGIE, 2007, août 6)

### Étanchéification des canalisations enterrées :

Concernant les canalisations enterrées, il est crucial d'éviter toute fuite ou rupture de celles-ci, car de tels incidents peuvent provoquer des variations localisées de la teneur en eau du sol. Pour assurer la résistance des canalisations aux mouvements différentiels sans risque de rupture, les canalisations sont réalisées au moyen de matériaux flexibles avec la mise en place de joints souples au niveau des raccordements. Par ailleurs, il est recommandé d'éviter le passage des canalisations à travers le gros-œuvre du bâtiment afin d'éviter la transmission des mouvements subis par le bâtiment aux systèmes de canalisations enterrées (MINISTÈRE DE L'ÉCOLOGIE, 2007, août 6 ; CUI et DELAGE, 2003).

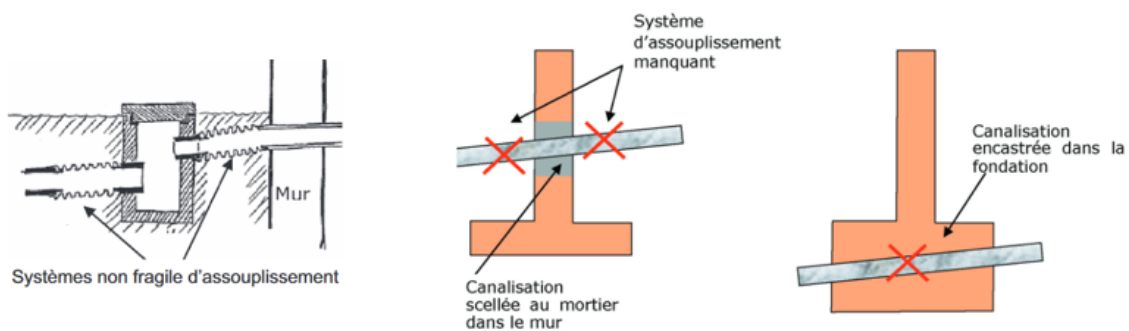


FIGURE 2.15 – Systèmes d'assouplissement des raccordements et dispositions à proscrire (HECK, 2017)



## 2.5.2 Actions prises sur les fondations et la structure

### Adaptation des fondations :

Dans la plupart des maisons individuelles, les fondations sont généralement superficielles et se situent dans des couches de sol susceptibles de subir des variations de teneur en eau. Les dommages résultent souvent d'une conception et/ou d'une réalisation inadaptées des fondations pour le sol en présence. Pour réduire ces risques, il est important de respecter certaines conditions simples lors de la conception des fondations (MINISTÈRE DE L'ÉCOLOGIE, 2007, août 6).

Tout d'abord, il est essentiel que les fondations soient suffisamment profondes et ancrées de manière à traverser les couches superficielles du sol sensibles aux aléas climatiques et donc susceptibles de subir des variations de volume. La profondeur des fondations doit être adaptée en fonction de la portance du sol, de la sensibilité du site et de la profondeur de pénétration du gel (MINISTÈRE DE L'ÉCOLOGIE, 2007, août 6 ; CUI et DELAGE, 2003). Dans le cas d'un sol plastique, l'assise des fondations devra être fondée à une profondeur minimale de 1,5 m depuis la surface de la terre, puisqu'au-delà de cette valeur, la teneur en eau est considérée comme quasi constante. Ensuite, il est vivement conseillé que les fondations soient ancrées à la même profondeur sur tout le pourtour du bâtiment (VAN DER AUWERA et HUYBRECHTS, 2018). Éviter les asymétries au niveau des fondations permet de prévenir les tassements différentiels, en particulier dans le cas de terrains en pente où le rapport de surconsolidation varie entre l'amont et l'aval (MINISTÈRE DE L'ÉCOLOGIE, 2007, août 6 ; CUI et DELAGE, 2003). Enfin, il est préférable de recourir à des fondations continues en béton armé (MINISTÈRE DE L'ÉCOLOGIE, 2007, août 6).

Lorsque le bâtiment est déjà construit, il est possible de venir diminuer l'amplitude et le risque de retrait et de gonflement en abaissant le niveau des fondations pour atteindre des terrains plus stables (VAN DER AUWERA et HUYBRECHTS, 2018 ; HECK, 2017). Cette opération d'approfondissement des fondations peut être réalisée à l'aide de diverses techniques de reprise en sous-oeuvre, telles que la création d'un massif de béton, l'installation de micropieux ou l'injection de polyuréthane (VAN DER AUWERA et HUYBRECHTS, 2018 ; CUI et DELAGE, 2003). Ces mesures permettent de renforcer les fondations existantes et de mieux prévenir les problèmes liés au retrait et au gonflement du sol. Une alternative efficace à un approfondissement des fondations consiste à envisager la conception et la réalisation d'un radier généralisé selon les normes appropriée lorsqu'il s'agit de nouvelle construction (MINISTÈRE DE L'ÉCOLOGIE, 2007, août 6).

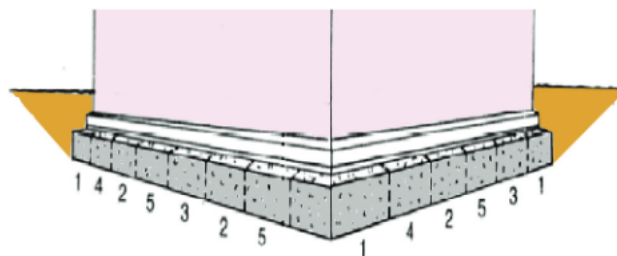


FIGURE 2.16 – Reprise en sous-oeuvre par plots alternés (KAZMIERCZAK et al., 2017)

### Rigidification de la structure du bâtiment :

La plupart du temps, les dommages causés par le phénomène de retrait et de gonflement apparaissent dans des constructions dont la rigidité est insuffisante pour supporter les distorsions générées par les mouvements du sol. Il est alors nécessaire de renforcer la structure afin de la rendre capable de résister à ces mouvements en permettant une nouvelle répartition des efforts, dans le but d'éliminer ou du moins de réduire les risques de dommages (MINISTÈRE DE L'ÉCOLOGIE, 2007, août 6).

Le principal moyen utilisé pour renforcer les structures des bâtiments est la mise en oeuvre de chaînages. Les chaînages constituent des éléments d'ossature présents dans les parois porteuses d'un bâtiment. Ils permettent de ceinturer les murs, solidarisant ainsi les parois et empêchant les désordres du bâtiment. Deux types de chaînages existent : les chaînages horizontaux, présents à chaque étage au niveau des planchers où les parois sont érigées, et les chaînages verticaux, présents dans les angles de construction et le long des murs de refend. Ce dispositif de chaînages peut être complété par d'autres mesures telles que la construction d'un soubassement "monobloc" ou encore l'installation de linteaux au-dessus des ouvertures (MINISTÈRE DE L'ÉCOLOGIE, 2007, août 6).

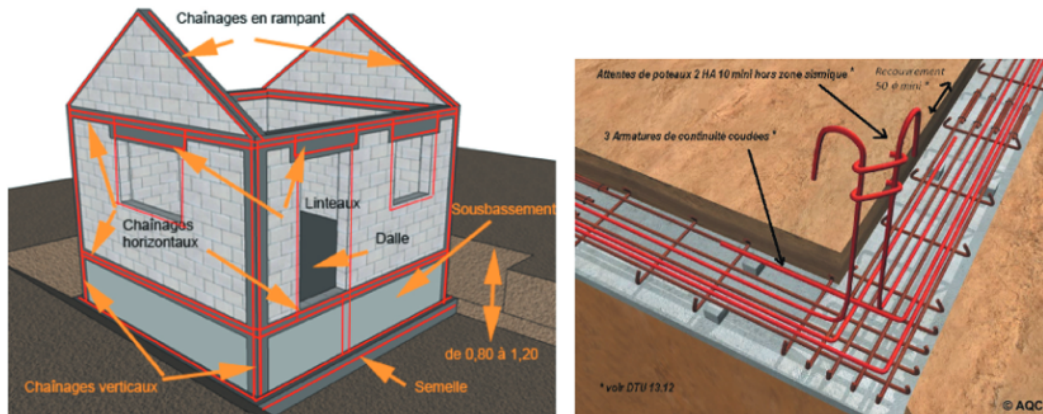


FIGURE 2.17 – Principe de chaînage (HECK, 2017)

### Désolidarisation d'éléments jointifs de structure :

Dans le cas de deux maisons mitoyennes ou d'une maison possédant une extension telle qu'un garage, une véranda ou une terrasse, accolés et fondés à des niveaux différents, peuvent subir des mouvements dont l'ampleur peut varier de manière considérable. En l'absence d'une désolidarisation des deux structures, les sollicitations exercées sur l'une des structures peuvent se transmettre à l'autre, favorisant ainsi la dégradation des deux bâtiments. Il est alors essentiel de désolidariser les différentes parties afin de permettre des mouvements différentiels entre elles. Cette désolidarisation est réalisable par la mise en place d'un joint de dilatation ou de rupture sur toute la hauteur du bâtiment, depuis les fondations de celui-ci (HECK, 2017 ; MINISTÈRE DE L'ÉCOLOGIE, 2007, août 6).

La mise en place d'un joint de dilatation ou de rupture permet de créer une zone de liberté entre les structures adjacentes, leur permettant de se déplacer indépendamment l'une de l'autre en cas de mouvements différentiels du sol. Cela évite la transmission des efforts et des dommages d'une structure à l'autre, contribuant ainsi à préserver leur intégrité respective. Il est important que ce joint soit conçu et réalisé conformément aux normes et aux recommandations appropriées pour assurer son efficacité et sa durabilité (HECK, 2017 ; MINISTÈRE DE L'ÉCOLOGIE, 2007, août 6).

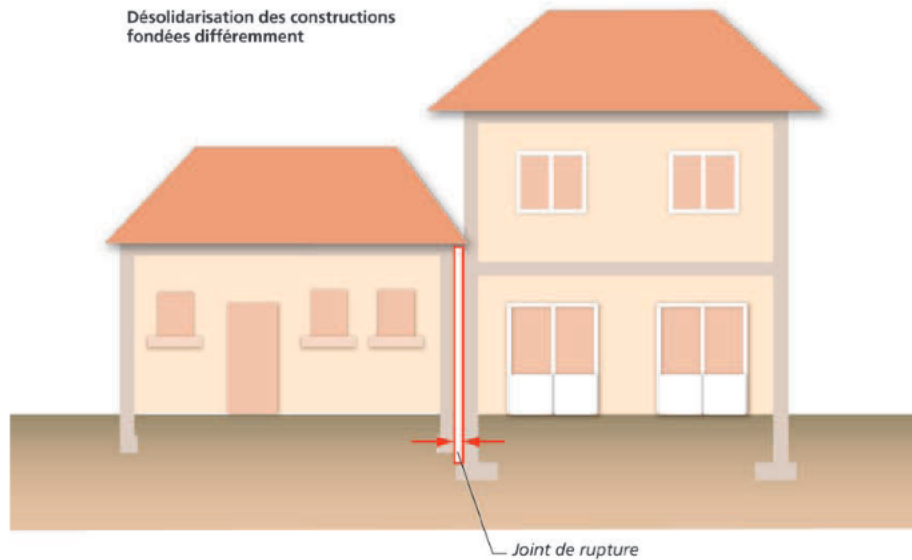


FIGURE 2.18 – Désolidarisation de deux parties de structure fondées différemment au moyen d'un joint de rupture (MINISTÈRE DE L'ÉCOLOGIE, 2007, août 6)

# Chapitre 3

## État de l'art

Dans ce chapitre, différents points liés à la thématique de cette étude seront abordés. Tout d'abord, une description de l'état des sols est présentée, ainsi que leurs principales caractéristiques massiques et volumiques. Ces notions constituent une base essentielle pour l'étude des sols. Ensuite, la notion de succion est introduite, ainsi que les différentes techniques expérimentales de contrôle permettant de l'imposer. Par la suite, l'aspect hydrique des sols non saturés est abordé. Cette partie met en évidence l'influence de la succion sur les variations de teneur en eau à travers les courbes de rétention d'eau et les phénomènes d'hystérésis qui y sont associés. Enfin, une section est consacrée aux aspects mécaniques des sols. Un bref rappel du comportement des sols saturés est donné, suivi d'une description plus détaillée du comportement des sols non saturés.

### 3.1 État des sols non saturés

En général, il est souvent considéré que le sol est soit sec, soit saturé ce qui néglige un phénomène important appelé succion, qui se produit lorsque le sol est non saturé. En effet, un sol saturé est un milieu biphasique, composé de deux phases : une phase solide et une phase liquide, tandis qu'un sol non saturé est un milieu triphasique. Il contient une phase gazeuse en plus de la phase solide et de la phase liquide. Ces trois phases sont schématisées à la FIGURE 3.1. Certains auteurs proposent également de prendre en compte l'interface air-eau, également appelée peau contractile, qui présente des propriétés physiques différentes des autres phases, comme la possibilité d'exercer une tension superficielle. L'interaction entre ces différentes phases engendre la succion, qui conditionne le comportement mécanique des sols non saturés (FREDLUND et RAHARDJO, 1993).

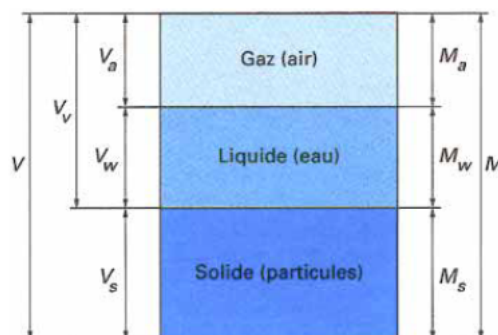


FIGURE 3.1 – Schématisation des trois phases du sol (MAGNAN, 1997)

Sur base de la FIGURE 3.1, il est possible de définir les caractéristiques d'un milieu triphasique qui déterminent les proportions massiques et volumiques de chaque phase (CHARLIER, 2016a; MAGNAN, 1997). Parmi ces caractéristiques, on trouve :

- la porosité : rapport du volume des vides sur le volume total [-]

$$n = \frac{V_v}{V} \quad (3.1)$$

- l'indice des vides : rapport du volume des vides sur le volume des particules solides [-]

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (3.2)$$

- la teneur en eau : rapport de la masse d'eau sur la masse des grains solides [%]

$$w = \frac{M_w}{M_s} \quad (3.3)$$

- le degré de saturation : rapport du volume d'eau sur le volume des vides [-]

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \quad (3.4)$$

- la masse volumique : rapport de la masse totale sur le volume total [kg/m<sup>3</sup>]

$$\rho = \frac{M}{V} \quad (3.5)$$

Que ce soit pour les sols artificiels ou naturels, la plupart du temps, le sol se trouve dans un état non saturé. Les sols non saturés sont principalement présents dans deux domaines : les ouvrages réalisés par compactage tels que les remblais, les digues, les barrages en terre et les barrières géologiques d'étanchéité des centres de stockage de déchets, et les sols naturels des régions arides ou semi-arides, et même dans des régions tempérées où les couches de surface sont très souvent non saturées.

## 3.2 Tension superficielle et capillarité

Lorsque deux fluides non miscibles entrent en contact, une interface se forme entre eux. À l'intérieur de chaque fluide, les molécules sont toutes soumises à des forces intermoléculaires équilibrées, tandis qu'à l'interface entre les deux fluides, les molécules sont soumises à des forces déséquilibrées. En effet, une molécule d'eau à l'intérieur d'une masse d'eau exerce et subit la même force que les autres molécules d'eau, alors que celle présente à l'interface entre les deux fluides subit l'action d'une molécule d'un autre fluide, donc d'une force d'intensité différente. Par exemple, à l'interface air-eau, une molécule est soumise à l'action exercée par l'eau et à l'action exercée par l'air. Étant donné que l'attraction exercée par les molécules d'eau est plus importante que celle exercée par les molécules d'air, cela crée un déséquilibre des forces dans la direction de l'eau. Par conséquent, les forces ont une résultante non nulle à l'interface, contrairement à une molécule située à l'intérieur du fluide. Cette attraction des molécules vers la masse d'eau engendre une tension de surface à l'interface, représentée à la FIGURE 3.2 dans le cas d'une interface plane (JEAN, 2012; DELAGE et CUI, 2000). La tension superficielle est une caractéristique des surfaces des liquides. Cette tension est une force linéique qui agit tangentielllement à la surface. Elle est également responsable du phénomène de capillarité (JEAN, 2012).

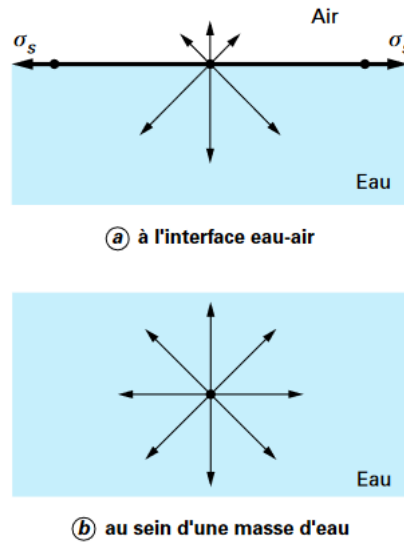


FIGURE 3.2 – Forces sur une molécule d'eau et tension superficielle (DELAGÉ et CUI, 2000)

Le phénomène de capillarité est souvent illustré par une expérience relativement simple, comme cela est montré à la FIGURE 3.3. L'expérience consiste à placer un tube capillaire de rayon  $r$  dans un récipient rempli d'eau. Lorsque le tube entre en contact avec l'eau, celle-ci remonte dans le tube sous l'effet des tensions superficielles jusqu'à atteindre une certaine hauteur  $h_c$ , appelée hauteur de pression capillaire (JEAN, 2012 ; DELAGÉ et CUI, 2000). L'interface entre l'air et l'eau prend une courbure et forme ainsi un ménisque. La différence de pression entre l'air et l'eau est définie comme étant la pression capillaire.

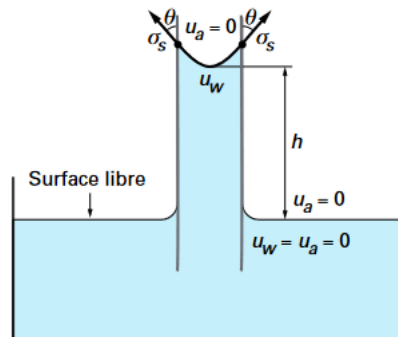


FIGURE 3.3 – Remontée capillaire dans un tube (DELAGÉ et CUI, 2000)

La relation entre le rayon de courbure du ménisque sphérique eau-air dans le tube et la pression capillaire est donnée par la loi de Laplace. Dans le cas d'hypothèse de pores cylindriques, cette loi se simplifie et conduit à l'expression de la loi de Jurin (DELAGÉ et CUI, 2000) :

$$P_c = u_a - u_w = \frac{2\sigma_s \cos \theta}{r} \quad (3.6)$$

où  $P_c$  est la pression capillaire,  $u_a$  la pression de l'air au-dessus de l'interface,  $u_w$  la pression de l'eau en dessous de l'interface,  $\sigma_s$  la tension superficielle,  $\theta$  l'angle de mouillage (c'est-à-dire l'angle de raccordement entre le ménisque et le solide), et  $r$  le rayon du tube (DELAGÉ et CUI, 2000).

Cette relation montre que plus le rayon du tube capillaire est petit, plus la pression capillaire est importante. Ceci implique que, au niveau du ménisque, la pression de l'air est d'autant plus supérieure à la pression de l'eau que le rayon du tube est petit. Étant donné que la pression de l'air est prise égale à la pression atmosphérique, qui est considérée nulle par convention, la pression de l'eau dans le tube est négative. En d'autres termes, l'eau se retrouve sous tension, tandis que l'air n'est pas soumis à une telle tension. Ce déséquilibre de tension à l'interface air-eau est compensé par les tensions de surface (JEAN, 2012 ; DELAGE et CUI, 2000).

La progression de la pénétration de l'air dans un sol granulaire initialement saturé peut être visualisée à la FIGURE 3.4. Lorsqu'un sol se dessèche, la pénétration de l'air commence au niveau de la surface du sol, en particulier au niveau des plus gros pores qui émergent à cette surface et où l'air entre en contact avec l'eau. À mesure que le sol dessèche, l'air progresse et pénètre dans des pores de plus en plus petits (contours 1 à 5 FIGURE 3.4). Ces pores peuvent être assimilés à des tubes capillaires de petites dimensions. Ainsi, plus le sol se désature, plus le rayon de courbure des ménisques devient petit et plus la succion atteint des valeurs élevées. La valeur maximale de la succion est atteinte lorsque le sol est complètement sec. Chaque contour est associé à une seule valeur de succion et donc à un seul rayon de courbure selon la loi de Jurin (JEAN, 2012 ; DELAGE et CUI, 2000).

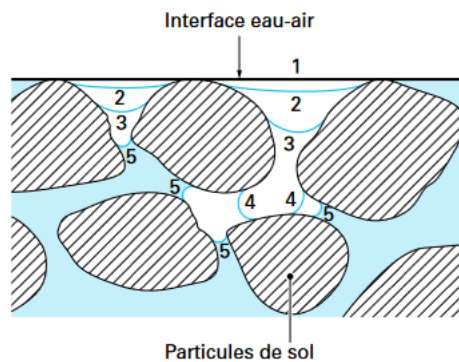


FIGURE 3.4 – Progression de la pénétration de l'air dans un sol granulaire (DELAGE et CUI, 2000)

### 3.3 Définition de la succion

Le concept théorique de succion a été développé en physique des sols au début des années 1990. La succion a été introduite pour la première fois au laboratoire de recherche routière en Angleterre pour expliquer le comportement mécanique des sols non saturés par rapport aux problèmes d'ingénierie (CUISINIER, 2002). Lors d'un symposium sur la mécanique des sols intitulé "Équilibre hydrique et variations d'humidité dans les sols" en 1965, la succion a été définie dans un contexte thermodynamique qui a été accepté dans le domaine de la géotechnique. Selon le contexte thermodynamique, la succion est définie comme une énergie potentielle comparable à la charge hydraulique dans les sols saturés. Ce potentiel représente «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 pure loin du sol, à celui d'eau interstitielle dans le sol non saturé». En termes plus simples, la succion peut être vue comme étant la mesure de l'attraction exercée par le sol sur l'eau (DELAGE et CUI, 2000). Il s'agit d'un déficit de la pression de l'eau dans le sol par rapport à la pression atmosphérique, donc d'une pression négative (CUISINIER, 2002).

En mécanique des sols, la succion est un concept qui englobe non seulement la pression capillaire exposée précédemment, mais également d'autres phénomènes. La succion, ou le potentiel hydrique, dans un milieu poreux non saturé peut être définie comme l'énergie nécessaire pour extraire l'eau de la structure du sol (COLLIN, 2003). La succion totale d'un sol est considérée comme la somme de deux composantes principales : la succion matricielle ( $s_m$ ) et la succion osmotique ( $s_o$ ) (FREDLUND et al., 2012).

$$s = s_m + s_o \quad (3.7)$$

La succion matricielle est la capacité de rétention d'eau des composantes du sol (CUISINIER, 2002). Cette capacité de rétention dépend des propriétés capillaires du milieu et des propriétés d'adsorption développées par les particules de sol (JEAN, 2012). La succion matricielle est donc la somme d'une composante capillaire appelé succion capillaire et d'une composante d'adsorption appelée succion d'adsorption (CUISINIER, 2002).

- La succion capillaire, notée  $s_c$ , est équivalente à la pression capillaire définie précédemment dans la SECTION 3.2. Elle correspond donc aux effets de la tension superficielle qui se développent au niveau du ménisque pour équilibrer les forces intermoléculaires à l'interface air-eau (JEAN, 2012).
- La succion d'adsorption, notée  $s_a$ , concerne uniquement les sols fins non saturés tels que les argiles. Dans ce type de sol, l'attraction de l'eau par le sol n'est pas seulement due au phénomène de capillarité, mais également à des phénomènes d'adsorption physico-chimique (DELAGE et CUI, 2000) (voir SECTION 2.2). La succion d'adsorption est générée par la présence de liaisons hydrogène, de forces de type Van der Waals, ainsi que par l'eau nécessaire à l'hydratation des cations attirés par le déficit de charge dans les feuillets argileux (MEBARKI, 2020).

La succion osmotique est la capacité de rétention d'eau liée aux sels présents sous forme dissoute dans l'eau du sol. Elle dépend de la différence de concentration en sel entre plusieurs points de la matrice du sol. La succion osmotique peut être négligée lorsque la concentration en sel est faible, ce qui réduit la succion totale à la succion matricielle (MEBARKI, 2020). De manière générale, la succion osmotique peut être considérée comme la pression qu'il faut appliquer pour empêcher l'équilibre entre deux solutions de concentrations différentes mises en contact par une membrane semi-perméable (MEBARKI, 2020). Cette succion correspond à la pression osmotique (COLLIN, 2003) :

$$\pi = -\frac{\rho_w RT}{M_{mol,w}} \ln \chi_w \quad (3.8)$$

Dans cette formule,  $\rho_w$  représente la masse volumique de l'eau, R est la constante des gaz parfaits, T est la température,  $M_{mol,w}$  est la masse molaire de l'eau, et  $\chi_w$  est la fraction molaire de l'eau dans la solution.

La succion joue un rôle majeur dans le comportement mécanique et hydrique des sols non saturés. Sa valeur peut varier de 0 pour un sol complètement saturé à plusieurs centaines de mégapascals pour un sol sec (FLEUREAU et al., 1993). Il est important de noter que la succion possède les dimensions d'une pression, mais elle peut également être exprimée en termes de hauteur d'eau à l'aide de la notion de pF. Le pF représente le logarithme décimal de la valeur absolue de la succion ( $pF = \log_{10} h_c$ ) où la succion est exprimée en centimètres d'eau. La notion de pF est une grandeur sans dimension (DELAGE et CUI, 2000).



### 3.4 Relation entre l'humidité relative et la succion

L'humidité relative (RH) est définie comme le rapport entre la pression partielle de la vapeur d'eau dans l'atmosphère considérée ( $P$ ) et la pression de vapeur d'eau saturante qui dépend de la température ( $P_0$ ). Elle est exprimée en pourcentage (DELAGÉ et CUI, 2000). Du point de vue thermodynamique, la succion correspond à l'énergie libre de l'eau dans le sol. Elle peut être mesurée en termes de pression de vapeur d'eau du sol, ce qui est lié à l'humidité relative (JEAN, 2012). La relation entre l'humidité relative de l'air ambiant et la succion correspondante est indépendante du sol considéré. Cette relation est définie par la loi de Kelvin, qui est une des relations fondamentales de la thermodynamique (DELAGÉ et CUI, 2000). Son expression est donnée par l'équation suivante :

$$s = u_a - u_w = \frac{RT}{gM_{mol,w}} \ln \frac{P}{P_0} \quad (3.9)$$

avec  $s$  la succion totale,  $u_a$  la pression de l'air,  $u_w$  la pression de l'eau,  $R$  la constante des gaz parfaits ( $R = 8,314 \text{ J/mol.K}$ ),  $T$  la température absolue ( $T = 293 \text{ K}$  à  $20^\circ\text{C}$ ),  $g$  l'accélération de la pesanteur ( $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ ),  $M_{mol,w}$  la masse molaire de l'eau ( $M_{mol,w} = 18,016 \text{ g/mol}$ ) et  $P/P_0$  l'humidité relative. À une température de  $20^\circ\text{C}$ , la fraction devant le terme d'humidité relative vaut  $137,837 \text{ MPa}$  (CUISINIER et MASROURI, 2003 ; DELAGÉ et al., 1998 ; DELAGÉ et CUI, 2000).

Cette relation dépend de la température, ce qui aura un impact sur le comportement des sols non saturés. Dans le cas d'actions uniquement capillaires, elle démontre que l'humidité relative de l'atmosphère environnante au sol définit le rayon du ménisque. De plus, près du ménisque, la pression partielle de la vapeur d'eau est inférieure à la pression de vapeur saturante, et cette différence est d'autant plus importante lorsque le rayon de courbure est faible (DELAGÉ et CUI, 2000).

Pour une humidité relative donnée, les échantillons de sol subissent une succion spécifique. Cette succion correspond à une teneur en eau plus élevée lorsque l'attraction exercée par le sol sur l'eau est importante. En effet, la capacité d'un échantillon de sol à retenir de l'eau dépend de sa plasticité, c'est-à-dire de sa capacité à exercer une forte attraction sur l'eau. Ainsi, plus un sol est plastique, plus il sera capable de retenir une plus grande quantité d'eau, même sous la même humidité relative (DELAGÉ et CUI, 2000).

La relation entre l'humidité relative et la succion est illustrée graphiquement à la FIGURE 3.5. Initialement, lorsque l'humidité relative est de 100 %, la succion dans le sol est nulle. Ensuite, à mesure que l'humidité relative diminue, la succion augmente rapidement jusqu'à atteindre  $10^6 \text{ MPa}$ . Pour de telles valeurs élevées de succion, des observations expérimentales ont montré que les pores intergranulaires se désaturent complètement. Seules les interactions eau-argile dans les sols fins et suffisamment plastiques sont capables de retenir de l'eau (JEAN, 2012 ; DELAGÉ et CUI, 2000).

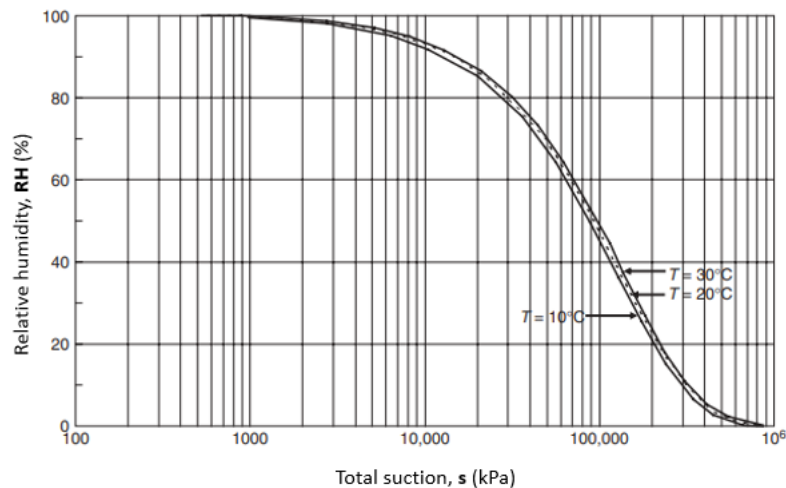


FIGURE 3.5 – Relation entre l’humidité relative et la succion totale dans un sol (FREDLUND et al., 2012)

### 3.5 Techniques expérimentales de contrôle de la succion

La succion est une grandeur physique essentielle à prendre en compte lorsqu’on étudie des sols non saturés (DELAGE et al., 2008). En effet, le comportement hydromécanique des sols non saturés est directement lié à la succion subie par le sol (FREDLUND et al., 2012). Cependant, la succion est une grandeur difficile à caractériser, ce qui a incité les chercheurs à développer diverses méthodes de mesure et de contrôle de la succion. L’objectif est d’évaluer le rôle que la succion joue dans le comportement des sols et de permettre une meilleure compréhension de l’évolution des caractéristiques du sol. Cette difficulté de mesure et de contrôle est également l’une des raisons pour lesquelles le développement de la mécanique des sols non saturés a pris du retard par rapport à celui de la mécanique des sols saturés (DELAGE et al., 2008).

Différentes techniques de contrôle et de mesure de la succion ont été développées pour couvrir toute la gamme des succions rencontrées dans les sols. Une grande partie de ces méthodes utilise des pierres poreuses céramiques dotées d’une porosité très fine. Ces pierres ne peuvent pas être désaturées sous l’effet des succions appliquées aux sols, ce qui garantit une continuité de l’eau entre le système de contrôle ou de mesure et le sol (DELAGE et CUI, 2000). Dans ce rapport, quatre techniques de contrôle sont détaillées : le contrôle par plaque tensiométrique, le contrôle par translation d’axes, la technique de contrôle osmotique et la technique de contrôle par phase vapeur.

#### 3.5.1 Contrôle par plaque tensiométrique

La technique de contrôle par plaque tensiométrique consiste à diminuer la pression de l’eau tout en maintenant la pression de l’air à la pression atmosphérique. L’eau est simplement mise sous tension par différence de niveau (CUISINIER, 2002). Pour ce faire, l’eau d’un échantillon de sol est mise en contact avec une pierre poreuse céramique saturée d’eau, qui est reliée à un récipient à altitude variable par l’intermédiaire d’un tube en forme de U comme illustré à la FIGURE 3.6a. En plaçant le récipient à une altitude inférieure à celle de l’échantillon, une dépression équivalente à la hauteur d’eau est exercée. Ce système offre une excellente précision pour les très faibles succions, se situant entre 0 et 10 kPa (équivalent à 1 mètre d’eau) (JEAN, 2012 ; DELAGE et CUI, 2000).

Dans des conditions normales, le système de mise sous tension de l'eau atteint sa limite lorsqu'il atteint le point de cavitation, généralement autour de 80 kPa pour de l'eau naturelle. Ainsi, la gamme de succion tensiométrique s'étend de 0 à 80 kPa. Cette technique est principalement utilisée en laboratoire. Pour couvrir cette plage de succion, un procédé similaire peut être utilisé en remplaçant l'eau par du mercure dans le tube en forme de U (100 kPa  $\approx$  76 mm de mercure). Le système présenté à la FIGURE 3.6b utilise une pompe à vide pour imposer la succion, tandis que le tube en U rempli de mercure sert de manomètre. Ce système permet également de mesurer la succion d'un échantillon non saturé dans la gamme tensiométrique en appliquant le vide nécessaire pour empêcher tout déplacement du ménisque d'eau dans le tube horizontal (DELAGÉ et CUI, 2000).

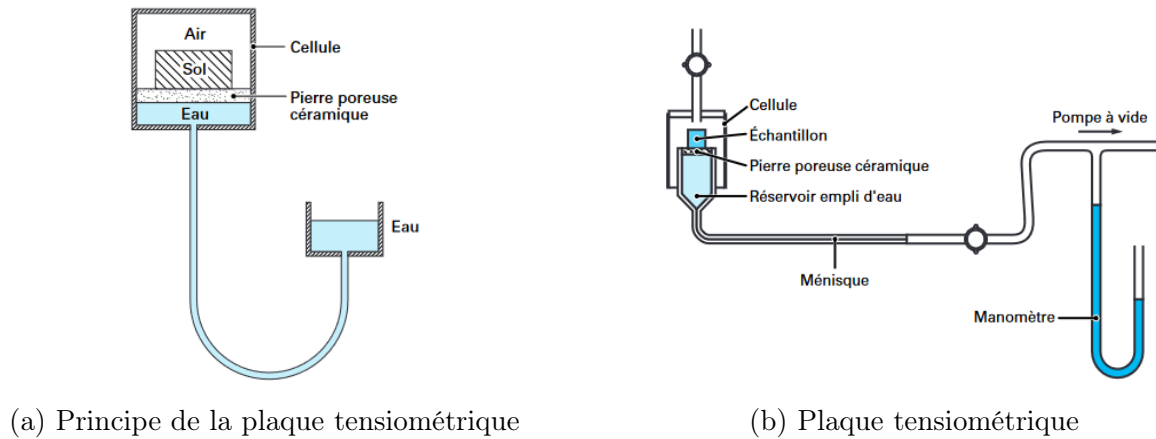


FIGURE 3.6 – (DELAGÉ et CUI, 2000)

### 3.5.2 Contrôle par translation d'axes

La technique de contrôle par translation d'axes consiste à augmenter la pression de l'air tout en maintenant la pression de l'eau du sol à la pression atmosphérique (CUISINIER, 2002). L'échantillon de sol est soumis à une pression d'air supérieure à la pression atmosphérique, ce qui impose artificiellement une valeur de succion positive (MEBARKI, 2020 ; JEAN, 2012). Ce principe a été mis en œuvre à l'aide de l'appareil de Richards, illustré à la FIGURE 3.7. L'échantillon de sol est placé dans une enceinte étanche à l'air. La base de cette enceinte, sur laquelle repose l'échantillon, est constituée d'une pierre poreuse céramique de forte pression d'entrée d'air immergée dans un récipient rempli d'eau à la pression atmosphérique. Cette pierre permet le passage de l'eau tout en empêchant le passage de l'air. Il est également possible d'utiliser une base composée d'une pierre poreuse classique associée à une membrane semi-perméable cellulosique (DELAGÉ et al., 2008 ; DELAGÉ et CUI, 2000). Il est important de garantir un bon contact entre l'échantillon de sol et la pierre poreuse afin de faciliter la continuité de la phase liquide entre ces éléments, assurant ainsi une pression d'eau nulle dans l'échantillon et garantissant une bonne précision des mesures (JEAN, 2012 ; MEBARKI, 2020).

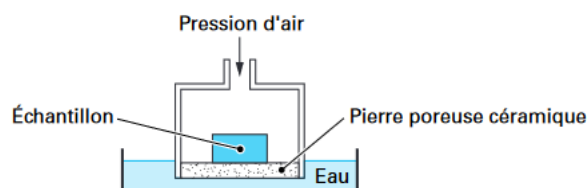


FIGURE 3.7 – Appareil de Richards pour le contrôle de succion par translation d'axes (DELAGÉ et CUI, 2000)

L'expérience consiste à appliquer une pression sur l'échantillon jusqu'à atteindre l'équilibre, ce qui se produit généralement en quelques jours pour des échantillons de taille centimétrique. Une fois l'équilibre atteint, la pression est relâchée et l'échantillon est rapidement extrait de l'enceinte afin de déterminer sa teneur en eau sous la succion imposée par le biais d'une pesée (MEBARKI, 2020), (JEAN, 2012). Cette technique permet d'imposer des succions maximales de l'ordre de 1,5 MPa, ce qui nécessite la conception de cellules de confinement métalliques extrêmement fiables en raison de l'énergie élastique stockée dans les volumes de gaz comprimé. Il convient de noter que cette limite a été repoussée jusqu'à 14 MPa en utilisant une membrane semi-perméable et de l'azote sous pression au lieu de l'air (DELAGE et CUI, 2000).

### 3.5.3 Technique de contrôle osmotique

La technique de contrôle osmotique est directement basé sur le principe de l'osmose (NOWAMOOZ, 2007). L'osmose se produit lorsque deux fluides de concentrations différentes sont mis en contact par l'intermédiaire d'une membrane perméable à un seul des deux fluides (JEAN, 2012). Dans cette technique, un échantillon de sol est placé dans une solution aqueuse contenant des molécules organiques de polyéthylène glycol (PEG) de grande taille. L'échantillon et la solution sont séparés par une membrane semi-perméable qui permet le passage de l'eau mais pas des molécules de PEG en raison de leur grande taille (DELAGE et al., 2008; NOWAMOOZ, 2007; DELAGE et CUI, 2000; DELAGE et al., 1998). Comme les molécules de PEG ne peuvent pas traverser la membrane, une différence de pression se forme entre l'eau de l'échantillon et la solution de PEG. Cette différence de pression est appelée succion osmotique, qui est appliquée à l'échantillon à travers la membrane (DELAGE et al., 2008; DELAGE et CUI, 2000; DELAGE et al., 1998). Dans le but d'équilibrer les concentrations de part et d'autre de la membrane, un transfert d'eau sous forme liquide se produit. L'eau de l'échantillon de sol migre à travers la membrane vers la solution de PEG jusqu'à atteindre l'équilibre. La succion imposée à l'échantillon dépend de la concentration de PEG dans la solution. Ainsi, plus la concentration est élevée, plus la succion appliquée est importante (DELAGE et al., 2008; NOWAMOOZ, 2007; DELAGE et CUI, 2000; DELAGE et al., 1998).

Le principe de la technique osmotique est illustré à la FIGURE 3.8. Un échantillon de sol est entouré d'une membrane osmotique, et pour assurer un bon contact entre l'échantillon et la membrane, des élastiques sont placés par-dessus la membrane autour de l'échantillon. Ensuite, l'ensemble est immergé dans un bain de solution de PEG qui repose sur un agitateur magnétique (DELAGE et CUI, 2000). La concentration de PEG est ajustée de manière à imposer la succion souhaitée (DELAGE et al., 1998). Au bout de quelques jours, l'équilibre est atteint grâce aux échanges d'eau, puis l'échantillon est extrait afin de déterminer sa teneur en eau (DELAGE et CUI, 2000; DELAGE et al., 1998).

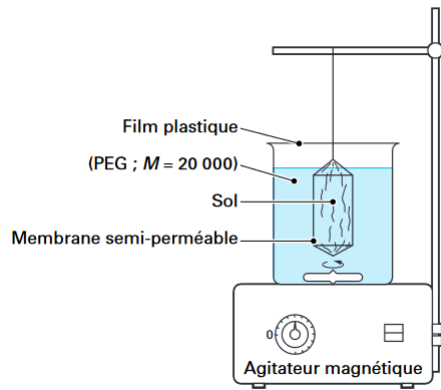


FIGURE 3.8 – Principe de mise en oeuvre de la technique de contrôle osmotique (DELAGE et CUI, 2000)

La molécule organique de polyéthylène glycol (PEG) utilisée dans la solution est composée de longues chaînes de radicaux éthyle, ce qui contribue à leur importante masse molaire (DELAGE et CUI, 2000). Différentes tailles de molécules de PEG existent, déterminées par leur poids moléculaire (DELAGE et al., 1998). Les solutions de PEG les plus couramment utilisées ont un poids moléculaire de 6000 ou 20000, mais il est également possible d'utiliser des solutions avec un poids moléculaire de 1500 et 4000 (DELAGE et CUI, 2000). Étant donné que la taille des molécules varie, différentes membranes sont disponibles pour empêcher la pénétration des molécules de PEG à travers la membrane. Ces membranes sont caractérisées par leur seuil de poids moléculaire (MWCO). Ainsi, chaque solution de PEG correspond à une membrane adaptée à sa taille (DELAGE et al., 2008 ; DELAGE et al., 1998). En fonction des solutions de PEG utilisées, la gamme de succion pouvant être appliquée avec cette technique varie de quelques kPa à une dizaine de MPa (DELAGE et al., 2008 ; DELAGE et CUI, 2000).

La relation entre la concentration en PEG et la succion est représentée à la FIGURE 3.9. Cette relation a été calibrée expérimentalement par plusieurs auteurs dont Williams et shaykewish (1969) (NOWAMOOZ, 2007). Elle est indépendante du type de PEG considéré et suit une équation parabolique dont l'expression est la suivante :

$$s = 11C^2 \quad (3.10)$$

où  $s$  est la succion [MPa] et  $C$  la concentration en PEG [g PEG/g eau] (DELAGE et CUI, 2000 ; DELAGE et al., 1998).

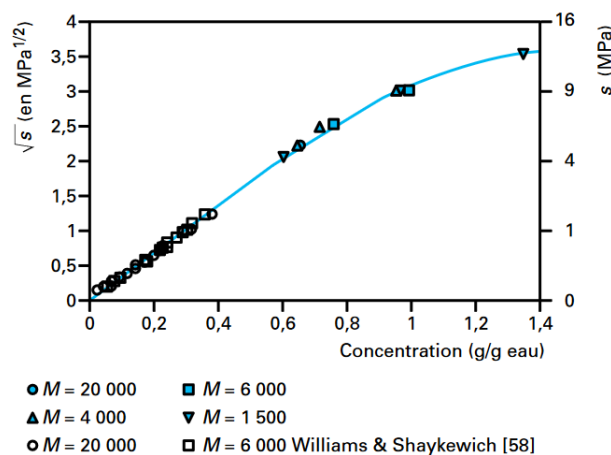


FIGURE 3.9 – Relation entre la concentration en PEG et la succion (DELAGE et CUI, 2000)

La technique de contrôle osmotique présente un avantage significatif par rapport à la technique de translation d'axe. Elle permet de reproduire les conditions réelles de succion d'eau sans appliquer de pression d'air artificielle à l'échantillon. En utilisant la technique osmotique, la pression d'eau est effectivement négative, ce qui simplifie et sécurise le processus de génération de succion (DELAGÉ et al., 2008 ; DELAGÉ et CUI, 2000 ; DELAGÉ et al., 1998). Cependant, il convient de noter que la technique osmotique présente également des inconvénients, le principal étant la sensibilité des membranes cellulosesiques aux attaques bactériennes. Lorsqu'une membrane est endommagée par des bactéries, cela peut permettre à la solution de PEG de pénétrer dans l'échantillon, compromettant ainsi le contrôle de la succion. Cela souligne l'importance de prendre des mesures appropriées pour prévenir les contaminations bactériennes et garantir l'intégrité des membranes dans le processus de contrôle osmotique (DELAGÉ et al., 2008).

### 3.5.4 Technique de contrôle par phase vapeur

La technique de contrôle par phase vapeur repose sur la régulation de l'humidité relative de l'air entourant l'échantillon. Pour ce faire, l'échantillon est placé dans un enceinte fermée, appelée dessiccateur, contenant une solution de composition chimique connue (FIGURE 3.10) (CUISINIER, 2002 ; DELAGÉ et al., 1998). Selon les propriétés physico-chimiques du composé présent dans la solution aqueuse, une humidité relative spécifique est établie à l'intérieur du dessiccateur (MEBARKI, 2020 ; DELAGÉ et al., 1998). Il se produit alors des échanges d'eau entre l'échantillon et la solution aqueuse par transfert de vapeur jusqu'à ce qu'un équilibre soit atteint. Une fois cet équilibre atteint, l'échantillon est soumis à une succion spécifique correspondant à l'humidité relative imposée par la solution (DELAGÉ et al., 1998). La relation utilisée pour relier la succion à l'équilibre au sein de l'échantillon de sol et l'humidité relative de l'air environnant est la loi de Kelvin (Éq.(3.9)).

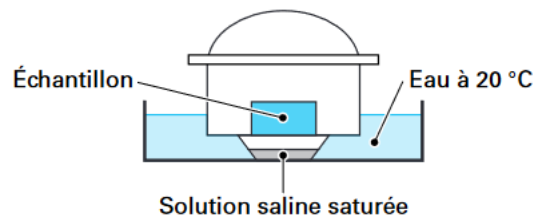


FIGURE 3.10 – Dessiccateur et solution pour le contrôle de succion par phase vapeur (DELAGÉ et CUI, 2000)

L'humidité relative imposée à l'intérieur du dessiccateur est déterminée par la nature et la concentration du composé chimique utilisé dans la solution (DELAGÉ et al., 1998). Pour obtenir différentes humidités relatives et donc différentes succions, il est possible d'utiliser soit une solution d'acide sulfurique à différentes concentrations, soit différentes solutions salines saturées (DELAGÉ et CUI, 2000). Dans le premier cas, il est nécessaire de connaître la relation entre la concentration et l'humidité relative pour le sel concerné, tandis que dans le second cas, il faut connaître la solubilité du sel et l'humidité relative imposée par le sel à saturation (MEBARKI, 2020 ; CUISINIER, 2002). La méthode utilisant des solutions salines saturées permet d'imposer une succion plus stable, elle est également plus simple à mettre en oeuvre et moins dangereuse (DELAGÉ et CUI, 2000). La TABLE 4.3 présente différentes valeurs d'humidité relative ainsi que les succions correspondantes pour différentes solutions salines saturées.

Sel	Humidité relative [%]	Succion [MPa]
$K_2SO_4$	97	4,2
$ZnSO_4, 7H_2O$	91,3	12,6
$(NH_4)_2SO_4$	81	29
NaCl	76	37,8
$NaNO_2$	66	57,3
$Mg(NO_3)_2$	55	82,4
$K_2CO_3$	44	137,8
$KCH_3CO_2$	20	182,1
KOH	9	331,9

TABLE 3.1 – Sel - humidité relative - succion pour des solutions salines saturées à une température de 20°C (DELAGÉ et CUI, 2000)

Dans cette technique, la température joue également un rôle crucial car elle influence les propriétés physiques et chimiques des solutions, en plus d'intervenir dans la loi de Kelvin (COLLIN, 2003). Il est recommandé de maintenir une température constante et contrôlée à proximité du dessiccateur (DELAGÉ et CUI, 2000). Cela peut être réalisé à l'aide d'un bain thermostatique.

La technique de contrôle par phase vapeur permet d'imposer des succions élevées allant jusqu'à plusieurs centaines de MPa dans des atmosphères sèches. Il n'y a donc pratiquement aucune limite supérieure en termes de succion (DELAGÉ et CUI, 2000). Cependant, cette technique présente une certaine imprécision pour les succions inférieures à 10 MPa (DELAGÉ et al., 1998).

Le principal inconvénient de cette méthode réside dans la lenteur du processus d'échange par transfert de vapeur d'eau. En effet, la durée de l'essai peut varier de quelques jours à quelques semaines, voire quelques mois, en fonction de la taille de l'échantillon et de la succion totale souhaitée (DELAGÉ et al., 2008 ; DELAGÉ et CUI, 2000 ; DELAGÉ et al., 1998).

## 3.6 Aspect hydrique

### 3.6.1 Courbe de rétention d'eau

Un sol peut subir des variations de succion, ce qui entraîne des changements dans sa teneur en eau et, par conséquent, une modification de son degré de saturation. La succion est liée à la quantité d'eau présente dans le sol, grâce aux interactions capillaires et d'adsorption entre l'eau et les particules de sol. La relation entre la succion et la teneur en eau (ou le degré de saturation) est représentée par une courbe appelée courbe de rétention d'eau. Cette relation peut être déterminée à l'aide de techniques de mesure et de contrôle de la succion (MEBARKI, 2020 ; CUISINIER, 2002).

Les courbes de rétention constituent une caractéristique fondamentale pour l'étude du comportement des sols non saturés. Elles représentent une grandeur macroscopique de la physique des sols qui exprime l'influence de la structure, de la porosité et de l'adsorption sur l'état de l'eau dans le sol (JEAN, 2012). Ces courbes expriment la capacité des sols non saturés à attirer et/ou à retenir l'eau en fonction de la succion appliquée (DELAGÉ et CUI, 2000).

Pour déterminer la courbe de rétention d'eau d'un échantillon de sol, on procède à un séchage depuis un état initialement saturé ou à une humidification depuis un état initialement sec en appliquant des paliers de succion croissante puis décroissante (JEAN, 2012 ; NOWAMOOZ, 2007 ; DELAGE et CUI, 2000). Lors du séchage, on obtient une courbe de désorption car l'eau est évacuée des pores en raison de l'augmentation de la succion, tandis que lors de l'humidification, on obtient une courbe de sorption car l'eau pénètre dans les pores suite à la diminution de la succion (NOWAMOOZ, 2007 ; CUISINIER, 2002). Ces courbes sont généralement représentées graphiquement en utilisant un diagramme semi-logarithmique, où les valeurs de succion sont reportées sur l'axe des abscisses et les valeurs de teneur en eau ou de degré de saturation sur l'axe des ordonnées (FREDLUND et al., 2011).

La forme générale d'une courbe de rétention d'eau est reprise à la FIGURE 3.11. Sur ce graphique, il est possible de distinguer deux changements de pente qui jouent un rôle essentiels dans la caractérisation de la courbe de rétention d'un sol. Le premier changement de pente est caractérisé par un point appelé point d'entrée d'air (FREDLUND et al., 2011). Ce point correspond à une succion critique en dessous de laquelle il y a très peu d'eau qui s'échappe du sol (MEBARKI, 2020). La succion critique est la succion à partir de laquelle l'air commence à pénétrer dans le sol (CUISINIER, 2002). Le second changement de pente est connu sous le nom de conditions résiduelles. Il est défini comme le point à partir duquel l'eau du sol devient considérablement plus difficile à extraire (FREDLUND et al., 2011). Les changements de pente permettent de diviser la courbe de rétention d'eau en trois zones distinctes : la zone d'effet limite, la zone de transition et la zone résiduelle.

- La zone d'effet limite s'étend d'un état saturé jusqu'à la valeur du point d'entrée d'air. Dans cette zone, la courbe de rétention d'eau est relativement horizontale, ce qui indique que les pores du sol sont quasiment entièrement remplis d'eau. Lorsqu'une succion inférieure à la pression d'entrée d'air est appliquée au sol, aucun air ne peut pénétrer dans les pores du sol, et donc la quantité d'eau extraite du sol est fortement limitée (PAP et al., 2018 ; JEAN, 2012).
- La zone de transition s'étend du point d'entrée d'air au point de conditions résiduelles. Lorsque la pression atteint la pression d'entrée d'air, le sol commence à se désaturer, ce qui signifie que l'air commence à pénétrer dans le sol et que les pores les plus larges commencent à se vider de leur eau (HUBERT, 2019 ; FREDLUND et al., 2011). Cette zone est caractérisée par une courbe de forte pente, ce qui indique une diminution significative de la teneur en eau à mesure que la succion augmente (PAP et al., 2018 ; JEAN, 2012). La zone de transition peut encore être subdivisée en deux sous-zones en fonction de l'état du sol (HUBERT, 2019) :
  - La première moitié de la zone de transition correspond à l'état dit funiculaire où la phase liquide est continue, alors que la phase gazeuse est composée de bulles d'air isolées.
  - La seconde moitié de la zone de transition correspond à l'état dit pendulaire. Dans cette région, aucune des deux phases n'est continue. La phase liquide se retrouve à former uniquement des liaisons entre les grains du sol.



- La zone résiduelle s'étend du point de conditions résiduelles à l'état résiduel. À partir du point de conditions résiduelles, l'eau devient de plus en plus difficile à extraire, c'est-à-dire qu'il faut fournir toujours plus d'énergie pour éliminer une infime quantité d'eau (FREDLUND et al., 2011). C'est pourquoi la courbe de rétention d'eau retrouve une faible pente dans cette zone. L'état résiduel correspond à la teneur en eau équivalente à la teneur en eau résiduelle. Cet état représente la quantité d'eau qui ne peut pas être extraite du sol. L'eau reste piégée dans les pores non connectés sous forme de ménisques isolés ou de couches immobiles adsorbées sur les particules de sol (MEBARKI, 2020 ; HUBERT, 2019).

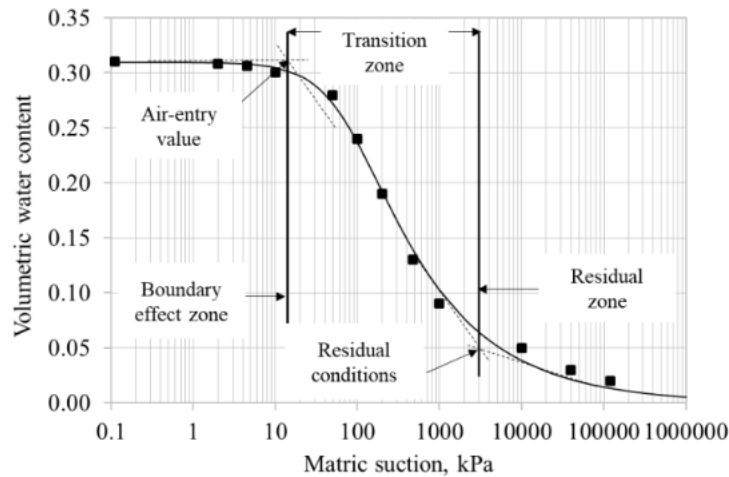


FIGURE 3.11 – Forme générale d'une courbe de rétention d'eau (PAP et al., 2018)

Il convient également de préciser que la courbe de rétention d'eau dépend du type de sol donc de la distribution granulométrique, de la structure et de la texture du sol (MEBARKI, 2020). Plus le sol est fin, plus la pression d'entrée d'air est élevée et plus la succion nécessaire pour désaturer le sol est importante (JEAN, 2012). Pour les sols argileux en particulier, la succion peut atteindre des valeurs extrêmement élevées en raison de l'adsorption, ce qui crée une succion osmotique ainsi que de la petite taille des particules d'argile. Les pores plus petits et les rayons de courbure des ménisques plus faibles permettent d'atteindre des valeurs de succion plus élevées, conformément à la loi de Jurin (MEBARKI, 2020).

À la FIGURE 3.12, on peut observer les courbes de rétention d'eau de trois sols de textures différentes, illustrant ainsi l'influence de la texture du sol sur la courbe de rétention. Cette FIGURE compare les courbes de rétention d'un sable de rivière, d'un sable fin argileux de Pachapa et d'une argile de Beit Netofa. À une succion nulle, la plupart des pores des trois types de sols sont saturés, et leur teneur en eau se situe entre 35 et 48 %, avec des teneurs en eau similaires pour le sable fin argileux et l'argile. À mesure que la succion augmente, les différences entre les courbes de rétention d'eau des différents sols deviennent beaucoup plus prononcées, avec une teneur en eau nettement plus élevée pour les sols à granulométrie fine tels que l'argile. Lorsque la succion devient très élevée, la teneur en eau des trois sols tend vers leur état résiduel, où cette fois les teneurs en eau du sable de rivière et du sable fin argileux sont similaires. Ainsi, la différence de texture et de granulométrie des sols entraîne des formes distinctes de courbes de rétention (JEAN, 2012 ; DELAGE et CUI, 2000). L'inclinaison de ces courbes indique l'effort à fournir pour faire varier la teneur en eau. Plus la pente est faible, plus la succion nécessaire pour drainer le sol est importante.

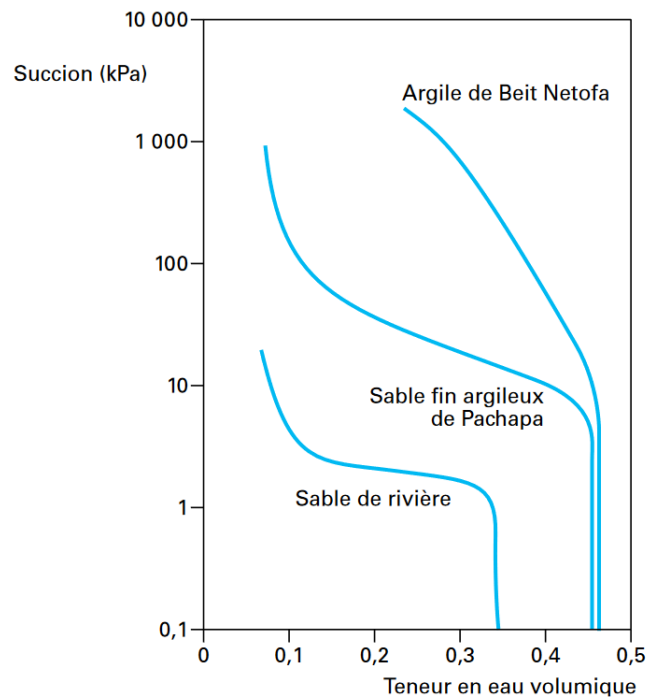


FIGURE 3.12 – Courbe de rétention d'eau de trois sols différents (DELAGE et CUI, 2000)

De plus, il est important de noter que la forme de la courbe de rétention peut être liée à l'indice de plasticité du sol. En effet, la plasticité est une caractéristique des sols à granulométries fines. Ainsi, plus le sol est fin, plus il a tendance à être plastique et plus son indice de plasticité est élevé. L'impact de la plasticité sur les propriétés de rétention est illustré à la FIGURE 3.13. On peut observer que la teneur en eau pour une succion donnée augmente avec la plasticité du sol (DELAGE et CUI, 2000).

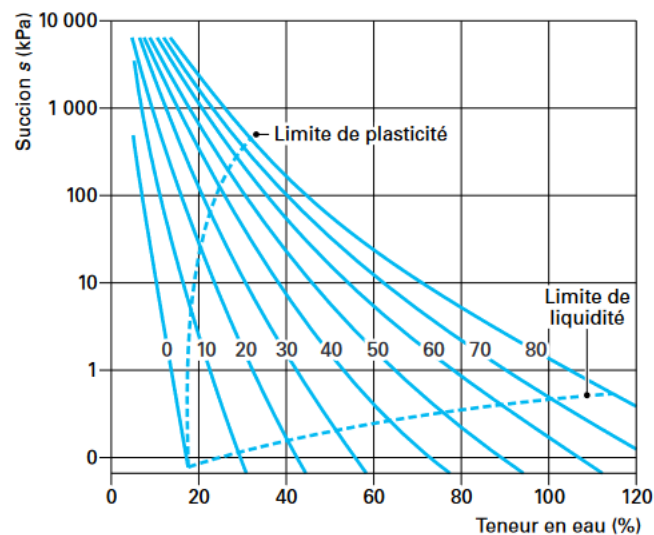


FIGURE 3.13 – Influence de la plasticité sur la rétention d'eau (DELAGE et CUI, 2000)

Enfin, différentes équations empiriques ont été proposées par différents auteurs pour décrire les courbes de rétention d'eau des sols (FREDLUND et al., 2011). Certaines de ces équations sont répertoriées dans la TABLE 3.2. Ces équations peuvent être exprimées en termes de teneur en eau ou de degré de saturation et sont classées soit comme des équations à deux paramètres d'ajustement, soit comme des équations à trois paramètres d'ajustement (FREDLUND et al., 2012).

Auteurs	Expression des courbes de rétention
Gardner (1958)	$w(s) = \frac{w_s}{1+as^n}$
Brooks et Corey (1964)	$w(s) = \begin{cases} w_s & \text{pour } s < s_e \\ w_s \left(\frac{s}{a}\right)^{-n} & \text{pour } s \geq s_e \end{cases}$
Brutsaert (1966)	$w(s) = \frac{w_s}{1+(s/a)^n}$
Van Genuchten (1980)	$w(s) = \frac{w_s}{[1+(as)^n]^m}$
McKee et Bumb (1984)	$w(s) = w_s \exp\left\{\left(\frac{a-s}{n}\right)\right\}$
Notations : w = teneur en eau ; $w_s$ = teneur en eau saturée ; s = succion ; $s_e$ = succion d'entrée d'air ; a, n, m = paramètre d'ajustement	

TABLE 3.2 – Différentes expressions pour décrire les courbes de rétention d'eau (FREDLUND et al., 2011)

L'équation la plus fréquemment utilisée pour ajuster les courbes de rétention d'eau des sols aux résultats expérimentaux est celle proposée par Van Genuchten (PONCELET et al., 2022 ; PAP et al., 2018). L'équation de Van Genuchten exprimée en termes de degré de saturation est la suivante :

$$S_r = \left[1 + \left(\frac{s}{P_r}\right)^n\right]^{(1-\frac{1}{n})} \quad (3.11)$$

où  $P_r$  et n sont des paramètres d'ajustement (PONCELET et al., 2022). Le paramètre  $P_r$  est lié à la valeur d'entrée d'air, c'est-à-dire au moment où la courbe de rétention d'eau commence à décroître rapidement. Le paramètre n quant à lui est lié au taux de désaturation du sol, c'est-à-dire à la vitesse d'extraction d'eau. Ce paramètre conditionne la pente de la courbe une fois que la valeur de pénétration d'air a été dépassée (FREDLUND et al., 2012). Ces deux paramètres d'ajustement sont déterminés en effectuant une régression au sens des moindres carrés afin d'ajuster au mieux l'équation de Van Genuchten avec les données expérimentales (PONCELET et al., 2022). Une fois que les paramètres sont déterminés, le degré de saturation peut être obtenu à l'aide de l'équation (3.11), et la courbe de rétention d'eau peut être tracée.

### 3.6.2 Phénomène d'hystérésis

Une caractéristique essentielle de la courbe de rétention d'eau est son comportement hystérique. Un échantillon de sol soumis à un cycle de séchage-humidification peut suivre différents chemins en fonction du processus utilisé. La courbe de rétention d'eau obtenue expérimentalement par Cronney (1952) et illustrée à la FIGURE 3.14 permet de déduire diverses observations concernant les propriétés de rétention d'eau des sols non saturés.

Il est observé que le chemin parcouru lors de la dessiccation se situe au-dessus du chemin parcouru lors de l'humidification, mettant ainsi en évidence le phénomène d'hystérésis (JEAN, 2012 ; DELAGE et CUI, 2000). Il n'existe pas de relation biunivoque entre la teneur en eau ou le degré de saturation et la succion (NOWAMOOZ, 2007 ; CUISINIER, 2002 ; DELAGE et CUI, 2000). En effet, comme le montre la FIGURE 3.14, pour une succion d'un mégapascal, la teneur en eau lors du séchage depuis l'état saturé est d'environ 4 %, tandis qu'elle est d'environ 8 % dans le cas d'un remouillage depuis l'état sec (DELAGE et CUI, 2000). Cela montre que, pour une succion donnée, le sol est plus humide lors de la dessiccation que lors de l'humidification. Ainsi, pour une même succion, la teneur en eau dépend de l'historique hydrique suivi par l'échantillon de sol pour atteindre ce point (JEAN, 2012 ; DELAGE et CUI, 2000).

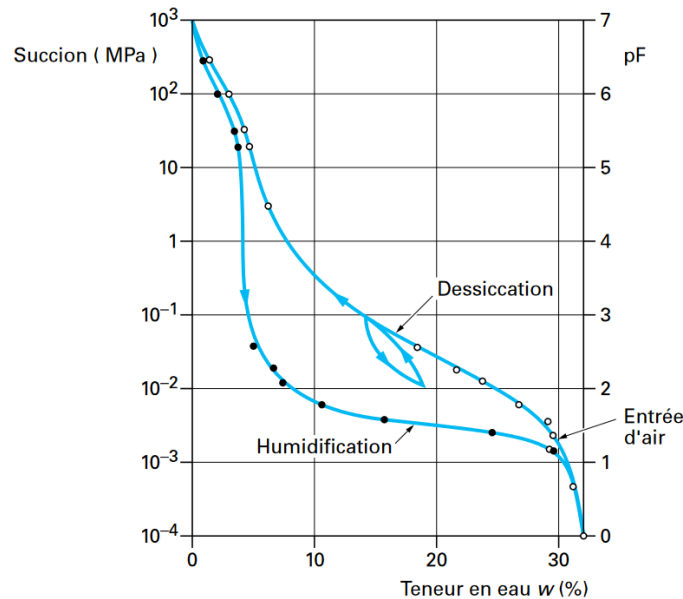


FIGURE 3.14 – Courbe de rétention d'eau de Croney (1952) et phénomène d'hystérésis (DELAGE et CUI, 2000)

Le phénomène d'hystérésis observé dans les courbes de rétention d'eau est lié à plusieurs facteurs, notamment la variation de la taille des pores, qui peuvent être connectés en série ou en parallèle, ainsi que la variation de l'angle de mouillage en fonction du processus hydrique considéré. Les différentes causes à l'origine de ce phénomène sont détaillées ci-dessous et sont respectivement représentées aux FIGURES 3.15a, 3.15b et 3.15c (MEBARKI, 2020 ; JEAN, 2012 ; DELAGE et CUI, 2000).

- Lors d'un processus de séchage, l'eau est extraite des pores de plus grande taille vers ceux de plus petite taille à mesure que la succion augmente. Ainsi, lorsque la succion imposée correspond à celle nécessaire pour vider le gros tube, l'eau est extraite de ce dernier, mais le petit tube connecté en parallèle reste rempli d'eau car la succion n'est pas assez forte pour le vider. En revanche, lors d'un processus d'humidification, le petit tube est vide à la même valeur de succion. Par conséquent, cela conduit à une teneur en eau plus forte pour une valeur de succion donnée dans le cas du séchage.
- L'effet de goulot est un autre facteur qui contribue au phénomène d'hystérésis. Il découle de la variation des dimensions des pores dans un sol qui sont connectés en série. Lors du processus de séchage, l'eau a tendance à être retenue dans les pores de plus petite taille, créant ainsi une résistance à l'extraction de l'eau. Cela entraîne une teneur en eau plus élevée lors du séchage pour une même valeur de succion, par rapport au processus d'humidification.

- La dernière cause du phénomène d'hystérésis est l'effet de goutte, qui exprime la différence de valeur de l'angle de contact entre le processus de séchage et celui de remouillage. Cette différence d'angle est due à une différence de pression. Lors d'un séchage, l'air pousse l'eau, tandis que lors d'un remouillage, c'est l'eau qui pousse l'air. Étant donné que l'angle de contact est plus petit lors du séchage, le sol aura une teneur en eau plus grande pour une succion donnée.

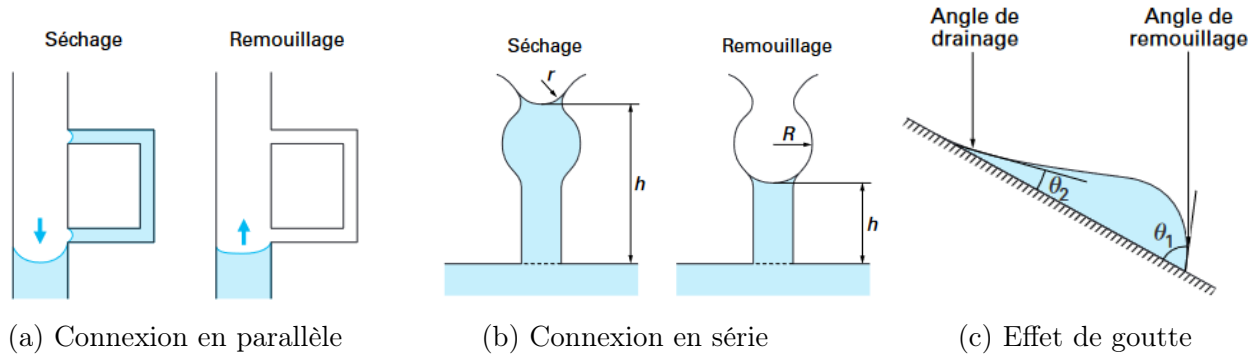


FIGURE 3.15 – Mécanismes à l'origine du phénomène d'hystérésis (DELAGÉ et CUI, 2000)

## 3.7 Aspect mécanique

### 3.7.1 Sol saturé

Dans le cas des sols saturés, le comportement mécanique est étudié à l'aide d'une seule variable de contrainte appelée contrainte effective. Lorsqu'elle est exprimée en fonction des charges externes appliquées et des pressions internes des fluides, elle permet de transformer un milieu poreux multiphasique en un continuum d'état équivalent mécaniquement uniphasique (NUTH et LALOUÏ, 2008). La contrainte effective résulte de la transmission des efforts entre les grains par l'intermédiaire de leurs points de contact (CHARLIER, 2016a).

La première définition de la contrainte effective a été donnée pour le cas d'un sol composé de deux phases : une phase solide et une phase fluide. Dans ce cas, deux états limites peuvent être considérés. Premièrement, la phase fluide peut être une phase gazeuse. Les pores sont alors totalement remplis d'air, qui est supposé compressible. La contrainte effective est alors exprimée par la relation suivante (NUTH et LALOUÏ, 2008) :

$$\sigma' = \sigma \quad (3.12)$$

Cette équation est uniquement valable si la pression de l'air est équivalente à la pression de référence, qui est la pression atmosphérique. Deuxièmement, la phase fluide peut être une phase liquide. Karl Terzaghi a proposé le concept de contrainte effective dans le cas d'un sol saturé d'eau en émettant que toute variation de volume ou de résistance est due exclusivement aux modifications de la contrainte effective. L'expression de la contrainte effective donnée par Terzaghi est la suivante (NUTH et LALOUÏ, 2008) :

$$\sigma' = \sigma - u \quad (3.13)$$

où  $\sigma'$  est la contrainte effective agissant comme contrainte inter-particulaire dans le sol,  $\sigma$  est la contrainte totale créée par le poids propre du sol ou par l'application d'une charge externe sur celui-ci et  $u$  est la pression interstitielle de l'eau, qui est généralement positive ou nulle (SARLATI, 2019). Cette relation est soumise à l'hypothèse que la phase liquide est incompressible (NUTH et LALOU, 2008).

La formulation de Terzaghi est uniquement valable pour les sols saturés, sous réserve de respecter deux conditions : les grains du sol doivent être considérés comme incompressibles, et l'espace interstitiel doit être rempli d'un fluide également incompressible (NUTH et LALOU, 2008).

### 3.7.2 Approche de la contrainte effective généralisée

Le problème avec le concept de Terzaghi est qu'il est valide uniquement pour des milieux poreux complètement secs ou saturés. Cependant, les sols naturels et mis en place par compactage se trouvent le plus souvent dans un état partiellement saturé, où les pores sont remplis de plusieurs fluides. Un sol non saturé peut être considéré comme un sol saturé de deux fluides, dont l'un des fluides est mouillant alors que l'autre ne l'est pas, comme c'est le cas de l'eau et de l'air (NUTH et LALOU, 2008).

Par rapport au système saturé, composé de grains solides et d'eau, l'incompressibilité de la troisième phase ne peut pas être considérée, ce qui entraîne un comportement spécifique des fluides interstitiels et des interfaces fluides-fluides particulières (NUTH et LALOU, 2008). Il est donc important de tenir compte de la pression appliquée par la phase gazeuse pour déterminer le comportement des sols non saturés. De plus, la succion du sol est due à cette action de la phase gazeuse et a un impact direct sur l'état de contrainte agissant au niveau des contacts entre les particules. Par conséquent, le comportement mécanique macroscopique du sol est directement influencé par le niveau de succion. Il est donc nécessaire de prendre en compte ces aspects pour une compréhension complète du comportement des sols non saturés (GERARD et al., 2015).

En raison des faits mentionnés dans le paragraphe précédent, les premiers chercheurs à s'intéresser à la mécanique des sols non saturés ont tenté d'étendre le concept de contrainte effective de Terzaghi aux sols non saturés. Plusieurs auteurs, tels que Croney, Bishop, Aitchison et Jennings, ont proposé différentes expressions de la contrainte effective. Leur objectif était de trouver une relation relativement simple entre la contrainte totale, la pression interstitielle négative et la contrainte effective (JEAN, 2012; DELAGE et CUI, 2001). Les différentes expressions de la contrainte effective pour les sols non saturés sont résumées dans la TABLE 3.3.

Auteurs	Contrainte effective	Notations
Croney et al. (1958)	$\sigma' = \sigma - \beta' u_w$	$\sigma'$ = contrainte normale effective $\sigma$ = contrainte normale $\beta'$ = facteur de maintien ou de liaison, efficace pour contribuer à la résistance au cisaillement du sol $u_w$ = pression de l'eau des pores
Bishop (1959)	$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)$	$u_a$ = pression de l'air des pores $\chi$ = un paramètre lié au degré de saturation du sol
Aitchison (1961)	$\sigma' = \sigma + \psi p''$	$p''$ = déficit de pression de l'eau des pores $\psi$ = un paramètre dont les valeurs varient de 0 à 1
Jennings (1961)	$\sigma' = \sigma + \beta p''$	$p''$ = pression de l'eau des pores négative prise comme une valeur positive $\beta$ = un facteur statistique du même type que la surface de contact
Richards (1966)	$\sigma' = \sigma - u_a + \chi_m(h_m + u_a) + \chi_s(h_s + u_a)$	$\chi_m$ = paramètre de contrainte effective pour la succion matricielle $h_m$ = succion matricielle (cm d'eau) $\chi_s$ = paramètre de contrainte effective pour la succion du soluté $h_s$ = succion du soluté ou succion osmotique (cm d'eau)
Aitchison (1965, 1973)	$\sigma' = \sigma - u_a + \chi_m(u_a - u_w) + \chi_s(\pi)$	$\pi$ = succion du soluté ou succion osmotique $\chi_m$ et $\chi_s$ = paramètres du sol qui se situent généralement dans la plage de 0 à 1, dépendant de la trajectoire de contrainte

TABLE 3.3 – Différentes formulations de la contrainte effective pour les sols non saturés (ILAMPARUTHI et ROBINSON, 2019 ; FREDLUND et RAHARDJO, 1993)

Parmi les différentes formulations présentées dans la TABLE 3.3, l'expression proposée par Bishop est celle qui est restée la plus répandue et la plus connue. Cette formulation généralise toutes les expressions proposées par les autres auteurs (SARLATI, 2019 ; DELAGE et CUI, 2001). Bishop, l'un des pionniers de la mécanique des sols non saturés, reprend la définition de Terzaghi en exprimant que "la contrainte effective est une fonction de la contrainte totale et de la pression interstitielle de l'eau, qui contrôle les effets mécaniques dus à une modification de l'état de contrainte auquel est soumis un élément de sol" (NUTH et LALOU, 2008 ; DELAGE et CUI, 2001). Bishop propose le concept de contrainte effective généralisée, qui est donc une extension de l'équation de Terzaghi. L'expression proposée par Bishop pour exprimer cette contrainte effective généralisée est la suivante :

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \quad (3.14)$$

où  $\sigma'$  est la contrainte effective,  $\sigma$  est la contrainte totale et  $\chi$  est le paramètre de contrainte effective ou paramètre de Bishop. Les termes  $(\sigma - u_a)$  et  $(u_a - u_w)$  définissent respectivement la contrainte nette et la succion matricielle.

Le paramètre  $\chi$  présent dans cette relation définit la contribution de la succion dans la contrainte effective (MEBARKI, 2020). Il varie entre 0 pour un sol sec et 1 pour un sol saturé (DELAGE et CUI, 2001). Le rôle du paramètre  $\chi$  est de moduler l'influence de la succion sur la contrainte effective. En conditions saturées, l'eau est présente dans l'ensemble des vides et la pression interstitielle joue donc tout son rôle. En revanche, en conditions non saturées, l'eau est présente de manière partielle, ne couvrant plus l'ensemble des grains, ce qui diminue son influence. De plus, plus le sol est sec, plus la succion est élevée, et plus le degré de saturation est bas, ce qui diminue la pondération de l'effet de l'eau. Ainsi,  $\chi$  est un paramètre qui pondère l'effet de la succion sur le comportement mécanique du sol en fonction de la quantité d'eau présente dans les pores. Dans le cas où la valeur de  $\chi$  est égale à 0 ou 1, l'expression se simplifie en donnant respectivement les équations (3.12) et (3.13).

Une vérification expérimentale de la relation a été réalisée par Bishop et Donald (1961) en utilisant un essai triaxial où les pressions d'air et d'eau étaient contrôlées. La validation de l'équation (3.14) étant admise, ils ont comparé, à la rupture, des résultats d'essais saturés fournissant la valeur de la contrainte effective avec des résultats d'essais non saturés où les pressions d'air et d'eau étaient connues. Cela leur a permis de calculer des valeurs du paramètre de contrainte effective  $\chi$ . Ils ont conclu que ce paramètre est lié au degré de saturation du sol (DELAGE et CUI, 2001) :

$$\chi = g(S_r) \quad (3.15)$$

Par simplification de nombreux auteurs ont pris directement  $\chi = S_r$  (DELAGE et CUI, 2001).

L'avantage de l'expression de Bishop est qu'elle est simple à utiliser et qu'elle ne nécessite que la connaissance de la succion et de la courbe de rétention d'eau du sol en plus de la théorie de Terzaghi (SARLATI, 2019). Cependant, la validité de cette expression a été remise en question par de nombreux chercheurs. En effet, des essais expérimentaux supplémentaires ont révélé certaines limitations du concept de contrainte effective généralisée concernant l'évaluation des variations volumiques dans les sols non saturés (MEBARKI, 2020 ; DELAGE et CUI, 2001).

Des essais expérimentaux ont montré que la détermination du paramètre  $\chi$  est relativement complexe, car il ne dépend pas seulement du degré de saturation, mais également d'autres facteurs tels que le type de sol, la structure du sol et le chemin de contrainte appliqué au sol (SARLATI, 2019 ; JEAN, 2012). Des études, notamment celle de Matyas et Radhakrishna (1968), ont révélé que le paramètre  $\chi$  est fortement dépendant du chemin de contrainte. De plus, au travers d'un exemple de calcul sur un essai de compression isotrope à succion contrôlée, ils ont démontré que ce paramètre peut prendre des valeurs négatives. Cette observation va à l'encontre de sa définition qui stipule que le paramètre  $\chi$  doit être compris entre 0 et 1. Par ailleurs, il a également été démontré que la valeur du paramètre  $\chi$  peut différer lorsqu'il s'agit de décrire le comportement volumique ou la résistance au cisaillement (FREDLUND et al., 2012).

La variation du paramètre  $\chi$  en fonction du degré de saturation est présentée à la FIGURE 3.16 pour différents types de sol. Cette FIGURE, basée sur des données expérimentales, met en évidence qu'il n'existe pas de relation unique entre le paramètre  $\chi$  et le degré de saturation  $S_r$ . Cela confirme que le paramètre  $\chi$  dépend de plusieurs facteurs et que sa variation peut être spécifique à chaque type de sol (ILAMPARUTHI et ROBINSON, 2019 ; NUTH et LALOU, 2008).



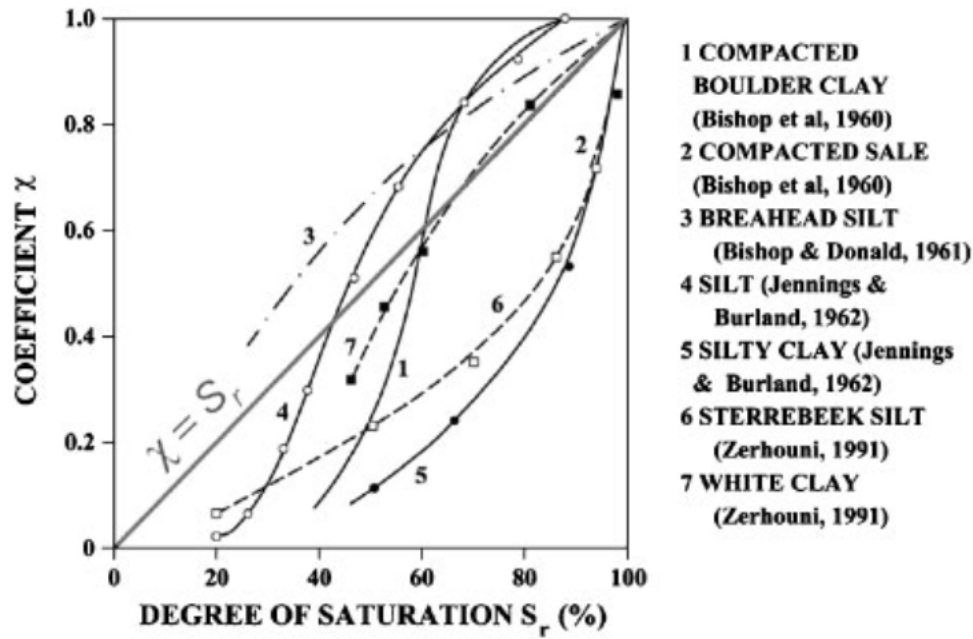


FIGURE 3.16 – Évolution du paramètre  $\chi$  en fonction du degré de saturation  $S_r$  pour différents types de sol (ILAMPARUTHI et ROBINSON, 2019)

D'autres expressions du paramètre  $\chi$  ont été développées après celle de Bishop, et certaines d'entre elles sont reprises dans la TABLE 3.4. Cependant, il est important de noter que la prise en compte du phénomène d'effondrement demeure un défi pour la plupart de ces expressions (MEBARKI, 2020).

Auteurs	Expression de $\chi$
Bishop 1959, Bolzon et Schrefler 1995, Wheeler et al, 2003, Gallipoli et al, 2003 a et b	$\chi = S_r$
Kohgo et al, 1993	$\chi = \begin{cases} 1 & \text{pour } s < s_e \\ \frac{s_e + \frac{a_e}{s - s_e + a_e}(s - s_e)}{s} & \text{pour } s \geq s_e \end{cases}$
Gudehus (1995)	$\chi = S_r(2 - S_r)$
Khalili et Khabbaz, 1998; Loret et Khalili, 2000; Loret et Khalili, 2002	$\chi = \begin{cases} 1 & \text{pour } \frac{s}{s_e} \leq 1 \\ (\frac{s_e}{s})^{0,55} & \text{pour } 12 \geq \frac{s}{s_e} > 1 \end{cases}$
Khalili et al, 2004	$\chi = \begin{cases} 0 & \text{pour } \frac{s}{s_e} \leq 1 \\ 0,45 & \text{pour } 25 \geq \frac{s}{s_e} > 1 \\ 0 & \text{pour } \frac{s}{s_e} > 25 \end{cases}$
Russel et Khalili, 2006	$\chi = \begin{cases} 1 & \text{pour } \frac{s}{s_e} \leq 1 \\ (\frac{s_e}{s})^{0,55} & \text{pour } 25 \geq \frac{s}{s_e} > 1 \\ 25^{0,45}(\frac{s_e}{s}) & \text{pour } \frac{s}{s_e} > 25 \end{cases}$
Sheng et al, 2003	$\chi = S_r$ ou $\chi = \sqrt{S_r}$
Alonso et al, 2010	$\chi = S_r^\alpha$
Notations : $S_r$ = degré de saturation en eau ; $a_e$ = paramètre fonction du sol ; $s$ = succion ; $s_e$ = succion d'entrée d'air ; $\alpha$ = paramètre matériel	

TABLE 3.4 – Différentes expressions du paramètre  $\chi$  (MEBARKI, 2020)

### 3.7.3 Approche des deux variables indépendantes

Le concept de contrainte effective généralisée a été développé à la fin des années 1950. Cependant, aucune des formulations de contrainte effective énoncées à ce époque n'est suffisamment développée ou complète pour décrire l'ensemble du comportement des sols non-saturés. Par conséquent, de nombreux chercheurs se sont tournés vers une nouvelle approche, appelée approche des variables indépendantes. Cette approche implique l'utilisation de plusieurs variables de contrainte de manière indépendante (NUTH et LALOU, 2008 ; DELAGE et CUI, 2001). En d'autres termes, dans cette approche, il est nécessaire de considérer deux variables d'état de contrainte au lieu d'une seule, comme c'est le cas dans l'approche de la contrainte effective généralisée (FREDLUND et RAHARDJO, 1993). Le premier modèle à décrire complètement l'état des sols non saturés utilise l'approche des variables indépendantes.

Le premier auteur à suggérer de considérer deux variables indépendantes est Coleman (1962). Il a proposé d'utiliser indépendamment la contrainte nette ( $\sigma - u_a$ ) et la succion ( $u_w - u_a$ ) pour observer expérimentalement les effets de ces variables sur des grandeurs telles que l'indice des vides ou le déviateur à la rupture en termes de variation de volume et de résistance au cisaillement (DELAGE et CUI, 2001).

Par la suite, Fredlund et Morgenstern (1977) se sont basés sur la mécanique des milieux continus pour établir les bases de la théorie des variables indépendantes pour les sols non saturés (ILAMPARUTHI et ROBINSON, 2019 ; NUTH et LALOU, 2008). Ils ont établi qu'il existe trois choix possibles de variables de contrainte pour définir les variables d'état. Ces variables sont les différentes combinaisons possibles entre la contrainte totale  $\sigma$ , la pression d'eau  $u_w$  et la pression d'air  $u_a$ . Pour décrire un sol non saturé, seulement deux des trois variables de contrainte sont nécessaires. Ainsi, il existe trois combinaisons de deux variables qui peuvent être utilisées pour la description du comportement des sols non saturés. Ces combinaisons sont les suivantes (FREDLUND et al., 2012 ; NUTH et LALOU, 2008 ; FREDLUND et RAHARDJO, 1993) :

$$(\sigma - u_a) \text{ et } (u_a - u_w) \quad (3.16)$$

$$(\sigma - u_a) \text{ et } (\sigma - u_w) \quad (3.17)$$

$$(\sigma - u_w) \text{ et } (u_a - u_w) \quad (3.18)$$

Parmi ces trois couples de variables, le plus fréquemment utilisé est celui correspondant à l'équation (3.16). Ce couple a été largement accepté dans les problèmes de la mécanique des sols non saturés pour deux raisons principales (FREDLUND et al., 2012 ; DELAGE et CUI, 2001) :

- la variable scalaire ( $u_a - u_w$ ), correspondant à la succion, possède une signification physique bien définie ;
- la pression d'air  $u_a$  est souvent considérée égale à la pression atmosphérique, qui est approximée à une constante nulle. Dans ce cas, la contrainte nette se simplifie en contrainte totale et la succion devient une pression d'eau négative.

De plus, ce couple de variables présente l'avantage qu'une seule des deux variables de contrainte change lorsque la pression d'eau varie (JEAN, 2012). Il est également bien adapté à la technique de contrôle par translation d'axes, qui consiste à appliquer une pression d'air positive (NUTH et LALOU, 2008 ; DELAGE et CUI, 2001).

L'approche des deux variables indépendantes a été largement adoptée par de nombreux chercheurs, qui ont développé différents modèles constitutifs. Ces modèles permettent de décrire le comportement de changement de volume et de résistance au cisaillement des sols non saturés. En utilisant les variables indépendantes, ces modèles prennent en compte les effets de la contrainte nette et de la succion sur les propriétés mécaniques du sol non saturé. Cela permet une bonne représentation du comportement réel des sols non saturés lorsqu'ils sont soumis à des charges ou des contraintes (FREDLUND et RAHARDJO, 1993).

### 3.7.4 Calibration du paramètre $\chi$

L'objectif du développement des équations de contrainte effective dans les sols non saturés est de trouver une expression de la contrainte effective généralisée permettant d'obtenir un critère de rupture unique. Ce critère de rupture, qui est donné par l'équation de Mohr-Coulomb, n'est pas influencé par la succion et le degré de saturation lorsqu'il est exprimé en contrainte effective (GERARD et al., 2015).

Pour parvenir à cet objectif, il est possible de partir de l'équation initialement proposée par Bishop :

$$\sigma' = \sigma + \chi s \quad (3.19)$$

Une particularité de la contrainte effective généralisée dans les sols non saturés est qu'elle exerce une contrainte interne au sein d'un échantillon, même en l'absence de toute contrainte externe appliquée à l'échantillon. Cette contrainte interne dépend des conditions hydriques de l'échantillon, qui sont exprimées par l'intermédiaire du produit entre le paramètre de contrainte effective et la succion. Autrement dit, la succion peut être considérée comme une contrainte de confinement interne. Lorsque la contrainte d'un échantillon est exprimée en contrainte effective généralisée, l'échantillon est considéré comme confiné, même s'il n'est soumis à aucun confinement externe. L'état de contrainte exprimé en contrainte effective généralisée peut être représenté dans un plan de Mohr en décalant simplement vers la droite les cercles de Mohr exprimés en contrainte totale d'une valeur équivalente à  $\chi s$ . Cela est représenté à la FIGURE 3.17 (GERARD et al., 2015).

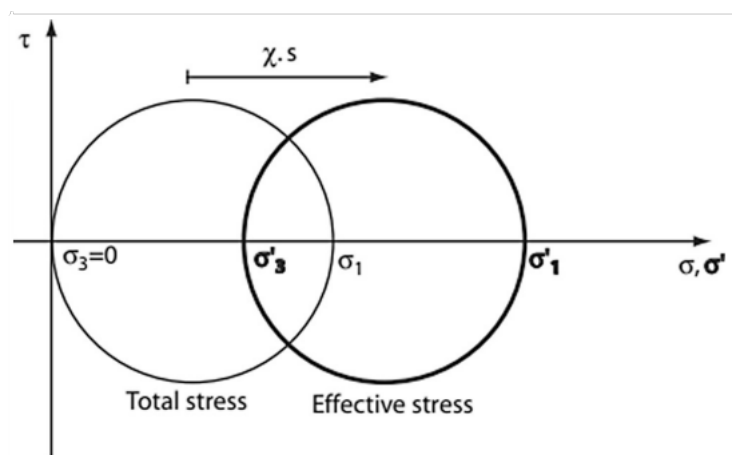


FIGURE 3.17 – Cercle de Mohr exprimé en contrainte totale et en contrainte effective généralisée (GERARD et al., 2015)

Il est donc nécessaire de trouver une expression appropriée du paramètre de contrainte effective  $\chi$  en fonction du degré de saturation  $S_r$  qui permette de décaler horizontalement les cercles de Mohr obtenus à la rupture afin de les aligner sur le critère de rupture exprimé en contrainte effective. Pour cela, Bishop propose de lier le paramètre de contrainte effective au degré de saturation par une loi de puissance, comme indiqué ci-dessous. Cette loi peut également être exprimée dans une échelle doublement logarithmique (GERARD et al., 2015).

$$\chi = S_r^\alpha \implies \log \chi = \alpha \log S_r \quad (3.20)$$

Dans cette loi, le paramètre matériel  $\alpha$  correspond à la pente de la régression linéaire dans le plan  $(\log \chi - \log S_r)$ . L'interprétation graphique de la calibration du paramètre  $\alpha$  pour un limon argileux de faible plasticité de la région de Marche-Les-Dames (Belgique) est illustrée à la FIGURE 3.18 à titre d'exemple (GERARD et al., 2015). Pour garantir l'unicité du critère de rupture quelles que soient les valeurs de succion, le paramètre  $\alpha$  doit être ajusté de manière optimale afin d'effectuer la translation appropriée entre les deux états de contrainte. Il est important de noter que cette expression du paramètre de contrainte effective est conforme à la formulation initialement proposée par Bishop, qui stipule que le paramètre  $\chi$  varie de 0 pour un sol sec à 1 pour un sol saturé en fonction du degré de saturation (GERARD et al., 2015).

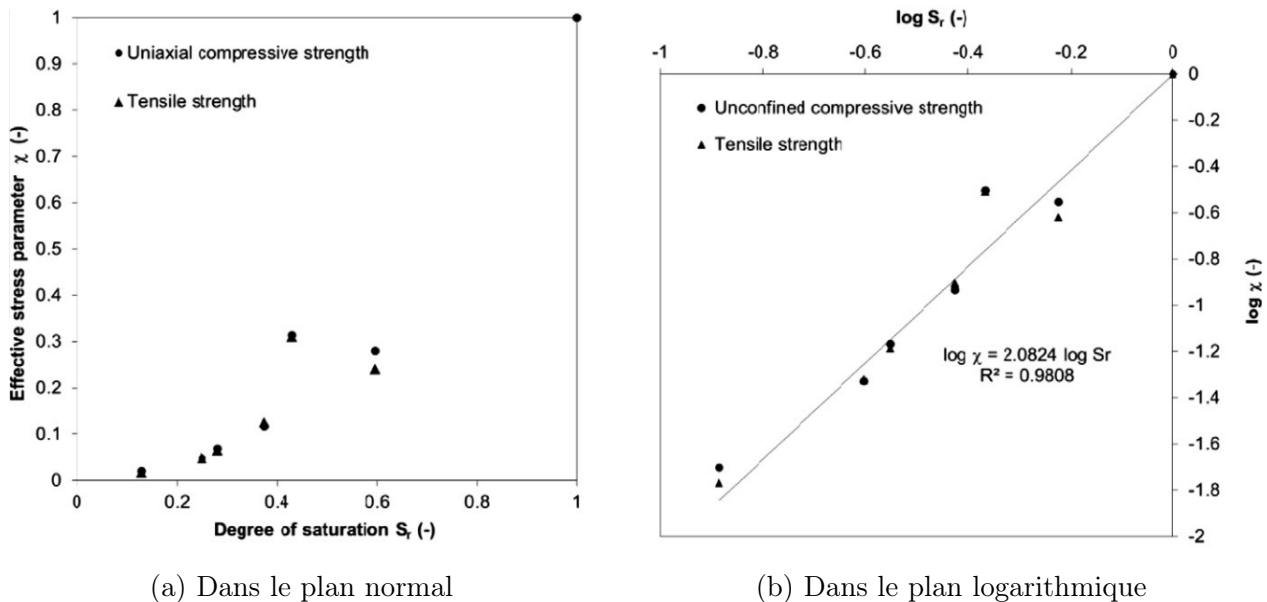


FIGURE 3.18 – Degré de saturation en fonction du paramètre de contrainte effective (GERARD et al., 2015)

Pour déterminer le paramètre  $\alpha$ , il est nécessaire de connaître à la fois le degré de saturation et le paramètre de contrainte effective. Le degré de saturation peut être relié à la succion à l'aide des courbes de rétention d'eau. Ces courbes peuvent être obtenues expérimentalement en réalisant des essais de séchage ou d'humidification sur un échantillon à différentes succions. Cependant, le problème rencontré lors de la détermination expérimentale est que seuls quelques points de mesure peuvent être obtenus. Par conséquent, il est nécessaire d'ajuster une relation aux points expérimentaux, une relation plus praticable (PAP et al., 2018). Afin d'atteindre ce but, la relation la plus couramment utilisée est celle proposée par Van Genuchten (SECTION 3.6.1, éq (3.11)).

Concernant le paramètre de contrainte effective  $\chi$ , il peut être obtenu à partir de la résistance à la compression uniaxiale pour différentes succions selon la méthodologie suivante. Tout d'abord, le critère de rupture doit être spécifique à chaque matériau pour être unique. Il est donc nécessaire de déterminer les paramètres de résistance intrinsèque du matériau, à savoir l'angle de frottement  $\phi$  et la cohésion  $c$ . Pour ce faire, des essais de cisaillement direct ou des essais triaxiaux peuvent être réalisés sur des échantillons saturés, où différentes contraintes normales ou différentes pressions de confinement sont imposées (GERARD et al., 2015). À partir des résultats obtenus, il est possible d'identifier la contrainte maximale à la rupture et de tracer la courbe intrinsèque correspondant à l'enveloppe des cercles de Mohr à la rupture. Le critère de rupture de Mohr-Coulomb, énoncé ci-dessous, permet ensuite de déduire l'angle de frottement et la cohésion (PONCELET et al., 2022).

$$\tau = \tan \phi \cdot \sigma_N + c \quad (3.21)$$

Une fois le critère de rupture défini, il est possible de déterminer la distance horizontale entre le cercle de Mohr exprimé en contrainte totale et le critère de rupture. Cette distance correspond à la valeur  $\chi s$  qui est équivalente à la contrainte de confinement  $\sigma'_3$  lors d'un essai de compression triaxiale. En se référant à la FIGURE 3.19, la valeur de cette distance peut être obtenue simplement par construction géométrique basée sur les contraintes et les paramètres intrinsèques. La valeur du paramètre de contrainte effective est alors donnée par :

$$\chi = \frac{\frac{R - c \cos \phi}{\sin \phi} - R}{s} \quad (3.22)$$

où  $R$  est le rayon du cercle de Mohr, défini comme  $R = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$  (GERARD et al., 2015).

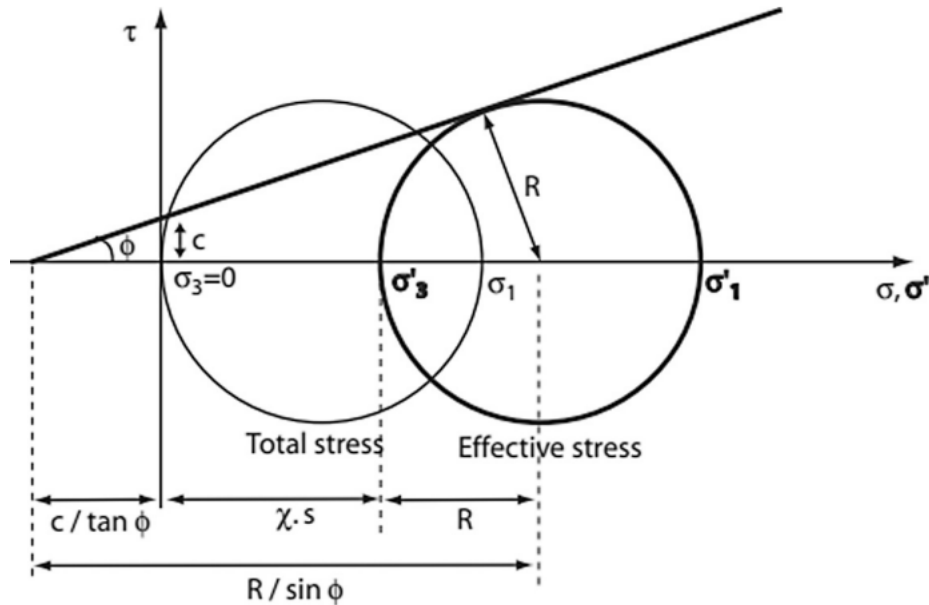


FIGURE 3.19 – Cercle de Mohr à la rupture pour un essai de compression uniaxiale exprimé en contrainte totale et en contrainte effective (GERARD et al., 2015)

Cette méthode permet d'obtenir une valeur du paramètre de contrainte effective par essai. Il est donc nécessaire de réaliser plusieurs essais à différentes succions afin d'obtenir un ensemble de valeurs pour le paramètre  $\chi$ . En utilisant les valeurs du paramètre de contrainte effective et du degré de saturation, il est possible de les représenter dans un diagramme pour déterminer le paramètre  $\alpha$ . Ainsi, tous les cercles de Mohr obtenus à partir des essais de compression uniaxiale peuvent être reportés sur un graphique utilisant le référentiel de contrainte effective généralisé. Dans ce référentiel, les cercles de Mohr correspondent à un critère de rupture unique basé sur les paramètres intrinsèques du matériau. La FIGURE 3.20 illustre le décalage vers la droite des cercles de Mohr d'un sol argilo-silteux, ce qui leur permet de s'aligner sur le critère de rupture (PONCELET et al., 2022).

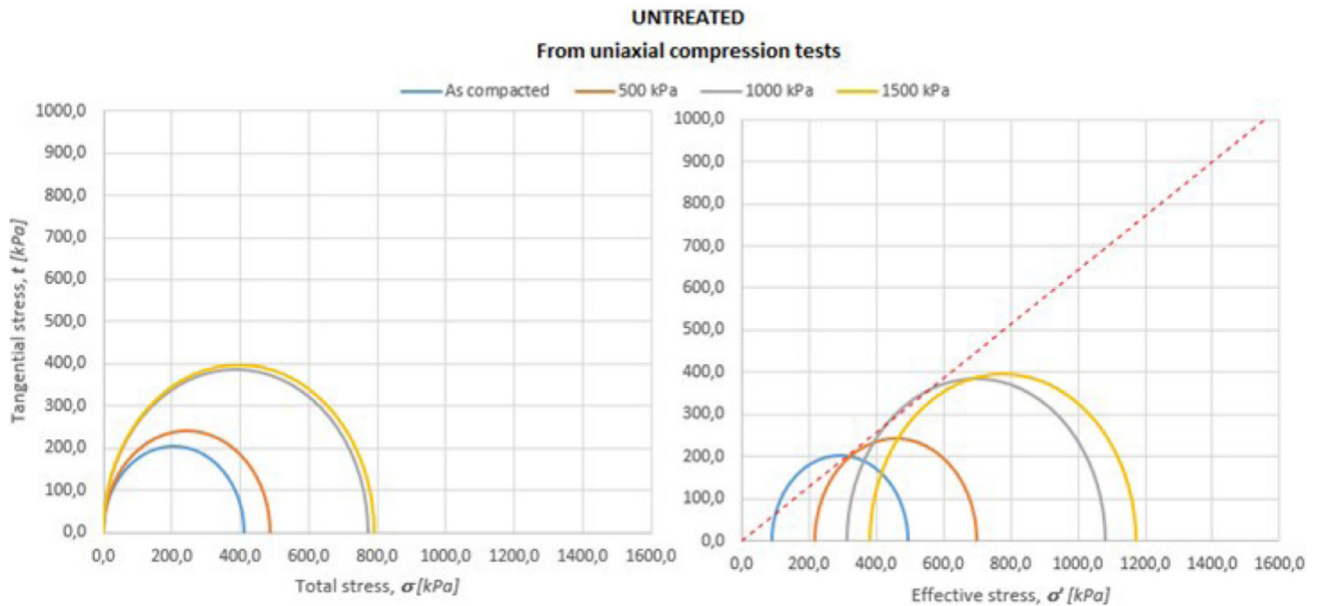


FIGURE 3.20 – Cercle de Mohr obtenu à la rupture à partir des essais de compression uniaxiale. Gauche : référentiel de contrainte totale ; Droite : référentiel de contrainte effective (PONCELET et al., 2022)

# Chapitre 4

## Approche expérimentale

L'objectif de ce travail est d'étudier l'effet du degré de sécheresse ou du niveau de succion sur les sols argileux et de quantifier leur impact sur le comportement d'une fondation superficielle en termes de capacité portante, de gonflement et/ou de tassement. La capacité portante d'un sol dépend de l'angle de frottement, de la cohésion et de l'état de contrainte auquel il est soumis. Dans le cas des sols non saturés, l'état de contrainte est exprimé en contrainte effective généralisée afin de tenir compte de la succion. Il est donc nécessaire de réaliser divers essais pour imposer différentes succions et déterminer les paramètres nécessaires pour évaluer la contrainte effective.

Dans un premier temps, ce chapitre présentera une description des matériaux utilisés dans le cadre de cette étude. Ensuite, il décrira le protocole suivi pour la préparation des échantillons. Enfin, une description des différents essais réalisés en laboratoire sera fournie. Parmi ces essais, on retrouvera le contrôle de la succion, l'essai de compression simple et l'essai de cisaillement direct.

### 4.1 Matériaux utilisés et leurs caractéristiques

Dans le cadre de ce TFE, trois sols distincts sont étudiés : le sol de Soignies, de Kruibeke et de Tournai, qui tirent leur nom du lieu où ils ont été extraits. Ces trois sols présentent des caractéristiques légèrement différentes afin de couvrir une certaine gamme de comportements des sols, notamment pour mettre en évidence les problèmes liés au retrait après une période de sécheresse. Il est donc intéressant de prendre en compte des sols qui manifestent ce genre de problèmes avec des niveaux d'importance différents. Pour caractériser les différents matériaux, plusieurs essais ont été réalisés par Ebrahimisadr dans le cadre de sa thèse de doctorat. Les essais effectués comprennent l'analyse granulométrique, la limite d'Atterberg et l'essai Proctor standard.

Les courbes de distribution granulométrique des trois matériaux sont représentées dans la FIGURE 4.1. D'après ces courbes, on constate qu'une grande partie des grains a un diamètre inférieur à  $80 \mu\text{m}$ . Cette fraction représente 85,6 % pour le sol de Soignies, 83,7 % pour le sol de Kruibeke et 88,5 % pour le sol de Tournai. Il s'agit donc de sols fins. Les fractions argileuses et limoneuses de chaque sol sont répertoriées dans la TABLE 4.1. On peut observer que la fraction argileuse est relativement variable entre les trois sols.

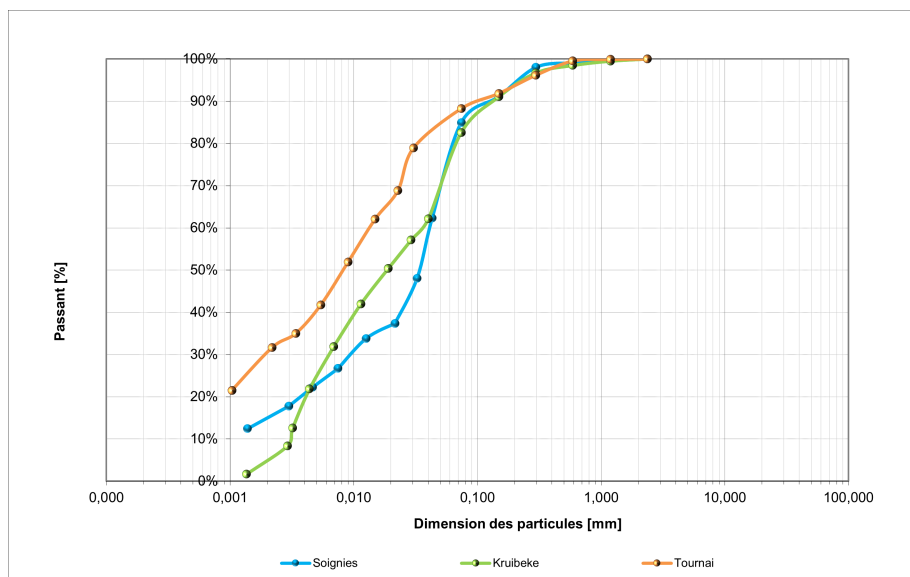


FIGURE 4.1 – Courbes de distribution granulométrique

Les essais des limites d'Atterberg ont permis de déterminer les limites de liquidité et de plasticité, ainsi que l'indice de plasticité des trois sols. Ces résultats sont repris dans la TABLE 4.1. L'indice de plasticité est un bon indicateur pour évaluer la plasticité du sol. Plus cet indice est élevé, plus le sol est plastique. On peut constater que le sol de Tournai présente un indice de plasticité plus élevé que les sols de Soignies et Kruibeke, ce qui indique qu'il est beaucoup plus plastique.

Les essais Proctor ont été réalisés sur les trois sols étudiés. Les résultats de ces essais permettent de déterminer la teneur en eau optimale et la densité sèche correspondante. La teneur en eau optimale indique la teneur en eau pour laquelle le processus de compactage est le plus efficace. Les valeurs de ces paramètres sont repris dans la TABLE 4.1 pour les trois sols.

Caractéristique	Soignies	Kruibeke	Tournai
Masse volumique des grains [ $\text{g}/\text{cm}^3$ ]	2,629	2,813	2,7
Fraction argileuse [%]	14,6	4,45	30,3
Fraction limoneuse [%]	71,26	74,73	58,16
Limite de liquidité [%]	36,39	56,1	141,1
Limite de plasticité [%]	18,64	29,69	42,76
Indice de plasticité [%]	17,75	26,41	98,33
Teneur en eau optimale [%]	17,6	27	47,6
Densité sèche optimale [ $\text{kg}/\text{m}^3$ ]	1716	1450	1042

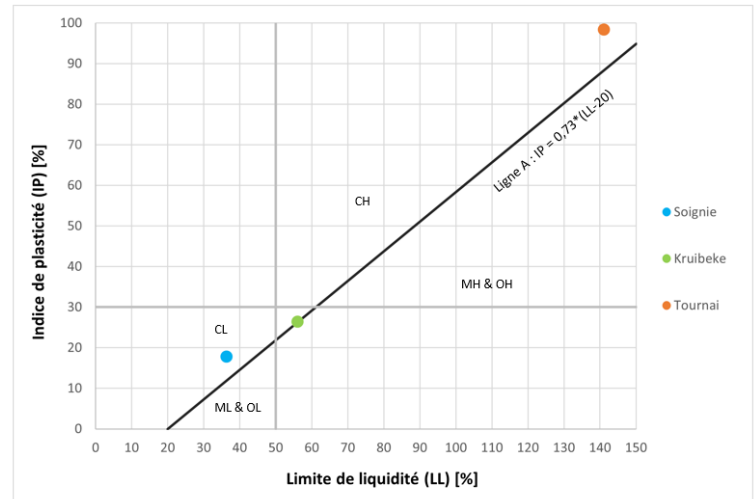
TABLE 4.1 – Caractéristiques géotechniques des trois sols étudiés

En utilisant les résultats obtenus des limites d'Atterberg, en particulier la limite de liquidité et l'indice de plasticité, il est possible de classer les sols selon la classification USCS (Unified Soil Classification System). Cette classification utilise le diagramme de Casagrande illustré à la FIGURE 4.2b pour identifier le type de sol. Selon le diagramme de Casagrande, le sol de Soignies correspond à une argile à faible plasticité (CL), tandis que les sols de Kruibeke et Tournai correspondent à une argile à forte plasticité (CH).



FINE-GRAINED SOILS (50% or more of material is smaller than No. 200 sieve size.)		
SILTS AND CLAYS Liquid limit less than 50%	ML	Inorganic silts and very fine sands, rock flour, silty of clayey fine sands or clayey silts with slight plasticity
	CL	Inorganic clays of low to medium plasticity, gravelly clays, sandy clays, silty clays, lean clays
	OL	Organic silts and organic silty clays of low plasticity
SILTS AND CLAYS Liquid limit 50% or greater	MH	Inorganic silts, micaceous or diatomaceous fine sandy or silty soils, elastic silts
	CH	Inorganic clays of high plasticity, fat clays
	OH	Organic clays of medium to high plasticity, organic silts
HIGHLY ORGANIC SOILS	PT	Peat and other highly organic soils

(a) Extrait de la classification USCS



(b) Diagramme de Casagrande

FIGURE 4.2

## 4.2 Préparation des échantillons

Avant de réaliser n'importe quel essai de laboratoire, il est nécessaire de confectionner des échantillons. La préparation des échantillons suit un protocole spécifique. Tout d'abord, le sol est mélangé avec la quantité d'eau nécessaire pour atteindre la teneur en eau souhaitée. Ensuite, le sol humide est laissé à reposer pendant au moins 24 heures dans un seau en plastique afin d'assurer une homogénéisation de l'eau dans le sol. Pour éviter toute perte d'humidité, un film plastique est placé entre le couvercle et le pot. Pour minimiser encore davantage cette perte potentielle d'eau, le pot est retourné de manière à reposer sur son couvercle. Enfin, les échantillons sont préparés en les compactant dans un moule qui leur donnera une forme cylindrique. Tous les échantillons sont compactés de haut en bas en une seule couche. Toutefois, certains échantillons sont compactés à la main tandis que d'autres le sont en utilisant un vérin hydraulique. À ce stade, les échantillons sont prêts à être testés.

En fonction de l'essai effectué, différentes tailles d'échantillons ont été utilisées. Pour les courbes de rétention d'eau, de petits échantillons ont été confectionnés. Plus un échantillon est petit, plus il sèche rapidement. Pour les essais de compression simple, deux tailles d'échantillon ont été prises en compte pour des raisons pratiques. En ce qui concerne les essais de cisaillement direct, la taille des échantillons correspond aux dimensions de la boîte de cisaillement utilisée. Les tailles des échantillons pour les différents tests sont répertoriées dans la TABLE 4.2.

Tous les échantillons utilisés dans cette étude ont été préparés selon le protocole de préparation décrit précédemment. De plus, tous les échantillons ont été fabriqués à la teneur en eau optimale déterminée par l'essai Proctor standard.

Dimension	Courbe de rétention	Compression simple		Cisaillement direct
	Échantillon C	Échantillon A	Échantillon B	Échantillon D
Hauteur [mm]	7,6	57,5	50	20
Diamètre [mm]	33,2	29,7	25	50

TABLE 4.2 – Tailles des échantillons pour les différents essais

## 4.3 Tests effectués

Une série d'essais a été réalisée au laboratoire de géotechnique de l'Université de Liège. Une technique de contrôle de la succion a été employée pour imposer certaines valeurs de succion et déterminer les courbes de rétention d'eau. Des essais de compression ont été effectués dans le but de calibrer le paramètre  $\alpha$  et de déterminer l'expression de la contrainte effective généralisée. Des essais de cisaillement direct ont été réalisés pour déterminer les paramètres de résistance intrinsèque des matériaux et établir un critère de rupture au cisaillement unique.

### 4.3.1 Mode opératoire du contrôle de la succion

Afin d'étudier l'impact de la sécheresse sur les sols argileux, il est nécessaire d'imposer différentes succions aux sols étudiés. La technique de contrôle utilisée est la technique de contrôle par phase vapeur. Cette technique a été choisie car elle permet d'imposer des succions élevées allant jusqu'à plusieurs centaines de MPa. Des solutions salines saturées ont été utilisées pour contrôler la succion, car elles permettent d'imposer des succions plus stables et sont plus faciles à mettre en oeuvre que des solutions composées d'un seul sel à différentes concentrations.

Le but de la technique d'imposition de la succion est de contrôler le processus de séchage des échantillons afin d'évaluer la courbe de rétention d'eau des sols. À cette fin, le principe de la solution saline est utilisé, qui consiste à ajuster l'humidité relative de l'air entourant l'échantillon. Pour ce faire, différentes solutions salines sont préparées en mélangeant de l'eau distillée avec différents sels. Une solution saline est considérée comme complètement saturée lorsque le sel précipite au fond du récipient. Le nombre de solutions salines préparées correspond au nombre de valeurs différentes de succion que l'on souhaite imposer. Dans ce cas, cinq solutions salines ont été préparées et placées dans des dessiccateurs.

Ensuite, les échantillons (A, B et C), préalablement confectionnés, sont placés au-dessus des solutions salines sur une grille présente dans les dessiccateurs. Il est important de veiller à ce qu'il n'y ait aucun contact direct entre la solution et les échantillons. Après cela, les dessiccateurs sont fermés afin d'empêcher l'entrée de l'air ambiant. Les échanges par transfert de vapeur peuvent alors se produire jusqu'à ce que l'équilibre soit atteint entre les échantillons et la vapeur de la solution. Tout au long du processus de séchage, les échantillons sont régulièrement pesés pour suivre l'évolution de la perte de masse. L'équilibre est atteint lorsque la masse des échantillons ne varie plus de manière significative. À l'équilibre, les échantillons possèdent la succion imposée par la solution saline utilisée. À ce stade, les échantillons A et B sont prêts à être soumis aux essais de compression simple.



(a) Échantillon A et B



(b) Échantillon C

FIGURE 4.3 – Dessiccateur contenant les échantillons

Il est important de préciser que le processus de pesée doit être réalisé rapidement afin d'éviter que l'humidité ambiante du laboratoire n'affecte la teneur en eau de l'échantillon. Il est donc nécessaire de refermer le dessiccateur le plus rapidement possible après avoir retiré un échantillon pour le peser. De plus, la masse des échantillons doit être mesurée avec précision. Pour ce faire, une balance analytique d'une précision de  $0,1 \mu\text{g}$  est utilisée.

Pour les besoins de cette étude, cinq succions ont été imposées en utilisant la technique de la solution saline. Une sixième succion a été imposée en utilisant l'humidité relative du laboratoire de géotechnique. Les succions imposées, les sels utilisés et les humidités relatives correspondantes sont donnés dans la TABLE 4.3.

	HR = $P/P_0$ [-]	s [MPa]
1 - $\text{K}_2\text{SO}_4$	0,97	4,2
2 - $\text{ZnSO}_4$	0,913	12,55
3 - KCl	0,86	20,79
4 - NaCl	0,76	37,83
5 - $\text{NH}_4\text{NO}_3$	0,65	59,38
L - LAB	0,45	110,06

TABLE 4.3 – Solutions salines utilisées, humidités relatives correspondantes et succions imposées

### 4.3.2 Essai de compression simple

Le but de l'essai de compression simple est de déterminer la résistance à la compression simple des échantillons de sol, avec une vitesse de charge déterminée et une déformation horizontale non restreinte. Le principe de cet essai consiste à comprimer un échantillon de forme cylindrique entre deux plateaux de pression parallèles. L'échantillon est chargé axialement à une vitesse constante jusqu'à sa rupture. La vitesse de chargement des échantillons est dite statique. Elle doit être suffisamment faible pour négliger les effets dynamiques, mais également suffisamment élevée pour réduire au minimum le fluage. Pour atteindre un bon compromis entre ces deux effets, l'essai est réalisé en quelques minutes en imposant une vitesse de chargement de  $0,3 \text{ mm/min}$  (ARGENCO - LABORATOIRE DE GÉOTECHNOLOGIES, 2023b).



FIGURE 4.4 – Appareil pour les essais de compression simple

Lors de l'essai, l'évolution de la charge et de la déformation sont enregistrées à l'aide d'un capteur de force et d'un capteur de déplacement. L'appareil de compression enregistre des données toutes les trois secondes, ce qui permet d'obtenir un échantillonnage suffisant pour éviter de sous-estimer la résistance de l'échantillon en raison d'un manque de données autour du pic de résistance. À partir de ces données brutes, il est possible de déterminer la déformation axiale et la contrainte axiale. Ces grandeurs sont respectivement calculées à l'aide des formules suivantes :

$$\epsilon_a = \frac{\Delta H}{H_0} \quad (4.1)$$

où  $\Delta H$  est le déplacement vertical du piston correspondant au raccourcissement de l'échantillon, et  $H_0$  est la hauteur initiale de l'échantillon.

$$\sigma_{UCS} = \frac{F}{A_c} \quad (4.2)$$

où  $F$  est la force appliquée par le piston sur l'échantillon et  $A_c$  est la section corrigée de l'échantillon. La section est corrigée car lors de l'écrasement de l'échantillon, celui-ci se dilate latéralement, ce qui entraîne une augmentation de la section. Généralement, la correction de la section est effectuée en supposant que le volume est conservé (GERARD et al., 2015).

Grâce aux résultats obtenus, il est possible de tracer une courbe contrainte-déformation, comme illustrée à la FIGURE 4.5. Sur cette figure, on peut identifier quatre phases distinctes :

- La première phase est la phase de mise en contact. Les échantillons ne possèdent jamais des surfaces parfaitement plates malgré les moyens mis en place pour y parvenir. Par conséquent, lors du premier contact entre le piston et l'échantillon, il y a généralement des déplacements importants pour de faibles efforts. Cette phase se termine lorsque le contact entre le piston et l'échantillon devient optimal.
- La deuxième phase est la phase linéaire élastique, où la déformation est proportionnelle à la contrainte. La relation entre la contrainte et la déformation est caractérisée par le module de déformation (ou module de Young), qui correspond à la pente de la droite. La phase linéaire se termine au point limite d'élasticité.
- La troisième phase est la phase non linéaire qui s'étend de la limite élastique jusqu'à la rupture de l'échantillon. Pendant cette phase, l'échantillon peut subir des déformations plastiques.
- La dernière phase est la phase post-rupture, qui permet de déterminer le type de rupture subi par l'échantillon.

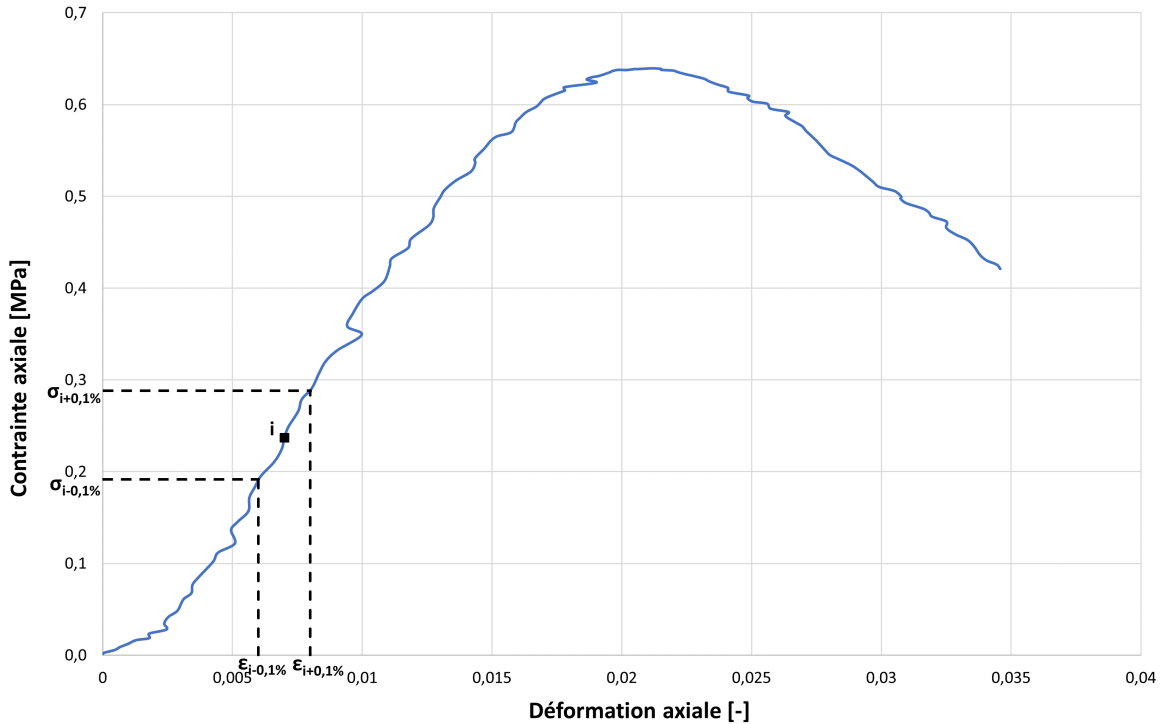


FIGURE 4.5 – Courbe contrainte-déformation

Le module de Young est une grandeur physique qui caractérise la rigidité d'un matériau. Il représente la capacité d'un matériau à résister à la déformation lorsqu'il est soumis à une contrainte externe. Mathématiquement, le module de Young  $E$  est défini comme le rapport entre la contrainte appliquée sur le matériau et la déformation résultante dans la direction de la contrainte. Ce module est calculé pour chaque point  $i$  de la courbe contrainte-déformation sur un certain intervalle de déformation :

$$E_i = \frac{\Delta\sigma_{UCS,i}}{\Delta\epsilon_{a,i}} \quad (4.3)$$

Dans notre cas, l'intervalle de déformation choisi est d'environ 0,2 %. Cela implique de sélectionner deux coordonnées sur la courbe contrainte déformation, situées à une distance d'environ 0,1 % de part et d'autre du point spécifique de la courbe que nous examinons. Cette condition est illustrée sur la FIGURE 4.5.

Afin d'obtenir le module de Young le plus représentatif du matériau, l'idée est de localiser le point d'inflexion de la courbe. Ce point est considéré comme l'endroit où les effets liés à la mise en place de l'échantillon sous la presse ne sont plus prédominants et où l'effet de la plasticité n'est pas encore significatif. Le point d'inflexion correspond au maximum de la pente. Cependant, il est possible que des valeurs aberrantes se manifestent, en particulier au début de l'essai lors de la mise en contact, ainsi qu'à la fin de l'essai lorsqu'il y a rupture de l'échantillon. Ainsi, le module de Young  $E$  est obtenu en identifiant le maximum des modules  $E_i$  une fois que les valeurs aberrantes ont été éliminées.

### 4.3.3 Essai de cisaillement direct

L'essai de cisaillement direct est la plus ancienne et la plus simple des méthodes permettant de déterminer le critère de rupture d'un matériau en le rompant par cisaillement. Le but de cet essai est de soumettre un sol à un effort de cisaillement afin de tester sa résistance et de déterminer les caractéristiques intrinsèques d'un échantillon de sol, c'est-à-dire l'angle de frottement et la cohésion. Ces deux paramètres seront utiles pour calibrer le paramètre  $\alpha$  présent dans la relation utilisée pour exprimer le paramètre de contrainte effective (ARGENCO - LABORATOIRE DE GÉOTECHNOLOGIES, 2023a).

Le principe de l'essai de cisaillement direct consiste à placer un échantillon cylindrique dans une boîte de cisaillement, également appelée boîte de Casagrande, qui est composée de deux demi-boîtes mobiles l'une par rapport à l'autre. La demi-boîte supérieure est fixe tandis que la demi-boîte inférieure est mobile. Le plan de séparation des deux demi-boîtes constitue le plan de cisaillement de l'échantillon. Lorsque l'échantillon est placé dans la boîte de cisaillement, il est positionné entre deux bases poreuses et drainantes. Avant de lancer l'essai, la boîte de cisaillement est remplie d'eau distillée afin de saturer l'échantillon. Pendant le processus de saturation, les déplacements verticaux sont surveillés. Cela permet de s'assurer de la saturation complète de l'échantillon, car tant qu'un déplacement est observé, l'échantillon n'est pas saturé. L'appareillage et la boîte de cisaillement direct sont illustrés à la FIGURE 4.6.

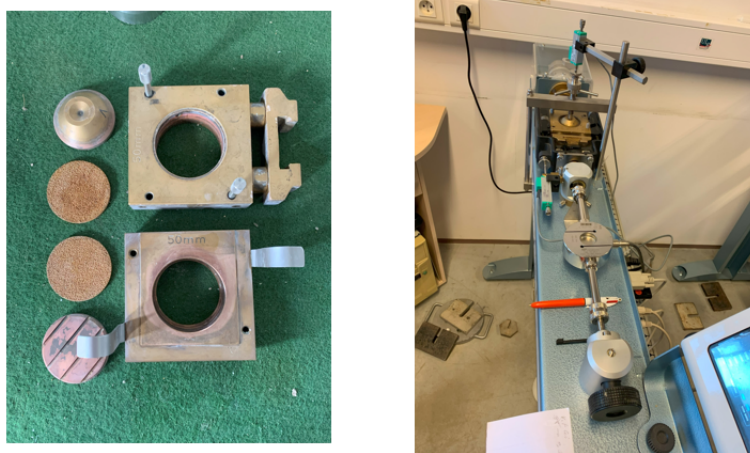


FIGURE 4.6 – Boîte de Casagrande et appareil de cisaillement direct

Une fois l'échantillon saturé, les capteurs de déplacement sont réinitialisés à zéro, et l'essai de cisaillement peut commencer. Celui-ci se déroule en deux phases : une première phase de consolidation et une seconde phase de cisaillement. La première phase consiste à appliquer une force verticale  $N$  au sommet de l'échantillon, ce qui va engendrer une contrainte normale  $\sigma_N$ , maintenue constante tout au long de l'essai. Cette force est appliquée par un vérin hydraulique ou par des poids (dans ce cas, des poids sont utilisés). Pour la seconde phase, une force horizontale croissante  $T$  est appliquée sur la partie inférieure de la boîte de cisaillement tandis que la partie supérieure est maintenue fixe, afin de permettre le cisaillement de l'échantillon. Cette force impose un déplacement horizontal relatif à vitesse constante entre les deux demi-boîtes. La charge horizontale est appliquée par le biais d'un vérin hydraulique ou mécanique jusqu'à la rupture de l'échantillon. Le principe de l'essai de cisaillement est schématisé à la FIGURE 4.7.



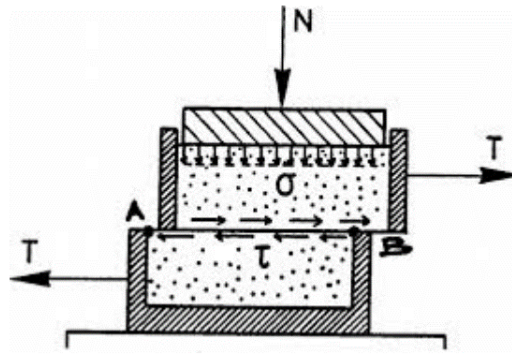


FIGURE 4.7 – Principe de l'essai de cisaillement direct (GOLAIRE, 2021)

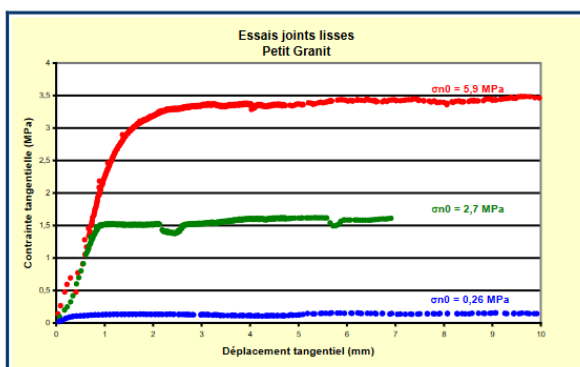
Pour déterminer le critère de rupture caractéristique d'un matériau, trois essais de cisaillement doivent être réalisés sur le même sol avec trois contraintes normales différentes. Dans notre cas, les trois contraintes utilisées sont 25, 50 et 100 kPa. Pour obtenir les courbes des trois sols étudiés dans ce travail, nous devons effectuer neuf essais de cisaillement direct.

Lors de l'essai, plusieurs données sont enregistrées à l'aide de capteurs de force et de déplacement. Ces données comprennent la force normale  $N$ , la force tangentielle  $T$ , le déplacement vertical  $\Delta V$  et le déplacement horizontal  $\Delta U$ . À partir de ces données, il est possible de déterminer la contrainte normale  $\sigma_N$  et la contrainte tangentielle  $\tau$  grâce aux relations suivantes :

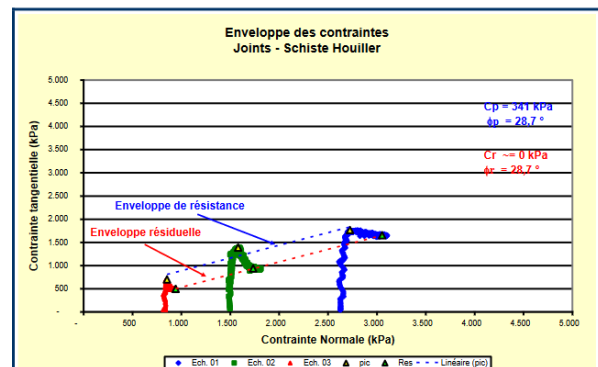
$$\sigma_N = \frac{N}{A_c} \quad \text{et} \quad \tau = \frac{T}{A_c} \quad (4.4)$$

où  $A_c$  est l'aire de contact entre les deux parties de l'échantillon (CHARLIER et COLLIN, 2016).

Grâce aux résultats obtenus, il est possible de tracer l'évolution de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement horizontal et l'évolution de la contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale. Des exemples de ces évolutions sont représentés aux FIGURES 4.8a et 4.8b. Grâce à ces courbes, la résistance maximale à la rupture ainsi que la résistance résiduelle peuvent être déterminées. La rupture d'un échantillon est caractérisée par l'apparition d'un pic ou par l'existence d'un palier, tandis que la résistance résiduelle correspond au minimum qui suit le pic de résistance (CHARLIER et COLLIN, 2016).



(a) Évolution de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement horizontal



(b) Évolution de la contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale

FIGURE 4.8 – Exemple de résultat obtenu lors d'essai de cisaillement (CHARLIER et COLLIN, 2016)

Ainsi, pour chaque essai, un point dans le plan  $(\sigma ; \tau)$  est obtenu correspondant, dans le plan de Mohr, à un point du critère de rupture. Par le critère de Mohr-Coulomb et à partir des trois couples obtenus lors des essais de cisaillement, il est possible de déterminer les paramètres de cohésion et d'angle de frottement des sols étudiés. Le critère de rupture de Mohr-Coulomb, représenté à la FIGURE 4.9, s'énonce comme suit :

$$\tau = \tan \phi \cdot \sigma_N + c \quad (4.5)$$

où  $\phi$  est l'angle de frottement du sol représentant la pente de la droite et  $c$  la cohésion du sol représentant l'ordonnée à l'origine.

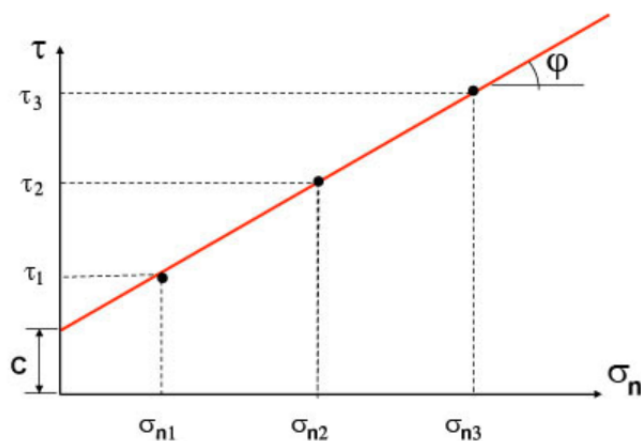


FIGURE 4.9 – Résultat d'un essai de cisaillement direct dans le plan de Mohr (TISOT, s. d.)



# Chapitre 5

## Résultats et interprétation

Ce chapitre est dédié à la présentation de l'ensemble des résultats obtenus à la suite de la réalisation des essais décrits dans le CHAPITRE 4 et de l'analyse de ces résultats. Pour les trois sols étudiés, le processus de séchage sera présenté, ainsi que les courbes de rétention d'eau et la calibration des paramètres de Van Genuchten. Ensuite, les résultats des essais de cisaillement direct seront exploités pour déterminer l'angle de frottement et la cohésion. Enfin, la détermination du module de Young et la calibration du paramètre  $\alpha$  seront abordées suite aux essais de compression simple. L'objectif final est d'utiliser ces différents résultats pour déterminer l'expression de la contrainte effective dans les sols non saturés et l'appliquer pour évaluer l'impact de la succion en termes de tassement et de capacité portante sur une fondation superficielle. Cette étude sera présentée dans le chapitre suivant.

### 5.1 Contrôle de la succion

Comme décrit dans la SECTION 4.3.1, le contrôle de la succion a été réalisé en utilisant la technique de la solution saline. Quatre échantillons de chaque sol ont été préparés pour six valeurs de succion différentes, comprises entre 4 MPa et 110 MPa. Au total, 72 échantillons (24 de chaque sol) ont été soumis à ce processus. En se référant à la TABLE 4.2, 36 échantillons (12 de chaque sol) correspondent aux échantillons C, destinés uniquement à l'obtention des courbes de rétention d'eau, tandis que les 36 autres (12 de chaque sol) correspondent aux échantillons A et B, destinés à être utilisés pour réaliser les essais de compression en plus des courbes de rétention d'eau. Les dimensions des échantillons sont données dans la TABLE 4.2.

#### 5.1.1 Processus de séchage

##### Échantillon C :

Commençons par traiter les échantillons C. Tout au long du processus de séchage, les échantillons des trois sols ont été pesés régulièrement jusqu'à atteindre un poids relativement constant. La stabilisation de la masse signifie que l'équilibre hydrique a été atteint. Les courbes montrant l'évolution de la masse en fonction du temps sont présentées dans les FIGURES 5.1a, 5.1b et 5.1c. Les courbes du sol de Soignies et du sol de Kruibeke ont été obtenues par Ebrahimisadr dans le cadre de son doctorat.

Dans les FIGURES 5.1a et 5.1b représentant respectivement les courbes du sol de Soignies et du sol de Kruibeke, les courbes diminuent rapidement au début puis progressivement jusqu'à atteindre l'équilibre hydrique. Cette allure de courbe est correcte. Étant donné qu'il s'agit d'un processus de séchage, l'eau s'évapore du sol, ce qui engendre une perte de masse. Par contre, concernant le sol de Tournai représenté à la FIGURE 5.1c, d'importantes variations sont observables au niveau des courbes de succion 1 à 3. Ces variations concernent à chaque fois les deux échantillons, donc il est peu probable qu'elles soient dues à une erreur sur l'échantillon.

Pour les courbes correspondant aux succions 1 et 2, il a été constaté que l'humidité relative était plus basse que la valeur théorique, ce qui a conduit à rajouter de l'eau dans les cloches. Ceci pourrait expliquer les variations de ces deux courbes.

Quant à la courbe correspondant à la succion 3, il a été observé qu'elle passe en dessous de la courbe de succion 4 et qu'elle rejoint même celle de succion 5, ce qui n'est pas normal. Une explication possible de cette observation est que la cloche contenant les échantillons ait été mal fermée, ce qui aurait permis un échange d'humidité avec l'air ambiant du laboratoire. En conséquence, les échantillons auraient séché plus rapidement, car ça n'aurait plus été la solution saline qui contrôlait l'humidité de la cloche, mais l'air du laboratoire. Pour corriger cette situation, un réajustement du système a été effectué en ajoutant de la solution saline à la cloche pour rétablir le contrôle de l'humidité.

Enfin, concernant les courbes correspondant à la succion imposée par l'humidité ambiante du laboratoire, de petites variations sont constatées, ce qui est tout à fait normal, puisque la température de la pièce n'a pas été contrôlée pendant le processus. Ainsi, l'environnement du laboratoire a pu être plus chaud, plus froid, plus sec ou plus humide selon les jours et les conditions extérieures.

Dans la FIGURE 5.1a, il est évident que le temps d'équilibre de succion requis pour que le sol de Soignies atteigne différentes valeurs de succion est différent. En effet, le temps d'équilibre est de 60 jours (ou 23 jours) lorsque la succion de l'échantillon atteint 4,2 MPa (ou 110,06 MPa). Cette observation peut s'expliquer par le fait que plus l'air est sec, plus le gradient hydrique entre l'humidité de l'échantillon et l'humidité de l'air est important. Cela entraîne des échanges hydriques plus rapides et, par conséquent, un séchage plus rapide du sol. La même conclusion peut être tirée à partir des FIGURES 5.1b et 5.1c représentant les courbes du sol de Kruibeke et du sol de Tournai, malgré les fluctuations constatées pour ce dernier. Le temps d'équilibre est donc fonction du niveau de succion souhaité.

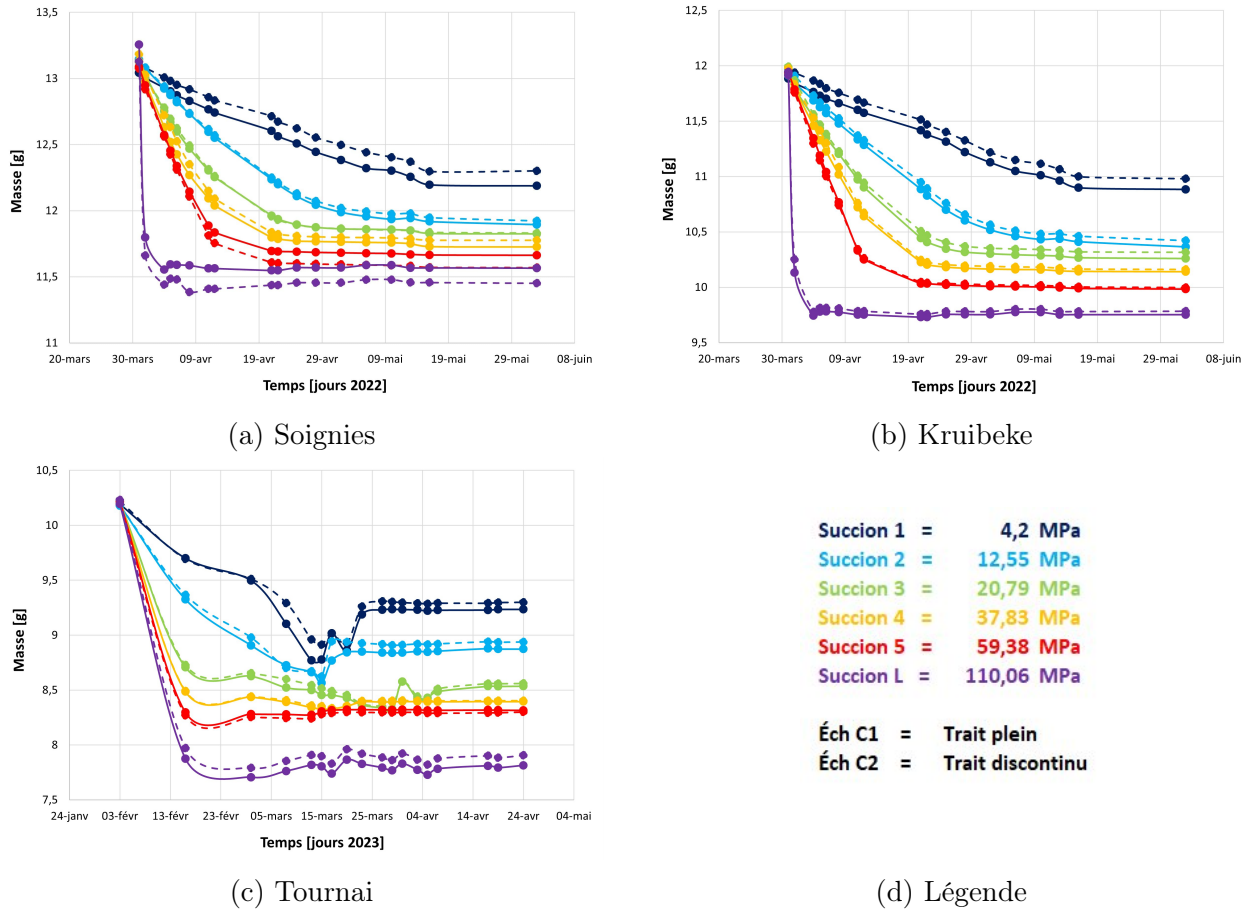


FIGURE 5.1 – Processus de séchage des échantillons C - Évolution de la masse en fonction du temps

Il est également intéressant de tracer ces courbes en termes de teneur en eau et de degré de saturation. Ces deux paramètres d'état peuvent être déterminés par pesée et à l'aide des relations élémentaires de la mécanique des sols. La teneur en eau est facile à obtenir car elle correspond simplement à un rapport de masses. En connaissant la teneur en eau initiale qui correspond à la teneur en eau optimale  $w_{opt}$  et la masse totale initiale  $M_{Tot,init}$  de chaque échantillon, il est possible de déterminer la masse d'eau initiale  $M_{w,init}$  et la masse de matière solide initiale  $M_{s,init}$ . Pour ce faire, les relations suivantes sont utilisées :

$$M_{w,init} = M_{Tot,init} \frac{w_{opt}}{1 + w_{opt}} \quad (5.1)$$

$$M_{s,init} = M_{Tot,init} \frac{1}{1 + w_{opt}} = M_s \quad (5.2)$$

Au cours du processus de séchage, la perte de masse constatée est exclusivement due à une perte de masse d'eau, la masse de matière solide restant constante. Pour déterminer la masse d'eau au cours du temps, il suffit de soustraire la masse de matière solide de la masse totale à l'instant  $t_i$ . La courbe en termes de teneur en eau  $w$  peut alors être tracée, car elle représente le rapport de la masse d'eau à l'instant  $t_i$  sur la masse de matière solide.

$$M_w(t_i) = M_{Tot}(t_i) - M_s \quad (5.3)$$

$$w(t_i) = \frac{M_w(t_i)}{M_s} \quad (5.4)$$

Pour déterminer le degré de saturation, il est nécessaire de connaître le volume des échantillons, ce qui peut être réalisé à l'aide d'un pied à coulisse ou d'autres instruments de mesure de dimensions. Sachant que les sols possèdent différents degrés de plasticité, ceux-ci peuvent être soumis à un retrait plus ou moins important lors du séchage, ce qui entraîne un changement dans leurs dimensions initiales. Cependant, pour estimer le degré de saturation au cours du temps, il a été supposé que le volume des échantillons restait constant et égal au volume initial. Ceci a été fait afin d'éviter les échanges hydriques avec l'atmosphère du laboratoire et de prévenir d'éventuels dommages aux échantillons lors de la prise des mesures. Le volume exacte des échantillons ne sera mesuré qu'une fois l'équilibre atteint. Grâce aux expressions élémentaires, il est possible d'estimer le degré de saturation par la formule suivante :

$$S_r(t_i) = \frac{V_w}{V_v} = \frac{\frac{M_{Tot}(t_i) - \frac{M_{Tot,init}}{1+w_{opt}}}{\rho_w}}{V_{Tot,init} - \frac{M_{Tot,init}}{\rho_s}} \quad (5.5)$$

où  $V_w$  est le volume d'eau,  $V_v$  le volume des vides,  $\rho_w$  la masse volumique de l'eau et  $\rho_s$  la masse volumique des grains.

L'ensemble des courbes des trois sols exprimées en termes de teneur en eau et de degré de saturation est représenté aux FIGURES A.1a à A.1f. Ces figures sont reprises dans l'ANNEXE A.1. Les courbes obtenues jusqu'à présent montrent une bonne cohérence entre les résultats des deux échantillons soumis à une même succion, ce qui témoigne de l'homogénéité des échantillons résultant du processus de préparation.

### Échantillon A et B :

Passons maintenant au processus de séchage des échantillons A et B. Le processus a suivi le même déroulement que celui des échantillons C. Les courbes montrant la cinétique du séchage sont présentées dans les FIGURES 5.2a, 5.2b, 5.2c, 5.2d, 5.2e et 5.2f. Tout comme les échantillons C, les courbes de séchage diminuent fortement au début et de manière beaucoup plus progressive ensuite.

Sachant que les échantillons A et B sont plus grands que les échantillons C, le temps de séchage est évidemment plus long pour atteindre l'équilibre. La masse théorique finale pour chaque succion a été déterminée en utilisant les relations (5.6) et (5.7), et est également représentée sur les FIGURES 5.2a, 5.2b, 5.2c, 5.2d, 5.2e et 5.2f par des traits pointillés. Ces lignes horizontales correspondent à la masse que les échantillons devraient avoir à l'équilibre, en se basant sur la capacité de rétention obtenue sur les échantillons C. Elles servent d'indicateur permettant d'estimer la durée avant que les courbes de séchage n'atteignent leur état d'équilibre.

$$M_{w,f} = w_f \cdot M_s \quad (5.6)$$

$$M_{th,f} = M_{w,f} + M_s \quad (5.7)$$

Après deux mois de séchage, l'équilibre est atteint pour les courbes de succion 5 et L des trois sols. Les échantillons sont donc prêts à être soumis aux essais de compression simple. L'équilibre est presque atteint pour les courbes de succion 3 et 4. En revanche, pour les échantillons des courbes de succion 1 et 2, il a été constaté qu'ils étaient encore loin de leur valeur théorique finale attendue. Si les échantillons sont laissés dans les cloches à humidité relative contrôlée, il faudra encore attendre 2 à 3 mois avant qu'ils n'atteignent leur état d'équilibre. Par conséquent, il a été décidé d'accélérer le séchage de ces échantillons à l'air ambiant. Cette décision a été prise

afin de les sécher un peu plus rapidement et de pouvoir les tester dans le courant du mois de mai.

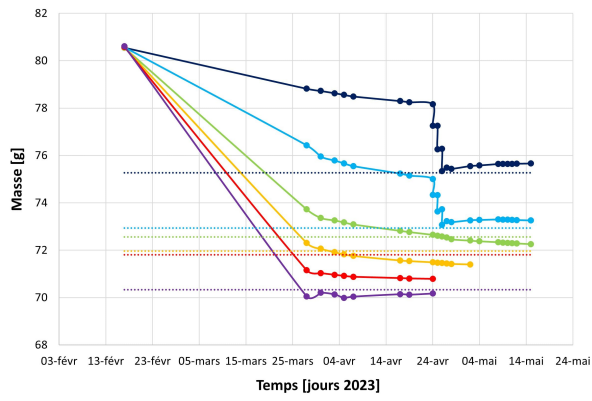
Pour accélérer le séchage des échantillons à l'air ambiant, ces derniers sont simplement sortis de leur cloche pendant un certain temps, puis remis à l'intérieur. Avant et après cette sortie, les échantillons sont pesés. Ces mesures de masse permettent d'estimer si le processus a été suffisant ou s'il doit être réitéré. La répétition du processus est conditionnée par l'atteinte de la masse théorique finale. Il est important de noter que les échantillons doivent être sortis de manière modérée, c'est-à-dire pendant quelques heures, pour éviter qu'ils ne sèchent trop rapidement. En effet, le but de la mise sous cloche est d'obtenir une homogénéisation de l'eau au sein de l'échantillon. Un séchage à l'air libre aura tendance à sécher l'échantillon de l'extérieur vers l'intérieur. Ainsi, les bords de l'échantillon seront secs tandis que le coeur de celui-ci sera toujours humide, ce qui conduit à une non-homogénéisation de l'eau. Lorsque le processus de séchage à l'air ambiant est jugé satisfaisant, les échantillons sont laissés quelques jours supplémentaires dans la cloche pour rééquilibrer la répartition de l'eau dans l'échantillon. Il se peut que les attentes soient conformes en moyenne, mais que l'échantillon soit plus sec aux bords qu'au centre. En laissant les échantillons dans la cloche, un assèchement du coeur humide et une réhumidification des bords secs sont possibles, assurant ainsi une bonne homogénéisation de l'eau dans tout l'échantillon.

L'opération de séchage à l'air ambiant est répétée trois fois pour le sol de Soignies, quatre fois pour le sol de Kruibeke et deux fois pour le sol de Tournai. Pour chaque opération, les échantillons sont sortis de la cloche pendant environ 2h, et chaque opération est espacée d'au moins 24h. Ces opérations sont visibles sur les FIGURES 5.2a, 5.2b, 5.2c, 5.2d, 5.2e et 5.2f. Elles correspondent aux petits escaliers marqués autour du 24 avril.

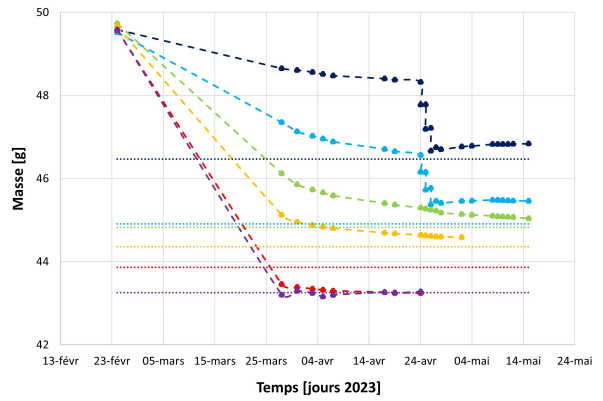
Une première observation faite est que l'équilibre est atteint au bout de quelques jours après la dernière opération de séchage pour tout les échantillons. Cependant, une augmentation de la masse est observable au niveau du sol de Soignies (5.2a et 5.2b) et du sol de Kruibeke (5.2c et 5.2d). La fluctuation de masse après les opérations de séchage peut être un indicateur que le processus de séchage a été légèrement trop intense, entraînant une perte d'eau supplémentaire dans les échantillons. Le rééquilibrage ultérieur dans la cloche indique que l'humidité de l'environnement a eu un effet sur les échantillons, les réhumidifiant partiellement. Pour des expériences futures, il peut être judicieux d'ajuster la durée ou la fréquence des opérations de séchage à l'air ambiant afin d'obtenir un équilibre optimal sans provoquer de fluctuations significatives de masse. Cela permettrait d'obtenir des échantillons plus stables pour les essais de compression simple.

Une autre observation faite sur la base des résultats obtenus est que l'atteinte de la masse théorique finale n'est pas toujours respectée. Les différences entre les valeurs théoriques et les valeurs expérimentales sont fréquentes en raison de la variabilité propre au matériau. En effet, même lorsqu'une expérience est menée sur deux échantillons semblant identiques à tous égards, les résultats obtenus peuvent être sensiblement différents. C'est d'ailleurs pour cette raison qu'il est plus important de suivre l'évolution de la masse au cours du temps.

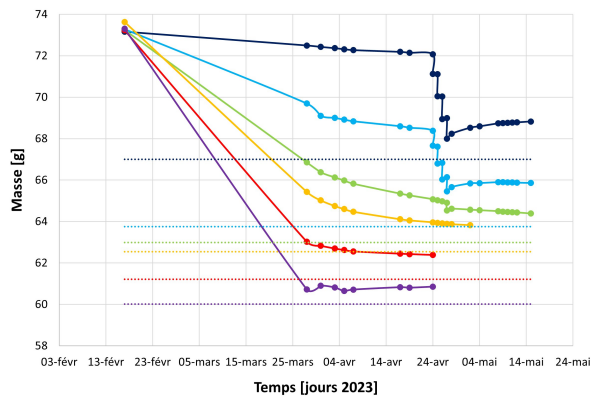
Finalement, les courbes montrant la cinétique du séchage permettent de constater que plus la succion est importante, moins le temps d'équilibre est long. Cette observation rejoint celle établie pour les échantillons C, dont l'explication a été donnée précédemment. De plus, le temps d'équilibre est également fonction de la taille des échantillons. En effet, les échantillons C, qui sont plus petits, mettent moins de temps pour atteindre l'équilibre que les échantillons A et B, quel que soit le niveau de succion considéré.



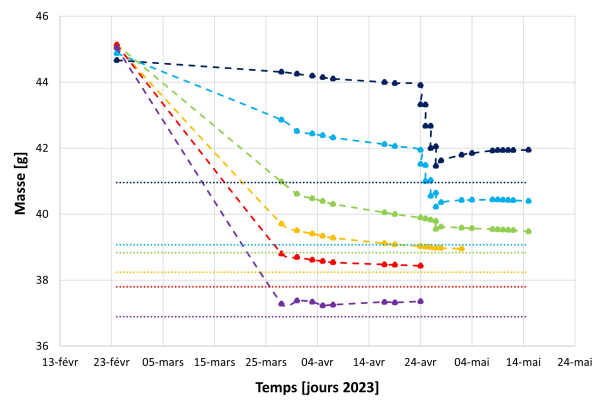
(a) Soignies - Échantillon A



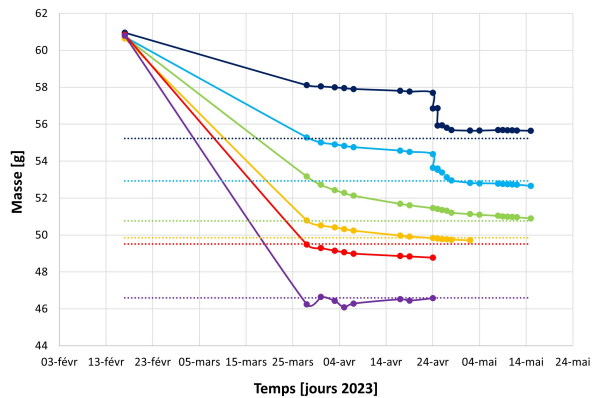
(b) Soignies - Échantillon B



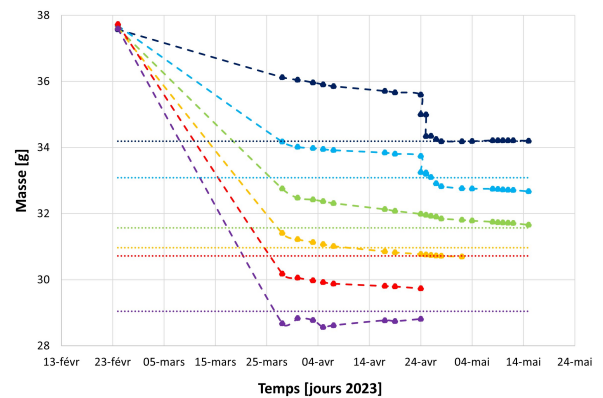
(c) Kruibeke - Échantillon A



(d) Kruibeke - Échantillon B



(e) Tournai - Échantillon A



(f) Tournai - Échantillon B

**Succion 1 = 4,2 MPa**  
**Succion 2 = 12,55 MPa**  
**Succion 3 = 20,79 MPa**  
**Succion 4 = 37,83 MPa**  
**Succion 5 = 59,38 MPa**  
**Succion L = 110,06 MPa**

**Éch A = Trait plein**  
**Éch B = Trait discontinu**  
 **$M_{th,f}$  = Trait pointillé**

(g) Légende

FIGURE 5.2 – Processus de séchage des échantillons A et B - Évolution de la masse en fonction du temps

Les courbes en termes de teneur en eau et de degré de saturation ont également été tracées pour les échantillons A et B en suivant la même méthodologie que pour les échantillons C. Ces courbes sont représentées dans les FIGURES A.2a à A.2f, présentes dans l'ANNEXE A.2. De nouveau, ces résultats montrent une bonne cohérence entre les échantillons A et B d'un même sol.

### 5.1.2 Courbes de rétention d'eau

Une fois l'équilibre atteint, les teneurs en eau et les degrés de saturation à l'équilibre sont mesurés. Pour la teneur en eau, il s'agit de la dernière mesure prise au cours du temps, c'est-à-dire celle prise à l'équilibre. Pour le degré de saturation, les dimensions des échantillons sont mesurées précisément à l'aide d'un pied à coulisse. Afin d'être le plus cohérent possible, la prise de mesure suit toujours le même protocole.

Trois mesures de la hauteur sont prises de manière à diviser les surfaces d'extrémités en trois portions égales, et trois mesures du diamètre sont prises à trois hauteurs différentes (haut, milieu et bas). Ensuite, une moyenne arithmétique est réalisée pour obtenir une seule valeur de la hauteur et une seule valeur du diamètre par échantillon. Cela est fait en raison de la non-planéité des surfaces, ce qui entraîne de petites variations de dimensions d'un endroit à l'autre. Les mesures effectuées permettent de déterminer le volume total final des échantillons et donc le degré de saturation à l'équilibre. Pour ce faire, la relation (5.5) est utilisée en remplaçant le volume initial par le volume final et en prenant la masse totale au cours du temps correspondant à l'équilibre.

La détermination à l'équilibre des deux paramètres d'états permet d'obtenir les courbes de rétention d'eau des trois sols. Les différentes valeurs obtenues sont reportées dans un graphique avec l'axe des abscisses représentant la succion en échelle logarithmique, et l'axe des ordonnées représentant soit le degré de saturation, soit la teneur en eau. Les FIGURES 5.3a et 5.3b présentent respectivement les courbes de rétention d'eau exprimées en termes de teneur en eau et de degré de saturation pour l'ensemble des échantillons.

Tout d'abord, il est intéressant de constater que tous les échantillons d'un même sol donnent des résultats proches les uns des autres, ce qui montre que les sols sont relativement homogènes et que l'essai possède une bonne répétitivité. Néanmoins, les petites disparités entre les groupes d'échantillons d'un même sol, marquées sur la FIGURE 5.3b représentant le degré de saturation par rapport à la succion, peuvent s'expliquer par la précision de la prise des dimensions. En effet, les échantillons A, B et C possèdent tous des dimensions différentes. Les échantillons de type C sont beaucoup plus petits que les deux autres types d'échantillons, ce qui signifie qu'ils sèchent plus rapidement, mais la mesure des dimensions est moins précise. L'imprécision sur la prise de mesure induit une erreur relative plus importante lorsque les échantillons sont de petites tailles.

Ensuite, une moyenne à été réalisée pour chaque sol en raison de la bonne concordance entre les groupes d'échantillons. Celles-ci sont représentées en trait discontinu sur les FIGURES 5.3a et 5.3b. Les courbes suivent la tendance attendue. La teneur en eau et le degré de saturation diminuent lorsque la succion augmente, c'est-à-dire que l'eau perdue depuis l'état initial des échantillons ne cessent d'augmenter avec la succion, ce qui est cohérent avec ce qui a été exposé dans la SECTION 5.1.1.

Une autre observation, qui a été faite sur la base des résultats obtenus, est que la courbe de rétention d'eau du sol de Tournai se situe au-dessus de celle du sol de Kruibeke qui elle-même se situe au-dessus de celle du sol de Soignies. Ce résultat est tout à fait attendu, cohérent et conforme à la nature des sols argileux. En effet, plus un sol est argileux et plastique, plus il possède une grande capacité de rétention d'eau en raison de sa structure fine et de sa forte capacité d'adsorption d'eau sur les surfaces des particules d'argile.

Sur la FIGURE 5.3a, les trois courbes de rétention ont des allures relativement semblables. Cependant, au niveau de la pente de ces courbes, il a été observé que la courbe de Soignies présente une pente légèrement plus faible que celle de Kruibeke, qui présente elle-même une pente plus faible que celle de Tournai. Cela signifie que l'eau est extraite du sol de manière plus importante lorsque la pente de la courbe est plus forte. Ainsi, le sol de Tournai perd plus d'eau que les deux autres sols. En ce qui concerne la FIGURE 5.3b, la courbe de tournai semble légèrement différente des deux autres courbes, mais il est tout de même observable que le sol de Tournai se désature moins rapidement que les sols de Soignies et de Kruibeke. Ceci est lié au degré de plasticité du sol, comme cela a été exposé dans le paragraphe précédent. Ces deux observations faite sur le sol de Tournai peuvent sembler contradictoire à première vue, mais ce n'est pas le cas. En réalité, la perte d'eau est compensée par une réduction du volume des vides. En observant la plage de succion allant de 4 à 60 MPa, on constate que le degré de saturation reste "quasi" constant, tandis que la perte en eau est significative. Cela indique que le volume d'eau qui s'évapore correspond approximativement à la réduction du volume des vides. En conséquence, le rapport entre le volume d'eau ( $V_w$ ) et le volume des vides ( $V_v$ ) reste approximativement constant, car les diminutions de  $V_w$  et  $V_v$  se produisent à peu près de la même manière.

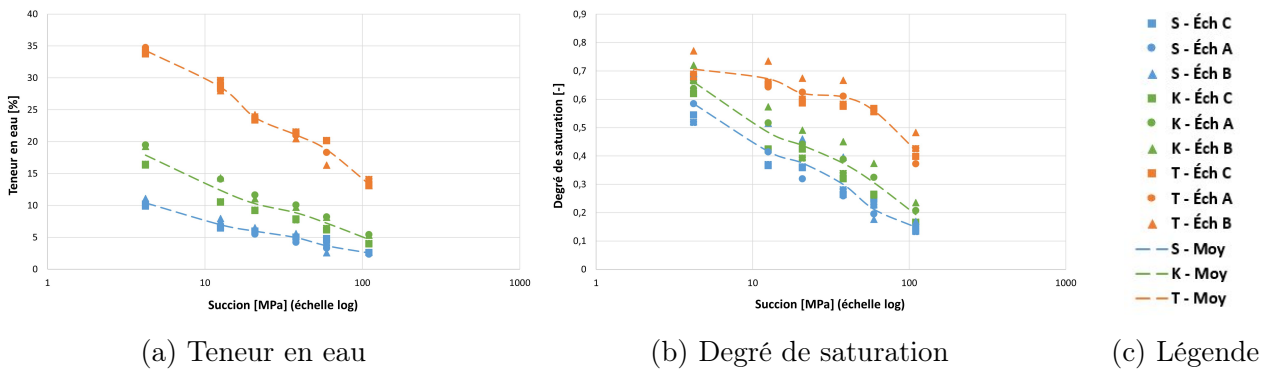


FIGURE 5.3 – Courbes de rétention d'eau pour les échantillons A, B et C des trois sols étudiés

### 5.1.3 Calibration des paramètres de Van Genuchten

Dans ce travail, la forme des courbes de rétention d'eau est modélisée par le modèle Van Genuchten dont l'expression est rappelée ci-dessous :

$$S_r = \left[ 1 + \left( \frac{s}{P_r} \right)^n \right]^{(1-\frac{1}{n})} \quad (5.8)$$

Les paramètres  $P_r$  et  $n$ , qui sont des paramètres d'ajustement liés au matériau, sont respectivement associés à la valeur d'entrée d'air et au taux de désaturation du sol. Le but de la calibration est d'essayer d'ajuster ces paramètres pour faire passer au mieux une courbe à travers l'ensemble des points expérimentaux. Pour ce faire, les paramètres  $P_r$  et  $n$  sont calibrés en utilisant la méthode des moindres carrés. Pour chaque sol étudié, la TABLE 5.1 reprend les valeurs des paramètres de Van Genuchten les mieux ajustées.



	Soignies	Kruibeke	Tournai
$P_r$ [-]	4976441	7157671	605892
$n$ [-]	0,524	0,549	0,863

TABLE 5.1 – Paramètres de Van Genuchten les mieux ajustés

Les FIGURES 5.4a, 5.4b et 5.4c représentent les courbes de rétention d'eau des points expérimentaux ainsi que la courbe de rétention d'eau de Van Genuchten ajustée avec les meilleurs paramètres pour les sols de Soignies, Kruibeke et Tournai respectivement. Ces figures permettent de constater que la courbe de Van Genuchten s'adapte bien aux résultats expérimentaux. La FIGURE 5.4d, qui rassemble les trois courbes de rétention de Van Genuchten, permet de les comparer entre elles.

La pente de la courbe du sol de Tournai est bien plus faible que celle du sol de Soignies et celle du sol de Kruibeke qui semblent similaires. Cette observation peut être reliée au paramètre  $n$ . En effet, il a été constaté que plus  $n$  est grand, plus la pente de la courbe a tendance à être plate, ce qui signifie que le sol se désature moins rapidement, conduisant à une chute moins rapide du degré de saturation et inversement. La pente serait ainsi inversement proportionnelle à  $n$  qui traduit la vitesse à laquelle le sol se désature.

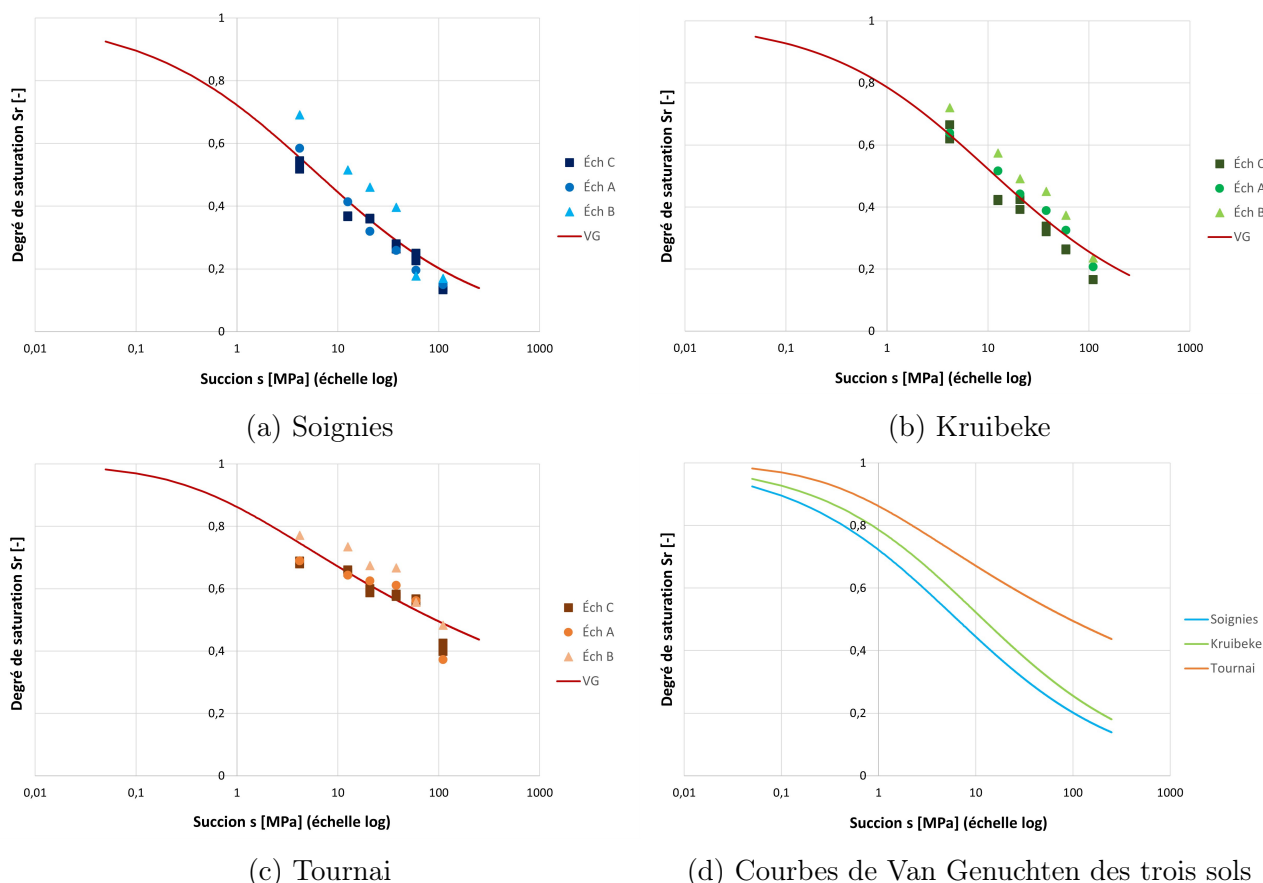


FIGURE 5.4 – Courbes de rétention d'eau - Ajustement d'une courbe de Van Genuchten sur les données expérimentales

#### 5.1.4 Déformation volumique

Sachant que les sols étudiés dans cette étude sont des sols fins possédant tous une fraction argileuse différente, ils sont plus ou moins sensibles au phénomène de tassement et de gonflement. Pour évaluer la déformation subie par les échantillons au cours du processus de séchage, le volume initial et final de chaque échantillon a été déterminé. La déformation volumique correspondant à chaque succion appliquée est reportée dans la FIGURE 5.5a pour les échantillons C, et dans la FIGURE 5.5b pour les échantillons A et B. Il est important de préciser que le tassement est défini comme positif.

En premier lieu, il est intéressant de constater que le tracé de chaque échantillon suit la même forme. Les échantillons subissent d'abord un retrait important lors d'une première phase de succion, suivi d'un retrait plus faible voire quasi inexistant lors d'une deuxième phase de succion. Ceci pourrait s'apparenter à la limite de retrait. Initialement, le matériau possède un volume et une teneur en eau importantes, ce qui fait que les grains de celui-ci ne sont pas en contact. Lorsqu'il est laissé à sécher, il subit un retrait important au début car l'eau s'évapore et en même temps le matériau se referme. À un moment donné, le retrait s'arrête car les grains sont tellement en contact les uns par rapport aux autres qu'ils ne peuvent plus se rapprocher davantage, mais l'eau continue à s'évaporer. Cette observation est moins marquée pour le sol de Tournai car il est beaucoup plus plastique que les deux autres sols, ce qui lui permet de se déformer plus facilement. Cette tendance n'est pas toujours parfaitement régulière, mais il est important de garder à l'esprit qu'il ne s'agit pas du même échantillon qui passe de succion en succion, mais d'échantillons différents par succion.

Deuxièmement, quel que soit les échantillons considérés, le sol de Tournai est toujours celui qui subit la plus grande déformation volumique, ce qui se justifie par son haut degré de plasticité. Le sol de Soignies subit la plus faible déformation, et le sol de Krubek se situe entre les deux, étant donné qu'il possède un degré de plasticité intermédiaire entre ces deux sols. Plus le sol est plastique, plus celui-ci est capable de se déformer et de subir un retrait important.

Enfin, tous les échantillons ont été rassemblés sur la FIGURE 5.5c afin d'avoir une vue d'ensemble. Cela permet de constater qu'il y a une dispersion des résultats concernant un même sol. Cette dispersion concerne les trois sols étudiés. En effet, les résultats présentent une variabilité de 5 à 10 % pour une succion donnée, alors que la déformation aurait dû être pratiquement identiquement pour tous les échantillons d'un même sol à une même succion. Cette variabilité pourrait découler de la précision des mesures. Il faut savoir que chaque échantillon a pu être sujet à une erreur de mesure, et cela peut entraîner des répercussions d'autant plus importantes que les échantillons sont petits. Cependant, cette supposition semble peu plausible compte tenu de la cohérence des résultats observée pour les échantillons C.

Une autre explication possible réside dans le fait que les deux séries d'échantillons de type C ont été fabriquées simultanément, à partir du même mélange de sol, sous des conditions de laboratoire identiques ainsi qu'un processus de compactage similaire. Tandis que les échantillons de types A et B proviennent de deux séries distinctes, fabriquées à partir de mélanges différents, à des moments différents et selon des protocoles de compactage légèrement différents. De plus, il est observé que les points des échantillons B se situent systématiquement au-dessus de ceux des échantillons A. Cette tendance suggère davantage un biais systématique plutôt qu'une imprécision de mesure, qui aurait entraîné une variation aléatoire des résultats. Par conséquent, ce biais systématique entre les échantillons A et B est probablement attribuable à des différences présentes dans le matériau lui-même.

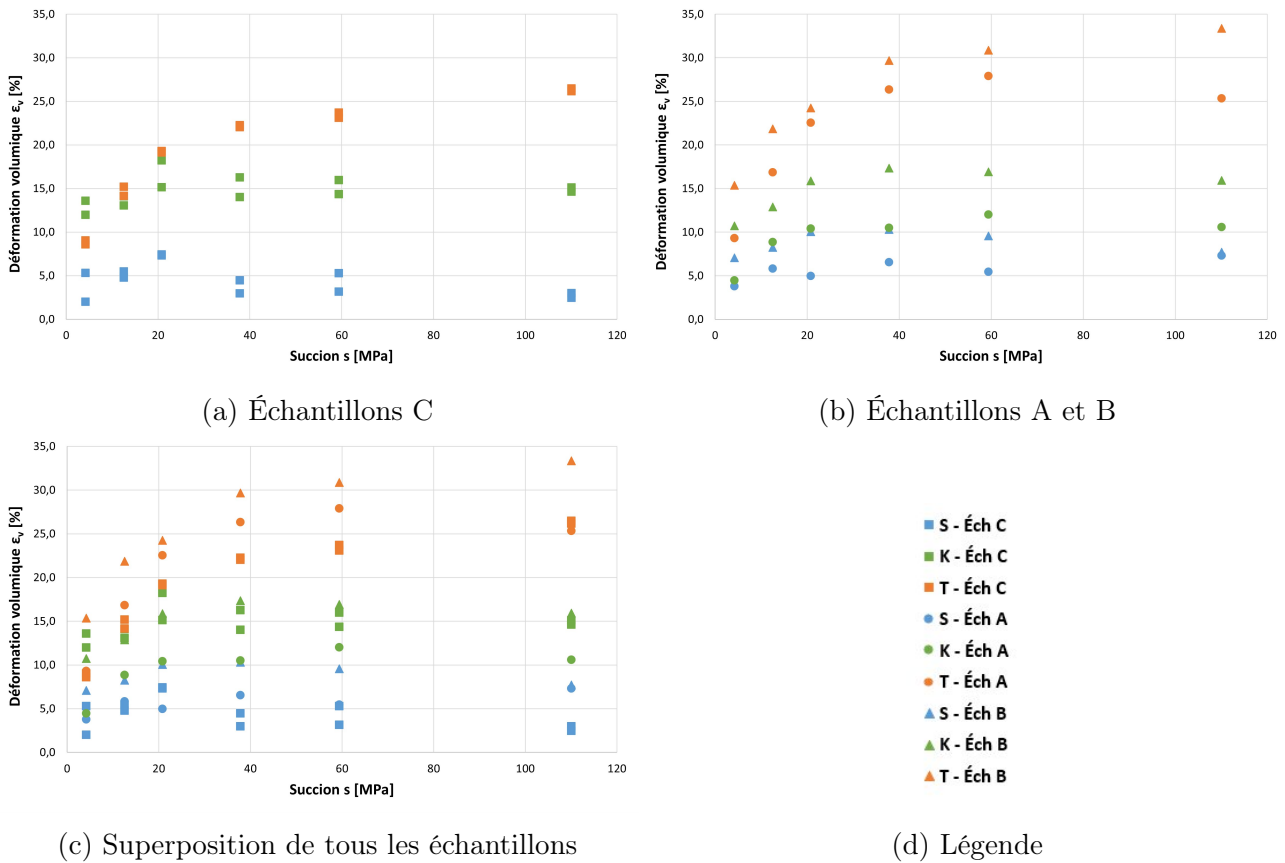
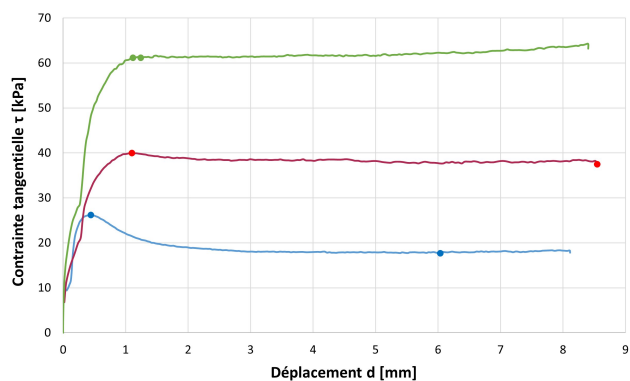


FIGURE 5.5 – Déformation volumique des échantillons A, B et C en fonction de la succion appliquée

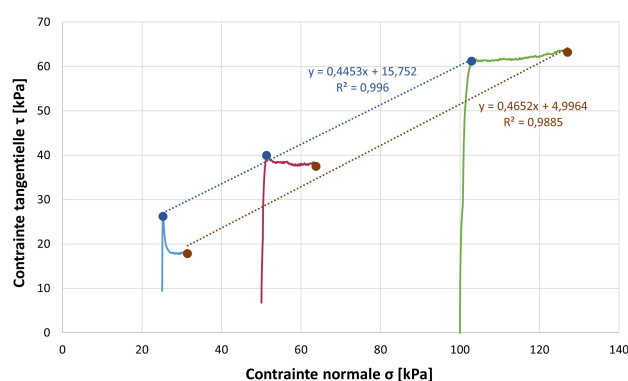
## 5.2 Cisaillement direct

Les essais de cisaillement direct ont été réalisés en suivant la procédure décrite dans la SECTION 4.3.3. Cet essai a été effectué sur trois échantillons de chaque sol, soumis à trois contraintes normales différentes, à savoir 25 kPa, 50 kPa et 100 kPa. Au total, neuf échantillons ont été soumis à ce type d'essai, dont les dimensions correspondent à l'échantillon D repris dans la TABLE 4.2. Ces essais sont réalisés sur des échantillons totalement saturés afin d'obtenir un critère de rupture qui ne dépend pas de la succion.

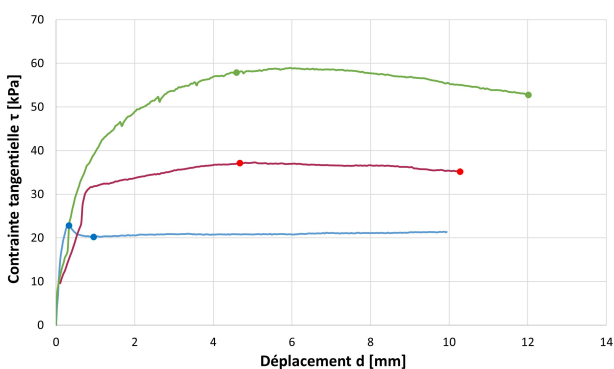
Grâce aux essais de cisaillement réalisés, il est possible de tracer les courbes représentant l'évolution de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement relatif et l'évolution de la contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale pour les échantillons des trois sols. Ces courbes sont présentées dans les FIGURES 5.6a, 5.6b, 5.6c, 5.6d, 5.6e et 5.6f pour le sol de soignies, de Kruibeke et de Tournai respectivement. Graphiquement, les neuf courbes semblent similaires. En effet, elles montrent une augmentation de la contrainte tangentielle jusqu'à l'atteinte d'un pic, après quoi elle diminue pour tendre vers un palier. De plus, la contrainte tangentielle au pic augmente avec l'augmentation de la contrainte normale appliquée, ce qui est cohérent. Lorsqu'une contrainte normale de plus en plus importante est appliquée, cela provoque un enchevêtrement accru ainsi qu'un frottement plus élevé entre les grains. Ces phénomènes empêchent les grains de se déplacer horizontalement les uns par rapport aux autres, ce qui augmente la résistance au cisaillement.



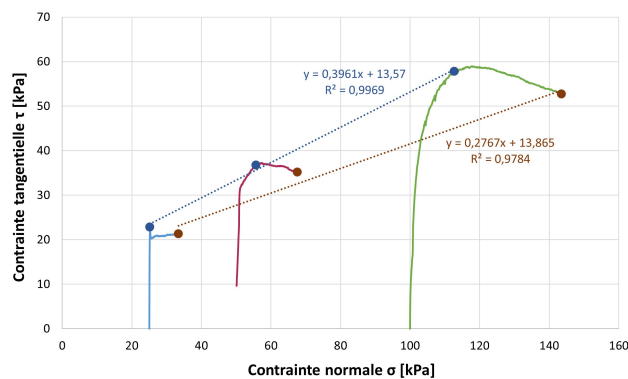
(a) Soignies



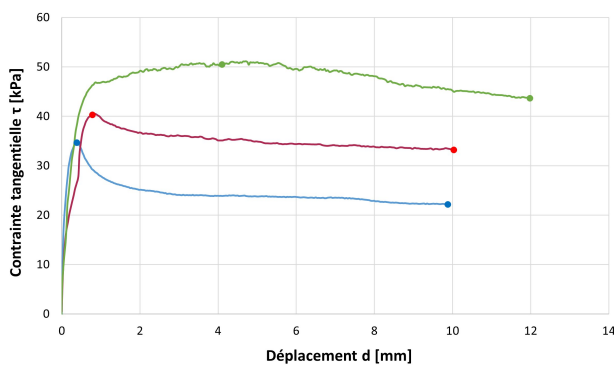
(b) Soignies



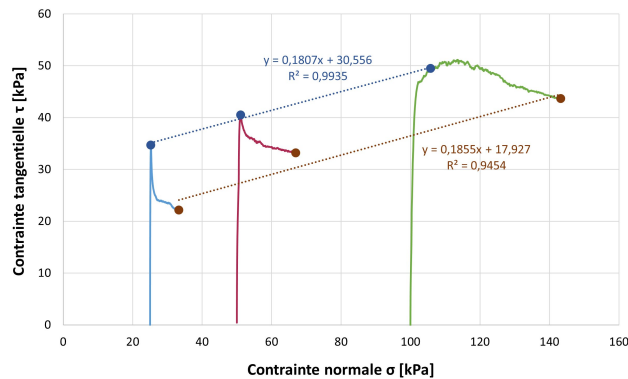
(c) Krubeke



(d) Krubeke



(e) Tournai



(f) Tournai



(g) Légende

FIGURE 5.6 – (a), (c), (e) Évolution de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement relatif - (b), (d), (f) Évolution de la contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale

À partir de ces courbes  $(\sigma ; \tau)$ , la contrainte maximale et la contrainte résiduelle ont été déterminées pour chaque échantillon. La contrainte maximale, représentée par des points bleus sur les figures ci-dessus, correspond au maximum du rapport  $\tau/\sigma$ , tandis que la contrainte résiduelle, représentée par des points bruns, correspond au minimum du rapport  $\tau/\sigma$  après le point de contrainte maximale.

Sur ces minimums et maximums, des courbes de tendance, également représentées dans les FIGURES 5.6b, 5.6d et 5.6f, ont été tracées. L'équation de ces droites permet de déterminer la cohésion et l'angle de frottement en se référant au critère de rupture de Mohr-Coulomb. Ainsi, le coefficient qui multiplie la variable  $x$ , c'est-à-dire la pente de la droite, correspond à la tangente de l'angle de frottement, tandis que le terme indépendant, qui est l'ordonnée à l'origine, correspond à la cohésion. La courbe passant par les points minimums permet de définir les caractéristiques intrinsèques résiduelles, alors que celle passant par les points maximums détermine les caractéristiques maximales. Les résultats obtenus pour la cohésion et l'angle de frottement des trois sols sont présentés dans la TABLE 5.2.

Les courbes de tendance maximales et résiduelles sur les figures ci-dessus ont tendance à être parallèles entre elles pour le sol de Soignies et pour le sol de Tournai. Cela signifie que l'angle de frottement ne change pas de manière significative entre le pic et le résiduel. Seule la cohésion varie. Cette observation se confirme avec les valeurs obtenues pour ces sols. En revanche, pour le sol de Kruibeke, la tendance est différente. C'est même l'inverse qui est observé.

L'observation faite sur les sols de Soignies et de Tournai est valide. Elle aurait également dû être observée pour le sol de Kruibeke. Une première hypothèse émise est que l'essai aurait été arrêté trop tôt. Si l'essai avait continué encore un certain temps pour les trois échantillons du sol, certaines valeurs du minimum du rapport  $\tau/\sigma$  aurait pu changer, ce qui aurait influencé la pente de la droite et donc l'angle de frottement et la cohésion. La deuxième hypothèse mise en avant est que l'échantillon 1 du sol de Kruibeke aurait été mal compacté par rapport au deux autres, entraînant par conséquent une diminution de la résistance maximale. Une augmentation de la résistance de l'échantillon 1 aurait conduit à un angle de frottement plus bas et une cohésion plus élevée. Cependant, les échantillons ont été fabriqués en suivant le même protocole, donc le compactage devrait être similaire pour tous les échantillons.

	$I_P$ [%]	$c_{Max}$ [kPa]	$\phi_{Max}$ [°]	$c_{Res}$ [kPa]	$\phi_{Res}$ [°]
Soignies	17,75	15,8	24	5	24,9
Kruibeke	26,41	13,6	21,6	13,9	15,5
Tournai	98,33	30,6	10,2	17,9	10,5

TABLE 5.2 – Cohésion et angle de frottement obtenus sur base du critère de rupture de Mohr-Coulomb

Il est intéressant de constater que la cohésion et l'angle de frottement suivent une certaine tendance liée au degré de plasticité, qui est également indiqué dans la TABLE 5.2. Afin de mettre en évidence la relation entre ces paramètres, les évolutions de l'angle de frottement et de la cohésion ont été tracées en fonction de l'indice de plasticité. Ces évolutions sont respectivement représentées dans les FIGURES 5.7a et 5.7b.

La FIGURE 5.7a montre que plus l'indice de plasticité augmente, plus l'angle de frottement diminue. Ce résultat était attendu compte tenu de la nature des minéraux présents dans le sol. En effet, les trois sols étudiés sont tous des sols fins constitués de particules d'argile en proportion variable. En raison de leur structure cristalline en feuillets, les particules d'argile ont une surface très lisse et peu rugueuse. Lorsque ces particules sont empilées ensemble dans le sol, elles ont tendance à glisser les unes sur les autres, ce qui réduit leur capacité de résistance au glissement et donc l'angle de frottement. Par conséquent, plus le sol est argileux, moins l'angle de frottement est élevé. Cette tendance est bien respectée pour la contrainte maximale ainsi que pour la contrainte résiduelle.

Concernant la cohésion, la FIGURE 5.7b montre une augmentation de la cohésion résiduelle lorsque l'indice de plasticité augmente. La plasticité d'un sol est due à la présence de particules d'argile dans ce sol. Ces particules ont une forte capacité d'adhésion et peuvent former des liaisons électrochimiques entre elles, créant ainsi une cohésion dans le sol. Ainsi, plus l'indice de plasticité est élevé, plus les particules d'argile ont tendance à être fortement liées entre elles, ce qui augmente la cohésion global du sol. En ce qui concerne la cohésion maximale, la tendance est assez bien respectée, même s'il y a une légère rediminution entre le sol de Soignies et celui de Kruibeke.

Finalement, il est quand même cohérent de dire que plus le sol est argileux et plastique, moins il est frottant, et donc plus l'angle de frottement est faible, et plus la cohésion est généralement grande.

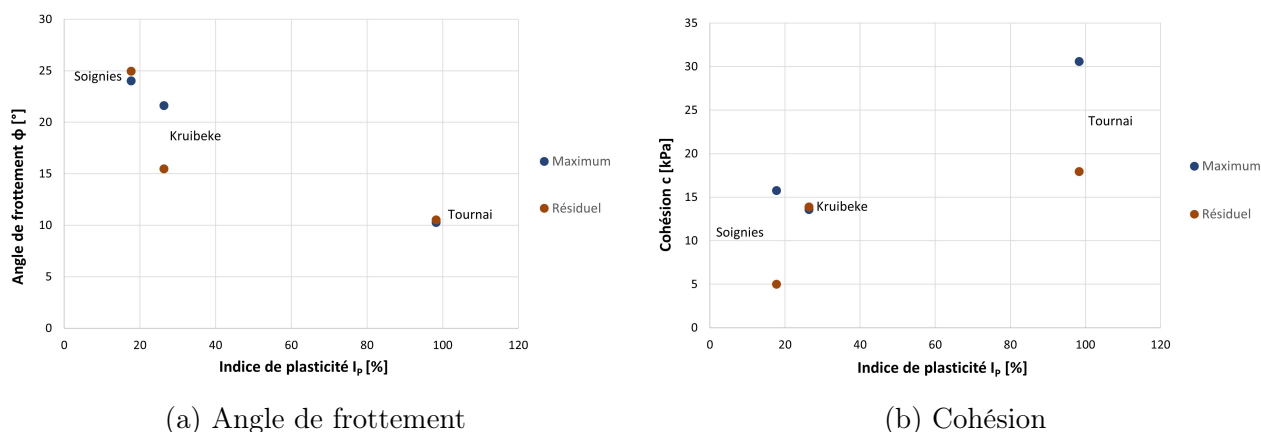


FIGURE 5.7 – Évolution des paramètres intrinsèques en fonction de l'indice de plasticité

### 5.3 Compression simple

Les essais de compression simple ont été réalisés en suivant la procédure décrite dans la SECTION 4.3.2. Les échantillons soumis à ce type d'essai sont les échantillons A et B. Ces échantillons ont été préalablement soumis à un processus de séchage afin de leur conférer différents niveaux de succion. Cela a été réalisé dans le but d'observer l'impact du niveau de succion sur la résistance en compression des différents sols étudiés.

Lors du processus de séchage, les échantillons A et B ont subi une certaine déformation volumique, comme cela a été montré dans la SECTION 5.1.4. Par conséquent, leurs dimensions initiales ont changé. Afin d'être le plus précis possible dans la détermination de la contrainte, les dimensions de chaque échantillon ont été mesurées juste avant que les échantillons ne soient soumis au test de compression.

### 5.3.1 Contraintes-déformations

Les courbes de contrainte-déformation obtenues lors des essais de compression sur les échantillons à différentes succions initiales sont présentées dans les FIGURES 5.8a, 5.8b, 5.8c, 5.8d, 5.9a et 5.9b pour les trois sols. Il est important de rappeler que la contrainte a été calculée en considérant une section corrigée qui suppose que le volume reste constant en cours de compression.

À première vue, il est possible de constater graphiquement, sur base des courbes de contrainte-déformation, que les échantillons B de chaque sol, représentés en trait discontinu, sont généralement plus résistants que les échantillons A, représentés en trait plein, quel que soit le niveau de succion considéré. Par ailleurs, parmi les échantillons B, le sol de Tournai semble être le plus résistant pour chaque succion, suivi du sol de Kruibeke, puis du sol de Soignies. En revanche, pour les échantillons A, la contrainte maximale est plus aléatoire entre les trois sols, ce qui ne permet pas de juger lequel des trois sols est le plus résistant. Enfin, que ce soit sur les échantillons A ou B, il semblerait que la ductilité soit plus importante lorsqu'une faible succion est appliquée.

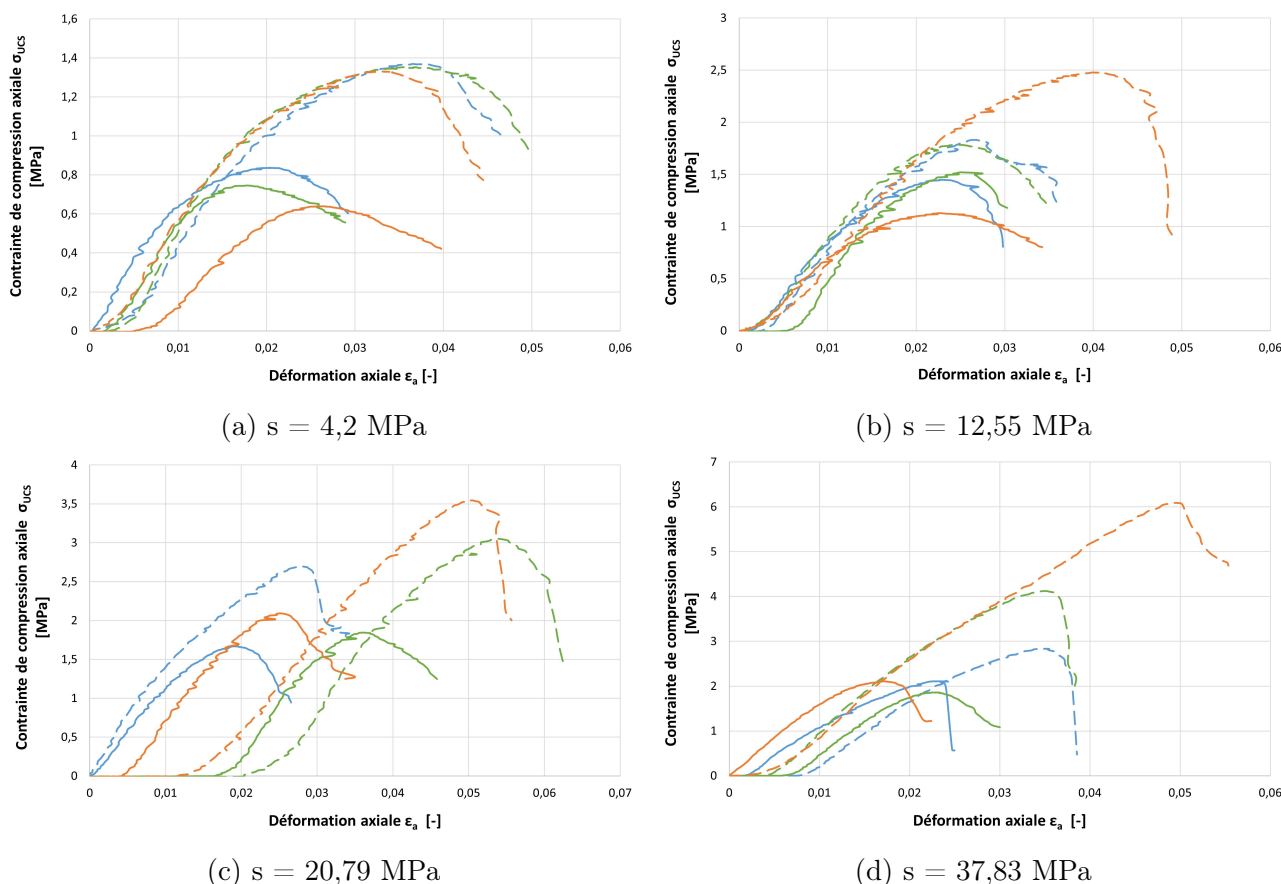


FIGURE 5.8 – Courbes contrainte-déformation obtenues lors des essais de compression simple à différentes succions initiales

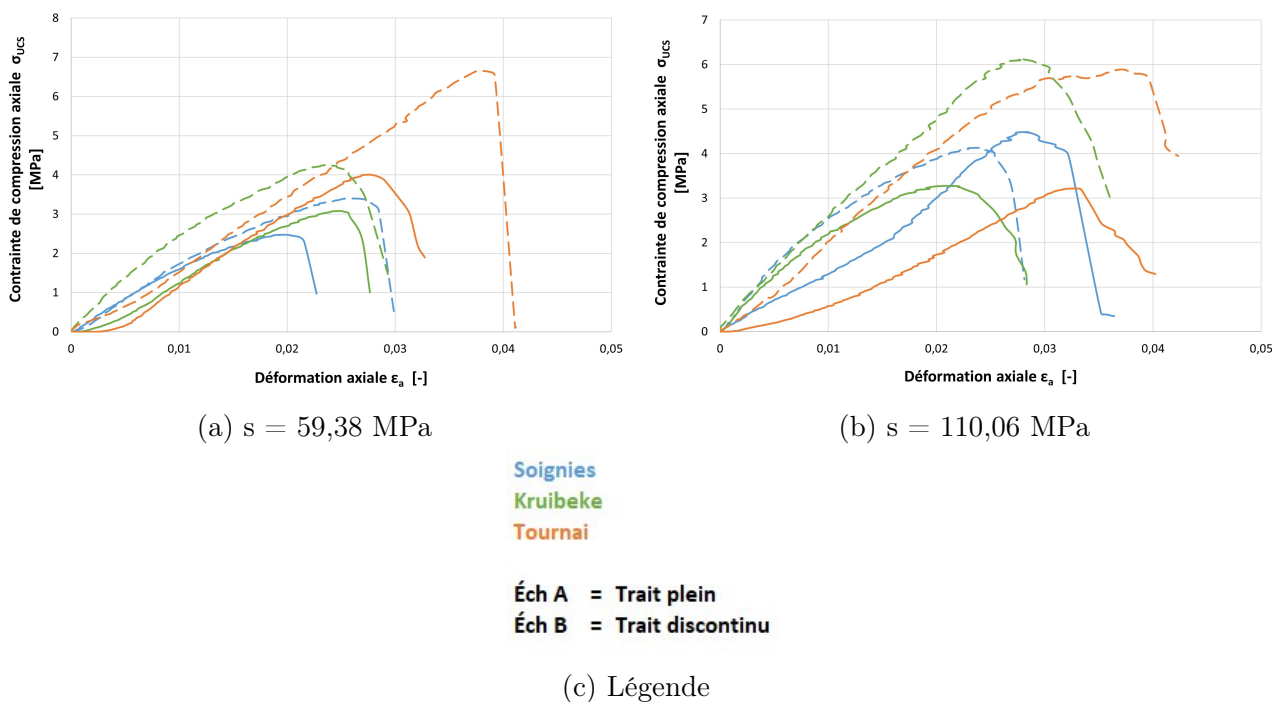


FIGURE 5.9 – Courbes contrainte-déformation obtenues lors des essais de compression simple à différentes succions initiales

De manière à analyser plus précisément les résultats obtenus, les résistances maximales de chaque échantillon ont été reportées dans un graphique en fonction de la succion (FIGURE 5.10). De plus, les valeurs des résistances maximales ainsi que les succions sont reprises dans la TABLE 5.3 pour tout les échantillons.

s [MPa]	$\sigma_{max}$ [MPa]					
	Soignies		Kruibeke		Tournai	
	Éch A	Éch B	Éch A	Éch B	Éch A	Éch B
4,2	0,836	1,369	0,745	1,353	0,64	1,331
12,55	1,448	1,83	1,52	1,783	1,128	2,479
20,79	1,666	2,697	1,846	3,05	2,093	3,545
37,83	2,109	2,835	1,855	4,121	2,108	6,086
59,38	2,478	3,397	3,077	4,248	4,009	6,654
110,06	4,484	4,13	3,274	6,126	3,215	5,885

TABLE 5.3 – Contrainte maximale obtenue par succion et par échantillon lors des essais de compression simple



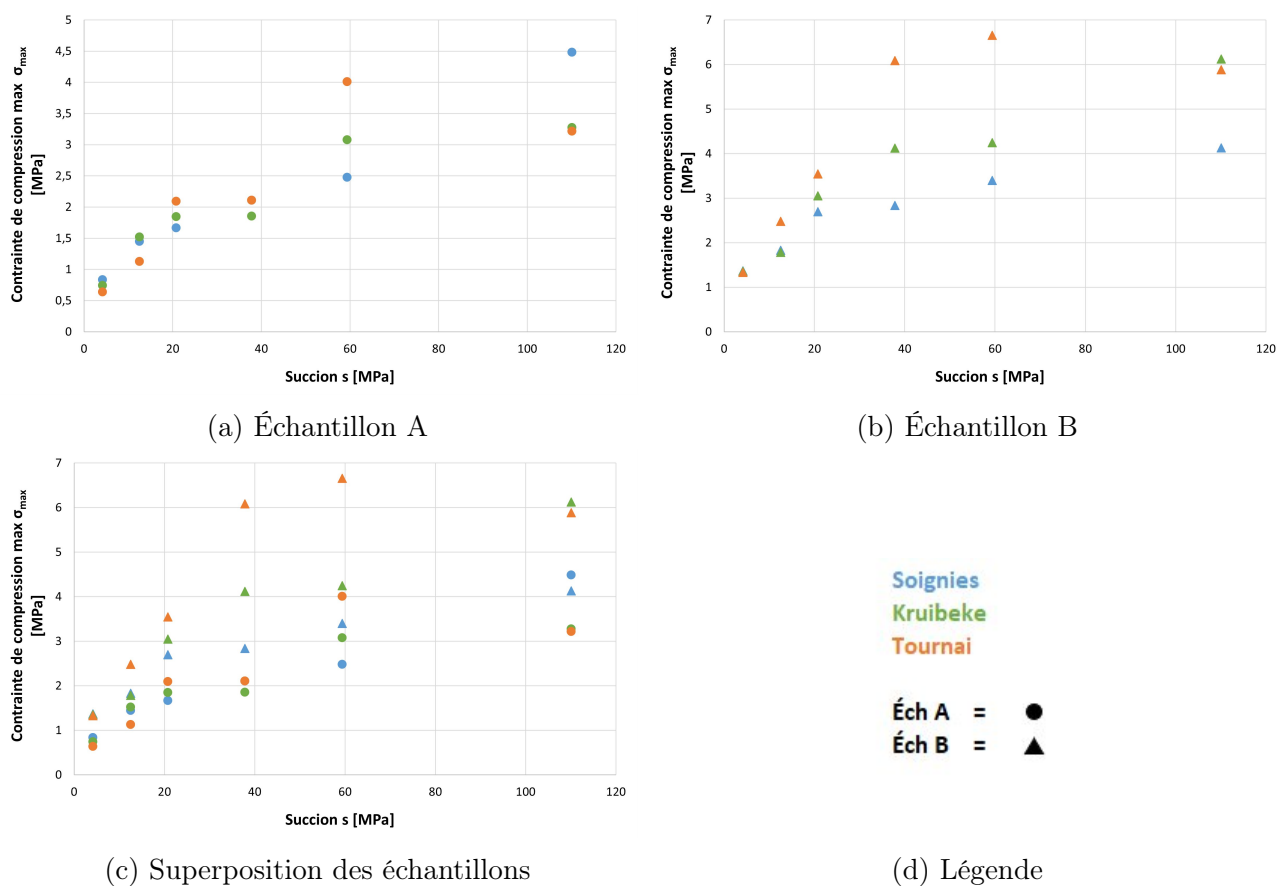


FIGURE 5.10 – Contraintes maximales obtenue par succion lors des essais de compression simple

Les valeurs numériques permettent de confirmer que les échantillons B sont bien plus résistants que les échantillons A pour les trois sols, sauf dans le cas du sol de Soignies où la résistance maximale obtenue à la succion de 110 MPa est relativement similaire, mais plus basse pour l'échantillon B. Ce résultat est assez inattendu. Plusieurs hypothèses sont émises pour essayer de comprendre pourquoi les deux groupes d'échantillons ont des résistances maximales aussi différentes.

En général, la tendance observée est que plus l'échantillon est petit, plus il est résistant. Cette tendance est liée aux défauts potentiellement présents dans l'échantillon. Il est généralement considéré qu'un échantillon de grandes dimensions a plus de chances d'acquies des défauts lors de son élaboration qu'un échantillon de petites dimensions. De plus, il est souvent remarqué que la rupture d'un échantillon s'initie à cause de ses défauts. Par conséquent, un échantillon plus grand a statistiquement une plus grande probabilité d'être imparfait et donc d'être moins résistant. Concernant les échantillons présents dans ce cas-ci, il est vrai que leurs tailles diffèrent, mais pas de manière suffisamment significative pour entraîner une différence de résistance aussi marquée entre les deux types d'échantillons.

Ensuite, il est possible qu'une erreur ait été commise lors de la préparation des échantillons en termes de densité. Les données initiales concernant la masse et le volume ont permis de vérifier la densité de chaque échantillon de chaque sol. Il en est ressorti qu'aucune erreur n'avait été commise, ce qui ne permet pas de justifier la différence de résistance entre les échantillons A et B.

Une autre hypothèse est liée à la vitesse à laquelle la pression a été appliquée sur l'échantillon au cours des essais de compression. La vitesse d'avancement étant exprimée par rapport à la hauteur de l'échantillon, il est possible qu'elle ait éventuellement influencé la résistance. Cependant, la vitesse d'avancement appliquée est restée la même pour tous les échantillons. Cela ne permet toujours pas d'expliquer la disparité entre la résistance des échantillons A et B.

Finalement, une inspection visuelle des échantillons a été effectuée. Il a été observé que les échantillons B possèdent une surface relativement lisse sur toute la hauteur de l'échantillon, alors que les échantillons A possèdent un côté lisse et un côté plutôt granuleux. Ceci conduit à penser que les échantillons A ont été moins bien compactés que les échantillons B. Des illustrations types des échantillons avant et après l'essai de compression sont données aux FIGURES 5.11a et 5.11b pour les échantillons A et aux FIGURES 5.11c et 5.11d pour les échantillons B. Par ailleurs, il faut savoir que la méthode de compactage pour les deux types d'échantillon a été différente. Les échantillons A ont été compactés à l'aide d'un piston hydraulique, tandis que les échantillons B ont été compactés à la main. Dans ce cas, le compactage à la main aurait été un peu plus efficace que celui au piston hydraulique. De plus, les échantillons ont également été visuellement inspectés après l'essai de compression simple. Cela a permis de constater que les fissures engendrées suite à la compression démarraient toujours du côté granuleux pour les échantillons A, ce qui signifie que c'est au niveau de la partie granuleuse que l'échantillon commence à s'endommager. Tandis que pour les échantillons B, l'échantillon commence à se fissurer à mi-hauteur. Ces faits confortent l'idée que les échantillons A ont été moins bien compactés que les échantillons B, ce qui conduit à une réduction de la résistance en compression. Ainsi, les échantillons B qui sont initialement plus petits, sont les échantillons les plus lisses, les mieux compactés et les plus résistants.

Pour revenir sur le cas du sol de Soignies où les résistances sont similaires, il a été constaté que seul l'échantillon A correspondant à la succion de 110 MPa possédait une surface lisse sur toute sa hauteur. Cet échantillon aurait donc été aussi bien compacté que les échantillons B, ce qui explique qu'à cette succion, les deux échantillons du sol de Soignies atteignent quasiment la même résistance.

Compte tenu des résultats obtenus en ce qui concerne la résistance en compression et des explications fournies pour justifier l'écart observé, la décision a été prise de conserver exclusivement les échantillons B pour la suite des analyses.

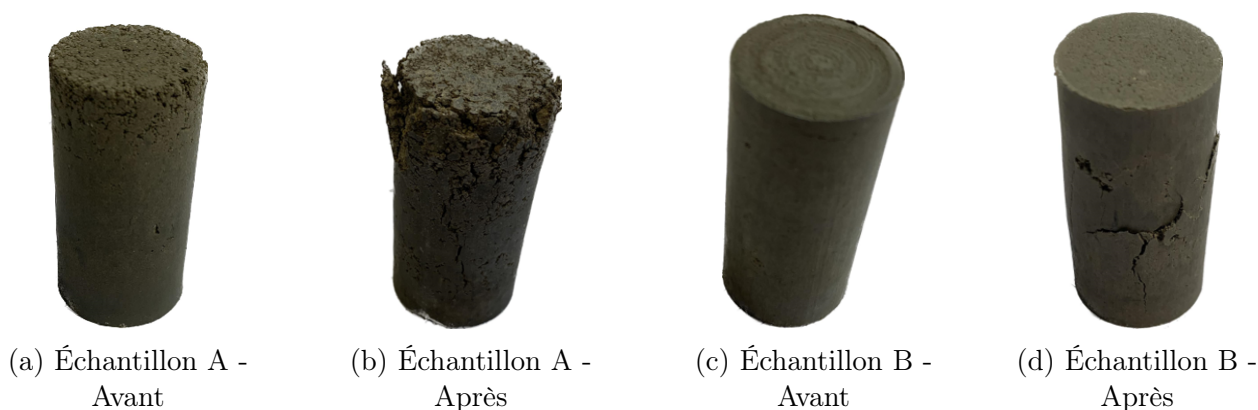


FIGURE 5.11 – Aspect visuel des échantillons avant et après l'essai de compression simple

Une deuxième observation faite sur la base des valeurs numériques reprises dans la TABLE 5.3 est que la résistance en compression augmente lorsque la succion augmente, c'est-à-dire lorsque le sol devient plus sec. Cette observation est valable pour les échantillons A et B des trois sols. L'explication est liée à la structure des particules d'argile et à la présence d'eau dans les pores du sol. En effet, lorsque la succion augmente, la teneur en eau diminue, et les forces d'attraction entre les particules d'argile deviennent dominantes. Les argiles sont des minéraux qui possèdent la capacité de s'hydrater et de se gonfler lorsqu'ils sont mis en présence d'eau, ce qui leur confère une structure plutôt lâche. En revanche, lorsque l'eau est extraite du sol, les particules se rapprochent et les forces d'attraction entre elles augmentent. Cela a pour effet de renforcer la structure du sol et donc d'augmenter sa résistance en compression. De plus, le niveau de succion n'est pas anodin. En effet, la succion joue un rôle de confinement au sein de l'échantillon. Plus la succion est importante, plus l'échantillon est confiné de manière interne, ce qui conduit à développer une résistance plus élevée.

Néanmoins, il est constaté que la résistance diminue pour le sol de Tournai lorsque la succion passe de 59 MPa à 110 MPa. Cela peut s'expliquer en observant les échantillons A et B avant qu'ils ne soient soumis au test de compression. Il est apparu que les deux échantillons soumis à une succion de 110 MPa comportent des fissures principalement au niveau de leurs extrémités, ce qui n'a pas été constaté pour les autres échantillons des autres succions. Ces fissures ont pu entraîner la baisse de résistance. Les échantillons A et B de Tournai à la succion de 110 MPa sont respectivement représentés aux FIGURES 5.12a et 5.12b.



FIGURE 5.12 – Aspect visuel des échantillons de Tournai avant l'essai de compression simple

La FIGURE 5.10a représente la résistance maximale des échantillons A. Elle permet de confirmer que la résistance maximale atteinte parmi les résistances des trois sols est assez bien dispersée entre les différentes succions. Au vu des résultats obtenus, aucun sol ne semble majoritairement plus résistant qu'un autre, ce qui peut être dû au compactage qui a été moins efficace pour ce type d'échantillon. Cependant, la FIGURE 5.10b, représentant la résistance des échantillons B, montre clairement que le sol de Tournai est plus résistant que le sol de Kruibeke, qui est lui-même plus résistant que le sol de Soignies. L'explication la plus plausible est qu'un sol argileux possède des particules fines capables de créer des liaisons entre elles, rendant le sol plus résistant, alors qu'un sol moins argileux se compose de particules plus grossières et moins liées entre elles, ce qui rend le sol moins résistant. Enfin, toutes les résistances maximales sont regroupées dans la FIGURES 5.10c. Ce graphique témoigne à nouveau de la supériorité des échantillons B en termes de résistance.

### 5.3.2 Calibration du paramètre alpha

Pour déterminer le paramètre  $\alpha$ , la procédure utilisée a déjà été expliquée dans la SECTION 3.7.4. Par conséquent, elle ne sera pas répétée en détail ici. Cependant, il est nécessaire de rappeler que ce paramètre est déterminé à partir de la relation qui lie le paramètre de contrainte effective au degré de saturation à travers une loi de puissance :

$$\chi = S_r^\alpha \implies \log \chi = \alpha \log S_r \quad (5.9)$$

Le degré de saturation est calculé à l'aide de la loi de Van Genuchten (Éq (3.11)), en utilisant les paramètres  $P_r$  et  $n$  qui ont été ajustés précédemment (SECTION 5.1.3). Le paramètre de contrainte effective est déterminé en se basant sur les paramètres intrinsèques et la résistance obtenue lors des essais de compression (Éq (3.22)), en tenant compte du fait qu'il s'agit d'essais de compression simple et donc qu'aucun confinement extérieur n'est appliqué ( $\sigma_3 = 0$ ).

Il est également important de noter qu'en raison des résultats obtenus lors des essais de compression simple pour les échantillons A et B, et de l'interprétation qui leur a été donnée, il a été décidé de garder uniquement les échantillons B pour effectuer la calibration du paramètre  $\alpha$ . Ces échantillons semblent avoir été mieux compactés visuellement et suivent une tendance globalement cohérente par rapport aux échantillons A.

Les valeurs obtenues pour les différents paramètres sont reprises dans la TABLE 5.4. Ces résultats sont cohérents, car à mesure que la succion augmente, le sol devient plus sec, ce qui entraîne une diminution du degré de saturation et également du paramètre de contrainte effective, conformément à la relation (5.9).

Soignies						
s [MPa]	4,2	12,55	20,79	37,83	59,38	110,06
$\chi$ [-]	0,229	0,104	0,093	0,054	0,041	0,027
$S_r$ [-]	0,554	0,416	0,356	0,291	0,247	0,194
Kruibeke						
s [MPa]	4,2	12,55	20,79	37,83	59,38	110,06
$\chi$ [-]	0,27	0,12	0,125	0,093	0,061	0,048
$S_r$ [-]	0,632	0,494	0,43	0,358	0,308	0,247
Tournai						
s [MPa]	4,2	12,55	20,79	37,83	59,38	110,06
$\chi$ [-]	0,694	0,444	0,387	0,368	0,257	0,122
$S_r$ [-]	0,746	0,652	0,611	0,564	0,531	0,489

TABLE 5.4 – Détermination des paramètres  $\chi$  et  $S_r$  pour chaque succion de chaque sol

Une fois que tous les paramètres ont été déterminés, chaque paire de valeurs ( $S_r; \chi$ ) a été représentée dans un graphique à axes standard, visibles aux FIGURES 5.13a, 5.13c et 5.13e. Ces figures représentent respectivement les sols de Soignies, de Kruibeke et de Tournai. Ensuite, les axes ont été transformés en échelle logarithmique, où une courbe de tendance a été ajustée aux points de données. Cette courbe est forcée de passer par l'origine des axes en raison de la relation (5.9), ce qui permet d'obtenir le paramètre  $\alpha$  correspondant à la pente de la régression linéaire. Les graphiques exprimés en échelle logarithmique sont présentés dans les FIGURES 5.13b, 5.13d et 5.13f. L'ajustement de la courbe de tendance aux points semble correspondre de manière satisfaisante pour les sols de Soignies et de Kruibeke, tandis que pour le sol de Tournai, les points sont assez dispersés autour de la courbe.

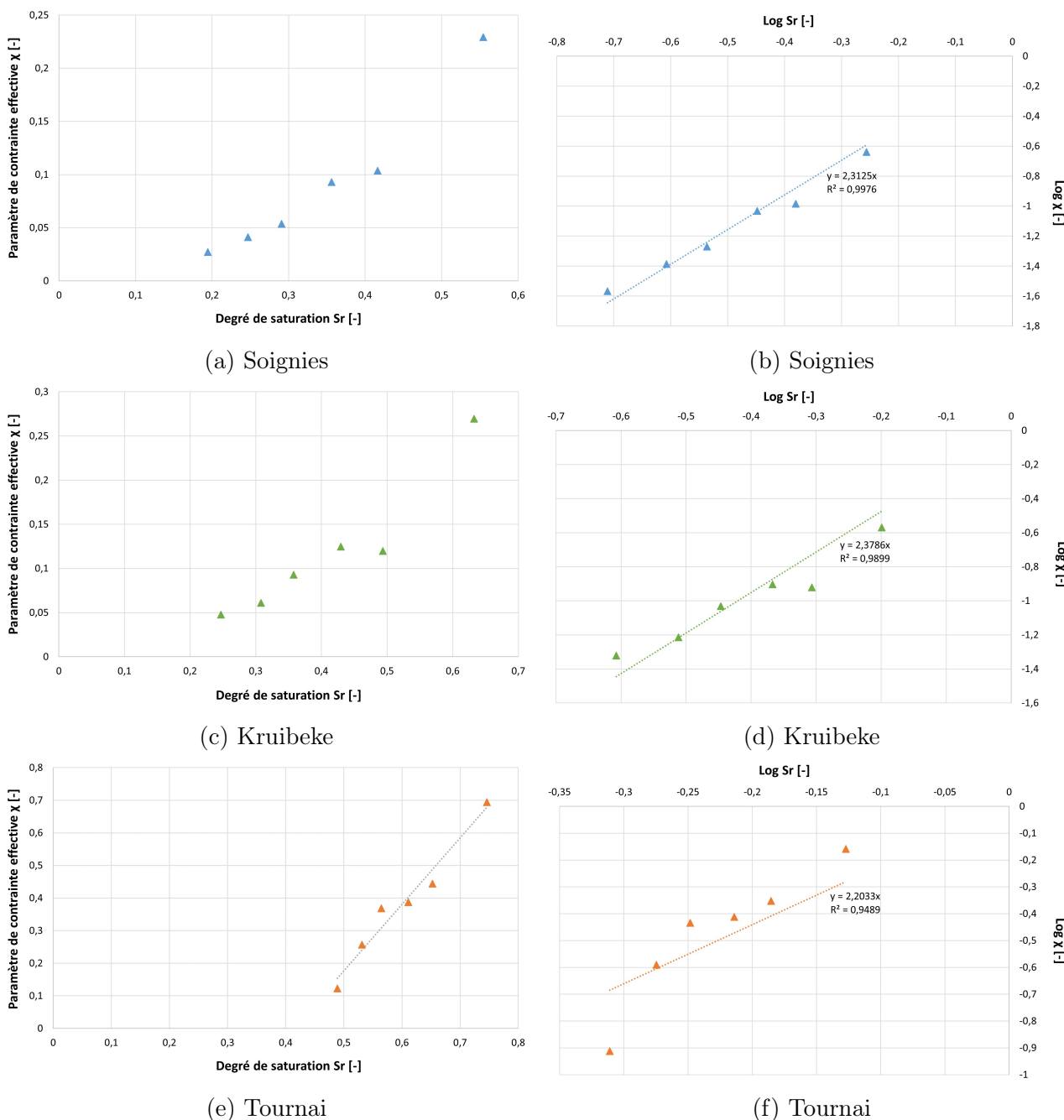


FIGURE 5.13 – Paramètre de contrainte effective en fonction du degré de saturation dans les plans normal [(a), (c), (e)] et logarithmique [(b), (d), (f)]

Pour chaque sol, le meilleur ajustement du paramètre  $\alpha$  pour obtenir l'unicité du critère de rupture est résumé dans la TABLE 5.5.

	Soignies	Kruibeke	Tournai
$\alpha$ [-]	2,3125	2,3786	2,2033

TABLE 5.5 – Paramètre  $\alpha$

Connaissant le paramètre  $\alpha$  de chaque sol, la contrainte effective généralisée peut être déterminée par la relation suivante :

$$\sigma' = \sigma + \chi s = \sigma + S_r^\alpha s \quad (5.10)$$

Les valeurs obtenues sont reprises dans la TABLE 5.6.

	Soignies					
$s$ [MPa]	4,2	12,55	20,79	37,83	59,38	110,06
$\sigma'_1$ [MPa]	2,442	3,485	4,608	5,01	5,733	6,626
$\sigma'_3$ [MPa]	1,073	1,655	1,911	2,176	2,336	2,496
	Kruibeke					
$s$ [MPa]	4,2	12,55	20,79	37,83	59,38	110,06
$\sigma'_1$ [MPa]	2,765	4,123	5,836	7,399	7,848	10,08
$\sigma'_3$ [MPa]	1,412	2,34	2,786	3,278	3,6	3,954
	Tournai					
$s$ [MPa]	4,2	12,55	20,79	37,83	59,38	110,06
$\sigma'_1$ [MPa]	3,532	7,373	10,567	16,815	21,395	28,619
$\sigma'_3$ [MPa]	2,201	4,895	7,021	10,73	14,741	22,734

TABLE 5.6 – Contrainte effective généralisée

L'ensemble des cercles de Mohr à la rupture peut être représenté en utilisant le référentiel de contrainte totale et le référentiel de contrainte effective généralisée. Les cercles de Mohr exprimés en contrainte totale sont représentés dans les FIGURES 5.14a, 5.14c et 5.14e. L'alignement des cercles de Mohr exprimés en contrainte effective généralisée sur le critère de rupture est montré dans les FIGURES 5.14b, 5.14d et 5.14f.

Il est possible de remarquer qu'entre les deux référentiels de contrainte, un gain de résistance de plus en plus conséquent a été observé au fur et à mesure que la succion augmente. La différence entre les deux référentiels est due au gain de confinement effectif correspondant au produit entre  $\chi$  et  $s$ . Lorsqu'un sol se désature, la succion augmente généralement plus vite que la diminution du paramètre de contrainte effective, ce qui conduit à un gain de résistance (GERARD et al., 2015).

De plus, le cercle de Mohr du sol de Tournai correspondant à la succion de 110 MPa (FIGURES 5.14e) est plus petit que ceux des succions de 37 MPa et 59 MPa, mais ceci correspond à l'observation faite au niveau des résistances maximales dans la SECTION 5.3.1. Par contre, lorsque ce cercle est exprimé en contrainte effective, il repasse au-dessus des cercles des deux succions le précédent. Cela est dû au gain de résistance amené par le terme  $\chi s$ .

Une autre observation est que l'alignement des cercles sur le critère de rupture semble plutôt bien correspondre pour les sols de Soignies et Kruibeke, et un petit peu moins pour le sol de Tournai. Cela avait également été remarqué au niveau de la représentation en échelle logarithmique du paramètre de contrainte effective en fonction du degré de saturation (FIGURE 5.13f). En effet, le cercle de Mohr correspondant à la succion de 110 MPa est largement inférieur au critère de rupture. Même si la résistance maximale avait été ce qu'elle aurait dû être, le cercle serait toujours inférieur au critère. Sachant que l'angle de frottement du sol de Tournai est relativement faible, la distance que le cercle doit parcourir pour venir se mettre tangent au critère est très grande. Il est donc possible que cela joue un rôle sur la calibration.



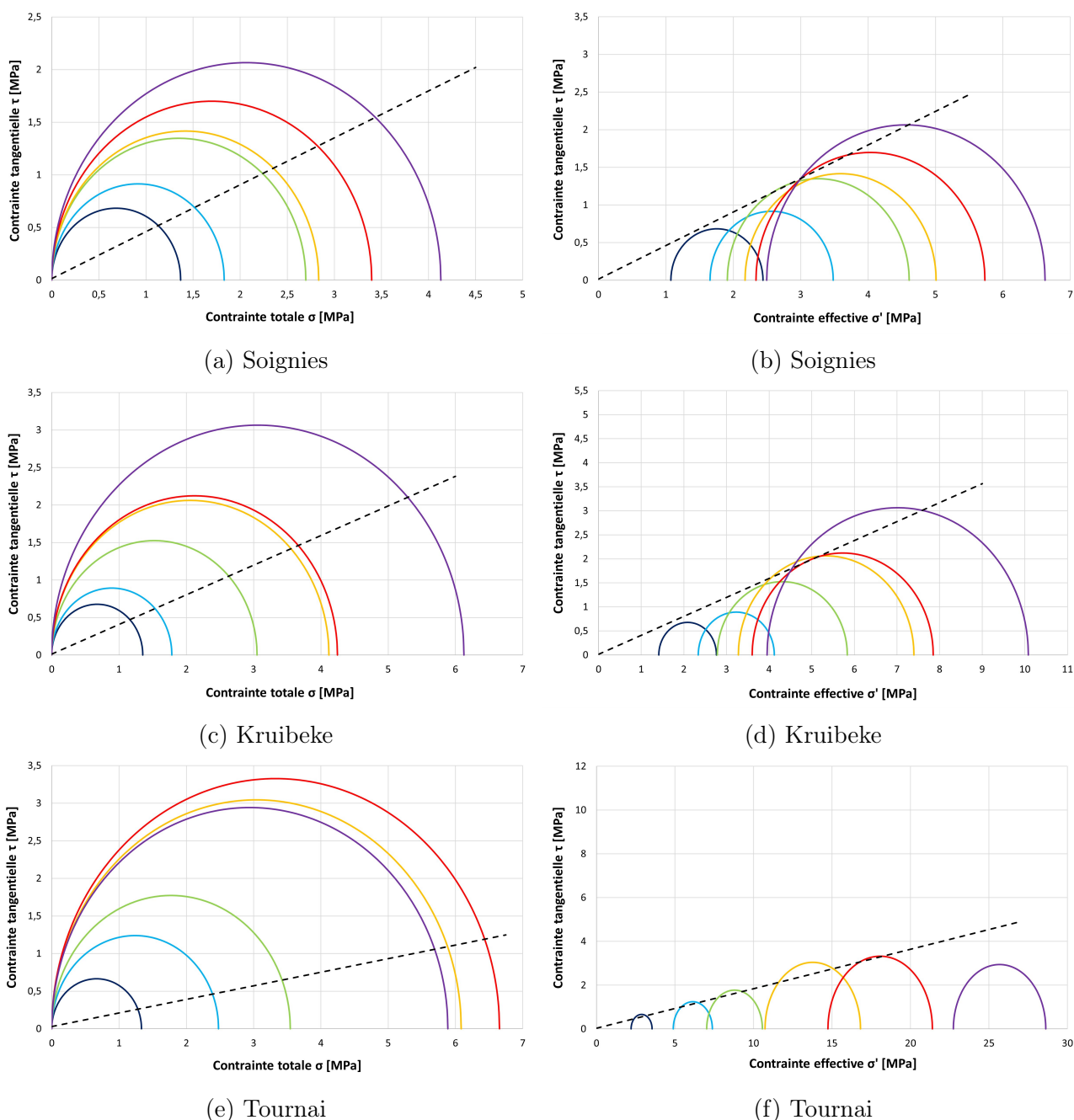


FIGURE 5.14 – Cercle de Mohr à la rupture dans le référentiel de contrainte totale [(a), (c), (e)] et de contrainte effective [(b), (d), (f)]

### 5.3.3 Module de Young

La détermination du module de Young a été effectuée en suivant la méthodologie expliquée dans la SECTION 4.3.2. Cette procédure a été appliquée à chaque niveau de succion pour chaque type de sol, mais uniquement pour les échantillons de type B pour les raisons expliquées précédemment. La TABLE 5.7 présente les valeurs maximales du module de Young pour chaque type de sol, et les FIGURES 5.15 illustrent l'évolution de ce module en fonction du niveau de succion.

Il est clairement observable que le module de Young est fortement influencé par le niveau de succion. En effet, une augmentation du module de Young est provoquée par l'augmentation de la succion. Cette observation est cohérente, car lorsque le sol devient sec, il a tendance à se durcir et donc à devenir plus rigide.

	$E_{max}$ [MPa]		
s [MPa]	Soignies	Kruikebeke	Tournai
4,2	105,1	123,1	108,5
12,55	166,6	147,4	141,1
20,79	234,2	181	176,4
37,83	168,6	225,4	204
59,38	212,2	340	216,8
110,06	351,8	381,3	264,1

TABLE 5.7 – Module de Young pour chaque succion de chaque sol

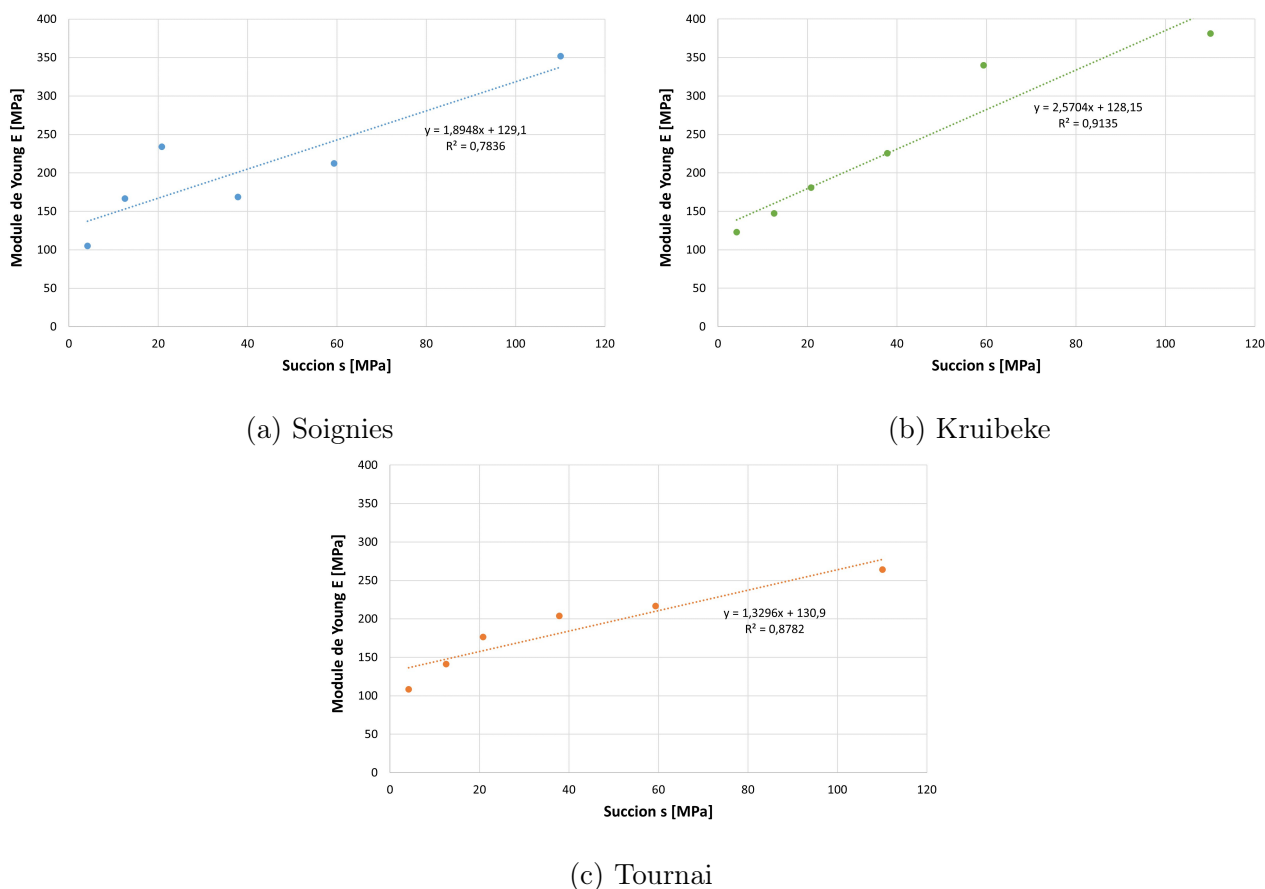


FIGURE 5.15 – Évolution du module de Young en fonction de la succion

Sachant que le module de Young varie en fonction de la succion, il est également influencé par la contrainte effective. Ainsi, il est également possible de tracer l'évolution du module de Young en fonction de la contrainte effective. Ces courbes sont présentées dans les FIGURES 5.16.

Pour chaque type de sol, une courbe de tendance a été ajustée aux points expérimentaux afin de dériver une relation exprimant le module de Young en fonction de la contrainte effective. Pour calibrer ces courbes, une expression en puissance a été choisie en utilisant une contrainte de référence et sa rigidité associée. L'expression adoptée est la suivante :

$$\frac{E}{E_0} = \left( \frac{\sigma'}{\sigma'_0} \right)^k \quad (5.11)$$



où  $E_0$  et  $\sigma'_0$  représentent les paramètres de référence établis pour une succion de 4,2 MPa, et où  $k$  symbolise le paramètre d'ajustement.

L'objectif de la calibration est de tenter de régler le paramètre  $k$  de manière à ce qu'une courbe s'ajuste au mieux à l'ensemble des points expérimentaux. Pour y parvenir, le paramètre  $k$  est calibré en utilisant la méthode des moindres carrés. Pour chaque sol étudié, la TABLE 5.8 reprend la valeur du paramètre  $k$  la mieux ajustée, ainsi que les paramètres de référence  $E_0$  et  $\sigma'_0$  qui ont été utilisés pour sa détermination.

	Soignies	Kruibeke	Tournai
$E_0$ [MPa]	105,08	123,05	108,46
$\sigma'_0$ [MPa]	1,07	1,41	2,2
$k$ [-]	1,15	0,967	0,38

TABLE 5.8 – Paramètres de référence  $E_0$  et  $\sigma'_0$ , et paramètre  $k$  le mieux ajusté

Les courbes de tendance sont également tracées sur les FIGURES 5.16. Ces figures permettent d'observer que la calibration est plus satisfaisante pour le sol de Tournai que pour les sols de Soignies et de Kruibeke. Même si la calibration n'est pas parfaite, l'important est qu'elle permet d'obtenir une expression la plus adaptée de l'évolution du module de Young avec la contrainte effective.

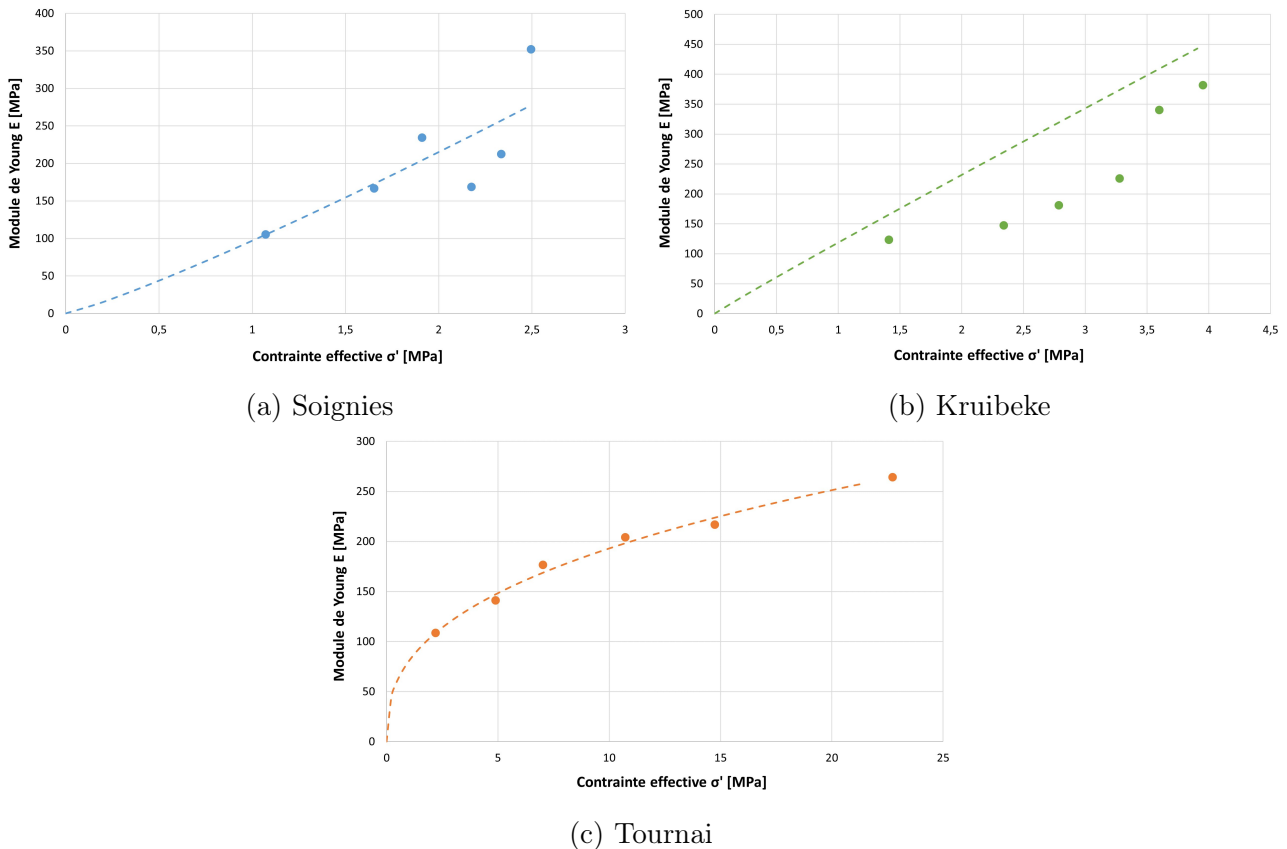


FIGURE 5.16 – Évolution du module de Young en fonction de la contrainte effective - Ajustement d'une loi en puissance sur les données expérimentales

# Chapitre 6

## Application

Ce dernier chapitre est dédié à l'étude de l'impact de la succion sur une fondation superficielle en termes de capacité portante et de tassement. Le rôle fondamental d'une fondation est de transférer les charges de la structure au sol situé en dessous, tout en évitant de solliciter excessivement ce sol. Lorsque le sol est sollicité de manière excessive, cela peut entraîner soit d'importants tassements, soit une rupture du sol par cisaillement. Ces deux phénomènes ont le potentiel d'endommager la structure (CHARLIER, 2016b). L'étude de l'impact de la succion dans le sol sur le comportement d'une fondation superficielle (en termes de tassement et de capacité portante) constitue l'objectif principal qui a guidé les recherches et l'étude expérimentale réalisée antérieurement. Étant donné que la succion est étudiée dans le cadre d'un sol non saturé, l'état de contrainte est exprimé en termes de contrainte effective.

Ce chapitre est subdivisé en deux sections distinctes. La première section aborde la notion de capacité portante et son évolution en relation avec la succion. La seconde section est axée sur deux applications spécifiques liées aux tassements. Dans le premier cas, l'étude se concentre sur les tassements provoqués par l'application d'une charge pour une valeur de succion donnée. Dans le deuxième cas, l'analyse des tassements se base sur l'impact d'un processus de séchage initié depuis la surface du sol sous une charge constante.

### 6.1 Définition du cas pratique

Étant donné que l'objectif de cette section est d'étudier l'influence de la succion sur la capacité portante et le tassement, il n'est pas nécessaire de faire varier la typologie de la fondation, mais plutôt de varier la succion. Par conséquent, une fondation type relativement simple a été déterminée pour servir de support à l'étude.

La fondation superficielle envisagée possède une semelle circulaire d'un diamètre de 0,8 m. Cette semelle est positionnée à une certaine profondeur. Pour choisir cette profondeur, il est essentiel de respecter tout d'abord la profondeur minimale hors gel, qui est de 80 cm. De plus, les sols subissent naturellement des variations de leur teneur en eau en fonction des saisons. Cette fluctuation de la teneur en eau affecte principalement les deux premiers mètres de profondeur, ce qui peut provoquer un assèchement ou une humidification du sol, pouvant induire des tassements ou des gonflements (VAN DER AUWERA et HUYBRECHTS, 2018). En choisissant une profondeur de 1 m, la fondation est considérée comme étant superficielle et elle se situe dans la zone susceptible de subir des tassements ou des gonflements.

Il est également considéré que la nappe phréatique se situe à une profondeur nettement inférieure à la zone d'influence, qu'aucune charge inclinée ou excentrée n'est appliquée sur la fondation et que le sol sous la fondation est uniforme et homogène sur toute sa profondeur.

## 6.2 Capacité portante

### 6.2.1 Notion théorique

La capacité portante d'un sol est une notion cruciale pour la conception et la construction de nombreuses infrastructures tel que les bâtiments, les routes ou encore les fondations. Il s'agit de la capacité d'un sol à supporter les charges qui lui sont appliquées avant d'atteindre la rupture. Cette capacité est influencée par différents facteurs tels que le type de sol, la profondeur de la fondation, les charges appliquées, et bien d'autres (CHARLIER, 2016b).

La formulation de la capacité portante d'une fondation superficielle est introduite sous la forme canonique additive suivante :

$$q_u = q.N_q + c.N_c + \frac{1}{2}\gamma.B.N_\gamma \quad (6.1)$$

Cette équation est constituée de trois termes (CHARLIER, 2016b ; FREDLUND et al., 2012) :

- un terme de profondeur ou de surcharge  $q.N_q$  qui prend en compte l'effet de la surcharge du sol situé au-dessus de la base de la semelle de la fondation,
- un terme de cohésion  $c.N_c$  qui prend en compte la résistance au cisaillement du sol apportée par la cohésion et,
- un terme de surface  $\frac{1}{2}\gamma.B.N_\gamma$  qui prend en compte l'effet du poids propre du sol situé immédiatement sous la fondation superficielle et de la largeur de la fondation.

La forme canonique de la capacité portante comprend également trois coefficients sans dimension ( $N_q$ ,  $N_c$  et  $N_\gamma$ ) qui sont exclusivement liés à l'angle de frottement interne du sol  $\phi$ . Ces coefficients sont formulés de diverses manières en fonction des modèles élaborés par différents auteurs, qui envisagent des schémas cinématiques de rupture de formes variées. Parmi ces auteurs, on compte Prandtl, Terzaghi, Caquot & Kérisel, Vesic et Meyerhof.

L'équation (6.1) est définie pour un cas fondamental tel que représenté à la FIGURE 6.1. Cette situation correspond à une semelle filante, c'est-à-dire une semelle infiniment longue. Cette semelle de largeur  $B$  repose sur un sol horizontal et homogène. Elle est considérée comme non pesante et est chargée par une force verticale centrée  $P$ . Comme une semelle n'est jamais réellement posée directement à la surface du sol, mais plutôt à une certaine profondeur, une surcharge  $q$  uniforme est appliquée à la surface du sol. Dans ce cas, la surcharge est équivalente au produit du poids volumique du sol et de la profondeur (CHARLIER, 2016b).

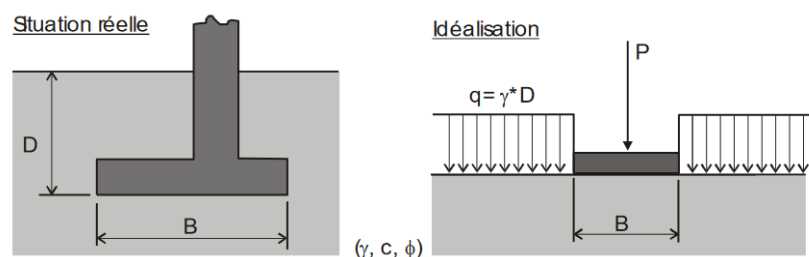


FIGURE 6.1 – Fondation superficielle - Cas fondamental (CHARLIER, 2016b)

Les modèles développés par les auteurs précédemment cités ne s'appliquent que pour des cas très simples, ce qui peut les éloigner des situations réellement rencontrées en pratique. Afin de se rapprocher davantage de la réalité, différents termes correctifs sont ajoutés à l'équation (6.1). Les termes correctifs principaux sont présentés ci-dessous (CHARLIER, 2016b) :

- Profondeur ( $d_i$ ) : convertir la profondeur  $D$  en une surcharge latérale  $q$  néglige des effets importants tels que le frottement et le cisaillement du sol sur la profondeur  $D$ . Ce coefficient prend en compte ces effets.
- Forme de la fondation ( $s_i$ ) : ce coefficient prend en considération la forme réelle des semelles de fondation.
- Nappe aquifère ( $\gamma'$ ) : ce coefficient permet de prendre en compte l'influence de l'eau. Dans un milieu saturé, le poids volumique déjaugé ( $\gamma' = \gamma - \gamma_w$ ) est considéré et la cohésion est nulle.
- Charges inclinées ( $\delta_i'$ ) : ce coefficient prend en compte l'inclinaison de la charge par rapport à la verticale.
- Charges excentrées ( $B'$ ) : ce coefficient permet de tenir compte de l'excentricité de la charge en définissant une semelle fictive de dimensions réduites telle que la charge appliquée soit centrée sur cette semelle fictive.

Ces termes correcteurs contribuent à affiner les modèles de capacité portante, les rendant plus applicables aux situations réelles et plus précis dans leurs prédictions. À la suite de l'ajout de ces différents termes, l'équation (6.1) devient :

$$q_u = d_q \cdot s_q \cdot \delta_q \cdot q \cdot N_q + d_c \cdot s_c \cdot \delta_c \cdot c \cdot N_c + \frac{1}{2} d_\gamma \cdot s_\gamma \cdot \delta_\gamma \cdot \gamma' B' N_\gamma \quad (6.2)$$

### 6.2.2 Application au cas pratique

Pour cette application pratique, la capacité portante doit prendre en compte la succion. Dans ce cas, la succion est uniquement prise en compte dans le terme de surcharge via la contrainte effective. En effet, les paramètres intrinsèques  $c$  et  $\phi$  ne dépendent pas de la succion car ils ont été déterminés à partir d'échantillons saturés. Autrement dit, les termes de cohésion et de surface restent inchangés tandis que le terme de surcharge varie. Étant donné la semelle considérée, les termes correctifs liés à la profondeur et à la forme de la fondation doivent être pris en considération. L'équation de la capacité portante prend finalement la forme suivante :

$$q_u = d_q \cdot s_q \cdot (\gamma \cdot D + S_r^\alpha \cdot s) \cdot N_q + d_c \cdot s_c \cdot c \cdot N_c + \frac{1}{2} d_\gamma \cdot s_\gamma \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad (6.3)$$

Les coefficients  $N_c$  et  $N_q$  sont les coefficients de portance déterminés par Prandtl, tandis que le coefficient  $N_\gamma$  est celui déterminé par Meyerhof. Le poids volumique humide est, par hypothèse et par simplification, supposé constant et calculé à partir de la densité sèche optimale et de la teneur en eau optimale. Ces caractéristiques ont été obtenues via l'essai Proctor standard et sont reprises dans la TABLE 4.1. Les termes correctifs de profondeur ( $d_i$ ) et de forme ( $s_i$ ) sont respectivement déterminés par Meyerhof et Terzaghi & Peck. Ces divers coefficients sont présentés dans la TABLE 6.1 pour chaque type de sol, ainsi que leurs paramètres intrinsèques. Les tableaux qui ont été utilisés pour obtenir les différentes valeurs des coefficients sont inclus dans l'ANNEXE B. Il est également essentiel de noter que le degré de saturation est exprimé en utilisant l'expression de Van Genuchten ((3.11)), ce qui permet de formuler la capacité portante en fonction d'une seule inconnue, la succion.

	c [kPa]	$\phi$ [°]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$N_q$	$N_c$	$N_\gamma$	$d_q$	$d_c$	$d_\gamma$	$s_q$	$s_c$	$s_\gamma$
Soignies	15,8	24	20,18	9,6	19,3	5,72	1,19	1,39	1,19	1	1,3	0,6
Kruikeke	13,6	21,6	18,42	7,07	15,8	3,42	1,18	1,37	1,18	1	1,3	0,6
Tournai	30,6	10,24	15,38	2,47	8,34	0,367	1,15	1,3	1,15	1	1,3	0,6

TABLE 6.1 – Paramètres intrinsèques, coefficients de portance, termes correctifs

La capacité portante a été évaluée pour les trois sols étudiés dans ce travail, en considérant une plage de succion s'étendant de 0 à 100 MPa. Cela permet d'observer l'impact du niveau de succion, passant d'un état saturé à un état relativement sec. Les FIGURES 6.2a, 6.2b et 6.3a illustrent l'évolution de la capacité portante en fonction de la succion pour les sols de Soignies, de Kruikeke et de Tournai, respectivement.

La principale observation tirée des FIGURES 6.2 et 6.3 est que la capacité portante augmente significativement avec l'augmentation de la succion. Cette tendance est logique. En effet, à mesure que la succion augmente, le sol perd de l'humidité, ce qui le fait se désaturer. Il devient plus sec, plus compact, et donc plus résistant. De plus, il est évident qu'un sol plus résistant présentera une capacité portante plus élevée par rapport à un sol qui serait dans un état humide, voire saturé.

Une autre observation notable tirée des résultats obtenus est que le sol de Tournai atteint une capacité portante beaucoup plus élevée pour de fortes valeurs de succion que les sols de Soignies et de Kruikeke. Cette tendance s'explique par le fait que le sol de Tournai est capable de développer des succions plus élevées tout en conservant un degré de saturation élevé, grâce à sa capacité de rétention d'eau plus importante. En revanche, pour les sols de Soignies et de Kruikeke, l'augmentation de la succion est compensée par une diminution significative du degré de saturation, ce qui entraîne à un moment donné l'atteinte d'un maximum. Cet effet se produit beaucoup plus tard pour le sol de Tournai. Ainsi, plus le sol est plastique, plus sa capacité portante sera élevée pour des valeurs élevées de succion.

Enfin, il est également observable sur la FIGURE 6.3b qu'à succion nulle, le sol de Tournai présente une capacité portante plus basse que les deux autres sols. Cette différence s'explique par son angle de frottement qui est plus faible en raison de la composition minérale spécifique de ce sol. Étant donné que les coefficients de portance  $N$  dépendent de l'angle de frottement, les trois termes inclus dans la formule de la capacité portante sont réduits, aboutissant ainsi à une capacité portante plus faible.

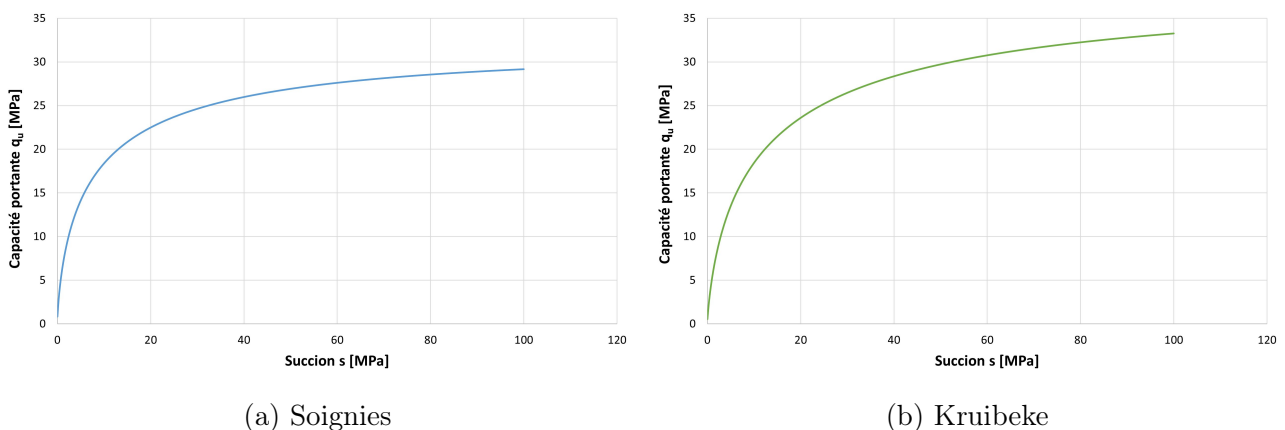


FIGURE 6.2 – Évolution de la capacité portante en fonction de la succion

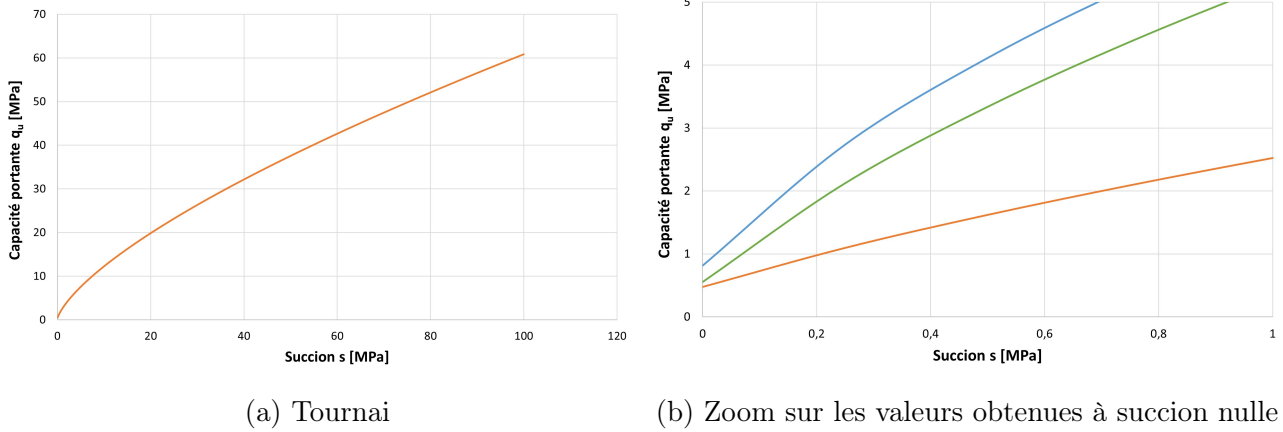


FIGURE 6.3 – Évolution de la capacité portante en fonction de la succion

## 6.3 Tassement

### 6.3.1 Notion théorique

L'évaluation des tassements des fondations est un enjeu important dans le dimensionnement aux états de service. Les tassements engendrent des contraintes sur les structures et provoquent l'apparition de fissures sur les parois, ce qui constitue un grave danger pour l'intégrité de la construction.

Le terme "tassement" est utilisé pour décrire les mouvements, généralement verticaux, subis par les fondations des constructions. Ces mouvements apparaissent suite à une modification apportée par rapport à l'état initial, comme l'application d'une charge ou les modifications des conditions hydriques du sol. Ils sont définis à partir de la position initiale du sol de fondation, c'est-à-dire avant l'application de toute charge.

En raison du comportement mécanique non linéaire des sols, il est difficile d'établir un calcul précis des tassements. Par conséquent, il est adopté des modèles de comportement relativement simples permettant une approche approximative du problème. Bien que cette approche ne puisse pas capturer l'intégralité du phénomène, elle en saisit les caractéristiques les plus importantes. Cette démarche repose sur trois hypothèses principales. Tout d'abord, la détermination des contraintes sous la fondation est basée sur la théorie de l'élasticité linéaire. Ensuite, les propriétés de déformabilité du sol sont obtenues à partir d'essais oedométriques ou, estimées éventuellement de manière indirecte à partir d'autres informations si ce type d'essai n'est pas envisageable. Enfin, seules les déformations verticales sont prises en considération dans cette approche (CHARLIER, 2016b).

Le calcul des contraintes repose sur la solution de base de Boussinesq. Cette solution suppose un modèle élastique linéaire et un massif semi-indéfini homogène à surface libre plane. Ce modèle, représenté à la FIGURE 6.4, permet d'établir la contrainte verticale sur une facette horizontale située à une certaine profondeur dans le sol, résultant de l'application d'une charge verticale concentrée en surface. Cette contrainte est exprimée comme suit :

$$\sigma_z = \frac{3.Q.\cos^5\alpha}{2.\pi.z^2} = \frac{3.Q.z^3}{2.\pi.(z^2 + r^2)^{5/2}} \quad (6.4)$$

où  $\sigma_z$  est la contrainte verticale,  $Q$  la charge concentrée,  $\alpha$  l'angle de diffusion,  $z$  la profondeur et  $r$  la distance horizontale de diffusion (CHARLIER, 2016b).

Par ailleurs, la solution de base de Boussinesq peut être intégrée sur la surface de la fondation pour traiter différents cas tels qu'une semelle filante, circulaire ou encore rectangulaire.

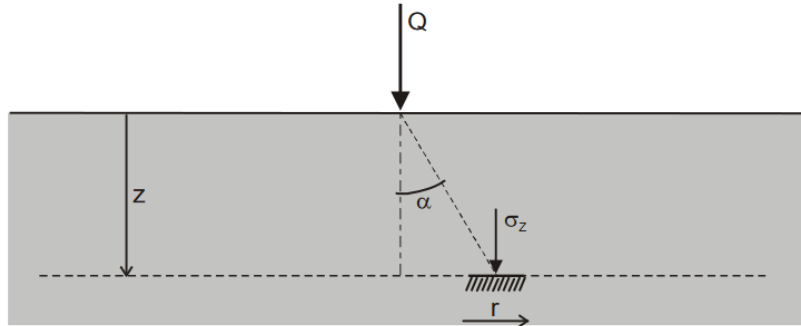


FIGURE 6.4 – Modèle élastique de Boussinesq (CHARLIER, 2016b)

Pour évaluer les tassements des fondations, la méthode dite classique est utilisée. Cette méthode se divise en trois grandes étapes et suit la méthodologie suivante (CHARLIER, 2016b) :

- **Discrétisation du problème :**

Le sol sous le niveau de la fondation est subdivisé en plusieurs sous-couches supposées homogènes, où les contraintes peuvent être considérées comme constantes. Le nombre et l'épaisseur de ces sous-couches dépendent de la taille de la fondation et de la précision recherchée. Cette discrétisation se poursuit jusqu'à une profondeur où l'impact de la fondation devient négligeable ou jusqu'à un sol non déformable.

Chaque sous-couche est caractérisée par des propriétés de déformation qui correspondent à sa nature, généralement obtenues à partir d'essais oedométriques ou estimées indirectement si ces données ne sont pas disponibles.

- **Calcul des déformations élémentaires :**

Pour chaque sous-couche d'épaisseur  $h_i$ , les étapes suivantes sont entreprises :

1. Estimation des contraintes verticales effectives initiales :

Ces contraintes sont estimées à partir du poids des terres avant toute construction, en considérant qu'elles se situent au milieu de l'épaisseur de la sous-couche. Les contraintes initiales sont données par :

$$\sigma_{v,i} = \gamma \cdot z \quad (6.5)$$

2. Estimation de l'accroissement de contraintes :

L'augmentation de contrainte induite par le chargement sur la fondation ( $\Delta\sigma$ ) est déterminée en utilisant le modèle élastique de Boussinesq spécifique à la forme de la semelle envisagée. Dans le cas pratique qui nous occupe, une semelle circulaire est prise en compte. Par conséquent, l'accroissement de contraintes est calculé selon l'expression suivante :

$$\Delta\sigma = q \left[ 1 - \frac{z^3}{(z^2 + R^2)^{3/2}} \right] \quad (6.6)$$

où  $q$  est la charge de la fondation,  $z$  la profondeur sous la semelle de fondation et  $R$  le rayon de la semelle circulaire.

3. Estimation des contraintes verticales effectives finales :

Les contraintes verticales effectives finales sont données par la somme des contraintes verticales effectives initiales et de l'accroissement de contraintes :

$$\sigma_{v,f} = \sigma_{v,i} + \Delta\sigma \quad (6.7)$$

4. Calcul de la déformation verticale :

La déformation verticale résultant de la variation de contrainte effective est estimée en utilisant le module oedométrique, selon la relation suivante :

$$\epsilon_i = \frac{\Delta\sigma}{E_{oed}} \quad (6.8)$$

Il est important de préciser que le module oedométrique n'est pas directement obtenu via des essais oedométriques. En réalité, ce paramètre est dérivé du module de Young issu des essais de compression simple en utilisant la relation suivante :

$$E_{oed} = E \frac{1 - \nu}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad (6.9)$$

Dans cette équation, le module de Young est exprimé en utilisant l'expression de la courbe de tendance calibrée dans la SECTION 5.3.3, tandis que  $\nu$  représente le coefficient de Poisson, fixé à 0,3 dans notre cas. Ainsi, comme le module de Young est formulé en fonction de la contrainte effective, le module oedométrique l'est également. Dans ce cas pratique, l'effet de la succion est donc pris en compte à travers ce dernier paramètre.

5. Calcul du tassement :

Le tassement, c'est-à-dire la réduction de l'épaisseur de la sous-couche, est calculé selon l'équation suivante :

$$\Delta h_i = \epsilon_i \cdot h_i \quad (6.10)$$

où  $h_i$  est l'épaisseur de la sous-couche  $i$ .

• **Calcul du tassement total :**

Le tassement total de la fondation est obtenu en additionnant les tassements de chaque sous-couche considérée :

$$\Delta H = \sum_i \Delta h_i \quad (6.11)$$

### 6.3.2 Premier cas pratique

Le premier cas pratique examiné est similaire à celui exposé dans la SECTION 6.1, à la différence que, dans ce scénario, la fondation est située en surface. L'objectif de ce premier cas est d'estimer le tassement d'une fondation suite à l'application d'une charge sur un sol présentant une certaine succion. Les états antérieurs et postérieurs à l'application de la charge sont illustrés à la FIGURE 6.5.



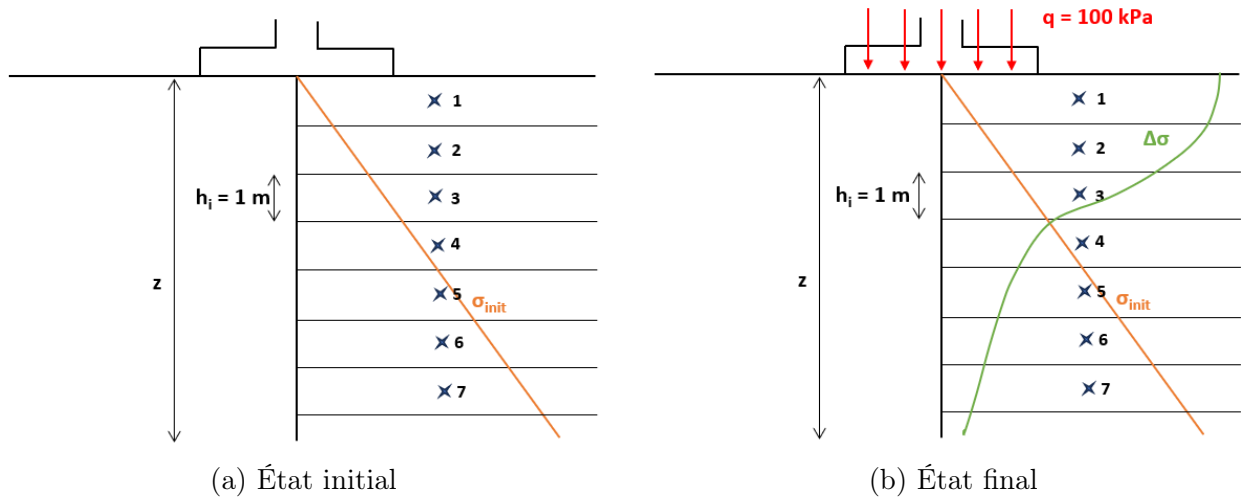


FIGURE 6.5 – Cas pratique 1

Pour évaluer le tassement, la méthodologie exposée dans la SECTION 6.3.1 est appliquée, en considérant des sous-couches de 1 m d'épaisseur et une charge répartie de 100 kPa. Pour chaque sol étudié, le calcul du tassement a été réalisé pour les six suctions imposées au laboratoire. Les résultats obtenus concernant les tassements totaux sont repris dans la TABLE 6.2. Les tassements calculés sont vraiment très faibles. Cela peut être dû au fait que les modules oedométriques sont fortement élevés et que la charge appliquée sur la fondation est assez faible.

s [MPa]	4,2	12,55	20,79	37,83	59,38	110,06
$\Delta H_{\text{Soignies}}$ [mm]	0,479	0,296	0,251	0,217	0,2	0,186
$\Delta H_{\text{Kruibeke}}$ [mm]	0,416	0,258	0,218	0,187	0,171	0,156
$\Delta H_{\text{Tournai}}$ [mm]	0,482	0,357	0,311	0,265	0,235	0,199

TABLE 6.2 – Tassements totaux obtenus à différents niveaux de succion

Grâce à ces valeurs, il est possible de tracer l'évolution du tassement en fonction de la succion. Cette courbe est respectivement représentée dans les FIGURES 6.6a, 6.6b et 6.6c pour les sols de Soignies, de Kruibeke et de Tournai. Sur ces trois figures, il est clairement visible que le tassement provoqué par l'augmentation de la charge diminue à mesure que la succion augmente, ce qui est cohérent. En effet, plus le sol est sec, plus il est rigide, ce qui entraîne une réduction de son tassement pour un chargement donné.

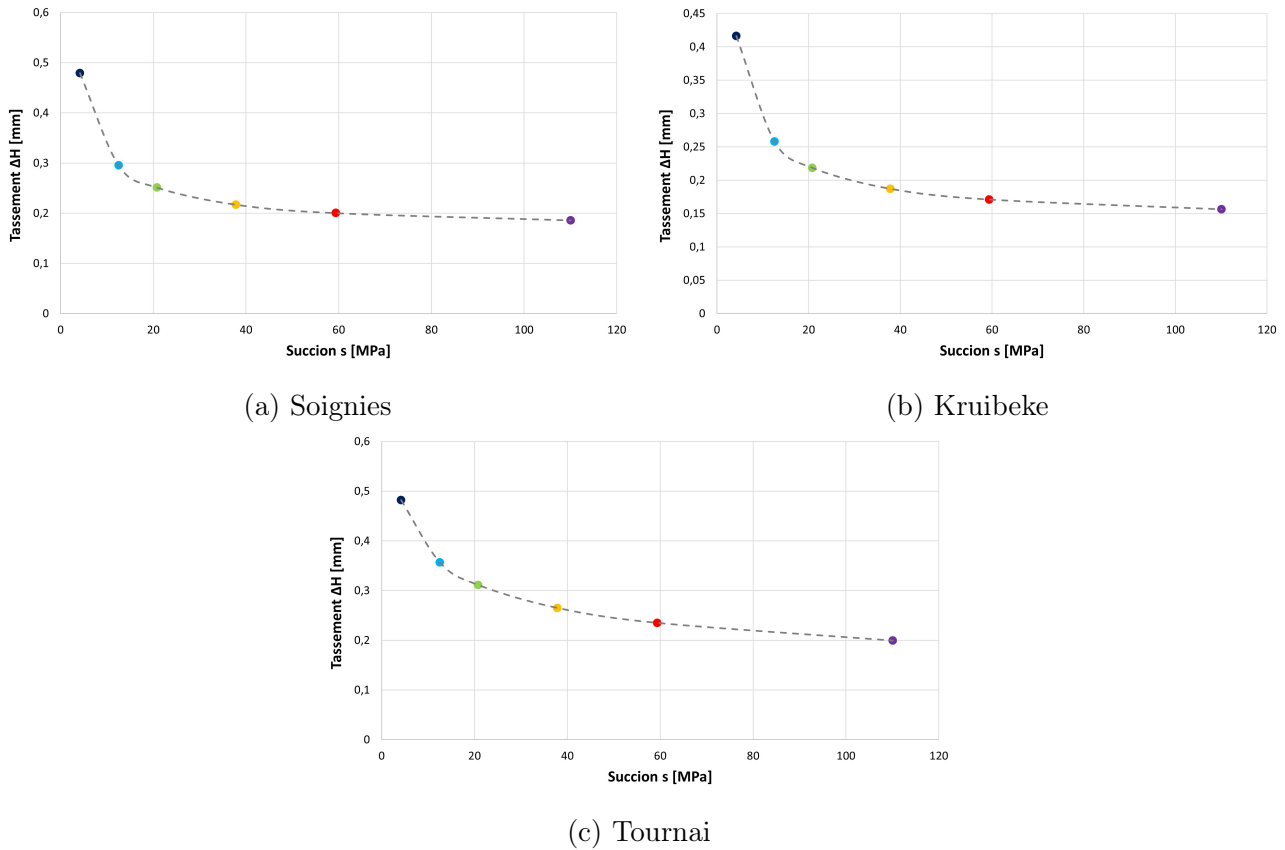


FIGURE 6.6 – Évolution du tassement en fonction de la succion

### 6.3.3 Deuxième cas pratique

Le deuxième cas pratique abordé dans cette étude vise à évaluer les tassements induits par un séchage initié depuis la surface du sol sous un chargement constant. L'étude de ce cas revêt une importance plus significative que le précédent. En effet, le phénomène de sécheresse est à l'origine des fissures dans les structures, car pendant l'été, le sol se dessèche devenant plus dense et compact, ce qui entraîne des déformations dans les bâtiments. Ainsi, ce n'est pas seulement la charge additionnelle qui provoque les tassements, mais plutôt le développement d'une succion dans le sol à charge constante. Cette succion accentue la contrainte effective, engendrant des déformations et, par conséquent, des tassements.

Dans ce deuxième cas, la modification apportée entre l'état initial et l'état final réside dans la variation du profil de succion, tandis que dans le premier cas, il s'agissait d'une variation de la charge. Avant d'examiner l'effet d'un processus de séchage sur le tassement, il est nécessaire de définir l'état initial et l'état final ainsi que leur profil respectif de succion.

Concernant l'état initial, on suppose que la nappe d'eau se trouve à une profondeur de 7 m, et on considère une évolution hydrostatique de la succion. Ainsi, le profil initial de la succion peut être simplement évalué à l'aide de la relation suivante :

$$s = \gamma_w \cdot z_w \quad (6.12)$$

où  $\gamma_w$  est le poids volumique de l'eau et  $z_w$  est la hauteur au-dessus du niveau de la nappe. De plus, dans un souci de simplicité, la charge constante est considérée comme étant égale à 0 et des sous-couches d'une épaisseur de 1 m seront à nouveau prises en compte.

En ce qui concerne le profil final de la succion, il est envisageable de décrire la distribution de la succion dans le sol suite à un phénomène d'évaporation en surface au fil du temps, en utilisant le modèle de Mitchell. La formulation du modèle de Mitchell est la suivante :

$$s = s_0 + (s_f - s_0) \left( 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{z}{2\sqrt{\alpha_d t}} \right) \right) \quad (6.13)$$

où  $s$  représente la succion en fonction de la profondeur et du temps,  $s_0$  est la succion initiale,  $s_f$  est la succion finale appliquée en surface,  $z$  est la profondeur,  $\alpha_d$  est le coefficient de diffusion,  $t$  est le temps et "erf" est le terme mathématique appelé fonction d'erreur (BULUT et al., 2014).

Cette équation est soumise à plusieurs simplifications. En particulier, elle utilise un coefficient de diffusion qui n'est pas habituellement utilisé dans le domaine de la mécanique des sols, ce qui rend son calibrage difficile voire impossible. Cependant, il a été vu que la sécheresse possède une influence sur le sol jusqu'à plus ou moins 2 m de profondeur. Par conséquent, le coefficient de diffusion a été ajusté pour que le profil de succion soit affecté sur les deux premiers mètres de profondeur, tout en prenant en compte une période raisonnable de sécheresse.

Pour notre situation, la succion initiale est considérée comme étant nulle, tandis que la succion finale est fixée à 110 MPa. Le temps de séchage pris en compte est de 60 jours, ce qui conduit à un coefficient de diffusion de  $7.10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ . Dans cette étude, seule une succion est prise en compte, et celle-ci est dictée par les conditions ambiantes du laboratoire, car il est raisonnable de supposer que cette humidité relative est proche de celle à laquelle la surface d'un sol pourrait être exposée. Les deux états de ce cas d'étude sont illustrés à la FIGURE 6.7.

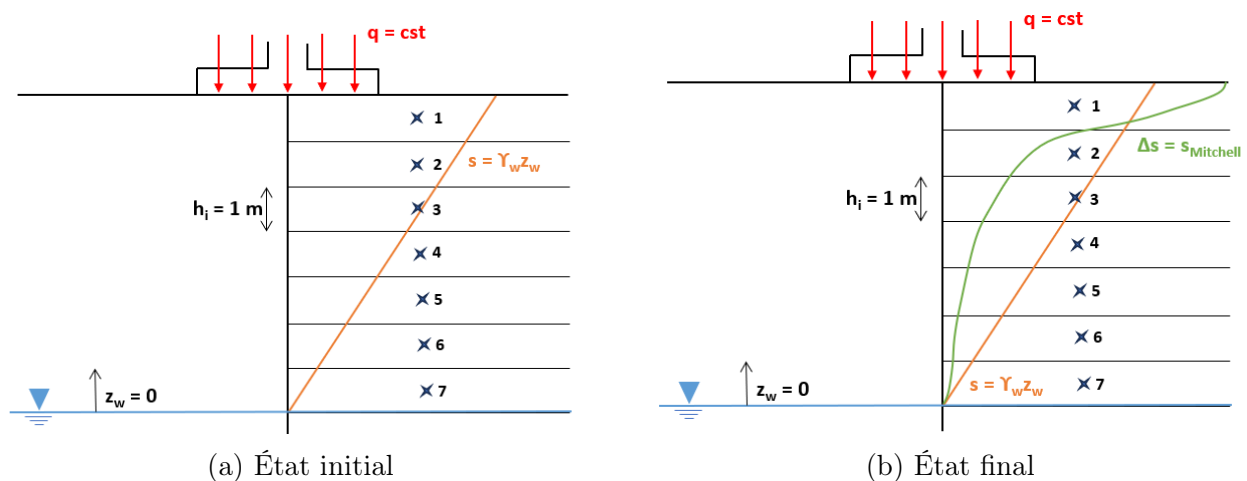


FIGURE 6.7 – Cas pratique 2

Maintenant que les états ont été décrits, il est possible de procéder au calcul des tassements. Le raisonnement suivi dans le premier cas pratique peut être globalement appliquée dans ce cas-ci, à la différence près que la variation de contraintes n'est plus due à une variation de charge mais à une variation de succion. Ainsi, pour chaque sous-couche, la succion initiale est déterminée par la profil hydrostatique, et la variation de succion par le modèle de Mitchell. La succion va donc augmenter, ce qui va entraîner une augmentation de la contrainte effective, non pas par la contrainte totale comme dans le cas précédent, mais par le terme effectif. À partir de là, la variation de contrainte effective est connue, et le processus de calcul des tassements se poursuit comme exposé dans le premier cas pratique.

Une fois tout les calculs effectués, les tassements totaux sont obtenus pour les trois types de sol considérés. Les valeurs des tassements sont répertoriées dans la TABLE 6.3. Ces valeurs permettent de constater qu'avec un même processus de séchage, le sol de Tournai présente la plus grande déformation. Cela peut s'expliquer par le fait que le sol de Tournai possède une plasticité plus élevée que les deux autres sols, ce qui le rend plus déformable sous l'effet d'une contrainte.

	Soignies	Kruikebeke	Tournai
$\Delta H$ [mm]	45,83	49,81	141,69

TABLE 6.3 – Tassements totaux obtenus suite à l'application d'un processus de séchage en surface imposant l'humidité relative du laboratoire

Dans ce cas pratique, les tassements ont été évalué pour un temps de séchage donné qui est de 60 jours. Pour détailler davantage cette application, le profil de succion va maintenant être étudié à différents temps. Pour ce faire, l'équation de Mitchell est reprise et la variation de succion est calculée pour des temps variant de 0 à 60 jours. Il est important de noter que, par rapport au cas précédent, les sous-couches auront une épaisseur de 0,2 m au lieu de 1 m, le reste des paramètres restant inchangés. Différents profils de succion sont repris dans la FIGURE 6.8. Cette figure permet de constater que plus le temps de séchage est long, plus l'impact de la succion se fait ressortir en profondeur.

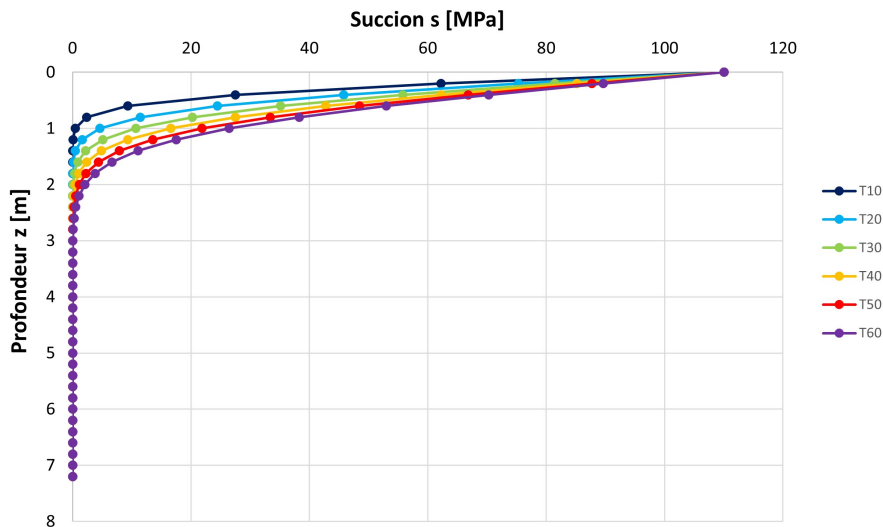


FIGURE 6.8 – Évolution de la succion en fonction de la profondeur pour différents temps de séchage

Ensuite, en effectuant la méthodologie de calcul des tassements, il est possible de déterminer la contrainte effective et la déformation de chacune des sous-couches. Ces paramètres sont également exprimés en fonction du temps de séchage et représentés dans les FIGURES 6.9a, 6.9b, 6.9c, 6.9d, 6.9e et 6.9f. Grâce à ces figures, il est possible de remarquer que pour une profondeur donnée, la contrainte effective et la déformation seront plus importantes lorsque le temps de séchage est long.

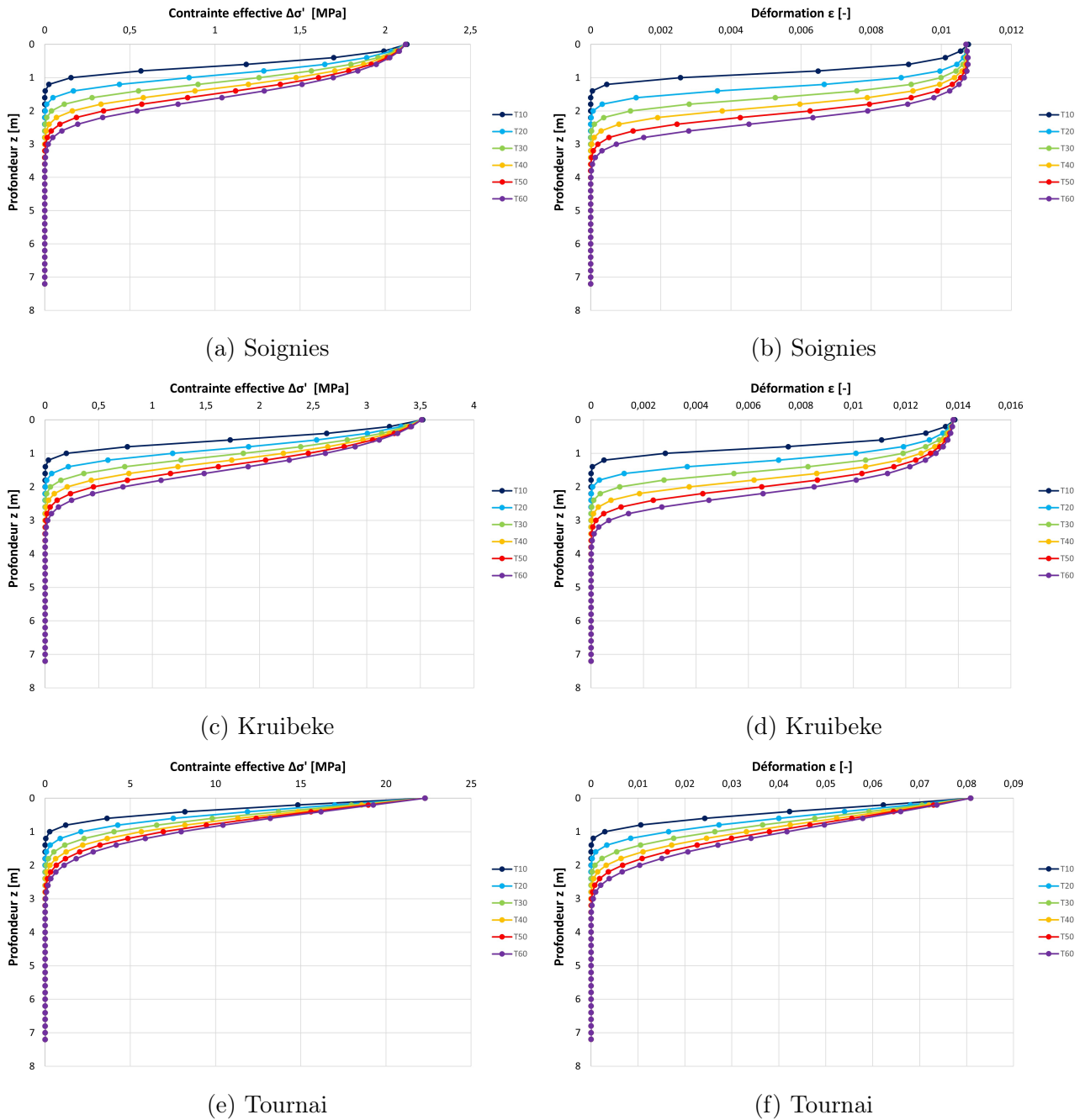


FIGURE 6.9 – Pour différents temps de séchage - Évolution de la contrainte effective en fonction de la profondeur [(a), (c), (e)] Évolution de la déformation en fonction de la profondeur [(b), (d), (f)]

Finalement, les tassements totaux peuvent être exprimés en fonction du temps de séchage. Cette évolution est représentée à la FIGURE 6.10. Il est de nouveau possible d’observer que le sol le plus plastique est soumis à un tassement plus important, et que celui-ci s’amplifie lorsque le temps de séchage augmente.

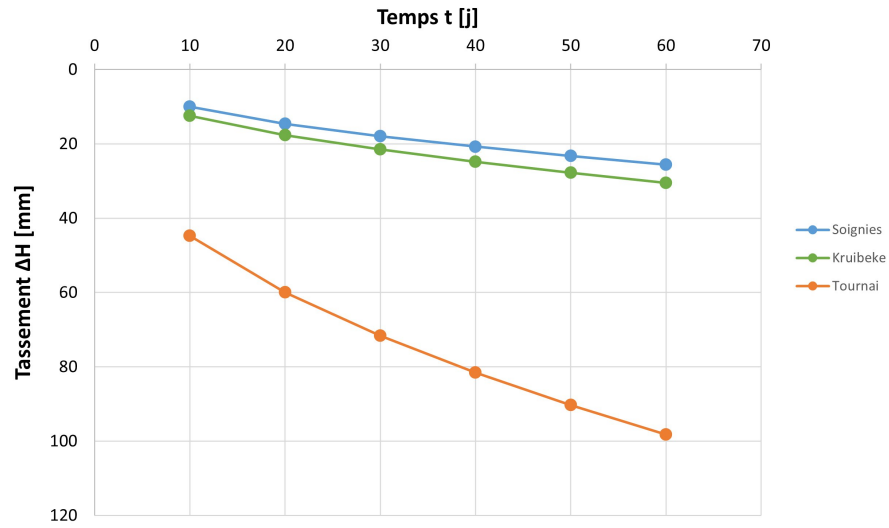


FIGURE 6.10 – Évolution des tassements totaux en fonction du temps de séchage pour les trois sols étudiés

# Chapitre 7

## Conclusion et perspectives

Pour clôturer ce travail de fin d'études, une synthèse des points essentiels par chapitre est réalisée et différentes perspectives sont abordées en vue d'améliorer ou de modifier certains aspects de la recherche.

### 7.1 Conclusion

Ce travail a porté sur l'étude de l'effet du degré de sécheresse ou du niveau de succion sur les sols argileux. L'objectif fondamental était d'établir la contrainte effective globale, qui est conditionnée par la succion, et d'intégrer cette valeur dans les équations concernant la capacité de charge et le tassement. Le but était d'évaluer de manière quantitative l'influence de ce phénomène sur le comportement d'une fondation de surface. Pour atteindre cet objectif, le travail a été subdivisé en trois grandes parties.

La première partie comprend une synthèse bibliographique qui englobe la mise en contexte (CHAPITRE 2) ainsi que l'état de l'art (CHAPITRE 3). Le premier chapitre a permis d'établir le lien de causalité entre les argiles et les phénomènes de retrait et de gonflement. Le deuxième chapitre, quant à lui, à dresser les bases nécessaires à la suite de ce travail. Il y définit la notion de succion et présente les différentes techniques expérimentales permettant de la contrôler. De plus, la mécanique des sols non saturés est abordée, ce qui introduit le concept de contrainte effective généralisée, un élément clé dans le comportement de ces sols.

La deuxième partie fut consacrée à l'approche expérimentale (CHAPITRE 4) ainsi qu'aux résultats obtenus à la suite de cette expérimentation (CHAPITRE 5). Tout d'abord, un contrôle de la succion a été réalisé pour imposer diverses valeurs de succion aux sols, afin d'évaluer leur comportement hydrique. Cette démarche a permis de conclure que le temps nécessaire pour atteindre une certaine succion dépend à la fois de la taille de l'échantillon et de la succion visée. Il s'est avéré plus long pour une succion faible et plus court pour de petits échantillons. En ce qui concerne le comportement hydrique, il a été mis en évidence que la teneur en eau des sols, ainsi que leur degré de saturation, diminuent à mesure que la succion augmente, ce qui est cohérent avec un processus de désaturation du sol. Cette désaturation est d'autant plus marquée lorsque le sol est peu argileux. Enfin, les déformations volumiques subies par les sols, est analysée. Il a été constaté que le sol présentant le plus haut niveau de plasticité est celui qui subit les déformations les plus prononcées, et donc un retrait plus important.

Ensuite, des essais de cisaillement direct ont été réalisés pour déterminer le critère de rupture des sols dans un état saturé. Une tendance spécifique liée au degré de plasticité a été observée. La cohésion a montré une tendance à augmenter avec l'indice de plasticité, tandis que l'angle de frottement a diminué. Ces résultats étaient attendus en raison de la structure des argiles et

leur capacité d'adhésion.

Enfin, les essais de compression simples ont mis en lumière l'influence de la succion sur la résistance et la rigidité des sols. Il est ressorti que, de manière générale, ces paramètres augmentent avec la succion. Cependant, d'importants écarts de résistance ont été constatés entre les groupes d'échantillons testés, probablement en raison de différences dans la méthode de compactage utilisée pour les deux groupes. Par conséquent, seuls les résultats des échantillons du groupe B, qui semblaient être les mieux compactés, ont été conservés pour la poursuite de ce travail. Étant donné que la contrainte effective est liée à la succion, il a été possible d'exprimer la résistance et la rigidité en fonction de cette contrainte.

Dans la dernière partie (CHAPITRE 6), l'expression de la contrainte effective a été appliquée dans les équations de capacité portante et de tassement dans le but de quantifier l'impact de la succion sur les fondations superficielles. Pour ce faire, des cas théoriques ont été définis. Concernant la capacité portante, l'étude a porté sur son évolution en fonction de la succion. Il en ressort une augmentation significative à mesure que la succion augmente, suivie d'une stabilisation à un palier. L'atteinte de ce palier est d'autant plus rapide lorsque le sol est peu plastique. En ce qui concerne le tassement, deux cas ont été étudiés. Dans le premier cas, les tassements sont générés suite à l'application d'une charge pour une succion donnée. Les résultats montrent une diminution du tassement lorsque la succion augmente. Dans le second cas, les tassements sont provoqués par une augmentation de la succion initiée depuis la surface du sol sous une charge constante. Les résultats tirés de cette étude montrent que, pour une même intensité de sécheresse, les sols les plus plastiques subissent les tassements les plus importants. Ceci confirme l'observation faite lors de l'analyse des déformations volumiques.

## 7.2 Perspectives

Dans le cadre de ce travail, un processus de séchage a été réalisé pour étudier le comportement hydrique des sols non saturés. Il serait intéressant de déterminer ce comportement lors d'un mouillage du sol. En effet, ces deux chemins menant au comportement hydrique différent souvent en raison de phénomènes d'hystérésis.

Pour évaluer le tassement, il est nécessaire de connaître le module oedométrique. Dans notre cas, celui-ci a été déterminé à l'aide du module de Young obtenu par les essais de compression simple. Il pourrait être judicieux de le déterminer également par le biais des essais oedométriques. De plus, ces essais pourraient également être réalisés sous contrôle de la succion.

Il a également été constaté que la résistance en compression du sol de Tournai diminuait lorsque l'on passait d'une succion de 59 MPa à une succion de 110 MPa alors que cela n'a pas été observé pour les deux autres sols. Cette variation peut être associée à la plasticité du sol de Tournai. Néanmoins, il serait tout de même intéressant de pouvoir estimer, en fonction du degré de plasticité et de la succion, à quel moment la résistance en compression atteint son maximum.

Pour finir, l'impact de la succion a été étudié à travers des cas purement hypothétiques. Il serait peut-être plus captivant d'explorer cet impact sur des situations concrètes. De plus, une analyse plus approfondie des profils de succion serait également très enrichissante.



# Bibliographie

- ARGENCO - LABORATOIRE DE GÉOTECHNOLOGIES. (2023a). *Essai de cisaillement sol* (Rapport de laboratoire). ULiège - Université de Liège.
- ARGENCO - LABORATOIRE DE GÉOTECHNOLOGIES. (2023b). *Essai de compression simple* (Rapport de laboratoire). ULiège - Université de Liège.
- BEAUCHAMPS, J. (2005). *Pédologie - Les argiles*. Université de Picardie Jules Verne. <https://www.u-picardie.fr/beauchamp/mst/argiles.htm> Consulté le 22 mai 2023
- BULUT, R., CHEN, L., MANTRI, S., AMER, O., YI, T., & ZAMAN, M. (2014). Drying shrinkage problems in high PI subgrade soils. <https://hdl.handle.net/11244/54322>
- CHARLIER, R. (2016a). *Géotechnique Tome 1 : Mécanique des sols*. La Centrale des cours de la FSA.
- CHARLIER, R. (2016b). *Géotechnique Tome 2 : Ouvrages*. La Centrale des cours de la FSA.
- CHARLIER, R., & COLLIN, F. (2016). *Mécaniques des roches et des massifs rocheux*. La Centrale des cours de FSA.
- COJEAN, R. (2017). *Retrait et gonflement des argiles : Caractériser un site pour la construction, Guide 1*. Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux - IFSTTAR. <https://hal.science/hal-01649113/>
- COLLIN, F. (2003). *Couplages thermo-hydro-mécaniques dans les sols et les roches tendres partiellement saturés* (Thèse de doctorat non publiée). ULiège - Université de Liège. <https://hdl.handle.net/2268/87866>
- CUI, Y.-J., & DELAGE, P. (2003). Sols non saturés - Applications au calcul des ouvrages. *Techniques de l'ingénieur, C303*. <https://doi.org/https://doi.org/10.51257/a-v1-c303>
- CUISINIER, O. (2002). *Comportement hydromécanique des sols gonflants compactés*. (Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine) [HAL open science]. <https://theses.hal.science/tel-00004524/>
- CUISINIER, O., & MASROURI, F. (2003). Comportement hydromécanique d'un sol gonflant compacté sous très fortes succions. *Comptes Rendus Mécanique, 331*(3), 203-210. [https://doi.org/doi:10.1016/S1631-0721\(03\)00054-8](https://doi.org/doi:10.1016/S1631-0721(03)00054-8)
- DELAGE, P., & CUI, Y.-J. (2000). L'eau dans les sols non saturés. *Techniques de l'ingénieur, C301*, 1-20. <https://doi.org/https://doi.org/10.51257/a-v1-c301>
- DELAGE, P., & CUI, Y.-J. (2001). Comportement mécanique des sols saturés. *Techniques de l'ingénieur, C302*. <https://doi.org/https://doi.org/10.51257/a-v1-c302>
- DELAGE, P., HOWAT, M.-D., & CUI, Y.-J. (1998). The relationship between suction and swelling properties in a heavily compacted unsaturated clay. *Engineering Geology, 50*(1-2), 31-48. [https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0013-7952\(97\)00083-5](https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0013-7952(97)00083-5)
- DELAGE, P., ROMERO, E., & TARANTINO, A. (2008). Recent developments in the techniques of controlling and measuring suction in unsaturated soils. *Advances in Geo-Engineering, 33-52*. <https://doi.org/DOI:10.1201/9780203884430.ch2>
- FLAVIGNY, E. (2019). *Les argiles : un nanomatériau naturel et surprenant*. Encyclopédie de l'environnement. <https://www.encyclopedie-environnement.org/sol/argiles-nanomateriau-naturel-surprenant/>. Consulté le 20 mai 2023

- FLEUREAU, J.-M., KHEIRBEK-SAOUD, S., SOEMITRO, R., & TAIBI, S. (1993). Behavior of clayey soils on drying - wetting paths. *Canadian geotechnical journal*, 30(2), 287-296. <https://doi.org/https://doi.org/10.1139/t93-024>
- FREDLUND, D.-G., & RAHARDJO, H. (1993). *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. John Wiley & Sons, Inc. <https://doi.org/DOI:10.1002/9780470172759>
- FREDLUND, D.-G., RAHARDJO, H., & FREDLUND, M.-D. (2012). *Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley & Sons, Inc. <https://doi.org/DOI:10.1002/9781118280492>
- FREDLUND, D.-G., SHENG, D., & ZHAO, J. (2011). Estimation of soil suction from the soil-water characteristic curve. *Canadian geotechnical journal*, 48(2), 186-198. <https://doi.org/https://doi.org/10.1139/T10-060>
- GERARD, P., MAHDAD, M., MCCORMACK, A.-R., & FRANÇOIS, B. (2015). A unified failure criterion for unstabilized rammed earth materials upon varying relative humidity conditions. *Construction and Building Materials*, 95(1), 437-447. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.07.100>
- GLOAGUEN, J.-M., & LEFEBVRE, J.-M. (2007). Nanocomposites polymères/silicates en feuillets. *Techniques de l'ingénieur, AM5*(205), 1-19. <https://doi.org/https://doi.org/10.51257/a-v1-nm3050>
- GOLAIRE, A. (2021). *Etude expérimentale du Soil Mixing comme outil de stabilisation des talus* (Mémoire de master non publié). ULiège - Université de Liège. <http://hdl.handle.net/2268.2/11527>
- HECK, J.-V. (2017). *Retrait et gonflement des argiles : protéger sa maison de la sécheresse : Conseil aux constructeurs de maisons neuves, Guide 2*. Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux - IFSTTAR. <https://hal.science/hal-01649322/document>
- HERRIER, G., LESUEUR, D., & PUIATTI, D. (2011). Chaux aérienne - Applications en Génie Civil. *Techniques de l'ingénieur*. <https://doi.org/https://doi.org/10.51257/a-v1-c5445>
- HUBERT, J. (2019). *Experimental and numerical study of cracking during the desiccation of porous materials : application to the fields of chemical engineering and geomechanics* (Thèse de doctorat, ULiège - Université de Liège) [Orbi]. <https://hdl.handle.net/2268/233573>
- IGHIL-AMEUR, L. (2022, avril 14). *Phénomène de retrait - gonflement des sols argileux (RGA) : définitions, impacts sur les ouvrages et les personnes et solutions d'adaptation au changement climatique*. Cerema. <https://www.cerema.fr/fr/actualites/phenomene-retrait-gonflement-sols-argileux-rga-definitions> Consulté le 20 mai 2023
- ILAMPARUTHI, K., & ROBINSON, R.-G. (2019). *Geotechnical Design and Practice*. Springer Singapore. <https://doi.org/https://doi.org/10.1007/978-981-13-0505-4>
- JEAN, B.-J. (2012). *Etude pluridisciplinaire de la stabilité des pentes : application au glissement de Kenscoff-Mahotièrre (Haïti)* (Thèse de doctorat, Université Catholique de Louvain) [Dial]. <http://hdl.handle.net/2078.1/120109>
- KAZMIERCZAK, J.-B., BECHADE, F., BURLON, S., JACQUARD, C., LABAT, C., & MAGNAN, J.-P. (2017). *Retrait et gonflement des argiles : Analyse et traitement des désordres créés par la sécheresse, Guide 3*. Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux - IFSTTAR. <https://hal.science/ineris-01863949/>
- LEAU, J. (2006). *Cours de géotechnique 1*. Institut National des Sciences Appliquées (INSA) de Toulouse, Département des sciences et technologies pour l'ingénieur. <https://moodle.insa-toulouse.fr/file.php/301/content/jleau/cours.html> Consulté le 21 mai 2023
- LES SERVICES DE L'ÉTAT DANS LA MARNE. (2022, décembre 6). *Retrait gonflement des argiles*. Préfet de la Marne. <https://www.marne.gouv.fr/Actions-de-l-Etat/Risques-securite->

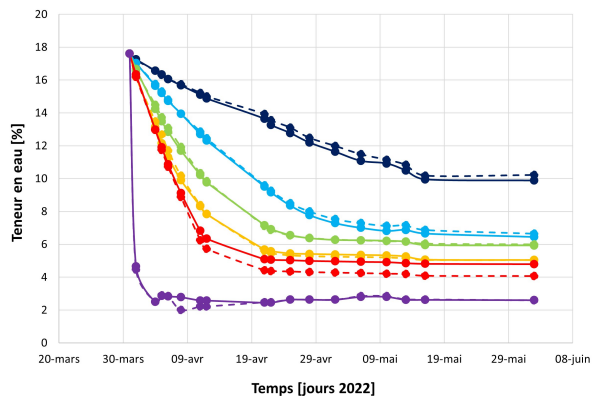
- et-protection-de-la-population/Protection-civile-et-gestion-des-risques/Prevention-des-  
risques-naturels/Retrait-gonflement-des-argiles Consulté le 31 mai 2023
- LIÉNARD, A. (2012, Novembre 28). Pédologie 1 : notions de base (origine et formation du  
sol - Composante minérale (texture) - Composante organique - Structure - Eau dans  
le sol) [Conférence présentation]. *Module A : Techniques agricoles, Namur, Belgique*.  
<https://orbi.uliege.be/handle/2268/146463>
- MAGNAN, J.-P. (1997). Description, identification et classification des sols. *Techniques de l'in-  
génieur, C208*. <https://doi.org/https://doi.org/10.51257/a-v3-c208>
- MEBARKI, M. (2020). *Comportement hydromécanique des sols gonflants non saturés de la région  
de Boumagueur wilaya de Batna*. (Thèse de doctorat, Université de Batna 2) [DSpace].  
<http://eprints.univ-batna2.dz/id/eprint/1836>
- MINISTÈRE DE LA TRANSITION ÉCOLOGIQUE. (s. d.). *M'informer sur le retrait-gonflement des  
argiles*. Géorisques. [https://www.georisques.gouv.fr/articles-risques/retrait-gonflement-  
des-argiles/effets-consequences](https://www.georisques.gouv.fr/articles-risques/retrait-gonflement-<br/>des-argiles/effets-consequences) Consulté le 20 mai 2023
- MINISTÈRE DE L'ÉCOLOGIE. (2007, août 6). *Le retrait - gonflement des argiles : Comment  
prévenir les désordres dans l'habitat individuel ?* Ministères Écologie Énergie Territoires.  
[https://www.ecologie.gouv.fr/sites/default/files/dgaln\\_guide\\_retrait\\_gonflement\\_  
des\\_argiles\\_aout\\_2007.pdf](https://www.ecologie.gouv.fr/sites/default/files/dgaln_guide_retrait_gonflement_<br/>des_argiles_aout_2007.pdf) Consulté le 20 mai 2023
- Nature et classification des sols. (2004). *Techniques de l'ingénieur, TBA 300*. [https://doi.org/  
https://doi.org/10.51257/a-v1-tba300](https://doi.org/<br/>https://doi.org/10.51257/a-v1-tba300)
- NOWAMOOZ, H. (2007). *Retrait/Gonflement des sols argileux compacts et naturels*. (Thèse de  
doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine) [Hal theses]. [https://theses.hal.  
science/tel-01752833/](https://theses.hal.<br/>science/tel-01752833/)
- NUTH, M., & LALOU, L. (2008). Effective stress concept in unsaturated soils : Clarification  
and validation of a unified framework. *International journal for numerical and analytical  
methods in geomechanics, 32*(7), 771-801.
- PAP, M., MAHLER, A., & NEHME, S.-G. (2018). Measurement of water retention curve for  
different concrete mixtures.
- PLASTICITÉ DU SOL. (2022, Octobre 28). In AquaPortail. [https://www.aquaportail.com/  
definition-6517-plasticite-du-sol.html#:~:text=Plasticit%C3%A9%20du%20sol%20%  
3A%20d%C3%A9finition%20La%20plasticit%C3%A9%20du,garder%20la%20forme%  
20prise%20quand%20la%20pression%20dispara%C3%AEt.](https://www.aquaportail.com/<br/>definition-6517-plasticite-du-sol.html#:~:text=Plasticit%C3%A9%20du%20sol%20%<br/>3A%20d%C3%A9finition%20La%20plasticit%C3%A9%20du,garder%20la%20forme%<br/>20prise%20quand%20la%20pression%20dispara%C3%AEt.)
- PONCELET, N., HERRIER, G., & FRANÇOIS, B. (2022). An effective stress constitutive frame-  
work for the prediction of desiccation crack in lime-treated soil : Experimental characte-  
rization and constitutive prediction. *Geomechanics for energy and the environment, 29*.  
<https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.gete.2021.100265>
- SARLATI, S. (2019). *Évaluation de la résistance au cisaillement des sols granulaires non-saturés*  
(Mémoire de master, Université de Sherbrooke) [Savoir.usherbrooke.ca]. [https://savoirs.  
usherbrooke.ca/bitstream/handle/11143/15281/Sarlatti\\_Sogol\\_MScA\\_2019.pdf?  
sequence=1](https://savoirs.<br/>usherbrooke.ca/bitstream/handle/11143/15281/Sarlatti_Sogol_MScA_2019.pdf?sequence=1)
- SCHROEDER, C. (2023, mars 7). Sécheresse et argiles : problématique des dégâts liés aux re-  
traits/gonflements [Conférence présentation]. *Workshop GBMS, Moulin de Beez, Namur*.
- SOL (GÉOTHECHNIQUE). (2022, juin 2). In Wikipédia. [http://fr.wikipedia.org/w/index.php?  
title=Sol\\_\(g%C3%A9otechnique\)&oldid=194187365](http://fr.wikipedia.org/w/index.php?title=Sol_(g%C3%A9otechnique)&oldid=194187365)
- SOL (PÉDOLOGIE). (2023, juillet 15). In Wikipédia. [http://fr.wikipedia.org/w/index.php?  
title=Sol\\_\(p%C3%A9dologie\)&oldid=206019302](http://fr.wikipedia.org/w/index.php?title=Sol_(p%C3%A9dologie)&oldid=206019302)
- TISOT, J.-P. (s. d.). *Propriétés mécaniques et physiques des sols*. Université de Lorraine. <http://rpn.univ-lorraine.fr/UL/Proprietes-Meca-Sols/intro/sol.html> Consulté le 20 mai 2023

- VAN DER AUWERA, A., & HUYBRECHTS, N. (2018). Fissuration dans les batiments due au retrait ou au gonflement des sols plastiques. *Buildwise (CSTC)*, 3.2, 1-2. [https://www.buildwise.be/umbraco/Surface/PublicationItem/DownloadFile?file=31850%2Ffr%2Funprotected%2Fcstc\\_aronline\\_2018\\_3\\_no2\\_fissuration\\_dans\\_les\\_batiments\\_due\\_au\\_retrait\\_ou\\_au\\_gonflement\\_des\\_sols\\_plastiques.pdf](https://www.buildwise.be/umbraco/Surface/PublicationItem/DownloadFile?file=31850%2Ffr%2Funprotected%2Fcstc_aronline_2018_3_no2_fissuration_dans_les_batiments_due_au_retrait_ou_au_gonflement_des_sols_plastiques.pdf)
- VAN DUY, T. (2017). *Prise en compte du caractère discontinu du solvant dans la modélisation mécanique des argiles gonflantes*. (Thèse de doctorat, Université de Lorraine) [Thèses.fr]. <https://www.theses.fr/2017LORR0036>

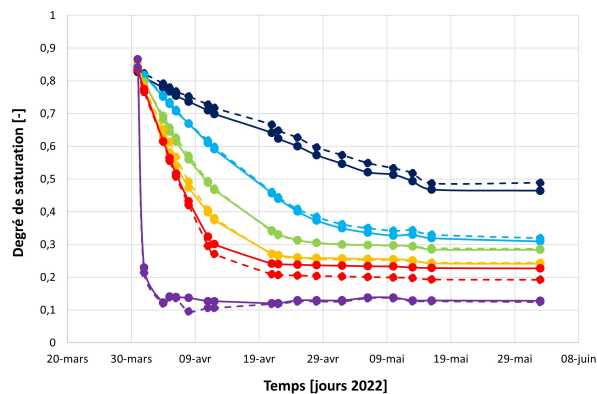
# Annexe A

## Processus de séchage

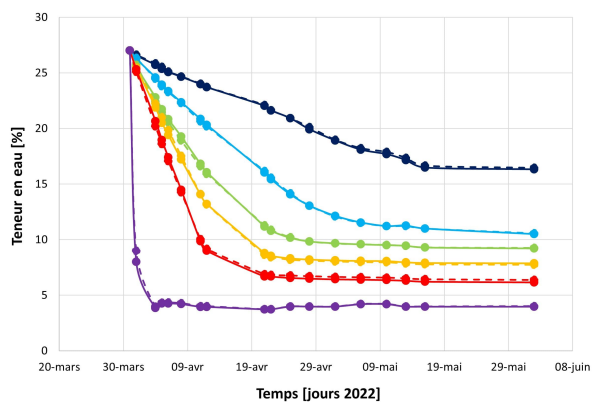
## A.1 Courbe de séchage des échantillons C



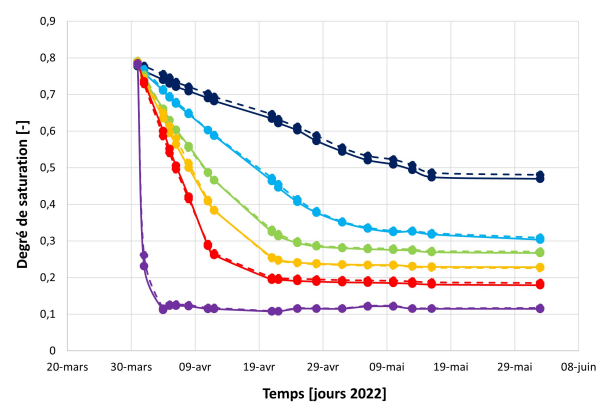
(a) Soignies



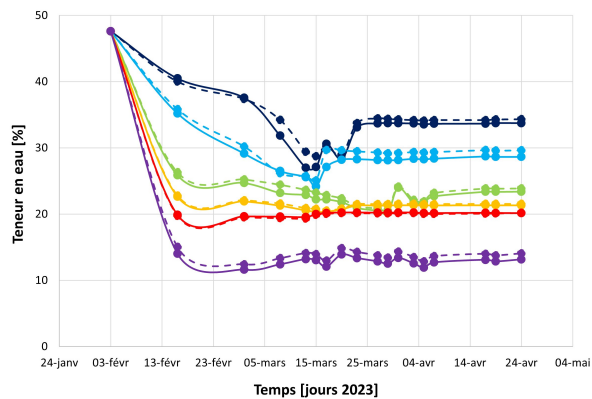
(b) Soignies



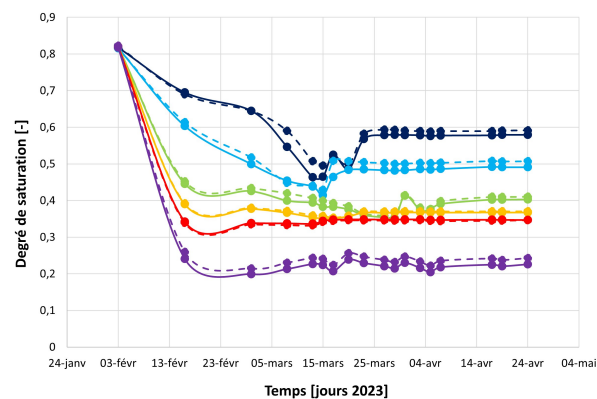
(c) Kruibeke



(d) Kruibeke



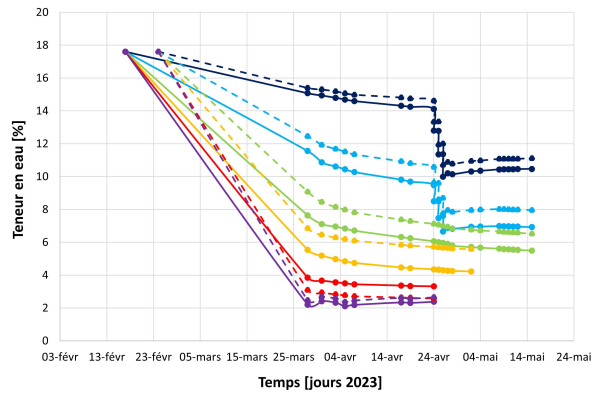
(e) Tournai



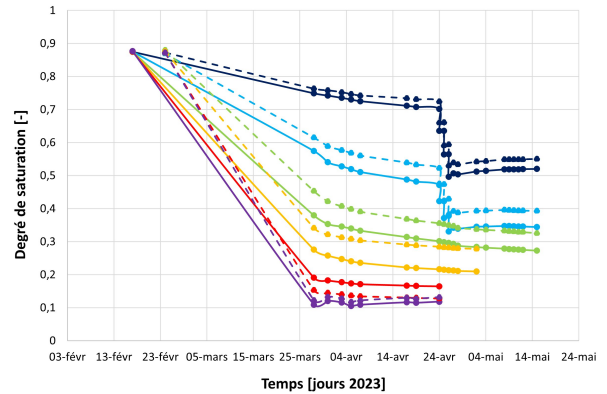
(f) Tournai

FIGURE A.1 – Échantillon C - (a), (c), (e) Évolution de la teneur en eau en fonction du temps - (b), (d), (f) Évolution du degré de saturation en fonction du temps - Pour la signification de chaque courbe, voir la légende de la FIGURE 5.1d

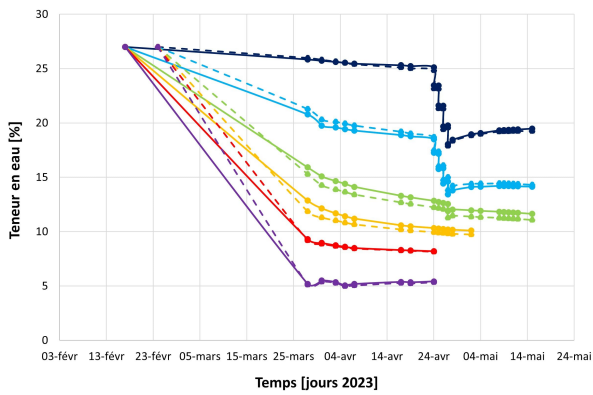
## A.2 Courbe de séchage des échantillons A et B



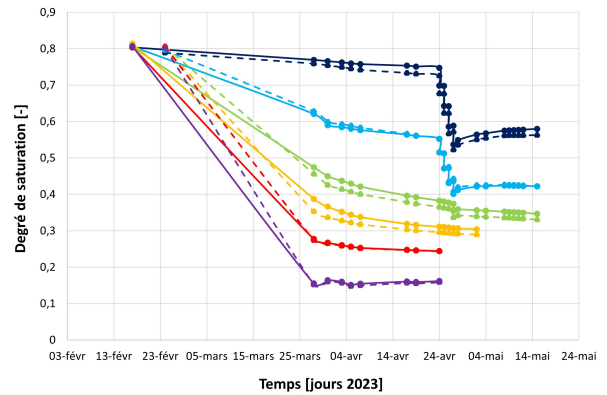
(a) Soignies



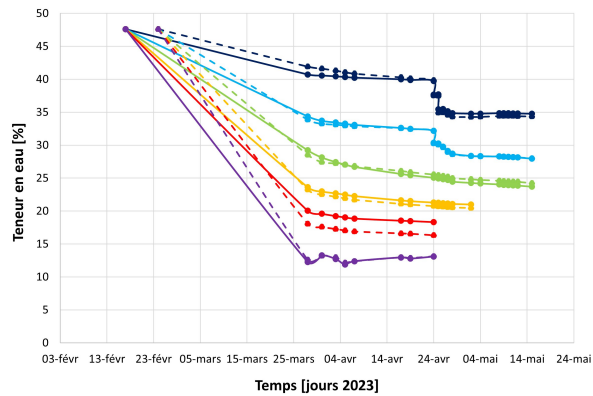
(b) Soignies



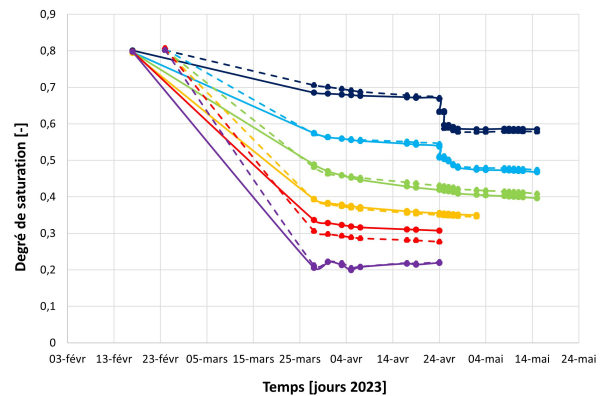
(c) Kruikebe



(d) Kruikebe



(e) Tournai



(f) Tournai

FIGURE A.2 – Échantillon A et B - (a), (c), (e) Évolution de la teneur en eau en fonction du temps - (b), (d), (f) Évolution du degré de saturation en fonction du temps - Pour la signification de chaque courbe, voir la légende de la FIGURE 5.2g





## Annexe B

## Coefficients liés à la capacité portante

TABLEAU DES COEFFICIENTS DE CAPACITE PORTANTE

$\phi$ (°)	$N_q$			$N_c$			$N_\gamma$		
	Rankine (*)	Prandtl	Terzaghi	Rankine (*)	Prandtl	Terzaghi	Rankine (*)	Meyerhof	Vesic (Caq / Ker)
0	1.00	1.00	1.00	4.00	5.14	5.70	0.000	0.000	0.000
1	1.07	1.09	1.10	4.14	5.38	6.00	0.037	0.002	0.073
2	1.15	1.20	1.22	4.29	5.63	6.30	0.078	0.010	0.153
3	1.23	1.31	1.35	4.45	5.90	6.62	0.123	0.023	0.242
4	1.32	1.43	1.49	4.61	6.19	6.97	0.173	0.042	0.340
5	1.42	1.57	1.64	4.78	6.49	7.34	0.228	0.070	0.449
6	1.52	1.72	1.81	4.96	6.81	7.73	0.290	0.106	0.571
7	1.63	1.88	2.00	5.15	7.16	8.15	0.357	0.152	0.707
8	1.75	2.06	2.21	5.35	7.53	8.60	0.432	0.209	0.860
9	1.88	2.25	2.44	5.55	7.92	9.09	0.515	0.280	1.03
10	2.02	2.47	2.69	5.77	8.34	9.60	0.606	0.367	1.22
11	2.17	2.71	2.98	6.00	8.80	10.2	0.707	0.471	1.44
12	2.33	2.97	3.29	6.24	9.28	10.8	0.818	0.596	1.69
13	2.50	3.26	3.63	6.49	9.81	11.4	0.942	0.744	1.97
14	2.68	3.59	4.02	6.75	10.4	12.1	1.08	0.921	2.29
15	2.88	3.94	4.45	7.03	11.0	12.9	1.23	1.13	2.65
16	3.10	4.34	4.92	7.33	11.6	13.7	1.39	1.37	3.06
17	3.34	4.77	5.45	7.64	12.3	14.6	1.58	1.66	3.53
18	3.59	5.26	6.04	7.97	13.1	15.5	1.78	2.00	4.07
19	3.86	5.80	6.70	8.31	13.9	16.6	2.01	2.40	4.68
20	4.16	6.40	7.44	8.68	14.8	17.7	2.26	2.87	5.39
21	4.48	7.07	8.26	9.07	15.8	18.9	2.53	3.42	6.20
22	4.83	7.82	9.19	9.48	16.9	20.3	2.84	4.07	7.13
23	5.21	8.66	10.2	9.92	18.0	21.7	3.18	4.82	8.20
24	5.62	9.60	11.4	10.4	19.3	23.4	3.56	5.72	9.44
25	6.07	10.7	12.7	10.9	20.7	25.1	3.98	6.77	10.9
26	6.56	11.9	14.2	11.4	22.3	27.1	4.45	8.00	12.5
27	7.09	13.2	15.9	12.0	23.9	29.2	4.97	9.46	14.5
28	7.67	14.7	17.8	12.5	25.8	31.6	5.55	11.2	16.7
29	8.31	16.4	20.0	13.2	27.9	34.2	6.20	13.2	19.3
30	9.00	18.4	22.5	13.9	30.1	37.2	6.93	15.7	22.4
31	9.76	20.6	25.3	14.6	32.7	40.4	7.74	18.6	26.0
32	10.6	23.2	28.5	15.4	35.5	44.0	8.65	22.0	30.2
33	11.5	26.1	32.2	16.2	38.6	48.1	9.68	26.2	35.2
34	12.5	29.4	36.5	17.1	42.2	52.6	10.8	31.1	41.1
35	13.6	33.3	41.4	18.0	46.1	57.8	12.1	37.2	48.0
36	14.8	37.8	47.2	19.0	50.6	63.5	13.6	44.4	56.3
37	16.2	42.9	53.8	20.1	55.6	70.1	15.2	53.3	66.2
38	17.7	48.9	61.5	21.3	61.4	77.5	17.1	64.1	78.0
39	19.3	56.0	70.6	22.6	67.9	86.0	19.2	77.3	92.2
40	21.1	64.2	81.3	24.0	75.3	95.7	21.6	93.7	109
41	23.2	73.9	93.8	25.5	83.9	107	24.3	114	130
42	25.4	85.4	109	27.2	93.7	120	27.5	139	156
43	28.0	99.0	126	28.9	105	135	31.0	171	187
44	30.8	115	148	30.9	118	152	35.1	211	225
45	34.0	135	173	33.0	134	172	39.8	263	272
46	37.5	159	204	35.3	152	196	45.2	329	330
47	41.5	187	242	37.8	174	225	51.5	414	404
48	46.1	222	288	40.6	199	258	58.7	526	496
49	51.2	265	345	43.6	230	299	67.1	675	613
50	57.0	319	415	47.0	267	348	76.9	874	763

(\*) : Valeurs selon Rankine à ne pas utiliser en pratique

FIGURE B.1 – Coefficient de portance  $N_q$ ,  $N_c$  et  $N_\gamma$  (CHARLIER, 2016b)

Les termes correctifs liés à la profondeur donnés par Meyerhof sont ceux de la première ligne repris dans le tableau de la FIGURE B.2.

$d_q$	$d_c$	$d_\gamma$
$\begin{cases} 1+0,1\frac{D}{B}\tan(45^\circ+\frac{\phi}{2}) & \text{si } \phi > 10^\circ \\ 1 & \text{si } \phi = 0^\circ \end{cases}$	$1+0,2\frac{D}{B}\tan(45^\circ+\frac{\phi}{2})$	$d_q$
$1+0,35\frac{D}{B}$	$1+0,35\frac{D}{B}$	1
$1+2(1-\sin\phi)^2 G\left(\frac{D}{B}\right)\tan\phi$	$d_q - \frac{1-d_q}{N_q \tan\phi}$	$\begin{cases} 1+0,4 G\left(\frac{D}{B}\right) & \text{si } \phi = 0^\circ \\ 1 & \text{si } \phi > 0^\circ \end{cases}$
$\text{avec } G\left(\frac{D}{B}\right) = \begin{cases} \arctan\left(\frac{D}{B}\right) & \text{pour } \left\{\frac{D}{B} > 1\right\} \\ \frac{D}{B} & \text{pour } \left\{\frac{D}{B} \leq 1\right\} \end{cases}$		

FIGURE B.2 – Termes correctifs liés à la profondeur (CHARLIER, 2016b)

Auteur	$s_q$	$s_c$	$s_\gamma$
Terzaghi & Peck	1	1,3	0,6
Vesic	$1 + \tan\phi$	$1 + \left(\frac{N_q}{N_c}\right)$	0,6

FIGURE B.3 – Termes correctifs liés à la forme de la fondation (CHARLIER, 2016b)