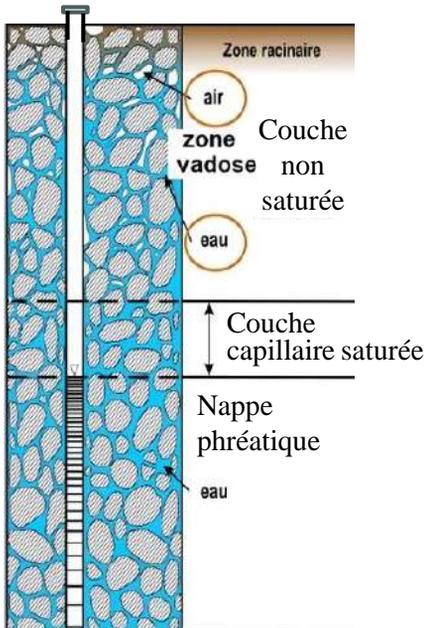


MÉCANIQUE DES SOLS NON SATURÉS

Concepts de base et exercices corrigés



Première Édition
- Novembre 2024 -

N. Abou-Bekr	U. Tlemcen
A. Benchouk	U. Tlemcen
S. Bouchemella	U. Souk Ahras
S.A. Bourokba	U.S.T.Oran
F-E.M. Derfouf	U. Saïda
M. Kebaili	U. Ouargla
H. Moulay Omar	U. Adrar
S. Taïbi	U. Le Havre Normandie

Mentions légales / Droits d'auteur

Mécanique des sols non saturés. Concepts de base et exercices corrigés

Première Edition

Novembre 2024

Auteurs :

Nabil ABOU-BEKR

U. Tlemcen

Assia BENCHOUK

U. Tlemcen

Salima BOUCHEMELLA

U. Souk-Ahras

Souad Amel BOUROKBA

U.S.T. Oran

Feth-Ellah Mounir DERFOUF

U. Saïda

Mustapha KEBAILI

U. Ouargla

Hassan MOULAY OMAR

U. Adrar

Said TAÏBI

U. Le Havre, Normandie

Conditions d'utilisation

Ce document électronique préliminaire est mis à disposition gratuitement pour un usage personnel et non commercial, à destination des étudiants, enseignants, chercheurs et praticiens.

Toute reproduction, qu'elle soit totale ou partielle, sous n'importe quelle forme ou support que ce soit, à des fins commerciales, est strictement interdite sans l'autorisation préalable et explicite des auteurs.

Comment citer ce document :

Abou-Bekr, N., Benchouk, A., Bouchemella, S., Bourokba, S. A., Derfouf, F-E. M., Kebaili, M., Moulay Omar, H., Taibi, S. (2024). Mécanique des sols non saturés. Concepts de base et exercices corrigés (1ère éd.). Réseau de chercheurs en géotechnique appliquée aux sols non saturés (www.unsat-dz.org).

DOI: 10.13140/RG.2.2.28533.38888

Table des matières

TABLE DES MATIERES.....	i
LISTE DES FIGURES.....	iii
LISTE DES TABLEAUX.....	viii
INTRODUCTION GENERALE.....	1
Chapitre I. PRINCIPES FONDAMENTAUX.....	6
I.1 INTRODUCTION.....	7
I.2 PROPRIETES PHYSIQUES DE L' AIR SEC ET DE L' EAU.....	7
I.2.1 Densité de l' air sec.....	7
I.2.2 Densité de l' eau.....	8
I.2.3 La viscosité.....	9
I.3 PRESSION DE VAPEUR ET HUMIDITE RELATIVE.....	10
I.3.1 Point de rosée.....	11
I.3.2 Densité de l' air humide.....	13
I.4 EQUILIBRE INTERFACIAL.....	14
I.4.1 Solubilité de l' air dans l' eau.....	14
I.4.2 Cavitation de l' eau.....	15
I.4.3 Diffusion de l' air dans l' eau.....	17
I.5 INTERFACE EAU-AIR-SOLIDE.....	17
I.5.1 Tension superficielle.....	17
I.5.2 Angle de contact.....	18
I.6 POTENTIEL HYDRIQUE TOTAL DU SOL ET SES COMPOSANTS.....	21
I.6.1 Potentiel hydrique.....	21
I.6.2 Composants du potentiel hydrique.....	22
I.6.3 Notion de succion.....	22
I.7 RELATION TENEUR EN EAU – SUCCION : NOTION DE LA COURBE DE RETENTION.....	24
I.7.1 Définitions et allures.....	24
I.7.2 Facteurs influant sur la courbe de rétention.....	26
I.7.3 Phénomène d'hystérésis.....	29
CHAPITRE II. TEXTURE ET MICROSTRUCTURAUX DES SOLS NON SATURES.....	32
II.1 INTRODUCTION.....	33
II.2 MINERALOGIE DES SOLS ARGILEUX.....	33
II.2.1 Unités minéralogiques de base.....	33
II.2.2 Classification des argiles.....	34
II.3 INTERACTION EAU-ARGILE.....	36
II.3.1 Forces attractives et forces répulsives.....	36
II.3.2 Les états de l'eau.....	37
II.4 OUTILS POUR LA DESCRIPTION DE LA MICROSTRUCTURE.....	38
II.4.1 La porosimétrie au mercure.....	39
II.4.2 Diffraction aux rayons X.....	41
II.4.3 Microscopie électronique à balayage.....	42
II.4.4 Le microscope électronique en transmission (MET).....	43
II.5 TEXTURE DES SOLS ARGILEUX.....	44
II.5.1 Modèles d'arrangement.....	44
II.5.2 Définitions des unités de l'espace poreux.....	48
II.6 MICROSTRUCTURE DES SOLS FINS COMPACTES.....	50
II.6.1 Effet de la teneur en eau et de l'énergie de compactage.....	51
II.6.2 Effet de la variation de la succion.....	54
II.7 CONCLUSION.....	62
CHAPITRE III. TECHNIQUES EXPÉRIMENTALES.....	64
III.1 INTRODUCTION.....	65
III.2 TECHNIQUES DE CONTROLE DE LA SUCCION.....	65
III.2.1 Préparation des échantillons de sol.....	66
III.2.2 Méthodes dites de « Translation d'axe ».....	66
III.2.3 Technique osmotique.....	68
III.2.4 Technique par phase vapeur.....	71
III.3 TECHNIQUES DE MESURE DE LA SUCCION.....	73
III.3.1 Méthode tensiométrique.....	73
III.3.2 Méthode du papier filtre.....	74
III.3.3 Psychromètre à effet Peltier.....	76

III.3.4	Hygromètre à miroir froid (Chilled mirror technique).....	79
III.4	MESURE DES PARAMETRES D'ETAT DES SOLS NON SATURES A L'EQUILIBRE HYDRIQUE.....	80
III.4.1	Principe de la pesée hydrostatique dans un liquide non mouillant.....	80
III.4.2	Détermination des paramètres d'état des sols non saturés à l'équilibre hydrique.....	80
III.4.3	Complémentarité et temps d'équilibre des techniques de mesure de la succion.....	81
III.5	ADAPTATION DES ESSAIS MECANIQUE DE LABORATOIRE POUR INTEGRER LA PRISE EN COMPTE DE LA SUCCION.....	82
III.5.1	Édomètres à succion contrôlée.....	82
III.5.2	Triaxial à succions contrôlées.....	86
III.5.3	Boite de cisaillement direct.....	88
III.6	TECHNIQUES EXPERIMENTALES DE DETERMINATION DE LA CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE DANS LES SOLS NON SATURES.....	90
III.6.1	ESSAIS DE LABORATOIRE.....	91
III.6.1.1	Mesures en régime transitoire.....	91
III.6.1.2	Mesures en régime permanent.....	97
III.6.2	IN SITU.....	99
III.6.2.1	Le perméamètre de Guelph.....	99
III.6.2.2	Infiltromètre DECAGON.....	104
III.7	PRINCIPAUX CONCEPTS A RETENIR.....	106
Chapitre IV.	: COMPORTEMENT HYDROMECHANIQUE DES SOLS NON SATURES.....	107
IV.1	INTRODUCTION.....	108
IV.2	COMPORTEMENT DES SOLS SUR CHEMINS DE VARIATIONS DE SUCCION.....	108
IV.2.1	Représentation graphique des chemins de drainage-humidification.....	109
IV.2.2	Chemin de drainage et d'humidification sur une pâte.....	109
IV.2.3	Identification du comportement dans le domaine saturé (succion inférieure à la succion d'entrée d'air).....	114
IV.2.4	Chemin de drainage et d'humidification sur un matériau compacté.....	116
IV.3	COMPORTEMENT HYDROMECHANIQUE SUR CHEMINS COUPLEES DE CONTRAINTE MECANIQUE ET DE SUCCION.....	121
IV.3.1	Comportement volumique.....	121
IV.4	RESISTANCE AU CISAILLEMENT DES SOLS NON SATURES.....	127
IV.4.1	Cas des sols quasi saturés (succion inférieur à la succion d'entrée d'air).....	127
IV.4.2	Comportement avant rupture.....	128
IV.4.3	Comportement à la rupture.....	129
IV.4.4	Etat critique.....	132
IV.5	PARAMETRES DE PRESSION INTERSTITIELLE.....	133
IV.5.1	Approche analytique.....	133
IV.5.2	Approche expérimentale.....	136
IV.5.3	Relation entre le coefficient B et le degré de saturations.....	137
IV.6	CONCLUSION.....	138
CHAPITRE V.	LES ECOULEMENTS DE L'EAU DANS LES SOLS NON SATURES.....	140
V.1	INTRODUCTION.....	141
V.2	TRANSFERT DE L'EAU.....	142
V.2.1	Formulation de l'équation générale du transfert de l'eau.....	143
V.2.2	Equation générale des écoulements en milieu non saturé dite Equation de Richards.....	147
V.2.3	Limites de l'équation de Richards.....	149
V.2.4	Relations de la courbe de rétention et de la conductivité hydraulique.....	150
CHAPITRE VI.	APPROCHES DE MODELISATION DES SOLS NON SATURES.....	160
VI.1	. INTRODUCTION.....	161
VI.2	. APPROCHES BASEES SUR UNE SEULE VARIABLE DE CONRAINTE.....	161
VI.2.1	. Concept de contrainte effective de Terzaghi.....	161
VI.2.2	Cas particulier des sols saturés à succion non nulle.....	161
VI.2.3	Contrainte effective généralisée aux sols non saturés.....	164
VI.2.4	. Modèles élastoplastiques en contrainte effective généralisée.....	174
VI.3	. APPROCHES BASEES SUR DEUX VARIABLES DE CONTRAINTE.....	180
VI.3.1	. Concept de surface d'état.....	180
VI.3.2	. Approche en variables d'états indépendantes.....	182
VI.3.3	Modèle élastoplastique de Barcelone.....	182
VI.4	. APPROCHES THERMODYNAMIQUES - MODELE DE COUSSY ET DANGLA.....	190
VI.5	. CONCLUSION.....	195
CHAPITRE VII.	EXERCICES CORRIGES.....	196
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....		226
BIOGRAPHIE DES AUTEURS.....		244

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Densité de l'eau adsorbée par la montmorillonite sodique en fonction de la teneur en eau. (Martin, 1962)....	9
Figure I-2 : Viscosité dynamique de l'air et de l'eau en fonction de la température. (Lucas et Sylvio ; 2017).	10
Figure I-3: Mécanisme idéal pour formation de la rosée dans des conditions de pression de vapeur constante (trajet du point A au point B) ou de température constante (trajet du point A au point C), (Lu et Likos, 2004).	12
Figure I-4: Mécanisme de dissolution des composants de l'air (N ₂ et O ₂) sous deux pressions différentes. (Lu et Likos, 2004).	15
Figure I-5 : Diagramme des phases d'une eau pure. Représentation du chemin idéal de cavitation, (Lu et Likos, 2004).	16
Figure I-6 : Actions des forces sur une molécule d'eau: (a) au sein d'une molécule d'eau, (b) à l'interface eau-air (Delage et Cui, 2000).	18
Figure I-7: Mouillabilité et angle de contact.	18
Figure I-8: Illustration de la capillarité en fonction de l'angle de contact.	19
Figure I-9 : Phénomène de capillarité.	20
Figure I-10 : Représentation géométrique du ménisque entre deux grains de même diamètre.	20
Figure I-11: Effets de la cohésion par capillarité : (a) billes de verre liées par un pont liquide constitué d'eau, (b) échantillon composé de billes de verre de 1, 5 mm de diamètre maintenues par des ponts liquides constitués d'eau. (Soulié, 2005).	21
Figure I-12: Phénomène d'adsorption selon Mitchell, (Murray et Sivakumar, 2010).	23
Figure I-13 : Schématisation du phénomène d'osmose et de la succion osmotique. (Xu et al, 2014).	24
Figure I-14 : Courbe de rétention typique d'un sol sur chemin de drainage humidification.	26
Figure I-15 : Courbes de rétention pour différents types de sols : Influence de la texture sur la courbe de rétention (Fredlund et al, 2012).	27
Figure I-17 : Courbe de rétention du sable limoneux de Norfolk à deux températures T=15° et T=35°C, (Hopmans et Dane, 1986).	28
Figure I-18 : Influence de l'indice des vides initial sur la succion d'entrée d'air dans le cas d'une Argile sableuse (Kawai et al., 2000).	29
Figure I-19 : Courbes de rétention d'eau d'un sable argileux (Crony 1952 cité dans Delage et Cui, 2000).	30
L'hystérésis est typique des milieux poreux constitués de pores de taille variable interconnectés en parallèle ou en série, comme le montrent les schémas de la figure I-20.	30
Figure I-20 : Mécanismes invoqués pour l'hystérésis des courbes de rétention d'eau (Delage et Cui, 2000).	30
Figure II-1: Représentation schématique d'une couche tétraédrique, a) Tétraèdre SiO ₄ , b) couche tétraédrique (Cuisinier, 2002).	34
Figure II-2: Représentation schématique d'une couche octaédrique, a) Octaèdre, b) couche octaédrique (Cuisinier, 2002).	34
Figure II-3: Structure tridimensionnelle de la kaolinite : T-0-(Khelifa, 1994).	35
Figure II-4: Structure tridimensionnelle de l'illite : T-0-T (Khelifa, 1994).	35
Figure II-5: Schémas d'une structure multi-échelle de la montmorillonite (Le Pluart ; 2002).	36
Figure II-5 : Interaction eau-argile, (Mitchell, 1993).	38
Figure II-6 : Porosimètre à intrusion de mercure (www.anton-paar.com)	39
Figure II-7: Exemple de courbe porosimétrique brute (injection et extraction).	40
Figure II-8: Exemple de distribution des pores de l'argile de Mers El Kébir (Bourokba 2011).	41
Figure II-9 : Diffractomètre à rayon X : (a) schéma de principe (Tribet, 2007), (b) diffractomètre modèle D8 Endeavor (bruker.com).	42
Figure II-10 : Spectre de diffraction d'un échantillon argileux, (Mele, 2024).	42

Figure II-11 : Évolution d'un ménisque entre les grains de sable lors d'un séchage d'un mélange sable bentonite, (Viola et al., 2005).....	43
Figure II-12 : Schéma de la microstructure et du système macroscopique du sol. 1) domines, 2) grappes, 3) Peds, 4) grains de silt, 5) micropores, 6) macropores. (Yong et Sheeran, 1973).....	45
Figure II-14: Représentation schématique d'assemblages de particules : a), b) et c)liants; 4) agrégat irrégulier retenu par des assemblages de liants; e) agrégat irrégulier formant un arrangement en nids d'abeilles; f) agrégat régulier en interaction avec des grains de silt ou de sable; g) agrégat régulier en interaction avec une matrice de particules; h) enchevêtrement d'amas d'argile; i) enchevêtrement d'amas d'argile avec inclusions de silt; j) matrice de particules argileuses; k) matrice de particules granulaires, (Collins et McGown, 1974).	47
Figure II-15: Microstructure d'un sol fin où la matrice de sable ou de silt est dominante avec les particules argileuses comme connecteurs entre les grains, (Gens et Alonso, 1992).	48
Figure II-16 : Représentations schématiques des différents types de pores, (Touret, 1990).....	49
Figure II-17 : Effet du compactage sur la structure d'un sol, Lambe (1958).....	51
Figure II-18 : Courbes porosimétriques du limon de Jossigny compacté à l'optimum Proctor, et aux cotés sec et humide de l'optimum, (Delage et al., 1996).	52
Figure II-19 : Photographies au microscope électronique à balayage d'échantillons de limon de Jossigny compactés, (Delage et al., 1996).....	53
Figure II-20: Courbes porosimétriques de l'argile FEBEX compactée à différentes densités sèches. (Hoffmann et al., 2006).....	54
Figure II-21 : Évolution de la porosité lors de la variation de la succion entre 0 et 400kPa, (Cuisinier et Laloui, 2004).	55
Figure II-22 : Comparaison entre les courbes porosimétriques dérivées de deux échantillons compactés (respectivement) du coté sec et humide de l'optimum Proctor, soumises à une succion de 2500kPa, (Simms et Yanful, 2001).	55
Figure II-23: Évolution de la microstructure d'un échantillon compacté du côté humide, (a) lors de la variation de la succion entre 0 et 2500kPa, (b) effet du séchage à l'air libre et à l'étuve, (Simms et Yanful, 2001).	56
Figure II-24 : Résultats de porosimétrie à mercure du limon de Jossigny compactée à l'optimum puis soumise à une succion de 400 et 1500kPa et séché à l'air libre, A) courbes cumulées, B) courbes dérivées, (Cui, 1993).	57
Figure II-25 : Résultats des courbes de diffraction X de l'argile de Tunisie compactée à l'optimum Proctor et hydraté sous différentes charges, (Souli et Fleureau, 2008).	58
Figure II-26 : Résultats de porosimétrie à mercure de l'argile de Tunisie compactée à l'optimum Proctor et hydraté sous différentes charges, a) courbes cumulées, b) courbes dérivées, (Souli et Fleureau, 2008).	59
Figure II-27: Distances interfoliaires et interparticulaire pour l'argile FoCa7 et l'argile MX80, (Saiyouri, 1996).	60
Figure II-28 : Évolution de la courbe porosimétrique de l'argile de London compactée et saturée sous différentes conditions de confinement, (Monroy, 2006).....	61
Figure III-1. Méthodes de contrôle de la succion au laboratoire et intervalles correspondants.....	66
Figure III-2. Schéma du dispositif expérimental des plaques tensiométriques.....	67
Figure III-3. Schéma de l'appareil de Richards.....	68
Figure III-4. Courbe d'étalonnage du PEG dans une gamme de succion étendue.	69
Figure III-5. Dispositif expérimental de la technique osmotique.....	70
Figure III-6. Dispositif expérimental de la technique des solutions salines.....	71
Figure III-7. Tensiomètre pour fortes succions dit de l'Imperial College (Ridley, 1993).	74
Figure III-8. Tensiomètres à manomètres à cadran.....	74
Figure III-9. Principe de la méthode de mesure de la succion par papier filtre.....	75
Figure III-10. Courbe d'étalonnage succion-teneur en eau du papier filtre Whatman 42 (ASTM D5298-10 2010).	75
Figure III-11. Sonde psychrométrique (source Wescor).	76
Figure III-12. Ensemble psychrométrique : A gauche : le schéma du capteur (Skierucha 2005); au centre : une photo du capteur ; à droite : la centrale d'acquisition pour 8 capteurs.....	77
Figure III-13. Schéma de l'hygromètre à miroir froid (Leong et al., 2003).	80

Figure III-14. Œdomètre osmotique développé par Kassif et Ben Shalom, 1971.....	82
Figure III-15. Montage de l'œdomètre à succion contrôlée utilisé par Delage et al., 1992.....	83
Figure III-16. Schéma du dispositif expérimental de l'œdomètre à succion contrôlée (Derfouf et al., 2020).....	83
Figure III-17. Schéma d'un œdomètre à solutions salines : (a) vue générale ; (b) détail de l'emplacement de l'éprouvette (Cuisinier et Masrouri, 2005).....	84
Figure III-18. Appareil œdométrique à solutions salines (Bernier et al., 1997).....	85
Figure III-19. Œdomètre à succion contrôlée par suppression d'air (Geiser, 1999).....	85
Figure III-20. Œdomètre à succion contrôlée par la méthode de translation d'axe. (Cuisinier et Laloui, 2004).....	86
Figure III-21. Cellule triaxiale utilisant la technique osmotique (Cui et Delage, 1996).....	87
Figure III-22. Méthode de contrôle par phase vapeur dans un essai triaxial Blatz et Graham (2000, 2003) cités par Murray et Sivakumar (2010).....	87
Figure III-23 : Cellule triaxial avec translation d'axe (Sivakumar, 1993).....	88
Figure 24. Boîte de cisaillement osmotique, Boso et al. (2005), Murray et Sivakumar, 2010.....	89
Figure III-25. Schéma de boîte de cisaillement modifié (Campos et Carrillo, 1995) cité par (Murray et Sivakumar, 2010).....	90
Figure III-26 : Evolution du profil hydrique au cours d'une infiltration.....	91
Figure III-27 : Variations spatio-temporelles a) de la teneur en eau $\theta(z, t)$ b) Répartition des pF, au cours de l'infiltration sur une colonne de sable argileux (Bouchemella, 2015).....	91
Figure III-28 : Colonne d'infiltration avec des tensiomètres et sondes TDR (Taïbi et al., 2009).....	92
Figure III-29 : Schéma de principe de l'essai de perméabilité dans le dessiccateur (Taïbi et al., 2009).....	94
Figure III-30 : Système de détermination de la perméabilité à l'eau et à l'air des sols non saturés, en régime permanent (Fleureau et Taïbi, 1995).....	97
Figure III-31 : Principe de fonctionnement du perméamètre à surpression d'air a) état initial avant écoulement, b) imposition de gradients de pression d'eau et de pression d'air à succion constante.....	98
Figure III-32: Les composantes du perméamètre de Guelph.....	99
Figure III-33 :a) Installation du perméamètre de Guelph sur le terrain, b) Le bulbe saturé au champ et la zone d'imbibition qui se forment autour du trou de l'essai Guelph pendant une mesure de la perméabilité à charge constante (Nasri, 2013).....	100
Figure III-34 : Courbe théorique de la relation entre conductivité hydraulique et succion du sol (Elrick et al., 1989).....	103
Figure III-35 : a) Un Mini Disk Infiltrometer, b) Les composantes d'un Mini Disk Infiltrometer.....	104
Figure III-36 : Remplissage de la chambre à bulles.....	104
Figure III-37 : Retrait du bouchon du fond en élastomère.....	105
Figure III-38 : Chambre supérieure et tube de succion.....	105
Figure IV-1 : Premier cycle de drainage et d'humidification sur le limon de Jossigny normalement consolidé (Fleureau et Indarto 1993).....	111
Figure IV-2: Comportement d'une pâte d'argile plastique FoCa lors du premier cycle de drainage humidification (Fleureau & Kheirbek-Saoud, 2004).....	112
Figure IV-3: Premier cycle de drainage humidification sur le sol de Bouhennak initialement sous forme de pâte à $w_i = 1.5w_L$ (Derfouf, 2005).....	113
Figure IV-4 : Chemin d'humidification – drainage initialement sous forme de pâte de l'argile de de l'argile de Mers El kèbir (Bourokba , 2011).....	114
Figure IV-5 : Comparaison des chemins de drainage sur la pâte et de compression oedométrique et isotrope sur le limon de Jossigny (Fleureau, 1993).....	115
Figure IV.6 : Influence de la succion maximale de drainage du sol sur le chemin d'humidification drainage. (Fleureau, 1993).....	117
Figure IV.7 : Chemin humidification - drainage sur l'argile sableuse compactée à l'OPN (Sayad Gaidi 2003).....	118

Figure IV.8 : Chemins de drainage-humidification sur sols compactés à l'OPN ($w_{OPN}=16\%$ pour l'argile de Sikkak ; $w_{OPN}=18\%$ pour l'argile de Maghnia) et comparaison avec matériaux préparées sous forme de pâte, (Li et al., 2018).	119
Figure IV.9 : Chemins de drainage et d'humidification de l'argile de Mers El Kébir initialement compactée à l'Optimum Proctor Normal (Bourokba 2011).	120
Figure IV.10 : Variation de l'indice des vides sur chemin de compression à succion contrôlée. (a) (Verbrugge, 1978) ; (b)(Mun et McCartney, 2017), (c) (Vicol,1990).	122
Figure IV.11 : Variation de l'indice des vides sur chemin de compression à succion contrôlée.	123
Figure IV.12 : Courbe Loading-Collapse(Alonso et al., 1990).	123
Figure IV.14 : Évolution de la déformation lors de l'humidification sous différentes charges de l'argile de Boom ($w_L=55.9\%$, $I_p=26.7\%$) sous forme de pastilles compactées, (Alonso et al., 1995; li, 2000).	125
Figure IV.15 : Évolution de la hauteur d'échantillons compactés à différentes teneurs en eau sur chemin d'humidification sous une contrainte verticale de 250 kPa, (a) en fonction de la succion, (b) en fonction de l'indice des vides initial, (Vilar, 1995).	127
Figure IV.16: Résultats d'essais triaxiaux non drainés sur l'argile jaune normalement consolidé (NC) et surconsolidé (OC) par drainage sous une succion Sc. (Taibi, 1994).	128
Figure IV.17 : Courbes déviateur de contraintes-déformations axiales, déformations volumiques- déformations axiales sous : (a) contrainte de confinement $\sigma_3=50$ kPa ; (b) succion $s=1500$ kPa. (Cui et Delage, 1996).	129
Figure IV.18 : Variation du module de Young et de cisaillement en fonction de la succion (Cui. 1992).	129
Figure IV-19 : Points finaux des essais triaxiaux non drainés avec mesure de succion. (Verbrugge, 1978).	130
Figure IV.21 : Résistance au cisaillement en fonction de la succion de l'argile grise de Madrid. (Escario et Saez, 1986).	130
Figure IV.21 : Non-linéarité de l'enveloppe de rupture pour un sol non saturé.	131
Figure IV.22 : Evolution de l'angle de frottement et de la cohésion en fonction de la succion, (cité par (Geiser, 1999).	131
Figure IV.23 : Evolution de la contrainte déviatorique pour différents niveaux de succion. (Wheeler et Sivakumar, 1992).	132
Figure IV.24 : Exemple de lignes d'état critique déduites d'essais triaxiaux pour une succion de 200 kPa. (Wheeler et Sivakumar, 1992 cité dans Coussy et Fleureau, 2002).	133
Figure 2.25: Les composants de la compressibilité du mélange air/eau (Fredlund et al. 2012).	135
Figure IV.26: Développement de la pression interstitielle durant un chargement triaxial non drainé (Knodel & Coffey, 1966 cités par Fredlund et Rahardjo, 1993).	136
Figure IV.27 : Développement de la pression interstitielle d'eau sous un chargement isotrope non drainé (a) : pour le loess de Peorian; (b) : till de Champaign (Campbell, 1973 cité par Fredlund et al., 2012).	137
Figure V-1 : Définition du potentiel total	145
Figure V-2 : Principe de conservation de la masse dans un volume élémentaire	145
Figure VI.1 : Comparaison des chemins de compression oedométrique, isotrope et de drainage dans le domaine saturé pour l'argile jaune (Taibi, 1994).	162
Figure VI.2 : Essais oedométriques à succion contrôlée (Taibi, 1994).	163
Figure VI.3 : Evolution du paramètre χ en fonction du degré de saturation (Zerhouni, 1991).	165
Figure VI.4 : Modèle des billes - définition de la force capillaire (Taibi, 1994).	166
Figure VI.5 : Volume élémentaire représentatif (V.E.R.) pour un arrangement cubique.	167
Figure VI.6 : Pression capillaire en fonction de la succion pour différents arrangements réguliers de billes (Taibi, 1994).	168
Figure VI.7 : Variation de la pression capillaire en fonction de la succion en utilisant le modèle de Taibi et al. (1994, 2007).	169
Figure VI.8 : Représentation microscopique de l'équilibre des forces interparticulaires : (a) et (b) REV pour un système de sol saturé à grains fins, et (c) et (d) REV pour un système de sol non saturé. (Lu et Likos, 2006).	170

Figure VI.9 : Illustrations conceptuelles des régimes de comportement de : a) courbe caractéristique sol-eau, b) courbe caractéristique des contraintes de succion sous la forme $\sigma'_s(\theta)$, et c) courbe caractéristique de la contrainte de succion sous la forme $\sigma'_s(u_a-u_w)$ (Lu et Likos , 2006)	173
Figure VI.10 : Mécanisme isotrope définition de paramètre d (Hajal, 1984).	178
Figure VI.11 : Surface de charge du mécanisme déviatoire ($P_C^{ns} = P_{cri}^{ns}$) (Abou-Bekr, 1995)	180
Figure VI.12 : Surface d'état dans l'espace $[e ; \sigma_v-u_a ; S]$ Matyas et Radhakrishna, 1968.	181
Figure VI.13 : Description de la réponse volumique par le modèle de Barcelone (Alonso et al., 1990).....	184
Figure VI.14: Effondrement représenté par le modèle BBM (Alonso et al., 1990).....	185
Figure VI.15 : Couplage entre LC et SI (Alonso et al., 1990).	185
Figure VI.16 : Modèle de Barcelone dans l'espace des contraintes triaxiales q, P^*, S (Alonso et al., 1990).....	186
Figure VI.17 : Procédure proposée par Wheeler et al., (2003) pour déterminer P_c	188
Figure VI-18 : Courbe de pression capillaire $S(s_{rp}, T)$ et énergie des interfaces $U(Sr_l, T)$ (Coussy et Dangla , 2002).	191
Figure VI.19 : (a) Réponse du modèle sur un chemin isotrope: dans le plan $[(\sigma_0 + \pi_{eq}), S]$ et dans le plan $[(\sigma_0 + \pi_{eq}), e]$; (b) : Réponse du modèle sur un chemin de drainage-humidification. Coussy et Dangla, 2002.....	194
Figure VI.20: domaine d'élasticité dans le plan $[(\sigma + \pi_{eq}), q]$ à pression capillaire constante ; (b) vue tridimensionnelle du critère de plasticité dans l'espace $[(\sigma + \pi_{eq}), q; S]$, Coussy et Dangla, 2002.....	194
Figure VII.1 : représentation du tube capillaire.	204
Figure VII.2 : coupe verticale sur le terrain naturel.....	205
Figure VII.3 : Représentation des paramètres de la loi de Laplace	206
Figure VII.4: représentation du phénomène d'osmose.....	210
Figure VII.5 : courbe d'étalonnage du papier filtre Whatman 42, ASTM D5298-10 2010	211
Figure VII.6 . Premier cycle de drainage humidification sur l'argile de Boughrar initialement sous forme de pâte de $w_i=1.2w_L$, Derfouf et al, 2017.....	214
Figure VII.7: détermination des paramètres d'états de l'argile de Boughrara.	216
Figure VII.8: vérification de la corrélation de Biarez et Favre avec le chemin de Drainage de l'argile de Boughrara. Derfouf et al, 2017.....	216
Figure VII.9- Maison fissurée après l'épisode de sécheresse.....	217
Figure VII.10- Profil de teneur en eau avec la profondeur avant l'épisode sécheresse	218
Figure VII.11 : Profil de teneur en eau avec la profondeur après l'épisode sécheresse.....	218
Figure VII.12 : Courbe de retrait linéaire.	219

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I-1: Variation de la densité de l'air sec en fonction de la température. (Lu et Likos, 2004).	8
Tableau I-2: Constante de Henry pour différents gaz constituant l'air en fonction de la température sous une pression totale de 1 bar. (Pagenkopf, 1978).	15
Tableau I-3: Coefficient de diffusion de certains gaz dans l'eau (Kohn, 1965).	17
Tableau II-1 : Caractéristiques physico-chimiques de quelques minéraux argileux	35
Tableau II-2 : Caractéristiques des principales méthodes d'investigations de la microstructure des sols (Feber, 2005)..	44
Tableau II-3 : Classes de pores.	50
Tableau III-1 : Caractéristiques des membranes semi-perméables utilisées (Benchouk, 2014).	69
Tableau III-2 : Humidité relative imposée par différentes solutions salines saturées à différentes températures. (Ghembaza, 2004).	72
Tableau III-3 : Concentrations des solutions salines utilisées à 20°C (Benchouk, 2005).	73
Tableau III-4 : Pression de saturation de la vapeur d'eau en fonction de la température (Marcel Délezé).	78
Tableau III-5 : Plages de mesure approximatives et temps d'équilibrage pour la mesure et le contrôle de la succion du sol (Murray, 2010).	81
Tableau V-1 : Modèles empiriques de la courbe de rétention.....	151
Tableau V-1 : Modèles empiriques de la courbe de rétention(suite).	152
Tableau V-2 : Modèles empiriques pour la conductivité hydraulique non saturée.....	157
Tableau V-3 : Modèles statistiques pour l'évaluation de la conductivité hydraulique non saturée.	159

INTRODUCTION GENERALE

1- DOMAINES D'APPLICATION

La mécanique des sols est une science récente qui s'est développée essentiellement pour les sols saturés. En effet, le principe de contrainte effective de [Terzaghi \(1923\)](#), base fondamentale de cette discipline, repose sur l'hypothèse de saturation du sol.

La mécanique des sols non saturés n'a connu un véritable essor que vers la fin des années quatre-vingt. Cela a été motivé notamment par la recherche de solutions pour le problème complexe de stockage des déchets radioactifs. Le retard dans le développement de cette discipline est lié à des difficultés d'abord d'ordre théorique et ensuite d'ordre matériel. Sur le plan théorique, l'existence d'une phase gazeuse dans le sol, en plus des phases solide et liquide, induit une pression interstitielle négative dans la phase liquide et des interactions qui donnent lieu à un comportement macroscopique complexe. Par ailleurs, d'un point de vue matériel, les techniques expérimentales mises en œuvre pour l'étude du comportement des sols saturés ne sont pas adaptées pour l'étude des sols non saturés. En effet, les appareils classiques de caractérisation du comportement mécanique, comme l'œdomètre, la boîte de cisaillement ou l'appareil triaxial ne permettent pas de mesurer, ni de contrôler la pression interstitielle négative dans les échantillons non saturés. Les mesures de variation de volume sont aussi très délicates en raison de la présence de la phase gazeuse très compressible.

Dans les pays à climat aride ou semi-aride, les sols sont souvent non saturés sur plusieurs mètres de profondeur. Ainsi, les bâtiments sont fondés sur des assises non saturées et sont parfois affectés par des phénomènes comme le retrait-gonflement. Cela concernait surtout des zones comme l'Amérique du sud ou l'Afrique du nord. En Algérie, de nombreuses pathologies liées au retrait-gonflement ont été observées dans différentes régions, au nord comme au sud. Avec les changements climatiques, même des pays européens sont aujourd'hui concernés par ce type de phénomènes. Ainsi, depuis une vingtaine d'années, l'alternance des périodes de sécheresse et de périodes pluvieuses a induit, en France, des pathologies sur les constructions qui n'étaient pas connues auparavant. De nombreuses recherches ont essayé de prendre en charge ce type de problème, notamment dans le cadre du projet ANR¹, ARGIC² lancé en 2006.

En géotechnique, en plus d'être une assise pour les fondations, le sol peut être considéré comme un matériau de construction. Dans les remblais compactés, qu'il s'agisse de corps de chaussées, de noyaux de barrages ou de barrières ouvragées dans les centres de stockage de déchets, les sols sont

¹ANR : Agence Nationale de la Recherche.

² ARGIC : Analyse du Retrait-Gonflement et de ses Incidences sur les Constructions.

mis en place par compactage au voisinage de l'optimum Proctor et se trouvent ainsi dans un état non saturé qui correspond à un degré de saturation compris entre 80% et 100%.

Les sols compactés ont fait l'objet de nombreux travaux de recherche, notamment au niveau microstructural, pour tenter d'expliquer leur comportement macroscopique complexe. En effet, à un même niveau de densité, un sol aura des comportements complètement différents pour une teneur en eau à gauche et une teneur en eau à droite de l'optimum Proctor. Cela s'explique par les différences au niveau des modes de porosité et des distributions des phases (Delage et Fry, 2000 ; Fleureau et al., 2002 ; Tatsuoka et Gomes Correia, 2018). Les applications relatives aux sols compactés ont récemment été étendues à la construction en terre qui s'impose à la communauté des chercheurs en raison de nouveaux défis climatiques, énergétiques et environnementaux majeurs.

2- APERÇU HISTORIQUE

Depuis l'antiquité, avant de bâtir, l'homme s'est toujours préoccupé des problèmes liés aux sols. C'est pourquoi, dans toutes les civilisations, le sol a été sujet d'épreuves, de prospections et d'expériences. La naissance de la mécanique des sols en tant que science, depuis son évolution rationnelle vers la fin du 17^{ème} siècle, a permis de mieux comprendre les phénomènes liés au sol.

Alors que la mécanique des sols moderne est apparue au début du 20^{ème} siècle, et ce suite aux travaux éminents de Terzaghi (Bjerrum et al., 1960; Winterkorn, 1961; Skempton, 1981) et de Fellenius (Bjerrum et Flodin, 1960; Skempton, 1981), le développement de la mécanique des sols non saturés a débuté au cours des années 1950, même si la communauté scientifique ne la reconnaissait pas encore sous cette dénomination.

En effet, les premiers congrès internationaux sur ce sujet étaient focalisés sur le comportement des sols gonflants. La première édition de ce congrès a eu lieu en 1965. Sa 7^{ème} et dernière édition a eu lieu en 1992 aux USA (Texas).

Au début des années 1990, le comité technique de l'ISSMFE, TC6 qui était dédié aux sols gonflants a été rebaptisé TC106 «Sols non saturés» (Fredlund, 2000). Ainsi, le premier congrès international sur les sols non saturés, en tant que discipline à part entière, a eu lieu à Paris en 1995 et le premier ouvrage complet sur les sols non saturés a été publié en 1993 (*Soil Mechanics for unsaturated soils*, Fredlund et Rahardjo, 1993). Le comité technique «Sols non saturés» organise depuis, un congrès tous les quatre ans, dont la 8^{ème} édition a eu lieu en Grèce en mai 2023.

Les premiers développements relatifs à la mécanique des sols non saturés remontent donc aux années 1950, avec la contrainte effective généralisée proposée par Bishop (1959). Cette définition avait soulevé de nombreuses critiques notamment par rapport au sens physique et à la détermination

expérimentale du paramètre χ . Plusieurs autres auteurs ont proposé des définitions de la contrainte effective analogues à celle de Bishop (Croney et al., 1958 ; Aitchison, 1961) (voir chapitre 5).

Suite aux nombreuses difficultés rencontrées par les chercheurs qui ont essayé de décrire le comportement des sols non saturés à l'aide d'une seule variable de contrainte (contrainte effective), l'idée de considérer indépendamment l'effet des variations de la contrainte totale et celui des variations de la succion a été émise (Coleman, 1962 ; Bishop et Blight, 1963). On parle alors de variables indépendantes de contrainte (Fredlund et Morgenstern, 1977).

Matyas et Radhakrishna (1968) réalisent des expérimentations avec contrôle de la contrainte totale externe et des pressions d'eau et d'air. Les résultats d'essais sur différents chemins leur permettent de déduire que le comportement volumique est décrit par une surface unique qui est appelée surface d'état. Ce concept de surface d'état, valable pour des chemins où le degré de saturation varie de façon monotone, a été utilisé dans des codes de calcul pour modéliser le comportement des barrages en terre (Nanda et al., 1993).

Par ailleurs, les recherches sur les sols non saturés ont connu des avancées importantes suite au développement de nouvelles techniques expérimentales liées aux sols non saturés telles que les techniques d'imposition et de mesure de la succion, et l'intégration de ces techniques aux appareillages d'essais mécaniques, comme l'œdomètre et le triaxial (Fleureau et Indarto, 1993, 2004; Romero et al., 1997; Delage et al., 2008; Ghembaza et al. 2015, Derfouf et al., 2019).

Ainsi, l'approche en variables indépendantes a continué son développement notamment à travers des modèles qui permettent d'interpréter le comportement volumique (Lloret et Alonso, 1985), les aspects de résistance (Fredlund et al., 1978 ; Toll, 1990) ou le comportement global du matériau (Alonso et al., 1990). Depuis, de nombreuses équipes de recherche à travers le monde ont repris le modèle de base de Barcelone (BBM) et ont tenté de l'enrichir pour tenir compte de divers aspects du comportement des sols non saturés mis en évidence par les mesures de laboratoire (Cui et Delage, 1996 ; Wheeler et al., 2002).

D'un autre côté, de nombreux chercheurs ont tenu à l'idée que, comme pour les sols saturés, le comportement des sols non saturés peut être régi par une seule variable de contrainte, qui est une combinaison, à déterminer, entre la contrainte totale et la succion (Biarez et al., 1993 ; Taïbi, 1994 ; Abou-Bekr, 1995 ; Kohgo et al., 1993, Khalili et Khabbaz, 1998). Une approche basée sur la thermodynamique des processus irréversibles a permis de valider la modélisation basée sur une contrainte effective généralisée (Coussy et Dangla, 2002).

Les deux approches, d'une part, en contrainte effective généralisée, et d'autre part, en variables indépendantes, restent d'actualité au sein de la communauté scientifique, et ce serait peut-être la pratique de l'ingénieur qui fera pencher la balance vers l'une ou l'autre des deux écoles de pensée.

Les recherches ont continué sur divers aspects comme les couplages Thermo-Hydro-Chemo-Mécaniques (Romero et al., 2005; Dumont et al., 2010; Laloui et al., 2014), la séquestration de CO₂ (Li et Laloui, 2017), la géothermie (Laloui et RittaLoria, 2020), la fissuration des argiles (Bouchemella et al., 2019 ; Trabelsi et al., 2023), et bien d'autres problématiques fédérées par la mécanique des sols non saturés.

3- CONTEXTE, OBJECTIFS ET STRUCTURE DU MANUSCRIT

En Algérie, la recherche dans le domaine des sols non saturés a été fédérée par le réseau unsat-dz, fondé en 2009 et constitué actuellement³ de 25 équipes de recherche algériennes et internationales et aussi de professionnels (www.unsat-dz.org). Le réseau unsat-dz organise un colloque international tous les trois ans. Sa sixième édition est organisée à l'Université de Chlef en Novembre 2024 (UNSAT'Chlef).

Le réseau unsat-dz a chargé un groupe, constitué de huit chercheurs confirmés, de la mission de rédaction d'un document pédagogique dédié à la mécanique des sols non saturés. Ce document a un double objectif. Il s'adresse, d'une part, aux étudiants, et notamment aux jeunes chercheurs qui s'engagent dans une thèse de doctorat dans la thématique des sols non saturés. Cela permet de leur donner les notions fondamentales liées au comportement hydromécanique des sols non saturés, ainsi qu'un aperçu sur les principales techniques expérimentales et les approches de modélisation. D'autre part, ce document s'adresse aussi aux ingénieurs géotechniciens pour attirer leur attention sur certains phénomènes liés à la non saturation comme les variations de rigidité et de résistance des sols en fonction de la teneur en eau ou le phénomène de retrait-gonflement des argiles et son incidence sur les constructions. Cela dit, on reste conscient que la mécanique des sols non saturés n'est pas encore suffisamment intégrée dans la pratique courante de l'ingénieur.

Ce manuscrit est composé de six chapitres succédant la présente introduction

Le premier chapitre aborde les principales propriétés physiques et thermodynamiques des phases fluides (eau et air). Il présente des phénomènes qui ont un effet important sur le comportement des sols non saturés, comme l'humidité relative, la tension de surface et la capillarité. Il introduit aussi le concept fondamental de succion.

Le second chapitre traite de la microstructure des sols non saturés. De nombreux aspects du comportement macroscopique ne peuvent être expliqués qu'à la lumière de l'étude de la microstructure. Certaines techniques expérimentales telles que la diffractométrie aux rayons X (DRX), la microscopie électronique à balayage (MEB) et la porosimétrie y sont présentées.

³ Cette introduction a été rédigée en mai 2023.

Le chapitre trois présente les techniques expérimentales spécifiques à l'étude des sols non saturés. On y présente les techniques de contrôle de la succion, comme la technique osmotique et la méthode d'équilibre en phase vapeur, ainsi que les techniques de mesure de la succion comme la méthode du papier filtre et la tensiométrie. Ce chapitre aborde aussi l'intégration de ces techniques dans les appareillages d'essais classiques comme l'œdomètre et le triaxial.

Le quatrième chapitre est dédié au comportement hydromécanique. La première partie de ce chapitre traite de la réponse du sol aux chemins de variation de succion sous contrainte totale constante. La seconde partie aborde la réponse des sols non saturés à des sollicitations mécaniques à succion contrôlée.

Le chapitre cinq concerne les transferts dans les sols non saturés. Il s'agit du transfert d'eau et les lois qui le régissent.

Le sixième chapitre donne un aperçu des approches de modélisation du comportement des sols non saturés. On évoque notamment l'approche basée sur une seule variable de contrainte (contrainte effective généralisée) et l'approche basée sur deux variables indépendantes de contrainte.

Ce manuscrit se distingue par des exercices corrigés à la fin du document qui présentent au lecteur des exemples concrets et lui permettent de manipuler les grandeurs physiques abordées.

On espère que ce manuscrit, même s'il n'a pas la prétention d'être exhaustif, apporte un éclairage sur cette discipline émergente qui est la mécanique des sols non saturés et des connaissances utiles aussi bien aux chercheurs qu'aux ingénieurs praticiens.

Enfin, nous comptons sur votre lecture critique et utilisation avertie de ce document pour assurer son amélioration continue. Nous vous invitons à adresser vos remarques, corrections et suggestions éventuelles au comité de pilotage du réseau unsat-dz⁴.

⁴Contact : copilunsat-dz@gmail.com

Chapitre I. PRINCIPES FONDAMENTAUX

DRAFT

I.1 INTRODUCTION

Le sol non saturé est un système composé de trois phases : gaz, liquide et solide. La phase gazeuse est généralement délimitée par l'espace poreux non occupé par le liquide. La matière à l'intérieur de cet espace poreux peut être n'importe quel gaz, vapeur ou combinaison de ceux-ci. La phase liquide peut être composée d'un seule liquide ou une combinaison miscible ou non miscible de deux liquides ou plus (eau, huile, liquides non aqueux, etc.). La phase solide se compose de grains de sol dont l'origine peut être minérale ou organique, et peut aller des matériaux relativement grossiers tels que le sable ou le gravier à des matériaux fins tels que les limons et les argiles. Dans le reste de ce chapitre, les phases gazeuse, liquide et solide du sol non saturé sont considérées respectivement comme de l'air, l'eau et le constituant solide du sol. L'existence de la phase air rend le comportement des sols non saturé plus compliqué vu les interactions entre les trois phases.

Ce chapitre, expose les concepts fondamentaux relatifs aux propriétés physiques de l'air sec et de l'eau, en mettant l'accent sur les subtilités de la pression de vapeur et de l'humidité relative, tout en examinant la dynamique et les spécificités de l'équilibre des interfaces solide-eau -air, les implications du potentiel hydrique total du sol et la relation entre la teneur en eau et la succion à travers l'étude de la courbe de rétention d'eau.

I.2 PROPRIETES PHYSIQUES DE L'AIR SEC ET DE L'EAU

I.2.1 Densité de l'air sec

La densité de l'air sec est définie comme étant le rapport de la masse d'air par unité de volume (le terme densité ici est utilisé pour décrire en réalité la masse volumique). L'air étant un mélange de différents gaz, sa densité varie légèrement en fonction de sa composition. Pour la plupart des applications pratiques, la densité de l'air sec est généralement calculée en supposant un comportement des gaz parfaits (Eq I-1) :

$$u_{da} V_{da} = \frac{M_{da}}{\omega_{da}} R \cdot T \quad (\text{I-1})$$

Cette loi (Eq I-1) met en relation la température « T », la pression de l'air sec « u_{da} », le volume de l'air sec « V_{da} », la masse de l'air « M_{da} », la masse moléculaire de l'air « ω_{da} » et la constante des gaz parfaits $R=8.314 \text{ J/mol.K}$. Ainsi, la densité de l'air sec est comme suit :

$$\rho_{da} = \frac{M_{da}}{V_{da}} = \frac{u_{da} \omega_{da}}{R \cdot T} \quad (\text{I-2})$$

Selon l'équation I-2, l'augmentation de la pression de l'air, à température constante, conduit à une augmentation de sa densité (Tableau I-1), reflétant la compressibilité de l'air. À l'inverse, une augmentation de la température, à pression constante, entraîne une diminution de la densité de l'air, illustrant les effets de l'expansion thermique.

Les fluctuations fréquentes de température et de pression sont courantes dans les sols non saturés proches de la surface. Ces changements dans la pression de l'air interstitiel en réponse aux fluctuations barométriques sont des mécanismes importants régissant les flux gazeux et la répartition des contraintes dans le sol non saturé.

Tableau I-1: Variation de la densité de l'air sec en fonction de la température. (Lu et Likos, 2004).

Température (K)	$\Delta\rho_{da}(\%)$
263	12.3
273	9.0
283	5.7
293	2.3
300	0.0
303	-1.0
313	-4.3
323	-7.7
Température de référence =300 K	
$\Delta\rho_{da}$: Changement dans la densité de l'air (%)	

I.2.2 Densité de l'eau

La densité de l'eau (ρ_w) est définie comme étant le rapport entre la masse de l'eau et son volume. Dans le contexte des sols non saturés, cette densité est une variable critique, influençant diverses propriétés physiques comme la viscosité et la tension superficielle. Les variations de la densité de l'eau interstitielle ont un impact direct sur le comportement hydromécanique des sols non saturés, en particulier en réaction avec les variations de la température et, dans une moindre mesure, avec la pression.

Par exemple, la densité de l'eau varie avec la température, atteignant un maximum d'environ 1 g/cm³ à environ 4°C, puis diminue en augmentant ou en diminuant la température. À 50°C, la densité de l'eau est de 0,988 g/cm³, soit une réduction de 1,2% par rapport à sa valeur maximale (=1g/cm³ à 4°C), (Lu et Likos, 2004).

Dans de nombreux problèmes de mécanique des sols non saturés, il est souvent nécessaire de prendre en compte les propriétés de l'eau adsorbée, en particulier aux très faibles teneurs en eau (conditions résiduelles) où la majeure partie de l'eau interstitielle existe sous forme de films minces entourant les particules de sol, en particulier dans le cas des sols argileux.

La figure I-1 illustre la variation de la densité de l'eau interstitielle adsorbée en fonction de la teneur en eau, dans le cas d'une montmorillonite sodique très expansive. Selon Martin (1962), Les données montrent que la densité l'eau est supérieure à 1g/cm³ pour des teneurs en eau relativement faibles (environ 0,3 g/g). Dans ce cas, les molécules d'eau sont solvatées autour des ions de surface des

particules d'argile de manière ordonnée et relativement dense. Au fur et à mesure que la teneur en eau augmente et que l'épaisseur du film d'eau adsorbée s'accroît, la densité revient à celle de l'eau libre, (autour de 1 g/cm^3) ; (Martin, 1962).

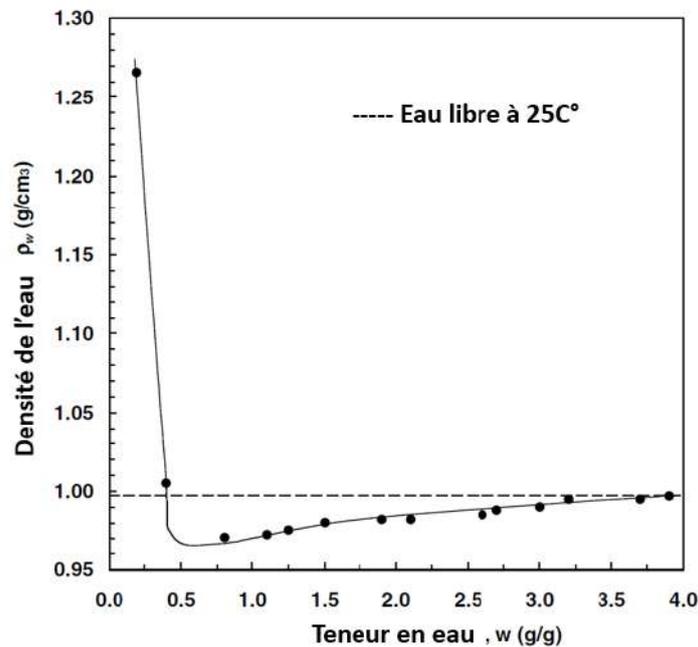


Figure I.1 : Densité de l'eau adsorbée par la montmorillonite sodique en fonction de la teneur en eau. (Martin, 1962).

I.2.3 La viscosité

La viscosité est une propriété qui traduit la capacité d'un fluide donné à résister à l'écoulement. La viscosité dynamique, souvent désignée par μ , a typiquement pour unités N.s/m^2 , Pa.s ou kg/m.s . Une autre unité courante pour la viscosité dynamique est le poise (P), équivalent à 1 daN.s/cm^2 , souvent exprimé en centipoise (cP). La viscosité cinématique, habituellement désignée par « ν », est le rapport de la viscosité dynamique à la densité du fluide (ρ) (Eq I-3)

$$\nu = \frac{\mu}{\rho} \quad (\text{I-3})$$

La viscosité dynamique de l'eau pure à 20°C est d'environ $1,002 \text{ cP}$ (soit $\approx 10^{-3} \text{ N.s/m}^2$), tandis que celle de l'air pur à 20°C est d'environ $0,018 \text{ cP}$ (soit $1,8 \cdot 10^{-5} \text{ N.s/m}^2$). La variable d'état déterminante pour la viscosité de l'air et de l'eau est la température, comme illustré dans la figure I-2. Il est important de noter que la viscosité de l'eau diminue avec l'augmentation de la température, tandis que celle de l'air augmente avec la température. De plus, la viscosité de l'eau est bien plus sensible à la température que celle de l'air.

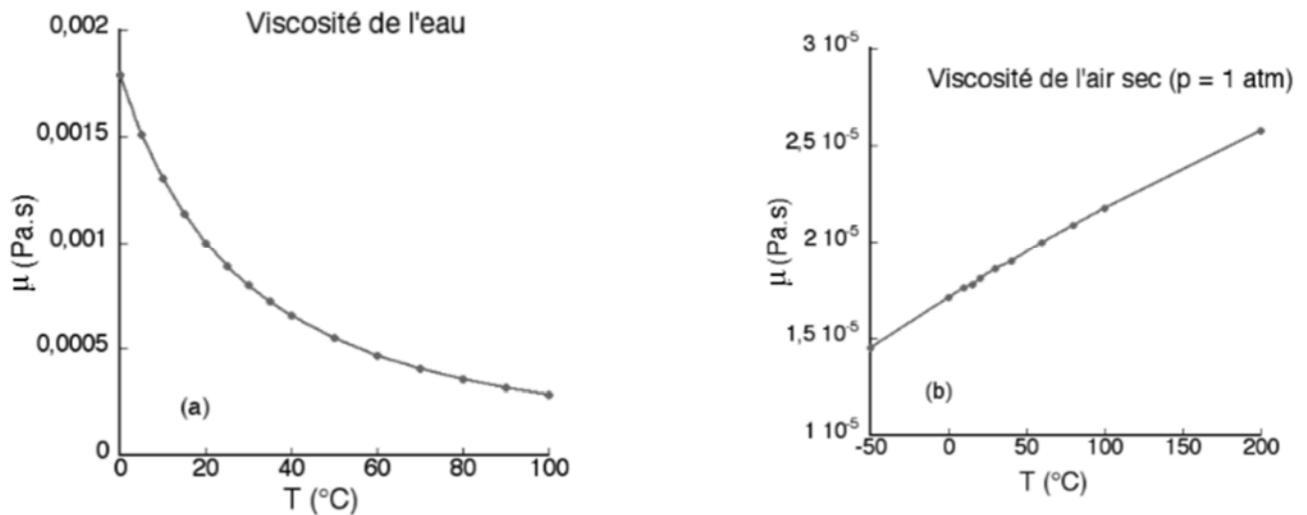


Figure I-2 : Viscosité dynamique de l'air et de l'eau en fonction de la température. (Lucas et Sylvio ; 2017).

La viscosité dynamique de l'eau entre 0 et 150°C peut être exprimée quantitativement à l'aide de la relation empirique suivante (Touloukian et al., 1975):

$$\mu = 10,02 \times 10^{-4} \times e^{\frac{247,8}{T+133,15}} \quad (I-4)$$

De manière similaire, la viscosité dynamique de l'air entre 20 et 50°C peut être exprimée comme suit (Streeter et al., 1997):

$$\mu = 1,7894 \times 10^{-5} \times e^{\frac{726,09}{T+273}} \quad (I-5)$$

Où T est la température exprimée en degrés Celsius.

La viscosité a une influence importante sur les propriétés d'écoulement des gaz et des liquides dans les sols non saturés. Une viscosité élevée entraîne une conductivité relativement faible du liquide ou du gaz et diminue généralement la vitesse d'écoulement. La viscosité de l'eau interstitielle influence également la compressibilité et le comportement rhéologique de l'ensemble du système de sol.

I.3 PRESSION DE VAPEUR ET HUMIDITE RELATIVE

L'humidité relative (H_r) est une mesure essentielle qui décrit l'équilibre thermodynamique entre l'air et l'eau. Elle s'exprime comme le rapport entre la pression de vapeur d'eau partielle (u_v) et la pression de vapeur saturante ($u_{v,sat}$) à une température donnée (Eq I-6), ce qui reflète la quantité de vapeur d'eau présente dans l'air par rapport à la quantité maximale qu'il pourrait contenir à cette même température.

$$H_R(\%) = \frac{u_v}{u_{v, \text{sat}}} \cdot 100\% \quad (\text{I-6})$$

Si H_R atteint 100%, cela signifie que l'air est saturé d'humidité à cette température, tandis qu'un H_R inférieur à 100% indique que l'air est relativement sec par rapport à sa capacité maximale de retenir de l'humidité à cette température.

La pression de vapeur saturante ($u_{v, \text{sat}}$), représente la pression à laquelle l'état gazeux et l'état liquide d'une substance, telle que l'eau, atteignent un équilibre thermodynamique. Elle dépend principalement de la température et donne une idée de la tendance d'un liquide à s'évaporer à une température donnée. De manière similaire, la pression de vapeur partielle (u_v) fait référence à la contribution individuelle de chaque composant gazeux, comme la vapeur d'eau, au sein d'un mélange gazeux. Par exemple, dans l'air, la pression de vapeur partielle de la vapeur d'eau est la part de la pression totale due à la vapeur d'eau. Elle est influencée par la quantité de vapeur d'eau présente et peut varier en fonction des conditions environnementales comme la température.

Dans des situations pratiques où les variations de pression atmosphérique sont négligeables, l'impact de la température sur la pression de vapeur saturante est bien plus significatif. Pour calculer cette dépendance, l'équation de Clausius-Clapeyron peut être utilisée. Cependant, dans la pratique courante, il est souvent préférable de se référer à des relations empiriques, telles que l'équation exponentielle de Tetens (1930) (Eq I-7 et Eq I-7bis). Celle-ci fournit une forme simplifiée exprimant la pression de vapeur saturante de l'eau en fonction de la température, et facilitant ainsi de nombreuses applications.

$$u_{v, \text{sat}} = 0.611 \exp\left(17.27 \frac{T-273.2}{T-36}\right) \quad (\text{I-7})$$

T en Kelvin (K)

$$u_{v, \text{sat}} = 0.611 \exp\left(17.27 \frac{T}{T+273.3}\right) \quad (\text{I-7bis})$$

T en Celsius (°C)

Où $u_{v, \text{sat}}$ est la pression de vapeur saturante (kPa),

I.3.1 Point de rosée

L'humidité relative dans l'atmosphère et dans les pores des sols non saturés est sujette à des variations significatives, oscillant de 0 à 100 % en fonction des cycles jour-nuit et des saisons. Ces variations entraînent fréquemment des transitions de phase, sous forme de condensation et d'évaporation. La condensation survient lorsque l'humidité relative atteint 100 %. Plus précisément, la formation de la

rosée représente la transition de la vapeur d'eau à l'état liquide, tandis que la formation de gel correspond à la transition de l'eau de l'état liquide (ou gazeuse) à l'état solide.

La figure I-3 illustre deux scénarios idéaux pour faciliter la compréhension de la formation de la rosée. Supposons qu'un sol non saturé renferme de l'air défini par un état initial (point A) caractérisé par une température T_0 et une pression de vapeur u_{vA} . La ligne solide de la figure I-3 définit l'état de la pression de vapeur saturante, tel que décrit par l'équation I-7. Puisque le point A se situe en dessous de la ligne de pression de vapeur saturante, l'humidité relative au point A (notée H_{RA}) a une valeur inférieure à 100 %.

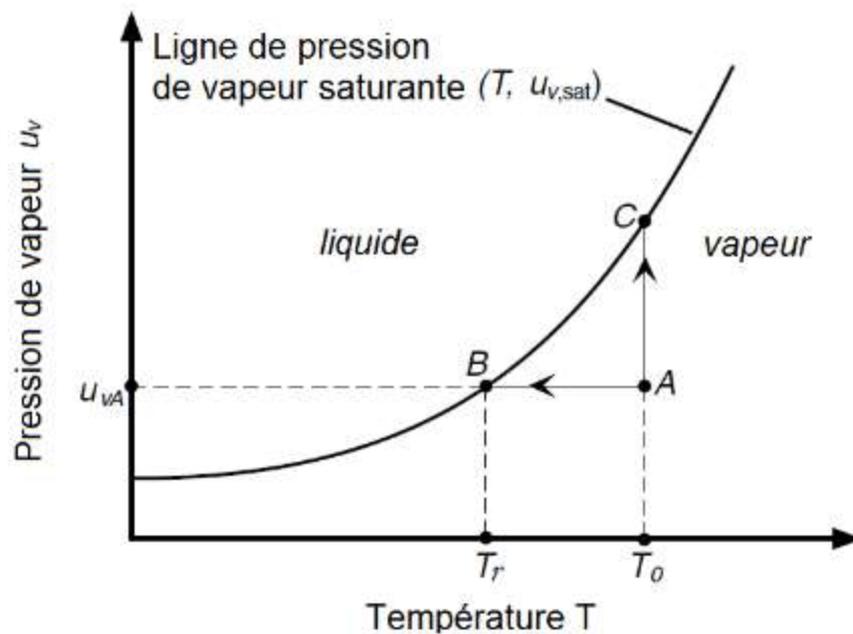


Figure I-3: Mécanisme idéal pour formation de la rosée dans des conditions de pression de vapeur constante (trajet du point A au point B) ou de température constante (trajet du point A au point C), (Lu et Likos, 2004).

Si les conditions environnementales évoluent de manière à maintenir la pression de vapeur constante tout en réduisant la température, une condition d'humidité relative de 100 % survient lorsque la température atteint une valeur critique appelée la température de point de rosée T_d . La température de point de rosée est atteinte lorsque la trajectoire de refroidissement (indiquée par la ligne horizontale du point A au point B) croise la ligne de pression de vapeur saturante. T_d peut être calculée selon l'équation I-8, où u_v est en kiloPascals et T_d en Kelvin.

$$T_d = \frac{36 \ln(u_v) - 4700}{\ln(u_v) - 16.78} \quad (\text{I-8})$$

La formation de la rosée peut également se produire si la température initiale en A reste inchangée, mais la pression de vapeur augmente jusqu'à atteindre la pression de vapeur saturante $u_{v,sat}$ (trajectoire

verticale du point A au point C). La pression à laquelle cela se produit peut être évaluée quantitativement à partir de l'équation I-7.

I.3.2 Densité de l'air humide

Une expression quantitative de la densité d'air humide peut être dérivée en supposant que l'air sec et la vapeur d'eau suivent tous deux un comportement de gaz idéal.

Pour la densité de la vapeur d'eau, la loi des gaz parfaits peut être écrite en termes de pression de vapeur u_v , de masse molaire de la vapeur d'eau ω_v , de pression de vapeur saturée $u_{v,sat}$, ou de densité de vapeur saturée $\rho_{v,sat}$, ainsi que de l'humidité relative H_R de la manière suivante (Eq I-9):

$$\rho_v = \frac{u_v \omega_v}{R.T} = \frac{u_{v,sat} \cdot \omega_v}{R.T} H_R = \rho_{v,sat} \cdot H_R \quad (I-9)$$

L'air humide étant composé à la fois d'air sec et de vapeur, la pression de l'air sec u_{da} est égale à $(u_a - u_v)$, où u_a est la pression totale ou absolue de l'air. En conséquence, la densité de l'air humide ($\rho_{a, \text{hum}}$) peut s'écrire comme la somme de la densité de l'air sec et de la vapeur d'eau, comme suit (Eq I-10):

$$\rho_{a, \text{hum}} = \frac{u_v \omega_v + (u_a - u_v) \omega_{da}}{R.T} \quad (I-10)$$

et par simplification (en faisant intervenir les équations I-09 et I-10), on obtient :

$$\rho_{a, \text{hum}} = \rho_{da} - \left(\frac{\omega_{da}}{\omega_v} - 1 \right) \rho_v \quad (I-11)$$

Où ρ_{da} est la densité de l'air sec à la même température et à la même pression que l'air humide.

L'équation (I-11) indique que la densité de l'air humide peut être calculée pour n'importe quelles conditions de température et de pression, à condition que la densité de l'air sec et la densité de la vapeur d'eau soient connues.

En substituant les équations (I-7) et (I-9) dans l'équation (I-10), la densité de l'air humide peut être réécrite comme suit (Eq I-12):

$$\rho_{a, \text{hum}} = \rho_{da} - \left(\frac{\omega_{da}}{\omega_v} - 1 \right) \rho_{v, \text{sat}} H_R \quad (I-12)$$

Où

$$\rho_{a, \text{hum}} = \frac{u_{da} \omega_{da}}{R.T} - 0.611 \left(\frac{\omega_{da}}{\omega_v} - 1 \right) \exp \left(17.27 \frac{T-273.2}{T-36} \right) \frac{\omega_v H_R}{R.T} \quad (I-13)$$

T en Kelvin (K)

ou encore :

$$\rho_{a, \text{hum}} = \frac{u_{da} \omega_{da}}{R.T} - 0.611 \left(\frac{\omega_{da}}{\omega_v} - 1 \right) \exp \left(17.27 \frac{T}{T+273.3} \right) \frac{\omega_v H_R}{R.T} \quad (I-13\text{bis})$$

T en degré Celsius (°C)

Ce qui permet de définir complètement la densité de l'air humide en fonction de la température, de la pression totale de l'air et de l'humidité relative.

Ainsi, on peut déduire les points suivants :

- Plus la pression atmosphérique est élevée, plus la densité de l'air est élevée,
- Plus l'humidité relative est élevée, plus la densité de l'air est faible.

I.4 EQUILIBRE INTERFACIAL

I.4.1 Solubilité de l'air dans l'eau

La solubilité des gaz dans l'eau est un concept fondamental en chimie et aussi en sciences de la Terre. Elle se réfère à la capacité d'un gaz à se dissoudre dans l'eau pour former une solution. Cette propriété est influencée par plusieurs facteurs, dont la pression, la température et la nature du gaz ainsi que celle du solvant, en l'occurrence l'eau. Les gaz peuvent se dissoudre dans l'eau en suivant la loi de Henry (Eq I-14), qui établit une relation entre la pression partielle du gaz dans la phase gazeuse et la quantité de gaz dissous dans l'eau à une température donnée.

$$\frac{M_i/\omega_i}{V_l} = K_{Hi}u_i \quad (\text{I-14})$$

Où M_i est la masse du gaz i , ω_i est la masse moléculaire du gaz i , V_l est le volume de liquide, u_i est la pression partielle du gaz i et K_{Hi} est la constante de la loi de Henry pour la dissolution du gaz i dans le liquide considéré.

La constante de la loi de Henry est couramment exprimée en unités de concentration massique par unité de pression. Plus la valeur de K_H est grande, plus le gaz est soluble, et vice versa.

La figure I-4 illustre deux principes importants concernant la dissolution des gaz dans les liquides, dans ce cas, l'air dans l'eau. Ces principes sont :

- La quantité relative d'un gaz composant qui se dissout dans le liquide est proportionnelle à la concentration relative de cette espèce présente dans la phase gazeuse. Selon la loi de Dalton, indiquant que la pression totale d'un mélange de gaz est la somme des pressions partielles de chaque constituant gazeux (u_i) dans le mélange (Eq I-15).

$$u_a = \sum u_i = u_{O_2} + u_{N_2} + \dots \quad (\text{I-15})$$

La concentration relative de l'air peut être décrite par l'équation (Eq I-16).

$$\frac{M_{O_2}/\omega_{O_2} + M_{N_2}/\omega_{N_2} + \dots}{V_l} = K_{HO_2}u_{O_2} + K_{HN_2}u_{N_2} + \dots = K_{Ha}u_a \quad (\text{I-16})$$

On note que puisque l'air est composé principalement d'azote (78 %) et d'oxygène (21 %), la quantité d'azote (N_2) dissoute dans l'eau sera prépondérante par rapport à celle de l'oxygène (O_2), (Figure I-4a).

- La quantité totale d'espèces dissoutes dans la phase liquide est proportionnelle à la pression totale de la phase gazeuse. Cela est illustré par la figure I-4b, qui représente une augmentation de la pression par rapport à l'état initial de la figure I-4a, grâce à une plus grande force de piston F_2 . Par conséquent, davantage de N_2 et de O_2 sont dissous dans la phase liquide.

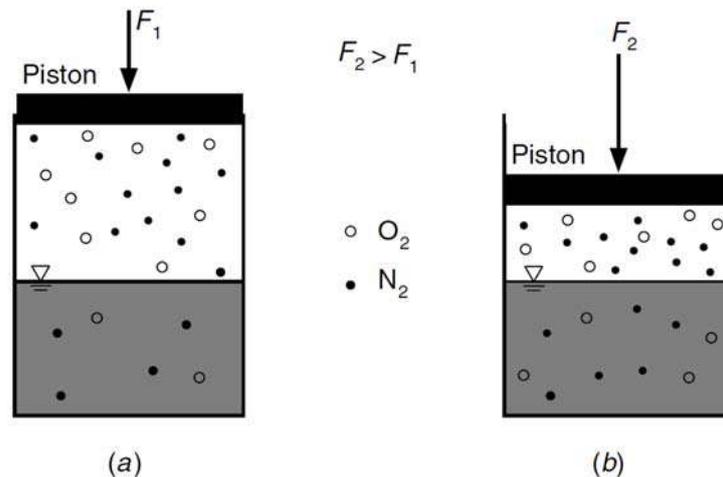


Figure I-4: Mécanisme de dissolution des composants de l'air (N₂ et O₂) sous deux pressions différentes. (Lu et Likos, 2004).

La constante de la loi de Henry peut varier considérablement avec la température, diminuant généralement à mesure que la température augmente. Ainsi, moins de gaz est soluble dans l'eau. Le tableau I-2 donne des valeurs de la constante de Henry en fonction de la température pour les trois constituants majeurs de l'air : l'azote (N₂), l'oxygène (O₂) et le dioxyde de carbone (CO₂).

Tableau I-2: Constante de Henry pour différents gaz constituant l'air en fonction de la température sous une pression totale de 1 bar. (Pagenkopf, 1978).

Température (°C)	Constante de Henry K_H (M/bar)		
	N ₂	O ₂	CO ₂
0	1.05×10^{-3}	2.18×10^{-3}	7.64×10^{-2}
5	9.31×10^{-4}	1.91×10^{-3}	6.35×10^{-2}
10	8.30×10^{-4}	1.7×10^{-3}	5.33×10^{-2}
15	7.52×10^{-4}	1.52×10^{-3}	4.55×10^{-2}
20	6.89×10^{-4}	1.38×10^{-3}	3.92×10^{-2}
25	6.40×10^{-4}	1.26×10^{-3}	3.39×10^{-2}
30	5.99×10^{-4}	1.16×10^{-3}	2.97×10^{-2}

I.4.2 Cavitation de l'eau

La cavitation comme un phénomène diphasique résulte de la rupture du milieu continu de liquide sous l'effet de contraintes excessives. Par ce dernier terme, on sous-entend la notion de seuil à partir duquel la cohésion du liquide ne peut plus être assurée. Ce seuil est lié à la température et à la pression du fluide. C'est donc un phénomène thermodynamique. Ainsi, la cavitation peut être vue comme étant le processus de formation de vapeur à l'intérieur d'un liquide lorsque la pression absolue descend en dessous de la pression de vapeur.

Selon le diagramme thermodynamique des phases pour l'eau (Figure I-5). L'eau peut exister sous trois phases : solide (glace), liquide (eau) et gazeuse (vapeur d'eau). La limite entre l'état liquide et l'état vapeur est appelée *courbe de vaporisation* (représentée par la trajectoire a b). La limite entre l'état solide et l'état liquide (trajectoire ac) est appelée *courbe de fusion*. La limite entre l'état solide et l'état vapeur (trajectoire ad) est appelée *courbe de sublimation*. Le point triple (a) représente les conditions où les états solide, liquide et gazeux coexistent. Pour l'eau, ce point triple se situe à 273,2 K (0 degré Celsius) et à une pression de 0,61 kPa.

La cavitation décrit le processus de déplacement le long de la courbe de vaporisation, passant de l'état liquide à l'état gazeux. Cela se produit lorsque la pression diminue le long d'une trajectoire idéale de cavitation à température constante, comme illustré dans la figure I-5.

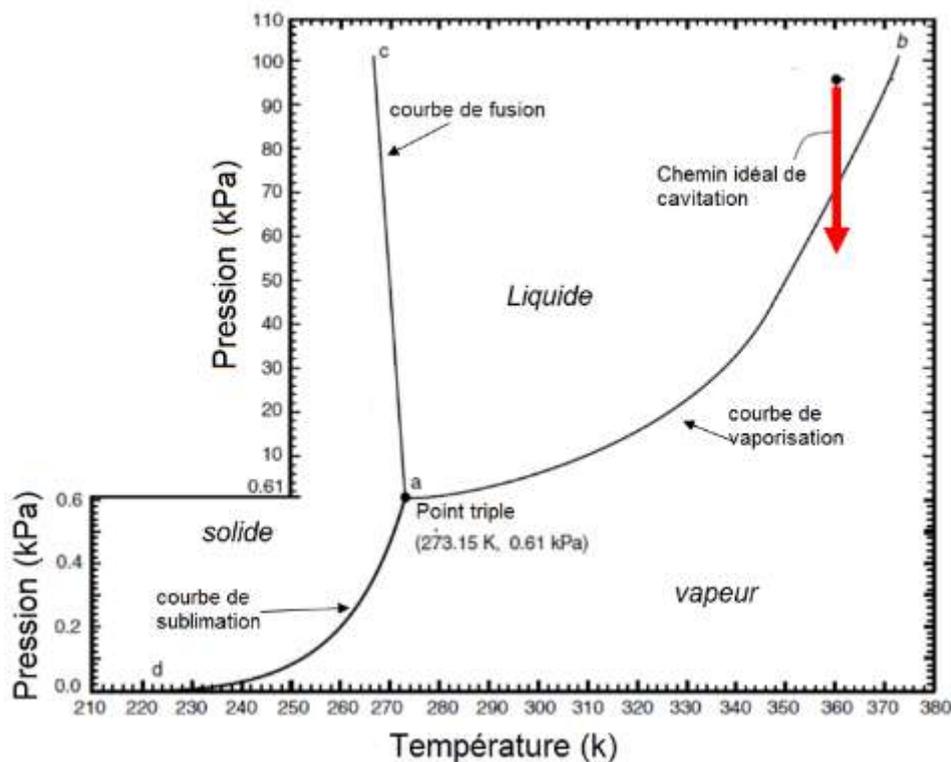


Figure I-5 : Diagramme des phases d'une eau pure. Représentation du chemin idéal de cavitation, (Lu et Likos, 2004).

Il est important de noter que la nucléation (*action d'apparition de nouveau domaine d'une nouvelle phase dans une phase homogène*) des bulles de vapeur n'a pas nécessairement lieu dès que la courbe de vaporisation est traversée. À la place, on pénètre dans une zone liquide métastable où le liquide est sous tension. La transformation du liquide en vapeur se produit lorsque le seuil de traction limite de l'eau est dépassé (Lu et Likos, 2004).

I.4.3 Diffusion de l'air dans l'eau

La vitesse à laquelle l'air se déplace à travers l'eau est régie par la loi de Fick (Eq I-17). Cette loi stipule que la vitesse de transfert d'une masse de matière à travers une surface donnée est directement proportionnelle au coefficient de diffusion (D) et au gradient de concentration ∇C . Plus précisément, dans le cas de l'air se diffusant à travers l'eau, la différence de concentration correspond à la différence de densité entre l'air libre et l'air dissous dans l'eau. À température constante, la densité de l'air est fonction de la pression atmosphérique (Eq I-1).

$$J = -D \cdot \nabla C \quad (\text{I-17})$$

Une augmentation de la pression de l'air libre crée une différence de pression entre l'air libre et l'air dissous dans l'eau, ce qui agit comme un moteur pour pousser l'air de l'extérieur vers l'intérieur de l'eau. Les gaz qui composent l'air se diffusent individuellement dans l'eau. Les coefficients de diffusion (D) de chaque composant à travers l'eau sont répertoriés dans le Tableau I-3. Les gaz combinés qui forment l'air se dissolvent dans l'eau à une vitesse d'environ $2,0 \times 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$ (U.S. Research Council, 1933).

Une étude menée par (Barden et Sides, 1967), sur le coefficient de diffusion de l'air à travers la phase aqueuse de l'argile saturée et compactée, a montré que ce coefficient de diffusion semble diminuer avec la réduction de la teneur en eau du sol. Le coefficient de diffusion de l'air à travers l'eau dans un sol semble aussi visiblement distinct du coefficient de diffusion de l'air à travers de l'eau libre.

Tableau I-3: Coefficient de diffusion de certains gaz dans l'eau (Kohn, 1965).

Gaz	Température T(°C)	D(m ² /s)
CO ₂	20	1.7 x 10 ⁻⁹
N ₂	22	2,0 x 10 ⁻⁹
H ₂	21	5.2 x 10 ⁻⁹
O ₂	25	2,92 x 10 ⁻⁹

I.5 INTERFACE EAU-AIR-SOLIDE

I.5.1 Tension superficielle

Du point de vue moléculaire, une molécule à l'intérieur de la masse d'eau est en équilibre puisque toutes les forces d'attraction (de Van der Waals) et les forces électrostatiques (attraction ou répulsion) qui agissent sur cette molécule ont une résultante nulle (Figure I-6.a). Dans le cas d'une molécule sur l'interface (eau-air), celle-ci est soumise à une résultante non nulle à cause des forces d'attraction des molécules à l'intérieur de l'eau. Cette résultante des forces en chaque point est perpendiculaire à l'interface et orientée vers l'intérieur de l'eau. Pour l'équilibrer, une tension superficielle "Ts" se produit le long de l'interface (Figure I-6.b). L'intensité de cette tension dépend de la nature des deux

milieux qui se trouvent de part et d'autre de l'interface, mais elle dépend également des paramètres qui influent sur les forces d'interaction moléculaire, notamment la température. On peut définir la tension superficielle comme la force par unité de longueur avec laquelle la surface du liquide tend à se contracter. Sa valeur pour l'eau à 20°C est $T_s=72,75 \cdot 10^{-3}$ N/m. Physiquement, cette tension superficielle se traduit par le phénomène de « capillarité ».

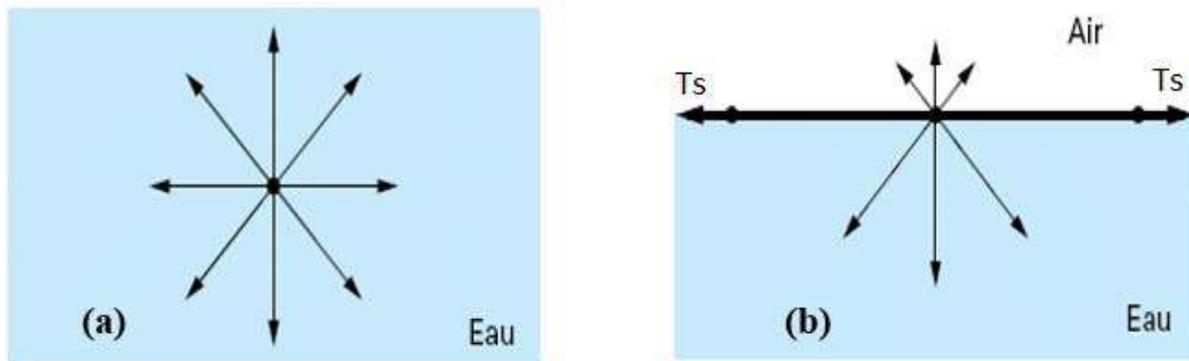


Figure I-6 : Actions des forces sur une molécule d'eau; (a) au sein d'une molécule d'eau, (b) à l'interface eau-air (Delage et Cui, 2000).

I.5.2 Angle de contact

L'angle de contact « α » est une propriété intrinsèque dans les systèmes solide-liquide-gaz, définissant l'angle entre une ligne tangente à l'interface air-eau et l'interface eau-solide. Dans le cas d'une interaction mouillante (Figure I-7a), l'angle de contact varie de 0° à 90° , tandis que les interactions non-mouillantes (Figure I-7b) ont des angles de contact de 90° à 180° .

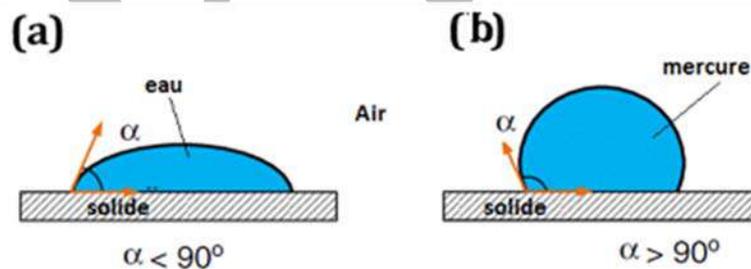


Figure I-7: Mouillabilité et angle de contact.

L'angle de contact a un impact significatif sur la géométrie des interfaces solide-liquide-gaz et sur le comportement physique du système. Par exemple, dans un tube capillaire rempli d'eau, un angle de contact entraîne une montée capillaire, tandis qu'un angle de contact dans un tube capillaire rempli de mercure, provoque une dépression capillaire. Il existe plusieurs valeurs possibles pour l'angle de contact dans un tube capillaire (Figure I-8), résumées comme suit :

1. $\alpha = 0$: une surface parfaitement mouillante, commune dans la plupart des sols pendant le séchage.

2. $0 < \alpha < 90$: une surface partiellement mouillante, typique lors de l'humidification des sols avec l'eau, avec des angles allant jusqu'à 65° (Kumar and Malik, 1990).
3. $\alpha = 90$: une surface neutre, où aucune montée ni dépression capillaire ne se produit.
4. $90 < \alpha < 180$: une surface partiellement répulsive, souvent observée à des températures élevées, comme après des incendies des forêts.

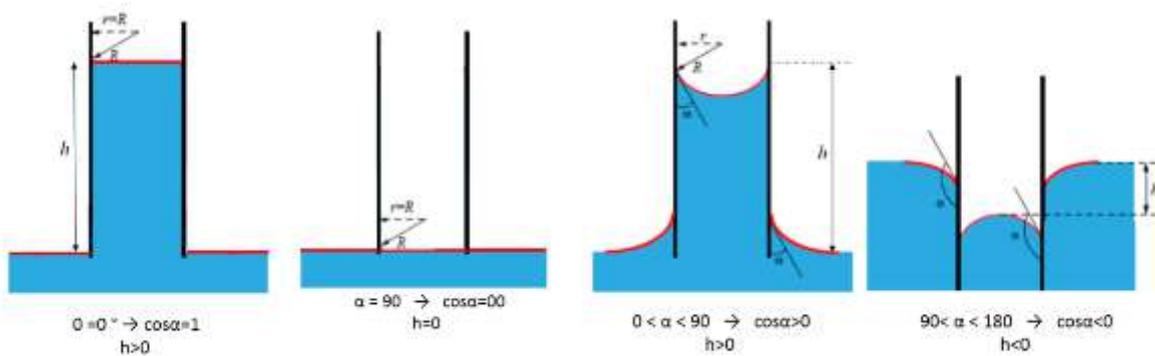


Figure I-8: Illustration de la capillarité en fonction de l'angle de contact.

I.5.3 Capillarité

La capillarité est souvent illustrée par le schéma de la figure I-9 décrivant la remontée capillaire (h) de l'eau dans un tube de petit rayon (r), plongé dans un récipient contenant de l'eau. La relation entre le rayon de courbure du ménisque sphérique eau-air dans le tube et la différence de pression entre l'air et l'eau est donnée par la loi de Laplace:

$$u_a - u_w = \frac{2T_s}{R} \quad (\text{I-18}).$$

$$\text{avec } R = \frac{r}{\cos \alpha} \quad (\text{I-19})$$

u_a et u_w : respectivement les pressions d'air et d'eau ,

T_s : la tension de surface eau-air ,

α : l'angle de raccordement entre le ménisque et le solide,

R : le rayon du ménisque,

r : le rayon du tube capillaire

En écrivant l'équilibre entre les forces capillaires et l'action de la gravité sur le liquide, correspondant au poids de la colonne d'eau de hauteur « h », on obtient la hauteur de la remontée capillaire dans le tube :

$$h_c = \frac{2T_s}{\gamma_w r} \cos \alpha \quad (\text{I-20})$$

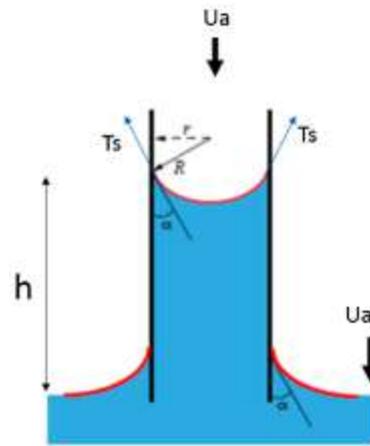


Figure I-9 : Phénomène de capillarité.

Dans un système triphasique, comme les sols non saturés, les particules solides sont de diverses dimensions. Un modèle simplifié constitué de deux sphères de même diamètre (Figure I-10), peut être adopté. La phase eau est localisée au point de contact entre les deux sphères sous forme d'un ménisque de rayon « r_2 ». La pression capillaire peut être exprimée par la loi de Laplace comme suite :

$$u_a - u_w = T_s \left(\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right) \quad (\text{I-21})$$

avec r_1 le rayon de la partie concave du ménisque.

Dans le cas de particules de différents diamètres, le calcul de la pression capillaire deviendra plus compliqué (Soulié 2005, Taïbi et al., 2009, Duriez et Wan, 2016).

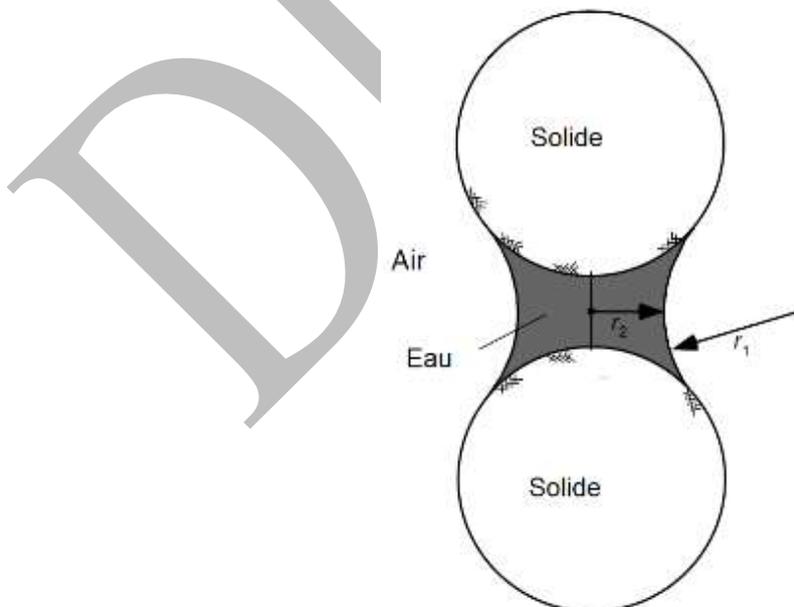


Figure I-10 : Représentation géométrique du ménisque entre deux grains de même diamètre.

Dans les sols, la capillarité induit deux phénomènes majeurs :

- Phénomène hydrique représenté par la capacité de rétention d'eau de la part du squelette du sol, régie par la loi de Laplace.
- Phénomène mécanique représenté par les forces de cohésion intergranulaire générées par la capillarité (Figure I-11) .

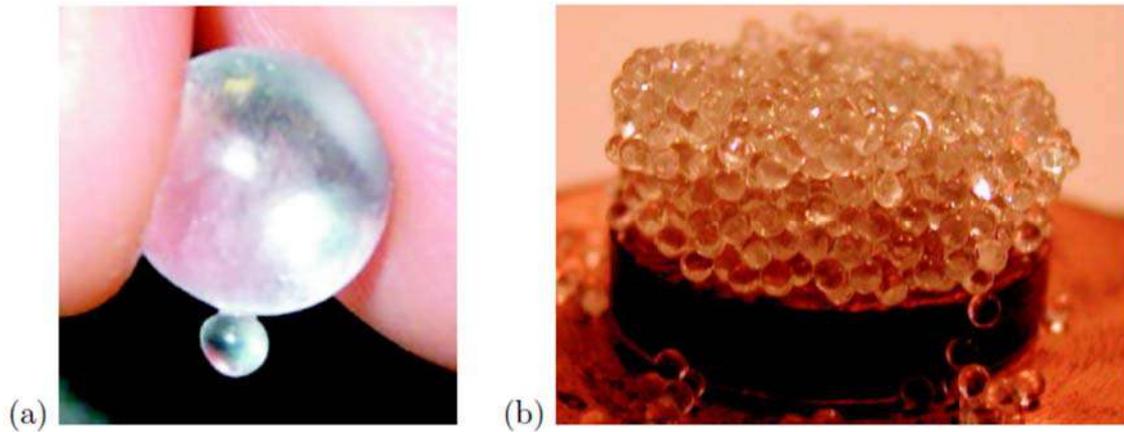


Figure I-11: Effets de la cohésion par capillarité : (a) billes de verre liées par un pont liquide constitué d'eau, (b) échantillon composé de billes de verre de 1, 5 mm de diamètre maintenues par des ponts liquides constitués d'eau. (Soulié, 2005).

I.6 POTENTIEL HYDRIQUE TOTAL DU SOL ET SES COMPOSANTS

I.6.1 Potentiel hydrique

Le potentiel hydrique du sol est l'énergie potentielle de l'eau interstitiel du sol par rapport à celle de l'eau dans un état de référence standard. Par convention, cet état est défini par :

- Une eau pure
- La valeur de la pression régissant le système est la pression atmosphérique,
- Une température identique à l'eau interstitielle du sol

L'importance et la direction des mouvements de l'eau dans le sol sont régies essentiellement par les différences d'énergie potentielle de l'eau, celle-ci ayant naturellement tendance à se déplacer d'un point où l'énergie potentielle est élevée vers un point d'énergie plus basse, afin de se mettre en équilibre avec son voisinage. À l'équilibre, il n'y a pas de flux d'eau.

On peut rapporter cette énergie à l'unité de masse, de volume ou de poids et on parle alors du potentiel sol-eau qui exprime l'énergie potentielle spécifique de l'eau du sol par rapport à celle de l'eau libre qui est prise comme référence notée " ψ_t ".

Dans le cas où l'énergie potentielle totale de l'eau du sol est rapportée à l'unité de poids de liquide, ce qui lui confère les dimensions d'une longueur. Le potentiel total est appelé charge hydraulique " H_t ".

I.6.2 Composants du potentiel hydrique

Le potentiel hydrique total est constitué essentiellement par la somme de quatre composantes : le potentiel gravitationnel, " ψ_z ", le potentiel de pression " ψ_p " le potentiel matriciel " ψ_m " et le potentiel osmotique " ψ_π ". Le potentiel hydrique total " ψ_t " peut donc s'écrire :

$$\psi_t = \psi_z + \psi_p + \psi_m + \psi_\pi \quad (\text{I-22})$$

- Le potentiel gravitaire (ψ_z) est dû à l'action des forces de la pesanteur ; il peut être évalué simplement par l'équation I-23 :

$$\psi_z = \gamma_w \cdot \Delta h \quad (\text{I-23})$$

où Δh est la hauteur considérée par rapport à un niveau de référence.

- Le potentiel de pression (ψ_p) est le potentiel de l'eau causé généralement par les pressions extérieures.
- Le potentiel matriciel (ψ_m) est le potentiel de l'eau causé généralement par des facteurs physiques comme le phénomène de capillarité et les forces d'adsorption
- Le potentiel osmotique (ψ_π) et le potentiel dû à la présence de solutés dans l'eau interstitielle à différentes concentrations.

I.6.3 Notion de succion

Le potentiel hydrique d'un sol est fréquemment nommé succion. Cette notion a été initialement introduite par les agronomes pour l'étude des interactions plantes-sol. L'utilisation de la notion de succion pour expliquer le comportement mécanique des sols non saturés a été introduite pour la première fois par le « Road Research Laboratory » au Royaume Uni ([Crony et Coleman, 1948](#) cités par [Fredlund et Rahardjo, 1993](#)).

[Richards \(1974\)](#) a énuméré deux composantes de la succion dans les sols non saturés, à savoir : la succion matricielle (s_m) due au potentiel matriciel (ψ_m) et la succion osmotique (s_π) due au potentiel osmotique (ψ_π). La succion totale (s) du sol peut être vue comme la somme des deux composantes (Eq I-24).

$$S = S_m + S_\pi \quad (\text{I-24})$$

Une fois que le système sol-eau est en équilibre avec la vapeur d'eau du milieu ambiant, le potentiel hydrique du sol peut être exprimé en fonction de l'humidité relative H_r (Eq I-6), via l'équation de Kelvin, comme suit:

$$S = \frac{RT\gamma_w}{\omega_v g} \ln(H_R) = \frac{RT\gamma_w}{\omega_v g} \ln\left(\frac{u_v}{u_{v,sat}}\right) \quad (I-25)$$

Où : S est la succion totale (kPa); H_R humidité relative (%); u_v : pression partielle de la vapeur d'eau (kPa); $u_{v,sat}$: pression de vapeur saturante (kPa); ω_v masse molaire de la vapeur d'eau (kg/mol); g accélération de la pesanteur (m^2/s); R constante des gaz parfaits(J/mol.K) ; T température en Kelvin (K)

I.6.3.1 Succion matricielle

La succion matricielle (S_m) représente la capacité de rétention d'eau au sein du squelette solide du sol. Elle fait intervenir les effets capillaires et d'adsorption.

Les phénomènes d'adsorption de surface sont particulièrement importants pour les minéraux argileux. L'adsorption de surface résulte des surfaces chargées négativement des particules d'argile (figure I-12) (Mitchell, 1993). Les forces électriques relativement puissantes autour des particules d'argile attirent fortement les molécules d'eau. Ces forces mises en jeu sont de type hydrogène, liées à l'hydratation des cations du sol. Ces phénomènes constituent la succion d'adsorption.

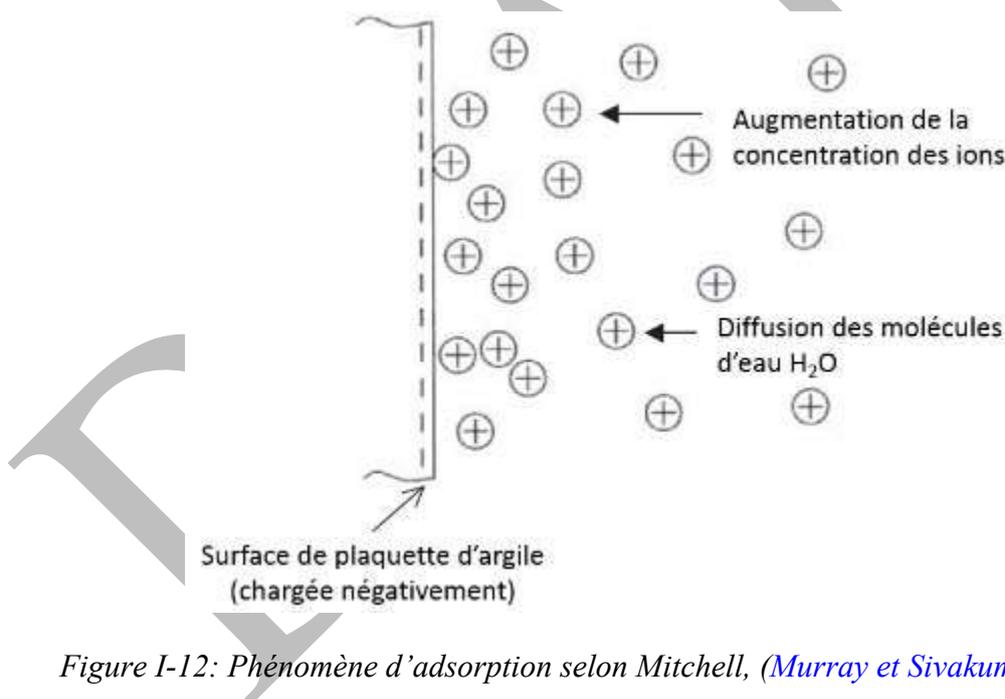


Figure I-12: Phénomène d'adsorption selon Mitchell, (Murray et Sivakumar, 2010).

Donc, la succion matricielle peut être vue comme étant la résultante de la contribution de la succion capillaire et la succion d'adsorption. Elle peut être considérée comme étant la composante dominante dans la succion totale. Selon Alonso et al., 1987, le comportement hydromécanique d'un sol non saturé est principalement contrôlé par la succion matricielle.

I.6.3.2 Succion osmotique

La succion osmotique (s_π) est la capacité de rétention d'eau par les sels présents sous forme dissoute dans l'eau interstitielle. Elle est due à la différence de concentration en sels dans l'eau interstitielle entre deux endroits différents. L'effet d'osmose peut être schématisé par la figure I-13 où deux réservoirs sont séparés par une membrane semi-perméable, ne laissant passer que les molécules d'eau. L'un des réservoirs contient une solution d'une concentration donnée et le deuxième réservoir contient de l'eau pure. Du fait de la différence des concentrations, l'eau pure a tendance à migrer vers la solution saline jusqu'à l'équilibre des concentrations, ce qui résulte en une élévation du niveau de la solution d'une hauteur H . La pression P qu'il faut appliquée pour maintenir le niveau des deux liquides constant, comme dans l'état initial, est appelée succion osmotique s_π .

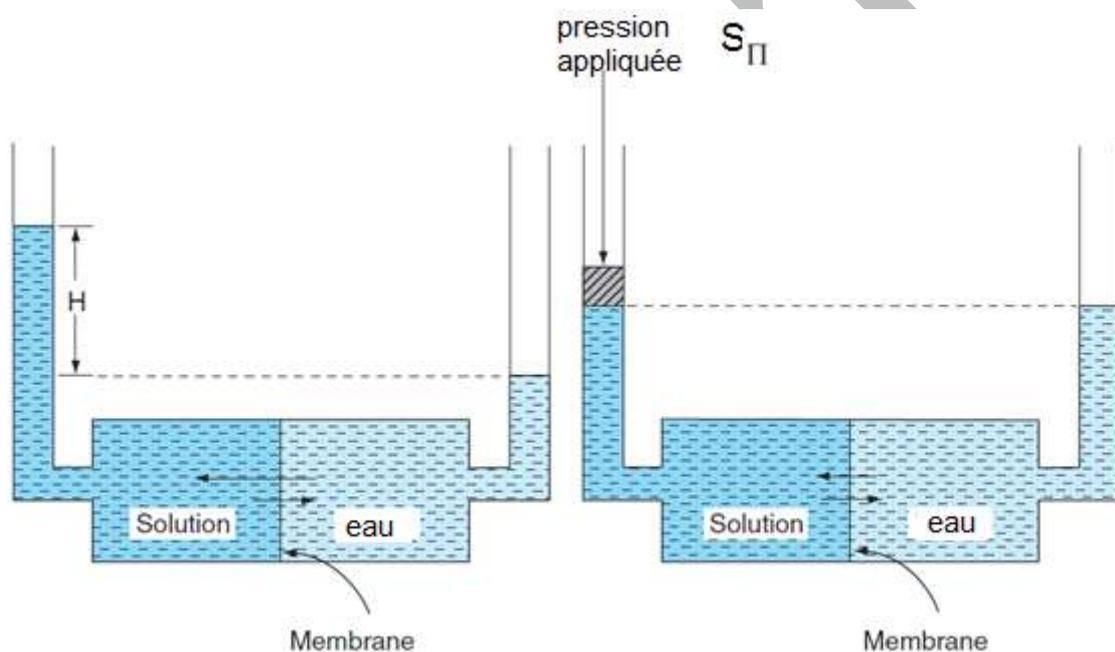


Figure I-13 : Schématisation du phénomène d'osmose et de la succion osmotique. (Hillel, 2003).

La succion osmotique peut être exprimé aussi par la relation (I-26) ci-dessous :

$$S_\pi = M \cdot R \cdot T \quad (\text{I-26})$$

Avec : M la concentration molaire totale (mol/l), R la constante des gaz parfaits (J/mol.K), T la température absolue (K).

I.7 RELATION TENEUR EN EAU – SUCCION : NOTION DE LA COURBE DE RETENTION

I.7.1 Définitions et allures

La relation entre la succion et la teneur en eau contenue dans le sol est représentée par la courbe de rétention. Elle est appelée aussi courbe caractéristique sol-eau. Elle exprime les variations de la teneur en eau en fonction de la succion. Elle définit aussi la capacité du sol à emmagasiner et à libérer l'eau.

Elle est déterminée en soumettant un échantillon de sol à des paliers de succion croissantes provoquant un drainage (séchage) ou décroissantes induisant une humidification (mouillage).

La courbe de rétention est utilisée pour estimer les fonctions de perméabilité et de contraintes de cisaillement, qui sont essentiellement utilisées pour la modélisation du comportement des sols non saturés (Fredlund et Rahardjo, 1993; Barbour, 1999). Les courbes de rétention d'eau sont obtenues en rapportant les valeurs de teneur en eau dans un diagramme semi logarithmique où l'axe des abscisses représente le logarithme décimal de la succion et l'axe des ordonnées la teneur en eau. On peut également les représenter en rapportant le degré de saturation en ordonnée, ce qui permet d'observer la valeur de la succion de désaturation, qui n'est pas nécessairement nulle.

Les paramètres qui permettent de caractériser, à première vue, la courbe de rétention d'un sol, sont le point d'entrée d'air et les teneurs en eau à saturation (w_s) et résiduelle (w_r), qui seront définis dans les paragraphes plus bas.

- **La succion d'entrée d'air** : Un sol fin saturé dont tous les pores ont des dimensions capillaires reste saturé aussi longtemps que le pore le plus gros (de rayon équivalent à r_{max}) est rempli d'eau. Les pores ne se vident que si on applique une succion supérieure à la pression de l'eau dans le pore de rayon r_{max} . Cette succion est appelée succion d'entrée d'air notée " S_e " comme illustré sur la figure I-14 et exprimée par la relation I-27.

$$S_e = \frac{2T_s \cos \alpha}{r_{max}} \quad (I-27)$$

Où : r_{max} rayon du pore le plus gros (m) , T_s tension de surface eau-air (N/m), α angle de contact (en degré).

Cette succion d'entrée d'air correspond à la vidange des pores de plus grands diamètres (Dane et Topp, 2002). Une fois (S_e) est atteinte, et au fur et à mesure que la succion croit, la quantité d'eau en écoulement devient de plus en plus importante et d'avantage de pores de diamètres de plus en plus petits se vident.

- **L'indice de distribution de la dimension des pores**: C'est la pente de la portion linéaire du drainage (Figure I-14). L'extrapolation de cette ligne droite jusqu'à teneur en eau de saturation donne la valeur de la pression d'entrée d'air (Brooks et Corey, 1966). Selon Rogowski, 1971 et 1972, la succion d'entrée d'air peut être déterminée à une teneur en eau (w_{ea}) inférieure à la teneur en eau à saturation (w_s) comprise entre $0.8w_s$ et w_s . Pour une première approximation, (w_e) peut être prise égale à $0.9w_s$.

• **La teneur en eau résiduelle w_r** : Lorsque le drainage est assez poussé, la pente de la courbe caractéristique de rétention commence à tendre vers une valeur asymptotique. De la même manière, selon [Fredlund et Xing, 1994](#), l'intersection de cette asymptote avec la pente de la portion linéaire nous permet de définir la valeur de "**la teneur en eau résiduelle w_r** ", (Figure I-14). La teneur en eau résiduelle correspond au point où la phase liquide est désormais discontinue ([Brooks and Corey, 1966](#)).

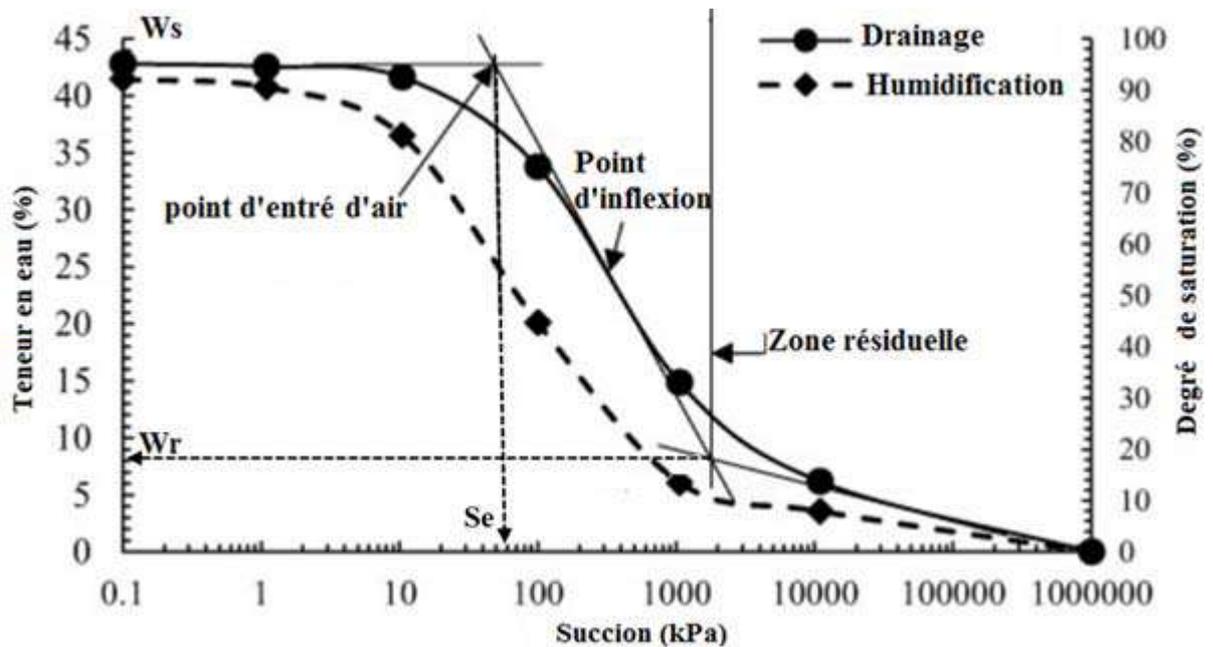


Figure I-14 : Courbe de rétention typique d'un sol sur chemin de drainage humidification.

I.7.2 Facteurs influant sur la courbe de rétention

I.7.2.1 Texture du sol

[Gardner \(1958\)](#) ainsi que [Brooks et Corey \(1966\)](#) ont constaté que, dans les matériaux ayant une granulométrie assez serrée, les pentes de la portion linéaire de la courbe de rétention sont raides, tandis que les matériaux à granulométrie étalée présentent des pentes plus douces. La courbe de rétention est fortement influencée par la texture des sols. Généralement, les sols fins, comme les argiles et les limons présentent des teneurs en eau de saturation et des succions d'entrée d'air plus élevées que les sols grenus (Figure I-15).

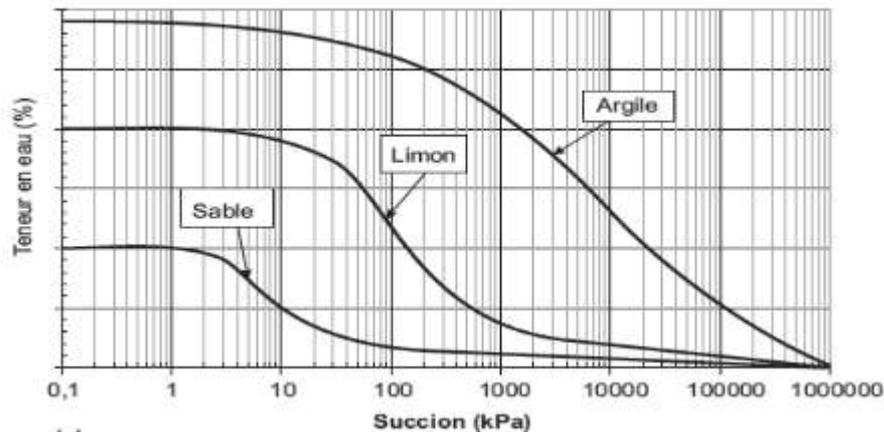


Figure I-15 : Courbes de rétention pour différents types de sols : Influence de la texture sur la courbe de rétention (Fredlund et al., 2012).

Pour les courbes de rétention d'eau, la pression d'entrée d'air et la succion résiduelle (S_r) d'un sol diminuent lorsque D_{10} augmente (D_{10} : le diamètre correspondant à un tamisât de 10%). Pour cette raison, le sable possède une valeur de pression d'entrée d'air plus faible que celle d'une argile (Hong Yang et al., 2004).

La courbe de rétention du sol peut être aussi évaluée à partir de la courbe granulométrique. Dans ce cadre, quelques méthodes ont été développées (par exemple, Gupta et Larson, 1979; Kovács, 1981; Arya et Paris, 1981; Haverkamp et Parlange, 1986; Fredlund et al., 1997; Aubertin et al., 2003).

1.7.2.2 La température

L'effet de la température sur les courbes de rétention d'eau revêt une grande importance dans de nombreuses applications du génie environnemental. Des domaines tels que le stockage de chaleur, les infrastructures énergétiques et le confinement des déchets radioactifs nécessitent une compréhension approfondie de ces variations thermo-hydriques pour anticiper les évolutions des sites sur le plan thermo-hydro-mécanique (Bénet et al., 1985 ; Saix, 1987 ; Laloui et al., 2003 ; Romero et al., 2001 ; Olchitsky, 2002 ; Tang, 2005 ; Salager et al., 2006).

Une première étude significative réalisée par Gardner (Gardner, 1958) sur divers sols grenus a révélé qu'à saturation constante, la succion diminue avec l'élévation de la température. Les modèles prédictifs de Philip et De Vries (1957) ont été parmi les premiers à considérer les variations de tension superficielle pour expliquer ce phénomène. Depuis, la recherche s'est attachée à identifier d'autres facteurs physiques liés à l'effet de la température sur la courbe de rétention d'eau. Des études ont exploré l'impact de l'enrichissement en solutés dans les milieux organiques (Nimmo et Miller, 1986) ainsi que l'effet de l'angle de mouillage (She et Sleep, 1998 ; Bachmann et al., 2002 ; Salager et al., 2006).

1.7.2.3 Incidences des bulles d'air occluses

Il est généralement admis que pour des niveaux de succion faibles, le sol présente une phase liquide continue dans ses interstices, tandis que la phase gazeuse se manifeste sous forme de bulles occluses. Cette configuration laisse présager qu'une hausse de la température pourrait occasionner une expansion des bulles d'air occluses, potentiellement aboutissant à une diminution de la teneur en eau dans des conditions de drainage (Chahal, 1965). Cependant, les recherches de Hopmans et Dane (1986) ont évalué l'évolution du volume d'air occlus en fonction de la succion pour deux températures distinctes (15°C et 35°C). Les résultats, illustrés dans la figure I-17 représentant un cycle de drainage-humidification réalisé sur le limon sableux de Norfolk, ont démontré que le volume d'air occlus à 15°C était significativement supérieur à celui à 35°C, ce qui contredit les interprétations de Chahal (1965) et Peck (1960). Les auteurs ont avancé l'hypothèse que l'effet de dilatation des bulles d'air occluses serait compensé, voire surpassé, par l'augmentation de la solubilité de l'air dans la phase liquide due à l'élévation de la température. Concluant sur la base d'une modélisation du comportement thermo-hydrique, Hopmans et Dane (1986) suggèrent que ce phénomène pourrait être négligé au regard des variations de tension superficielle.

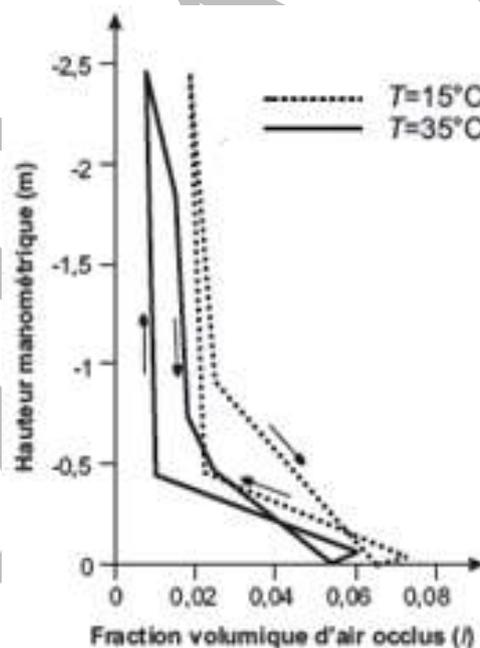


Figure I-17 : Courbe de rétention du sable limoneux de Norfolk à deux températures $T=15^\circ$ et $T=35^\circ\text{C}$, (Hopmans et Dane, 1986).

1.7.2.4 Incidences des ponts liquides isolés

Lorsque la désaturation du milieu est assez forte, la phase liquide peut exister sous deux formes : sous forme continue dans un réseau de pores interconnectés et sous forme d'amas isolés. Liu et Dane (1993) évoquent le fait qu'au niveau de ces amas, le saut de pression de part et d'autre du ménisque n'est pas le même que dans le reste de la phase liquide. Ils développent un modèle prenant en compte

ces deux types de comportements. La limitation de ce type de modèles est liée au défaut de connaissance, pour chaque niveau de succion, de la fraction de la phase liquide présente sous forme d'amas et du saut de pression correspondant à chacun de ces amas.

1.7.2.5 L'état de densité initiale du sol

La valeur de la porosité est aussi très importante sur l'allure de la courbe de rétention. Pour un même sol, suivant qu'il a été par exemple plus ou moins compacté, sa porosité et la taille de ses pores varieront de façon sensible. Plusieurs études (Kawai et al., 2000 ; Romero et Vaunat, 2000 ; Karube et Kawai, 2001 ; Zhou et Yu, 2004) ont montré que le paramètre de la courbe de rétention le plus sensible à l'indice des vides initial est la succion d'entrée d'air. A partir d'un état saturé, le drainage d'un sol entraîne une diminution de la teneur en eau d'une manière progressive. A partir de la succion d'entrée d'air, le processus de drainage devient plus rapide. Cette transition dans le comportement hydrique reflète un niveau de tension capillaire limite pour le sol. Cette limite varie inversement par rapport à la valeur de l'indice des vides. C'est pourquoi on peut admettre que la succion d'entrée d'air diminue si l'indice des vides augmente (Figure I-18).

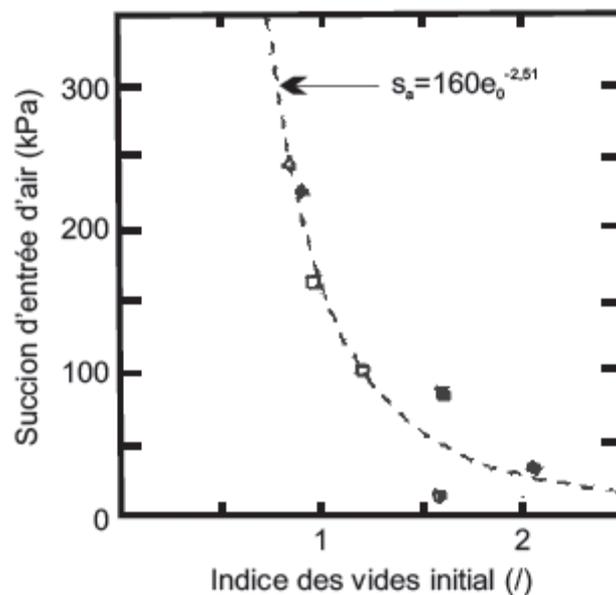


Figure I-18 : Influence de l'indice des vides initial sur la succion d'entrée d'air dans le cas d'une Argile sableuse (Kawai et al., 2000).

1.7.3 Phénomène d'hystérésis

La relation entre la succion matricielle et la teneur en eau n'est pas univoque ni monotone. Elle présente une forme différente selon que le chemin parcouru soit de drainage ou d'humidification. A l'équilibre correspondant à une succion donnée, la teneur en eau d'un sol est plus grande en chemin de drainage (dessiccation) qu'en chemin d'humidification (figure I-19). Cette différence entre la courbe de séchage et celle d'humidification, est engendrée par le phénomène d'hystérésis. Ce

phénomène complique l'évaluation de la rétention d'eau par le sol. Ceci est essentiellement dû à plusieurs facteurs tels que : l'angle de contact, la présence d'air piégé qui tend à réduire la teneur en eau du sol en chemin d'humidification, le retrait et le gonflement qui provoquent des variations différentielles de la structure du sol et aussi aux divers caractères de la porosité du sol (irrégularité des tracés et des dimensions des pores, rugosité des parois, piégeage d'air, orientation des particules d'argiles etc.).

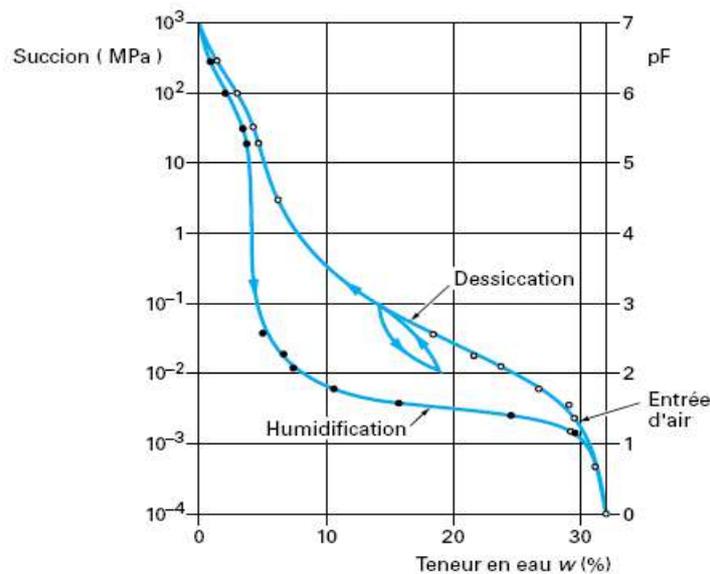


Figure I-19 : Courbes de rétention d'eau d'un sable argileux (Cronney 1952 cité dans Delage et Cui, 2000).

L'hystérésis est typique des milieux poreux constitués de pores de taille variable interconnectés en parallèle ou en série, comme le montrent les schémas de la figure I-20.

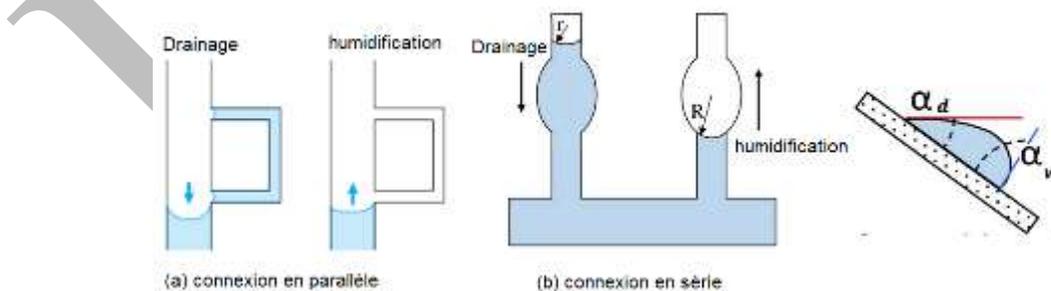


Figure I-20 : Mécanismes invoqués pour l'hystérésis des courbes de rétention d'eau (Delage et Cui, 2000).

Dans une connexion en parallèle (Figure I-20a), lors d'un séchage, lorsque la succion correspond à la vidange du plus gros tube, le petit tube ne se vide pas, ce qui conduit à une teneur en eau plus forte. Lors d'une humidification, la teneur en eau à la même succion est plus faible du fait que le petit tube est vide. Pour une connexion en série de pores de tailles différentes, l'effet dit effet

de goulot (Figure I-20b) entraîne également, à la même succion, une teneur en eau plus forte lors du séchage.

L'origine de l'hystérésis peut être aussi illustrée par une goutte d'eau glissant sur une vitre (Figure I-20c) (Bear et Verruijt, 1987). La forme dissymétrique de la goutte résulte du fait que la pression capillaire est différente suivant que l'eau pousse l'air (point bas, α_w) ou que l'air pousse l'eau (point haut, α_a), car l'angle de contact est différent dans ces deux cas.

DRAFT

**Chapitre II. TEXTURE ET MICROSTRUCTURAUX DES SOLS NON
SATURES**

DRAFT

II.1 INTRODUCTION

La microstructure d'un sol englobe des notions relatives à deux aspects distincts: le premier concerne l'organisation des particules, tandis que le second concerne les interactions entre ces particules. Les propriétés physico-chimiques ainsi que le comportement hydromécanique du sol sont largement influencés par la microstructure de celui-ci. Une compréhension approfondie de l'évolution de cette microstructure lors de différentes sollicitations peut contribuer à expliquer des phénomènes tels que le retrait, le gonflement et l'effondrement.

Dans ce chapitre, après avoir défini les argiles du point de vue minéralogique et exposé les propriétés du système eau/argile, un aperçu des différents outils et techniques utilisés pour étudier la microstructure des sols est donné, notamment la porosimétrie au mercure, la diffraction aux rayons X et la microscopie électronique à balayage ou à transmission. Ensuite, quelques modèles de texture des sols fins sont présentés, en mettant particulièrement l'accent sur la classification du réseau poreux. Enfin, la microstructure des sols fins compactés est abordée, en soulignant les paramètres qui influent sur celle-ci. Le chapitre sera conclu par une synthèse des points abordés.

II.2 MINÉRALOGIE DES SOLS ARGILEUX

Les argiles sont des phyllosilicates hydratés constitués de feuillets élémentaires qui se regroupent pour former des cristallites ou des empilements, selon la terminologie utilisée (Tessier et Grimaldi, 1993). Les feuillets élémentaires, minces et plats, sont les unités de base des minéraux argileux et sont formés par des arrangements spécifiques d'atomes d'oxygène et de cations tels que le silicium, l'aluminium et le fer, entre autres.

Le type de feuillet, sa charge et la nature des espaces interfoliaires sont les principaux paramètres requis pour la classification des argiles. Chaque famille présente des caractéristiques structurales, morphologiques et colloïdales spécifiques. L'espace entre ces feuillets, appelé espace interfoliaire, joue un rôle très important dans les propriétés de rétention d'eau des argiles. Ces feuillets s'organisent en empilements pour former des cristaux plus larges ou des agrégats de particules d'argile.

II.2.1 Unités minéralogiques de base

Les minéraux phyllosilicatés, tels que les argiles, sont caractérisés par une structure cristalline composée de couches tétraédriques et octaédriques

Couche tétraédrique: Dans cette configuration, quatre atomes d'oxygène forment un tétraèdre autour d'un atome central de silicium (Si) (Figure II-1). Chaque atome d'oxygène partage deux de ses liaisons avec deux autres atomes de silicium adjacents, ce qui génère une structure en feuillet composée de tétraèdres SiO_4 mettant en commun leurs arêtes.

Couche octaédrique: Dans cette configuration, six atomes d'hydroxyle (OH) forment un octaèdre autour d'un atome central d'aluminium (Al), de magnésium (Mg) ou aussi de fer (Fe), ou d'autres cations (Figure II-2). Chaque atome d'oxygène partage trois de ses liaisons avec trois cations adjacents, créant ainsi une couche octaédrique où les arêtes sont partagées.

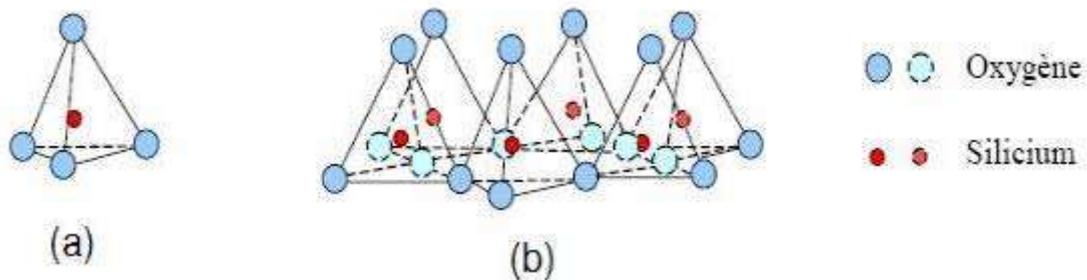


Figure II-1: Représentation schématique d'une couche tétraédrique, a) Tétrahédre SiO_4 , b) couche tétraédrique (Cuisinier, 2002).

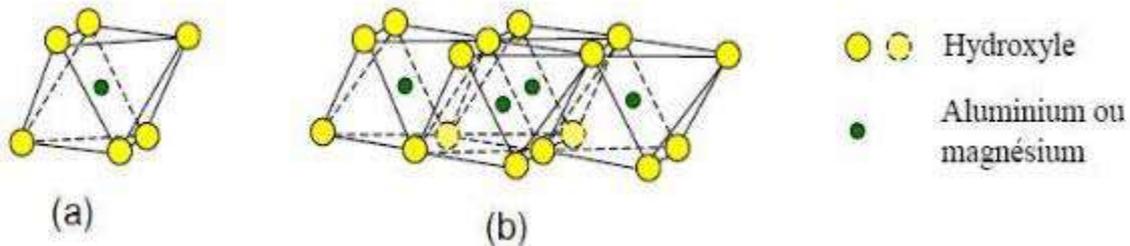


Figure II-2: Représentation schématique d'une couche octaédrique, a) Octaèdre, b) couche octaédrique (Cuisinier, 2002).

II.2.2 Classification des argiles

Il existe différents groupes d'argiles classées en fonction de l'épaisseur et de la structure du feuillet argileux. Trois principaux groupes peuvent être distingués (Duc, 2020) :

Les minéraux à $d=7 \text{ \AA}$ (TO ou 1:1) : Le feuillet est composé d'une couche tétraédrique (T) siliceuse et d'une couche octaédrique (O) alumineuse ou magnésienne. Les couches sont liées par des liaisons hydrogène avec une distance fixe entre celles-ci. La Kaolinite est un exemple de cette famille d'argiles (Figure II-3).

Les minéraux à $d=10 \text{ \AA}$ (TOT ou 2:1): Le feuillet, fortement ou faiblement chargé, est constitué de deux couches tétraédriques (T) siliceuses avec et d'une couche octaédrique alumineuse (ou magnésienne, ferreuse...) pouvant également être substituée. La distance interfeuillet peut être fixe ou variable, et des cations compensateurs de la charge sont présents dans l'interfeuillet, tels que K, Ca, ou Na, respectivement. Les Micas (Illite) et les Smectites sont des exemples de cette famille (Figure II-4).

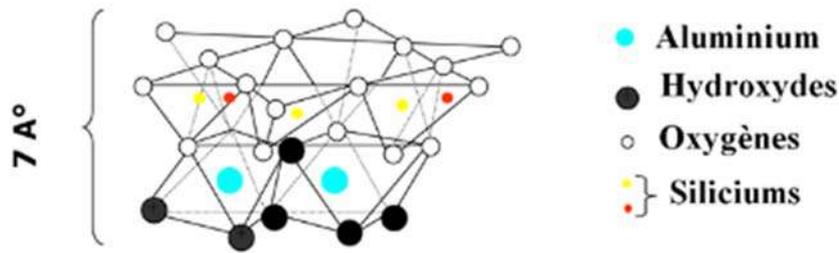


Figure II-3: Structure tridimensionnelle de la kaolinite : T-0-(*Khelifa, 1994*).

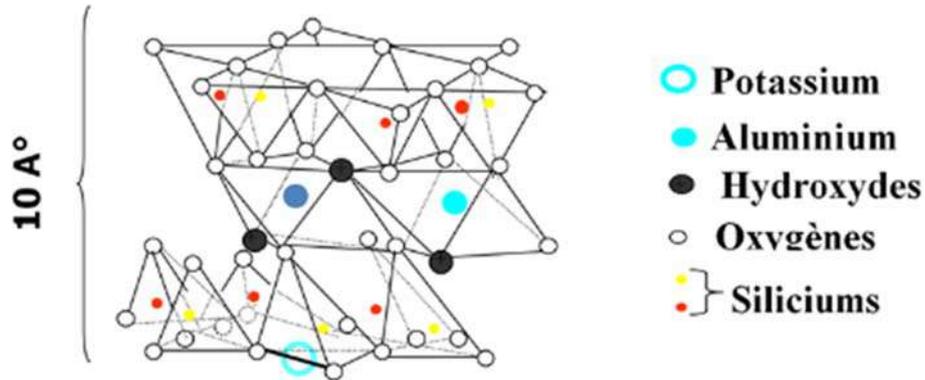


Figure II-4: Structure tridimensionnelle de l'illite: T-0-T (*Khelifa, 1994*).

Les minéraux à $d=14 \text{ \AA}$ (TOTO ou 2:1:1): Le feuillet est constitué par une alternance de structures (TOT) et d'une couche octaédrique supplémentaire (O) dans l'espace interfeuillet. Cette couche, de nature gibbsitique $[\text{Al}(\text{OH})]$ ou brucitique $[\text{Mg}(\text{OH})]$, ne partage pas de sommets (liaisons ioniques) avec les couches tétraédriques des feuillets 2:1 qui l'entourent, mais neutralise les charges du feuillet en question. La Chlorite est un exemple de cette famille.

Le tableau II-1 donne quelques caractéristiques physico-chimiques de certains minéraux argileux.

Un exemple d'une organisation multi échelle de la montmorillonite est donnée sur la figure II.5

Tableau II-1 : Caractéristiques physico-chimiques de quelques minéraux argileux

	kaolinite	illite	smectite	source
Charge par maille (e ⁻)	~ 0	1,2 a 1,8	0,4 a 1,2	Bailey (1980)
Surface spécifique (m ² /g)	10 - 20	65 - 100	700 -840	Mitchell (1993)
Capacité d'échange cationique (CEC) (meq/100g)	3 - 15	10 - 40	80 - 150	
Taille d'une particule (µm)	0,1 - 10	0,1 - 1	0,1	Bultel (2001)
Épaisseur d'une particule (µm)	1 - 10	0,003-0.01	0,001	

Afin de bien comprendre la structure des argiles trois concepts sont définis :

- **Feuillet d'argile :** À l'échelle microscopique, les argiles présentent une structure en feuillets, formée par des couches de minéraux disposées en strates. Ces feuillets peuvent interagir avec l'eau et d'autres substances.

- **Particule d'argile** : C'est une petite unité de matière, formée d'un ensemble ou d'un empilement de feuillets souvent inférieure à 10 nanomètres de diamètre.
- **Agrégat d'argile** : Cela désigne un regroupement de particules d'argile qui se combinent pour former une structure plus étendue. Les agrégats, qui varient en taille, influencent les caractéristiques mécaniques et physiques des sols, comme la perméabilité et la capacité de rétention d'eau.

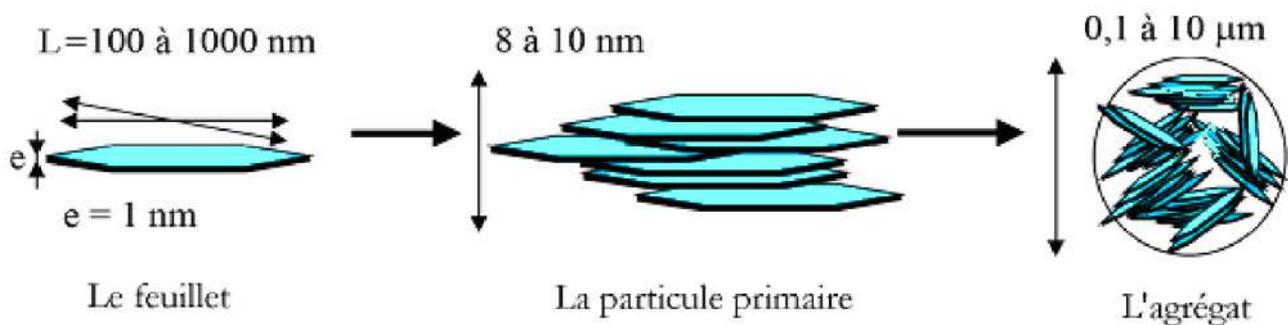


Figure II-5: Schémas d'une structure multi-échelle de la montmorillonite (Le Pluart ; 2002).

II.3 INTERACTION EAU-ARGILE

L'interaction entre l'eau et les particules d'argile est essentielle pour comprendre les processus physico-chimiques qui gouvernent le comportement des sols fins. Elle influe directement sur les propriétés hydromécaniques et la microstructure de ces matériaux. Dans cette partie, les forces attractives et répulsives en jeu dans le système eau-argile sont examinées, ainsi que les différents états de l'eau dans ce milieu complexe.

II.3.1 Forces attractives et forces répulsives

Diverses classes de forces interviennent dans l'interaction entre l'eau et l'argile, comprenant à la fois des forces d'attraction et des forces de répulsion. Leurs intensités varient en fonction de facteurs tels que la nature et la taille des particules élémentaires, la salinité de l'eau interstitielle. Selon [Van Damme \(2002\)](#), on peut trouver:

II.3.1.1 Les forces capillaires

Elles se manifestent lorsqu'une molécule d'eau est attirée par les surfaces des particules d'argile, créant ainsi un phénomène de condensation capillaire. Ces forces sont particulièrement influentes à l'échelle des grains et des agrégats, ainsi qu'au niveau des micro-aspérités des surfaces des particules. Elles sont de nature attractive.

II.3.1.2 Les forces de Van der Waals

Représentant des interactions attractives entre les dipôles électriques des atomes ou des molécules. Leur intensité dépend des propriétés diélectriques des matériaux et diminue avec la distance entre les particules.

II.3.1.3 Les forces de corrélation ionique

Elles se forment entre les doubles couches ioniques autour des particules d'argile en suspension et sont de nature attractives. Elles sont similaires aux forces de Van der Waals mais varient en fonction de la mobilité et de la charge des ions.

II.3.1.4 Les forces osmotiques

Ce sont des forces qui contribuent également à l'interaction eau-argile en générant des répulsions électrostatiques entre les particules de même charge électrique.

II.3.2 Les états de l'eau

Dans le système eau –argile, l'état de l'eau peut se trouver dans différents états :

II.3.2.1 Eau adsorbée

Lorsque les argiles sèches sont mises en contact avec de l'eau (humidification), [Prost \(1990\)](#) explique que les molécules d'eau ont tendance à se fixer d'abord sur des sites hydrophiles (susceptible de fixer la molécule d'eau) comme les cations compensateurs (comme K^+ , Ca^{2+} , Na^+), les groupes hydrophiles ou les cations situés sur les bords des feuillets. Ces sites forment ainsi un film d'eau monomoléculaire continu à la surface des particules. Ensuite, un phénomène d'adsorption multicouche se produit, où plusieurs couches monomoléculaires d'eau se superposent sur ce film.

[Mitchell \(1993\)](#) a proposé plusieurs mécanismes susceptibles d'expliquer le phénomène d'adsorption:

- Les liaisons hydrogène qui se développent entre les molécules d'eau et les atomes d'oxygène ou les hydroxydes(OH) situés sur la surface du feuillet argileux (Figure II-5a),
- l'eau nécessaire à l'hydratation des cations attirés électriquement par les défauts de charge du feuillet (Figure II-5b) ;
- Les dipôles des molécules d'eau attirés électriquement par les feuillets argileux chargés négativement (Figure II-5c) ;
- Les molécules d'eau liées à la surface argileuse par des forces de type Van der Waals.

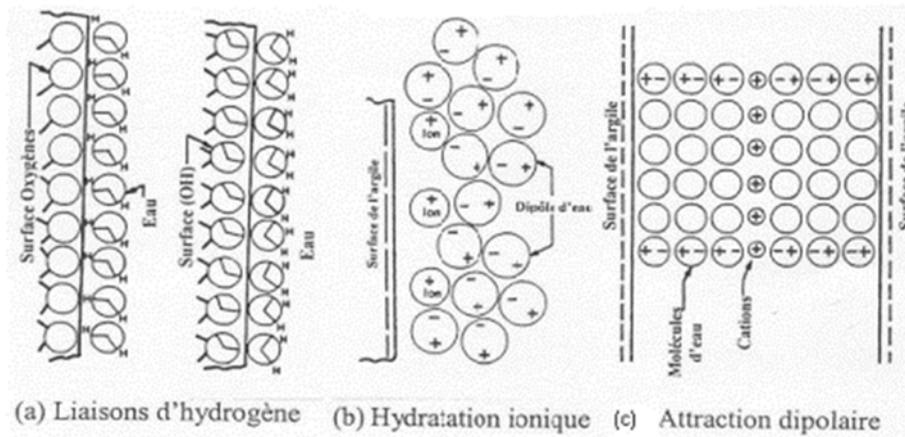


Figure II-5 : Interaction eau-argile, (Mitchell, 1993).

II.3.2.2 Eau interne et externe

Dans la littérature technique, on trouve aussi la notion d'eau interne et externe. Ainsi, pour Durand (1995), Qi (1996), l'eau correspondant à l'hydratation des cations échangeables et l'eau pénétrant dans l'espace interfoliaire par le mécanisme d'osmose est appelée eau interne. Celle qui se trouve dans les pores inter-particulaires et inter-agrégats constitue l'eau externe. La proportion d'eau interne et externe dépend de la nature de l'argile, du type de cations échangeables et de la température et salinité de l'électrolyte. Ainsi la présence des cations Na^+ et Mg^+ favorise l'eau interne, à l'opposé des cations Ca^{2+} et K^+ qui favorisent l'eau externe. De même, les fortes températures et/ou salinités de l'électrolyte défavorisent l'eau interne (Turki (1983) d'après Durand (1995)).

II.3.2.3 Eau capillaire

Au-delà d'une mince couche d'eau adsorbée, composée de seulement 3 ou 4 couches monomoléculaires, l'eau supplémentaire, qui n'est pas retenue par les sites hydrophiles de l'argile, est capturée par condensation aux points de contact entre les particules ou les agrégats, résultant des transferts en phase vapeur (Prost, 1990). Cette eau est connue sous le nom d'eau capillaire. Ses propriétés sont modifiées par la présence et la courbure des interfaces liquide-vapeur (Van Damme, 2002) qui sont responsables du remplissage des pores. Prost (1990), a montré qu'en phase vapeur, l'hydratation par capillarité s'effectue tout d'abord aux points de contact entre les particules et ensuite par remplissage des pores.

II.4 OUTILS POUR LA DESCRIPTION DE LA MICROSTRUCTURE

Pendant des décennies, les chercheurs ont exploré la dynamique complexe des mélanges d'eau et d'argile en se basant principalement sur des moyens indirects comme la rhéologie. Ces méthodes fournissaient des informations limitées sur la structure ordonnée de ces systèmes. Avec l'avancement des techniques d'imagerie de pointe telles que la microscopie électronique à transmission sur des coupes ultraminces et la microscopie électronique à balayage, ainsi que l'utilisation de méthodes

comme la diffusion des rayons X à petits angles et la porosimétrie par injection de mercure, les scientifiques ont pu explorer en profondeur la microstructure et la texture des matériaux argileux.

II.4.1 La porosimétrie au mercure

II.4.1.1 Principe

La porosimétrie au mercure (figure II-6) est une méthode courante pour explorer les milieux poreux. Elle implique l'introduction graduelle d'un liquide non mouillant, tel que le mercure, dans les pores d'un matériau sous une pression croissante. À mesure que la pression augmente, le mercure s'infiltre dans des pores de plus en plus fins. Cette opération est réalisée sur de petits échantillons, typiquement de quelques centimètres, placés dans un dispositif spécial appelé pénétromètre. Les échantillons peuvent être soit d'un fragment unique du matériau, de plusieurs fragments, de granules ou même de poudre, pourvu que les particules de la poudre soient poreuses et que la taille des pores corresponde à la gamme de mesure de l'appareil.

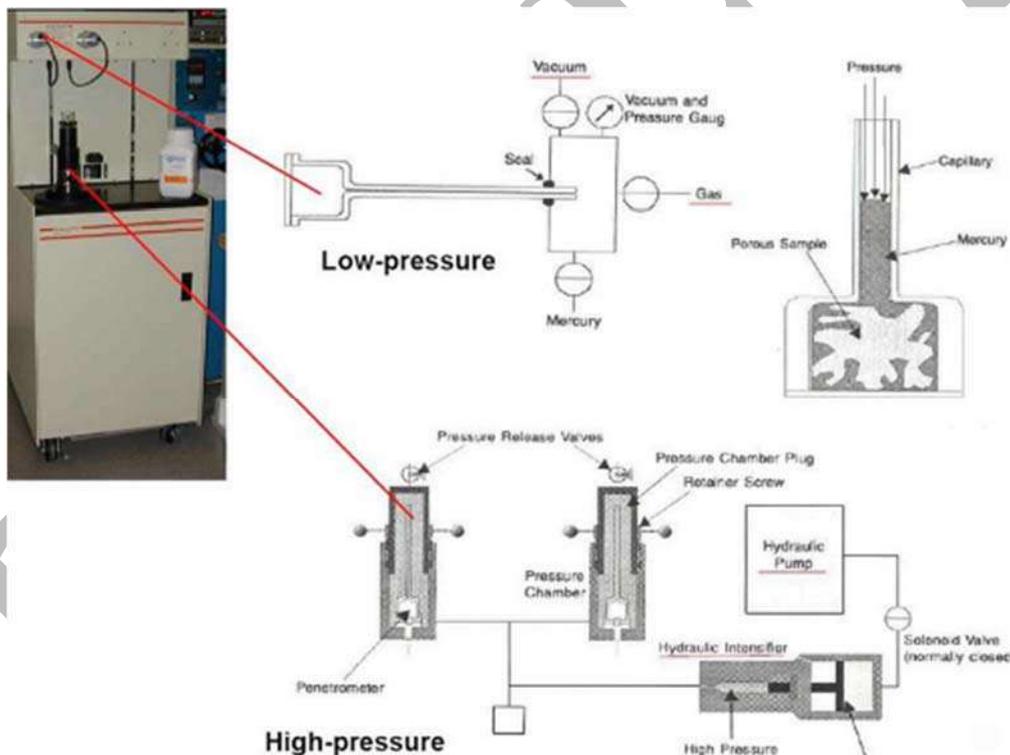


Figure II-6 : Principe du porosimètre à mercure (Micromeritics).

II.4.1.2 Mode opératoire et résultats

La porosimétrie au mercure, utilisée pour étudier les sols, nécessite généralement un séchage préalable du matériau pour être réalisée de manière efficace. Cependant, ce processus peut affecter la structure poreuse du sol, en particulier dans le cas des sols fins, où le séchage à l'air libre peut entraîner un retrait significatif et des variations de la microstructure. Des méthodes alternatives telles que le séchage au point critique (chauffage du matériau tout en maintenant la pression à un niveau critique,

où il n'y a pas de distinction nette entre l'état liquide et l'état gazeux de l'eau) ou la lyophilisation (la congélation du matériau à des températures très basses, suivi par une sublimation de l'eau à partir de l'état solide à l'état gazeux) ont été mis au point pour minimiser ces effets (Delage et Pellerin, 1984), et il a été démontré que la lyophilisation préservait le mieux la microstructure. Cependant, même avec tous les précautions, des légères modifications de la densité des échantillons peuvent survenir (Feber, 2005).

Le résultat de la porosimétrie au mercure est une courbe d'injection, qui montre le volume de mercure pénétrant dans l'échantillon en fonction de la pression exercée (Figure II-7). Les logiciels associés aux appareils de porosimétrie fournissent généralement des données telles que le volume de mercure par unité de masse du matériau (ml/g) et calculent la porosité du matériau. Cette courbe peut être convertie en unités de volume par unité de volume (ml/ml) pour une meilleure interprétation. En plus de la caractéristique d'injection, une caractéristique d'extraction peut également être obtenue en réduisant progressivement la pression maximale transmise au mercure jusqu'à atteindre la pression atmosphérique. L'expérience montre que la pénétration du mercure est un processus irréversible, et une certaine quantité de mercure reste piégée dans l'échantillon à la fin de l'extraction.

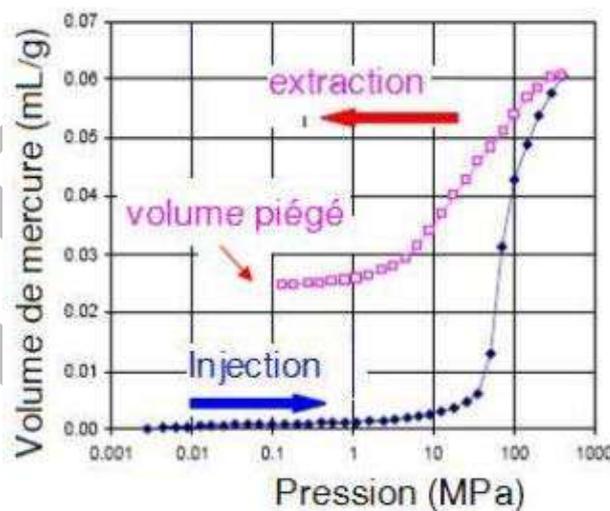


Figure II-7: Exemple de courbe porosimétrique brute (injection et extraction).

L'interprétation des données de porosimétrie au mercure permet d'obtenir des informations sur les tailles des pores et leur distribution volumique dans le matériau. Cette interprétation repose sur la relation entre la pression d'injection et la taille des pores, en supposant généralement que les pores ont une forme cylindrique. La loi de Laplace est utilisée pour déterminer la courbure du ménisque de mercure dans les pores en fonction de la pression « P » et de l'angle de contact, ce qui permet d'estimer le diamètre « D » des pores remplis de mercure.

$$P = \frac{4T_m \cos \theta_m}{D} \quad (\text{II-1})$$

T_m est la tension superficielle du mercure dans le vide (0.485 N/m à 25C°), θ_m : angle de contact entre le mercure et les pores, généralement entre 139° et 147° pour les minéraux argileux (Diamond, 1970). A la pression P, les pores de diamètre supérieur à D seront totalement remplis de mercure et les pores de diamètre inférieur resteront vides. La figure II.8 donne un exemple de distribution des pores obtenu à partir d'un essai de porosimétrie.

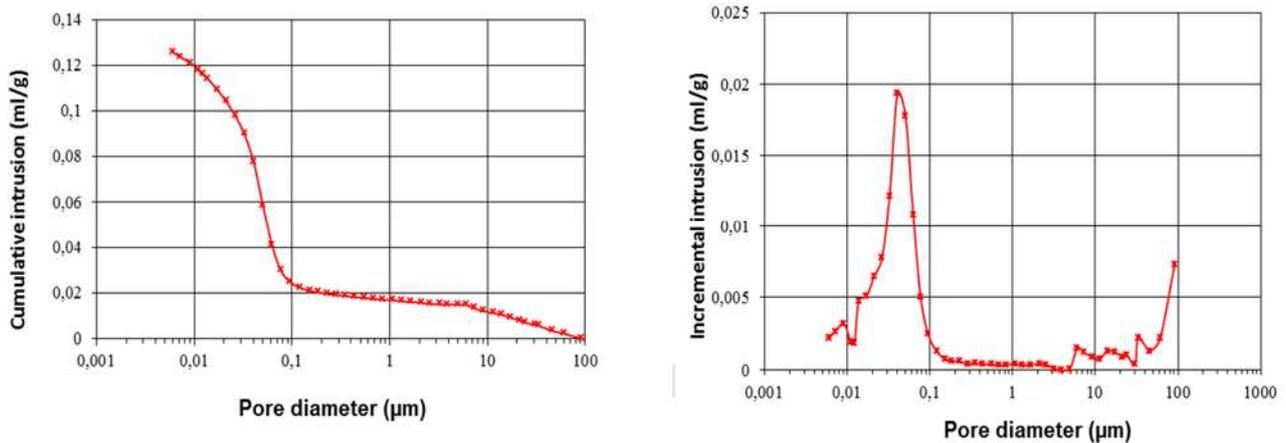


Figure II-8: Exemple de distribution des pores de l'argile de Mers El Kébir (Bourokba 2011).

II.4.2 Diffraction aux rayons X

La diffractométrie aux rayons X (DRX) (Figure II-9) est une méthode d'analyse physico-chimique utilisée pour étudier les matériaux cristallins tels que les argiles. Elle implique l'exposition d'un échantillon de sol à un rayonnement X de longueur d'onde λ ($0,1 < \lambda < 10$ nm). Les argiles sont constituées de feuillets silicatés superposés qui réfléchissent les rayons X arrivant avec un angle d'incidence spécifique et dans une direction donnée. Le faisceau de rayons X incident est réfléchi par une famille de plans atomiques uniquement lorsqu'il interagit avec ces plans sous un angle θ dit angle de Bragg, tel que :

$$n\lambda = 2d \sin\theta \quad (\text{II-2})$$

Où

n: nombre entier correspondant à l'ordre de la diffraction

λ : longueur d'onde du rayonnement utilisé

d: espace basal ou distance interfoliaire, donnée en angströms.

θ : angle de diffraction.

Pour réaliser une analyse par diffraction aux rayons X, on utilise généralement un diffractomètre à rayons X. Cet appareil est équipé d'une source de rayons X (généralement un tube à rayons X), d'un échantillon et d'un détecteur.

Les données obtenues lors d'une expérience de DRX sont généralement présentées sous forme de spectres de diffraction (Figure II-10), qui représentent l'intensité des rayons X diffractés en fonction

de l'angle de diffraction (généralement exprimé en degrés 2θ). En analysant ces spectres, on peut déterminer la structure cristalline du matériau, y compris les distances interatomiques, les angles de liaison et la symétrie cristalline.

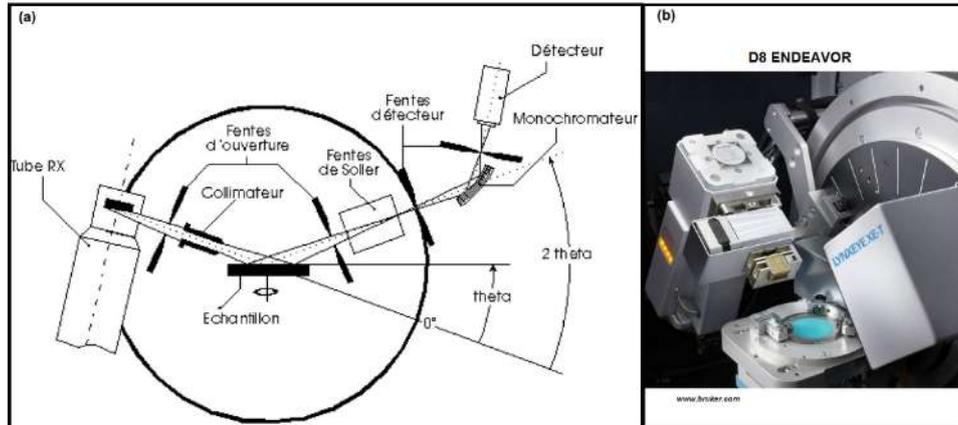


Figure II-9 : Diffractomètre à rayon X : (a) schéma de principe (Tribet, 2007), (b) diffractomètre modèle D8 Endeavor (bruker.com).

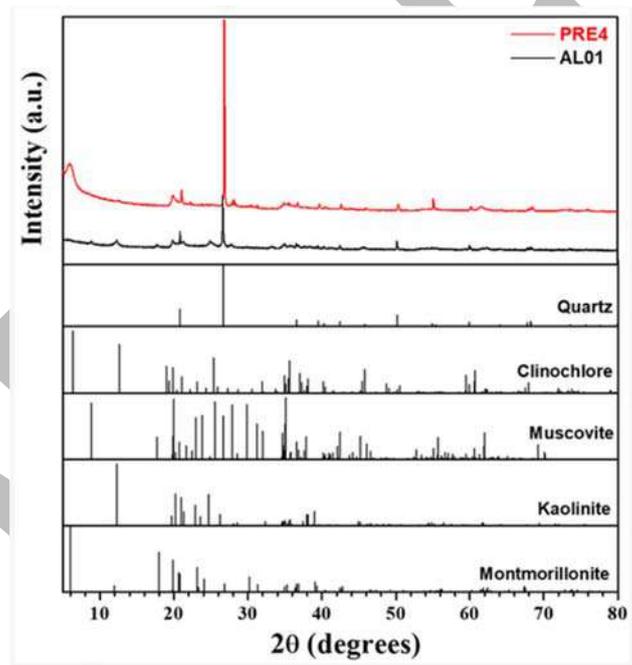


Figure II-10 : Spectre de diffraction d'un échantillon argileux, (Mele, 2024).

II.4.3 Microscopie électronique à balayage

La microscopie électronique à balayage (MEB) est basée sur l'interaction entre un faisceau d'électrons et une matrice cristalline ou non cristalline. Le faisceau d'électrons secondaires ou celui des électrons rétrodiffusés est utilisé pour obtenir une image de l'échantillon irradié avec une résolution de l'ordre de 0.01 micron. Cette technique donne des informations sur le relief de l'échantillon, la morphologie des grains et leur arrangement. Dans les MEB conventionnels, la chambre dans laquelle repose l'échantillon doit être soumise à un vide de l'ordre de 10^{-7} Torr (environ 10^{-5} Pa) pour assurer une bonne diffusion des électrons. De plus, la surface de l'échantillon doit être

recouverte par un mince film en or d'épaisseur compris entre 50 et 100 Å, pour éviter les phénomènes de charges de surface (Feber, 2005). Le MEB environnemental (MEBE) de mise au point récente, permet de prospecter les échantillons dans un environnement quelconque (pression, température, humidité relative), et sans préparation préalable (Le Roux et Morin, 1999). Grâce à ces avancées technologiques:

- Les échantillons n'ont plus besoin d'être séchés et recouverts d'un film d'or pour l'observation, ce qui permet d'une part d'alléger le protocole expérimental et d'autre part de limiter les modifications de la microstructure.
- Le pilotage précis des conditions de température et de pression ou d'humidité dans la chambre du microscope permet également de suivre en dynamique la variation de la microstructure des échantillons. La figure II-11, montre un exemple de cliché obtenu par le MEB, représentant l'évolution d'un ménisque entre les grains de sable lors d'un séchage d'un mélange sable bentonite.

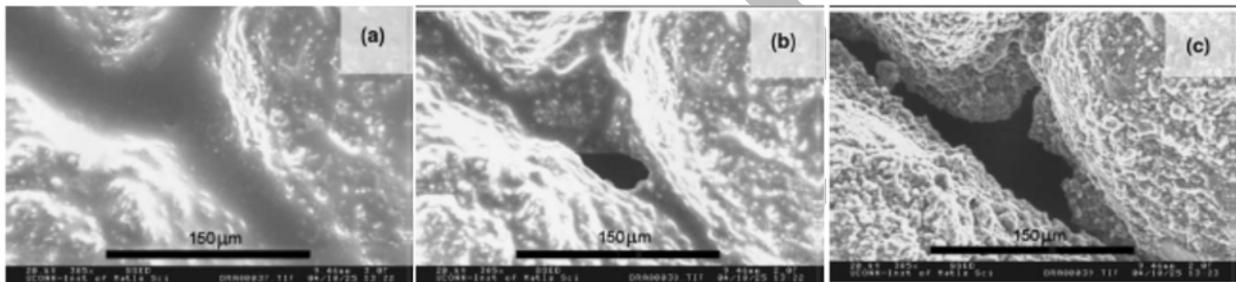


Figure II-11 : Évolution d'un ménisque entre les grains de sable lors d'un séchage d'un mélange sable bentonite, (Viola et al., 2005).

II.4.4 Le microscope électronique en transmission (MET)

Le microscope électronique en transmission permet d'étudier la forme des particules argileuses. Une suspension d'argile est déposée sur une grille de Cuivre recouverte d'un film de matière organique (collodion). Le faisceau d'électrons est absorbé davantage par les argiles que par la matière organique du support, ceci donne une ombre indicatrice de la forme des particules. La microscopie électronique en transmission et à haute résolution permet d'observer des couches minces de matériaux argileux et de déduire les modes d'empilement des feuillet. Cette approche est importante dans l'identification des minéraux inter-stratifiés.

Cependant, d'autres méthodes de description de la microstructure ont été développées, telles que la microscopie optique sur des lames minces imprégnées de résines colorées (Cuisinier et Masrouri, 2004), et la spectroscopie infrarouge, qui permet d'obtenir des informations cristallographiques sur la matière à partir de son interaction avec un rayonnement incident (Waruru et al, 2015). Le tableau II-2 donne une comparaison entre quelques méthodes d'investigation sur la microstructure des sols.

Tableau II-2 : Caractéristiques des principales méthodes d'investigations de la microstructure des sols (Feber, 2005).

Technique d'observations	MEB Conventionnel	MEB Environnemental	Porosimétrie au mercure	Microscopie optique
Préparation nécessaire	lyophilisation	aucune	lyophilisation	/
Masse des échantillons analysés	quelques grammes	quelques grammes	quelques grammes	quelques grammes
Échelles d'observation	dizaines de nanomètres à la centaine de micromètres	dizaines de nanomètres à la centaine de micromètres	du nanomètre à la centaine de micromètres	dizaine de micromètres à la dizaine de millimètres
Géométries observées	surface	surface	volume	coupe

II.5 TEXTURE DES SOLS ARGILEUX

Les outils qui viennent d'être présentés ont été utilisés depuis les années 1960- 1970 par de nombreux chercheurs pour décrire la microstructure des sols. Au cours de cette période, la grande quantité d'informations ainsi récoltée a permis de dégager les grandes tendances de l'organisation microscopique des sols, et en particulier des sols argileux.

II.5.1 Modèles d'arrangement

Pour [Yong et Sheeran \(1973\)](#), [Young \(1999\)](#), la hiérarchie d'organisation des argiles se présente de la façon suivante:

- Les particules d'argile ont tendance à flocculer ou à s'agglomérer sous forme d'unités submicroscopiques appelées *domaines* ou *tactoïde*.
- Les domaines tendent à leur tour à former des *grappes* ou *clusters* qui peuvent être assez grosses pour qu'on puisse les observer à l'aide d'un microscope ordinaire.
- Les grappes se regroupent pour former des *peds* ou même des groupements de peds. Les peds sont visibles à l'œil nu. Ces éléments, ajoutés à d'autres éléments macrostructuraux comme les joints et les fissures, constituent l'arrangement macroscopique des particules.

La Figure II-12 présente un schéma de ce système d'arrangement. Les forces répulsives et attractives entre particules jouent un rôle capital dans l'organisation de ces diverses unités constitutives et de ce fait dans la texture des sols argileux.

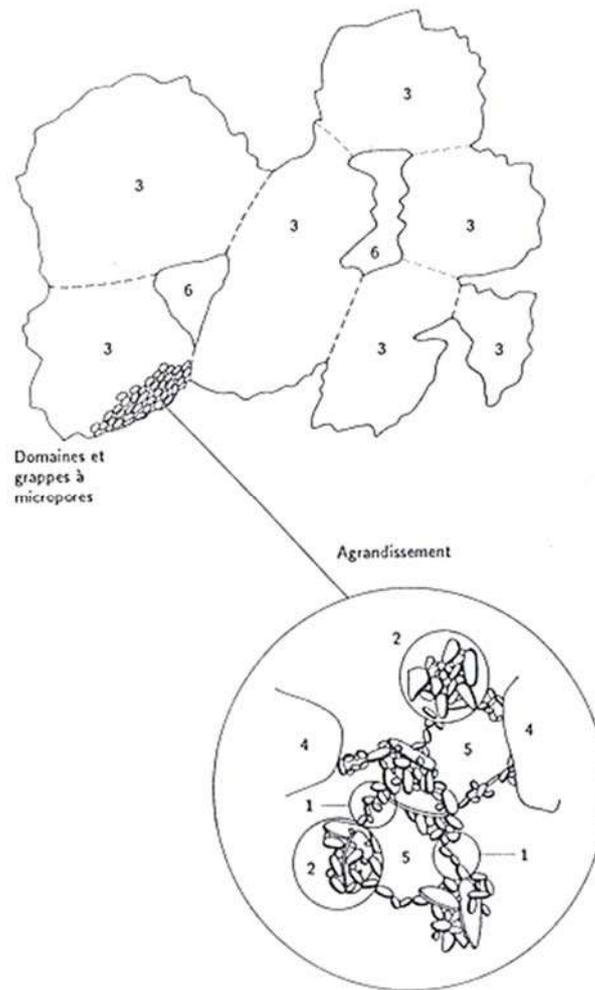


Figure II-12 : Schéma de la microstructure et du système macroscopique du sol. 1) domines, 2) grappes, 3) Peds, 4) grains de silt, 5) micropores, 6) macropores. (Yong et Sheeran, 1973).

Collins et McGown (1974), proposent un système plus élaboré pour décrire la microstructure des sols naturels à l'aide de trois types d'unité de bases:

- L'arrangement des particules élémentaires (plaquettes): ils présentent des caractéristiques d'interaction bien définies, soit au niveau des particules d'argile, de silt ou de sable (Figure II-13a et b), soit au niveau de petits groupements de plaquettes d'argile (Figure II-13c), de particules de silt enrobées ou encore de grains de sable (Figure II-13d),
- L'assemblage des particules (dit aussi agrégats) : ce sont des unités organisationnelles caractéristiques de particules qui ont des limites physiques définissables et une fonction mécanique donnée. Les assemblages de particules comportent un ou plusieurs types d'arrangements élémentaires ou d'assemblages de plus petites particules. Quelques exemples d'assemblages sont montrés en figure II-14,
- Les espaces vides: on les trouve à l'intérieur des particules et entre les arrangements élémentaires et les assemblages de particules.

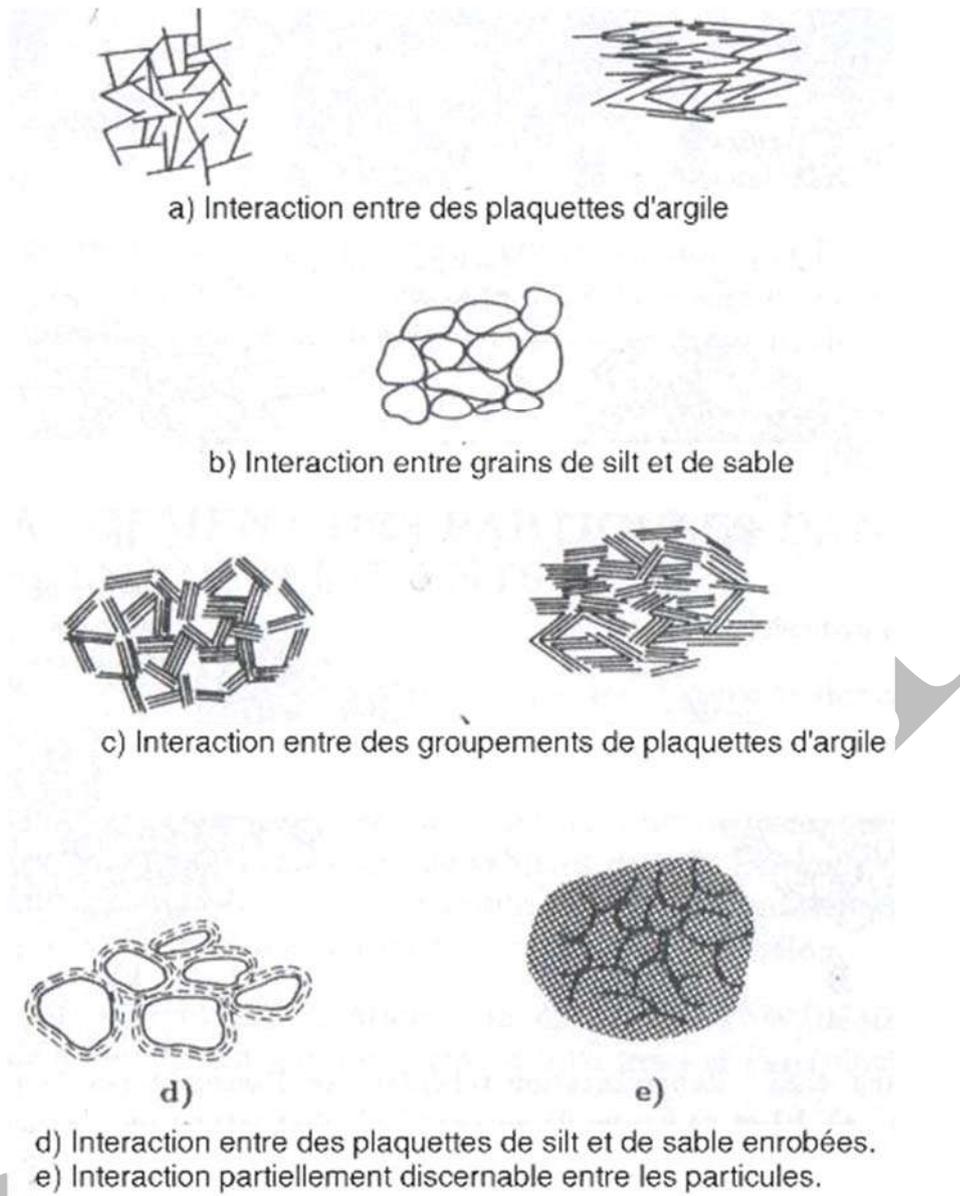


Figure II-13: Représentation schématique des arrangements élémentaires de particules, (*Collins et McGown, 1974*).

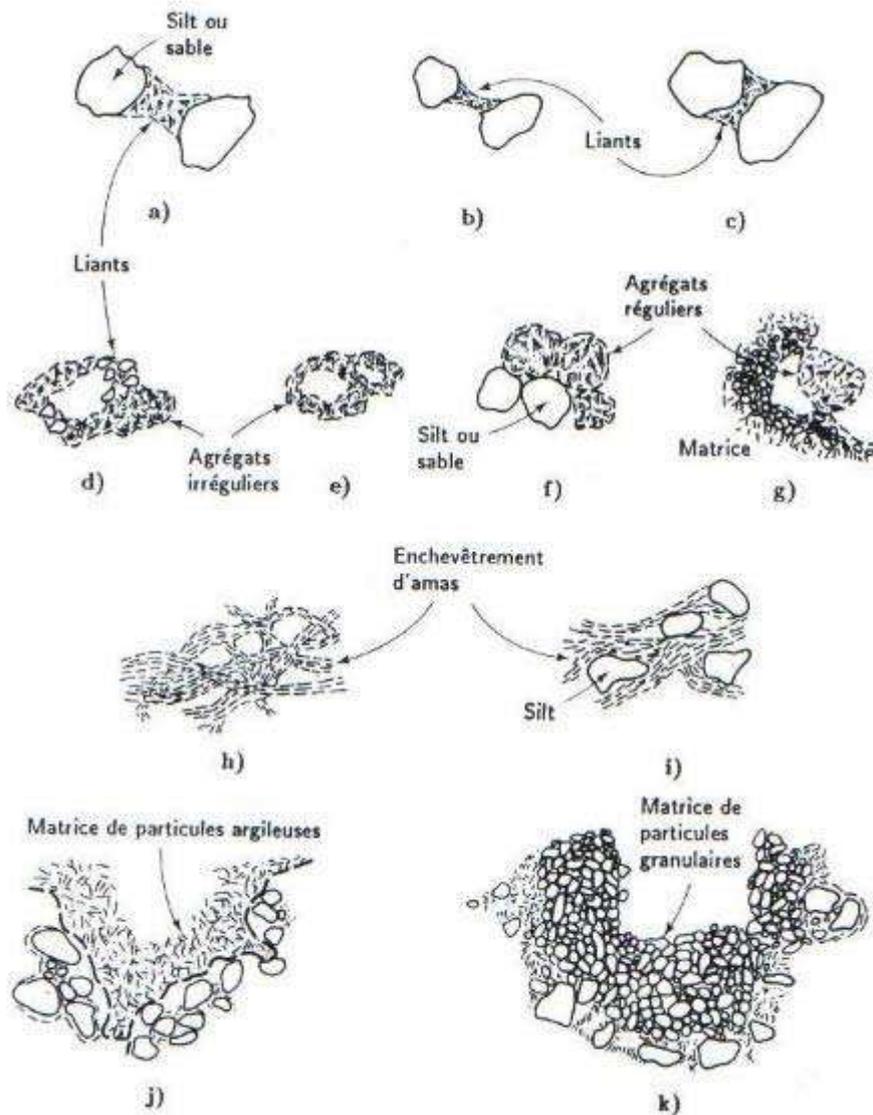


Figure II-14: Représentation schématique d'assemblages de particules : a), b) et c) liants; 4) agrégat irrégulier retenu par des assemblages de liants; e) agrégat irrégulier formant un arrangement en nids d'abeilles; f) agrégat régulier en interaction avec des grains de silt ou de sable; g) agrégat régulier en interaction avec une matrice de particules; h) enchevêtrement d'amas d'argile; i) enchevêtrement d'amas d'argile avec inclusions de silt; j) matrice de particules argileuses; k) matrice de particules granulaires, (Collins et McGown, 1974).

Gens et Alonso (1992), en se basant en particulier sur les travaux de Collins et MacGown (1974), ont proposé un schéma de texture pour les sols fins gonflants (Figure II-15). Selon ces auteurs les particules élémentaires sont composées de quelques feuillets sous la forme de plaquettes et leur assemblage donne les mottes ou les agrégats. Si la texture est dominée par l'arrangement des particules élémentaires on aura une texture « matricielle » et si elle est composée par des mottes en forme de grains on aura une texture « agrégée ». La première texture est typique des sols compactés coté humide de l'optimum Proctor, et la deuxième est représentative de la majorité des sols naturels ou compactés côté sec de l'optimum Proctor.

Trois niveaux texturaux peuvent alors être distingués: l'infra, la micro et la macro-texture correspondant respectivement aux particules élémentaires, aux agrégats et à l'arrangement des agrégats entre eux. [Gens et Alonso \(1992\)](#) ont repris ce schéma d'organisation, qu'ils qualifient de « double structure » comme fondement de leur modèle de comportement des sols gonflants.

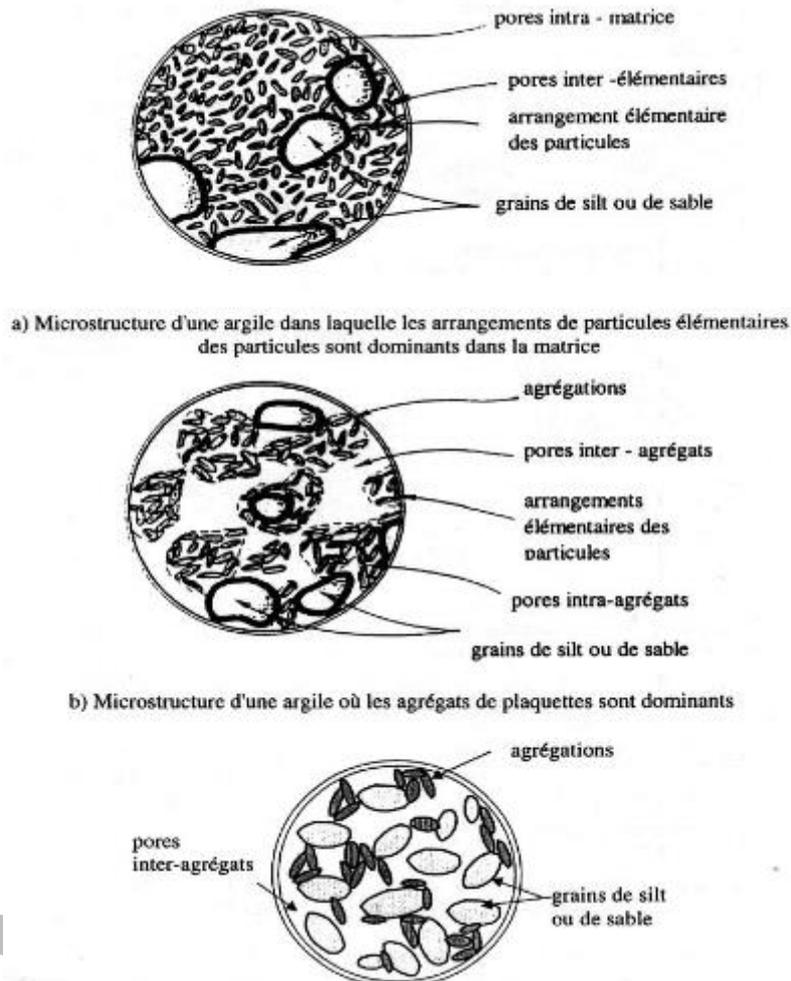


Figure II-15: Microstructure d'un sol fin où la matrice de sable ou de silt est dominante avec les particules argileuses comme connecteurs entre les grains, ([Gens et Alonso, 1992](#)).

II.5.2 Définitions des unités de l'espace poreux

À partir de ces différents modèles de structure, les espaces poreux correspondants ont aussi été définis : vides inter-(foliaires, lamellaires, particulaires, agrégats), intra-(particulaire, agrégat, domaine). On parle aussi de micropores, mesopores et macropores.

Dans la littérature technique quatre types d'arrangement de l'espace poreux sont proposés (Figure II-16) :

- L'espace interfoliaire (ou interlamellaire) existant à l'intérieur des empilements périodiques de feuilletés au sein des paquets (ou "particules") ;

- Les pores lenticulaires ou intra-particulaire correspondant aux zones de défauts ou deux zones périodiques ont un écartement supérieur à la distance inter-feuillets (Van Damme, 2002), au sein d'un même paquet (ou particule). Cette porosité inter-feuillets est due à la déformabilité ou la flexibilité des feuillets et peut atteindre une taille de 100 Å. Elle peut être ouverte ou fermée à la pénétration de l'eau (Qi, 1996).
- Les pores inter-particulaires ou intra-agrégats correspondent à la porosité entre "particules", au sein d'entités plus grandes appelées "agrégats". Ces pores ont une taille maximum de l'ordre du micromètre ;
- Les pores inter-agrégats correspondent aux vides entre les agrégats, leur taille étant au moins égale au micromètre.

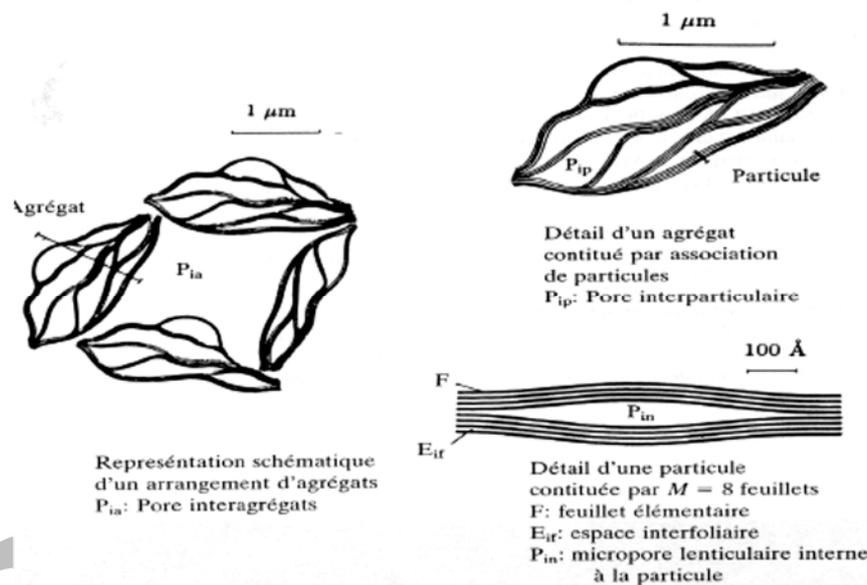


Figure II-16 : Représentations schématiques des différents types de pores, (Touret, 1990).

Al-Mukhtar et al., 1996 et Robinet et al., 1996, s'appuyant sur des ouvrages et des travaux de différents auteurs, ont donné la taille moyenne des classes des pores définies ci-dessous :

- 1 à 2,5 nm pour les pores inter-feuillets ou intra-particulaires ;
- 2,5 à 150 nm pour les pores inter-particulaires ou intra-agrégats. Güven et al., 1992 et Lloret et al., 2003, suggère 200nm au lieu de 150nm.
- Supérieure à 150 ou 200nm, pour les pores inter-agrégats.

En termes de micro, meso et macro, le tableau suivant donne quelques définitions existantes en cette matière dans la littérature (Tableau II-3):

Tableau II-3 : Classes de pores.

Ultramicroporosité	Microporosité	Mésoporosité	Macroporosité	références
$D < 0,8 \text{ nm}$	$0,8 \text{ nm} < D < 2 \text{ nm}$	$2 \text{ nm} < D < 50 \text{ nm}$	$D > 50 \text{ nm}$	Cases et al., 1990
/	$D < 0.04 \text{ nm}$	$0.04 \text{ nm} < D < 40 \text{ nm}$	$D > 40 \text{ nm}$	Augus et Schanz (2005)
/	$D < 2 \text{ nm}$	$2 \text{ nm} < D < 50 \text{ nm}$	$D > 50 \text{ nm}$	I.U.P.A.C ⁽¹⁾

(1): International union of pure and applied chemistry.

D'après les définitions adoptées par I.U.P.A.C et celle d'Al-Mukhtar, (1996) et Robinet et al., 1996, on peut dire que les pores interagrégats correspondent à la classe des macropores, tandis que les pores inter-feuillet et intra-particulaires et les pores intra-agrégats (inter-particulaires) correspondent conjointement à la classe des micropores et mésopores. Jullien et al., 2005 et Salles (2006), précisent que la taille des pores intra-agrégats et intra-particulaires correspond bien à la classe des mésopores, par contre, les pores inter-feuillet sont classés parmi les micropores. Du point de vue pratique, lors d'un essai porosimétrique, le diamètre des pores exploitables est compris généralement entre 10nm et 400µm (Romero et Simms, 2008), ce qui correspond aux classes des mésopores et macropores, ou aux pores: intra-particulaires, intra-agrégats et inter-agrégats.

II.6 MICROSTRUCTURE DES SOLS FINS COMPACTES

Depuis les travaux de Proctor en 1933, les travaux sur le compactage ont concerné le rôle de l'eau comme lubrifiant (Hogentofier, 1936, cité dans Cui, 1993) et la théorie de la double couche diffuse (Lambe, 1958). Selon cette dernière, avec la même énergie de compactage, mais à une teneur en eau plus élevée, l'orientation des particules s'accroît. Du côté sec de l'optimum, les sols sont toujours floculés, alors que du côté humide, les particules sont davantage orientées ou dispersées. Sur la figure II-17, par exemple, l'orientation des particules est plus marquée au point C qu'au point A. Si l'on augmente l'énergie de compactage, le sol a tendance à être plus orienté, même du côté sec de l'optimum. Ainsi, un échantillon est plus orienté au point E qu'il ne l'est au point A. Du côté humide de l'optimum, l'échantillon sera plus orienté au point D qu'il ne le sera au point B, même si l'effet est moins important que du côté sec de l'optimum. Cette description fût parmi les premiers modèles structuraux proposés pour les sols compactés.

Suite au modèle microstructural de Lambe (1958), pour les sols compactés, beaucoup de chercheurs ont étudié l'évolution de l'orientation des particules, suivant la courbe Proctor (Pacey et Mitchell, 1956, Martin, 1966, d'après Bouch, 1967). Depuis lors, la théorie de la double couche diffuse, est devenue la plus utilisée (Seed et Chan, 1959, Bouch, 1967, Camapum de Carvalho, 1987, etc.).

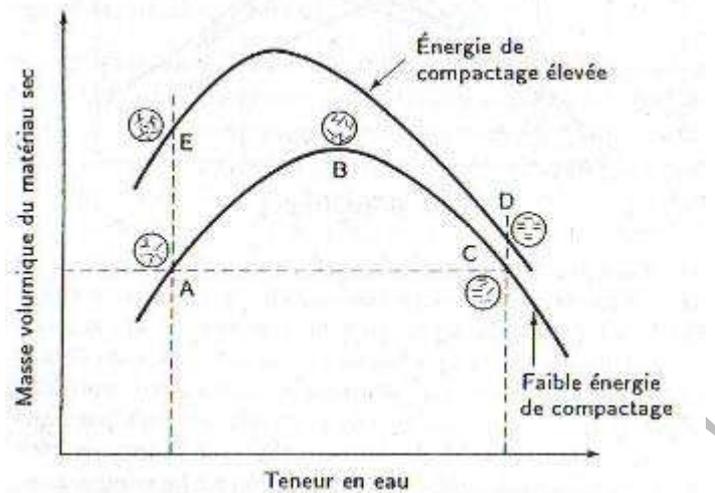


Figure II-17 : Effet du compactage sur la structure d'un sol, [Lambe \(1958\)](#).

L'étude de l'influence de la structure (floculée ou dispersée) sur le comportement mécanique se basait habituellement sur des échantillons compactés et préalablement saturés. L'amélioration de la préparation des échantillons pour des essais porosimétriques et MEB a permis d'acquérir une compréhension plus précise de l'influence de différents paramètres, tant intrinsèques (comme la composition minéralogique) qu'étatiques (comme la teneur en eau, la densité sèche, la succion), sur la microstructure des sols compactés. Ces aspects seront développés dans les paragraphes suivants.

II.6.1 Effet de la teneur en eau et de l'énergie de compactage

Les études de microstructure par porosimétrie au mercure sur des échantillons compactés à différentes teneurs en eau sont confrontées à la difficulté d'obtenir des échantillons ayant la même densité sèche. L'étude de l'influence de la teneur en eau est donc souvent perturbée par une influence conjuguée de la masse volumique sèche. Les chercheurs eux-mêmes restent prudents quant à l'interprétation des résultats obtenus.

Dans l'étude de [Delage et al., 1996](#), trois points de la courbe Proctor du limon de Jossigny ($w_L=37\%$, $I_p=18\%$), ont été considérés: l'optimum ($\gamma_{dmax}=16.7\%$, $w_{opt}=18\%$), un échantillon du côté sec ($\gamma_d=16\text{kN/m}^3$, $w=14,9\%$), et un échantillon du côté humide de même densité que le précédent ($\gamma_d=16\text{kN/m}^3$, $w=21,5\%$).

Du côté sec, l'échantillon se distingue nettement des deux autres par sa grande famille de macroporosité de rayons d'accès compris entre 1,8 et 6 μm . Par ailleurs, l'allure des courbes porosimétriques se différencie avant, au droit et après l'optimum (Figure II-18): du côté sec de la courbe Proctor, la courbe porosimétrique est bimodale et les deux points d'inflexion sont situés à un diamètre d'accès de 0,26 et 4 μm . À l'optimum Proctor, un point d'inflexion est apparent à 0,28 μm , et une famille de pores de rayons d'accès supérieurs à 1 μm est observée. Du côté humide de la courbe Proctor, une seule taille des pores avoisinant 0,44 μm est observée. La courbe est unimodale. La

comparaison du volume poreux de chaque type de porosité, montre que la macroporosité de l'échantillon sec est nettement supérieure à celle relative au côté humide et à l'optimum. Ceci montre que la réduction de certaines classes de macroporosité peut se produire soit par augmentation de l'énergie mécanique ou de teneur en eau. Cette réduction se traduit par l'apparition d'autres classes de diamètre d'accès plus petit. Quant aux familles des pores inférieures à $0.03\mu\text{m}$, celle-ci semble être la même pour les trois échantillons de sol.

La Figure II-19a montre un échantillon compacté à sec où des agrégats d'environ $70\mu\text{m}$ de diamètre, constitués de grains de limon d'environ $20\mu\text{m}$, sont clairement visibles, avec un diamètre maximal des agrégats atteignant environ $140\mu\text{m}$. Des gros pores d'environ $4\mu\text{m}$ de rayon maximum sont présents entre ces grains, tandis que la phase argileuse ($< 2\mu\text{m}$, 34 %) semble être tapissée sur les grains de silt qui sont en contact les uns avec les autres par des liens argileux. En comparaison, la Figure II-19b montre que l'hydratation due à une teneur en eau plus élevée augmente significativement le volume de la phase argileuse, conduisant à une microstructure plus homogène où les gros pores observés précédemment ne sont plus présents. À l'optimum Proctor, la microstructure du limon de Jossigny (Figure II-19c) apparaît plutôt granulaire, sans agrégats apparents.

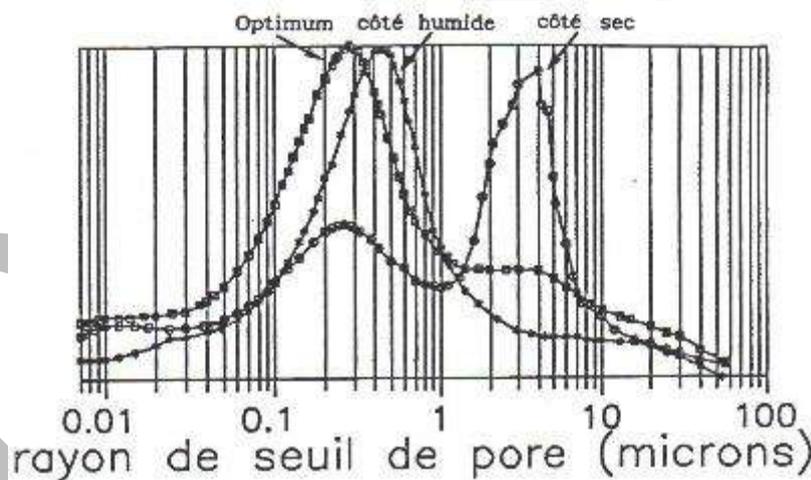


Figure II-18 : Courbes porosimétriques du limon de Jossigny compacté à l'optimum Proctor, et aux côtés sec et humide de l'optimum, (Delage et al., 1996).

Des résultats comparables ont été obtenus par Diamond (1970) d'après Cui (1993), sur une kaolinite et une illite compactées. Du côté sec à l'optimum Proctor, une structure en agrégats d'environ $5\mu\text{m}$ de dimension est observable, séparés les uns des autres par des pores interagrégats d'environ $0.5\mu\text{m}$ de diamètre. À l'optimum Proctor et du côté humide de ce dernier, la structure apparaît plutôt massive, sans gros pores. Une légère orientation des agrégats a été observée, mais dans l'ensemble, la structure ne présente pas d'orientation marquée dans tous les cas.

La présence d'une double structure du côté sec de l'optimum et la diminution de la macroporosité par augmentation de la charge mécanique ou l'énergie de compactage a été confirmée par plusieurs auteurs : Al-Mukhtar (1996); Lloret et al., 2003; Cuisinier et Laloui, 2004; Romero et al., 2005; Monroy (2006); Hoffman et al., 2007; Nowamooz et al., 2008, etc. La figure II-20 représente les résultats des courbes porosimétriques, obtenus sur des échantillons compactés statiquement à une faible teneur en eau compris entre 3% à 4%, et des densités sèches de l'ordre de 1.35, 1.45 et 1.7. Ces échantillons ont été fabriqués à partir de pastilles (pellet) de poids volumique initial de 19.5kN/m^3 , obtenus par concassage de la Bentonite FEBEX ($w_L=93\%$, $IP=46\%$).

Toutes les courbes de la figure II-19 présentent une distribution bimodale dans laquelle les pores intra-agrégats (mésopores) demeurent inchangés, avec un diamètre d'accès de l'ordre de 13nm. En revanche le diamètre d'accès de la macroporosité passe de $40\mu\text{m}$ à $5\mu\text{m}$, quand la densité augmente de 1.35 à 1.7. Ceci qui correspond à un passage de la charge de compactage de 2.62MPa à 15.72MPa selon la relation obtenue par l'auteur entre la densité sèche et la contrainte verticale de compactage. Ceci montre que les changements dans l'indice des vides ne sont dus correspondent qu'à des changements dans la macroporosité (inter-agrégat).

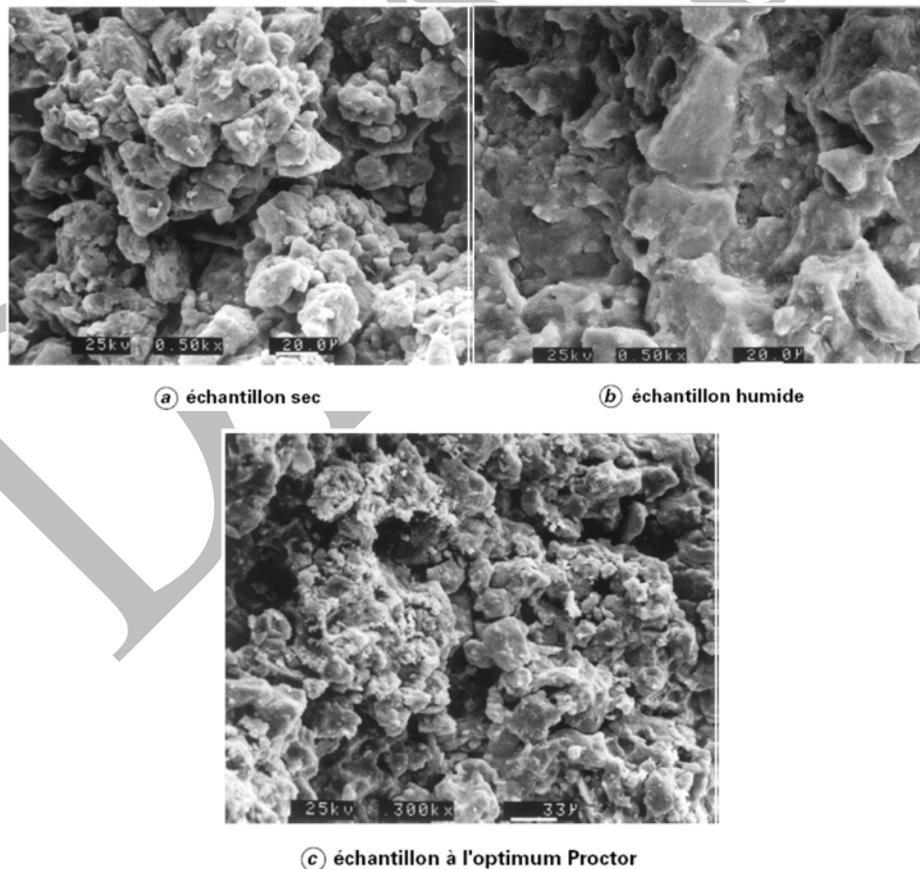


Figure II-19 : Photographies au microscope électronique à balayage d'échantillons de limon de Jossigny compactés, (Delage et al., 1996).

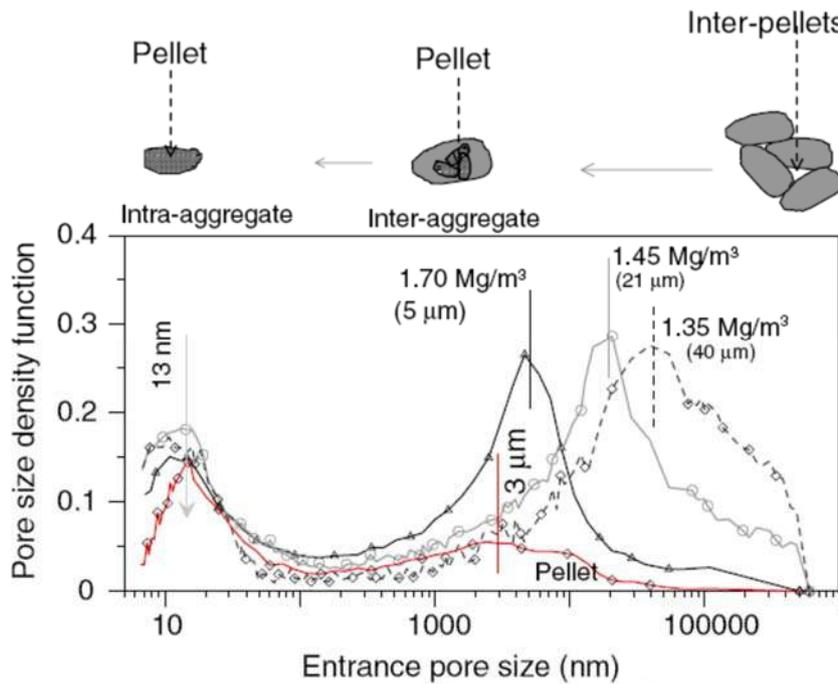


Figure II-20: Courbes porosimétriques de l'argile FEBEX compactée à différentes densités sèches. (Hoffmann et al., 2006).

II.6.2 Effet de la variation de la succion

L'effet du drainage ou de l'humidification sur l'évolution de la microstructure des sols compactés, a été mis en évidence par plusieurs auteurs, tels que Cui (1993); Simms et Yanful, 2001; Cuisinier et Laloui, 2004; Cuisinier et Masrouri, 2005; Agus et Schanz, 2005; Kong et al., 2005; Monroy (2006) et Nowamooz (2007). Les travaux scientifiques de (entre autres) ces auteurs démontrent la sensibilité de la porosimétrie des sols à la variation de la succion

II.6.2.1 Effet du séchage

La figure II-21 présente l'évolution de la courbe porosimétrique quand la succion varie de zéro à 400 kPa, obtenus par Cuisinier et Laloui, 2004 sur un limon sableux ($w_L=30\%$, $IP=12\%$) compacté à une teneur en eau $w=15\%$ et une densité sèche de 14 kN/m^3 . Après le compactage, une saturation initiale a été réalisée avant l'application des succions désirées, ce qui a conduit à une distribution unimodale du réseau poreux et à une microstructure plus homogène. De plus, la Figure II-20 montre que le processus de séchage entraîne une réduction de certaines classes de macropores, accompagnée d'une augmentation dans d'autres classes de pores ayant un rayon compris entre 0.2 et $1 \mu\text{m}$ par rapport à la même classe, résultant finalement en une structure bimodale à la fin de l'essai ($S=400$ kPa). La classe de pores inférieurs à $0.1 \mu\text{m}$ ne semble pas être affectée par les variations de succion.

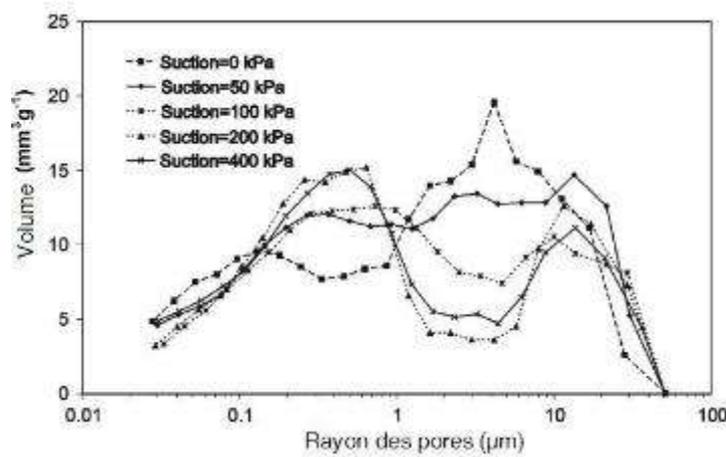


Figure II-21 : Évolution de la porosité lors de la variation de la succion entre 0 et 400kPa, (Cuisinier et Laloui, 2004).

Simms et Yanful, 2001 ont comparé les courbes porosimétriques d'échantillons compactés à sec ($w=8\%$) et humide ($w=17\%$) par rapport à l'optimum Proctor, soumis à une succion de 2500 kPa après saturation (essai de perméabilité). La densité sèche des échantillons n'est pas précisée par les auteurs. Ces échantillons ont été obtenus par compactage dynamique d'un till glaciaire ($w_L=27\%$, $IP=9\%$, $\gamma_{dmax}=18.1 \text{ kN/m}^3$, $w_{opt}=13.7\%$) avec une fraction fine ne dépassant pas 22% (limon=14%, argile=8%). Après saturation, les échantillons présentaient une teneur en eau finale, un degré de saturation et une porosité identiques ($w=16\%$, $S_r=95\%$, $n=0.29$). L'application de la succion aux échantillons a provoqué un déplacement vers la gauche du diamètre d'accès des pores, conduisant à une structure unimodale comme illustré dans la figure II-22. Du côté sec de l'optimum Proctor, le diamètre d'accès des pores est passé de 3 μm à 1 μm , tandis que du côté humide, il est passé de 1 μm à 0.1 μm .

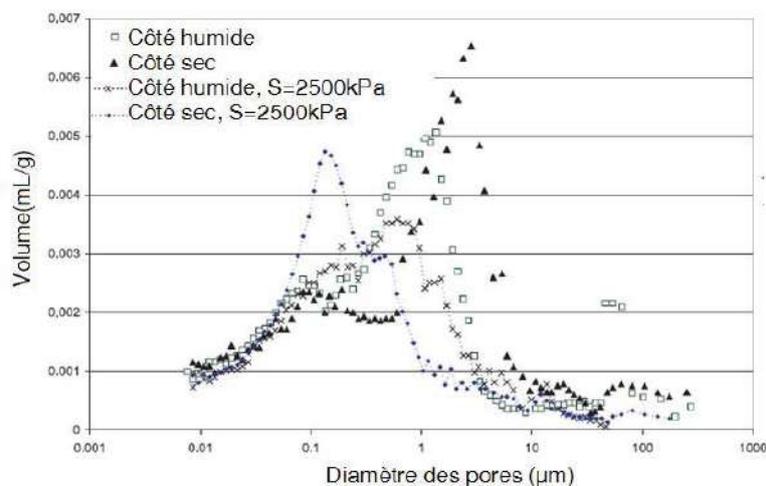


Figure II-22 : Comparaison entre les courbes porosimétriques dérivées de deux échantillons compactés (respectivement) du côté sec et humide de l'optimum Proctor, soumises à une succion de 2500kPa, (Simms et Yanful, 2001).

Un autre résultat, illustré sur la Figure II-23a, montre l'évolution de la courbe porosimétrique d'un échantillon compacté à une teneur en eau de 18%, directement soumis à différents niveaux de succion sans passer par la phase de saturation. La microstructure finale de cet échantillon est pratiquement identique à celle de l'échantillon compacté à 17%. Cette évolution de la microstructure commence par une réduction du volume des pores interagrégats sans changement significatif du diamètre d'accès (4 μm), jusqu'à une succion de 1400 kPa où la disparition de ces pores est suivie d'une augmentation du volume des pores ayant un diamètre d'accès de 0.2 μm . Cependant, le séchage à l'air ou en étuve (Figure II-23b) provoque l'apparition d'une structure bimodale où les points d'inflexion des courbes se situent entre 0.2 μm et 0.8 μm .

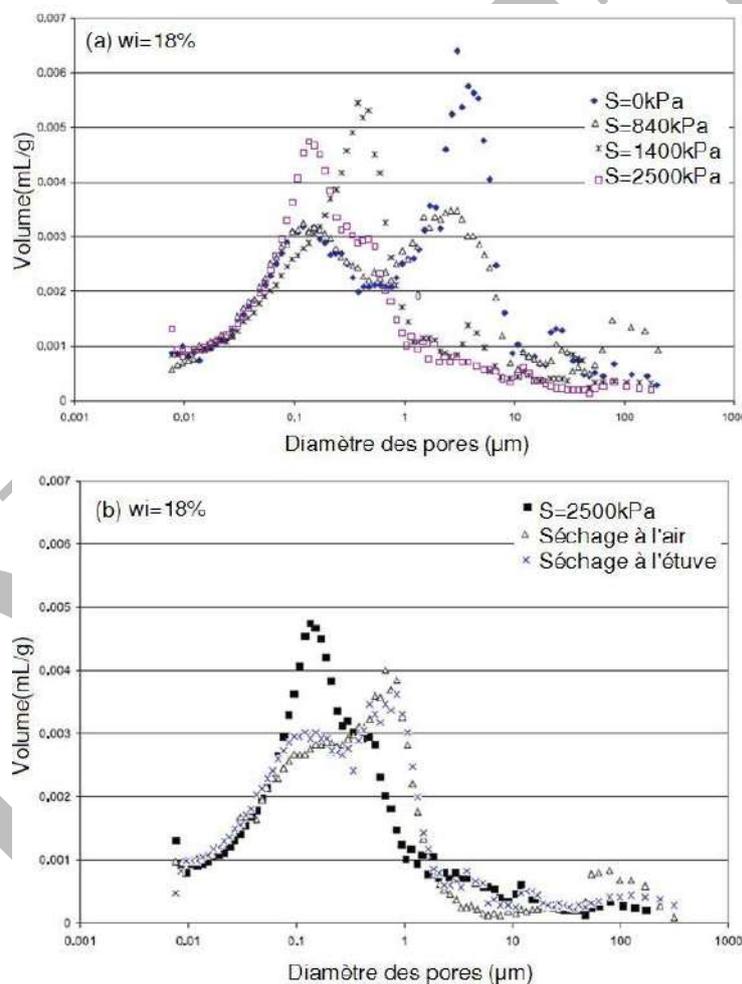


Figure II-23: Évolution de la microstructure d'un échantillon compacté du côté humide, (a) lors de la variation de la succion entre 0 et 2500kPa, (b) effet du séchage à l'air libre et à l'étuve, (Simms et Yanful, 2001).

Les résultats de Cui (1993) concordent avec ceux de Simms et Yanfuls, 2001 sur le fait que le séchage à l'air libre provoque l'apparition d'une structure bimodale des pores. Les résultats de Cui ont été obtenus sur des échantillons du limon de Jossigny compacté à l'optimum Proctor, puis soumis à

différents niveaux de séchage ($S=400\text{kPa}$, $S=1500\text{kPa}$, séchage à l'air libre). Les courbes porosimétriques cumulées (Figure II-24a), montrent que le volume des pores est d'autant plus faible que la dessiccation s'intensifie. Sur la courbe porosimétrique dérivée (Figure II-24b), une réduction du rayon d'accès des macropores est observée. Ce rayon varie de $0.3\mu\text{m}$ au droit de l'optimum Proctor à $3\mu\text{m}$ pour l'échantillon séché à l'air libre. Ceci est accompagné de l'apparition d'une nouvelle famille de rayon d'accès de $0.01\mu\text{m}$ correspondant à la classe des mésopores.

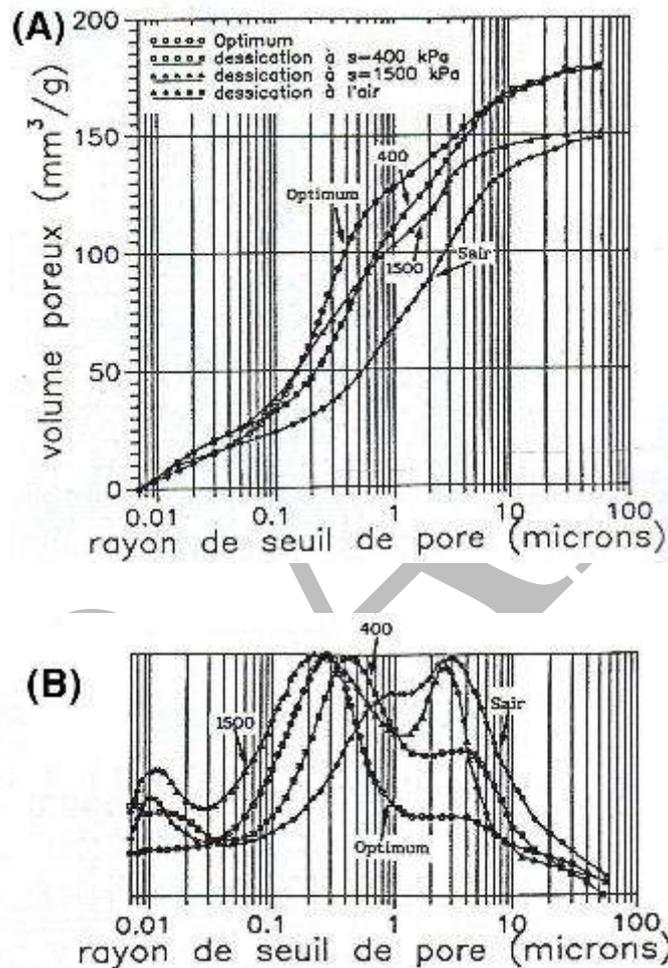


Figure II-24 : Résultats de porosimétrie à mercure du limon de Jossigny compactée à l'optimum puis soumise à une succion de 400 et 1500kPa et séché à l'air libre, A) courbes cumulées, B) courbes dérivées, (Cui, 1993).

À partir de ces résultats, il est observé que le processus de séchage induit une diminution de la porosité totale, entraînant ainsi une contraction macroscopique (retrait). Cette diminution de porosité s'accompagne soit d'une réduction de certaines classes de macroporosité, soit de leur augmentation et de la création de mésopores. Cette variation dans la porosimétrie dépend de l'intensité du séchage ainsi que du pourcentage des éléments fins, notamment les minéraux argileux. Les travaux d'[Audiguier et Delage., 1987](#), sur l'argile naturelle de Romainville et la marne blanche de Pantin confirment cette observation. Ils ont constaté que pour les matériaux à matrice argileuse soumis à des

potentiels matriciels croissants, le séchage provoque des rétractions entraînant une diminution de la taille des pores et de la porosité totale. En revanche, pour les matériaux à squelette granulaire, le séchage induit une augmentation de la taille des pores et une diminution de la porosité totale.

II.6.2.2 Effet de l'humidification

Lors de l'hydratation d'une argile de Tunisie initialement compactée à l'optimum Proctor ($w_L=60\%$, $IP=30\%$, $\gamma_{dmax}=15.4 \text{ kN/m}^3$, $w_{opt}=28.5\%$), Souli et Fleureau, 2008 ont observé que les macropores interagés jouaient un rôle crucial dans le processus de gonflement global du sol. Ce phénomène est attribué à l'augmentation de la taille des particules argileuses grâce à l'insertion de 3 à 4 couches d'eau dans les espaces interfeuillet, particulièrement lorsque les échantillons sont hydratés sous de faibles charges mécaniques. En revanche, sous des charges mécaniques plus élevées, l'espace interfeuillet reste inchangé. L'analyse par diffraction des rayons X (Figure II-25) a mis en évidence un développement d'anisotropie du matériau lors de son humidification (diminution de la succion). Cette anisotropie augmente à mesure que la charge appliquée diminue. Ces observations ont été corroborées par des analyses au microscope électronique à balayage (MEB), montrant que les particules se regroupent en agrégats orientés parallèlement les uns aux autres. Dans tous les cas, la contrainte extérieure appliquée au sol influence significativement l'agrégation des particules et des feuillet, ce qui se traduit par une diminution de la surface spécifique lorsque la charge augmente.

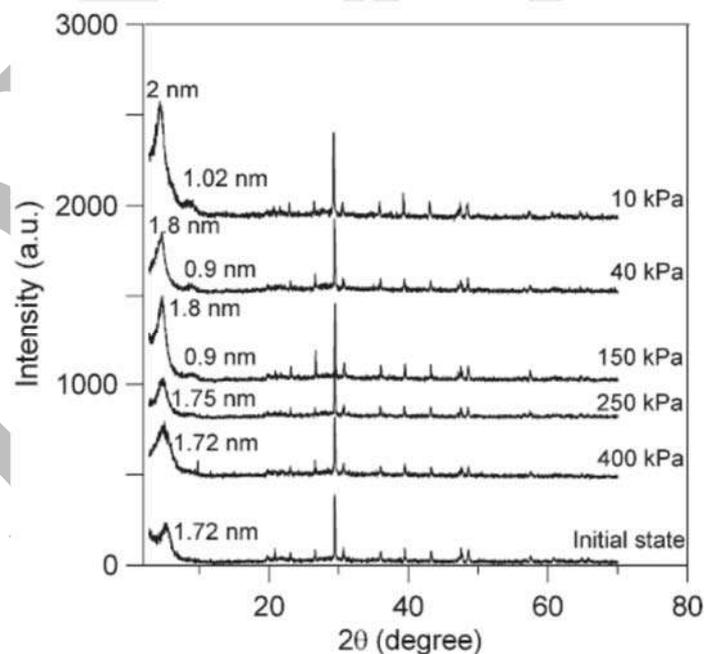


Figure II-25 : Résultats des courbes de diffraction X de l'argile de Tunisie compactée à l'optimum Proctor et hydratée sous différentes charges, (Souli et Fleureau, 2008).

Les résultats de porosimétrie à mercure (Souli et Fleureau, 2008) montrent également que le volume des pores augmente pendant l'hydratation (gonflement), atteignant un maximum sous une charge de

10 kPa (Figure II-26a). Sous cette charge, les échantillons présentent deux familles de pores : la première avec un diamètre d'accès de 20 μm correspond aux pores interagrégats, tandis que la deuxième famille correspond aux pores intra-agrégats avec un diamètre d'accès inférieur à 1 μm . L'augmentation de la charge à 400 kPa entraîne une diminution du volume des pores sans modification de leur taille (Figure II-26b).

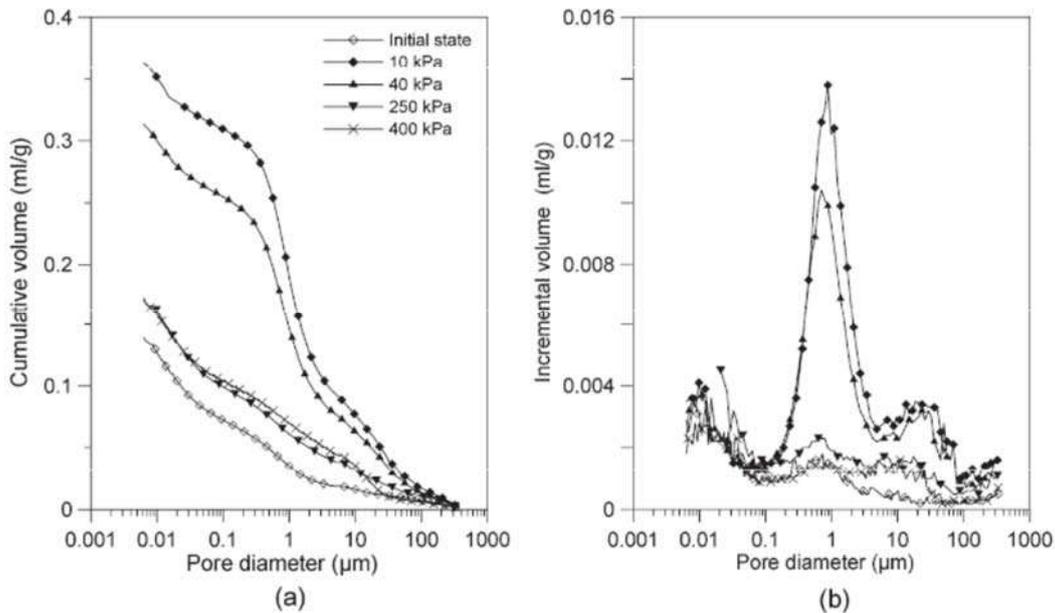


Figure II-26 : Résultats de porosimétrie à mercure de l'argile de Tunisie compactée à l'optimum Proctor et hydraté sous différentes charges, a) courbes cumulées, b) courbes dérivées, (Souli et Fleureau, 2008).

Saiyouri (1996), a étudié l'hydratation d'échantillons compactés de smectite MX80 et d'argile FoCa7 en utilisant la diffraction aux rayons X aux petits angles (θ), observant que la distance entre les feuillets élémentaires augmente progressivement par l'adsorption successive de couches d'eau (Figure II-27). L'auteur propose l'existence de deux domaines énergétiques distincts : un premier où l'eau est structurée et liée aux feuillets, et un second où l'eau est libre et occupe des espaces poreux plus importants. Ce mécanisme de gonflement implique l'insertion successive d'eau couche par couche, entraînant une micro-division des particules et une réduction de la surface spécifique des cristaux, suivie d'une répulsion à surface constante entre les cristaux plus petits. Selon Saiyouri, au début de l'hydratation, l'eau est principalement interfoliaire, avec peu ou pas d'eau externe. À des teneurs en eau plus élevées, l'eau externe devient significative, avec une épaisseur compatible avec les distances caractéristiques de la théorie de la double couche diffuse. La Figure II-26 illustre les distances interfoliaires et inter-particulaires pour chaque valeur de succion imposée, montrant que les distances interfoliaires restent inférieures ou égales à 22 Å, tandis que les distances inter-particulaires évoluent au cours de l'hydratation.

Les études de [Popescu \(1980\)](#) et [Tessier \(1984\)](#) indiquent que la division des agrégats ne se produit que lorsque le gradient de succion auquel le sol est soumis est élevé, c'est-à-dire lors d'une hydratation brutale.

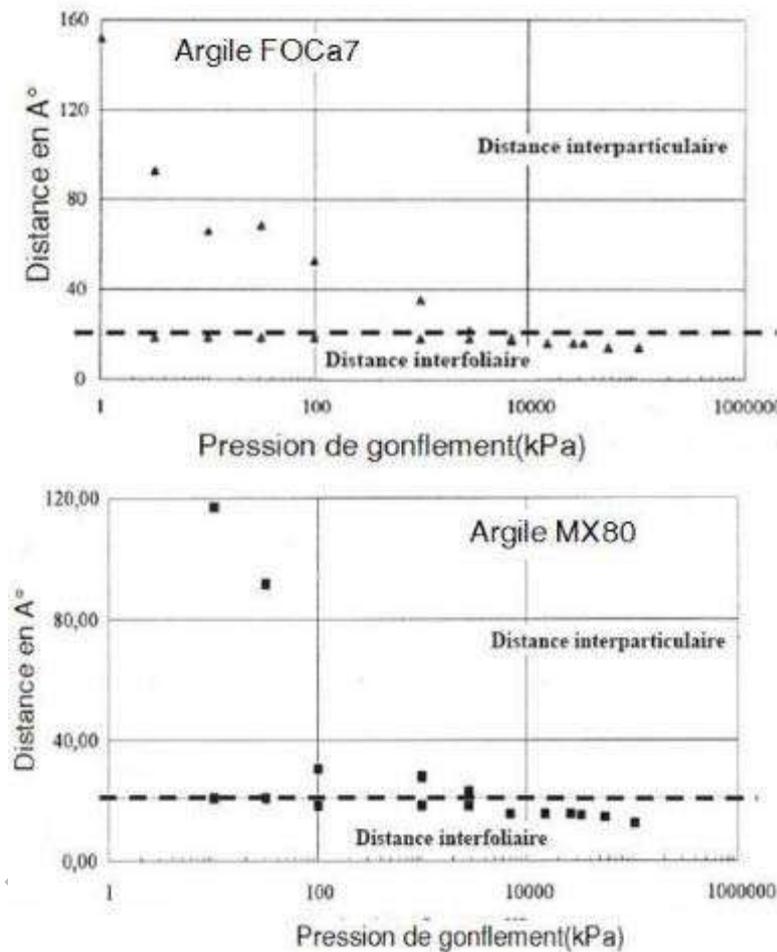


Figure II-27: Distances interfoliaires et interparticulaire pour l'argile FoCa7 et l'argile MX80, (Saiyouri, 1996).

La comparaison effectuée par [Monroy \(2006\)](#) sur trois échantillons d'argile de London ($w_L=83\%$, $IP=51\%$), compactés du côté sec de l'optimum Proctor ($w=23.61\%$, $\gamma_d=13.81 \text{ kN/m}^3$), et saturés sous différentes conditions de confinement (gonflement libre (mta2), gonflement à volume constant (mta5), saturation sous une contrainte de 220 kPa (mta6), (Figure II-28). Les résultats obtenus ont permis de mettre en évidence le rôle de la charge de confinement sur l'évolution de la porosité. L'application d'une charge verticale mécanique de 130 kPa a entraîné une réduction notable du volume et du diamètre d'accès des macropores. Ce dernier est passé de 1.73 μm pour mta2 à 0.840 μm pour mta5. En augmentant la charge à 220 kPa (mta6), on observe seulement un léger décalage du diamètre d'accès des pores, qui est devenu 0.67 μm . Dans tous les cas, les pores inférieurs à 0.1 μm ne semblent pas être affectés.

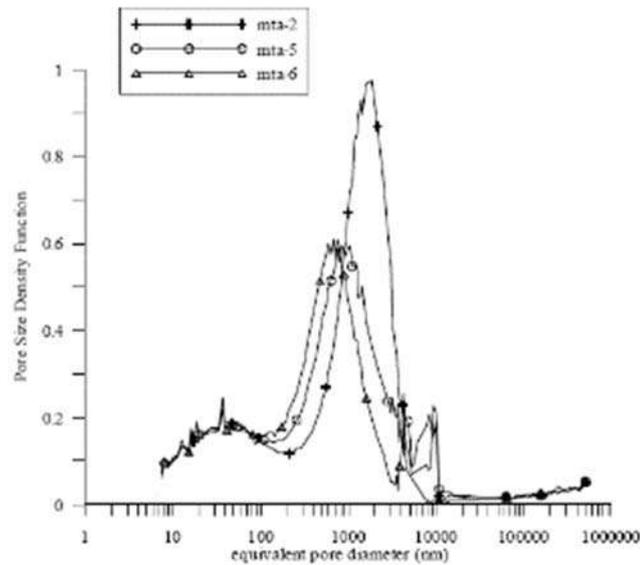


Figure II-28 : Évolution de la courbe porosimétrique de l'argile de London compactée et saturée sous différentes conditions de confinement, (Monroy, 2006).

Par ailleurs, les résultats de Nowamooz, (2007), sur un mélange à 40% de limon et 60% de bentonite ($w_L=87\%$, $IP=22\%$), compacté du côté sec de l'optimum Proctor à une teneur en eau de 15% et une densité sèche de 1.27. Après compactage, les échantillons sont humidifiés sans confinement jusqu'à la succion d'entrée d'air (20MPa→2MPa). Les résultats obtenus ont montré que la double structure est préservée, et ceci avec une réduction dans les macropores, accompagnée d'une augmentation des mésopores sans changement de leurs diamètres d'accès.

Ferber (2005) a mené des essais d'humidification-séchage à l'échelle microscopique (MEBE) sur quatre types de sols compactés non saturés (argile A34, limon de Goderville, péllite A89, sable de Missillac) afin d'étudier les interactions eau-particules, la localisation de l'eau dans la structure poreuse, et les effets des variations d'état hydrique à l'échelle des particules.

Le protocole expérimental pour appliquer un cycle d'humidification-séchage consistait à initialement placer l'échantillon dans une humidité relative de 90 %, puis à l'augmenter progressivement jusqu'à atteindre 100 %. Une fois l'échantillon saturé observé, l'humidité relative était réduite à 60 % pour le déshydrater. Les observations suivantes ont été reportées :

- Sur tous les échantillons étudiés, l'humidité se manifeste initialement par l'apparition d'un film gris-noir à la surface des agrégats argileux, puis par le remplissage des plus gros pores. Cela suggère que l'eau est particulièrement attirée par les agrégats argileux.
- Modification de la structure: le cycle d'humidification/séchage entraîne des mouvements des particules et des déformations des vides inter-agrégats.

Ferber a aussi observé que dans un sol non saturé, l'eau est d'abord attirée par les agrégats argileux, et que le remplissage des gros pores par l'eau lors de l'humidification ne se produit que par

la suite. Cette observation peut s'expliquer par la présence d'eau liée et d'eau libre. L'eau liée est fortement retenue par les particules argileuses à l'intérieur des agrégats, en raison de la forte succion due à la petite taille des pores intra-agrégats, et pour les argiles les plus actives, grâce au potentiel d'adsorption des cations compensateurs. Ce n'est qu'une fois que les potentiels capillaires et/ou les forces d'adsorption de l'eau liée sont compensés que l'eau libre peut remplir les plus gros pores.

Enfin, l'humidification et le séchage entraînent, malgré l'absence de contrainte mécanique, des mouvements de particules et des modifications de la forme et de la dimension des vides interagégats. Ceci montre la sensibilité de la microstructure aux variations d'état hydrique, même dans une fraction argileuse composée de minéraux peu actifs (kaolinite et illite).

II.7 CONCLUSION

L'organisation des particules d'argiles est considérablement différente d'un type d'argile à un autre. Il s'en suit que le type de texture et le réseau poreux des sols argileux sont influencés par différents facteurs tels que la taille des particules, la capacité d'échange cationique, le type de cations, la nature et la concentration de l'électrolyte, l'acidité, la température, les forces d'interaction entre particules, l'histoire des contraintes (mécaniques ou hydriques) subies par le matériau et les cycles de drainage/humidification. Le comportement hydrique et mécanique des sols argileux dépend de cette organisation et plus particulièrement de la cohésion: liaison entre les différentes entités (particules, agrégats, grains...) à l'origine de cette organisation. La morphologie de cet assemblage conditionne largement les interactions eau-sol et aussi des phénomènes tels que le retrait et le gonflement.

Pour les sols compactés, le développement d'outils d'investigations telles que la porosimétrie à mercure, la microscopie à balayage et la diffraction aux rayons X, a permis de pousser les recherches sur l'étude de l'orientation des particules argileuses au droit de la courbe Proctor et l'étude de l'évolution de leur microstructure suivant différents chemins de sollicitations hydromécaniques. Sur ce on peut dire que:

- La structure bimodale est plus marquée pour les sols compactés du côté sec de l'optimum Proctor. Au droit de l'optimum Proctor et du côté humide de celui-ci, la microstructure est plutôt homogène, et présente un caractère unimodale.
- Le chargement mécanique influence d'une manière importante les macropores sans produire de modification au niveau des mésopores. Un effet similaire de l'augmentation de la teneur en eau a été observé sur le limon de Jossigny. Cependant les résultats existant dans la littérature technique sur ce point (effet de la teneur en eau) sont souvent perturbés par une influence conjuguée de la masse volumique, et les auteurs eux-mêmes restent prudents quant à l'interprétation qui peut en être faite.

- La succion à une influence notable sur le comportement des sols compactés non saturés. A ce titre, il importe de voir la complexité des relations mathématiques manipulées en corrélation avec les paramètres caractérisant le sol (nature, état hydrique, masse volumique), ainsi que les phénomènes qui y sont rattachés (adsorption, capillarité).
- Une sollicitation hydrique conduit à une variation du volume des pores de petite dimension, qui sont probablement localisés au sein des agrégats argileux. Il s'agit soit d'une augmentation de volume en cas d'humidification (gonflement), soit d'une diminution de volume en cas de séchage (retrait).
- Pour le cas des matériaux à matrice argileuse soumis à des potentiels matriciels croissants, le séchage provoque une rétraction entraînant une diminution de la dimension des pores. A l'opposé, les matériaux à squelette granulaire manifestent un séchage accompagné d'une augmentation de la dimension des pores et une diminution de la porosité totale.
- Les déformations dues à l'humidification sont le résultat de plusieurs mécanismes qui trouvent leur origine dans la nature et l'organisation des particules argileuses. Cela se traduit par une réduction des macropores en raison de l'augmentation du volume des mésopores.
- L'état de contrainte au cours de l'humidification conditionne la nature et l'ampleur des déformations finales observées à l'échelle macroscopique. Elle peut être soit un gonflement ou un effondrement. Lorsque la sollicitation mécanique est faible, les plaquettes d'argile dans les agrégats et les ponts se gonflent lors de l'hydratation, mais la structure du sol est préservée. Par contre, quand la sollicitation mécanique est plus élevée, les liaisons entre les grains de silt ou de sable peuvent être détruites: les ponts entre les grains peuvent être cassés, les agrégats se déforment sous cette charge élevée et, en conséquence les grains de silt ou de sable glissent les uns par rapport aux autres. Le résultat de ces mouvements relatifs entre grains est la déformation des grains. Les ponts cassés se réfugient dans les pores de grandes tailles. Il en résulte que le volume du sol diminue, c'est « l'effondrement ». En même temps, le gonflement continue puisque les plaquettes d'argile se gonflent sous les effets de l'hydratation, mais ce gonflement est souvent masqué par l'effondrement.

Chapitre III. TECHNIQUES EXPÉRIMENTALES

DRAFT

III.1 INTRODUCTION

La succion est une grandeur physique difficile à mesurer. Diverses approches sont nécessaires pour couvrir toute la gamme des succions qui peuvent varier entre zéro et des centaines de Méga Pascals. De nombreuses techniques permettant de déterminer la succion du sol ont été proposées. Généralement, ces techniques sont regroupées en deux catégories selon qu'il s'agit d'une méthode de mesure ou d'imposition de la succion.

La première technique consiste à imposer à l'échantillon de sol une succion et de mesurer ses paramètres d'état (indice des vides, porosité, degré de saturation) à l'équilibre hydrique. La seconde permet de mesurer directement la succion du sol dans un état donné (densité, porosité, saturation, ...).

La compréhension du comportement hydromécanique des sols non saturés est l'un des défis des géotechniciens. Il est généralement étudié à l'aide des appareils classiques en mécanique des sols saturés (œdomètre, boîte de cisaillement rectiligne et triaxial) dans lesquels une technique d'imposition et/ou de mesure de la succion est intégrée. Dans ce qui suit, les différentes méthodes de contrôle ou mesure de la succion seront présentées, ainsi que les appareils adaptés afin de mettre en évidence l'effet du couplage des contraintes mécaniques et hydriques sur le comportement des sols non saturés.

III.2 TECHNIQUES DE CONTROLE DE LA SUCCION

Les techniques d'imposition consistent à imposer aux échantillons une suite de succions croissantes jusqu'à séchage complet (drainage), ou l'humidifier en imposant une suite de succions décroissantes (humidification). A l'équilibre hydrique (équilibre de l'acquisition ou la perte de l'eau interstitielle de l'échantillon avec le milieu ambiant), pour chaque succion imposée, on mesure les caractéristiques d'état des échantillons par des pesées immergées dans une huile non mouillante. Afin de balayer une large gamme de succions, trois méthodes d'imposition de succion sont généralement utilisées à savoir : la technique des plaques tensiométriques, les solutions osmotiques et les dessiccateurs à solutions salines saturées ou non saturées en sel.

Le domaine de variation des succions dans chacune de ces méthodes est présenté en Figure III-1.

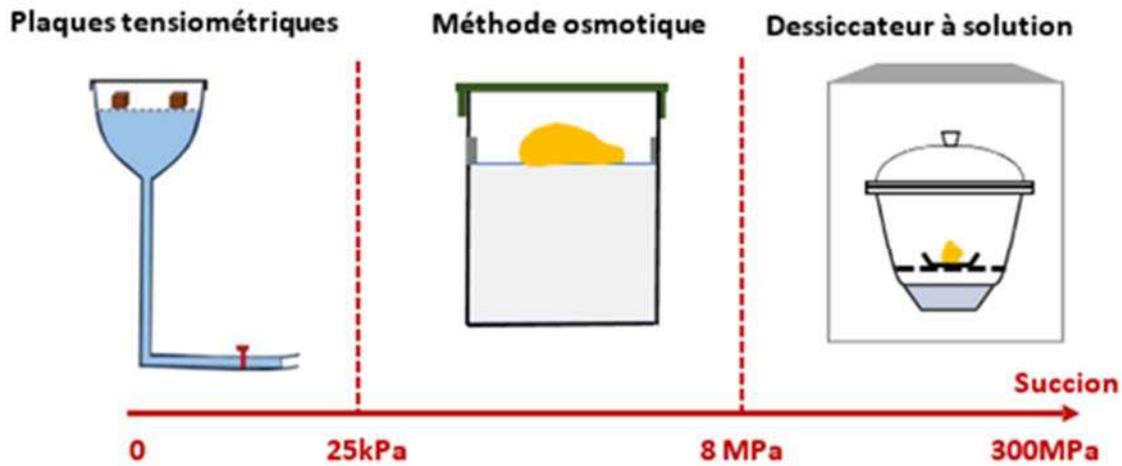


Figure III-1. Méthodes de contrôle de la succion au laboratoire et intervalles correspondants.

III.2.1 Préparation des échantillons de sol

Les techniques de contrôle de la succion sont souvent appliquées sur des échantillons de sol ayant des états initiaux différents, à savoir des échantillons sous forme de pâte, consolidés ou compactés. Pour les échantillons sous forme de pâte, ils sont préparés à une teneur en eau égale à 1.5 fois la limite de liquidité ($w = 1.5w_L$) puis soumis à un chemin de drainage par palier de succion. Pour les chemins d'humidification, la pâte est séchée au préalable à 60°C pendant 24h, puis soumise à des paliers de succion décroissante.

Les échantillons consolidés sont préparés dans un premier temps sous forme de pâte saturée, puis celle-ci est consolidée dans un consolidomètre dans des conditions saturées. Le diamètre, l'épaisseur et la contrainte appliquée sur l'échantillon sont fixés en fonction des chemins hydro-mécaniques envisagés par la suite.

Les échantillons compactés sont préparés à partir d'un sol remanié humidifié à une teneur en eau cible, puis compactés quasi statiquement à l'aide d'une presse, ou dynamiquement par damage. Pour réduire le temps d'équilibre hydrique lors des essais relatifs aux chemins de drainage-humidification, de petits échantillons d'1 cm³ de volume environ sont façonnés avant d'être soumis à des succions imposées.

III.2.2 Méthodes dites de « Translation d'axe »

La méthode de translation d'axe (dite aussi de surpression d'air) a été mise en œuvre pour la première fois par les pédologues. Son principe a été adapté par les géotechniciens à travers des dispositifs simples. Elle consiste à imposer au sol une succion en appliquant une pression d'air (u_a) et une pression d'eau (u_w), de façon à avoir une succion $S = (u_a - u_w)$ positive. Dans cette méthode, la pression d'air est contrôlée à travers une pierre poreuse standard, tandis que la pression d'eau est contrôlée via un disque en céramique à pression d'entrée d'air élevée (HAED=High Air Entry Disc).

III.2.2.1 Plaques tensiométriques

La méthode des plaques tensiométriques est valable pour un intervalle de succions comprises entre 0 et 25 kPa. Cette technique consiste à mettre l'eau interstitielle d'un échantillon sous tension en mettant l'échantillon de sol au contact d'une plaque poreuse en verre fritté (plaque tensiométrique) peu perméable à l'air, saturée d'eau et reliée à un entonnoir en verre qui applique une tension à l'eau, l'air interstitiel de l'échantillon étant maintenu à la pression atmosphérique. Ainsi, en imposant une différence de niveau entre la plaque tensiométrique et la surface libre du tube de mesure (Figure III-2), on peut contrôler la dépression (ou tension) de l'eau interstitielle. Ainsi, cette dépression est égale à la hauteur d'eau. Ceci permet d'en déduire la suction imposée à l'échantillon de sol selon l'équation III-1.

$$S = u_a - u_w = -u_w = h \times \gamma_w \quad (\text{III-1})$$

Avec :

S : la suction (kPa),

u_w : la pression interstitielle négative de l'eau (kPa),

u_a = pression atmosphérique = 0

h : la différence de niveau entre la plaque tensiométrique et la surface libre du tube de mesure (m),

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

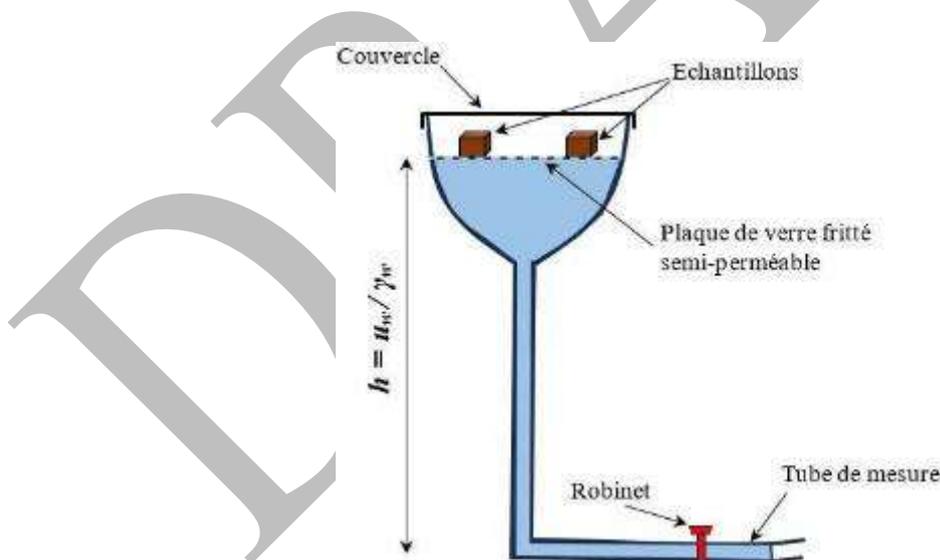


Figure III-2. Schéma du dispositif expérimental des plaques tensiométriques

L'utilisation d'une eau désaérée est préconisée afin d'assurer de bonnes conditions d'essai et d'éviter la cavitation prématurée de l'eau en tension. Une fois les plaques placées à différentes hauteurs correspondant aux succions ciblées, on ouvre les robinets placés aux extrémités des tubes pour mettre l'eau en tension (ex : 100 cm de hauteur est équivalent à 10 kPa).

III.2.2.2 Appareil de Richards

Contrairement au principe des plaques tensiométriques, le principe de l'appareil de Richards (1935) consiste à augmenter la pression de l'air en gardant la pression de l'eau égale à la pression atmosphérique. Le dispositif utilisé (Figure III-03), comporte une cellule étanche à l'air dont la base est équipée d'un disque en céramique à haute pression d'entrée d'air (HAED), perméable à l'eau, mais peu perméable à l'air, immergée dans un récipient d'eau soumise à la pression atmosphérique. La pression d'air u_a étant fixée à une valeur positive supérieure à la pression de l'eau contenue dans le récipient, la succion imposée au sol est par conséquent $S = u_a - u_w = u_a$.

L'expérimentation consiste à imposer à l'échantillon une pression d'air tout en maintenant l'eau à la pression atmosphérique jusqu'à ce que l'équilibre entre les deux pressions soit atteint, ce qui se produit en quelques jours pour des échantillons d'environ 1 cm^3 de volume.

Une fois l'équilibre atteint, on relâche la pression et on extrait l'échantillon de la cellule, afin de déterminer par pesée immergée ses caractéristiques sous la succion imposée (teneur en eau, porosité, densité, ...). L'ordre de grandeur des succions maximales imposées avec cette technique est de 1,5 MPa, ce qui impose la réalisation de cellules métalliques de confinement extrêmement fiables.

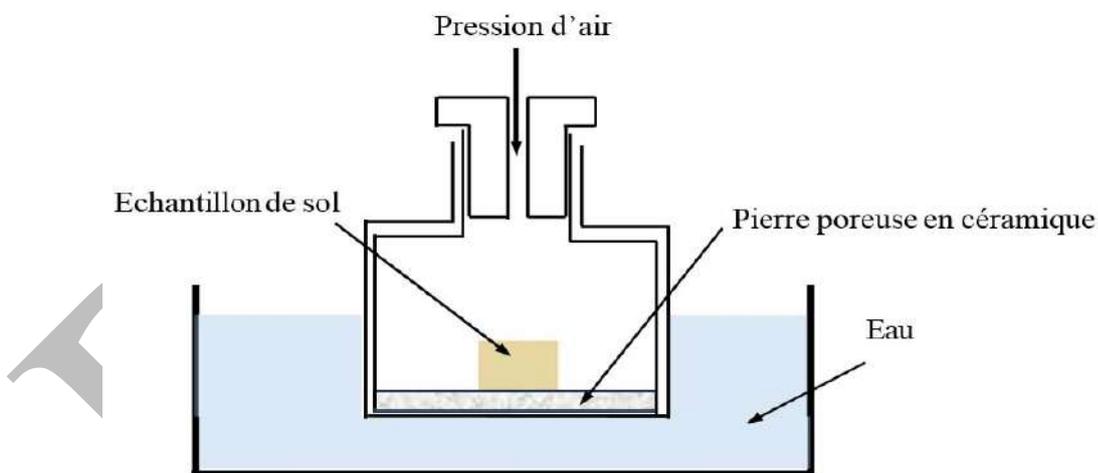


Figure III-3. Schéma de l'appareil de Richards.

III.2.3 Technique osmotique

La méthode des solutions osmotiques a été utilisée pour la première fois par Zur, (1966). C'est une application directe du principe de l'osmose. C'est une méthode simple à mettre en œuvre pour imposer des succions comprises entre 50 et 1000 kPa en utilisant du PEG 20000, et jusqu'à 8 MPa en utilisant le PEG 6000. Le principe de cette méthode consiste à mettre l'échantillon de sol en contact avec une solution de macro-molécules organiques glycol (PolyEhylène Glycol « PEG ») par l'intermédiaire d'une membrane de dialyse semi-perméable, ne laissant passer que l'eau et

empêchant l'échange des molécules de PEG. Cette solution engendre une pression osmotique fixée en fonction de la concentration en PEG. Pour atteindre l'équilibre hydrique, la tendance naturelle assure la balance des concentrations de part et d'autre de la membrane, et la succion de l'échantillon sera égale à la pression osmotique générée par la solution de PEG.

Deux solutions de polyéthylène glycol, PEG 20 000 et 6 000 sont généralement utilisées pour imposer des succions allant de 50 kPa jusqu'à 8 MPa. Pour chaque type de PEG, une membrane semi-perméable définie par son poids moléculaire obstacle (Molecular Weight Cut-Off « MWCO ») est utilisée. Le tableau 1 montre les caractéristiques des membranes selon la solution du PEG utilisée.

Tableau III-1 : Caractéristiques des membranes semi-perméables utilisées (Benchouk, 2014).

PEG	Membrane	MWCO	Epaisseur moyenne (μm)
PEG 20000	SPECTRA/POR N°4	14000	40
PEG 6000	SPECTRA/POR N°3	3500	47

L'utilisation de la méthode osmotique, nécessite la connaissance de la relation entre la concentration du PEG et la succion imposée. Dans ce contexte, (Delage et Cui, 2000), ont proposé une relation dans laquelle la concentration (c) de PEG est exprimée en gramme PEG/gramme d'eau pour calculer des succions allant jusqu'à 1,44 MPa (Eq. III-2).

$$s = 11 \times c^2 \quad (\text{III-2})$$

Cette relation représentée par la courbe de la Figure III-4, a été étendue jusqu'à 8.5 MPa par Cuisinier (2002).

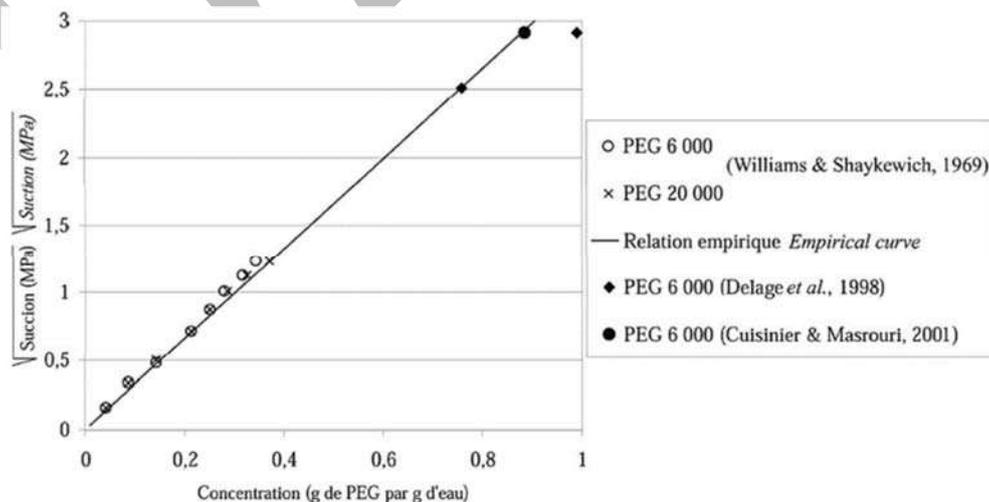


Figure III-4. Courbe d'étalonnage du PEG dans une gamme de succion étendue.

III.2.3.1 Dispositif expérimental et mode opératoire

Les solutions de PEG sont préparées à différentes concentrations, par conséquent à différentes succions. On mélange dans un bécher la quantité correspondante de PEG avec de l'eau distillée et on pose, par la suite, le récipient sur l'agitateur magnétique jusqu'à l'obtention d'une solution homogène. Pendant l'agitation, il est nécessaire d'ajouter une petite quantité d'acide benzoïque ou un antibiotique (l'ampicilline par exemple). Ce dernier joue le rôle de conservateur antibactérien qui empêche la dégradation des membranes. Les concentrations des solutions PEG 20000 et PEG 6000 utilisées sont déterminées par le biais de l'équation III-2.

Après la préparation des solutions, une couche fine de Kaolin est mise sur la base des échantillons afin de surfacer ces dernières et assurer un rôle de « colle » entre l'échantillon et la membrane avoir une bonne continuité d'échange d'eau entre la solution et l'échantillon.

Les échantillons de sol sont :

- Soit posés sur une membrane fixée par une bague en PVC contre les parois du bécher, tout en assurant un contact parfait entre la solution et la membrane (figure III-5 (a)). Toute bulle d'air doit être expulsée afin de garantir la continuité des échanges entre la solution et l'échantillon de sol.
- Soit placés délicatement à l'intérieur de la membrane « boyau » (Enveloppe cylindrique), ensuite cette membrane est fermée aux deux extrémités par une pince clic-clac. L'ensemble (membrane et échantillons) sont immergés dans le bécher contenant du PEG tout en gardant les deux extrémités de la membrane et la pince au-dessus du niveau de la solution (Figure III-5 (b)). Finalement, les béchers sont couverts par des films plastiques afin d'éviter toute évaporation de l'eau de la solution pour conserver sa concentration, et donc la valeur de la succion imposée.

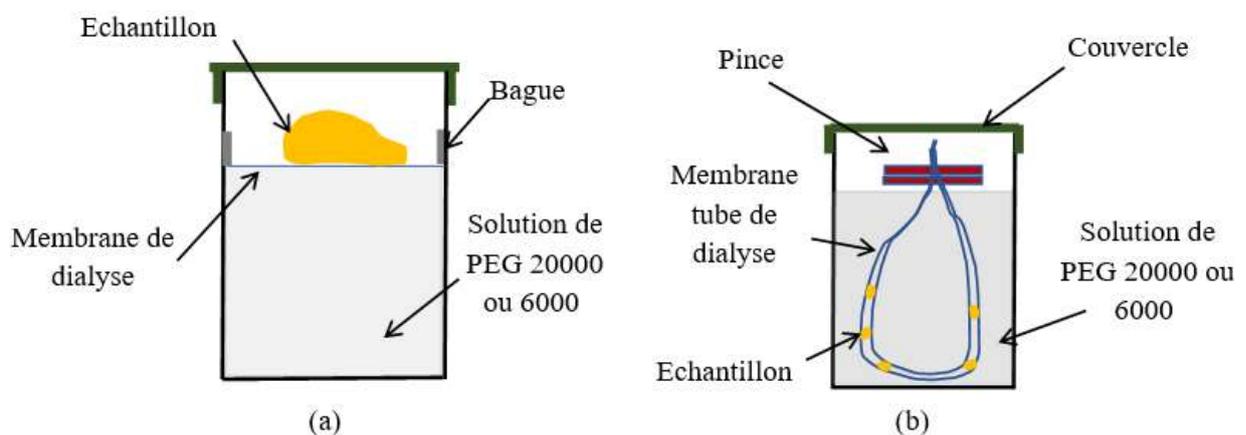


Figure III-5. Dispositif expérimental de la technique osmotique.

III.2.4 Technique par phase vapeur

Dans le but d'imposer des valeurs de succion plus élevées (de quelques MPa à des centaines de MPa), la technique des dessiccateurs à solutions salines est utilisée.

A l'origine, cette méthode fut développée par les biologistes. D'après [Yahia-Aissa , 1999](#), elle a été adoptée pour l'étude des sols par [Zur \(1966\)](#).

L'échantillon de sol est placé dans une enceinte sous vide contenant une solution saline de composition chimique connue (Figure III-6). Chaque solution saline impose dans l'atmosphère de l'enceinte une humidité relative connue, donnée par la loi de Raoult. Un transfert vapeur entre l'eau interstitielle du sol et l'atmosphère de l'enceinte se produit. A l'équilibre, la succion imposée à l'échantillon de sol est déduite en considérant l'humidité relative imposée par le sel dans l'atmosphère de l'enceinte à l'aide de la loi de Kelvin (Eq. III-3).

$$S = \frac{RT\gamma_w}{\omega_v g} \ln(H_R) \quad (\text{III} - 3)$$

Où :

R : Constante des gaz parfaits ($R= 8,31432 \text{ J/mol. K}$)

T : Température absolue (K)

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

ω_v : Masse molaire de la vapeur d'eau (18.10^{-3} kg)

H_r : Humidité relative (%)

Le temps d'équilibre entre les échantillons et les solutions salines saturées, est atteint généralement au bout de quelques semaines à plus d'un mois en fonction de la taille de l'échantillon et la finesse du sol.

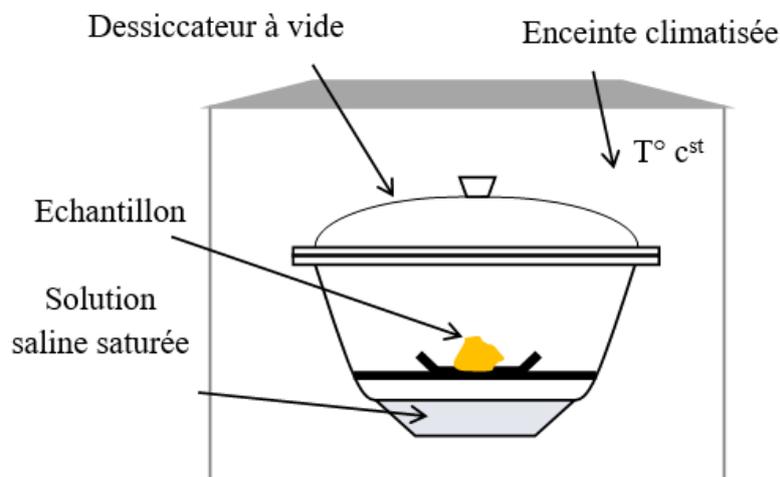


Figure III-6. Dispositif expérimental de la technique des solutions salines.

III.2.4.1 Solutions salines saturées

Concernant les sels à utiliser, [Ghembaza \(2004\)](#) a cité les valeurs des humidités relatives imposées par chaque sel à des températures qui varient entre 20°C et 80°C et les succions correspondantes. Ces résultats sont présentés sur le tableau 02.

Tableau III-2 : Humidité relative imposée par différentes solutions salines saturées à différentes températures. ([Ghembaza, 2004](#)).

Sel	T°C					Pression négative en MPa				
	20°	40°	50°	60°	80°	20°	40°	50°	60°	80°
osmose	-	-	-	-	-	0.05- 1.5	0.05- 1.5	0.05- 1.5	0.05- 1.5	0.05- 1.5
K ₂ SO ₄	97.59		95.82		95.79	3.29	3.43	6.29	6.5	7.292
Na ₂ SO ₃	91	-	-	-	-	13.13	-	-	-	-
KCl	85	-	-	-	-	22.63	-	-	-	-
KBr	81.77		79.02			27.18	32	34.71	40	48
NH ₄ Cl	81	-	-	-	-	34.59	-	-	-	-
NaNO ₃	75.13		69.04		65.32	38.62	38.62	54.61	54.61	72.2
NaCl	75.41		74.84		74.42	38.12	40	42.72	40	50.09
NaNO ₂	66	-	-	-	-	57.85	-	-	-	-
CaNO ₃	56	-	-	-	-	80.73	-	-	-	-
K ₂ CN ₅	47	-	-	-	-	105.12	-	-	-	-
K ₂ CO ₃	43.16		40.91		35.42	113.49	132	131.75	148	175.97
MgCl ₂	33.03		30.54		26.05	149.62	174	174.74	200	228.07
CaCl ₂	32.5	-	-	-	-	156.49	-	-	-	-
LiCl	11.14		11.05		10.51	296.41	330	324.68	356	381.96

La sélection des sels est faite selon leur disponibilité et de telle sorte que les écarts entre les valeurs des succions cibles sont grandes. La masse de sel utilisée dans la préparation de la solution est déterminée à partir de la solubilité de chaque sel. Les étapes de préparation du dispositif expérimental relatif à la méthode des solutions salines saturées, sont résumées comme suit :

- Préparer la solution dans 100g d'eau distillée.
- Mettre des échantillons de sol, de volume approximatif 1cm³, sur la grille du dessiccateur à humidité relative constante générée par la solution saline saturée (aucun contact n'est permis entre la solution et les échantillons : échange par vapeur).
- Bien fermer les dessiccateurs afin que l'air ambiant n'y pénètre pas, tout en mettant un lubrifiant (par exemple de la vaseline) sur les bords du dessiccateur afin de faciliter l'ouverture de ce dernier.

III.2.4.2 Solutions salines non saturées

Lorsque les sels requis pour la faisabilité des essais ne sont pas disponibles, l'utilisation du NaCl (sel très disponible et pas cher) à différentes concentrations permet de balayer un intervalle important de succions. Pour ce qui est du choix du sel à utiliser, [Ghembaza \(2004\)](#) et [Sayad Gaidi \(2003\)](#) ont réalisé l'équivalence entre l'humidité relative de quelques solutions salines saturées et

des solutions de chlorure de sodium NaCl à différentes concentrations. Leurs résultats sont présentés sur le tableau III-3.

Tableau III-3 : Concentrations des solutions salines utilisées à 20°C (Benchouk, 2005).

<i>Solution</i>	<i>Concentration (g de sel / 500 ml d'eau)</i>	<i>Equivalence en concentration de NaCl (g de sel / 500 ml d'eau)</i>	<i>Succion (MPa)</i>
K ₂ SO ₄	111 g	-	4.23
KH ₂ PO ₂	-	38 g de NaCl	6.3
KNO ₃	-	54 g de NaCl	9
ZnSO ₄ .7H ₂ O	-	75.5 g de NaCl	12.6
Na ₂ SO ₃ .7H ₂ O	-	82.5 g de NaCl	13.7
(NH ₄) ₂ SO ₄	375.66 g	-	29.29
NaCl	360 g	-	38.15
NaNO ₂	410.75 g	-	57.76
CH ₃ COOH	1 Litre	-	102.02
CaCl ₂ .2H ₂ O	730 g	-	156.22
H ₂ SO ₄	1 Litre	-	342.64

Afin de vérifier l'humidité relative générée par la solution saline à une concentration donnée, un hygromètre est mis à l'intérieur du dessiccateur pour mesurer cette dernière valeur stabilisée. La préparation du dispositif expérimental relatif de cette technique est identique à la méthode des solutions salines saturées.

III.3 TECHNIQUES DE MESURE DE LA SUCCION

III.3.1 Méthode tensiométrique

La technique la plus courante est la tensiométrie, représentée graphiquement sur la Figure III-7 et 8. Il s'agit d'une mesure de la pression négative de l'eau sous tension, similaire, dans son principe à celle des pressions positives, et ce, à l'aide d'un capteur de pression absolue. Cependant il est nécessaire d'utiliser une pierre poreuse fine en céramique. Cette dernière assure la continuité de l'eau entre le sol non saturé et la chambre du capteur (saturée en eau en permanence). La céramique doit rester saturée à tout niveau de succion. La parfaite saturation de la céramique par de l'eau désaérée est une condition essentielle au bon fonctionnement d'un tensiomètre. Il existe des tensiomètres à manomètres à cadran, ceux-ci sont couramment employés pour la mesure in situ de succions inférieures à 80 kPa (Figure III-8).

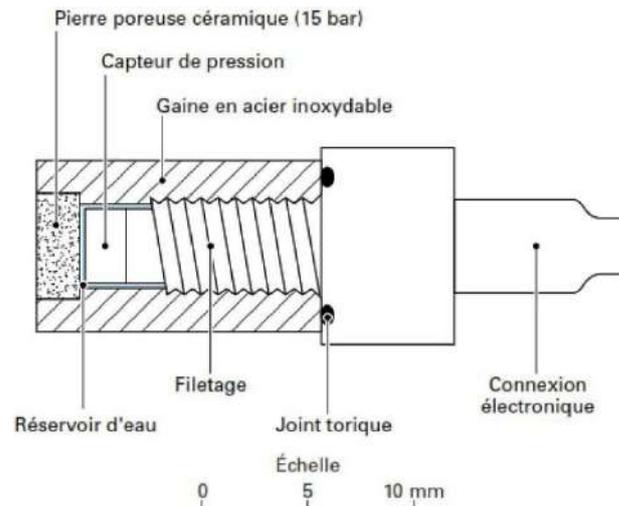


Figure III-7. Tensiomètre pour fortes succions dit de l'Imperial College (Ridley, 1993).

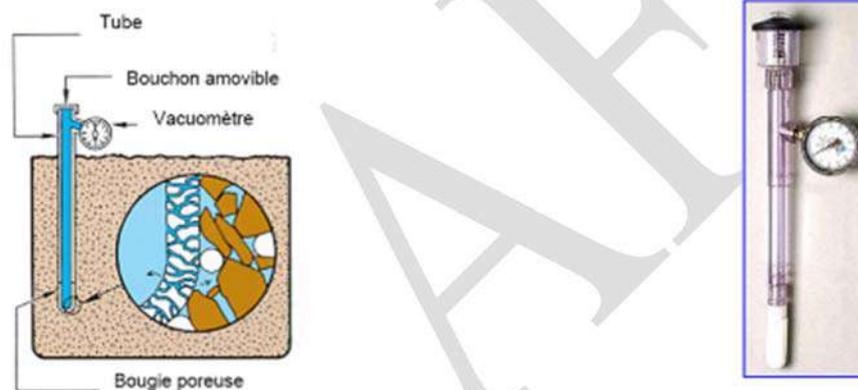


Figure III-8. Tensiomètres à manomètres à cadran

III.3.2 Méthode du papier filtre

La méthode du papier filtre repose sur le fait qu'à l'équilibre hydrique, le potentiel de l'eau du sol devient égal au potentiel de l'eau d'un papier filtre mis en contact avec le sol. Cette technique a été introduite par Gardner (1937). La gamme de succions accessible pour cette technique est comprise entre quelques kPa et plusieurs centaines de MPa. Cette méthode est basée sur l'emploi d'un papier filtre dont la courbe de rétention d'eau a été préalablement déterminée au laboratoire. Elle consiste à insérer une triple épaisseur de papier filtre dans l'éprouvette dont on veut déterminer la succions (Figure III-9). On attend, selon la nature du sol, l'équilibre des succions entre le sol et le papier filtre, en évitant toute évaporation. On peut paraffiner l'éprouvette ou l'envelopper soigneusement par un sac en plastique. On extrait ensuite les papiers filtres de l'éprouvette et on détermine la teneur en eau du papier filtre et la feuille centrale, non souillée par le sol, à l'aide d'une pesée au 1/1000. La connaissance de la teneur en eau et de la courbe de rétention d'eau du papier

filtre permet d'évaluer la succion du papier filtre donc du sol.

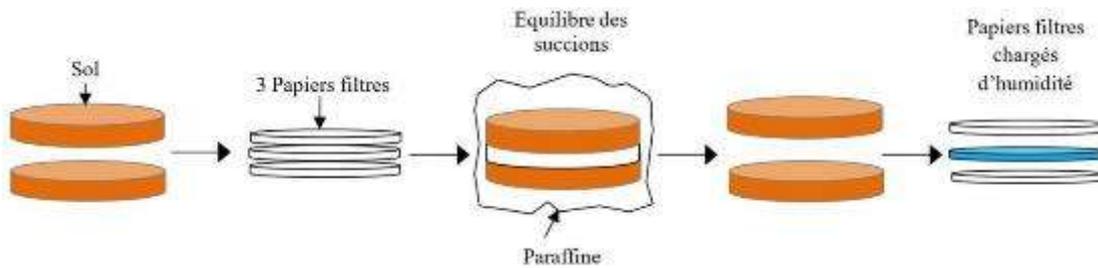
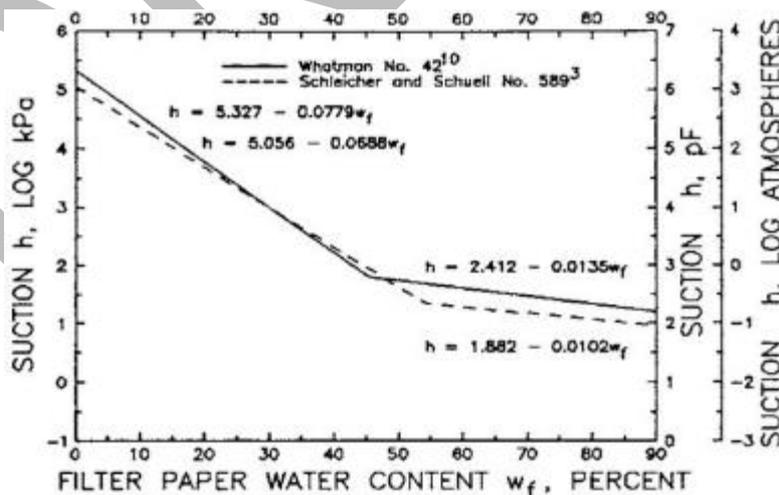


Figure III-9. Principe de la méthode de mesure de la succion par papier filtre.

III.3.2.1 Mode opératoire

Les étapes à suivre dans la méthode du papier filtre (Whatman 42) sont :

- Préparer des échantillons de sol cylindriques ($h=1.5\text{mm}$, $\Phi=5\text{ cm}$) ;
- Insérer trois papiers filtres secs dans l'échantillon pour mesurer la succion matricielle ; le papier filtre étalonné se trouvant entre deux papiers filtres ordinaires afin d'éviter sa souillure par des particules de sol ;
- Une fois l'équilibre hydrique atteint (entre 10 jours et un mois en fonction de la taille de l'échantillon et la finesse du sol), les teneurs en eau de l'échantillon et du papier filtre sont déterminées (pesée à 10^{-3}g),
- Mesurer la teneur en eau de l'échantillon de sol ;
- A partir de la courbe d'étalonnage du papier filtre, on détermine le potentiel hydrique du papier filtre qui n'est autre que celui de l'échantillon de sol (Figure III-10).



Référence	Gamme de succion	w (%)	Log ₁₀ succion (kPa)
ASTM D5298	Totale et Matricielle	< 45.3	5.327 - 0.0779 w _f
ASTM D5298	Totale et Matricielle	> 45.3	2.412 - 0.0135 w _f

Figure III-10. Courbe d'étalonnage succion–teneur en eau du papier filtre Whatman 42 (ASTM D5298-10 2010).

III.3.2.2 Détermination de la succion

C'est à partir de la courbe d'étalonnage de la succion du papier filtre (Figure III-10) que nous pouvons déterminer la succion du sol.

Suivant la teneur en eau mesurée du papier filtre, on peut déterminer analytiquement la valeur de la succion en utilisant les équations indiquées dans le tableau indexé avec la Figure III-10.

III.3.3 Psychromètre à effet Peltier

Le psychromètre est un instrument qui permet de déterminer la succion dans un sol en mesurant l'humidité relative de l'air contenu dans les pores de celui-ci. Il peut mesurer une succion jusqu'à 8 MPa (Figure III-11).

Cette technique consiste à mesurer l'humidité relative en utilisant deux thermomètres : l'un est sec et mesure la température T_0 (température ambiante). L'autre est maintenu constamment humide et mesure la température T_e d'évaporation de l'eau dans l'atmosphère (*Wet Bulb*). Cette procédure de mesure représente la psychrométrie à "bulbe humide" (*Wet Bulb*). La différence des températures ($T_0 - T_e$) obtenue est fonction de l'humidité relative de l'atmosphère.

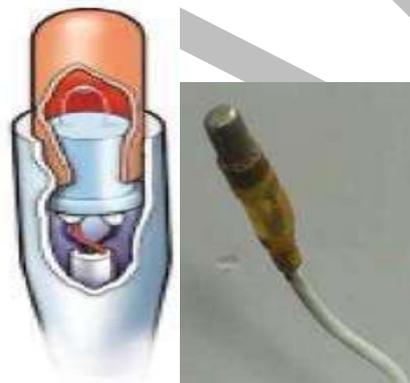


Figure III-11. Sonde psychrométrique (source Wescor).

- Le capteur est très sensible à la température, pour cela il doit être ancré à au moins 15 cm dans le sol. La mesure est effectuée après un temps d'équilibre entre la sonde et l'atmosphère régnant dans les pores (en général les temps d'équilibre sont relativement rapides, cependant pour être sûr, il vaut mieux prévoir des temps d'équilibre de l'ordre de l'heure).
- Les capteurs doivent être étalonnés en les mettant en équilibre avec l'atmosphère au-dessus de solutions NaCl de différentes molalités. Ces solutions imposent des valeurs de succion allant de 0,23 à 8,17 MPa.

Dans le cas du psychromètre de la marque Wescor, le boîtier de mesure « Psypro » peut être utilisé pour la mesure automatique ou manuelle de la succion. (Figure III-12).

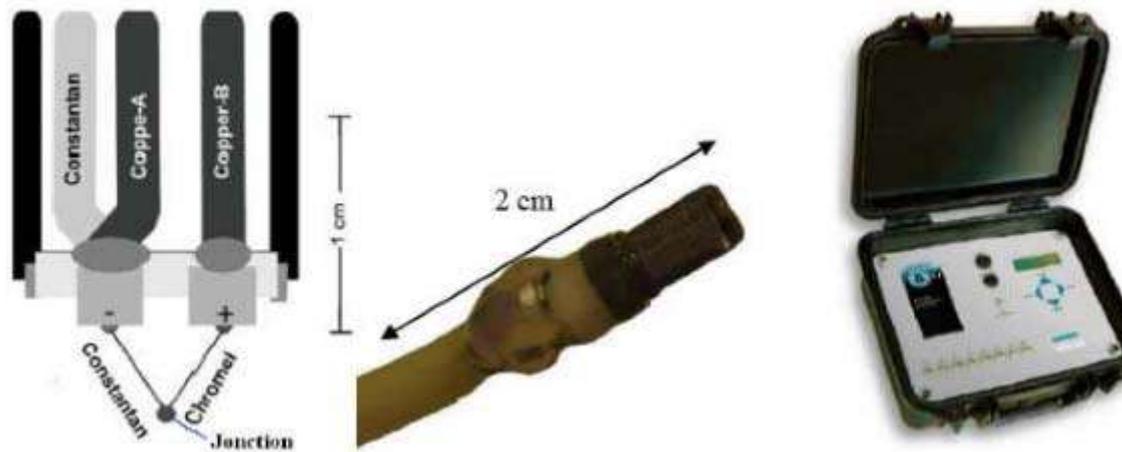


Figure III-12. Ensemble psychrométrique : A gauche : le schéma du capteur (Skierucha 2005); au centre : une photo du capteur ; à droite : la centrale d'acquisition pour 8 capteurs.

III.3.3.1 Principe de la psychrométrie

D'après la loi thermodynamique de Kelvin, la succion dans le sol est reliée à l'humidité relative en vertu de la relation de l'équation III-3.

rappelée ci-dessous :

L'humidité relative est définie comme le rapport entre la pression partielle de vapeur d'eau P_{vap} à la pression de vapeur saturante à la température ambiante T_0 $P_{sat}(T_0)$:

$$H_r = \frac{u_v}{u_{v_{sat}(T_0)}} \quad (III - 4)$$

Avec :

u_v : la pression partielle de vapeur d'eau à la température T_0 (Pa).

$u_{v_{sat}(T_0)}$: la pression de saturation de la vapeur d'eau à la température ambiante T_0 (Pa).

La pression partielle de vapeur d'eau à la température T_0 est reliée à la pression de saturation de la vapeur d'eau à la température d'évaporation T_e , à la pression atmosphérique et à la différence entre la température d'évaporation et la température ambiante comme suit :

$$u_v = u_{v_{sat}(T_e)} - k \cdot P_{atm}(T_0 - T_e) \quad (III - 5)$$

Où :

u_v : la pression partielle de vapeur d'eau (Pa)

$u_{v_{sat}(T_e)}$: la pression de saturation de la vapeur d'eau à la température d'évaporation (Pa).

$u_{v_{sat}(T_0)}$: la pression de la saturation de la vapeur d'eau à la température ambiante (Pa).

P_{atm} : la pression atmosphérique en Pa

k : constante définie par : Si : $T > 0$ $k=0.00066$ et si $T \leq 0$ $k=0.00056$

T_0 : température ambiante ou bulbe sec

T_e : température d'évaporation ou bulbe humide (*Wet Bulb*)

La pression de la saturation à une température comprise entre (-50°C et 100°C) en (hPa) est exprimée par la relation de (Lowe, 1974).

$$uv_{sat(T)} = a_0 + T(a_1 + T(a_2 + T(a_3 + T(a_4 + T(a_5 + Ta_6)))))) \quad (06)$$

D'où :

$$uv_{sat(T_0)} = a_0 + T_0(a_1 + T_0(a_2 + T_0(a_3 + T_0(a_4 + T_0(a_5 + T_0a_6)))))) \quad (06.a)$$

Et

$$uv_{sat(T_e)} = a_0 + T_e(a_1 + T_e(a_2 + T_e(a_3 + T_e(a_4 + T_e(a_5 + T_ea_6)))))) \quad (06.b)$$

Avec :

$uv_{sat(T)}$: pression de saturation à une température donnée en (hPa), (1hPa = 100 Pa)

T : température en °C (-50 °C ≤ T ≤ 100°C)

$a_0, a_1, a_2, a_3, a_4, a_5, a_6$ des constantes définies comme suit :

$$\begin{aligned} a_0 &= 6.107799961; & a_1 &= 4.436518521 \cdot 10^{-1}; \\ a_2 &= 1.4289458052 \cdot 10^{-2}; & a_3 &= 2.650648471 \cdot 10^{-4}; \\ a_4 &= 3.031240396 \cdot 10^{-6}; & a_5 &= 2.034080948 \cdot 10^{-8}; \\ a_6 &= 6.136820929 \cdot 10^{-11} \end{aligned}$$

La pression de saturation à une température donnée peut être aussi tirée du tableau III-4.

Tableau III-4 : Pression de saturation de la vapeur d'eau en fonction de la température (Marcel Délèze).

Température(T) en degrés Celsius	Pression de saturation de la vapeur d'eau en hPa $uv_{sat}(t)$	Température(T) en degrés Celsius	Pression de saturation de la vapeur d'eau en hPa $uv_{sat}(t)$
-60	0,001	24	29,83
-40	0,13	25	31,67
-20	1,03	26	33,6
-18	1,5	27	35,64
-15	1,9	28	37,8
-12	2,4	29	40,05
-10	2,6	30	42,43
-9	3	31	44,92
-7	3,7	32	47,55
-4	4,6	33	50,3
-1	5,6	34	53,19
0	6,11	35	56,23
2	7,06	36	59,41
4	8,13	37	62,75

Tableau III-4 : Pression de saturation de la vapeur d'eau en fonction de la température (Marcel Déléze) (suite).

6	9,35	38	66,25
8	10,73	39	69,92
10	12,28	40	73,75
11	13,12	41	77,78
12	14,02	42	81,99
13	14,97	43	86,39
14	15,98	44	91,01
15	17,05	45	95,83
16	18,18	46	100,86
17	19,37	47	106,12
18	20,63	48	111,6
19	21,97	49	117,35
20	23,38	50	123,34
21	24,87		
22	26,43		
23	28,09		

III.3.4 Hygromètre à miroir froid (Chilled mirror technique)

L'humidité relative de l'air dans les espaces interstitiels d'un sol peut être déterminée par la technique du point de rosée à miroir réfrigéré (Leong et al. , 2003). Cette approche permet de déterminer la succion totale d'une manière similaire à celle d'un psychromètre à thermocouple, mais avec une limite supérieure étendue à 60 MPa et un temps d'équilibre visiblement réduit (environ 5 minutes).

L'appareil est illustré sur la Figure III-13. Un petit échantillon de sol est placé dans une chambre scellée contenant un miroir et une cellule photo-déetectrice. On laisse l'échantillon de sol atteindre l'équilibre, qui se produit lorsque l'humidité relative à partir de l'air dans la chambre est la même que l'humidité relative des pores de l'échantillon de sol. Le miroir est refroidi et la température est soigneusement contrôlée par un courant Peltier. Le photoconducteur enregistre le point exact où la vapeur d'eau de l'air de la chambre se condense sur le miroir. Il s'agit du point de rosée et de la température à laquelle la vapeur d'eau contenue dans l'air est juste suffisante pour saturer ce dernier. L'humidité relative (RH) est le rapport entre la pression de vapeur saturée de l'eau au point de rosée et la pression de vapeur saturée de l'eau au-dessus d'une surface libre à la température de l'air. L'appareil est doté d'une commande permettant de régler la température de l'échantillon de sol sur celle à laquelle l'humidité relative doit être mesurée.

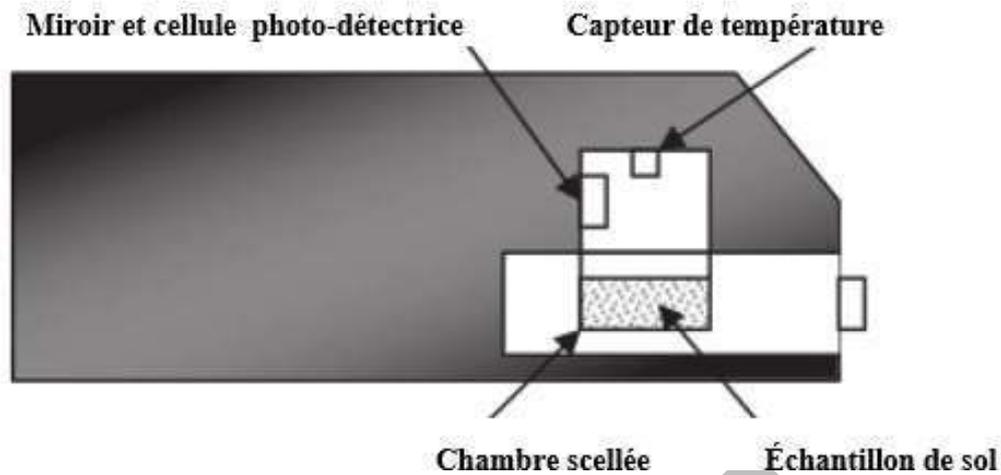


Figure III-13. Schéma de l'hygromètre à miroir froid (Leong et al., 2003).

III.4 MESURE DES PARAMÈTRES D'ÉTAT DES SOLS NON SATURÉS A L'EQUILIBRE HYDRIQUE

III.4.1 Principe de la pesée hydrostatique dans un liquide non mouillant

La pesée hydrostatique est une méthode utilisée pour déterminer la masse volumique des solides et des liquides. Elle s'appuie sur le principe de la poussée d'Archimède qui stipule que tout corps plongé dans un fluide au repos, entièrement mouillé par celui-ci ou immergé, subit une force verticale, dirigée de bas en haut et égale au poids du fluide déplacé. Cette force est appelée poussée d'Archimède. Elle s'applique au centre de masse du fluide déplacé, appelé centre de poussée.

III.4.2 Détermination des paramètres d'état des sols non saturés à l'équilibre hydrique

La pesée peut être effectuée par une mesure directe sur l'échantillon de sol pour déterminer sa teneur en eau atteinte à l'équilibre, ou par une pesée hydrostatique en utilisant une huile non mouillante tel que le kerdane, ou le kérosène (de masse volumique (ρ_{huile})) afin de déterminer le volume de l'échantillon, et par conséquent sa densité et son degré de saturation. Cette dernière pesée est effectuée comme suit :

- Peser l'échantillon humide dès qu'il aura atteint l'équilibre avec une balance de précision 10^{-2} g afin de déterminer sa masse humide M_1 .
- Immerger l'échantillon dans un récipient contenant de l'huile non mouillante jusqu'à ce que ses pores superficiels se remplissent de cette huile. L'expulsion des bulles d'air des pores de l'échantillon indique que la saturation n'est pas encore atteinte.
- Effectuer une pesée hydrostatique de l'échantillon immergé dans l'huile non mouillante (M_2) afin de déterminer son volume apparent.
- Retirer l'échantillon de sol de l'huile, essuyer l'excès d'huile avec un papier absorbant, puis repeser l'échantillon de sol afin de déterminer sa masse humide + la masse de l'huile se

trouvant dans les pores (M_3). On déduit par la suite le volume des pores comme suit :

$$V_{éch} = \frac{M_3 - M_2}{\rho_{huile}} \quad (III - 7)$$

- Placer ensuite l'échantillon de sol dans une étuve à une étuve réglée à de $110 \pm 5^\circ\text{C}$ pendant 24h (évaporation de l'eau libre et capillaire), jusqu'à ce que la masse demeure constante.
- Peser l'échantillon sec et noter sa masse M_s . Cependant, si le sol contient des matières organiques, il est préférable de le faire sécher à $60 \pm 5^\circ\text{C}$ afin de ne pas altérer la structure chimique de ces particules.
- Calculer le poids volumique humide de l'échantillon γ_h :

$$\gamma_h = \frac{(M_1 - M_s).g}{V_{éch}} \quad (III - 8)$$

- Les autres paramètres (w , e , S_r) sont déduits à l'aide des relations élémentaires de la mécanique des sols.

$$w = \frac{M_1 - M_s}{M_s} \quad (III - 9) \quad \gamma_d = \frac{\gamma_h}{(1 + w)} \quad (III - 10)$$

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 \quad (III - 11) \quad S_r = \frac{w}{e} * G_s \quad (III - 12)$$

III.4.3 Complémentarité et temps d'équilibre des techniques de mesure de la succion

La mesure précise de la succion du sol est essentielle pour interpréter et comprendre le comportement des sols non saturés. Cependant, les valeurs de la succion peuvent varier dans une large gamme (entre 0 et 1 GPa) et les instruments et techniques de mesure ne sont utilisables que dans des plages de succion bien spécifiques. Le tableau III-5 illustre les différents types de succions, leurs gammes de mesure et le temps nécessaire afin d'atteindre l'équilibre pour certaines méthodes de mesure et de contrôle de la succion.

Tableau III-5 : Plages de mesure approximatives et temps d'équilibrage pour la mesure et le contrôle de la succion du sol (Murray, 2010).

Techniques	Composante de succion mesurée	Intervalle de succion mesurée (kPa)	Temps d'équilibre
Techniques de mesures de la succion			
Tensiometrie	Matricielle	0-1500	Plusieurs minutes
Hygromètre à miroir froid	Totale	0-60.000	3-10 minutes
Papier filtre en contact	Matricielle	0 à plus de 10 MPa	2 à 57 jours
Techniques de contrôle de la succion			
Translation d'axe	Matricielle	0-1500	De plusieurs heures à plusieurs jours
Technique osmotique	Matricielle	0-10.000	2 mois
Technique des solutions salines	Totale	4000- 600000	2 mois

III.5 ADAPTATION DES ESSAIS MECANIQUE DE LABORATOIRE POUR INTEGRER LA PRISE EN COMPTE DE LA SUCCION.

Pour rendre compte du comportement hydro-mécanique des sols non saturés, la connaissance de la succion est nécessaire. Ainsi, de nombreux chercheurs ont intégré des techniques de mesure ou d'imposition de la succion en adaptant des appareils d'essais classiques de mécanique des sols comme l'œdomètre pour l'étude de la compressibilité des sols, et l'appareil triaxial et la boîte de cisaillement pour la résistance au cisaillement. Dans ce qui suit, quelques appareillages proposés dans la littérature.

III.5.1 Œdomètres à succion contrôlée

III.5.1.1 Œdomètre à solution osmotique

L'adaptation de la technique osmotique à l'appareil œdométrique a connu un grand développement (Kassiff et Ben Shalom, 1971; Delage et al., 1992; Slatter et Allman, 2000 a et b; Cuisinier et Masrouri, 2005; Nowamooz et Masrouri, 2008; Koligi, 2008; Derfouf et al., 2017) cités par Mebarki, 2020.

Le principe de cette méthode est de modifier une cellule œdométrique d'une manière à permettre la circulation d'une solution osmotique. Suivant les dispositifs, la circulation de la solution osmotique se fait au niveau des deux faces de l'éprouvette (Kassif et Ben Shalom, 1971; Derfouf et al., 2017) ou uniquement au niveau de la face inférieure (Delage et al., 1992; Cuisinier et Masrouri, 2005; Nowamooz et Masrouri, 2008.).

La méthode osmotique a, pour la première fois, été mise en œuvre dans un œdomètre par Kassiff et Ben Shalom, 1971. Dans leur dispositif, les pierres poreuses inférieure et supérieure sont remplacées par des membranes posées sur des tamis fins. Le piston et l'embase de la cellule sont modifiés de manière à permettre la circulation de la solution osmotique (Figure III-14). La solution de PEG était mise en circulation entre le tamis et le métal de la cellule par un système de burettes. Chaque jour, la solution est changée afin d'assurer une concentration constante durant l'essai.

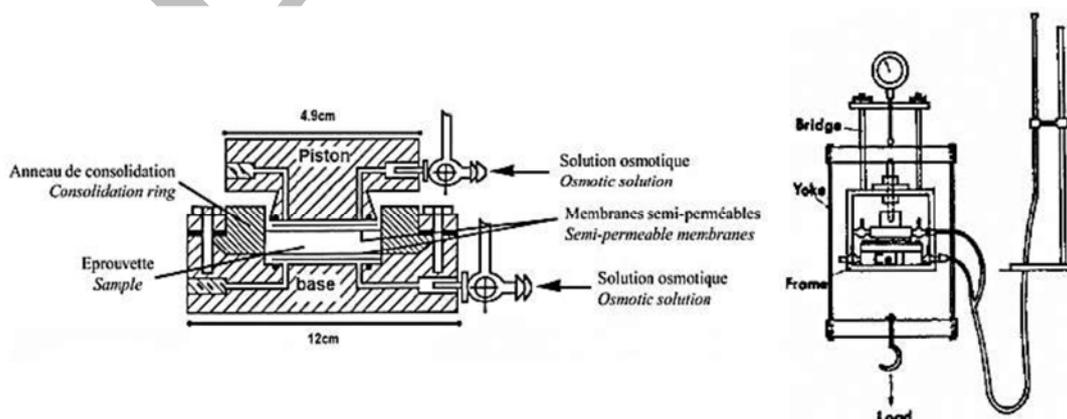


Figure III-14. Œdomètre osmotique développé par Kassiff et Ben Shalom, 1971.

Ce système a été repris et amélioré par [Delage et al. 1992](#), et ceci, par l'adjonction d'un circuit fermé activé par une pompe péristaltique entre la cellule osmotique et un réservoir contenant la solution du PEG, placé dans un bain thermostatique (Figure III-15). L'étanchéité entre la membrane et le piston ou l'embase, est assurée par collage, renforcé par un joint torique.

Le suivi des variations du volume d'eau se fait au moyen de deux tubes capillaires, le premier est placé au niveau du réservoir de la solution de PEG, et le deuxième est placé dans un autre réservoir, afin de suivre les pertes dues à l'évaporation.

La fragilité de la membrane semi-perméable vis-à-vis des attaques de bactéries, naturellement présentes dans le sol, et aux sollicitations mécaniques, notamment ceux de cisaillement, est l'un des problèmes importants auxquels on fait face lors de l'utilisation de la technique osmotique.

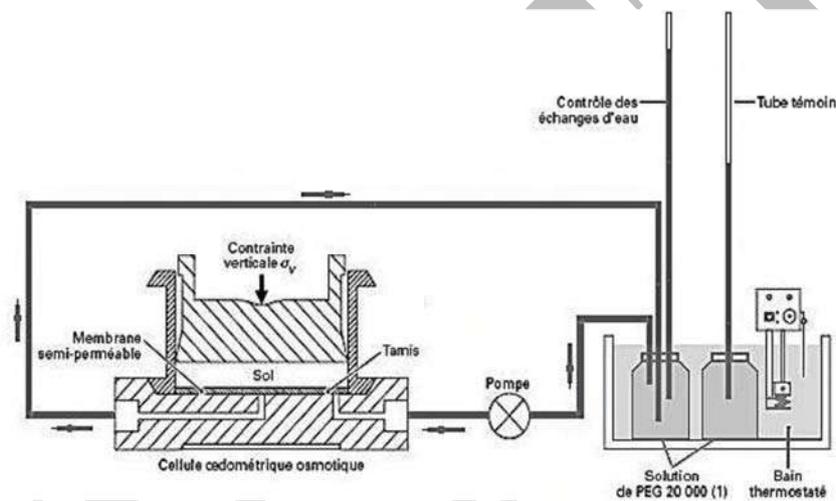


Figure III-15. Montage de l'œdomètre à succion contrôlée utilisé par [Delage et al., 1992](#).

[Derfouf et al., 2020](#) (Figure III-16) ont réalisé un œdomètre à succion contrôlée. L'originalité de cet œdomètre est le fait que les solutions osmotiques circulent en tête et en bas de l'échantillon, ce qui réduit considérablement le temps d'équilibre pour atteindre la valeur de la succion visée.

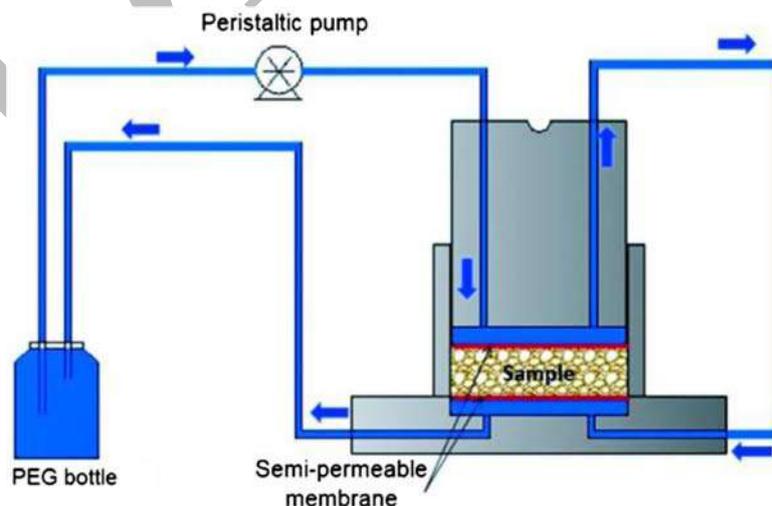


Figure III-16. Schéma du dispositif expérimental de l'œdomètre à succion contrôlée ([Derfouf et al., 2020](#)).

III.5.1.2 Œdomètre à solution saline

Ce type d'œdomètres est basé sur le principe du dessiccateur à solutions salines saturées. [Koligi, \(2008\)](#), rapporte que l'adaptation de cette méthode pour les essais mécaniques a été réalisée pour la première fois par [Esteban, \(1990\)](#). Cette technique est généralement utilisée pour des études de comportement à succion élevée (supérieure à 3MPa). Il est possible de classer les appareils utilisant cette technique en deux catégories. La première est celle qui se rapproche le plus du principe du dessiccateur (Figure III-17) :

Une cellule œdométrique est placée dans une enceinte close dont l'humidité relative est maintenue constante. La solution saline est disposée dans un réservoir à l'intérieur de l'enceinte ([Villar et Martín, 1996](#); [Bélanteur et al., 1997](#); [Al-Mukhtar et al., 1999](#); [Cuisinier et Masrouri, 2005](#)).

La deuxième catégorie est celle où une circulation d'air est assurée en permanence au niveau de l'éprouvette ([Bernier et al., 1997](#); [Robinet et al., 1997](#); [Alonso et al., 2005](#) cités par [Mebarki, 2020](#)). Dans ce cas, l'air mis en circulation est préalablement porté à une humidité relative déterminée dans un échangeur qui contient la solution saline. Un exemple d'appareil utilisant ce principe est donné en Figure III-18.

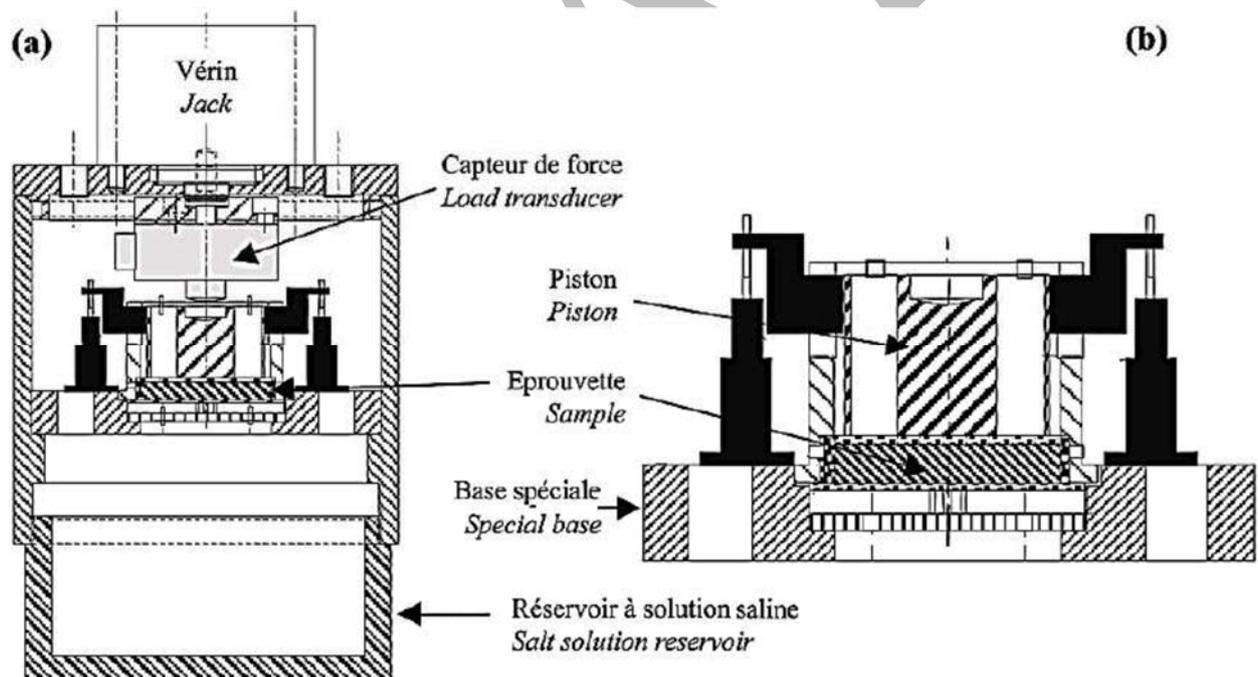


Figure III-17. Schéma d'un œdomètre à solutions salines : (a) vue générale ; (b) détail de l'emplacement de l'éprouvette ([Cuisinier et Masrouri, 2005](#))

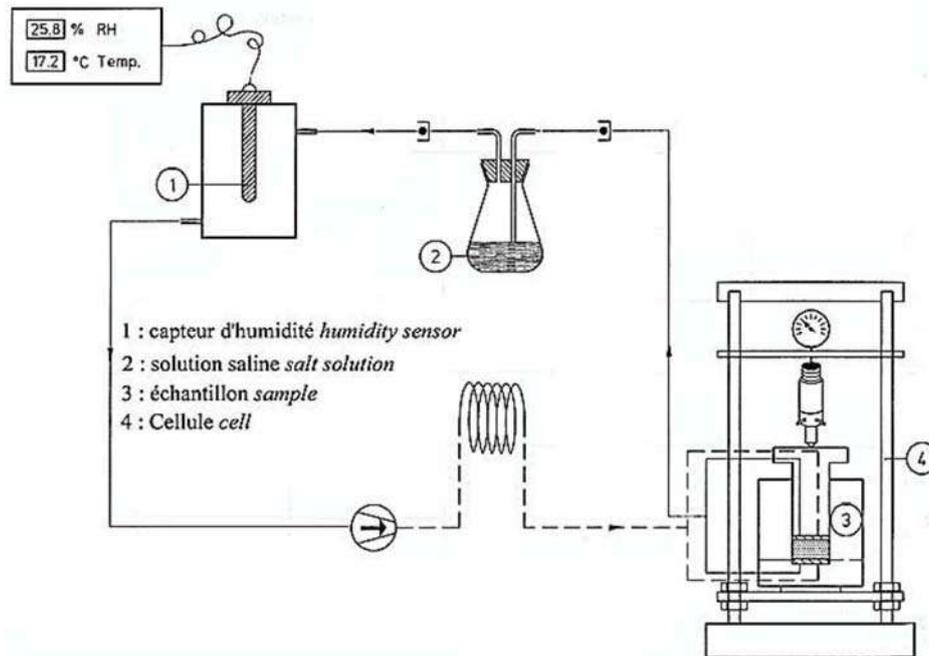


Figure III-18. Appareil œdométrique à solutions salines (Bernier et al., 1997).

III.5.1.3 Œdomètre à surpression d'air

La cellule œdométrique à surpression d'air est similaire, dans son principe, à l'appareil de Richards. C'est une enceinte close dans laquelle une pression d'air u_a et une pression d'eau u_w peuvent être appliquées, de façon à avoir une valeur de succion $S = u_a - u_w$ positive. La pression de l'eau de l'éprouvette étant maintenue à la pression atmosphérique (Figure III-19).

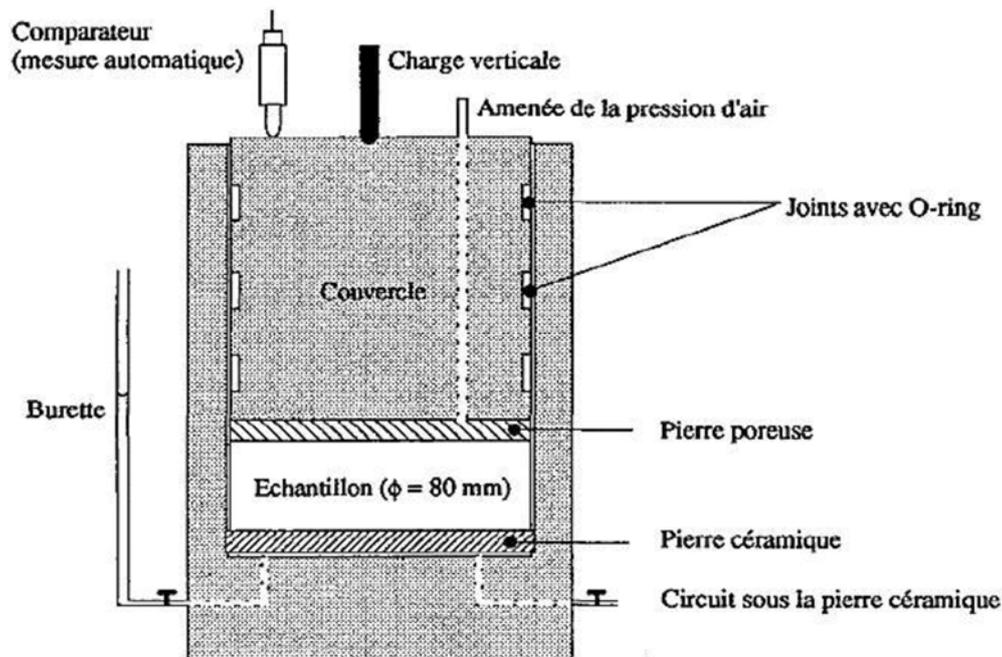


Figure III-19. Œdomètre à succion contrôlée par surpression d'air (Geiser, 1999).

De nombreux autres auteurs (Geiser, 1999 ; Romero, 1999 ; Alshihabi et al., 2002) utilisent

comme support un disque céramique à pression d'entrée d'air élevée (HAED : High air entry disc). Ce type de disque permet le passage de l'eau mais pas l'air.

La Figure III-20 montre schématiquement l'appareil œdométrique à surpression d'air développé à LMS (Cuisinier et Laloui, 2004). Deux contrôleurs de pression/volume sont utilisés dans cet appareil. Le premier, commande et régule la pression d'air (APC) à l'intérieur de l'échantillon de sol, et le deuxième maintient la pression de l'eau (WPC) constante à la base de l'échantillon. Le disque en céramique à la base de l'échantillon a une valeur d'entrée d'air de 500 kPa. La contrainte verticale est appliquée à l'échantillon de sol à travers une chambre supérieure, et qui correspond à un réservoir d'eau réalisé avec une membrane flexible et pressurisée avec un troisième contrôleur pression/volume.

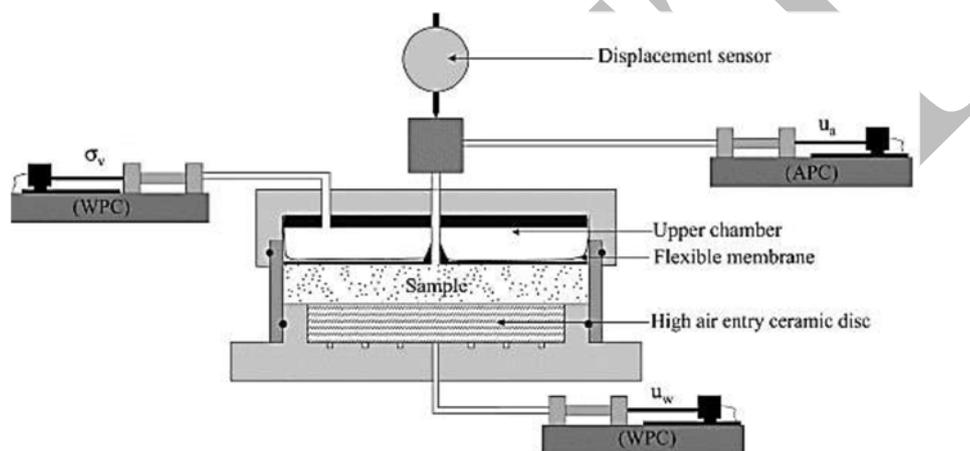


Figure III-20. Œdomètre à succion contrôlée par la méthode de translation d'axe. (Cuisinier et Laloui, 2004).

La méthode de translation d'axe présente un inconvénient, qui est celui de la désaturation du disque en céramique quand il est exposé à l'air ou aux parties du sol sec. Ceci résulte en une discontinuité entre l'eau à l'intérieur et à l'extérieur de l'échantillon. Par conséquent, la pression d'eau dans l'échantillon peut différer de la pression de l'eau appliquée. Ceci diminue l'efficacité du disque à s'opposer à la diffusion de l'air.

III.5.2 Triaxial à succions contrôlées

III.5.2.1 Triaxial osmotique

Plusieurs chercheurs ont utilisé avec succès la technique osmotique pour contrôler la succion dans les œdomètres (Delage et al., 1992; Dineen and Burland, 1995; Delage, 2002), la boîte de cisaillement direct (Boso et al., 2005) et l'appareil triaxial (Delage et al., 1987; Cui et Delage, 1996; Ng et al., 2007).

La configuration de la cellule triaxiale adoptée par Cui et Delage, 1996 est présentée dans la Figure III-21.

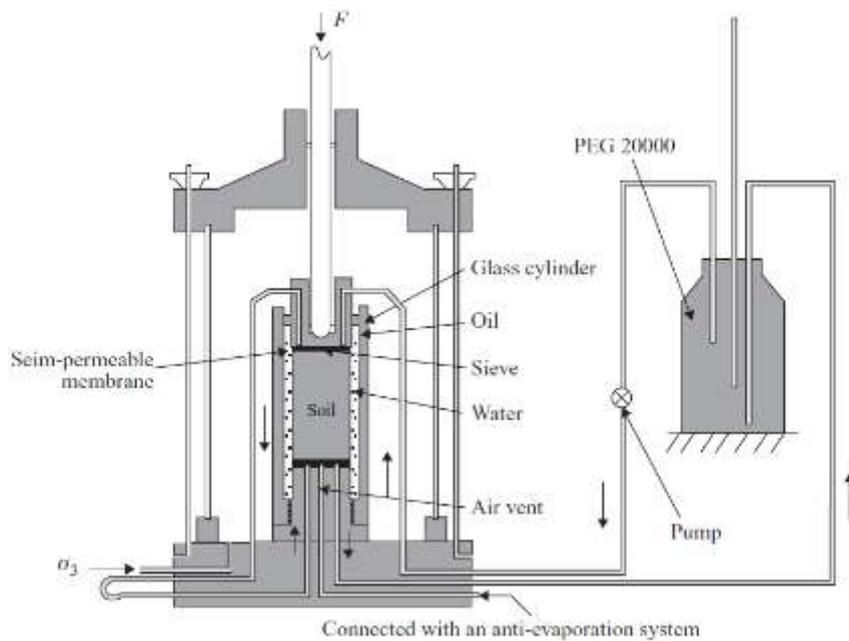


Figure III-21. Cellule triaxiale utilisant la technique osmotique (Cui et Delage, 1996).

III.5.2.2 Triaxial à solution saline

Afin de contrôler la succion dans les essais triaxiaux, Blatz et Graham (2000, 2003) cités par Murray et Sivakumar, 2010, ont utilisé la méthode d'équilibre par vapeur sur un mélange sable-bentonite compacté.

La succion dans l'échantillon a été imposée en faisant circuler de la vapeur au-dessus d'une solution saline et de l'échantillon de sol. Ce dernier est préalablement enveloppé d'un tissu géosynthétique poreux spécial afin que la vapeur circule d'une extrémité de l'échantillon à l'autre (Figure III-22). En utilisant cette méthode, l'échantillon a été soumis à des valeurs de succion allant jusqu'à plusieurs méga Pascals.

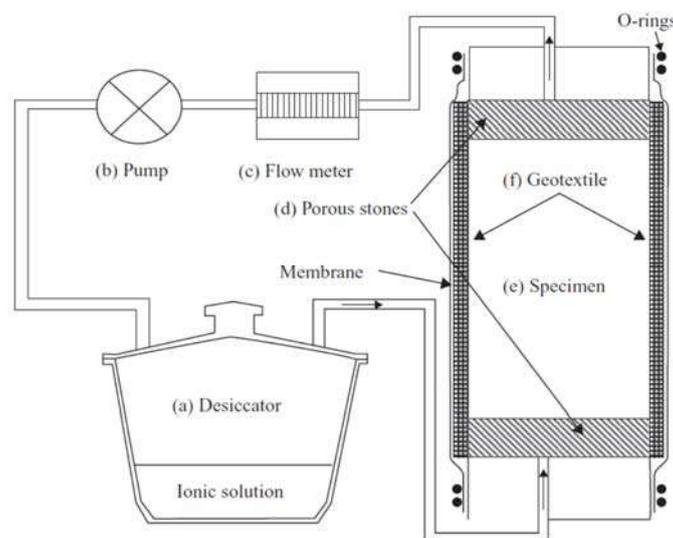


Figure III-22. Méthode de contrôle par phase vapeur dans un essai triaxial Blatz et Graham (2000, 2003) cités par Murray et Sivakumar (2010).

III.5.2.3 Triaxial à translation d'axe

Hilf (1956) a proposé la technique de translation d'axe pour contrôler la succion dans les sols non saturés. Plusieurs chercheurs ont utilisé, avec succès, cette approche pour contrôler la succion notamment dans les essais de cellules triaxiales. La Figure III-23 illustre la configuration de la cellule triaxiale adoptée par Wheeler and Sivakumar, 1993.

Le principe fondamental de la technique de translation d'axe est d'élever la pression de l'air dans des sols non saturés de manière à mesurer des valeurs positives de la pression de l'eau. La différence entre les deux pressions correspond à la succion matricielle du sol.

Une pierre céramique à haute pression d'entrée d'air est intégrée dans la base de la cellule triaxiale. La valeur d'entrée d'air doit être supérieure à la succion à mesurer afin d'empêcher l'eau de pénétrer dans le système de mesure. Il existe des pierres en céramique avec une valeur d'entrée d'air allant jusqu'à 1500 kPa.

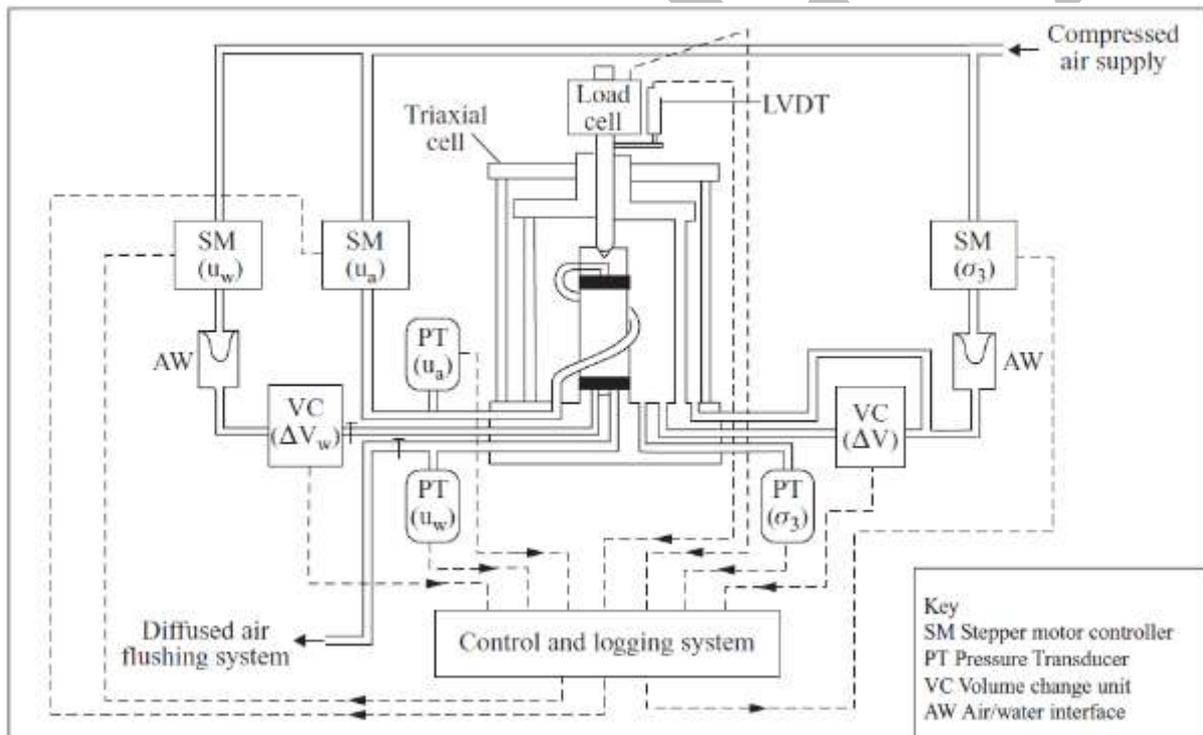


Figure III-23 : Cellule triaxial avec translation d'axe (Sivakumar, 1993).

III.5.3 Boîte de cisaillement direct

III.5.3.1 Boîte de cisaillement osmotique

Boso et al. (2005) ont conçu une boîte de cisaillement osmotique (Figure III-24) dans laquelle une solution de polyéthylène glycol (PEG) placée sous l'échantillon de sol en test et deux tensiomètres installés dans la plateforme de chargement ont permis le contrôle indépendant et la mesure de la succion.

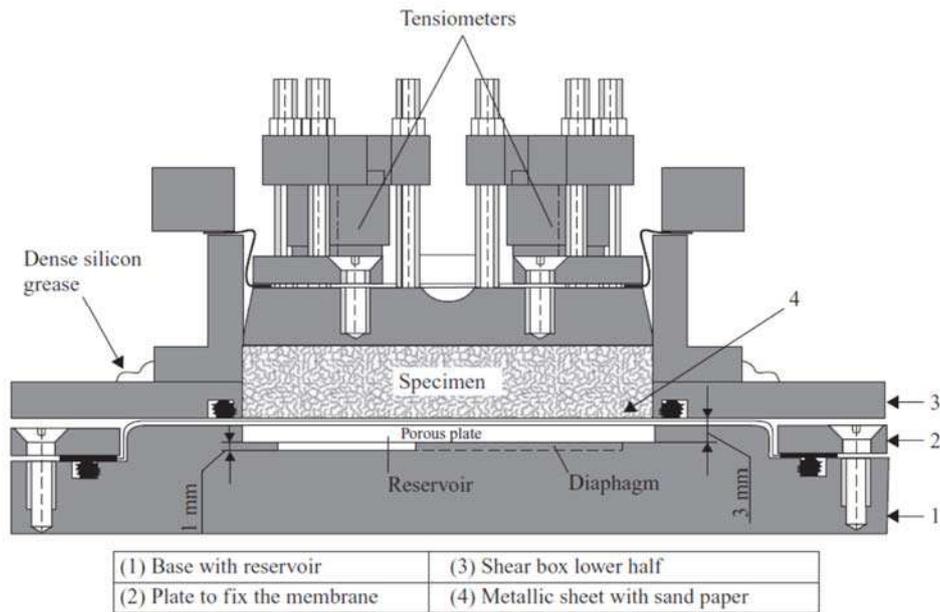


Figure 24. Boîte de cisaillement osmotique, Boso et al. (2005), Murray et Sivakumar, 2010.

III.5.3.2 Boîte de cisaillement à translation d'axe

Donald (1956) a modifié la boîte de cisaillement. La pression de l'air était maintenue à la pression atmosphérique en laissant le dessus de la boîte de cisaillement exposé à l'air, tandis que la pression de l'eau était contrôlée.

Escario (1980) a également modifié la boîte de cisaillement pour permettre les essais de cisaillement des sols non saturés. Le changement majeur était dans la mise en place d'un système pour contrôler et mesurer à la fois la pression de l'air et la pression de l'eau, permettant de contrôler la succion à l'aide de la technique de translation d'axe.

Dans les essais à la boîte de cisaillement direct, la contrainte de cisaillement horizontale est mesurée ainsi que la pression verticale appliquée. La variation de la hauteur verticale de l'échantillon de sol et le changement de volume d'eau sont mesurés à partir de l'absorption ou le drainage de l'échantillon.

Les mesures effectuées permettent de déterminer la résistance au cisaillement des sols non saturés en relation avec la contrainte verticale nette, le volume total et le volume d'eau tout au long du processus de cisaillement.

Gan et al. (1988) ont réalisé un appareil de cisaillement modifié où la boîte de cisaillement est placée à l'intérieur d'une chambre à pression d'air permettant de contrôler la pression d'air dans l'échantillon de sol. Le contrôle de la pression d'eau se fait à travers un disque à succion d'entrée d'air élevée introduit à la base de l'échantillon en test.

L'appareil a ensuite été utilisé par Gan et Fredlund ,1996, Oloo et Fredlund, 1996, ainsi que par Vanapalli et al.,1996 pour étudier le comportement au cisaillement de divers sols non saturés.

Tarantino et Tombolato, 2005 ont présenté les résultats d'essais de cisaillement direct sur des échantillons de kaolin non saturés, compactés statiquement. La boîte de cisaillement mesure la succion à l'aide de tensiomètres. Une vue d'ensemble de la boîte de cisaillement, est présentée en Figure III-25.

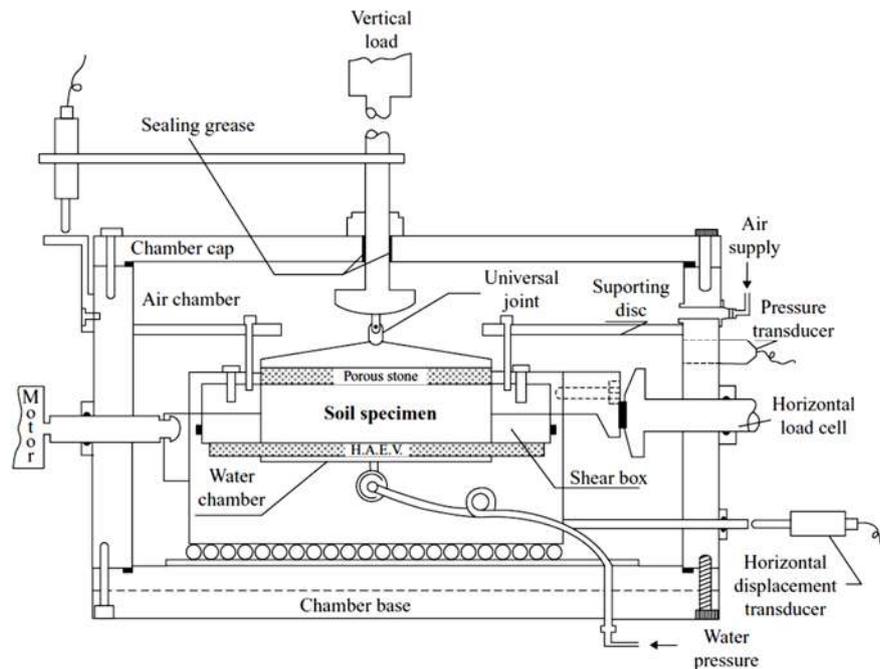


Figure III-25. Schéma de boîte de cisaillement modifié (Campos et Carrillo, 1995) cité par (Murray et Sivakumar, 2010).

III.6 TECHNIQUES EXPERIMENTALES DE DETERMINATION DE LA CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE DANS LES SOLS NON SATURES

L'écoulement dans un sol non saturé est plus compliqué que l'écoulement dans des espaces poreux continuellement saturés. Les macropores se remplissent généralement d'air, ne laissant que les pores fins pour le mouvement de l'eau. Par conséquent, la conductivité hydraulique du sol dépend fortement de la géométrie détaillée des pores, de la teneur en eau et des différences de potentiel matriciel ou succion. (Brady et Weil, 1999).

La conductivité hydraulique d'un sol non saturé est fonction du potentiel hydrique et de la teneur en eau du sol. La diminution de la conductivité au fur et à mesure que le sol s'assèche est principalement due au mouvement de l'air dans le sol pour remplacer l'eau. Au fur et à mesure que l'air pénètre dans le sol, les voies de circulation de l'eau entre les particules du sol deviennent plus petites et plus tortueuses, et la circulation de l'eau ralentie.

Différentes méthodes existent pour la détermination de la conductivité hydraulique dans un sol non

saturé soit au laboratoire soit in situ. Quelques méthodes sont présentées ci-dessous.

III.6.1 Essais de laboratoire

III.6.1.1 Mesures en régime transitoire

III.6.1.1.1 Méthode des profils instantanés

La méthode des profils instantanés consiste à imposer une infiltration à une extrémité d'une colonne de sol et à mesurer les variations spatio-temporelles de la teneur en eau $\theta(z,t)$ appelées profils hydriques (Figure III-26 et Figure III-27.a) ou du potentiel hydrique $h(z,t)$ appelées profils de succion (Figure III-27.b). Les méthodes de mesure de $\theta(z,t)$ se font par sectionnement de la colonne (Bruce et Klute, 1956; Bentoumi et Alimi, 1996; Bouchemella, 2015) ou par des méthodes non destructives telle que la méthode de TDR (Figure III-5) (Topp et al., 1980; Alimi et Gaidi, 1999; Bouchemella 2015). Par contre, le potentiel hydrique peut être mesuré par tensiométrie (Figure III-28) (Vachaud et al., 1974), soit par psychrométrie (Daniel, 1982) ou par papier filtre dans le cas d'un essai d'infiltration par sectionnement de la colonne (Bentoumi et Alimi, 1996; Bouchemella, 2015).

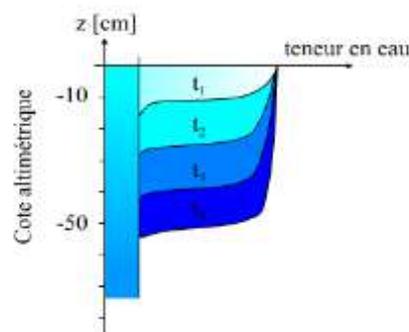


Figure III-26 : Evolution du profil hydrique au cours d'une infiltration.

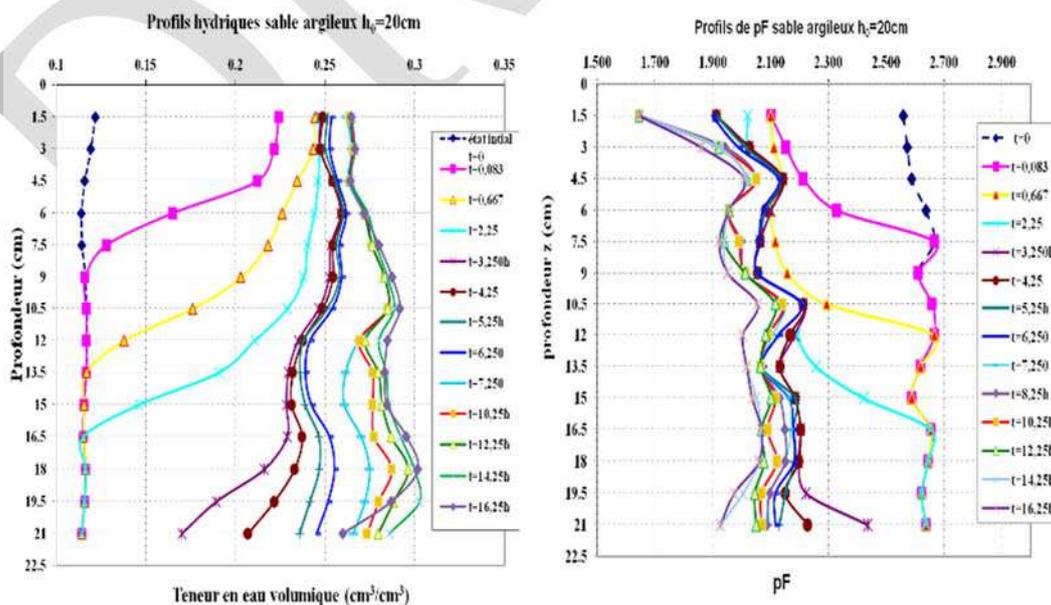


Figure III-27 : Variations spatio-temporelles a) de la teneur en eau $\theta(z,t)$ b) Répartition des pF, au cours de l'infiltration sur une colonne de sable argileux (Bouchemella, 2015)

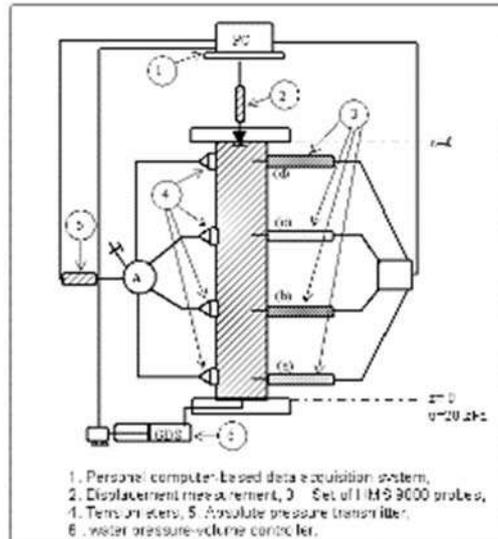


Figure III-28 : Colonne d'infiltration avec des tensiomètres et sondes TDR (Taibi et al., 2009)

L'intégration de l'équation de continuité pour un fluide incompressible $\frac{\partial q}{\partial z} = -\frac{\partial \theta}{\partial t}$ entre deux positions z_1 et z_2 donne :

$$q(z_1, t) - q(z_2, t) = \frac{\partial}{\partial t} \int_{z_1}^{z_2} \theta(z, t) dz \quad (\text{III-13})$$

Si pour une position $z = L$, on a un flux nul :

$$q(t)|_z = \frac{1}{\Delta t} \int_{z_1}^L (\theta(z, t + \Delta t) - \theta(z, t)) dz \quad (\text{III-14})$$

Donc à partir de l'équation de Darcy généralisée $q_z = -K_z(\theta) \frac{\partial H}{\partial z}$, et de l'équation (III-14), on peut calculer la conductivité hydraulique comme suit:

$$K(t)|_z = -\frac{q(t)|_z}{\frac{\partial H(t)}{\partial z}|_z} \quad (\text{III-15})$$

Cette équation permet de quantifier la conductivité hydraulique à chaque instant (t) et à la position (z) comme suit:

$$K(\theta)|_{z,t} = -\frac{q(\theta)|_z}{\frac{\partial H(\theta)}{\partial z}|_z} \quad (\text{III-16})$$

Avec $H(\theta)$: le potentiel total de l'eau [L].

III.6.1.1.2 Méthode de Gardner

Gardner a proposé une technique basée sur l'utilisation de la cellule de Richards (Delage et Cui, 2000). Cette technique consiste à suivre au cours du temps la quantité d'eau sortant d'un échantillon soumis à un incrément positif de pression d'air. Ce dernier correspond à une augmentation de succion. La conductivité hydraulique est déduite à partir de l'application simplifiée de l'équation de Richards à cet écoulement de la façon suivante:

- On suppose que l'incrément de pression est suffisamment faible pour permettre d'admettre que la diffusivité (Eq. V-14) varie peu et peut être considérée comme constante pendant l'expulsion de l'eau.
- On suppose également que $K(\theta)$ ne varie pas significativement avec z , ce qui permet d'obtenir l'expression suivante simplifiée de l'équation de Richards en termes de teneur en eau volumique:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = D \frac{\partial^2 \theta}{\partial z^2} \quad (\text{III-17})$$

En tenant compte des conditions aux limites particulières à l'essai, Gardner utilise la solution exacte en série de Fourier, qui permet d'obtenir la quantité d'eau $Q(t)$ extraite à l'instant (t) en fonction de la quantité totale d'eau extraite Q_∞ selon la relation:

$$Q(t) = Q_\infty \left[1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_0^\infty \frac{1}{(2m+1)^2} \exp \left[-(2m+1)^2 \pi^2 \frac{Dt}{4L^2} \right] \right] \quad (\text{III-18})$$

Avec, L : la longueur de drainage, D : la diffusivité, Q_∞ : la quantité totale d'eau extraite.

Gardner a montré que pour $t > \frac{4L}{3\pi^2 D}$, le second terme de la série est inférieur à 1%, ce qui permet de ne conserver que le premier terme et obtenir la relation suivante:

$$\ln[Q_\infty - Q(t)] = \ln \frac{8Q_\infty}{\pi^2} - \pi^2 \frac{Dt}{4L^2} \quad (\text{III-19})$$

La variation de $\ln[Q_\infty - Q(t)]$ en fonction du temps est bien linéaire et permet de déterminer la diffusivité (D) puis la perméabilité $K(\theta)$ aux degrés de saturation correspondants aux succions appliquées selon la relation:

$$K(\theta) = D(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial h} \quad (\text{III-20})$$

III.6.1.1.3 Dessiccateurs à solutions salines

Pour des valeurs de succions élevées, le transfert de l'eau s'effectue sous forme de vapeur et les

dessiccateurs à solutions salines saturées sont utilisées pour déterminer les courbes de rétention dans un domaine de succions variant de 3 à 400 MPa (Fleureau et al., 1993; Delage et al., 1998; Tang and Cui 2005; Taibi et al., 2005). Cette technique de laboratoire, relativement peu coûteuse, consiste à placer un échantillon de sol dans un dessiccateur hermétique contenant au fond une solution saline donnée (Figure III-3-29a).

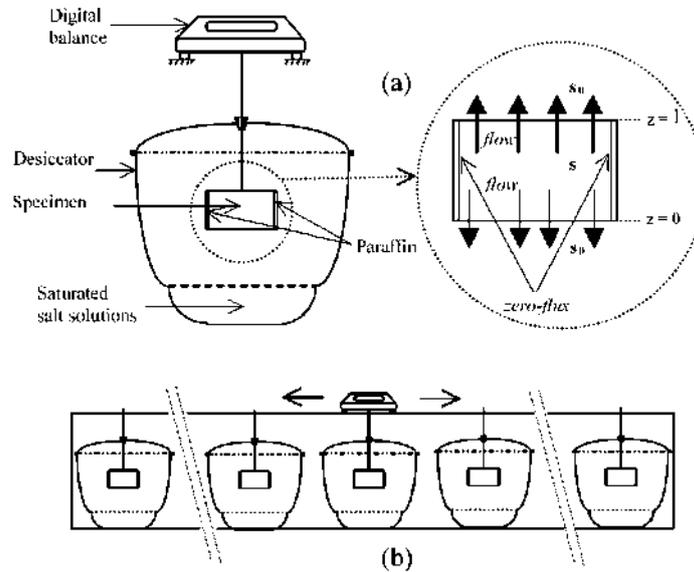


Figure III-29 : Schéma de principe de l'essai de perméabilité dans le dessiccateur (Taibi et al., 2009)

Les solutions salines saturées sont utilisées pour contrôler l'humidité relative de l'atmosphère au sein du dessiccateur renfermant l'échantillon de sol. La suction totale imposée est liée à l'humidité relative (H_R) de la phase vapeur qui est en équilibre avec l'échantillon, par l'équation suivante, déduite de la loi de Kelvin (Fredlund et Rahardjo, 1993). Cette loi citée dans le chapitre 2 (Eq. II-25) est rappelée ci-dessous :

$$S = \frac{RT\gamma_w}{\omega_v g} \ln(H_R) = \frac{RT\gamma_w}{\omega_v g} \ln\left(\frac{u_v}{u_{v,sat}}\right) \quad (III-21)$$

Où : s : la suction totale (kPa); H_R : l'humidité relative (%); u_v : la pression partielle de la vapeur d'eau (kPa); $u_{v,sat}$: la pression de vapeur saturante (kPa); γ_w : le poids volumique de l'eau en kN/m^3 , fonction de T ; ω_v : la masse molaire de la vapeur d'eau (i.e., 18.016 g/mol); g : l'accélération de la pesanteur; R : la constante des gaz parfaits (i.e., 8.31432 J/mol K); T : la température en Kelvin (K).

La valeur de H_R dépend de la température, du type et concentration de la solution saline utilisée (Tang et Cui, 2005). Par conséquent, la précision de cette technique dépend de l'étalonnage utilisé pour déterminer l'humidité relative H_R générée par la solution saline utilisée à la température T .

Cette technique expérimentale est basée sur le couplage entre la suction totale imposée par la solution

saline saturée dans le dessiccateur et la masse d'eau continue dans l'échantillon mesurée à l'aide d'une balance digitale (précision 10^{-3} g). Le dispositif expérimental de cette technique est composé d'un ensemble de dessiccateurs avec différentes solutions salines saturées et une balance digitale (Figure III-29.b). La différence de succion ΔS entre celle de l'échantillon de sol (S), et celle imposée par l'humidité relative dans le dessiccateur (S_0), induit une entrée ou sortie d'eau interstitielle jusqu'à ce que l'équilibre hydrique soit atteint. Pendant cette phase d'équilibre, la balance enregistre respectivement le gain (chemin d'humidification) ou la perte (chemin de drainage) d'eau interstitielle. Pour assurer un écoulement unidimensionnel dans l'axe du cylindre, l'échantillon de sol est paraffiné latéralement. Dans ces conditions, l'équation (V-14) s'écrit en termes de succion comme suit:

$$\frac{\partial S}{\partial t} = D(\theta) \frac{\partial^2 S}{\partial z^2} \quad (\text{III-22})$$

où S est la succion, θ est la teneur en eau volumique, t le temps, z est la hauteur et $D(\theta)$ la diffusivité. En général, l'équation (III-22) est non linéaire et difficile à résoudre analytiquement. Cependant, dans le cas d'incrément de succion s suffisamment petits et en supposant la diffusivité $D(\theta)$ constante et une relation linéaire $s(\theta)$, l'équation (III-22) se linéarise et peut avoir par conséquent des solutions analytiques. Dans ce cas, la solution de l'équation (III-22) peut être définie pour la condition initiale et les conditions aux limites $s(z, t)$ suivantes :

$$S(z, 0) = S \quad (\text{succion initiale de l'échantillon de sol}); \quad (\text{III-23})$$

$$S(0, t) = S(l, t) = S_0 \quad (\text{succion imposée dans le dessiccateur}); \quad (\text{III-24})$$

$$S(z, t) = S_0 + \frac{4\Delta S}{\pi} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n} \sin \frac{n\pi}{l} z \exp \left[- \left(\frac{n^2 \pi^2}{l^2} \right) D t \right] \quad (\text{III-25})$$

Pour déterminer la quantité d'eau retenue dans l'échantillon $V_w(t)$, on calcule la variation incrémentale de $\theta(z, t)$ en fonction de la succion $S(z, t)$ qui peut être approchée à l'aide d'une fonction linéaire:

$$\theta(z, t) = a + b S(z, t) \quad (\text{III-26})$$

$V_w(t)$ s'écrit alors :

$$V_w(t) = \int_0^l A \theta(z, t) dz \quad (\text{III-27a})$$

avec: $\theta = \frac{V_w}{V_T}$ (V_T : volume de l'échantillon de sol)

soit:

$$V_w(t) = \int_0^l A (a + bS(z, t)) dz \quad (\text{III-27b})$$

En remplaçant dans cette intégrale, $S(z, t)$ par son expression donnée par l'équation (III-24) et en intégrant en tenant compte des conditions aux limites spatio-temporelles, Gardner ne conserve que le premier terme de la série ($n=1$). Le volume d'eau à un instant t est donc :

$$V_w(t) = V_{wT} \left[1 - \frac{8}{\pi^2} \exp\left(-\frac{\pi^2}{l^2} D t\right) \right] \quad (\text{III-27c})$$

Soit,
$$\text{Ln} [V_{wT} - V_w(t)] = \text{Ln} \left(\frac{8V_{wT}}{\pi^2} \right) - \left(\frac{\pi^2}{l^2} D \right) t \quad (\text{III-27d})$$

Avec
$$D = \frac{l^2 \mu}{\pi^2}$$

Où

$V_w(t)$: la variation du volume d'eau à l'instant t , V_{wT} : la variation du volume total d'eau, L : la longueur de l'échantillon de sol, et μ : la pente de la droite dans le plan $[t, \text{Ln} (V_{wT}-V_w(t))]$ donnée par l'équation (III-27d).

Le choix de l'incrément de succion Δs doit être suffisamment petit pour vérifier les hypothèses considérées, mais (aussi) suffisamment grand pour permettre l'échange d'un volume d'eau mesurable. La relation $k_w(D)$ est définie par:

$$K_w(\theta) = \frac{D(\theta)}{\frac{\partial S}{\partial \theta}} = \frac{D(\theta) W_{wT}}{\Delta S \gamma_w V_T} \quad (\text{III-28})$$

Où W_{wT} : la variation de volume d'eau; γ_w : le poids volumique de l'eau ; V_T : le volume total de l'échantillon de sol. Cette méthode suppose que k_w est constante durant la phase d'écoulement.

La perméabilité K_w est déterminée pour chaque incrément de succion, et l'expérience est répétée pour différentes valeurs de succion ou de teneur en eau, ce qui permet d'établir la relation $K_w(S)$.

Sur le chemin d'humidification, la relation $K_w(S)$ est obtenue à travers une série d'états stationnaires en imposant des incréments de succion de plus en plus petits. Le même procédé permet d'établir la relation $K_w(S)$ sur un chemin de drainage (i.e, une série de régimes stationnaires en imposant des incréments de succions croissants).

Le temps d'équilibre pour chaque incrément de succion est atteint lorsque la variation de la masse d'eau échangée en fonction du temps tend vers un palier. Pour réduire ce temps d'équilibre, les expériences sont réalisées sur des échantillons de faibles dimensions (10mm de hauteur et 35mm de diamètre).

III.6.1.2 Mesures en régime permanent

III.6.1.2.1 Perméamètre à surpression d'air

Le perméamètre à surpression d'air présenté sur la Figure III-30 permet de mesurer simultanément les perméabilités relatives à l'air et à l'eau des sols remaniés ou non remaniés. L'appareil est conçu sur la base du principe des flux stabilisés, ou "Steady-State" qui offre un avantage et un inconvénient: L'avantage est que l'interprétation des résultats se fait par application directe de la loi de Darcy généralisée, au moins dans le cas de matériaux peu déformables, puisque tous les paramètres restent constants au cours de l'essai. L'inconvénient est que le montage se complique du fait de la nécessité de séparer les écoulements d'air et d'eau à l'extérieur de l'échantillon par l'utilisation de membranes semi-perméables adaptées.

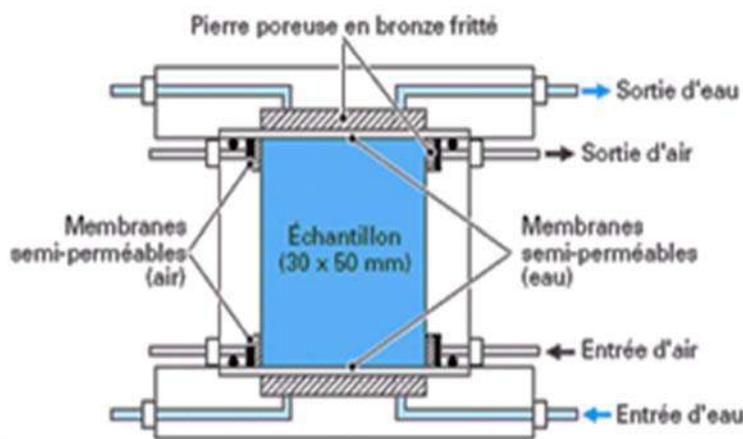


Figure III-30 : Système de détermination de la perméabilité à l'eau et à l'air des sols non saturés, en régime permanent (Fleureau et Taibi, 1995)

Le principe de fonctionnement se résume comme suite : Dans une première phase, on impose une pression d'eau u_{w0} et une pression d'air u_{a0} homogène dans l'échantillon, avec $u_{a0} > u_{w0}$ (Figure III-31.a). Connaissant la succion initiale (S_0) dans l'échantillon de sol, on peut faire suivre à ce dernier un chemin de dessiccation si $u_{a0} - u_{w0} > S_0$, ou d'humidification dans le cas inverse. Une fois l'équilibre de pression négative atteint, la mesure de la perméabilité se fait en imposant des pressions u_{w1} et u_{a1} au sommet de l'échantillon, u_{w2} et u_{a2} à la base, avec les conditions suivantes (Figure III-31b):

$$u_{a1} - u_{w1} = u_{a2} - u_{w2} = u_{a0} - u_{w0} > 0 \quad (\text{III-29a})$$

Avec : $u_{a1} > u_{a2}$ et $u_{w1} > u_{w2}$ (III-29b)

Dans ces conditions, l'écoulement des deux fluides (eau et air) se produit sans variation de la succion du matériau, et en maintenant celle-ci homogène dans l'échantillon en question. Le volume de l'échantillon de sol est maintenu constant (matériaux compactés ou fortement surconsolidés, peu

déformables), de sorte que les paramètres (teneur en eau, degré de saturation) peuvent être considérés comme constants pendant l'essai.

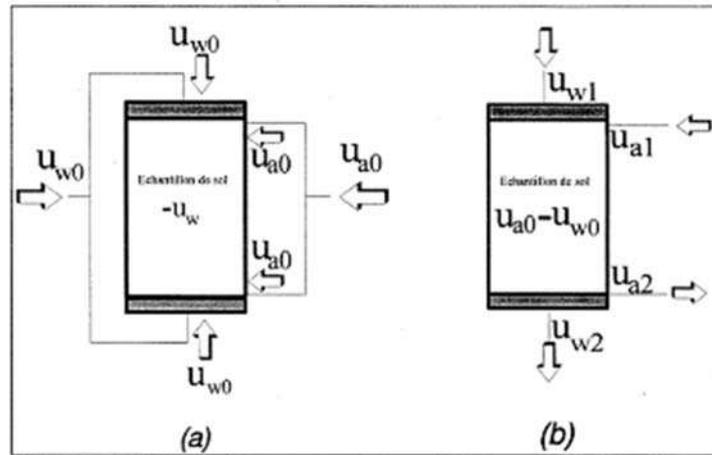


Figure III-31 : Principe de fonctionnement du perméamètre à surpression d'air a) état initial avant écoulement, b) imposition de gradients de pression d'eau et de pression d'air à succion constante.

A partir de la mesure des débits d'air et d'eau, les pressions étant imposées, on peut déduire la perméabilité à l'eau par application directe de la loi de Darcy généralisée, sans faire d'hypothèses supplémentaires. Par contre, la loi d'écoulement de l'air serait bien représentée par une relation quadratique débit-gradient de charge (approche de Chaumet). Dans ce cas, la perméabilité à l'eau et à l'air sont calculées en utilisant les expressions suivantes :

$$K_w = \frac{\mu_w Q_w L}{\rho_w (\mu_{w2} - \mu_{w1}) A} \quad (\text{III-30a})$$

$$K_a = \frac{2\mu_a Q_a L}{Ab(P_{a2}^2 - P_{a1}^2)} \left(1 - \frac{\lambda}{\mu_a} \frac{Q_a}{A}\right) \quad (\text{III-30b})$$

Où :

Q_w et Q_a sont respectivement les débits massiques de l'eau et de l'air, μ_w et μ_a les viscosités dynamiques, ρ_w et ρ_a les densités spécifiques, L la longueur de l'échantillon de sol, A l'aire de la section de l'échantillon, b , le rapport de compressibilité ($b = \rho_a \cdot l \cdot p_a$) et λ , la longueur caractéristique du milieu poreux ($\lambda = 10^5$ m). Dans cette expression, $p_a = u_a$.

Compte tenu des faibles débits utilisés pour ces mesures, les pressions imposées peuvent être considérées comme représentatives des pressions existant au contact de l'échantillon. Autrement dit, on peut négliger les pertes de charge dans les membranes semi-perméables. Les paramètres d'état sont déduits des bilans de volume d'eau, initial, entré et sorti de l'échantillon.

III.6.2 In situ

Plusieurs méthodes de mesures de la conductivité hydraulique in-situ ont été développées pour être utilisées pour les sols non saturés de manière directe ou indirecte. On peut citer: le perméamètre de Guelph, le perméamètre Infiltromètre DECAGON, l'infiltromètre à simple anneau et l'infiltromètre à double anneau. Les deux premières méthodes sont détaillées ci-dessous.

III.6.2.1 Le perméamètre de Guelph

La méthode basée sur le perméamètre de Guelph a été mise au point à l'université de Guelph (Ontario, Canada) par Reynolds et al., 1985 pour mesurer «in situ» la conductivité hydraulique, la sorptivité, et le potentiel de flux de la matrice du sol (Nasri, 2013). Ces trois facteurs déterminent la manière dont les liquides se déplacent dans un profil de sol non saturé. Elle est préconisée pour les mesures dans les sols ne présentant pas de nappe phréatique (ASTM D1556). Du point de vue de sa conception, c'est un perméamètre dont la charge est régulée, pour rester constante, au moyen d'un vase de Mariotte. Ceci permet la mesure d'un flux d'eau passant au travers d'une crépine cylindrique et par le fond d'un trou, creusé dans le sol. Les composantes du perméamètre de Guelph sont présentées sur la Figure III-32.

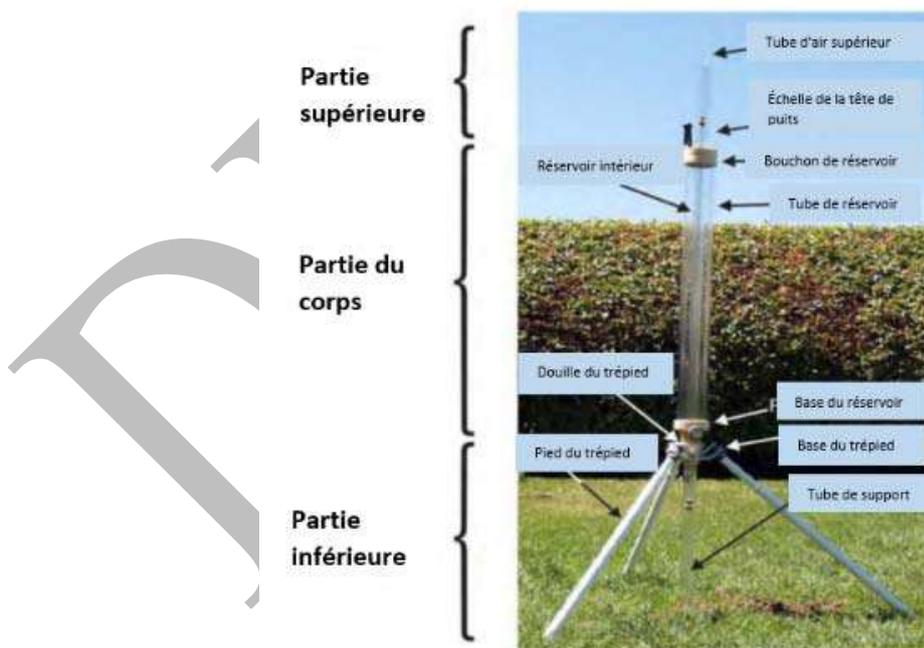


Figure III-32: Les composantes du perméamètre de Guelph.

III.6.2.1.1 Principe de l'essai

Le principe de la mesure au biais du perméamètre de Guelph consiste à créer, dans la couche non saturée du sol, un bulbe saturé en appliquant une charge hydraulique constante dans le fond d'un trou de tarière. Le régime permanent est atteint lorsque le débit qui s'écoule devient constant.

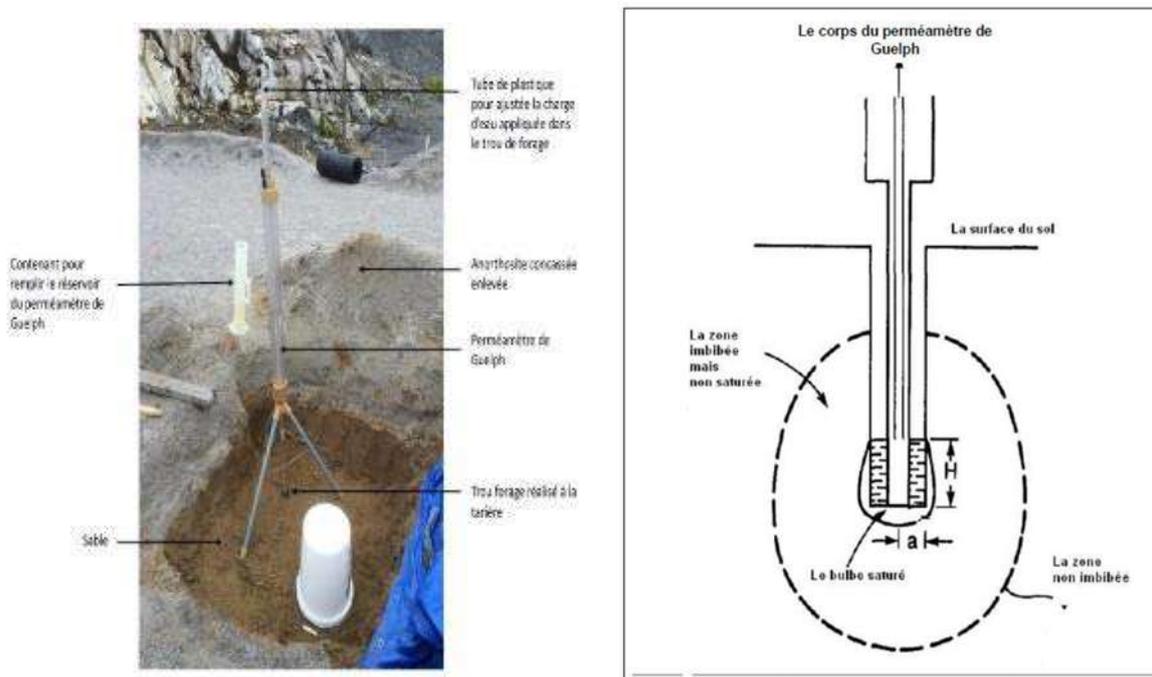


Figure III-33 : a) Installation du perméamètre de Guelph sur le terrain, b) Le bulbe saturé au champ et la zone d'imbibition qui se forment autour du trou de l'essai Guelph pendant une mesure de la perméabilité à charge constante (Nasri, 2013)

III.6.2.1.2 Protocole de mesure

Le protocole expérimental décrit par (Nasri, 2013) commence par l'exécution d'un trou de tarière dont on vérifiera que le fond est débarrassé des particules terreuses qui pourraient y tomber.

1) Opération préliminaire

- Il faut d'abord que les réservoirs du perméamètre soient remplis d'eau (2 à 2,5 litres suffisent suivant le modèle). Il faut laisser les pressions s'équilibrer entre les deux réservoirs constitués de deux tubes transparents, concentriques (tube intérieur et tube extérieur). Vérifier que des bulles d'air ne sont pas piégées dans les canalisations en tapotant l'appareil.
- Ensuite, le perméamètre est mis en place au-dessus du trou creusé à la tarière (en utilisant soit le tripode, soit la bague coulissante). Le tube central est descendu dans le centre du trou jusqu'à 1 ou 2 cm du fond. L'air ne pénétrant pas dans le réservoir, il n'y a pas de sortie d'eau.

2) Etablissement d'une charge hydraulique dans le trou de tarière

- Vérifier que les deux réservoirs sont connectés. Pour que l'eau puisse s'écouler par l'orifice inférieur, il faut tirer doucement vers le haut le tube central qui règle l'arrivée d'air. Ce réglage doit se faire délicatement car, si l'on remonte le tube trop rapidement, les jets qui sortent du bas du tube risquent de provoquer un affouillement.
- Tirer doucement sur le tube vers le haut jusqu'à ce que le niveau de l'eau dans le puits atteigne la

hauteur de charge requise. La première charge à réaliser peut-être de 5 cm. Cette valeur peut être modulée suivant les conditions du site.

- Suivant le type de sol et le débit attendu, il faut faire le choix du réservoir: si le sol est argileux, peu perméable, le débit sera faible et il faudra choisir le réservoir central. Si le sol est sableux, il faudra tourner la vanne de façon à utiliser les deux réservoirs ensemble.

3) *Mesure de l'écoulement*

- Il suffit alors de noter l'évolution du niveau de l'eau dans le réservoir gradué, en fonction du temps. On doit vérifier après chaque mesure le rapport volume/intervalle de temps représentant la vitesse de descente de l'eau. L'intervalle de temps entre deux mesures doit être apprécié suivant la nature du sol: dans le cas de sols argileux, il faut prendre des intervalles de 5 minutes et plus, dans les sols limoneux, des intervalles de 1 à 3 minutes conviennent.
- Lorsque ce rapport s'est stabilisé, on arrête le test.

Si on veut faire l'essai avec deux charges, il ne faut pas modifier l'emplacement du perméamètre après cette première mesure. Une mesure avec une charge plus importante sera réalisée dans les mêmes conditions.

4) *Confirmation de la mesure*

- Afin de confirmer les mesures effectuées, un second test est réalisé immédiatement à la suite du premier, en suivant le même Protocole de mesure.
- On renseigne la feuille d'essai et on effectue les calculs.
- Le principe des calculs de la conductivité hydraulique par l'essai Guelph est expliqué ci-dessous.

III.6.2.1.3 Théorie et principe de calcul de la conductivité hydraulique dans un sol non saturé

La méthode de calcul de la conductivité hydraulique dans un sol non saturé à partir des mesures effectuées par le perméamètre de Guelph prend en compte un débit en régime permanent qui s'établit dans un puits cylindrique. Cette méthode de calcul a été décrite par Reynolds *et al.*, 1985 et par Philip (1985). Elle se présente comme suit :

$$Q = f(H, a)K_s + g(H, a)\psi_m \quad (\text{III-31})$$

Où :

Q : le débit d'eau injecté dans le sol [$L^3 T^{-1}$] ;

H : la charge constante de l'eau dans le trou de l'essai [L] ;

a : le rayon du puits qui correspond au trou de forage à la tarière $[L]$;

f et g : les fonctions générales de H et a ;

K_s : la conductivité hydraulique in situ à saturation, pour le sol dit « saturé au champ » $[LT^{-1}]$;

ψ_m : le potentiel matriciel du sol $[L^2T^{-1}]$.

Le premier terme à droite de l'équation (III-31) représente les facteurs saturés de l'écoulement à l'extérieur du trou de l'essai. Le deuxième terme représente les facteurs non saturés ou « capillaires » de l'écoulement. Le terme saturé est utilisé comme raccourci de « saturé au champ » parce que dans les conditions naturelles, une certaine quantité d'air est habituellement piégée dans le sol au cours de l'infiltration (Reynolds *et al.*, 1983 ; Stephans *et al.*, 1987). Cela aboutit à une estimation de la conductivité hydraulique à saturation plus basse que si le sol était complètement saturé (Stephans *et al.*, 1987).

Selon Gardner (1958), l'expression donnant le potentiel matriciel (ψ_m) du sol est:

$$\psi_m = \int_{h_i}^0 K(h)dh \quad (\text{III-32})$$

Avec:

h $[L]$: la charge de pression négative (suction) de l'eau dans le sol et $K(h)$: la relation entre conductivité hydraulique et suction.

La borne supérieure de l'intégrale ($h = 0$) dans l'équation (III-32) représente la surface d'un bulbe saturé au champ qui est formé dans le sol, autour du fond du trou de l'essai, pendant la mesure (Figure III-33a). Cette surface est, en effet, une nappe locale avec $h > 0$ à l'intérieur du bulbe et $h < 0$ à l'extérieur. La limite basse de l'intégrale ($h=h_i$) dans la même équation représente la suction initiale ou suction de fond dans le sol avant le déclenchement de l'essai d'infiltration.

Pendant la mesure, une zone mouillante (mais non saturée) migre vers l'extérieur autour du bulbe saturé au champ (Figure III-33b). A l'intérieur de cette zone, la suction du sol varie de $h = 0$ sur la surface du bulbe à $h = h_i$ sur le front mouillant ou front d'imbibition (Figure III-34). La valeur de ψ_m dans l'équation 6-45 est donc simplement l'aire de la courbe $K(h)$ de $h = h_i$ à $h = 0$ (Figure III-34).

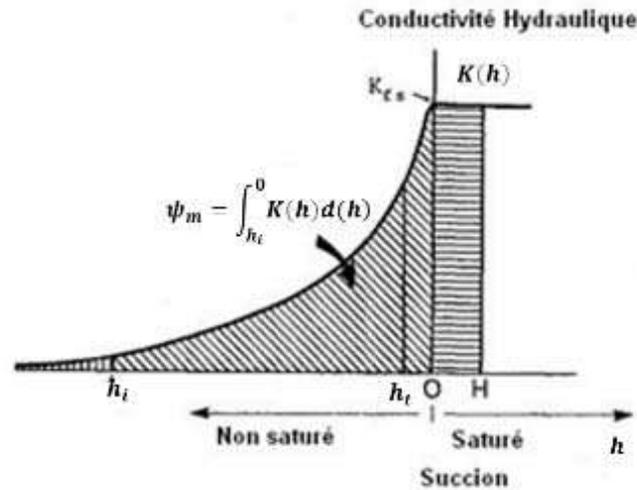


Figure III-34 : Courbe théorique de la relation entre conductivité hydraulique et succion du sol (Elrick et al., 1989)

Du point de vue physique, ψ_m caractérise la force capillaire d'un sol donné, c'est-à-dire l'aptitude du sol à retenir l'eau. On s'aperçoit de la figure III-34, que ψ_m dépend à la fois de la forme de la courbe $K(h)$ et de h_i . Plus la pente de la courbe $K(h)$ est raide, plus h est proche de 0. Réciproquement, plus valeur absolue de ψ_m est petite, plus l'effet de la capillarité est faible. Les sols sableux tendent à avoir une capillarité plus basse (i.e., des valeurs de ψ_m plus basses) que les sols argileux. Tous les sols saturés ($h_i \geq 0$) ont un potentiel matriciel nul ($\psi_m = 0$).

La relation empirique $K(\psi)$ qui est substituée dans l'équation (III-32) est la relation proposée par de Gardner (1958) et Russo (1988) rappelé ci-dessous:

$$K(h) = K_s e^{\alpha h} ; h \leq 0 \quad (\text{III-33})$$

Où le paramètre $\alpha (L^{-1})$, ($0 < \alpha < \infty$) est la pente de $\ln(K(h))$. La valeur de ψ_m peut donc être représentée analytiquement par:

$$\psi_m = \frac{1}{\alpha} (K_s - K_i) \quad (\text{III-34})$$

Où $K_i (LT^{-1})$ est la conductivité hydraulique du sol à $h=h_i$ (Figure III-35).

A partir de l'équation (III-34) on peut définir α comme suit :

$$\alpha = (K_s - K_i) / \psi_m \quad (\text{III-35})$$

Ou sous la forme:

$$\alpha = \alpha^* \left(1 - \left(\frac{K_i}{K_s} \right) \right) \quad (\text{III-36})$$

Avec

$$\alpha^* = \frac{K_s}{\psi_m} = \frac{\alpha}{\left(1 - \left(\frac{K_i}{K_s} \right) \right)} \quad (\text{III-37})$$

α^* est un cas spécial de α où le sol est complètement sec. Si h_i est très proche de zéro (i.e., le sol est proche de la saturation), α^* peut être plus grand que α , parce que K_i devient plus proche de K_s .

III.6.2.2 Infiltromètre DECAGON

Le Mini Disk Infiltrometer **DECAGON** (Figure III-35) étant un Infiltromètre à tension. Il mesure la conductivité hydraulique non saturée du milieu sur lequel il est placé pour différentes tensions appliquées. Comme l'infiltromètre a une succion réglable de (0,5 à 7 cm), on peut obtenir des informations supplémentaires sur le sol en éliminant les macropores dont la valeur d'entrée d'air est inférieure à la succion de l'infiltromètre. Cela se fait en contrôlant l'infiltration avec une faible succion.

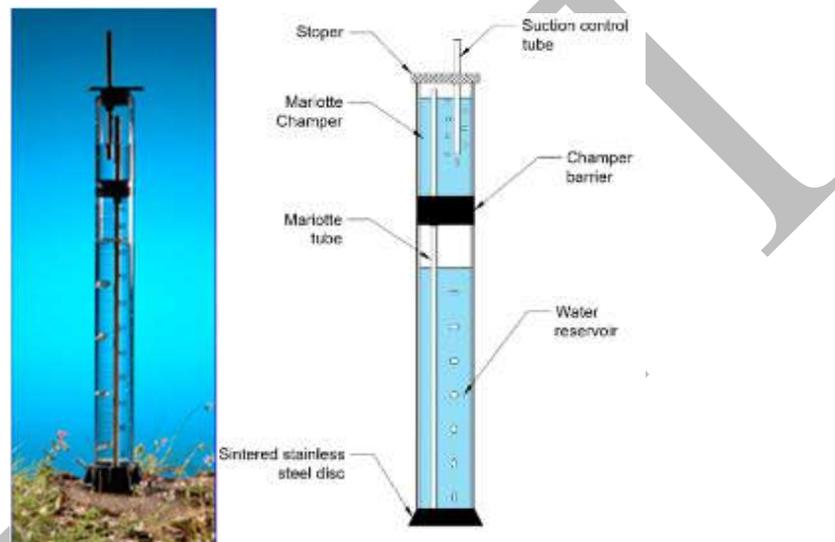


Figure III-35 : a) Un Mini Disk Infiltrometer, b) Les composants d'un Mini Disk Infiltrometer.

III.6.2.2.1 Protocole expérimental

Pour préparer l'infiltromètre à la mesure, il faut procéder comme suit :

1. Remplir la chambre à bulles aux trois quarts en faisant couler de l'eau dans le tube de contrôle de l'aspiration ou en retirant le bouchon supérieur (Figure III-36).

Remarque: Ne pas utiliser d'eau distillée. L'eau du sol contient des solutés et les argiles contiennent des sels sur les sites d'échange. L'utilisation d'eau distillée modifie l'équilibre ionique et peut entraîner la coagulation ou la dispersion de l'argile dans le sol.

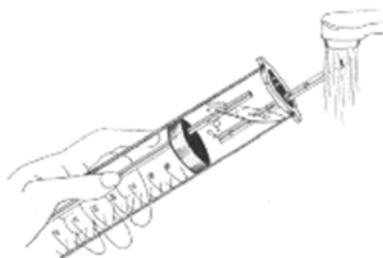


Figure III-36 : Remplissage de la chambre à bulles

2. Une fois la chambre supérieure est pleine, faire glisser le tube de contrôle de la suction jusqu'en bas, retourner l'Infiltromètre, retirer le bouchon du fond en élastomère avec le disque poreux et remplir le réservoir d'eau.



Figure III-37 : Retrait du bouchon du fond en élastomère

3. Remettre en place le bouchon du fond en élastomère, en s'assurant que le disque poreux est fermement mis en place.
4. Si l'infiltromètre est tenu verticalement, aucune eau ne doit s'écouler.



Figure III-38 : Chambre supérieure et tube de suction

III.6.2.2.2 Choix de la vitesse de suction

Comme les différents types de sol infiltrent l'eau à des vitesses différentes, la mesure du changement de volume en fonction du temps peut souvent être difficile, en particulier dans un sol sableux où l'eau s'infiltre rapidement. Par conséquent, on peut ajuster le taux d'aspiration pour mieux adapter la mesure de l'infiltration au type de sol.

Pour la plupart des sols, une valeur de suction de 2 cm devrait suffire. Dans les sols sableux où l'infiltration se produit très rapidement, un ajustement de la suction à 6 cm de colonne d'eau peut être utile, et on recommande une suction de 0,5 cm pour les sols plus compacts avec une infiltration plus lente.

III.6.2.2.3 Mise en place

L'infiltromètre doit être appliqué à un endroit lisse de la surface du sol. Si la surface n'est pas lisse, une fine couche de sable de silice fine ou de terre peut être appliquée sur la zone située directement

sous le disque en acier inoxydable de l'infiltromètre. Cela garantit un bon contact entre le sol et l'infiltromètre. Dans la mesure du possible, il est recommandé également d'utiliser un support à anneau et une pince au vu de maintenir l'infiltromètre en place.

III.6.2.2.4 Acquisition des données

Procéder ensuite comme suit :

1. Enregistrer le volume d'eau de départ dans le réservoir.
2. Au temps zéro, placer l'infiltromètre sur la surface du sol, en assurant son contact avec la surface du sol.
3. Enregistrer le volume à intervalles de temps réguliers au fur et à mesure que l'eau s'infiltré dans le sol. L'intervalle de temps choisi est basé à la fois sur la vitesse de succion ciblée et sur le type de sol mesuré. Par exemple, le sable nécessite généralement deux à cinq secondes entre les relevés, un limon toutes les 30 secondes, et une argile fine 30 à 60 minutes.
4. Pour que le calcul de la conductivité hydraulique soit précis, au moins 15 à 20 ml d'eau doivent être infiltrés dans le sol lors de chaque mesure.

III.7 PRINCIPAUX CONCEPTS A RETENIR

L'interprétation du comportement des sols non saturés nécessite la connaissance des contraintes mécaniques, hydriques et leurs interactions, ainsi que les effets chimiques engendrés. Pour ce faire, les points suivants doivent être pris en compte :

- Les objectifs d'un programme d'essais, la méthode de préparation des échantillons et les conditions initiales doivent être attentivement discutés afin d'obtenir des résultats significatifs et reproductibles.
- Les essais au laboratoire sur les sols non saturés impliquent généralement de longues durées de temps. Sans contrôle minutieux et un protocole d'étalonnage, des erreurs peuvent survenir et conduire à des résultats erronés.
- Les techniques de laboratoire permettent d'étudier les changements de volume, les déformations et les contraintes dans les sols non saturés. Ces techniques sont actuellement avancées et permettent d'obtenir des résultats fiables. En particulier, l'appareil triaxial et l'œdomètre.
- Chaque technique de contrôle de succion a son domaine de validité. Plusieurs méthodes sont nécessaires pour décrire l'ensemble des états de saturations (du saturé au sec).

**Chapitre IV. : COMPORTEMENT HYDROMECHANIQUE DES
SOLS NON SATURES**

DRAFT

IV.1 INTRODUCTION

L'objectif de ce chapitre est de présenter les principales caractéristiques du comportement hydromécanique des sols non saturés. Tout d'abord, sous sollicitations hydriques seules où le processus de drainage-humidification sous une contrainte extérieure nulle est décrit. Ensuite, la réponse couplée hydromécanique sur le chemin œdométrique à succion contrôlée est abordée. Dans cette section, l'évolution des paramètres de compressibilité et de la pression de préconsolidation apparente est examinée. Enfin, une discussion sur des paramètres de résistance au cisaillement avant et à la rupture, ainsi que des paramètres de pression interstitielle est citée.

IV.2 COMPORTEMENT DES SOLS SUR CHEMINS DE VARIATIONS DE SUCCION

L'action de la succion ($S=u_a-u_w$) est mise en évidence sur un chemin de drainage-humidification, dans lequel l'échantillon n'est soumis à aucune contrainte mécanique extérieure. Le chemin de drainage-humidification représente des résultats d'essais dont le principe est d'imposer au sol une série de succions et de mesurer ses propriétés physiques à l'équilibre. Les principes expérimentaux de ces essais d'imposition de succion ont été présentés dans le chapitre III.

L'étude des chemins de drainage-humidification représente un double intérêt :

- Le premier est théorique : les chemins de drainage humidification dans cette section sont étudiés sous contrainte mécanique nulle, ce qui permet d'isoler l'effet de la succion et voir son influence sur le comportement mécanique des sols (retrait, compressibilité, fissuration, gonflement ...).
- Le deuxième est pratique : le comportement des sols non saturés sur chemins de drainage-humidification a plusieurs aspects pratiques dans le métier d'un ingénieur géotechnicien, on peut citer quelques cas à titre d'exemples :
 - * La prévention des dommages aux constructions : les sols argileux peuvent subir des variations importantes de volume en fonction de leur teneur en eau, ce qui peut provoquer des fissures dans les fondations des bâtiments. L'étude du retrait gonflement des sols permet de mieux comprendre ces phénomènes et de prendre des mesures préventives nécessaires pour pallier ce problème pratique.
 - * La protection de l'environnement : le drainage et l'humidification des sols peut également affecter la stabilité des talus et remblais, entraînant des glissements de terrain et des érosions. En étudiant ces phénomènes, les ingénieurs peuvent concevoir des solutions pour limiter l'impact environnemental de ces processus.
 - * La gestion des risques : les sols qui subissent des variations importantes de volume peuvent causer des dommages considérables aux infrastructures routières, aux bâtiments et aux réseaux souterrains tels que les canalisations. En étudiant les fluctuations du niveau de la nappe phréatique, et par conséquent le retrait-gonflement des sols, les ingénieurs peuvent

évaluer les risques associés et élaborer des plans de gestion des risques pour limiter les dommages potentiels.

IV.2.1 Représentation graphique des chemins de drainage-humidification

Les chemins de drainage-humidification sont obtenus comme suit :

- Chemin de drainage (appelé aussi " chemin de séchage" ou "chemin de dessiccation") : En appliquant une série de valeurs croissantes de succion, l'échantillon est drainé progressivement jusqu'au séchage complet. Dans le cas d'un chemin de drainage dit « normalement consolidé », qui constitue un état de référence par rapport aux sols naturels généralement surconsolidés, l'état initial du matériau est saturé et préparé à une teneur en eau qui vaut 1.2 à 1.5 fois sa limite de liquidité ($w=1.2$ à $1.5 w_L$).
- Chemin d'humidification (appelé aussi « chemin imbibition") : En appliquant une série de valeurs décroissantes de la succion, l'échantillon est ré-humidifié progressivement jusqu'à saturation. L'état initial du matériau est sec, préalablement préparé sous forme de pâte, puis séché à l'air libre ou dans une étuve à une température ne dépassant pas 50°C pour ne pas altérer la composition microstructurale du sol.

IV.2.2 Chemin de drainage et d'humidification sur une pâte

Les chemins de drainage - humidification sont étudiés pour un matériau, initialement préparé sous forme de pâte à $w_0 = 1.5 w_L$. Dans le cas général, l'application d'une succion à un échantillon de sol se traduit simultanément par une variation de volume et de teneur en eau, ou encore d'indice des vides et de degré de saturation. C'est pourquoi il est nécessaire de disposer d'une représentation globale de l'état du matériau associant tous ces paramètres.

La représentation graphique à cinq plans ($[\log(S), e]$, $[\log(S), S_r]$, $[\log(S), w]$, $[w, e]$ et $[w, S_r]$), permet de mettre en évidence les correspondances entre les paramètres d'état du sol sous l'effet de la succion (Fredlund et Morgenstern, 1976 ; Biarez et al., 1988 ; Zerhouni, 1991 ; Fleureau et al., 1993 ; Bourokba et al., 2010 ; Taibi et al., 2011 ; Benchouk et al., 2013 ; Bouchemella et Taibi, 2022).

La figure IV-1 représente les résultats d'un essai de drainage humidification sur un limon naturel moyennement plastique, appelé Limon de Jossigny, de plasticité $w_L = 37\%$, $I_p = 21\%$, (Fleureau et Indarto 1993).

Sur le chemin de drainage, de l'état saturé à l'état sec, on peut observer les comportements repères suivants :

- Du point initial A au point d'entrée d'air B correspondant à une succion nommée succion de désaturation ou d'entrée d'air (S_e) de 0.8 MPa, le sol reste saturé et se comporte de façon analogue à un sol saturé normalement consolidé sur un chemin de compressibilité isotrope

sous sollicitation mécanique, avec une variation sensiblement linéaire de l'indice des vides en fonction du logarithme de la succion.

- Du point B au point C, le sol se désature légèrement, mais cela n'affecte pas sa compressibilité. On note sur le diagramme $[w, e]$ que le point C, dont la succion (S_{SL}) est de l'ordre de 2 MPa, correspond à la limite de retrait conventionnelle du sol définie par l'intersection de la droite de saturation (d'équation $e = G_s \cdot w$, où $G_s = \gamma_s / \gamma_w$ représente la densité des grains solides) et de l'asymptote horizontale au palier de retrait pour $w=0$.
- De C à D, le matériau ne se déforme pratiquement plus, tandis que son degré de saturation diminue très rapidement jusqu'à une valeur résiduelle voisine de 0. On constate, sur le graphe $[w, S_r]$, que, pendant cette phase de forte désaturation, la variation du degré de saturation est sensiblement proportionnelle à celle de la teneur en eau.

Le chemin d'humidification met en évidence une caractéristique fondamentale du comportement du sol non saturé, à savoir l'hystérésis des courbes dans les différents plans. Cette hystérésis est liée à plusieurs facteurs dont les causes ont été discutées dans le chapitre 2 (paragraphe I-7-3). On retrouve les mêmes phases de comportement :

- De D à C', le comportement volumique est parfaitement réversible, mais on observe une hystérésis importante du degré de saturation.
- De C' à B', le matériau se resature, mais présente une forte irréversibilité dans le plan $[S, e]$; la succion de re-saturation, (S_{re}) est sensiblement plus faible que la succion de désaturation.
- Enfin, entre B' et A', le sol se comporte comme un sol saturé surconsolidé.

La description du premier cycle de drainage-humidification du limon de Jossigny met en évidence trois phases dans le comportement du matériau, que l'on retrouve dans tous les types d'argile, y compris les argiles gonflantes (Fleureau et Kheirbek-Saoud, 1993) :

- Pour $S_c < S_d$: un domaine saturé où le sol subit des déformations plastiques importantes,
- Pour $S_c > S_{SL}$: un domaine non saturé dans lequel le sol se déforme très peu et de façon élastique; c'est dans ce domaine que l'on observe la plus forte irréversibilité des variations de degré de saturation.
- Dans le domaine intermédiaire entre B et C ($S_e < S < S_{SL}$): le sol reste quasi-saturé ($S_r > 85\%$) et son comportement est peu différent de celui du sol saturé ; la phase eau reste généralement continue, mais des bulles d'air dispersées sont présentes dans les pores.

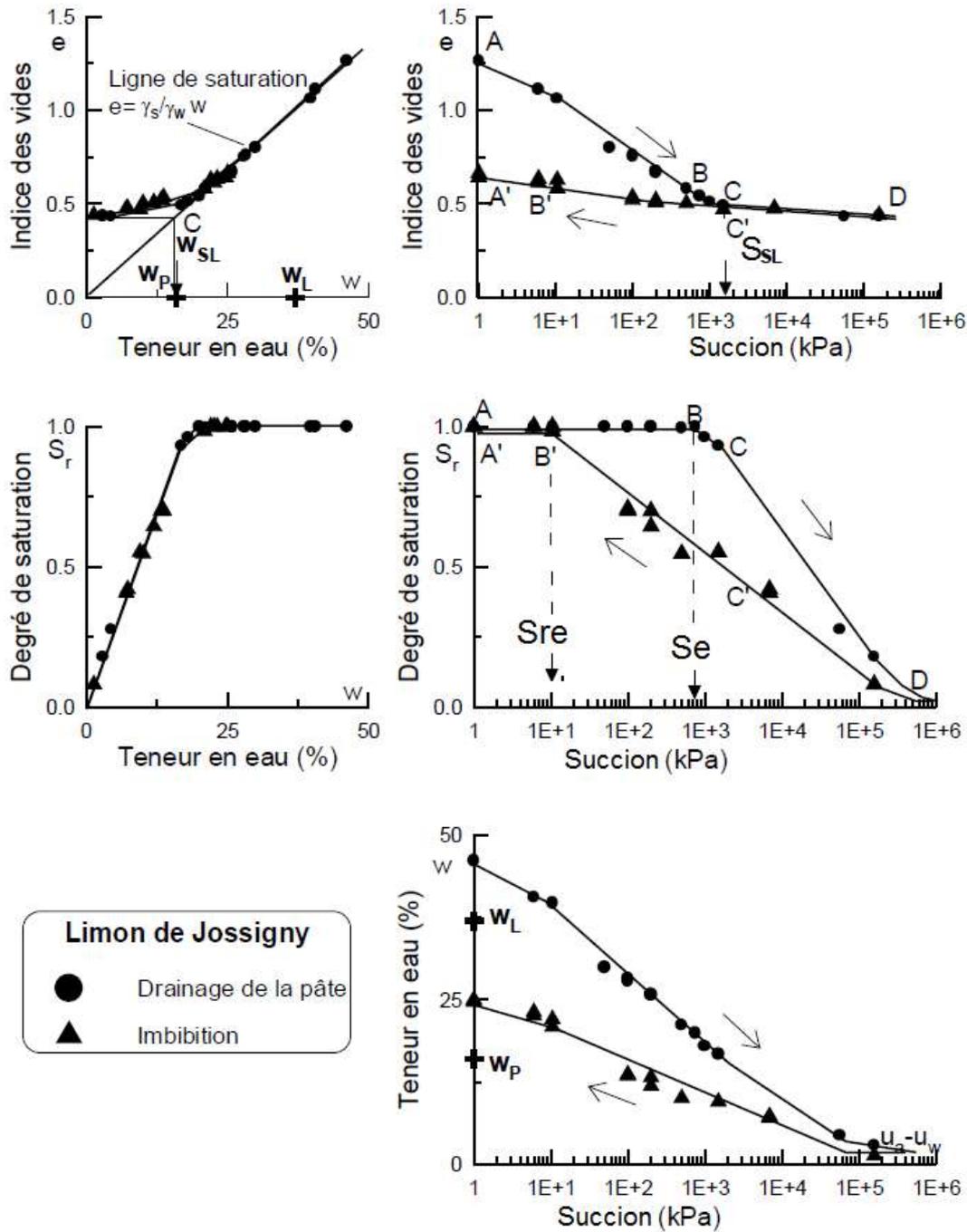


Figure IV-1 : Premier cycle de drainage et d'humidification sur le limon de Jossigny normalement consolidé (Fleureau et Indarto 1993)

D'autres exemples de chemins de drainage humidification, effectués sur des pâtes, sont représentés sur les figures IV-2, IV-3 et IV-4. On retrouve d'une manière générale, les mêmes tendances de comportement quel que soit le type de matériau. Les quelques différences qui subsistent, se résument en les points suivants :

- L'importance du domaine sur lequel les matériaux, soumis à succion, restent saturés.
- Les différences entre les valeurs caractéristiques selon le type de sol : limite de retrait, succions de désaturation et de resaturation.

Ces différences sont dues en partie à l'effet de la minéralogie en liaison avec la limite de liquidité (Fleureau et Kheirbek-Saoud, 2004).

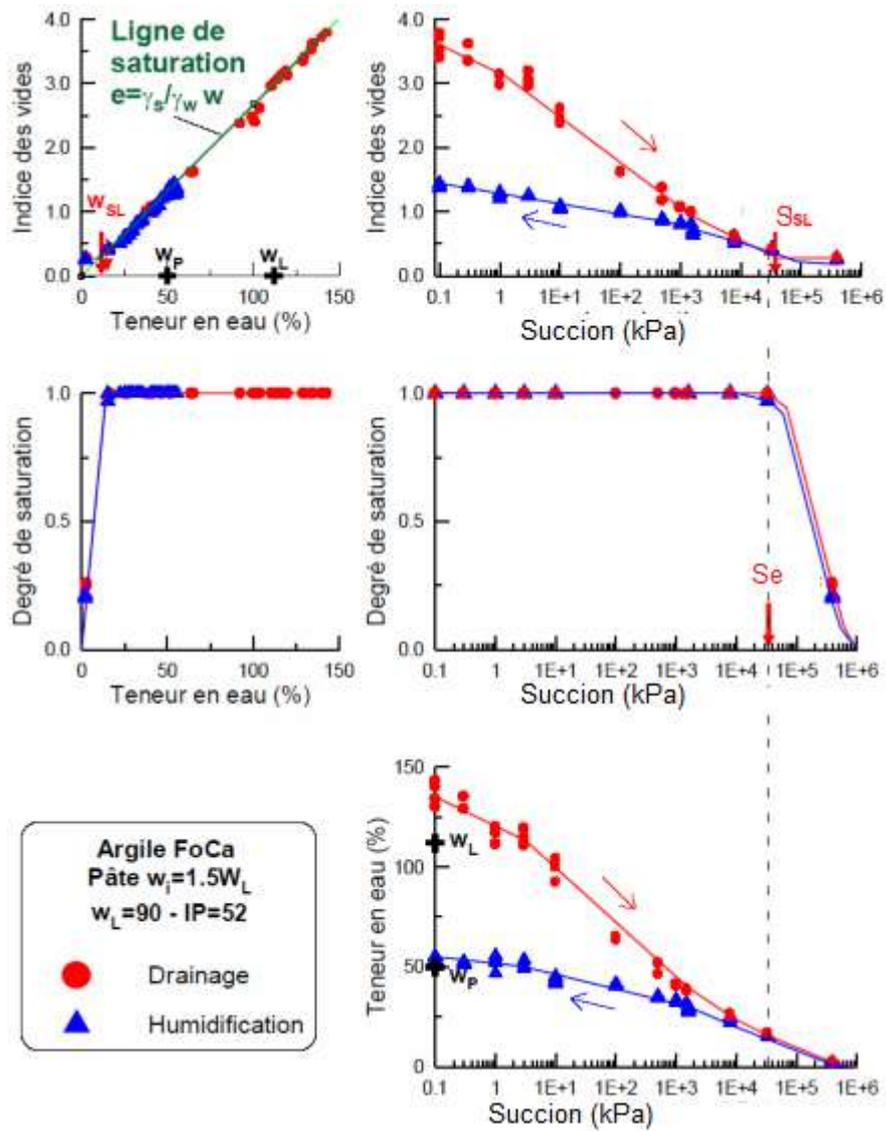
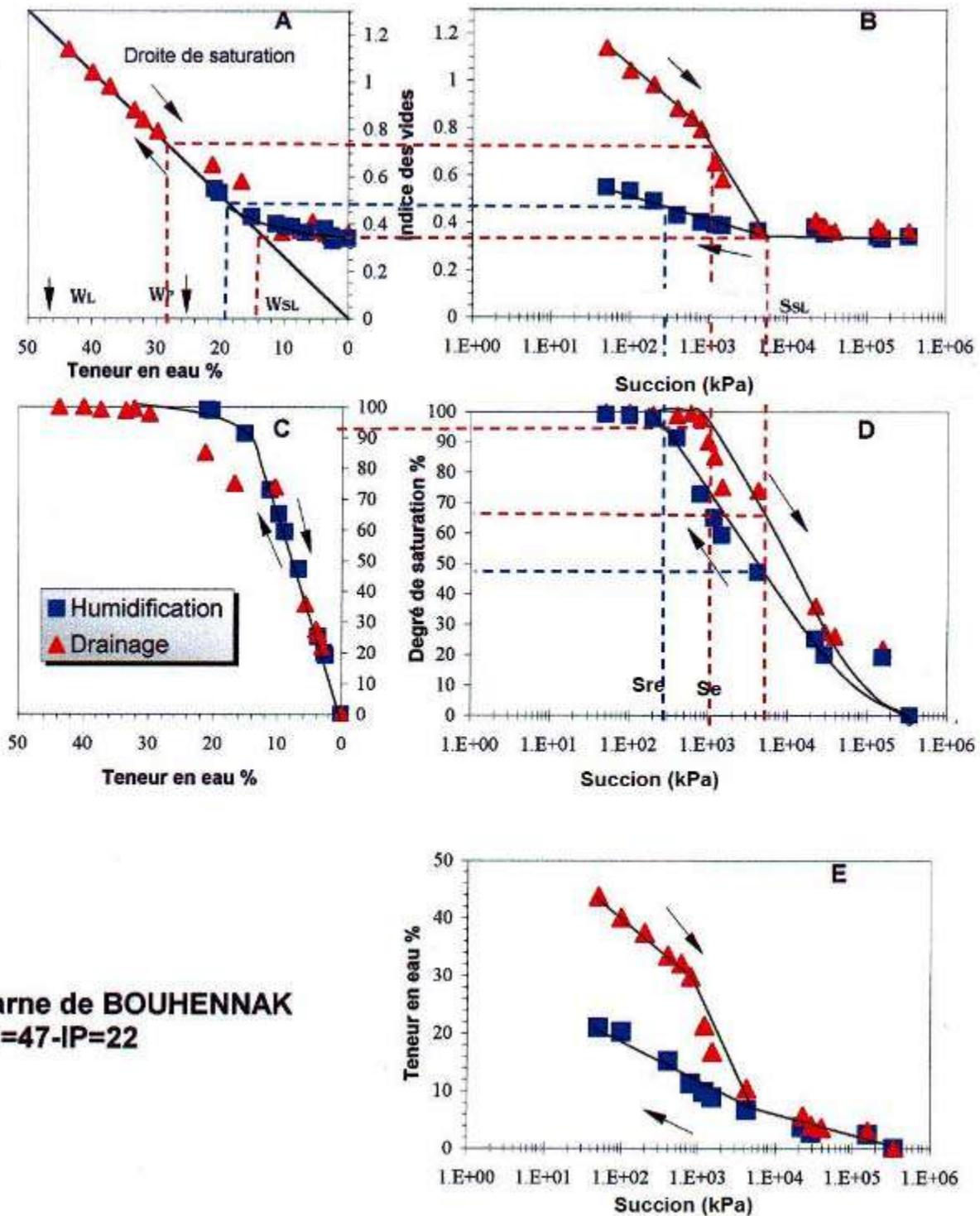


Figure IV-2: Comportement d'une pâte d'argile plastique FoCa lors du premier cycle de drainage humidification (Fleureau & Kheirbek-Saoud, 2004).



Marne de BOUHENNAK
 WI=47-IP=22

Figure IV-3: Premier cycle de drainage humidification sur le sol de Bouhennak initialement sous forme de pâte à $w_i = 1.5w_L$ (Derfouf, 2005).

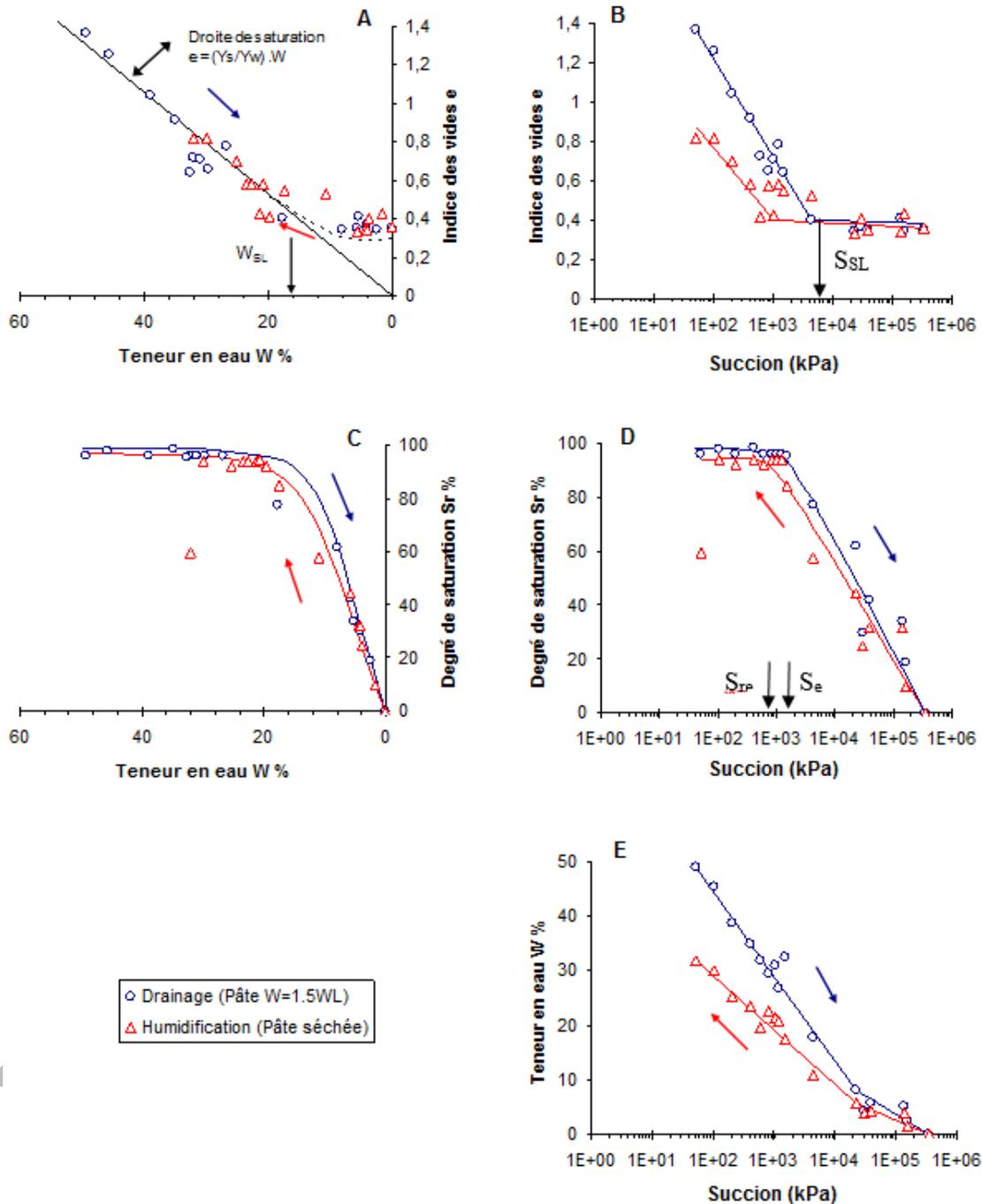


Figure IV-4 : Chemin d'humidification – drainage initialement sous forme de pâte de l'argile de de l'argile de Mers El kèbir (Bourokba, 2011).

IV.2.3 Identification du comportement dans le domaine saturé (succion inférieure à la succion d'entrée d'air)

Dans le cas des sols argileux, des corrélations ont été établies entre les paramètres intrinsèques du comportement mécanique et la limite de liquidité. Pour les matériaux granulaires, les corrélations doivent plutôt être recherchées avec les paramètres de granulométrie : dimensions des grains et étalement de la courbe granulométrique (Fleureau, 1992).

Tant que le sol reste saturé, le chemin d'humidification drainage est confondu avec le chemin de chargement mécanique isotrope du même sol saturé dans le plan de l'indice des vides en fonction de la succion. Les corrélations établies par [Biarez et Favre, 1975](#) ont montré que les droites de compression isotrope passent par les points suivants :

$$- w = w_L, \text{ où } e_L = G_s \cdot w_L, \text{ pour } p = 7 \text{ kPa et} \quad (IV-1)$$

$$- w = w_P, \text{ où } e_P = G_s \cdot w_P, \text{ pour } p = 1000 \text{ kPa.}$$

Avec e_L et e_P les indices des vides correspondant respectivement à la limite de liquidité w_L et de plasticité w_P , G_s est la densité des grains solides.

Pour préciser le comportement observé dans le domaine saturé, [Fleureau \(1993\)](#) a comparé les déformations de la pâte sur chemin de drainage à celles résultant d'une contrainte isotrope externe appliquée à un échantillon saturé. Il a pu également comparer l'essai de drainage à un essai oedométrique sachant que pour un sol saturé normalement consolidé, les droites de compression isotrope et oedométrique sont parallèles dans le plan $[\log(p'), e]$, où p' représente la contrainte moyenne effective (Figure IV-5).

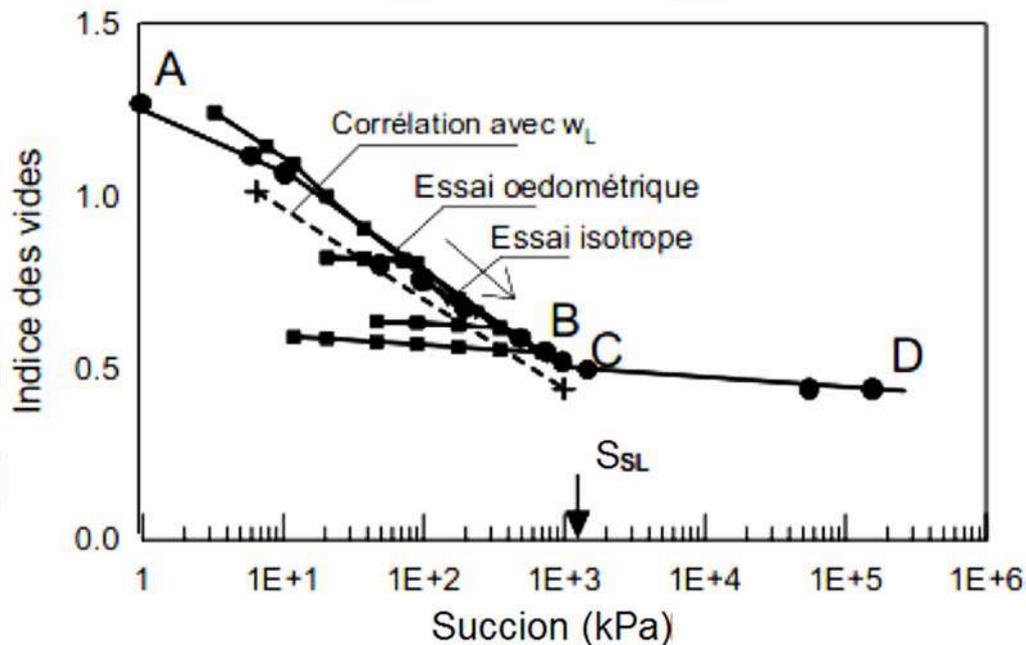


Figure IV-5 : Comparaison des chemins de drainage sur la pâte et de compression oedométrique et isotrope sur le limon de Jossigny ([Fleureau, 1993](#)).

Par conséquent, dans le domaine saturé, les chemins de drainage sur la pâte d'argile sont parallèles aux chemins de compression oedométrique et isotrope normalement consolidé (NC).

La pente de la droite NC de drainage dans le plan $[\log(S'), e]$ est égale au coefficient de compressibilité habituel C_c , tant que le sol reste saturé ([Indarto, 1991](#)).

IV.2.4 Chemin de drainage et d'humidification sur un matériau compacté

Vu leur processus de fabrication, les échantillons compactés présentent une structure complexe qui dépend des conditions dans lesquelles ces échantillons ont été compactés, parmi ces conditions on cite :

- L'énergie de compactage exercée.
- Le teneur en eau du matériau de compactage.
- Le mode de compactage : statique ou dynamique.

Tout ceci doit être pris en considération comme étant des paramètres susceptibles d'avoir une influence sur le comportement des matériaux compactés soumis à des chemins de drainage-humidification.

Lambe (1958) cité par Delage et Cui, 2000 a montré que la structure de l'argile change avec la modification de la teneur en eau de compactage :

- En compactant du côté humide ($w > w_{opt}$) : on obtient un système floculé des particules.
- En compactant du côté sec ($w < w_{opt}$) : une disposition des particules appelée 'système dispersé' est générée.

Les matériaux compactés sont préparés à une teneur en eau initiale donnée qui engendre une succion initiale de valeur inconnue. La détermination de cette valeur délimitera les deux chemins (drainage et humidification), de telle sorte que si on impose des valeurs de succions supérieures à cette succion initiale (qui correspond à la teneur en eau de compactage), on suit un chemin de drainage. En imposant des valeurs inférieures, on suit un chemin d'humidification. La détermination de la valeur de la succion initiale est réalisée généralement au moyen d'un papier filtre suivant la norme ASTM D5298-10 (voir chapitre III paragraphe III.3.2).

Le chemin d'humidification-drainage sur le limon de Jossigny compacté à l'OPN est représenté sur les figure IV-6. Fleureau (1993) a constaté une forte analogie entre ce chemin et celui sur le limon consolidé à une contrainte de 1 MPa, ce qui correspond à la valeur couramment admise de la contrainte effective de consolidation équivalente à l'OPN. Les chemins sur les sols compactés à l'OPN présentent généralement assez peu d'hystérésis dans le plan de l'indice des vides en fonction de la succion.

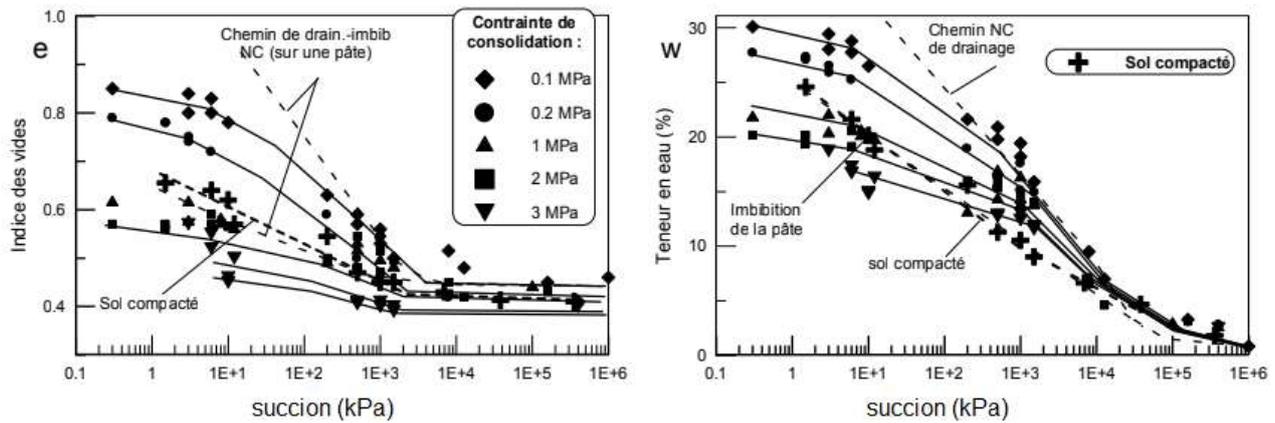


Figure IV.6 : Influence de la succion maximale de drainage du sol sur le chemin d'humidification drainage. (Fleureau, 1993)

La figure (IV.7) présente le chemin humidification-drainage sur des échantillons compactés à l'OPN (Sayad Gaidi, 2003). L'état de l'OPN est caractérisé par une teneur en eau de 17.5 % et correspond à une succion de 0.65 MPa. Sayad Gaidi (2003) a constaté que les échantillons suivent un chemin de drainage à partir de cette succion et un chemin d'humidification pour des valeurs inférieures à celle-ci. Dans le plan $[\log(S), Sr]$, le degré de saturation chute rapidement à partir de cette succion pour atteindre 3% pour une succion d'environ 58 MPa. Cette diminution rapide est également constatée dans le plan $[\log(S), w]$.

A noter aussi que la limite de retrait des échantillons à l'OPN est plus basse que celle de la pâte, ceci conforte l'idée que la limite de retrait n'est pas un paramètre intrinsèque du matériau mais qu'elle dépend de l'état initial et de l'indice des vides de ce dernier (Fleureau et al., 1993). Par ailleurs, dans le domaine quasi saturé, Sayad Gaidi, 2003 a constaté que le gonflement est plus important pour les sols compactés à l'OPN que pour les échantillons de pâte séchés initialement.

Les chemins de drainage-humidification réalisés, sur des matériaux compactés du noyau du barrage Sikkak et de l'argile de Maghnia (wilaya de Tlemcen), ainsi que de l'argile de Mers El Kébir a (wilaya d'Oran) sont représentés sur les figures IV.8 et IV.9. A partir de la figure IV.8, on peut constater les aspects suivants :

- Sur le graphe $[w, e]$, les échantillons compactés suivent globalement la droite de saturation jusqu'à atteindre le palier de retrait. Ceci est vrai quel que soit leur état initial d'humidité.
- Dans le plan de l'indice des vides fonctions de la succion, les points représentatifs des résultats expérimentaux se trouvent en-dessous du chemin de drainage normalement consolidé (NC) du même matériau préparé initialement sous forme de pâte, donc ils suivent un chemin surconsolidé de drainage et d'humidification.
- Les chemins de drainage-humidification sont sensiblement réversibles.

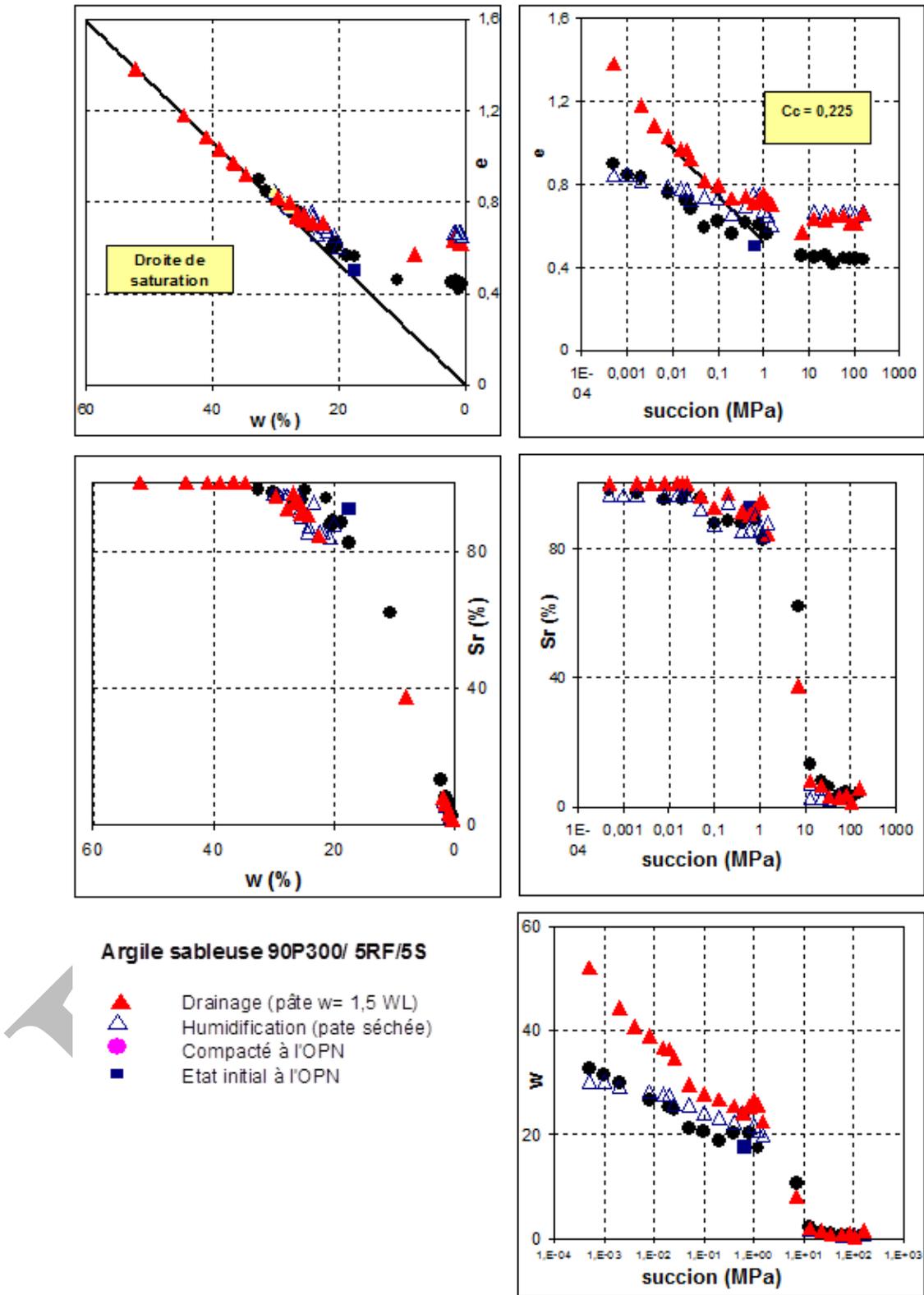


Figure IV.7 : Chemin humidification - drainage sur l'argile sableuse compactée à l'OPN (Sayad Gaidi 2003).

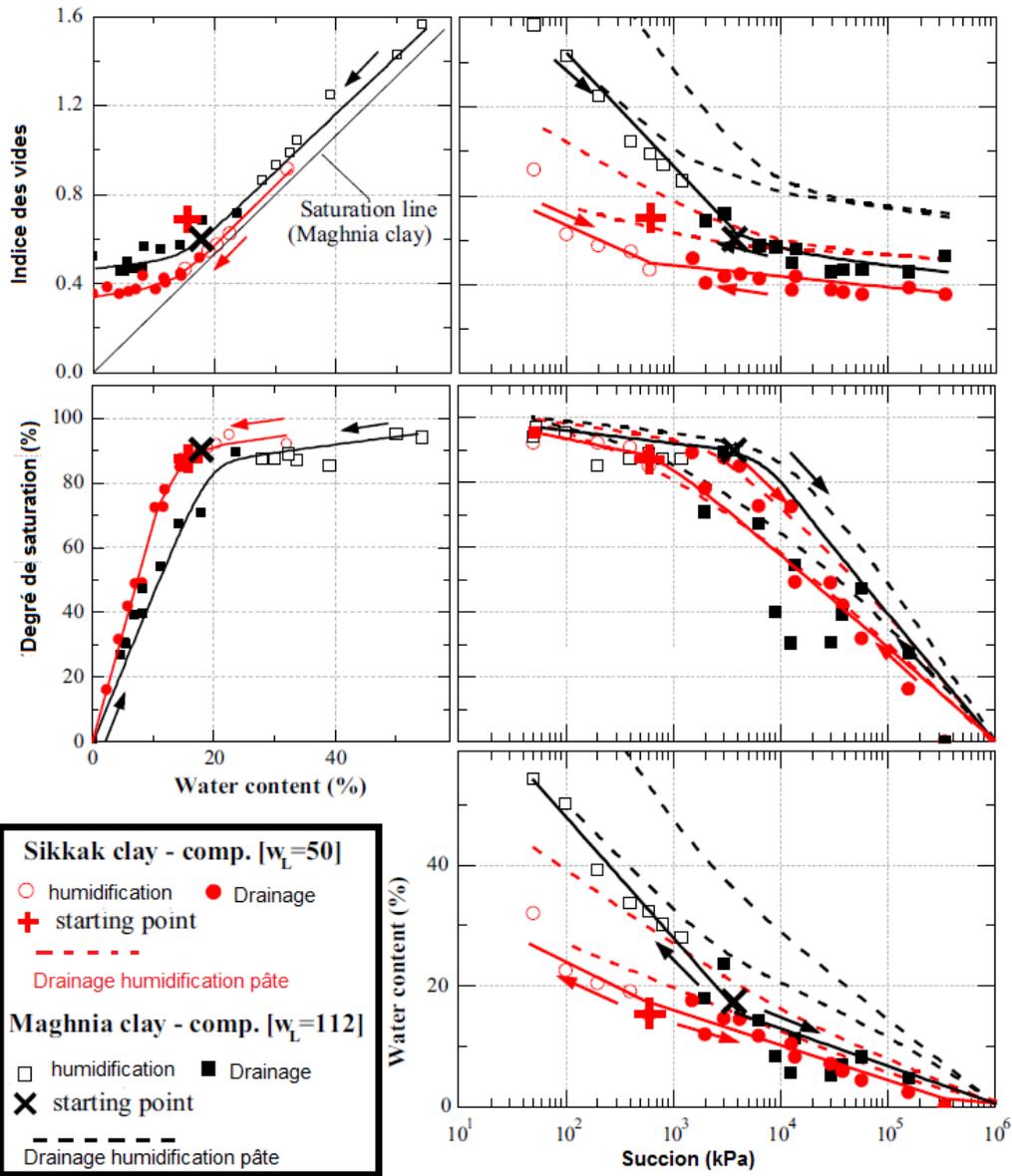


Figure IV.8 : Chemins de drainage-humidification sur sols compactés à l'OPN ($w_{OPN}=16\%$ pour l'argile de Sikkak ; $w_{OPN}=18\%$ pour l'argile de Maghnia) et comparaison avec matériaux préparés sous forme de pâte, (Li et al., 2018).

A partir de la figure IV.10 :

- Dans le plan $[w, e]$, les échantillons suivent dans un premier temps la droite de saturation d'équation $e = (\gamma_s/\gamma_w) w$. Ensuite, lorsque la teneur en eau décroît, l'indice des vides tend vers une valeur constante.
- Dans le plan représentant la variation du degré de saturation en fonction de la succion (graphe IV.9-D), la succion de désaturation S_e est sensiblement égale à la succion initiale du matériau compacté.

- Sur les graphes (IV.9-D) et (IV.9-E), on constate que le degré de saturation chute très rapidement lorsque la succion augmente. On retrouve une variation équivalente de la teneur en eau sur le graphe (IV.9-E).

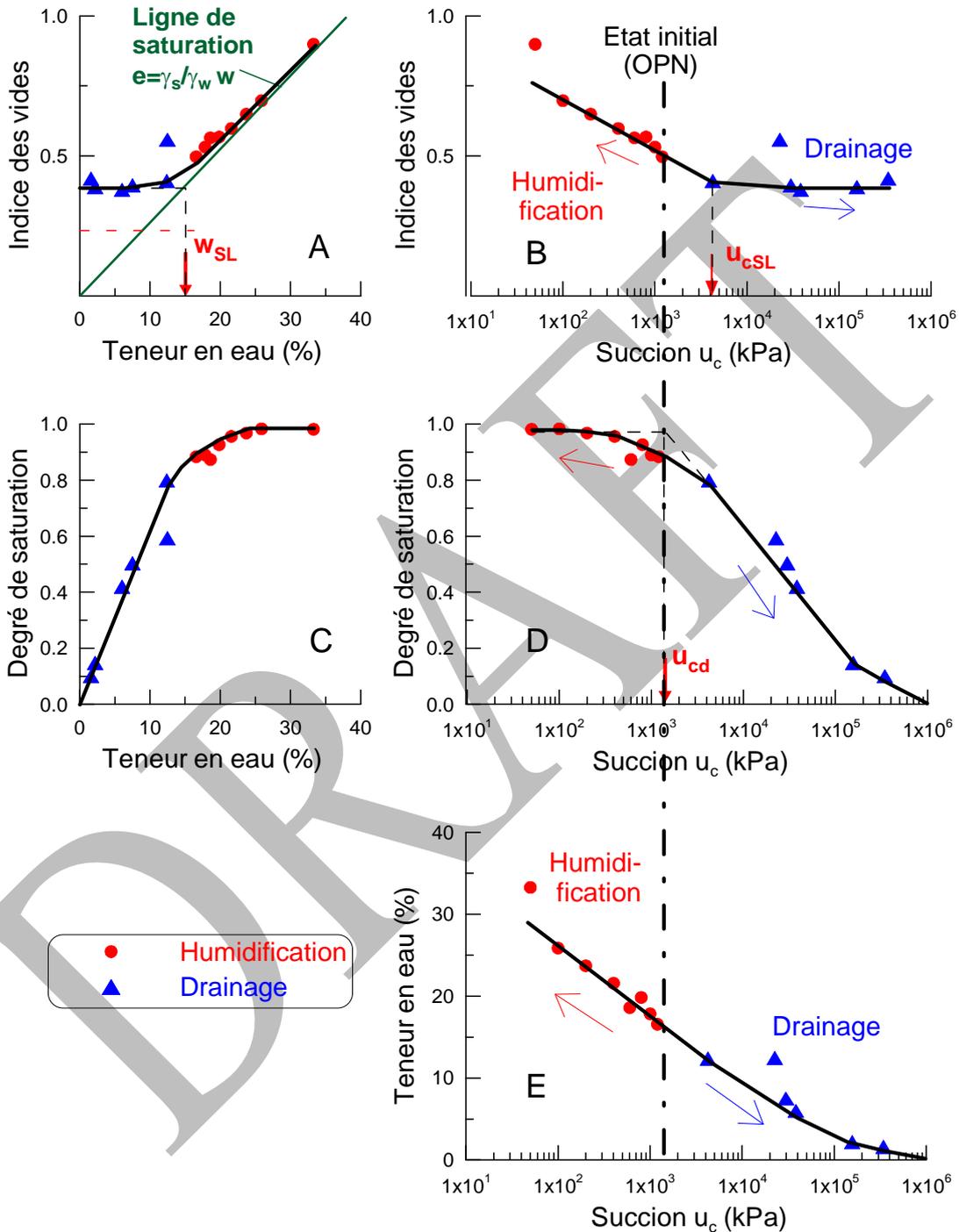


Figure IV.9 : Chemins de drainage et d'humidification de l'argile de Mers El Kébir initialement compactée à l'Optimum Proctor Normal (Bourokba 2011).

IV.3 COMPORTEMENT HYDROMECHANIQUE SUR CHEMINS COUPLEES DE CONTRAINTE MECANIQUE ET DE SUCCION

L'étude du comportement hydromécanique des sols non saturés est généralement réalisée à l'aide des appareils classiques de la mécanique des sols saturés (œdomètre, boîte de cisaillement et triaxial), modifiés pour y intégrer des techniques d'imposition ou/et de mesure de la succion. L'utilisation de ces appareils adaptés (c.-à-d. permettant la mesure ou l'imposition de succion) a permis de mettre en évidence les effets couplés des variations de la contrainte mécanique et de la succion sur le comportement des sols non saturés. Dans ce qui suit, deux variables d'état indépendantes sont utilisées pour la description de ce couplage: la contrainte totale nette ($\sigma^* = \sigma - u_a$) ou pression moyenne nette ($p^* = p - u_a$) et la succion ($S = u_a - u_w$). On désigne par (σ) la contrainte totale, (p) la pression moyenne totale, (u_a) et (u_w) respectivement les pressions interstitielles de l'air et de l'eau.

IV.3.1 Comportement volumique

IV.3.1.1 Compressibilité des sols non saturés

La figure IV.10 présente deux exemples de comportement sur chemin œdométrique à succion contrôlée obtenue respectivement par [Verbrugge \(1978\)](#) sur le limon de Sterrebeek ($w_L = 27\%$, $I_p = 4\%$) initialement sous forme de pâte, et par [Mun et McCartney, 2017](#) sur l'argile de Boulder ($w_L = 41\%$, $I_p = 23\%$), compactée à l'optimum Proctor normal ($\gamma_d = 17.4 \text{ kN/m}^3$, $w \approx 17.5\%$).

L'examen de ces deux résultats permet de donner une description globale du comportement volumique sur chemin de compression à succion contrôlée. On constate les aspects suivants (Figure IV.10):

- Comme dans le cas d'un essai conventionnel de compression (cas d'un sol surconsolidé saturé), la réponse d'un sol est composée de deux domaines : élastique caractérisée par une pente (κ_s) et plastique dont la pente est (λ_s), selon la notation Cam-Clay.
- L'imposition de succions croissantes induit une rigidification du sol. Ceci se traduit par une diminution de la compressibilité de la partie plastique (λ_s). La compressibilité dans la partie élastique (κ_s) est généralement peu affectée par la succion, mais reste légèrement inférieure à celle à l'état saturé (κ_0). Dans le cas où les succions imposées sont insuffisantes pour désaturer les échantillons de sol, les courbes de compressibilité rejoignent ceux de l'état saturé (Figure IV 10c).
- A partir d'un certain niveau de contrainte, les courbes de compressibilité à succion contrôlée convergent vers celle de l'échantillon initialement saturé ([Taibi, 1994](#); [Nowamooz et Masrouri, 2008](#); [Mun et McCartney, 2017](#)).
- À mesure que la succion augmente, la contrainte nécessaire pour amorcer la déformation plastique s'accroît également. Par analogie avec les sols saturés, on peut définir cette contrainte comme étant la contrainte de préconsolidation apparente (σ_{ps}).

Si l'on reporte les valeurs des contraintes de préconsolidation apparente (σ_{ps}) sur le plan $[\sigma_{ps}, s]$, on retrouve les résultats de la figure IV.12. L'ensemble des points de la courbe définissent une courbe appelée: courbe LC appelée *Loading Collapse* (Alonso et al., 1990). Cette courbe présente en effet, une surface de charge qui délimite une zone élastique ainsi que le seuil à partir duquel une déformation plastique se développe. On note que l'abscisse initiale ($S = 0$) correspond à la valeur de la contrainte à l'état saturé de préconsolidation (σ_{p0}).

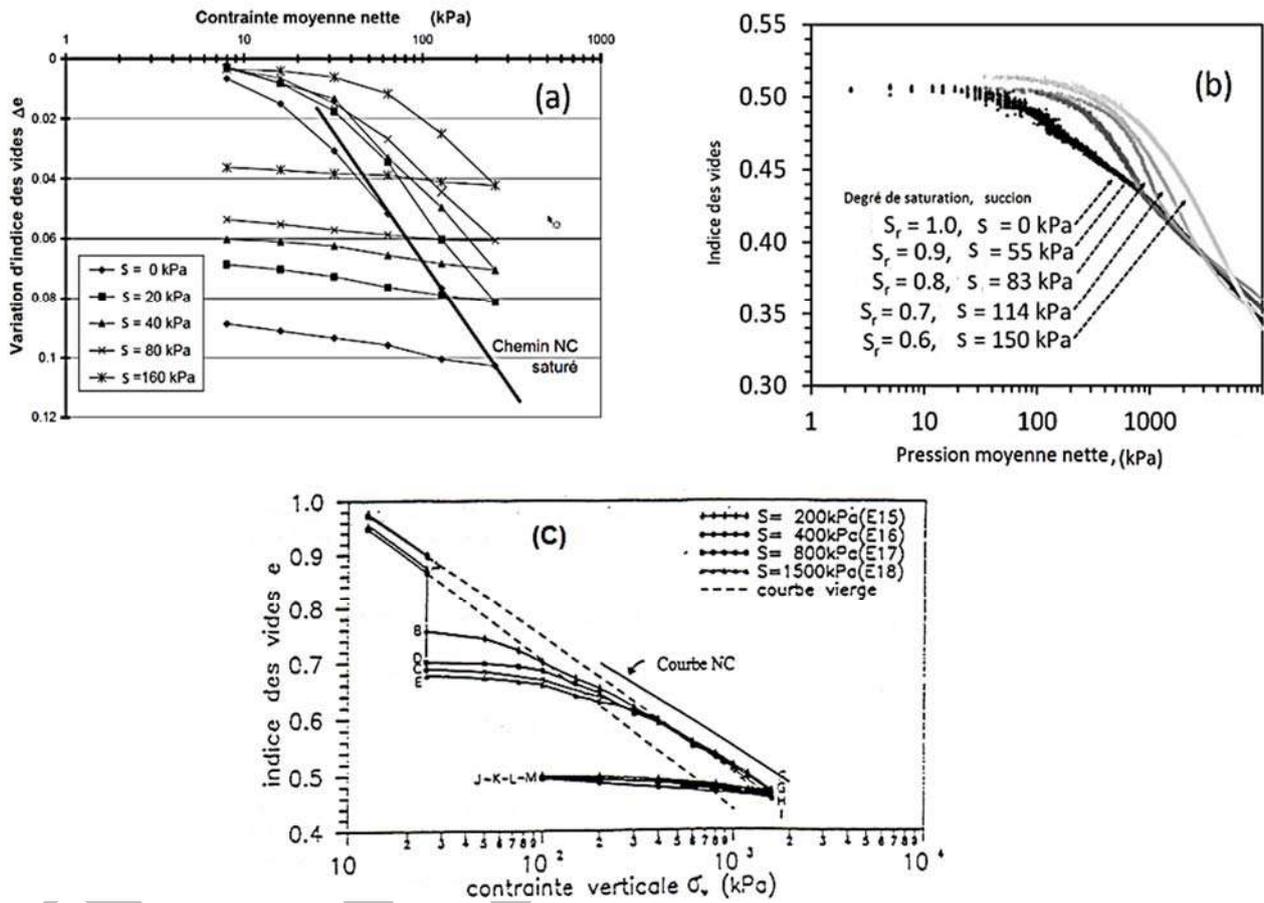


Figure IV.10 : Variation de l'indice des vides sur chemin de compression à succion contrôlée. (a) (Verbrugge, 1978) ; (b) (Mun et McCartney, 2017), (c) (Vicol, 1990).

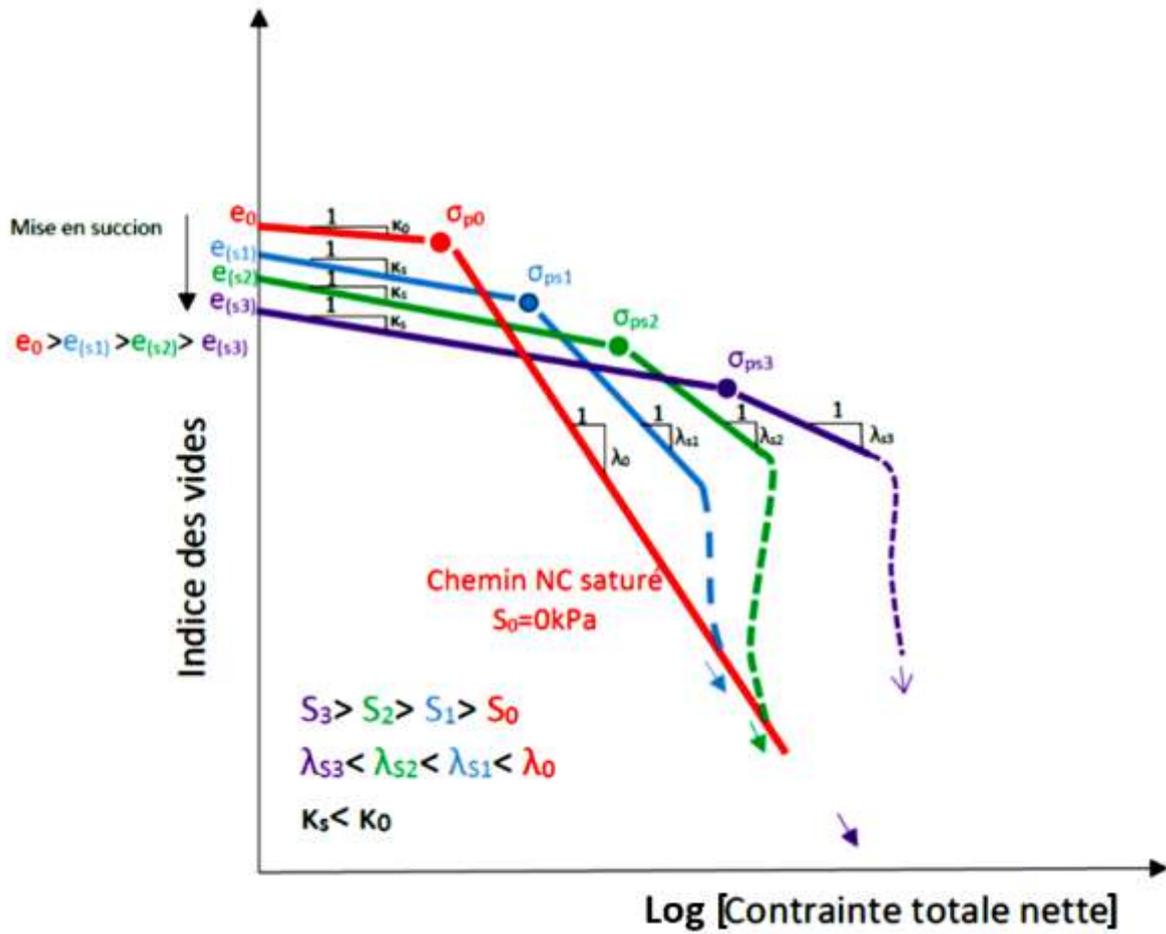


Figure IV.11 : Variation de l'indice des vides sur chemin de compression à succion contrôlée.

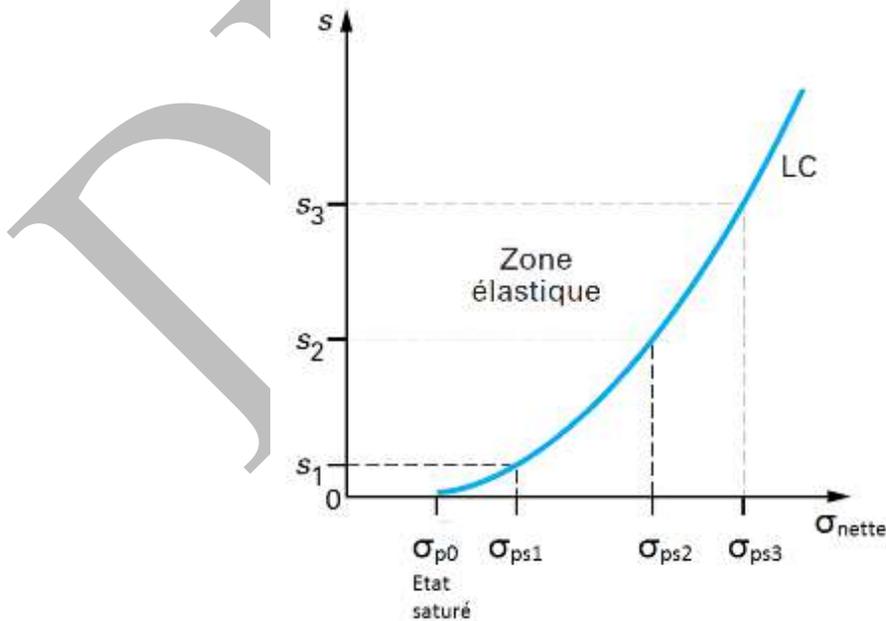


Figure IV.12 : Courbe Loading-Collapse (Alonso et al., 1990).

IV.3.1.2 Déformation volumique lors d'une humidification sous charge mécanique

Lorsqu'un échantillon de sol est soumis à un processus d'humidification, il peut subir soit un gonflement soit un effondrement (collapse). On désigne habituellement par le terme "effondrement" la diminution de volume qui accompagne l'humidification d'un sol dans certaines conditions de contraintes. Ce comportement dépend de plusieurs facteurs comme: l'état de contrainte, les conditions initiales de compactage (teneur en eau, densité sèche) et la microstructure du sol ainsi que d'autres paramètres. A l'échelle macroscopique, le sol sujet à ce phénomène se trouve dans un état moins dense que le sol saturé normalement consolidé soumis la même contrainte. La caractérisation de ce comportement peut se réaliser, à l'aide d'un essai œdométrique classique conformément à la norme [ASTM D4546-21](#). Des cellules œdométriques ou triaxiales adaptées peuvent aussi être utilisées, si la valeur de la succion au cours de l'humidification devra être contrôlée.

Un exemple d'essais réalisés dans une cellule œdométrique par [Maswoswe \(1985\)](#) sur un sable argileux ($w_L=25\%$, $I_p=13\%$) compacté statiquement à une teneur en eau proche de l'optimum Proctor ($w=11\%$), est représenté sur la figure IV.13. L'échantillon (4C) représente un essai œdométrique classique saturé dont l'échantillon est soumis à un chargement-déchargement progressif (courbe de référence). Pour le deuxième essai, l'échantillon (4B) est chargé en premier lieu dans des conditions de teneur en eau constante. A une contrainte de 4kg/cm^2 , l'échantillon est humidifié jusqu'à saturation. Au cours de la saturation, l'indice des vides diminue pour atteindre celui de l'état saturé sous la même contrainte de chargement. La compression ultérieure à partir de ce point, permet de suivre la courbe œdométrique classique saturée (4C).

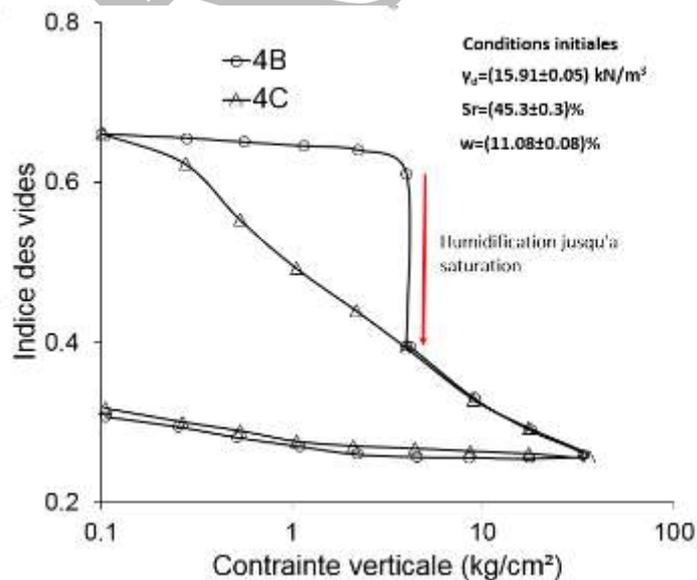


Figure IV.13. Essai œdométrique d'effondrement comparé à un essai saturé. ([Maswoswe, 1985](#)).

Les phénomènes de gonflement et d'effondrement peuvent avoir lieu à différents moments durant l'humidification. L'un peut masquer l'autre selon la structure du sol et la charge appliquée au cours du temps. Sur la figure IV.14, on montre les évolutions de la déformation au cours de l'humidification pour des échantillons compactés à différents poids volumiques secs, et sous des charges différentes

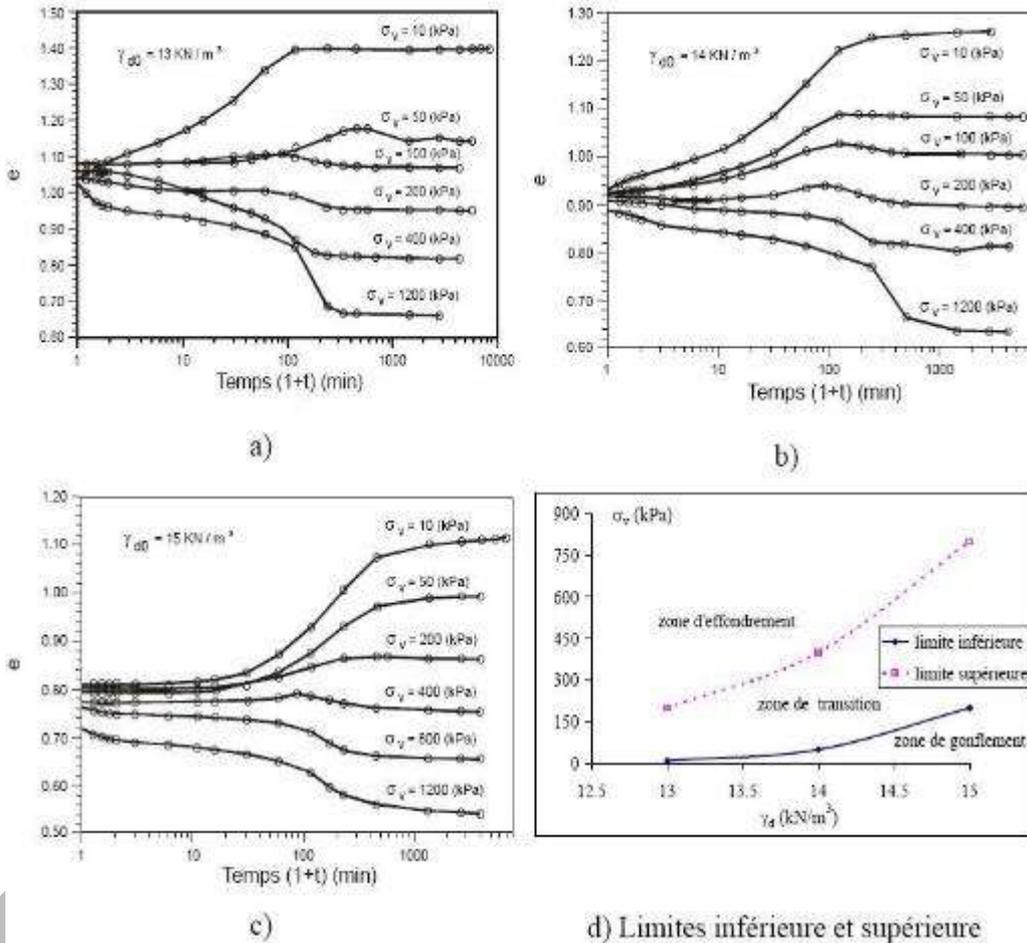


Figure. IV.14 . Évolution de la déformation lors de l'humidification sous différentes charges de l'argile de Boom ($w_L=55.9\%$, $I_p=26.7\%$) sous forme de pastilles compactées, (Alonso et al., 1995; li, 2000).

On note les constatations suivantes:

- Il existe une limite inférieure de la charge sous laquelle le phénomène de gonflement est toujours présent : $\sigma_v=10$ kPa pour des échantillons correspondant à $\gamma_d=13$ kN/m³, $\sigma_v \approx 50$ kPa, et pour ceux pour lesquels $\gamma_d=14$ kN/m³, tandis que pour les échantillons plus denses ($\gamma_d=15$ kN/m³), cette limite s'élève à 200 kPa.
- Il existe une limite supérieure de la charge, au-dessus de laquelle le phénomène d'effondrement est toujours présent: $\sigma_v=200$ kPa pour des échantillons ayant $\gamma_d=13$ kN/m³,

$\sigma_v=400$ kPa, et pour ceux ayant $\gamma_d=14$ kN/m³. Pour des échantillons compactés à $\gamma_d=14$ kN/m³, cette limite s'élève à environ 800 kPa. De plus, l'effondrement se manifeste en général en deux étapes: la courbe montre deux paliers au cours de l'humidification dans la plupart des cas.

- Entre les limites inférieure et supérieure, la déformation se manifeste d'abord par une phase de gonflement suivie par une phase d'effondrement, bien que la déformation finale soit en général un gonflement. Il est clair que les limites inférieure et supérieure dépendent de la structure du sol. Elles sont schématisées sur la figure IV.14d.

Vilar (1995), a mis en évidence le rôle de la teneur en eau initiale sur la déformation finale engendrée lors d'une saturation progressive. L'argile utilisée ($w_L = 71$ %, $I_p = 35$ %), était compactée à un $\gamma_d=12.3$ kN/m³, ensuite soumise à une succion de 3.5 MPa sous une contrainte verticale de 40 kPa. La hauteur finale lorsque la déformation se stabilise est notée H_a . La figure IV.15a montre les variations de la déformation (H_i/H_a) des échantillons, en fonction de la succion appliquée, pour différentes teneurs-en eau initiales.

Les résultats obtenus montrent que le gonflement est nettement marqué pour des teneurs en eau supérieures à 28%, tandis que pour des teneurs en eau inférieures à 25.1 %, on remarque en premier lieu un gonflement, puis à l'approche de la saturation, un effondrement se produit. Il semble aussi que plus la teneur en eau est faible, plus la succion pour laquelle se produit l'effondrement est faible. Dans l'intervalle des succions où les échantillons ont subi un gonflement, les courbes sont bien ordonnées, de façon à ce que plus-la teneur en eau-est élevée, plus le gonflement est important.

En rapportant les mêmes résultats (figure IV.15b) sur le plan indice des vides initial (e_a), (*après mise en succion et l'application du chargement*) en fonction du rapport H_i/H_a , les auteurs montrent que l'effondrement maximal est relié à l'indice des vides initial le plus grand. Les échantillons présentant un indice des vides initial relativement faible ont tendance à gonfler lors de l'humidification, ce qui rejoint la plupart des résultats expérimentaux dans la littérature (*Suriol et al., 2002*).

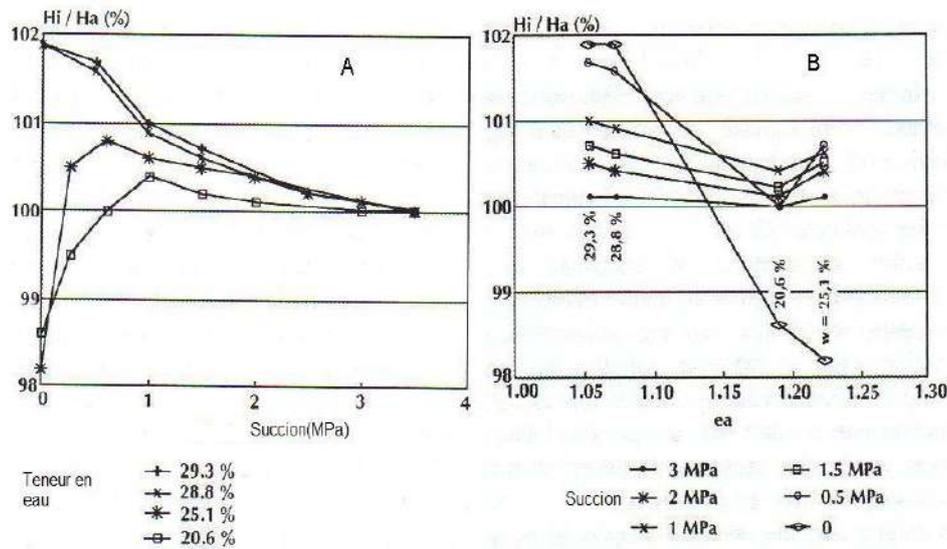


Figure. IV.15. Évolution de la hauteur d'échantillons compactés à différentes teneurs en eau sur chemin d'humidification sous une contrainte verticale de 250 kPa, (a) en fonction de la succion, (b) en fonction de l'indice des vides initial, (Vilar, 1995).

IV.4 RESISTANCE AU CISAILLEMENT DES SOLS NON SATURÉS

Les caractéristiques de résistance au cisaillement des sols non saturés concernent les propriétés avant la rupture et à la rupture. Ces caractéristiques peuvent être obtenues en utilisant des boîtes de cisaillement rectiligne ou des cellules triaxiales, à succion contrôlée ou mesurée.

Dans ce qui suit, il faut distinguer le comportement "drainé" et le comportement "non-drainé". Le premier terme désigne généralement des essais dans lesquels on impose une valeur constante de la succion, et donc la teneur en eau de l'échantillon varie lors du chargement, et le second, des essais à teneur en eau constante, dans lesquels la succion varie et donc, mesurée.

IV.4.1 Cas des sols quasi saturés (succion inférieure à la succion d'entrée d'air)

Le comportement des sols saturés ou quasi-saturés a fait l'objet d'études approfondies, notamment par Indarto (1991) et Taibi (1994), qui ont effectué des essais triaxiaux drainés et non drainés. Un exemple illustratif d'un essai non drainé réalisé par Taibi (1994) sur-l'argile jaune est présenté dans la figure IV.16. L'analyse des résultats en termes de contraintes effectives selon la définition de Terzaghi a révélé que, pour des valeurs de succion insuffisantes pour désaturer l'échantillon, tous les points expérimentaux rejoignent la droite de plasticité parfaite du sol saturé dont la pente $M=1.2$. En revanche, dans le cas contraire, les résultats expérimentaux ont montré une divergence par rapport à cette droite. Cet exemple, ainsi que d'autres exemples de la littérature, confirment unanimement la validité du principe de la contrainte effective de Terzaghi pour les sols saturés et quasi saturés, caractérisés par une succion généralement inférieure à la succion de retrait, (S_{SL})

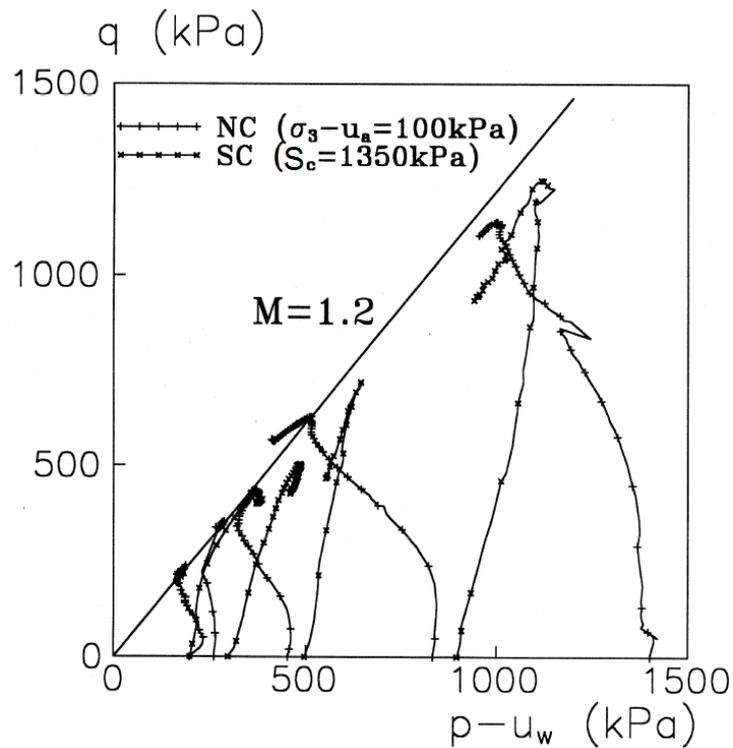


Figure IV.16: Résultats d'essais triaxiaux non drainés sur l'argile jaune normalement consolidée (NC) et surconsolidée (OC) par drainage sous une succion S_c . (Taibi, 1994).

IV.4.2 Comportement avant rupture

La figure IV.17a présente les courbes déviateur-déformation, lors d'essais drainés, obtenues par Cui et Delage (1996), sur le limon de Jossigny compacté à l'OPN et soumis à différents niveaux de succions sous une contrainte de confinement constante. Le comportement déviatorique avant rupture est caractérisé par une rigidification du sol qui se traduit par une augmentation du module tangent initial avec la succion. Comme dans le cas des sols saturés, plus la contrainte de confinement est importante, plus le déviateur de contrainte est élevé et plus la contractance est prononcée (figure IV.17b). L'effet de la succion semble être à l'inverse de celui de la contrainte de confinement. Plus la succion est élevée, plus le degré de surconsolidation croît et la variation de volume du sol testé tend plutôt vers une dilatance.

De sa part, Cui (1992), a observé sur le même matériau une augmentation du module sécant et du module de cisaillement avec la succion et la contrainte de confinement suite à une rigidification du sol (figure IV-18).

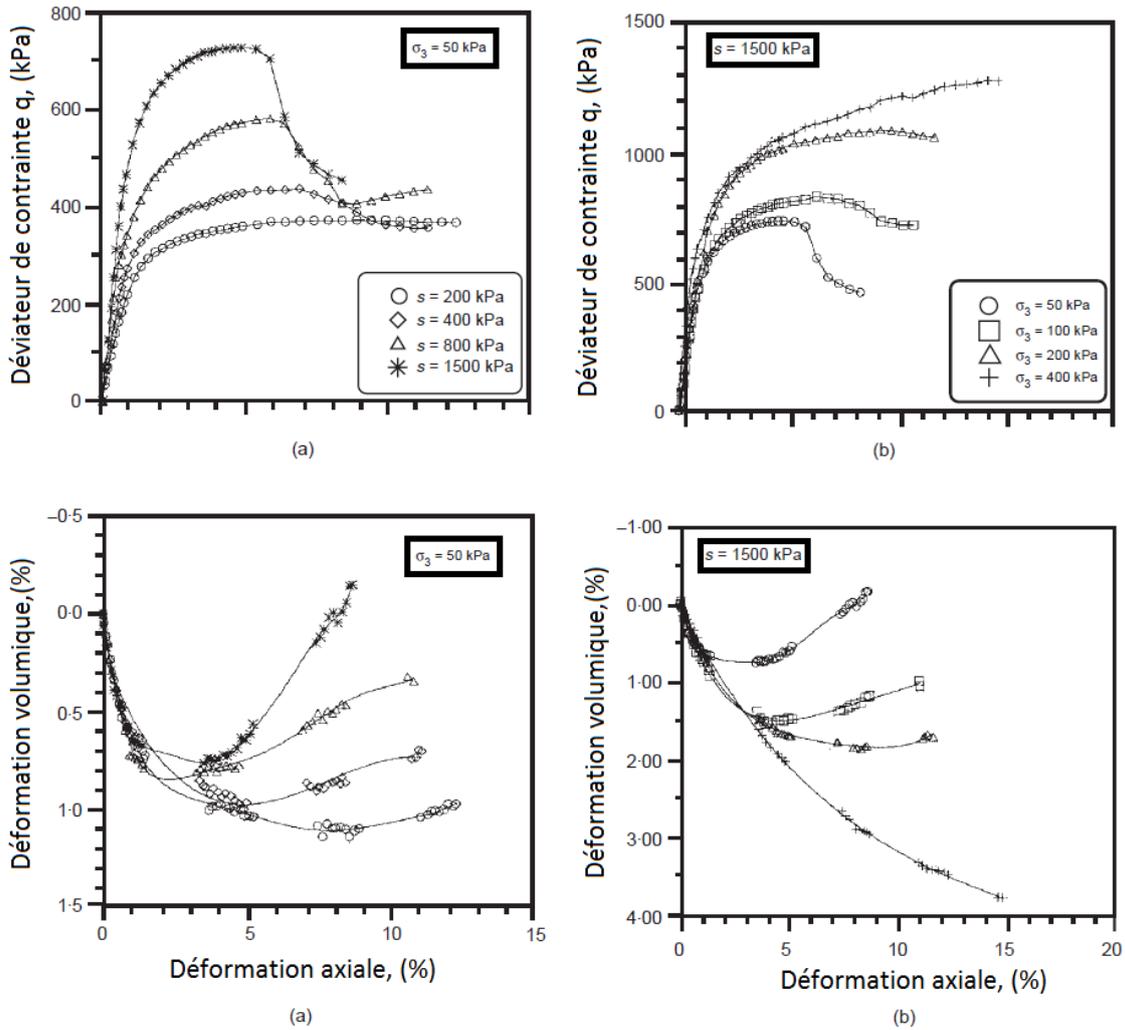


Figure IV.17 : Courbes déviateur de contraintes-déformations axiales, déformations volumiques-déformations axiales sous : (a) contrainte de confinement $\sigma_3=50$ kPa ; (b) succion $s=1500$ kPa. (Cui et Delage, 1996).

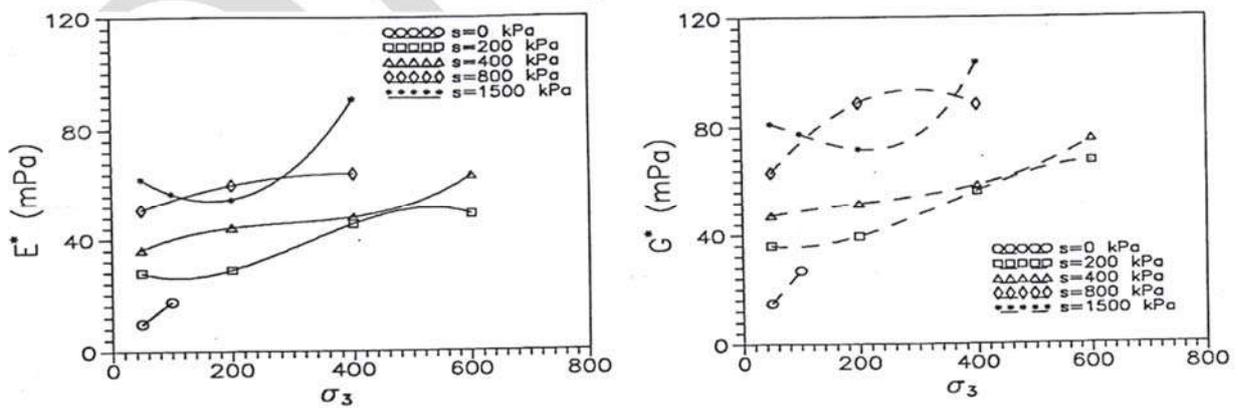


Figure IV.18 : Variation du module de Young et de cisaillement en fonction de la succion (Cui, 1992).

IV.4.3 Comportement à la rupture

Le comportement à la rupture des sols non saturés est caractérisé par une non linéarité dans l'évolution de la résistance au cisaillement au pic en fonction de la succion. Un exemple de résultats d'essais non

drainés réalisés par Verbrugge (1978) sur des échantillons du limon de Sterrebeek ($w_L=27\%$, $I_p=20\%$) préparés à partir d'une pâte séchée, est donné sur la figure IV.19. Les résultats ont mis en évidence une non linéarité de l'enveloppe de rupture en fonction de la succion. Lorsque la succion augmente, le déviateur maximum augmente pour se stabiliser à des valeurs de succion très élevées ($S=6\text{MPa}$).

Un autre résultat expérimental obtenu par Escario et Saez, (1986) sur l'argile grise de Madrid compactée ($w_L=71\%$, $I_p=35\%$) est présenté sur la figure IV.20. Le matériau est cisailé à différents niveaux de succions sous une contrainte normale nette constante. Les courbes obtenues présentent une décroissance progressive de la pente et tendent vers une valeur asymptotique pour des succions très élevées ($S>800\text{ kPa}=8\text{ kgf/cm}^2$).

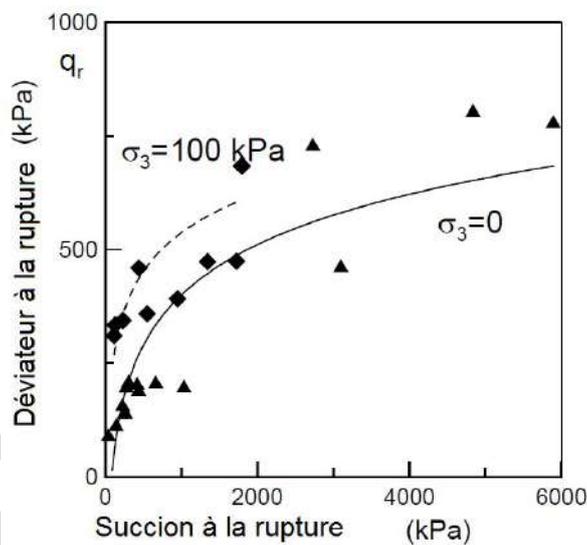


Figure IV-19 : Points finaux des essais triaxiaux non drainés avec mesure de succion. (Verbrugge, 1978).

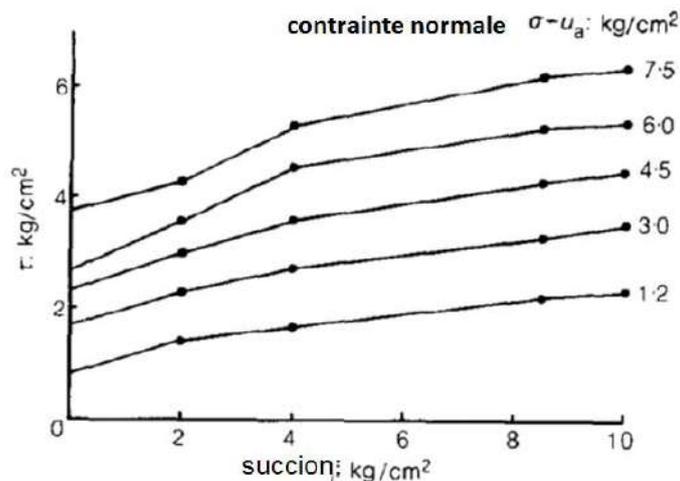


Figure IV.21 : Résistance au cisaillement en fonction de la succion de l'argile grise de Madrid. (Escario et Saez, 1986).

L'angle caractérisant l'évolution de la résistance au cisaillement au pic avec la succion est notée: ϕ_b . Fredlund et al., 1987 affirment que pour des succions inférieures à la succion d'entrée d'air, la valeur de ϕ_b est égale à l'angle de frottement ϕ' à l'état saturé. Pour des valeurs supérieures, l'angle ϕ_b décroît, pour atteindre enfin une valeur constante (figure IV.21).

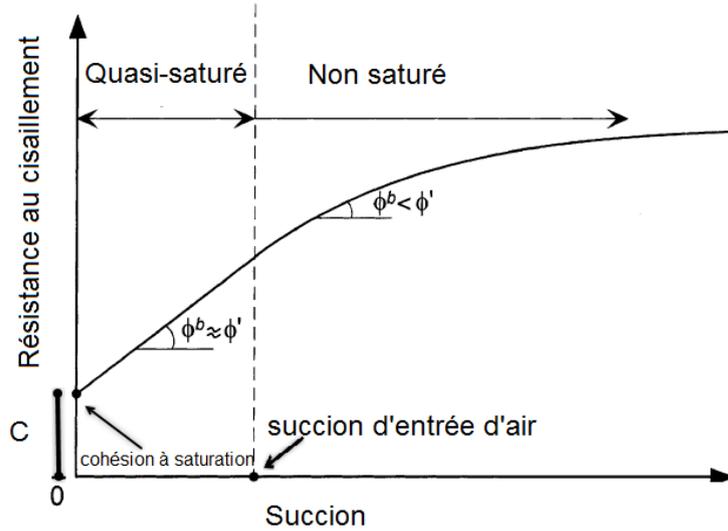


Figure IV.21 : Non-linéarité de l'enveloppe de rupture pour un sol non saturé.

Concernant l'évolution de la cohésion, les constatations s'accordent sur le fait que cette dernière augmente avec la succion. En revanche, les avis divergent concernant l'évolution de l'angle de frottement. Un exemple de l'évolution de ces deux paramètres, issue de plusieurs références de la littérature, est représenté sur la figure IV.22.

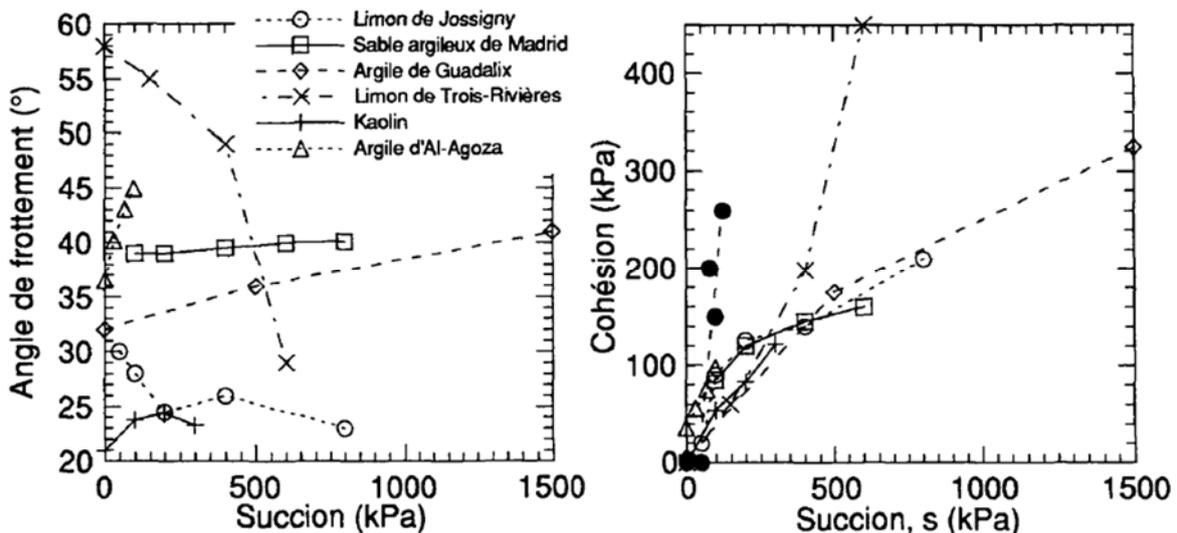


Figure IV.22 : Evolution de l'angle de frottement et de la cohésion en fonction de la succion, (cité par (Geiser, 1999)).

IV.4.4 Etat critique

Par analogie aux sols saturés, certains auteurs (comme Wheeler et Sivakumar, 1992; Geiser, 1999; Wang et al., 2022) ont mis en évidence l'existence d'une ligne d'état critique, lorsque l'échantillon atteint la plasticité parfaite, pour une succion donnée. Le résultat de Geiser, 1999 sur le limon de Sion est présenté sur la figure IV.23. Dans le plan $(p-u_a, q)$, tous les points se trouvent au-dessus de la droite à l'état saturé et les droites joignant les points de pics, déterminés aux mêmes niveaux de succion, sont parallèles.

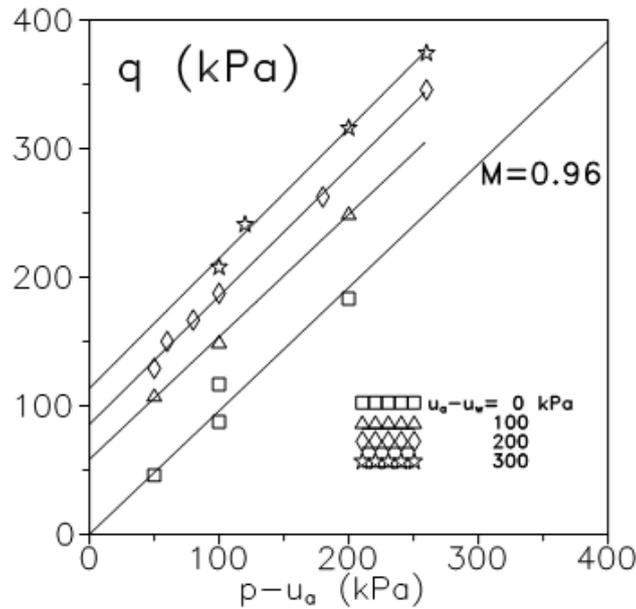


Figure IV.23 : Evolution de la contrainte déviatorique pour différents niveaux de succion. (Wheeler et Sivakumar, 1992).

Dans les plans $(w, p-u_a)$ et $(e, p-u_a)$, d'autres lignes d'état critiques (LEC) ont été obtenues par Wheeler et Sivakumar, 1992 sur un Kaolin faiblement compacté. Ces lignes apparaissent plus ou moins linéaires selon le plan de représentation (figure IV.24).

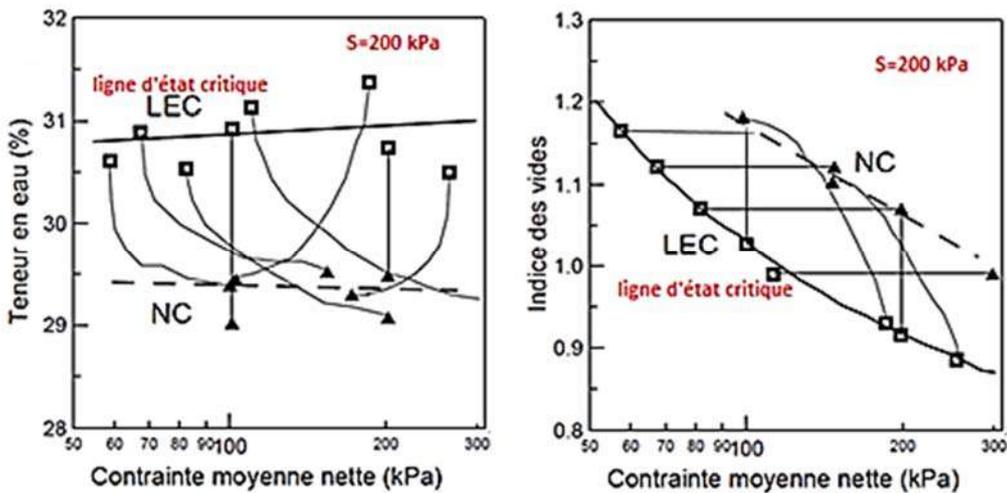


Figure IV.24 : Exemple de lignes d'état critique déduites d'essais triaxiaux pour une succion de 200 kPa. (Wheeler et Sivakumar, 1992 cité dans Coussy et Fleureau, 2002).

IV.5 PARAMETRES DE PRESSION INTERSTITIELLE

Dans le contexte de certaines applications géotechniques, telles que les excavations rapides, le remplissage et la vidange rapide de barrages en terre, où le sol subit des charges ou décharges rapides par rapport à son temps de consolidation, on se retrouve face à des problèmes qualifiés de "non drainés". Dans le cas des sols saturés, pour traiter ces problèmes, on analyse les variations de la pression de l'eau interstitielle en utilisant des coefficients spécifiques, connus sous le nom de coefficients de pression interstitielle ou coefficients de Skempton (Bishop 1954; Skempton 1954). Ces coefficients mesurent la façon dont la pression du fluide interstitiel (eau et air dans le cas des sols quasi-saturés) varie par rapport à la contrainte totale appliquée.

IV.5.1 Approche analytique

Dans le cas d'un sol saturé, lors d'un chargement triaxial non drainé, Skempton (1954) a établi la relation entre la variation de la pression interstitielle en fonction des contraintes principales totales. Cette expression s'écrit :

$$\Delta u = B. [\Delta\sigma_3 + A. (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \quad (IV-2)$$

Avec

Δu : Variation de la pression interstitielle durant un cisaillement non drainé (kPa).

$\Delta\sigma_1$: Variation de la contrainte principale majeure durant le cisaillement non drainé (kPa).

$\Delta\sigma_3$: Variation de la contrainte principale mineure durant le cisaillement non drainé (kPa).

A et B: Coefficients de pression interstitielle de Skempton (sans dimensions).

La complexité augmente lorsque l'on considère des sols non saturés, où la pression de l'eau interstitielle et la pression de l'air interstitiel changent simultanément. Ces processus non drainés impliquent également des variations dans la surpression des fluides interstitiels (air et eau) dont le temps de dissipation diffère (Fredlund et Rahardjo 1993), la quantité d'air dissous dans l'eau, et la quantité de vapeur d'eau dans le gaz interstitiel.

IV.5.1.1 Compressibilité du mélange air/eau

La compressibilité du mélange air/eau peut être déduite à partir des relations des compressibilités de l'air et de l'eau ainsi que le principe de conservation de la masse. La compressibilité du mélange eau+air peut être écrite sous la forme (Fredlund et al., 2012):

$$C_{aw} = -\frac{1}{V_w+V_a} \left[\frac{d(V_w-V_a)}{d\sigma} + \frac{d(V_a+V_d)}{d\sigma} \right] \quad (IV-3)$$

Avec :

- C_{aw} : Compressibilité du mélange air/eau.
 (V_w+V_a) : Volume du mélange air/eau.
 V_w : Volume d'eau.
 V_a : Volume d'air.
 $d(V_w-V_d)/d\sigma$: Variation du volume d'eau par rapport à la variation de la contrainte totale.
 $d(V_a+V_d)/d\sigma$: Variation du volume d'air par rapport à la variation de la contrainte totale.
 V_d : Volume d'air dissous
 S_r : Degré de saturation.
 K_H : le coefficient volumétrique de solubilité ou constante de la loi de Henry (eq II-14)

La variation du volume d'air est le résultat de la compression de l'air libre selon la loi de Boyle, et de la compression de l'air dissous dans l'eau suivant la loi d'Henry. L'équation (IV-3) deviendra:

$$C_{aw} = S_r \cdot C_w \left(\frac{du_w}{d\sigma} \right) + \frac{(1 - S_r + K_H \cdot S_r)}{\bar{u}_a} \left(\frac{du_a}{d\sigma} \right) \quad (IV-4)$$

IV.5.1.2 Utilisation des paramètres de pression interstitielle dans l'équation de compressibilité

Les paramètres de pression interstitielle d'eau et d'air sont différents (Bishop, 1961; Bishop et Henkel, 1962 cité par Fredlund et Rahardjo, 1993). Ils dépendent du degré de saturation du sol et des conditions de chargement du sol. Dans les conditions de chargement isotrope ($A=0$), le paramètre de pression interstitielle peut être intégrée dans l'équation (IV-4) pour obtenir :

$$C_{aw} = S_r \cdot C_w \cdot B_w + \frac{(1 - S_r + K_H \cdot S_r)}{\bar{u}_a} B_a \quad (IV-5)$$

Avec :

- C_{aw} : Compressibilité du mélange air/eau.
 S_r : Degré de saturation.
 C_w : Compressibilité de l'eau.
 B_w : Paramètre de pression interstitielle d'eau pour chargement isotrope ($du_w/d\sigma_3$).
 K_H : Coefficient d'Henry.
 B_a : Paramètre de pression interstitielle d'air pour chargement isotrope ($du_a/d\sigma_3$).
 \bar{u}_a : Pression d'air absolue.

En analysant cette équation, on trouve pour chaque phase (eau, air libre, air dissous dans l'eau) sa compressibilité :

$$S_r \cdot C_w \cdot B_w \quad : \quad \text{Compressibilité de l'eau.} \quad (\text{IV-6})$$

$$\frac{(1 - S_r + K_H \cdot S_r) B_a}{\bar{u}_a} \quad : \quad \text{Compressibilité de l'air,} \quad (\text{IV-7})$$

avec :

$$\frac{(1 - S_r) B_a}{\bar{u}_a} \quad : \quad \text{Compressibilité de l'air libre.} \quad (\text{IV-8})$$

$$\frac{(K_H \cdot S_r) B_a}{\bar{u}_a} \quad : \quad \text{Compressibilité de l'air dissous dans l'eau} \quad (\text{IV-9})$$

La Figure IV.25 montre que la compressibilité d'un mélange air-eau est principalement influencée par la compressibilité de la portion d'air libre (c'est-à-dire $\frac{(1-S_r)B_a}{\bar{u}_a}$). Lorsque les vides du sol sont remplis d'air (c'est-à-dire $S_r=0\%$), la compressibilité du fluide poreux est égale à la compressibilité isotherme de l'air (c'est-à-dire $4,94 \times 10^{-3} \text{ kPa}^{-1}$ à $u_a=202.6 \text{ kPa}$). À la saturation ($S_r = 100 \%$), les vides du sol sont complètement remplis d'eau, et la compressibilité du fluide poreux devient égale à celle de l'eau (c'est-à-dire $4,58 \times 10^{-7} \text{ kPa}^{-1}$). L'inclusion même de 1 % d'air dans l'eau est suffisante pour augmenter significativement la compressibilité de l'eau. La compressibilité de l'eau n'est significative que lors du calcul de la compressibilité d'un sol saturé (Fredlund et al., 2012).

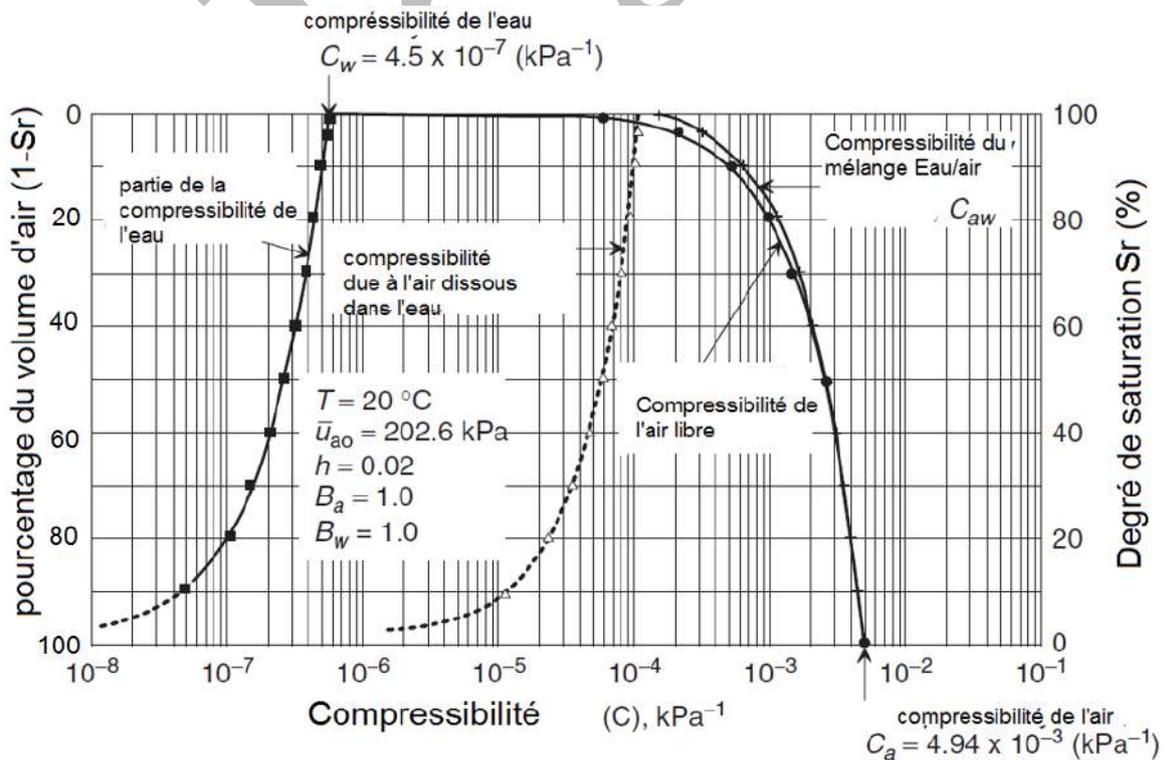


Figure 2.25: Les composants de la compressibilité du mélange air/eau (Fredlund et al. 2012).

IV.5.2 Approche expérimentale

La Figure IV.26 présente les résultats de 3 essais triaxiaux non drainés réalisés pour le compte de l'U.S.B.R (*United State department of the interior Bureau of Reclamation*) par Knodel & Coffey, 1966 (cité par Fredlund et Rahardjo, 1993). Les échantillons de sol ont subi d'abord un chargement isotrope et déviatorique non drainé. Les figures ci-dessous (Figure IV.26) représentent l'évolution des paramètres B_a et B_w . Les résultats montrent que ces deux paramètres sont fonction de l'état de contrainte du sol et de son degré de saturation. En augmentant la pression de confinement, les valeurs de B_a et B_w augmentent aussi.

Campbell (1973) a réalisé des essais de chargement isotrope en mesurant indépendamment les pressions de l'air et de l'eau. Deux types de sol ont été utilisés : le loess de Peoria (limon inorganique) et le till de Champaign (till glaciaire bien gradué) statiquement compactés. Les résultats obtenus ont montré que la pression d'eau interstitielle augmente avec la teneur en eau et le degré de saturation initiaux (figures IV.27a et IV.27b). Les échantillons proches ou au-dessus de la teneur en eau optimale ont montré une réponse immédiate de la pression d'eau conséquente d'une augmentation de la pression isotrope. À des teneurs en eau initiales bien au-dessus de l'optimum Proctor, les courbes de réponse de la pression des pores sont devenues linéaires, indiquant une saturation totale, confirmée par une tendance du paramètre B_w vers 1,0.

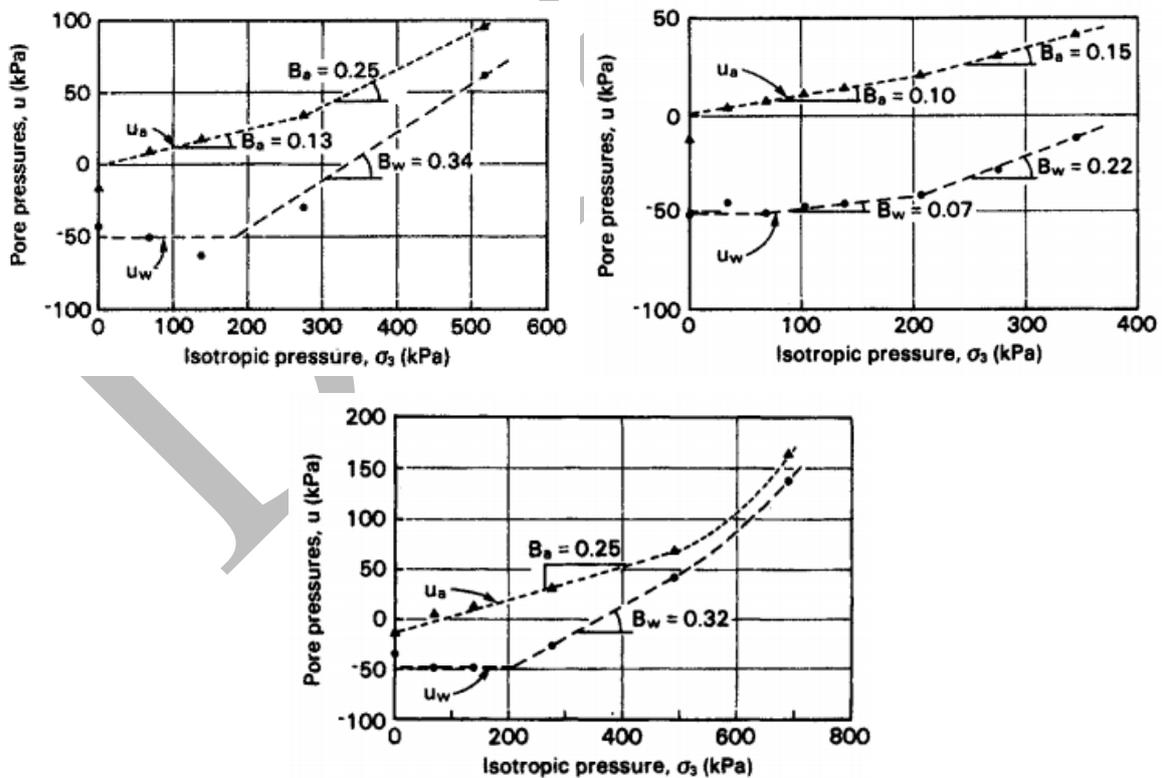


Figure IV.26: Développement de la pression interstitielle durant un chargement triaxial non drainé (Knodel & Coffey, 1966 cités par Fredlund et Rahardjo, 1993).

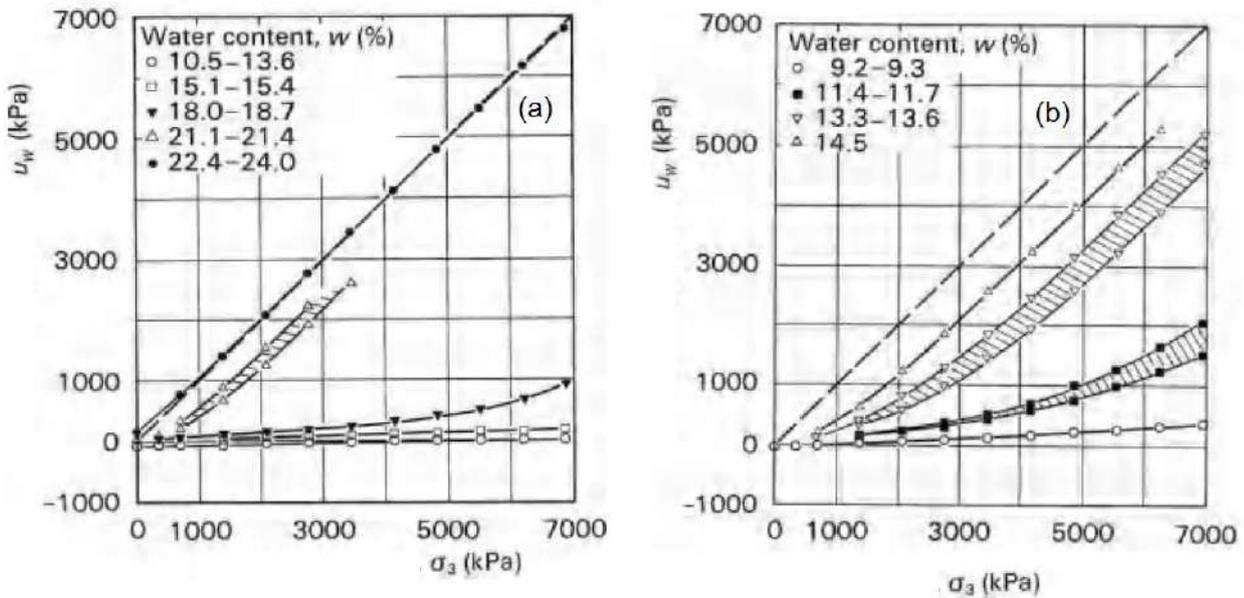


Figure IV.27 : Développement de la pression interstitielle d'eau sous un chargement isotrope non drainé (a) : pour le lœss de Peorian; (b) : till de Champaign (Campbell, 1973 cité par Fredlund et al., 2012).

IV.5.3 Relation entre le coefficient B et le degré de saturations

Le coefficient de Skempton B est couramment utilisé pour évaluer la saturation d'un échantillon avant la phase de cisaillement. Pour les sols non saturés, la mesure du degré de saturation S_r reste une opération très délicate. Par contre, la mesure du coefficient de Skempton B est très simple. Plusieurs relations ont été proposées par différents auteurs (Hilf, 1948 ; Oostveen, 2003, Boutonnier, 2007, Xu et al, 2011 etc). L'inconvénient majeur de formule proposées reste la complexité de détermination de leurs paramètres.

Boutonnier (2007) a défini dans le cadre d'une étude aéro-hydro-mécanique un modèle de prédiction du coefficient B. Plusieurs domaines de saturation selon l'état de l'air dans les sols, spécialement compactés, ont été définis:

- Domaine D1 : L'air circule librement entre les grains solides du sol, ce domaine représente le côté sec de la courbe Proctor.
- Domaine D2 : L'air occlus dans le sol reste au contact des grains, ce domaine couvre l'optimum Proctor et une partie du côté humide de l'OPN.
- Domaine D3 : L'air est sous forme de bulle, ce domaine représente une partie du côté humide de l'OPN.
- Domaine D4 : L'air occlus est dissous dans l'eau, ce domaine représente le côté humide de la courbe Proctor. C'est un domaine où le sol est parfaitement saturé représenté par la ligne de saturation (jamais atteinte lors de la mise en œuvre du matériau).

Pour déterminer le coefficient B sécant, l'auteur a développé son analyse sur la base de paramètres faciles à déterminer par des essais courants tels que la limite de liquidité, limite de plasticité et teneur

en eau. Ainsi que l'utilisation des corrélations pour la détermination de paramètres plus difficiles à mesurer telle que la succion initiale dans un sol compacté

$$B = \frac{1}{1 + \frac{e}{1+e} E'_{iso} \left(\frac{1}{Sr} \frac{dSr}{duw} + e_w \right)} \quad (\text{domaine D2}) \quad (IV-10)$$

$$B = \frac{1}{1 + \frac{e}{1+e} C_f E'_{iso}} \quad (\text{domaine D3}) \quad (IV-11)$$

$$B = \frac{1}{1 + \frac{e}{1+e} C_w E'_{iso}} \quad (\text{domaine D4}) \quad (IV-12)$$

Avec :

E'_{iso} : module effectif isotrope ; dans le cas du modèle Cam-Clay modifié

S_r : degré de saturation.

C_w : coefficient de compressibilité de l'eau.

C_f : coefficient de compressibilité du fluide interstitielle

IV.6 CONCLUSION

À travers ce chapitre, les principales caractéristiques du comportement hydromécanique des sols non saturés ont été décrites, et résumées comme suit:

- Les résultats du comportement sur les chemins de drainage humidification, œdométrique et de cisaillement, ont montré que, même pour des niveaux de succion significatifs et insuffisantes pour désaturer l'échantillon (succion inférieure à la succion d'entrée d'air), le sol maintient un comportement similaire à celui du sol saturé. Cela justifie une interprétation en termes de contrainte effective de Terzaghi.
- Dans le cas des sols compactés, le matériau surconsolidé se comporte de façon différente de celui du sol normalement consolidé, et présente des valeurs caractéristiques différentes (succion de désaturation et de retrait (S_e , S_L), et la teneur en eau de retrait w_{SL}).
- Le comportement volumique des sols non saturés est marqué par un comportement de type surconsolidé, avec une contrainte limite correspondant à une pression de préconsolidation apparente, séparant un comportement élastique raisonnablement réversible d'un comportement plastique.
- Cette pression de préconsolidation apparente augmente avec la succion appliquée.
- Concernant le coefficient de compressibilité λ_s , certains auteurs ont constaté qu'elle décroît d'une façon monotone, tandis que d'autres ont observé le contraire. En fait, si le chargement mécanique est poursuivi jusqu'à la saturation de l'échantillon augmente, le chemin de compressibilité du sol initialement non saturé rejoint celui du sol saturé. Par ailleurs, la pente de déchargement k_s quant à elle semble indépendante de la succion.

- Avant la rupture, l'augmentation de la succion entraîne une rigidification du sol, présentant une tendance à la dilatance à des niveaux de succion élevés. Le comportement à la rupture des sols non saturés montre une non-linéarité dans la résistance au cisaillement avec la succion. Certains auteurs ont identifié une ligne d'état critique, indiquant la plasticité parfaite pour une succion donnée.
- La détermination des paramètres de pression interstitielle pour les sols saturés et non saturés est complexe. En particulier, pour les sols non saturés, les méthodes de détermination de ces paramètres sont délicates en raison de la nécessité de tenir compte des changements simultanés de la pression de l'eau et de l'air interstitiels.

DRAFT

Chapitre V. LES ECOULEMENTS DE L'EAU DANS LES SOLS NON SATURES

DRAFT

V.1 INTRODUCTION

Les applications du transfert de l'eau dans les milieux poreux saturés et non saturés sont nombreuses, aussi bien dans le domaine géotechnique (Noyaux de barrages en terre, Remblais sous chaussées, ...), de l'environnement (contamination des ressources en eau, pollution, ...) que celui de l'aménagement urbain (filtration des eaux, stockage de déchets, ...).

Par exemple, la gestion et le stockage d'un volume croissant de déchets industriels et urbains requièrent l'implantation de sites de stockage et la prévention des risques de pollution du sol récepteur et de la nappe phréatique. La réglementation en vigueur relative à la mise en sécurité des centres de stockage de déchets solides de surface reste très imprécise vis à vis des caractéristiques des sols fins et de leur mise en œuvre en confinement de déchets. Les structures d'étanchéité mises en place dans les centres de stockage de déchets sont destinées à assurer la protection des sols et des eaux souterraines contre la pollution engendrée par les lixiviats issus de la percolation des eaux de pluie à travers les déchets. Ces structures d'étanchéité sont basées sur l'utilisation d'argile compactée, initialement non saturée, de faible perméabilité à l'eau. In situ, l'argile subit un processus d'humidification progressif au contact de l'eau naturelle, entraînant un léger gonflement et une augmentation de son coefficient de perméabilité. Ces processus peuvent altérer le caractère étanche de ces barrières et générer des fuites de lixiviat. D'où la nécessité d'évaluer avec une bonne précision la perméabilité saturée et non saturée de ces argiles. Différentes techniques expérimentales de laboratoire permettent de mesurer la conductivité hydraulique des sols fins peu perméables.

Dans le domaine saturé, on distingue:

- les mesures en régime permanent qui consistent à instaurer un état d'écoulement stationnaire à travers l'échantillon sous l'effet d'un gradient de charge et à mesurer le flux traversant l'échantillon.
- les mesures en régime transitoire: dans le cas des sols fins, différentes techniques permettent de déterminer le coefficient de perméabilité à l'aide de mesures indirectes, par exemple la méthode par impulsion et la méthode harmonique.

Dans le domaine non saturé, différentes techniques expérimentales de laboratoire permettent de mesurer la conductivité hydraulique des sols fins non saturés et peu perméables. On distingue :les mesures en régime permanent qui consistent à instaurer un état d'écoulement stationnaire à travers l'échantillon sous l'effet d'un gradient de succion et de mesurer les flux d'air et d'eau traversant l'échantillon (Nimmo, 1987 ;_Fleureau et Taibi, 1994, 1995)

- les mesures en régime transitoire. Plusieurs techniques expérimentales ont été développées dans ce sens depuis les années 60. La méthode des profils instantanés (IPM), consiste à imposer une

infiltration ou un drainage à l'une des extrémités d'une colonne de sol et à mesurer l'évolution spatio-temporelle de la teneur en eau volumique $\theta(z, t)$ (par gammamétrie, par exemple) et/ou du potentiel capillaire $\Psi(z, t)$ par tensiométrie (Vachaud et al., 1974), par psychrométrie ou par la combinaison de ces deux procédures (Daniel, 1982), ou encore par papier filtre (Gaidi 2002). Une autre méthode à surpression d'air, appelée « outflow method » a été développée par Gardner, 1956 et améliorée par Miller et Elrick (1958) et par d'autres auteurs (Kunze et Kirkham, 1962 ; Peck, 1966).

Malgré le développement de nombreuses techniques expérimentales de laboratoire pour la détermination des courbes de perméabilité relative des sols partiellement saturés, très peu de résultats sont disponibles dans la littérature concernant les sols très peu perméables ($k_w \leq 10^{-9}$ m/s). La dispersion élevée des valeurs de perméabilité des sols fins argileux non saturés et le grand nombre de facteurs influençant sa mesure posent un problème également pour les ingénieurs pour prédire le comportement hydraulique in situ de ces sols.

En outre, une caractéristique significative, lorsqu'il s'agit de modéliser les lois $k_w(s)$ ou $k_w(S_r)$, est l'hystérésis. La relation $k_w(S_r)$ semble présenter une hystérésis plus réduite que $k_w(s)$ (Topp et Miller, 1966; Corey, 1957; Hillel, 1982; Fredlund et Xing, 1994; Meerdink et al., 1996). Cependant, l'effet de l'hystérésis sur les relations $k_w(S)$ et $k_w(S_r)$ pour les sols fins et dans un large domaine de degré de saturation demeure incertain.

Ce chapitre synthétise d'abord les équations fondamentales caractérisant les lois d'écoulement dans les sols saturés et non saturés, puis présente quelques techniques de mesure de la perméabilité des sols non saturés en laboratoire et in situ.

V.2 TRANSFERT DE L'EAU

Le transfert hydrique à travers un milieu poreux non saturé est décrit par l'équation de Richards qui donne la variation de l'humidité dans le sol pendant l'écoulement; ce qui nécessite des relations complexes entre la teneur en eau, le potentiel hydrique et la conductivité hydraulique.

Les processus de transfert dit aussi d'écoulement dans les milieux non saturés sont en général compliqués et difficiles à décrire, car ils mettent en jeu des interactions entre trois phases : le squelette solide, l'eau et l'air. La grande diversité des études proposées pour établir une physique des écoulements dans les sols non saturés provient principalement du choix des variables indépendantes et de l'échelle de description du phénomène. Il existe trois approches pour décrire l'écoulement en milieu non saturé décrites ci-dessous:

- La première approche est issue de la thermodynamique des processus irréversibles ou de la mécanique des milieux continus. Elle considère le mélange sol- eau- air comme une mixture

polyphasique (chaque phase est considérée intimement liée à l'autre) et les équations recherchées permettent de définir les transferts globaux. Cette approche est complète et satisfaisante, cependant elle conduit à une série d'équations assez complexes, mais reste la seule méthode qui permet d'analyser les différentes possibilités de transfert.

- La deuxième approche, dite de mécanique des fluides, considère que le milieu est formé d'un squelette fixe et de deux phases, l'une mouillante (l'eau) et l'autre non mouillante (l'air). C'est une approche d'écoulement biphasique dans laquelle les équations de transfert sont déterminées indépendamment pour chacune de ces phases. C'est généralement la méthode utilisée par les pétroliers et aussi par les physiciens des sols pour investiguer les écoulements dans les milieux poreux.
- La troisième approche, dite de physique du sol, néglige complètement l'écoulement de la phase air et considère que la pression de l'air présent dans le sol est constamment et partout égale à la pression atmosphérique. Il s'agit d'une approche monophasique de transfert, dans laquelle les seules forces agissant sur l'écoulement de la phase liquide sont: la gravité et les forces de tension superficielles créées aux niveaux des interfaces eau-air (capillarité). Cette méthode a été utilisée par de nombreux chercheurs en physique des sols (Philip, 1957; Gardner, 1958).

L'écoulement de l'eau dans les sols non saturés se compose de deux parties: l'écoulement de liquide et l'écoulement de vapeur. Dans ce qui suit, on présentera uniquement l'écoulement de liquide (l'eau).

V.2.1 Formulation de l'équation générale du transfert de l'eau

L'équation générale de l'écoulement de l'eau générée à partir de la troisième approche citée plus haut qui sera décrite ci-dessous est une combinaison de deux lois, la loi dynamique appelée aussi la loi de Darcy et la loi de conservation de la masse dite de continuité.

V.2.1.1 Potentiel hydrique, charge hydraulique, flux

L'écoulement de l'eau dans le milieu poreux du sol est conditionné par les variations du potentiel hydrique total. Ce potentiel est la somme des potentiels gravitaire, matriciel (capillaire) et osmotique décrits dans le chapitre 1 § I.6.2. Rappelée ci-dessous :

$$\psi_t = \psi_z + \psi_m + \psi_o \quad (\text{V-1.a})$$

En général la concentration de la solution interstitielle est supposée homogène ce qui permet de négliger le potentiel osmotique. La relation devient donc pour un écoulement suivant la direction z :

$$\psi_t = \psi_z + \psi_p \quad (\text{V-1.b})$$

Pour un écoulement suivant les directions x et y, le potentiel total est égal au potentiel matriciel uniquement, défini par la courbe de rétention. Il est aussi nommé potentiel de pression.

$$\psi_t = \psi_p \quad (\text{V-1.c})$$

Pour un écoulement suivant la direction z :

$$\psi_t = M_w g z + V_w P_w \text{ [j/mol]} \quad (\text{V-1.d})$$

Cette relation peut s'écrire:

$$\psi_t = (V_w \rho_w).g.z + V_w (\rho_w.g.h) \text{ [j/mol]} \quad (\text{V-1.e})$$

Dans la formule ci-dessus le potentiel hydrique total s'exprime sous forme d'une énergie par unité de quantité de matière [j/mol]. Il peut aussi être exprimé sous forme d'une énergie par unité de volume [j/m³], de masse ou de poids [j/kg].

$$\psi_t = (\rho_w).g.z + (\rho_w.g.h) \text{ [j/m}^3\text{] [j/L}^3\text{]} \quad (\text{V-1.f})$$

$$\psi_t = g.z + g.h \text{ [j/kg] [j/M]} \quad (\text{V-1.g})$$

$$\psi_t = z + h \text{ [m] [L]} \quad (\text{V-1.h})$$

C'est cette dernière formulation qui est la plus utilisée et elle traduit une hauteur d'eau équivalente. Le potentiel total est alors appelé charge hydraulique (H) qui est une énergie homogène à une longueur et pouvant s'écrire pour un écoulement vertical:

$$H = h + z \quad (\text{V-2})$$

Avec:

H : le potentiel total de l'eau [L] et représente une énergie par unité de poids.

z : la cote du point considéré. Celle-ci représente la charge gravitationnelle imposée par les forces de pesanteur (énergie potentielle par unité de poids d'eau), comptée positivement vers le haut.

h : représente la hauteur de pression effective de l'eau interstitielle relativement à la pression atmosphérique. Elle s'exprime, comme une hauteur de colonne d'eau par la relation:

$$h = \frac{u_{aM} - u_{wM}}{\gamma_w} \quad (\text{V-3})$$

Il faudra noter que " h " est négative en milieu non saturé, nulle à la surface libre de la nappe phréatique et positive en milieu saturé.

Le déséquilibre hydrostatique engendre des flux de transfert d'eau dans la direction des potentiels décroissants comme il est présenté sur la figure V-1. Ces flux s'expriment par une fonction négative du gradient de charge hydraulique (équation V-4).

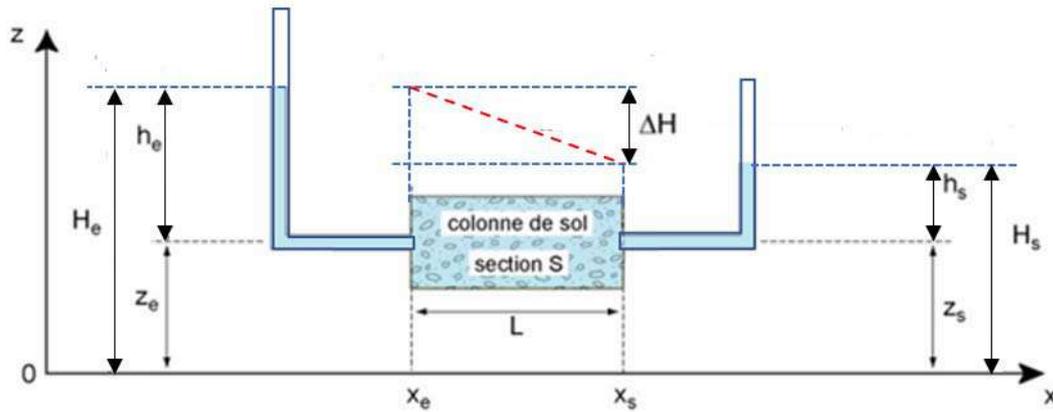


Figure V-1 : Définition du potentiel total

$$q = f(-\nabla H) \quad (V-4)$$

Cette relation est la loi dynamique proposée par Darcy (1856) pour les sols saturés traversés par un écoulement laminaire. Elle exprime la proportionnalité entre le flux d'eau "q", ou la vitesse de Darcy traversant une colonne de sol et le gradient de charge hydraulique comme suit :

$$q = -K_s \nabla H \quad (V-5)$$

Avec : q: le flux [L^2/T^{-1}], K_s : la perméabilité à saturation [LT^{-1}], H : charge hydraulique [L]

V.2.1.2 Equation de continuité

L'équation de continuité exprime le principe de conservation de la masse. Ainsi, pour un volume de sol donné (figure V-2), ce principe stipule l'égalité entre le bilan des masses entrant et sortant de ce volume pendant un intervalle de temps (t), et la variation de la masse du volume durant le même intervalle de temps.

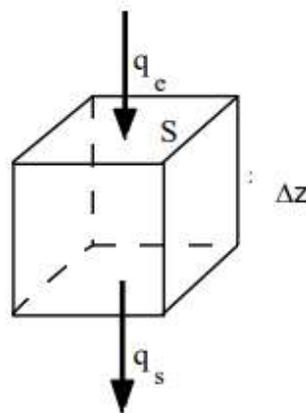


Figure V-2 : Principe de conservation de la masse dans un volume élémentaire

En milieu non saturé, et en supposant vérifiée l'hypothèse d'indéformabilité du milieu (une densité (ρ/ρ_w) constante), l'équation de continuité est obtenue comme suit :

Soit un volume de sol V , de section S et de hauteur Δz présenté sur la figure V-2, M_e , V_e : masse et volume d'eau entrant dans le sol respectivement ; M_s , V_s : masse et volume d'eau quittant le sol (sortant) respectivement ; M_w , V_w : masse et volume d'eau dans le sol respectivement ; q_e , q_s le débit d'eau entrant et sortant respectivement et t : temps d'écoulement.

Pour un écoulement unidirectionnel selon l'axe z positif vers le haut (vertical):

On a

$$\Delta M_w = M_s - M_e \quad \text{et} \quad \Delta V_w = V_s - V_e$$

et

$$V_s = q_s S \Delta t \quad \text{et} \quad V_e = q_e S \Delta t$$

Donc

$$\Delta V_w = \Delta q S \Delta t$$

Or :

$$\Delta V_w = -V \Delta \theta = -S \Delta z \Delta \theta$$

d'où :

$$\Delta q S \Delta t = -S \Delta z \Delta \theta \rightarrow \frac{\Delta \theta}{\Delta t} = -\frac{\Delta q}{\Delta z} = \frac{\partial \theta}{\partial t} = -\frac{\partial q_z}{\partial z} \quad (\text{V-6a})$$

Pour un écoulement en 3 D :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = -\text{div} q \quad (\text{V-6b})$$

Cette équation exprime la correspondance entre la variation temporelle de la teneur en eau volumique et la variation spatiale du flux, corrigée d'éventuels apports.

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = -\left(\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + \frac{\partial q_z}{\partial z}\right) \quad (\text{V-6c})$$

où

q : le flux d'eau qui traverse une section donnée [L^2/T^{-1}] ;

θ : la teneur en eau volumique [L^3/L^3] ;

Dans un sol cultivé (présence des végétaux), la formulation mathématique du terme d'absorption r_w est nécessaire et l'équation V-6b s'écrit comme suit :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = -\text{div} q + \sum r_{wi} \quad (\text{V-7})$$

Avec:

r_{wi} : extraction racinaire dans le cas de présence de végétaux qui correspond au volume d'eau prélevée par les racines des plantes par unité de volume de sol et par unité de temps. Elle est exprimée par :

$$r_{wi}(h) = \alpha(h) S_p \quad (\text{V-8})$$

$\alpha(h)$: la fonction de réponse au changement hydrique

S_p : le taux d'absorption racinaire

V.2.1.3 Loi de Darcy généralisée

Le processus de transfert d'eau en milieu non saturé s'effectue dans des conditions caractérisées par une teneur en eau variable et inférieure à la saturation. La loi de Darcy fut étendue pour les sols non saturés par Buckingham (1907) en stipulant que la constante de proportionnalité "K" appelée conductivité hydraulique est fonction de la teneur en eau du sol $K(\theta)$ ou de potentiel de pression $K(h)$, ces deux dernières variables étant dépendantes. La relation obtenue est dite formule de Darcy-Buckingham exprimée par:

$$q = -K_i(\theta)\nabla H \quad (\text{V-9a})$$

Ou encore

$$q = -K_i(h)\nabla H \quad (\text{V-9b})$$

Où

$K_i(\theta)$, $K_i(h)$: la conductivité hydraulique [L/T] suivant la direction i (i=x, y, z) ;

θ : la teneur en eau volumique [L³/L³].

Donc pour un écoulement unidirectionnel selon l'axe z (vertical) :

$$q_z = -K_z(\theta) \frac{\partial H}{\partial z} \quad (\text{V-10a})$$

Où

$\frac{\partial H}{\partial z}$: le gradient de charge hydraulique, permet de déterminer le sens de déplacement des flux hydriques lors de l'exploitation des données des tensiomètres.

Donc, on a:

$$q_z = -K_z \text{Grad}(h + z) \quad (\text{V-10b})$$

Où

$$q_z = -K_z \left(\frac{\partial h}{\partial z} + 1 \right) \quad (\text{V-10c})$$

V.2.2 Equation générale des écoulements en milieu non saturé dite Equation de Richards

V.2.2.1 Formulation mixte de l'équation de Richards

L'équation générale des écoulements en milieu poreux non saturé découle de la combinaison entre l'équation de continuité (Va, Vb) et la loi de Darcy généralisée en milieu non saturé (loi de Darcy-Buckingham (9a, 9b). Cette équation a été établie par Richards en 1931 sous la forme :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = -\left(\frac{\partial}{\partial x} (-K_x \text{Grad}(h)) + \frac{\partial}{\partial y} (-K_y \text{Grad}(h)) + \frac{\partial}{\partial z} (-K_z (\text{Grad}(h) + 1)) \right) \quad (\text{V-11a})$$

Pour le cas d'un écoulement unidirectionnel suivant la direction z positive vers le haut, l'équation de Richards s'écrit comme suit:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = -\left(\frac{\partial}{\partial z}(-K_z(\text{Grad}(h) + 1))\right) \quad (\text{V-11b})$$

C'est une équation aux dérivées partielles non linéaire en (h) et en (θ) qui demande deux équations auxiliaires pour être résolue, $\theta(h)$ et $K(h)$ ou $K(\theta)$. Elle assure la conservation de la masse dans les solutions numériques. C'est une équation à deux variables indépendantes, la teneur en eau volumique et le potentiel de pression, donc elle ne se prête guère à des solutions numériques stables. Cette équation est appelée équation mixte de Richards. Cette expression améliore le bilan de masse et peut être utilisée en milieu saturé comme en non saturé (Celia et al., 1990).

Diverses formulations de cette équation sont possibles selon la variable principale considérée à savoir le potentiel de pression (h) ou en termes de teneur en eau (θ).

V.2.2.2 Equation de Richards en termes de potentiel de pression

En introduisant la capacité capillaire "C(h)" par le développement ci-dessous de $\frac{\partial \theta}{\partial t}$ dans l'équation V-11a :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial \theta}{\partial h} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (\text{V-12a})$$

et avec:
$$C(h) = \frac{\partial \theta}{\partial h} \quad (\text{V-12b})$$

La capacité capillaire C(h) [L^{-1}] représente la pente de la courbe de rétention pour une valeur particulière de teneur en eau. C'est une propriété qui rend compte du stockage et de la disponibilité en eau du sol. C'est une fonction de la teneur en eau, de la texture et de l'hystérésis.

On obtient :

$$C \frac{\partial h}{\partial t} = -\left(\frac{\partial}{\partial x}(-K_x \text{Grad}(h))\right) + \frac{\partial}{\partial y}(-K_y \text{Grad}(h)) + \frac{\partial}{\partial z}(-K_z(\text{Grad}(h) + 1)) \quad (\text{V-13a})$$

Pour le cas d'un écoulement unidirectionnel suivant la direction z positive vers le haut, l'équation de Richards s'écrit comme suit:

$$C \frac{\partial h}{\partial t} = -\left(\frac{\partial}{\partial z}(-K_z(\text{Grad}(h) + 1))\right) \quad (\text{V-13b})$$

Cette équation est appelée équation de "**Richards**" dans sa forme "**capacitive**". Equation aux dérivées partielles non linéaire, elle est préférable pour traiter les sols susceptibles d'être saturés (Philip, 1969; Haverkamp et al., 1977). La résolution de cette forme entraîne, en plusieurs cas, une erreur non négligeable sur le bilan de masse.

V.2.2.3 Equation de Richards en termes de teneur en eau volumique θ

Une autre forme de la formulation mixte de Richards, n'impliquant qu'une seule variable, est obtenue par l'introduction de la diffusivité hydraulique "**D**", définie par (Childs et Collis-Georges, 1948):

$$D(\theta) = K(\theta) \frac{\partial h}{\partial \theta} \quad (\text{V-14})$$

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} [D_x(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial x}] + \frac{\partial}{\partial y} [D_y(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial y}] + \frac{\partial}{\partial z} [D_z(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial z} + K_z(\theta)] \quad (\text{V-15a})$$

La diffusivité hydraulique «D» traduit le déplacement des particules d'eau sous l'effet du potentiel de succion. L'introduction de la diffusivité simplifie le traitement mathématique des équations décrivant l'écoulement. Cependant la relation D(θ) est très fortement influencée par l'effet de l'hystérésis sur la relation h(θ) (Vauclin, 1971). La diffusivité est liée à la géométrie du milieu, à la nature de l'interaction entre le fluide et la matrice solide, aux conditions initiales et aux limites de l'écoulement.

Pour le cas d'un écoulement unidirectionnel suivant la direction z positive vers le haut, l'équation de Richards s'écrit comme suit:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} (D_z(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial z}) + \frac{\partial K_z(\theta)}{\partial z} \quad (\text{V-15b})$$

Cette équation est appelée équation de "**Fokker-Planck**", elle est linéaire en temps et a une non linéarité réduite en espace. Elle est généralement utilisée pour les sols non saturés. Elle ne peut être utilisée en milieu saturé parce que lorsqu'une partie du sol se sature ($\theta = \theta_s$), la pression de l'eau continue à augmenter et la diffusivité devient infinie.

Les équations (V-11b), (V-13b) et (V-15b) constituent les trois formes de l'équation de l'écoulement unidirectionnel de l'eau en milieux poreux non saturés. Leur résolution nécessite de connaître les expressions de la courbe de rétention $\theta(h)$ et la conductivité hydraulique K(θ) ou K(h). Plusieurs relations ont été proposées pour décrire ces deux courbes.

V.2.3 Limites de l'équation de Richards

L'équation de Richards est largement utilisée pour modéliser l'écoulement d'eau dans les milieux poreux non saturés. Certaines limitations de cette équation peuvent être résumées comme suit:

- Le sol est isotrope, homogène, rigide et inerte. Exceptions faites de l'incompressibilité et de l'inactivité, ces restrictions sont généralement contournées en supposant que le sol est constitué d'un nombre fini de couches homogènes et que le tenseur de perméabilité peut prendre en compte les effets d'anisotropie (Raats et al., 2004).
- L'eau est faiblement compressible. L'équation de Richards a été modifiée en conséquence avec le terme d'emménagement spécifique.
- L'écoulement s'effectue à température constante et la conservation de l'énergie est ignorée de ce point de vue.
- L'air est supposé à la pression atmosphérique et son effet sur le mouvement de la phase liquide est négligé.
- Le passage de l'échelle microscopique de Navier-Stokes à l'échelle de Darcy a montré que l'écoulement doit rester laminaire (faible vitesse) et la taille des pores suffisamment petite pour négliger les forces d'inertie.
- Les effets d'hystérésis entre processus d'humidification et de drainage ne sont pas pris en compte.

V.2.4 Relations de la courbe de rétention et de la conductivité hydraulique

V.2.4.1 Relations de la courbe de rétention

Depuis les années 60, les propriétés de rétention et transfert de l'eau et leurs relations avec les caractéristiques du sol ont fait l'objet de nombreuses études. Au départ, il s'agissait surtout d'estimer les paramètres nécessaires au calcul de la réserve utile d'eau dans le sol. Dans les années 80, face au progrès de la modélisation des transferts d'eau dans le sol, les besoins ont été plus exigeants et l'attention s'est portée sur l'ensemble de la courbe de rétention d'eau.

Il existe plusieurs modèles paramétriques qui approximent l'allure de la courbe de rétention en eau du sol. Deux types de modèles existent, ceux à fondement empirique déduit des expérimentations et ceux à fondement physique. Le tableau 1 présente quelques exemples de ces modèles tirés de la littérature.

V.2.4.1.1 Modèles empiriques

Les modèles empiriques doivent être suffisamment souples pour s'adapter à la texture et à la structure des différentes sortes de sols. Les paramètres de ces modèles sont généralement obtenus par ajustement de la courbe expérimentale de rétention. Ces modèles permettent de définir la teneur en eau pour n'importe quelle valeur de la succion et vis-versa, ce qui permet d'obtenir une courbe de rétention continue.

Tableau V-1 : Modèles empiriques de la courbe de rétention.

Modèle	Equation	Paramètres
Gardner (1958)	$\theta(h) = \frac{\theta_s}{1 + \alpha h^n}$	α, n
Brooks and Corey (1964)	$\theta(h) = \theta_s \text{ for } h \leq h_{ae}$ $\theta(h) = \theta_s (\alpha^{-1} h)^{-n} \text{ for } h > h_{ae}$	α, n
Brutsaert (1967)	$\theta(h) = \frac{\theta_s}{1 + (\alpha^{-1} h)^n}$	α, n
van Genuchten (1980)	$\theta(h) = \frac{\theta_s}{[1 + (\alpha h)^n]^m}$	α, n, m
van Genuchten-Mualem (1980-1976)	$\theta(h) = \frac{\theta_s}{[1 + (\alpha h)^n]^{(1-1/n)}}$	α, n
van Genuchten- Burdine (1980-1953)	$\theta(h) = \frac{\theta_s}{[1 + (\alpha h)^n]^{(1-2/n)}}$	α, n
Tani equation (Tani 1982)	$\theta(h) = \theta_s \left(1 + \frac{\alpha - h}{\alpha - n} \right) \exp\left(- \frac{\alpha - h}{\alpha - n} \right)$	α, n
Boltzman equation (McKee et Bumb 1984)	$\theta(h) = \theta_s \text{ for } h \leq h_{ae}$ $\theta(h) = \theta_s \exp\left(\frac{\alpha - h}{n} \right) \text{ for } h > h_{ae}$	α, n
Fermi equation (McKee et Rumb 1987)	$\theta(h) = \frac{\theta_s}{1 + \exp[(h - \alpha)/n]}$	α, n
Fujita (1952) et Broadbridge et white (1987)	$h = \frac{\theta_{eff} - 1}{\alpha \theta_{eff}} + \frac{1}{\alpha m} \ln \left(\frac{(m-1)\theta_{eff}}{m - \theta_{eff}} \right)$	α, m
Gardner (1958) et Russo (1988)	$\theta_{eff} = \exp\left(\frac{\alpha h}{2} \right) \left(1 - \frac{\alpha h}{2} \right)^{m+2}$	$\alpha, \text{ met } m \geq 0$
Fredlund et Xing (1994)	$\theta(h) = \frac{\theta_s}{\langle \ln[e + (h/\alpha_f)^{n_f}] \rangle^{m_f}}$ $\theta = C(\psi) \frac{\theta_s}{(\ln[e + (\psi/\alpha_f)^{n_f}])^{m_f}}$ <p>Avec</p> $C(\psi) = 1 - \frac{\ln[1 + (\psi/\psi_r)]}{\ln[1 + (1000000/\psi_r)]}$	α, n, m m_f : paramètre de lissage de courbe (relié à la teneur en eau résiduelle et la fonction de correction $C(\psi)$ [-] n_f : paramètre de lissage qui contrôle la pente au point d'inflexion de la courbe de rétention d'eau [-] α_f : valeur approximative de ψ_a [kPa] e : nombre népérien (2,71828) [-]

Tableau V-1 : Modèles empiriques de la courbe de rétention(suite).

Feng and Fredlund (1999)	$\theta(h) = \frac{\theta_s b + ch^d}{b + h^d}$	b, c, d
Pereira et Fredlund (2000)	$\theta(h) = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{[1 + (h/c)^b]^a}$	a, b, c, θ_r

V.2.4.1.2 Modèles physiques

Les modèles physiques utilisent certaines caractéristiques physiques du sol (granulométrie, densité, porosité, etc.) pour estimer les propriétés hydrodynamiques. Ce sont des modèles prédictifs à partir des propriétés hydro-géotechniques des matériaux (Arya et Paris, 1981; Haverkamp et Parlange, 1986; Aubertin et al., 1998). Les modèles prédictifs ont pour avantage de fournir une estimation de la courbe de rétention d'eau notée SWRC (Soil Water Retention Curve) plus rapidement, sans faire d'essai de succion. Le modèle de Kovács modifié (MK) (Aubertin et al., 1998, 2003) prédit la SWRC pour un matériau granulaire à partir des propriétés géotechniques de bases de celui-ci (porosité et granulométrie). Ce modèle a aussi été modifié afin de tenir compte du diamètre équivalent des roches stériles (modèle Kovács modifié ajusté (MKs) (Peregoedova, 2012), de la variation du volume (Mbonimpa et al. 2006) et des effets d'hystérésis (Maqsood et al., 2006) dans la prédiction de SWRC.

1) Modèle d'Arya et Paris (1981)

Le modèle prédictif d'Arya et Paris, 1981 décrit par Bien (2013) permet de relier linéairement la distribution granulométrique d'un échantillon de sol à sa distribution de taille des pores ou porosimétrie. Celle-ci est ainsi estimée à partir de la courbe granulométrique, qui est divisée en un nombre N de classes granulométriques. La fraction granulométrique i ($1 \leq i \leq N$), définie par le nombre de particules N_i et par son grain moyen R_i , est associée à un volume de pore considéré cylindrique et défini par son rayon r_i [L] et sa longueur l_i [L] (volume de pore assimilé à un tube capillaire). L'indice des vides e est supposé identique pour toutes les classes granulométriques définies, et s'obtient expérimentalement via la mesure de la masse volumique sèche ρ_d du matériau non-déstructuré :

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} \quad (V-16)$$

Ce modèle est basé principalement sur deux expressions mathématiques. La première est l'équation capillaire qui relie la pression capillaire au rayon des pores définie dans le chapitre I (Eq. I-20). La deuxième expression représente le calcul de la teneur volumique en eau obtenue par le calcul du volume d'eau remplissant les pores associés à la fraction i:

$$\theta = \sum_{j=1}^i \frac{w_j}{V_{tot}} \frac{\rho_s}{\rho_w} \quad (V-17)$$

où

V_{tot} [L^3] est le volume total de l'échantillon de sol, défini par $V_{tot} = \rho_d \Sigma w_i$.

Cette expression suppose que les volumes des pores associés à chaque classe granulométrique sont progressivement accumulés et remplis d'eau, de la classe granulométrique la plus fine jusqu'à celle la plus grossière.

La longueur des pores l_i est approximée en la considérant dans un premier temps égale à la longueur d'un pore formé par l'assemblage des N_i particules considérées sphériques. Ainsi, une première approximation grossière rend la longueur l_i égale à $2.N_i.R_i$. Dans la réalité, les particules ne sont pas sphériques, et la taille des pores dépend de la forme des particules, de leurs tailles et de leurs orientations (Arya et Paris, 1981). Chaque particule contribue donc à la longueur des pores par une dimension plus importante que $2R_i$.

Arya et Paris, 1981 considèrent ainsi que le nombre total de particules supposées sphériques dans un sol doit être augmenté d'un exposant α afin de prendre en compte les irrégularités géométriques des particules. La longueur l_i associée au pore cylindrique de rayon (r_i) s'exprime donc de la manière suivante :

$$l_i = 2 N_i^\alpha R_i \quad (V-18)$$

où α est un facteur empirique, sans dimension, lié à la tortuosité du milieu poreux.

L'indice des vides e est considéré identique pour toutes les classes granulométriques, soit:

$$e = \frac{V_{vi}}{V_{si}} \quad (V-19)$$

Où : V_{vi} [L^3] est le volume des vides correspondant à la classe granulométrique i et V_{si} [L^3] est le volume occupé par les particules de la classe granulométrique i .

En considérant un pore cylindrique unique par classe granulométrique, la relation (V-19) devient:

$$\pi r_i^2 l_i = \frac{4\pi}{3} e N_i R_i^3 \quad (V-20)$$

En substituant l_i par l'expression (V-18), le rayon de chaque pore cylindrique r_i peut s'exprimer à partir du rayon des grains moyens des classes granulométriques R_i :

$$r_i = R_i \left(\frac{2e}{3} N_i^{1-\alpha} \right)^{1/2} \quad (V-21)$$

Le modèle d'Arya et Paris, 1981 est donc basé sur une relation entre la taille des pores r_i et le rayon des grains R_i .

Le nombre des particules N_i de chaque classe granulométrique i est calculé de la manière suivante:

$$N_i = \frac{3W_i}{4\pi R_i^3 \rho_d} \quad (V-22)$$

Alors, la pression capillaire calculée en fonction de la distribution granulométrique devient :

$$h = \frac{2T_s}{\rho_w g R_i \sqrt{\frac{2(\rho_s - \rho_d)}{3\rho_d} \left(\frac{3W_i}{4\pi R_i^3 \rho_d} \right)^{1-\alpha}}} \quad (V-23)$$

Où T_s : la tension superficielle de l'interface eau-air. À 20° C, $T_s = 0.073 \text{ N.m}^{-1}$.

[Haverkamp et al., 2006](#) mettent en évidence les limites de la méthode d'Arya et Paris. Ce modèle a tout d'abord tendance à surestimer les teneurs en eau volumiques. Arya et Paris considèrent que la totalité de l'espace poral se sature en eau, et identifient donc la teneur volumique en eau à saturation à la porosité. Or en réalité, la saturation en eau n'est jamais totale du fait notamment de l'emprisonnement d'air dans le sol.

Une deuxième limite provient du choix de la valeur du paramètre α . Dans la formule originale, [Arya et Paris, 1981](#) supposent que ce paramètre d'échelle est une constante égale à 1.38. Par la suite ils ont montré que la valeur moyenne de α varie selon les classes de texture : de 1.1 pour les textures fines à 2.5 pour les textures grossières ([Arya et al., 1982](#)).

Aussi, nombreux auteurs ([Schud et al., 1988](#) ; [Basile and D'Urso, 1997](#); [Nimmo, 1997](#)) ont suggéré une variation du paramètre α selon la gamme de taille des particules. [Arya et al., 1999](#) ont proposé des formulations alternatives pour ce paramètre d'échelle (méthode logistique, méthode linéaire). [Haverkamp et al., 2006](#) ont montré également la dépendance de ce paramètre à la fois du type de sol et de la teneur volumique en eau. En comparant différentes méthodes traitant le même sujet, [Rezaee et al., 2011](#) ont montré que la valeur constante $\alpha=0.938$ proposée par [Arya et Dierolf, 1992](#) permet d'estimer facilement et efficacement la courbe de rétention d'eau pour tous les sols, en particulier, lorsque les mesures en laboratoire ne sont pas faisables.

Enfin, une autre limitation du modèle d'[Arya et Paris, 1981](#) concerne la non-prise en compte du phénomène d'hystérésis. Néanmoins, ce modèle est facilement applicable lorsque seule la distribution granulométrique d'un sol est disponible. Malgré les limites évoquées, ce modèle est très largement utilisé.

2) Le modèle modifié de Kovács

Le modèle de Kovács modifié noté (MK) est un modèle prédictif qui peut être décrit par un ensemble d'équations ([Maqsood et al., 2007](#)). L'équation de base du modèle (MK) peut être écrite comme suit ([Aubertin et al., 2003](#)):

$$\theta = n(1 - \langle 1 - CS_a \rangle \langle 1 - S_c \rangle) \quad (V-24)$$

Où θ est la teneur en eau volumétrique, n est la porosité totale, S_a et S_c correspondent aux composantes adhésives et capillaires de θ , et $\langle y \rangle$ représente la Macauley avec : $\langle y \rangle = 0.5(y + |y|)$

Les contributions de S_c et S_a à la teneur en eau volumétrique totale sont exprimées en fonction de l'élévation capillaire équivalente h_{co} (cm) et de la succion s :

$$S_c = 1 - \left[\left(\frac{h_{co}}{s} \right)^2 + 1 \right]^m \exp \left[-m \left(\frac{h_{co}}{s} \right)^2 \right] \quad (V-25)$$

$$S_a = a_c \left(1 - \frac{\ln \left(1 + \frac{s}{S_r} \right)}{\ln \left(1 + \frac{s_0}{S_r} \right)} \right) \frac{\ln \left(\frac{h_{co}}{s_n} \right)^{2/3}}{e^{1/3} \left(\frac{s}{s_n} \right)^{1/6}} \quad (V-26)$$

Où :

$$h_{co} = \frac{0.75 \cos \beta_d}{e D_{10} 1.17 \log(C_U) + 1} \quad (V-27)$$

Dans l'équation V-27, D_{10} est le diamètre (cm) correspondant au tamisât cumulé 10%, β_d correspond à l'angle de contact pris égal à zéro (pour les conditions de séchage), C_U est le coefficient d'uniformité ($C_U = D_{60} / D_{10}$), et e est l'indice des vides. Dans l'équation V-25, m est un coefficient sans dimension associé à la taille des pores qui contrôle la saturation capillaire. Sa valeur est exprimée en fonction de la distribution granulométrique.

Dans l'équation (V-26), a_c est le coefficient d'adhésion (sans dimension), S_r est la succion résiduelle (cm), et s_n est un paramètre de normalisation pour la consistance unitaire ($s_n = 1$ cm lorsque S et h_{co} sont donnés en cm).

V.2.4.2 Relation conductivité hydraulique/ teneur en eau ou succion

Dans un sol non saturé, le coefficient de perméabilité appelé généralement "*conductivité hydraulique*" n'est pas constant. Il varie avec l'indice des vides et le degré de saturation. Physiquement, au fur et à mesure que le sol se déshydrate, l'air occupe de plus en plus le volume des pores de sorte que le trajet de l'eau devient de plus en plus étroit et tortueux. Par conséquent, la conductivité hydraulique diminue fortement lorsque la saturation diminue. Cette dernière est fortement influencée par la variation de la succion. L'effet de la variation de l'indice des vides sur le coefficient de perméabilité est faible par rapport à l'effet de la saturation. Dès lors, pour l'analyse d'écoulements transitoires dans un sol non saturé, la conductivité hydraulique $k(\theta)$ est souvent exprimée soit en fonction de la saturation qui est liée à la succion (h), soit directement en fonction de la succion elle-même (Fredlund et Rahardjo, 1993).

Etant donné qu'une estimation de la courbe de conductivité hydraulique $K(\theta)$ est plus difficile à obtenir expérimentalement que celle de la courbe de rétention $h(\theta)$, des techniques d'optimisation inverse par l'ajustement de la solution de l'équation de Richards ont été développées afin d'exprimer

la relation entre la conductivité hydraulique et les variables (θ) et (h). Pour cela plusieurs expressions analytiques et empiriques ont été proposées pour donner l'expression de la conductivité hydraulique $K(\theta)$ ou $K(h)$.

V.2.4.2.1 Modèles analytiques

Le modèle analytique le plus utilisé pour la définition de la conductivité hydraulique à l'échelle macroscopique découle de la loi de Darcy (V-9a) comme suit:

$$K(\theta) = -\frac{q}{\nabla H} \quad (\text{V-28})$$

Contrairement au cas des sols saturés, l'application de l'équation (V-28) pour l'écoulement dans les sols non saturés présente davantage de limitations. Le rapport entre, d'une part, la conductivité hydraulique et, d'autre part, les propriétés du fluide interstitiel, du squelette solide du sol et le mode de séchage-humidification s'avère bien complexe.

Toutefois, la loi de Darcy généralisée est largement adoptée comme un cadre théorique qui s'applique à une large gamme de sols non saturés, en admettant que la conductivité hydraulique est une fonction de la teneur en eau et du potentiel hydrique pour un sol et un fluide donnés.

D'autres solutions analytiques ont été développées, telle que celle dérivée par [Wooding \(1968\)](#), exprimée comme suit:

$$K(h_0) = \frac{Q(h_0)}{\left(\pi r_0^2 + \frac{4r_0}{\alpha^*}\right)} \quad (\text{V-29})$$

Où :

$K(h_0)$: la conductivité hydraulique non saturée sous la tension h_0 [LT^{-1}] ;

Q : l'infiltration à flux constant [L^3T^{-1}] ;

r_0 : le rayon de disque [L] ;

α^* : le nombre sorptif [L^{-1}] ([White et Sully, 1987](#)).

La solution analytique de Wooding a deux inconnues : la conductivité hydraulique $K(h_0)$ et le nombre sorptif (α^*).

V.2.4.2.2 Modèles empiriques

Etant donné que la courbe de conductivité hydraulique $K(\theta)$ est plus difficile à obtenir expérimentalement que celle de la courbe de rétention $h(\theta)$. Plusieurs expressions empiriques ont été proposées pour donner l'expression de la conductivité hydraulique $K(\theta)$ ou $K(h)$. Ces expressions empiriques sont obtenues à

partir de la courbe de rétention qui donnent la conductivité hydraulique soit en fonction de la teneur en eau, du degré de saturation ou du potentiel de pression. Le tableau V-2 montre quelques relations empiriques proposées dans la littérature.

Tableau V-2 : Modèles empiriques pour la conductivité hydraulique non saturée

Modèle	Expression	Paramètres
Richards (1931)	$K(h) = ah + b$	a et b constantes empiriques
Irmay (1954)	$K(S_r) = \left(\frac{S_r - S_{r_{res}}}{1 - S_{r_{res}}} \right)^3 K_s$	S_r : degrés de saturation ; $S_{r_{res}}$: degrés de saturation résiduelle
Wind (1955)	$K(h) = a h^{-n} $	a et n constantes empiriques
Gardner (1958)	$K(\theta) = \left(\frac{\theta - \theta_i}{\theta_s - \theta_i} \right)^\delta K_s$	δ constante empirique
Gardner (1960)	$K(h) = K_s \frac{a}{ h ^n + a}$	a et n sont des paramètres empiriques avec n variant de 1.5 pour les sols argileux à 4 les sols à texture grossière.
Corey et al. (1963)	$K(S_r) = \left(\frac{S_r - S_{r_{res}}}{1 - S_{r_{res}}} \right)^4 K_s$	$S_{r_{res}}$: degrés de saturation résiduelle
Brooks et Corey (1964)	$K(h) = K_s \left(\frac{h_{ae}}{h} \right)^\mu$ quand $h > h_{ae}$ $K=K_s$ et $\theta=\theta_s$ quand $h \leq h_{ae} < 0$	où μ constante caractérisant le sol.
Rijtema (1965)	$K(h) = \frac{K_s}{\exp(a h)}$	a paramètre empirique qui varie de 1 pour les argiles à 3 ou 4 pour les sables
Vachaud (1966)	$K(\theta) = K_s \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^{2.5}$	Cette relation empirique est recommandée pour les sols sableux ou silteux
Boreli et Vachaud (1966)	$K(\theta) = K_s \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^{3.5}$	Cette relation empirique est recommandée pour les sols sableux ou silteux
Brutseart (1968)	$K(S_r) = K_s S_r^c$	c : constante empirique
Brooks et Corey (1966) et Campbell (1974)	$K(\theta) = K_s \left(\frac{\theta}{\theta_s} \right)^m$ quand $h > h_{ae}$	m constante empirique

Tableau V-2 : Modèles empiriques pour la conductivité hydraulique non saturée (suite).

van Genuchten-Mualem (1980-1976)	$K(\theta) = K_s \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^{0.5} \left[1 - \left[1 - \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^{\frac{1}{m}} \right]^m \right]^2$ $K(h) = K_s \frac{\left\{ 1 - (\alpha h)^{n-1} \left[1 + (\alpha h)^n \right]^{-m} \right\}^2}{\left[1 + (\alpha h)^n \right]^{\frac{m}{2}}}$	0 < m < 1 et m = 1 - 1/n
Kovács (1981)	$K(S_r) = K_s \left(\frac{S_r - S_{r_{res}}}{1 - S_{r_{res}}} \right)$	S _r est le degré de saturation S _{rres} est le degré de saturation résiduel
Fujita (1952) et Broadbridge et white (1987)	$K(\theta) = \frac{(m-1)\theta_{eff}^2}{(m-\theta_{eff})}$	m : constante empirique
Gardner (1958) et Russo (1988)	$K(h) = K_s \exp(\alpha h)$	α : constante empirique

a) Modèles statistiques

De nombreux auteurs ont proposés des modèles reposant sur le traitement statistique des résultats de calcul connus (Purcell, 1949; Childs et Collis-Georges, 1950; Burdine, 1953; Wyllie et Gardner, 1958; Farrel et Larson, 1972; Mualem et Degan, 1978). Le concept de ces modèles repose sur trois hypothèses de base, formulées par Mualem (1986) comme suit:

- Le milieu poreux peut être considéré comme un ensemble de pores interconnectés répartis de façon aléatoire. Les pores sont caractérisés par leur échelle (dite « rayon du pore ») définie au biais d'une fonction statistique.
- L'équation de Hagen-poiseuille est supposée valide et peut donc être utilisée pour estimer la conductivité hydraulique à l'échelle du pore.
- La courbe de rétention du matériau est considérée généralement comme ayant une forme analogue à celle donnée par la fonction de distribution des rayons de pores.

Ces modèles diffèrent les uns des autres par l'interprétation de la configuration géométrique du pore élémentaire (section droite, fréquence et tortuosité).

Les auteurs qui ont adopté cette approche statistique sont nombreux (Childs et Collis-Georges, 1950; Marshall, 1958; Kunze et al., 1968; Green et Corey, 1971; Mualem, 1976; Fredlund et Xing, 1994).

Le tableau I.4 présente les modèles statistiques les plus utilisés.

Tableau V-3 : Modèles statistiques pour l'évaluation de la conductivité hydraulique non saturée.

Modèle	Expression	Paramètres
Childs et Collis-George (1950)	$\frac{K(\theta)}{K_s} = \frac{\int_0^\theta (\theta - \xi) d\xi}{\int_0^\theta \frac{d\theta}{h^2}} \bigg/ \frac{\int_0^{\theta_s} (\theta - \xi) d\xi}{\int_0^{\theta_s} \frac{d\theta}{h^2}}$	
Burdine (1953)	$\frac{K(\theta)}{K_s} = S_e^l \left[\frac{\int_{\theta_r}^\theta \frac{d\theta}{h^2}}{\int_{\theta_r}^{\theta_s} \frac{d\theta}{h^2}} \right]$	l : un paramètre de connectivité des pores qui décrit la tortuosité des chemins d'écoulement. Burdine propose une valeur de 2
Mualem (1976)	$\frac{K(\theta)}{K_s} = S_e^l \left[\frac{\int_{\theta_r}^\theta \frac{d\theta}{h}}{\int_{\theta_r}^{\theta_s} \frac{d\theta}{h}} \right]^2$	l : un paramètre de connectivité des pores qui décrit la tortuosité. Mualem suggère qu'une valeur de 0,5 conviendrait pour la majorité des sols.
Fredlund et Xing (1994)	$\frac{K(\psi)}{K_s} = \frac{\ln(h)}{\ln(h_a)} \frac{\int_{\ln(h_a)}^b \frac{\theta(e^y) - \theta(h)}{e^y} \theta'(e^y) dy}{\int_{\ln(h_a)}^b \frac{\theta(e^y) - \theta_s}{e^y} \theta'(e^y) dy}$	b = ln(10 ⁶); h _{ae} : succion au point d'entrée d'air; y: variable d'intégration

Les méthodes statistiques restent limitées par les problèmes d'échelle (Masroui, 1996). En effet, la distribution dimensionnelle des pores n'est pas toujours continue à une échelle plus grande que celle du volume élémentaire représentatif. Pour être fiables, ces méthodes requièrent un maximum de mesures ce qui peut engendrer des difficultés d'ajustement des paramètres.

Chapitre VI. **APPROCHES DE MODELISATION DES SOLS NON SATURES.**

DRAFT

VI.1 . INTRODUCTION

Le point de départ de la modélisation est l'observation des phénomènes physiques à partir des mesures expérimentales in situ ou au laboratoire. C'est à ce titre qu'on aborde la partie modélisation après avoir présenté dans les chapitres précédents, les propriétés importantes du comportement hydromécanique des sols non saturés.

La modélisation du comportement des sols saturés est basée sur le concept fondamental de contrainte effective de Terzaghi. Il était donc naturel de tenter de modéliser le comportement des sols non saturés sur la base du même concept, autrement-dit, en utilisant une seule variable de contrainte. Malgré les nombreuses difficultés qu'elle a soulevées, cette approche n'a pas été abandonnée et constitue à ce jour une école de pensée pour la modélisation du comportement des sols non saturés. Elle fera l'objet de la première partie de ce chapitre.

La seconde partie du chapitre sera consacrée à la deuxième école de pensée qui défend une approche basée sur deux variables indépendantes pour modéliser le comportement des sols non saturés.

Même si l'approche thermodynamique peut ne pas être considérée comme une école à part, on lui a consacré un paragraphe dans cette section à travers notamment le modèle de [Coussy et Dangla, 2002](#).

VI.2 . APPROCHES BASEES SUR UNE SEULE VARIABLE DE CONTRAINTE

VI.2.1 . Concept de contrainte effective de Terzaghi

Le concept de contrainte effective de Terzaghi est un principe fondamental dans la mécanique des sols saturés. Il peut s'écrire sous la forme de deux propositions ([Burland, 1964](#)):

- Tous les effets d'une variation de la contrainte externe, comme les variations de volume et de résistance au cisaillement d'un sol sont exclusivement dus aux variations de la contrainte effective.
- La contrainte effective σ' est définie comme étant l'excès de la contrainte totale appliquée σ par rapport à la pression interstitielle u_w :

$$\sigma' = \sigma - u_w I \quad (\text{VI.1a})$$

Où I est le tenseur identité.

La possibilité de résoudre les problèmes liés aux sols saturés simplement à l'aide d'une seule variable de contrainte, a motivé de nombreux chercheurs à élargir la notion de contrainte effective aux sols non saturés.

VI.2.2 Cas particulier des sols saturés à succion non nulle

L'équipe de recherche de l'Ecole Centrale de Paris, dirigée par Biarez et Fleureau a étudié le cas des sols saturés à succion nulle dès la fin des années 80. Ce cas est très important car les expériences

ayant montré que certains types de sols peuvent rester saturés jusqu'à des succions de l'ordre du MPa (une argile industrielle nommée l'argile jaune, par exemple, se désature à 1.5MPa, (Taibi, 1994).

La démarche de l'étude de ce cas particulier a consisté d'abord, à comparer pour différents types de sols les chemins de drainage, les chemins isotropes et les chemins œdométriques NC classiques. Et ensuite, à essayer d'interpréter en contrainte effective le comportement des sols dans le domaine en question sur chemins œdométrique et triaxial.

VI.2.2.1 . Comparaison des chemins de drainage et des chemins isotropes ou œdométriques Normalement Consolidés (NC) classiques

A titre d'exemple, on présente les résultats des essais réalisés sur l'argile jaune (Taibi, 1994). Les chemins de drainage, les chemins isotropes et les chemins œdométriques NC sont représentés sur un même plan avec en ordonnée, l'indice des vides et en abscisse, la pression interstitielle négative ou succion (chemin hydrique) ou la contrainte moyenne effective (chemins mécaniques). Les représentations des trois chemins sont des droites parallèles très rapprochées les unes des autres (FigureVI.1).

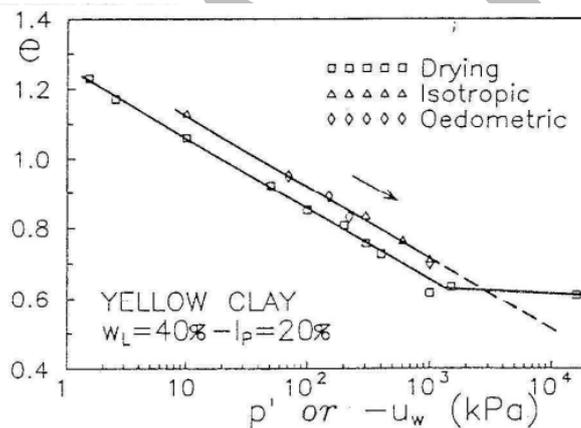


Figure VI.1 : Comparaison des chemins de compression œdométrique, isotrope et de drainage dans le domaine saturé pour l'argile jaune (Taibi, 1994).

Ce rapprochement des courbes montre que dans le domaine saturé, l'effet de la pression négative est équivalent à celui d'une contrainte mécanique. Cette conclusion a été confirmée par d'autres auteurs en effectuant des essais sur différents matériaux (Aitchison et Donald, 1956 ; Indarto, 1991 ; Soemitro, 1994). En d'autres termes, en l'absence de contrainte mécanique, la contrainte effective dans le domaine saturé à pression interstitielle négative s'écrit :

$$\sigma' = u_w I \quad (VI.1b)$$

qui n'est autre que le concept de Terzaghi.

VI.2.2.2 . *Interprétation en contrainte effective de Terzaghi d'essais mécaniques sur matériaux saturés à pression interstitielle négative*

Dans une cellule œdométrique, des essais ont été réalisés sur des échantillons d'argile jaune. Ces échantillons ont été drainés jusqu'à différentes valeurs de pression négative toutes insuffisantes pour désaturer le matériau, ensuite consolidés à pressions interstitielles constantes.

Pour toutes les valeurs de pression négative imposée, les courbes $e-\log(\sigma-u_w)$ rejoignent le chemin NC classique (Figure VI.2). Cela signifie que la contrainte effective de Terzaghi permet de décrire de manière satisfaisante le comportement de l'argile sur chemin œdométrique à succion contrôlée.

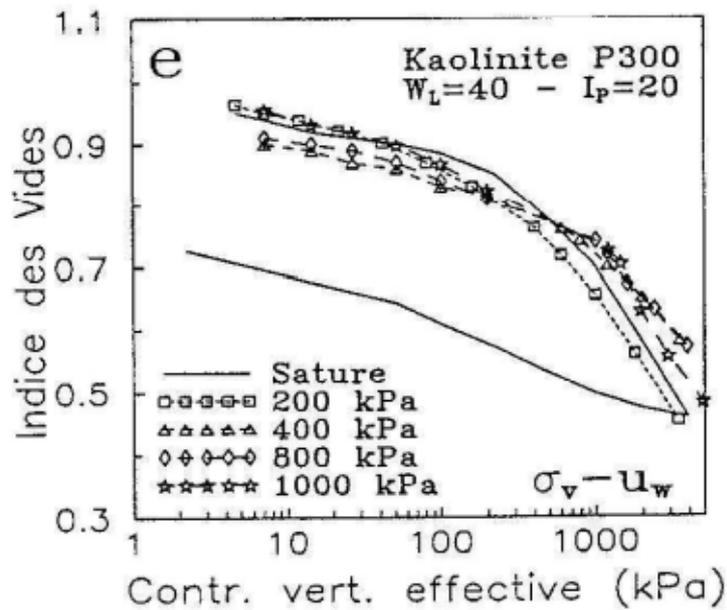


Figure VI.2 : Essais œdométriques à succion contrôlée (Taibi, 1994).

Dans le même objectif, des essais triaxiaux saturés à succion contrôlée sur le limon de Jossigny en conditions drainées (Indarto, 1991), et sur l'argile jaune en conditions non drainées (Taibi, 1994), ont montré qu'une interprétation des résultats selon le concept de contrainte effective de Terzaghi s'avère satisfaisante.

L'ensemble de ces travaux, présentés ici de façon très succincte, ainsi que beaucoup d'autres résultats de la littérature, montrent clairement que le principe de contrainte effective de Terzaghi reste valable dans le domaine de pression interstitielle négative où le sol reste saturé.

Fleureau et al., 1993 ont montré que le principe de Terzaghi reste encore valable même pour les sols à degré de saturation élevé (sols quasi-saturés). En effet, des essais triaxiaux non drainés sur un mélange de sable et d'argile compacté et humidifié montrent que, jusqu'à des degrés de saturation de 95% environ, la contrainte effective de Terzaghi permet d'interpréter correctement les résultats (Kheirbek Saoud, 1994).

VI.2.3 Contrainte effective généralisée aux sols non saturés

Bien que les limites du domaine de validité du principe de Terzaghi ne soient pas établies avec précision, on peut affirmer avec certitude que pour de faibles degrés de saturation, ce principe tel qu'il est écrit dans sa forme initiale pour les sols saturés n'est plus valable. De nombreux auteurs se sont penchés sur la question de la généralisation du concept de contrainte effective aux sols triphasiques.

VI.2.3.1 . Définition généralisée de Bishop

Les premiers auteurs abordant la mécanique des sols non saturés ont tenté d'adapter le concept de contrainte effective. Ce point a soulevé de nombreuses discussions dans les années 1960. Plusieurs formes de contrainte effective ont été proposées (Croney et al., 1958 ; Jennings, 1961 ; Richards, 1966...). L'expression de Bishop, (1959), généralise toutes celles données par ces auteurs. Elle s'écrit :

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \quad (\text{VI-2})$$

χ est un paramètre qui définit la contribution de la succion dans la contrainte effective et $u_a - u_w$ est la succion définie par la différence entre la pression de l'air u_a et celle de l'eau u_w et $\sigma - u_a$ est la pression totale nette. χ est égal à 1 pour les sols saturés, et nul pour les sols secs. Bishop et Donald, 1961, ont tenté une vérification expérimentale de cette expression à l'aide d'un essai triaxial où les pressions u_a et u_w étaient contrôlées. En admettant ensuite la validité de cette équation, ils ont pu calculer des valeurs de χ , en comparant, à l'état de rupture, des résultats d'essais saturés fournissant la valeur de σ' , à ceux d'essais non saturés avec u_a et u_w connus. Ils proposent ainsi une relation entre χ et S_r . Par la suite, par souci de simplification, de nombreux auteurs ont pris directement $\chi = S_r$.

Cette expression a l'avantage de la simplicité, Elle peut être implantée facilement dans un code aux éléments finis. Pour les problèmes dans lesquels les contraintes de cisaillement sont dominantes, le postulat de Bishop modélise qualitativement bien les phénomènes (Schrefler et al., 1990).

Sa validité a toutefois été mise en doute par de nombreux chercheurs lorsque les aspects volumiques sont déterminants ; principalement parce qu'elle ne peut prendre en compte le phénomène d'effondrement observé lors d'un mouillage sous charge importante. Selon l'équation (VI-2), un chemin de mouillage implique une diminution de la contrainte effective donc toujours une augmentation de volume. Or, lors de l'effondrement, une diminution de contrainte effective induit une diminution de volume. C'est ce qui rend toute écriture de la contrainte effective incapable de décrire le phénomène d'effondrement.

D'autres chercheurs, comme Jennings et Burland, 1962 ; Wheeler et al., 2003 ; Zhou et al., 2016 ; Gallipoli et Bruno, 2017 ; Wang et al., 2007 ont montré que le paramètre χ est en réalité une fonction fort complexe et dépend probablement de beaucoup de facteurs : saturation, type de sol, microstructure du sol, chemin de contrainte appliqué au sol.

Matyas et Radhakrishna, 1968 ont montré que, pour un sol donné, au même degré de saturation, la valeur de χ pour décrire les variations de volume n'est pas égale à celle qui décrit la résistance au cisaillement.

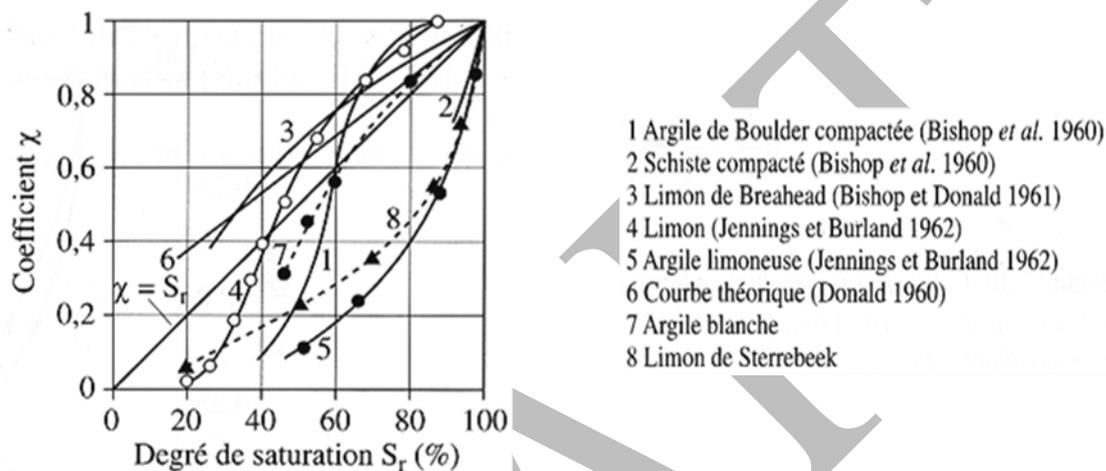


Figure VI.3 : Evolution du paramètre χ en fonction du degré de saturation (Zerhouni, 1991).

D'autres expressions se sont développées après celle de Bishop, mais le problème essentiel réside dans leur incapacité de prédire le comportement volumique des sols non saturés, notamment l'effondrement.

VI.2.3.2 Définition généralisée issue d'un modèle microstructural

VI.2.3.2.1. Introduction

Malgré toutes les difficultés rencontrées, l'idée de généraliser le principe de contrainte effective aux sols non saturés n'a pas été complètement abandonnée. Cela permet, d'une part, d'éviter la recherche d'une nouvelle approche pour résoudre les problèmes liés à la non saturation. Et d'autre part, d'éviter tous les problèmes de continuité que peut poser l'utilisation de deux approches différentes pour les domaines saturé et non saturé.

La non saturation introduisant des phénomènes complexes, plusieurs auteurs ont essayé d'aborder le problème au niveau microscopique pour mieux cerner les mécanismes mis en jeu avant de passer à une modélisation au niveau macroscopique (Aitchison et Donald, 1956 ; Sparks, 1963).

VI.2.3.2.2 Présentation du modèle microstructural dans le milieu discontinu

On présente ci-après un modèle microstructural simple (Biarez et al., 1993; Taibi, 1994) qui considère des assemblages réguliers de billes iso-diamétrales en vue de mettre en évidence les mécanismes mis en jeu et de fournir une estimation de la contribution de la succion à la contrainte effective.

On considère un milieu granulaire partiellement saturé dans lequel la phase gazeuse est continue et la phase liquide est discontinue. L'eau forme alors des ménisques au niveau des contacts entre particules. Expérimentalement, on trouve ces conditions pour des teneurs en eau inférieures à la limite de retrait.

Le modèle est basé sur les hypothèses suivantes :

- La section du ménisque est circulaire.
- Les billes sont parfaitement mouillables par le liquide, les ménisques se raccordent donc tangentiellement aux billes.
- Les billes se déforment élastiquement selon la loi de Hertz.
- L'air est continu et soumis à la pression atmosphérique (pression de référence).

En raison de la succion, les ménisques exercent sur les grains solides des forces d'attraction perpendiculaires aux plans tangents au niveau des points de contact : ce sont les forces capillaires. Ces forces ne peuvent donc pas provoquer de réarrangement des particules solides. Autrement-dit, elles n'induisent pas de déformations volumiques du milieu. Elles contribuent néanmoins à sa résistance.

On considère deux billes de rayon (R) entre lesquelles s'est formé un ménisque (Figure VI.4a). La force capillaire (f_c) induite par le ménisque est donnée par le produit de la succion et de la section du ménisque dans le plan tangent (Figure VI.4b représentant les billes après déformation) :

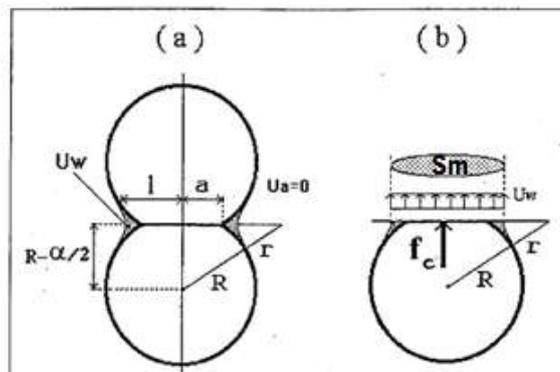


Figure VI.4 : Modèle des billes - définition de la force capillaire (Taibi, 1994).

La loi de Laplace exprime la succion en fonction de la tension superficielle et des deux courbures principales (r) et (l) du ménisque. La force capillaire s'écrit alors:

$$f_c = T \left(\frac{1}{r} - \frac{1}{l} \right) S_m \quad (VI.3)$$

Lorsque les billes sont soumises à une force normale externe de compression, pour un volume constant de ménisque, la déformation entraînera une augmentation du rayon de courbure du ménisque donc une augmentation de la pression interstitielle. Pour chaque rayon de ménisque, un processus itératif permet de calculer la pression capillaire de l'eau.

VI.2.3.2.3 Passage au milieu continu

Le passage du milieu discontinu au milieu continu se fait en considérant des assemblages réguliers de billes. A l'intérieur d'un volume élémentaire représentatif (V.E.R.), la contrainte capillaire dans une direction est définie comme le rapport entre la somme vectorielle des forces capillaires s'exerçant dans cette direction et l'aire de la section du V.E.R. normale à cette direction (Figure VI.5).

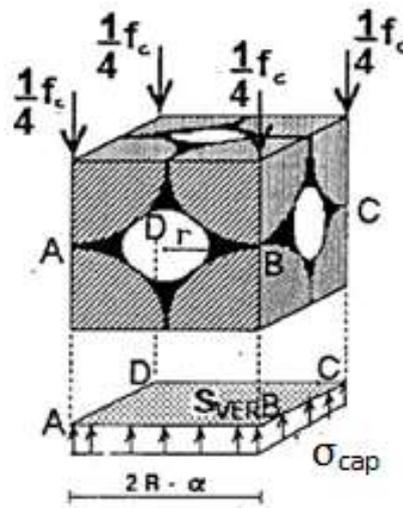


Figure VI.5 : Volume élémentaire représentatif (V.E.R.) pour un arrangement cubique

Dans le cas d'assemblages réguliers, le tenseur contrainte capillaire est isotrope et on parle de pression capillaire qu'on notera (σ_{cap}). Dans le cas général d'arrangements quelconques de particules, ce tenseur possède en outre une composante déviatoire. On rappelle qu'il ne faut pas confondre cette pression capillaire avec la succion qui est parfois appelée pression capillaire dans la littérature. A l'aide d'une approche itérative, le modèle permet de calculer la valeur de σ_{cap} . Dans le cas d'un milieu saturé à valeur de succion non nulle, σ_{cap} n'est autre que la succion (s) Dans un milieu saturé à pression positive, on ne parle pas de forces capillaires, la valeur de σ_{cap} sera donc nulle.

La contrainte effective est définie comme la somme des contributions de la contrainte totale et de la pression capillaire. Elle s'écrit :

$$\sigma' = \sigma + \sigma_{cap} I \quad (VI.4)$$

où I représente le tenseur identité.

VI.2.3.2.4 Influence de la densité de l'assemblage

Pour des billes de même diamètre ($D=4\mu\text{m}$) l'évolution de la pression capillaire en fonction de la pression interstitielle a été déterminée pour différents arrangements, autrement dit pour différentes densités d'assemblage. Les courbes $\sigma_{cap}(S)$ paramétrées en densité sont présentées sur la figure VI.6.

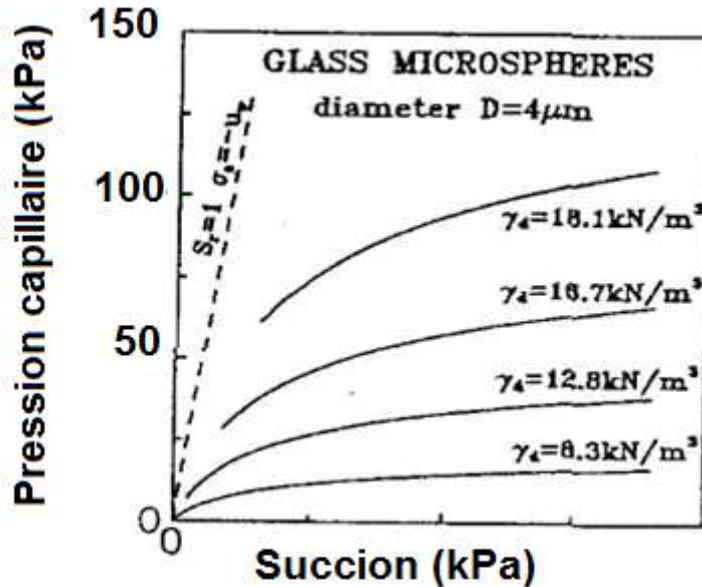


Figure VI.6 : Pression capillaire en fonction de la succion pour différents arrangements réguliers de billes (Taibi, 1994).

VI.2.3.2.5. Cas des billes déformables selon la loi de Hertz

Dans le cas des billes déformables, la succion peut s'exprimer en fonction de la pression capillaire σ_{cap} , des paramètres d'arrangement (K) et des dimensions des billes (R).

La loi de Hertz permet de relier la pression capillaire à la force capillaire par la relation :

$$f_c = KR^2\sigma_{cap} \quad (\text{VI-5})$$

En considérant, en plus la loi de Laplace ainsi que les autres données géométriques (et notamment le rayon des billes et leur arrangement), on peut écrire l'expression de la pression capillaire en fonction de la succion :

$$\sigma_{cap} = \frac{\pi T_s}{2K(e)R^2} \left(4R + \frac{3(3T - \sqrt{8T_s R(S) + 9T_s^2})}{S} \right) \quad \text{pour } S > S_e \quad (\text{VI-6a})$$

$$\sigma_{cap} = S \quad \text{pour } S \leq S_e \quad (\text{VI-6b})$$

Où T est la tension superficielle et $K(e)$ est une fonction de l'indice des vides e déduite des valeurs calculées pour les 4 arrangements de base par une régression parabolique:

$$K(e) = 0.32 e^2 + 4.06 e + 0.11 \quad (\text{VI-7})$$

Les limites de ce domaine de validité sont données par :

$$\left(\frac{r}{R}\right)_{max} = -0.10e^2 + 0.59e - 0.04 \quad (\text{VI-8})$$

Pour les valeurs élevées de succion, la courbe $\sigma_{cap}(S)$ tend vers un palier de pression capillaire maximale donné par:

$$\sigma_{capmax} = \frac{2\pi T_s}{K(e)R} \quad (VI-9)$$

La variation de la pression capillaire définie par le modèle de *Taibi (1994 et 2007)* et son domaine de validité sont présentés sur la figure VI-7.

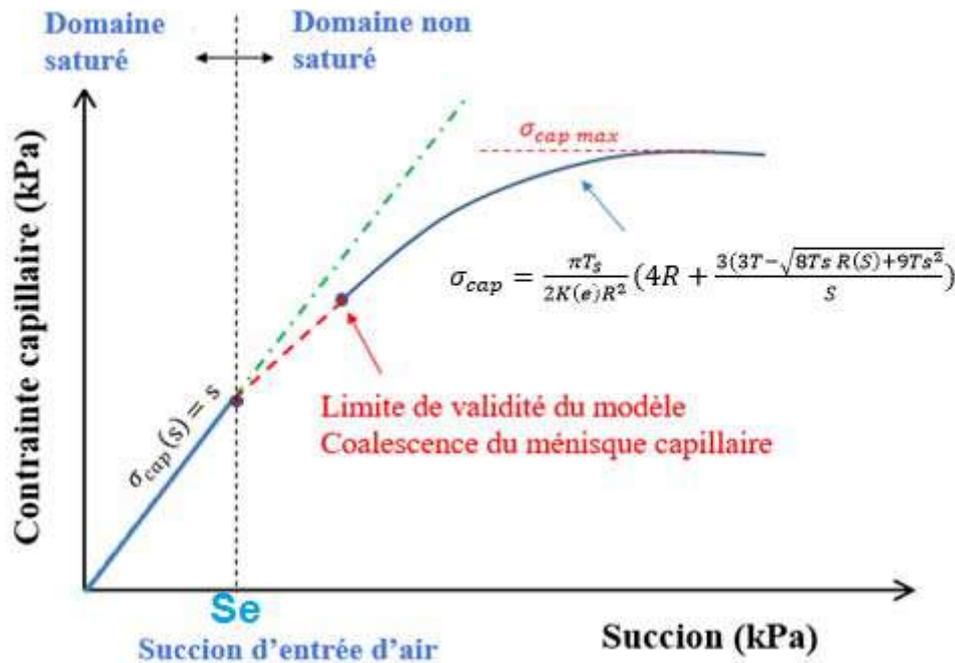


Figure VI.7 : Variation de la pression capillaire en fonction de la succion en utilisant le modèle de *Taibi et al. (1994, 2007)*

VI.2.3.3 Définition de contrainte de succion du modèle de *Lu et Likos (2006)* et *Lu et al. (2010)*

Afin de définir la contrainte effective pour les deux états saturé et non saturé, *Lu et Likos, 2006* ont introduit une contrainte inter-particules appelée la contrainte de succion « *suction stress* » notée σ^s pour décrire l'effet mécanique de la teneur en eau dans tous ses états possibles. Cette contrainte de succion est définie comme une contrainte de traction isotrope déduite du mécanisme de capillarité dans les sols non saturés. Elle possède quatre composantes déduites des différents mécanismes physiques et physico-chimiques : les forces de van der Waals, les forces électriques, la pression et la tension de surface (*Lu et Likos, 2006 ; Lu et al., 2007*).

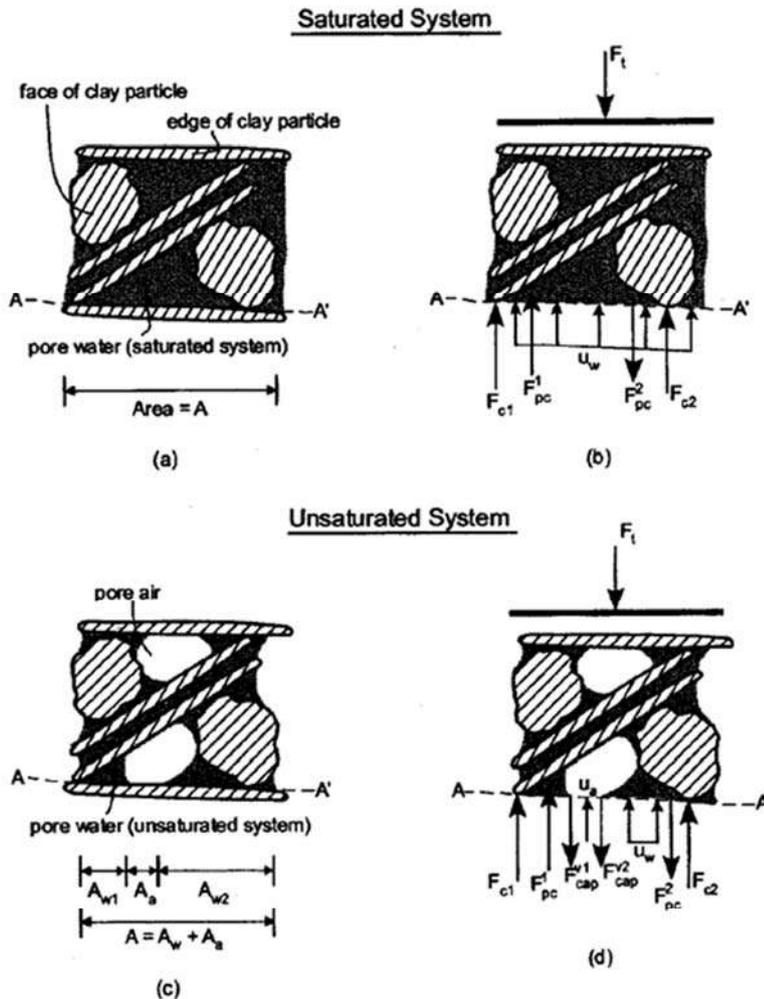
La contrainte effective définie par *Lu et Likos, 2006* est la somme de la contrainte totale nette et la contrainte de succion comme suit :

$$\sigma' = (\sigma - u_a) - \sigma^s \quad (VI-10a)$$

Avec :
$$\sigma^s = \sigma_{c0} + \sigma'_s \quad (VI-10b)$$

où σ'_s = contrainte de succion ; σ^s contrainte de succion "non corrigée" ; et σ_{c0} contrainte de traction apparente à l'état saturé due aux forces physico-chimiques.

La contrainte de succion σ'_s a été définie à partir de l'équilibre des forces agissant sur une particule dans un système non saturé comme présentées sur la figure VI-8 :



Type I: Skeletal Forces, F_t

Type II: Active Interparticle Forces, $F_{pc} = F_{pc}^1 + F_{pc}^2$, $F_{cap} = F_{cap}^1 + F_{cap}^2 + (u_a - u_w)(1 - A_w/A)$

$$F_{pc}^1 = F_{vdw}^1 - F_{edl}^1 + F_{ce}^1 \text{ and } F_{pc}^2 = F_{vdw}^2 + F_{edl}^2 + F_{ce}^2$$

Type III: Passive Contact Forces, $F_c = F_{c1} + F_{c2}$

Figure VI.8 : Représentation microscopique de l'équilibre des forces interparticulaires : (a) et (b) REV pour un système de sol saturé à grains fins, et (c) et (d) REV pour un système de sol non saturé. (Lu et Likos, 2006)

(Lu et Likos, 2006) classent les forces agissant sur une particule de sol en trois types (I, II et III) présentées sur la figure VI-8

- Forces type I : Forces se propageant à travers le squelette du sol d'un grain à l'autre.
- Forces type II : Forces interparticulaires locales
- Forces type III : Forces passives de contact entre particules

L'équilibre des forces, agissant sur une particule dans un système non saturé (Figure VI-8b) s'écrit comme suit :

$$F_t + f_{pc} + F_{cap} - F_c - u_w \cdot A_w - u_a \cdot A_a = 0 \quad (VI-11a)$$

Où

$$f_{pc} = F_{vdw} + f_{edl} + F_{ce} \quad (VI-11b)$$

Avec:

F_t : force de type I résultant de la gravité, du poids propre ou d'une charge externe qui se propage à travers le squelette granulaire.

f_{pc} : force locale interparticules actives de type II résultant de mécanismes physico-chimiques. Elle comprend l'attraction de van der Waals F_{vdw} , la répulsion électrique de la double couche F_{edl} et l'attraction nette résultant de la cimentation chimique aux contacts des grains F_{ce} .

F_{cap} : force capillaire, forces interparticules actives de type II.

F_c : forces de contact particule-particule passive de Type III ; telles que la répulsion de Born et la répulsion stérique. F_c agissant au niveau interatomique à courte portée. Cette force peut être considérée comme une barrière énergétique /passive qui empêche deux grains de sol de se pénétrer physiquement l'un l'autre.

Pour une section transversale A du VER, les contraintes macroscopiques sont définies comme suit :

$$\frac{F_t}{A} + \frac{f_{pc}}{A} + \frac{F_{cap}}{A} - \frac{F_c}{A} - u_w \cdot \frac{A_w}{A} - u_a \cdot \frac{A_a}{A} = 0 \quad (VI-12a)$$

$$\sigma_c = \sigma_t - u_a + \sigma_{pc} + \sigma_{cap} + (u_a - u_w) \cdot \left(1 - \frac{A_a}{A}\right) \quad (VI-12b)$$

Où :

A_a = zone projetée où la phase aérienne existe $A_a = A - A_w$

Le dernier terme du côté droit de l'équation $(u_a - u_w) \cdot \left(1 - \frac{A_a}{A}\right)$, a été suggéré par [Lu et Likos, 2006](#), pour former la base physique du traitement de Bishop de la contribution de la succion matricielle à la contrainte effective (Mitchell, 1976). Par conséquent, l'équation peut être écrite comme suit :

$$\sigma_c = \sigma_t - u_a + \sigma_{pc} + \sigma_{cap} + \chi(u_a - u_w) \quad (VI-12c)$$

Avec

$$\chi = (u_a - u_w) \left(1 - \frac{A_a}{A}\right) \quad (VI-12d)$$

La contrainte locale σ_{pc} dans un sol non saturé est la somme de la contrainte physico-chimique à l'état saturé notée σ_{c0} et la variation de la contrainte physico-chimique due à la désaturation $\Delta\sigma_{pc}$ d'où : $\sigma_{pc} = \sigma_{c0} + \Delta\sigma_{pc}$

$$\sigma_c = \sigma_t - u_a + \sigma_{c0} + \Delta\sigma_{pc} + \sigma_{cap} + \chi(u_a - u_w) \quad (VI-12e)$$

En considérant les analyses précédentes des forces et contraintes microscopiques interparticulaires (Eqs. VI-12a et VI-12b), une expression pour la contrainte intergranulaire dans un sol non saturé peut être introduite comme suit :

$$\sigma' = \sigma_c = \sigma_t - u_a + \sigma_{c0} + \sigma'_s \quad (VI-13a)$$

Avec :
$$\sigma'_s = \Delta\sigma_{pc} + \sigma_{cap} + \chi(u_a - u_w) \quad (VI-13b)$$

où σ'_s est défini ici comme la "contrainte de succion" et est considéré comme la résultante des contraintes physicochimiques interparticulaires attribuables à la cimentation, à l'attraction de van der Waals, à la répulsion de la double couche, à la contrainte capillaire résultant de la tension superficielle et à la pression négative de l'eau interstitielle.

Comme décrit précédemment, chacune des composantes de la contrainte interparticulaire comprenant la contrainte de succion est une fonction de la teneur en eau, du degré de saturation ou de la succion matricielle.

Ainsi, la contrainte de succion est une fonction caractéristique du système sol-eau décrite par une "courbe caractéristique de la contrainte de succion" notée SSCC (Suction Stress Characteristic Curve) :

$$\sigma'_s = f(u_a - u_w) = f(S) = f(\theta) \quad (VI-13c)$$

La variation de la succion et de la contrainte de succion dans l'état non saturé peut être conceptuellement liée à des régimes de succion spécifiques, comme le montre la figure VI-9. La figure VI-9a montre une courbe caractéristique typique de l'eau du sol allant de la teneur en eau volumétrique saturée (θ_s) pour une succion matricielle nulle à la teneur en eau résiduelle (θ_r) à mesure que l'on s'approche de la limite supérieure de la succion matricielle. Les figures VI-9b et VI-9c représentent les courbes caractéristiques correspondantes de la contrainte de succion sous la forme $\sigma'_s(\theta)$ et $\sigma'_s(u_a - u_w)$, respectivement. Avec θ la teneur en eau volumique.

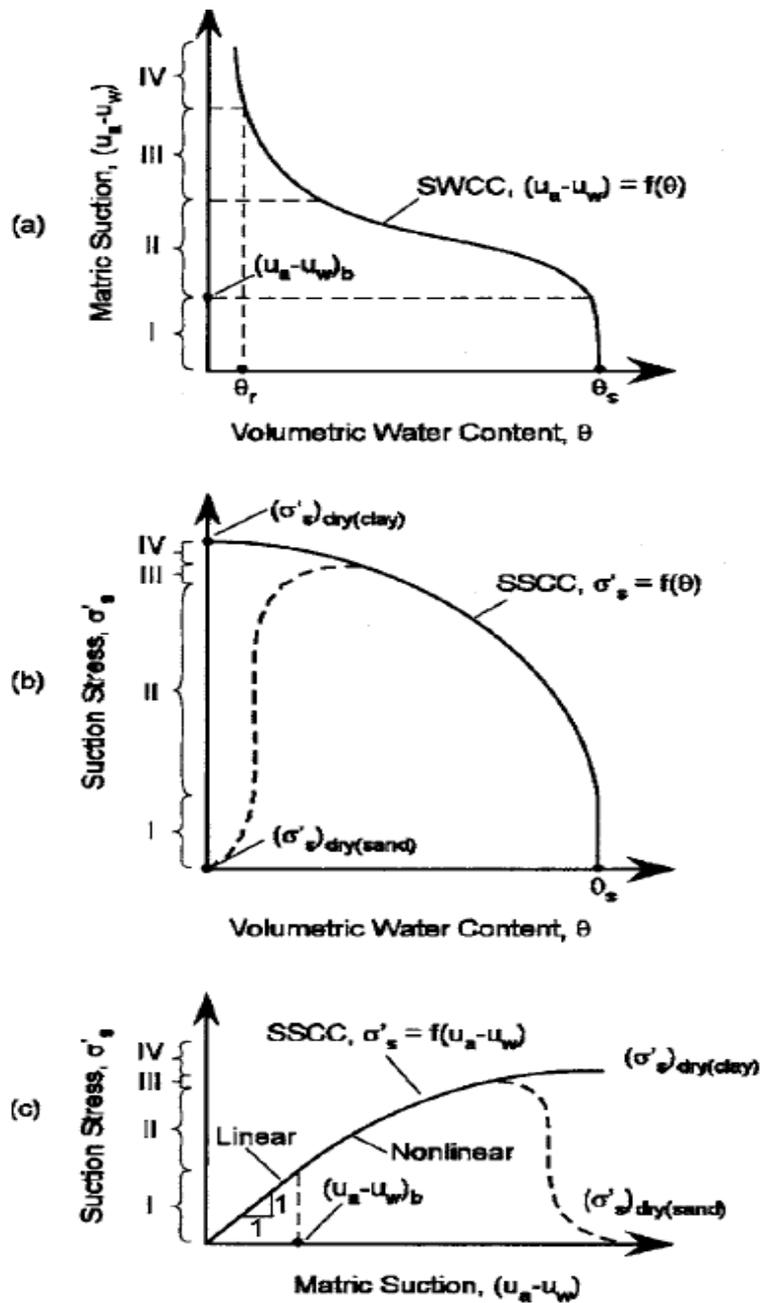


Figure VI.9 : Illustrations conceptuelles des régimes de comportement de : a) courbe caractéristique sol-eau, b) courbe caractéristique des contraintes de succion sous la forme $\sigma'_s(\theta)$, et c) courbe caractéristique de la contrainte de succion sous la forme $\sigma'_s(u_a - u_w)$ (Lu et Likos, 2006)

Pour définir la contrainte de succion, Lu et Likos, 2006 proposent une équation en fonction de la succion matricielle et du degré de saturation ou la teneur en eau. La forme générale décrite par l'équation est la suivante :

$$\begin{cases} \sigma^s = -(u_a - u_w) \text{ pour } (u_a - u_w) \geq 0 \\ \sigma^s = -S_{re}(u_a - u_w) \text{ pour } (u_a - u_w) \leq 0 \end{cases} \quad (VI-14a)$$

Avec :

$$S_{re} = \frac{Sr - Sr_r}{1 - Sr_r} \quad (VI-14b)$$

Où : S_{re} degré normalisé de saturation, Sr_r degré de saturation résiduelle, Sr degré de saturation.

Lu et al., 2010 ont utilisé le modèle de van Genuchten, (1980) pour décrire la variation du degré de saturation en fonction de la succion et proposent l'expression suivante pour la contrainte de succion :

$$\begin{cases} \sigma^s = u_w \text{ pour } (u_a - u_w) \leq 0 \\ \sigma^s = -(u_a - u_w) \{1 + [\alpha(u_a - u_w)]^n\}^{\frac{1-n}{n}} \text{ pour } (u_a - u_w) \geq 0 \end{cases} \quad (\text{VI-15})$$

Où : α paramètre de van Genuchten relié à la pression d'entrée d'air, n coefficient adimensionnel relié à la distribution des tailles des pores avec $n \geq 1$. Ces deux paramètres sont obtenus par ajustement de la courbe de rétention mesurée par les différentes méthodes décrites dans le chapitre V.

VI.2.4 . Modèles élastoplastiques en contrainte effective généralisée

Dès le début des années 1990, plusieurs chercheurs ont montré que des déformations irréversibles, telles que l'effondrement, pouvaient être décrites correctement avec un concept de contrainte effective généralisée associé à une loi de comportement élastoplastique intégrant la définition d'une surface de charge fonction de la succion (Kohgo et al, 1993; Taibi, 1994,2007, Modaressi et Abou-Bekr, 1994 ; Loret et Khalili, 2000; Lu et Likos, 2006 ; Hicher et Chang, 2007 ; Scholtès et al., 2009 ; Lu et al., 2010 ; Wan et al., 2014 ; Zhou et al. 2016). Ces travaux montrent par ailleurs que le concept de contrainte effective généralisée aux sols non saturés, reste un moyen efficace pour décrire qualitativement et quantitativement le comportement mécanique unifié des sols avec un passage du domaine saturé au non saturé et réciproquement. Dans ce qui suit, on présente quelques exemples :

VI.2.4.1 . Modèle de Loret et Khalili

Dans Loret et Khalili, 2000 et Loret et Khalili, 2002, les auteurs basent leur approche sur la formulation de Bishop de la contrainte effective (Eq.VI-3).

En exploitant différents résultats publiés dans la littérature, Khalili et Khabbaz, 1998 établissent une nouvelle formule de χ en fonction de la succion d'entrée d'air S_e :

$$\chi = \begin{cases} 1 & \text{pour } S \leq S_e \\ \left(\frac{S_e}{S}\right)^{0.55} & \text{pour } S \geq S_e \end{cases} \quad 0 \leq \chi \leq 1 \quad (\text{VI-16})$$

Ainsi ils définissent une pression interstitielle équivalente comme suite :

$$\forall S \geq 0 \Rightarrow \pi_{eq} = S\chi - u_a. \quad (\text{VI-17})$$

Le modèle est basé sur la théorie d'homogénéisation des milieux polyphasiques, et adopte le modèle de Cam Clay modifié pour formuler les différentes équations du modèle.

- *La déformation volumique élastique :*

$$d\varepsilon_v^e = -\kappa_0 \frac{d(\sigma + \pi_{eq})}{(\sigma + \pi_{eq})} \quad (VI-18)$$

- *La déformation volumique plastique :*

$$d\varepsilon_v^e = -(\lambda_0 - \kappa_0) \frac{d(\sigma + \pi_{eq})}{(\sigma + \pi_{eq})} \quad (VI-19)$$

Le modèle considère la même évolution de la contrainte de préconsolidation lorsque le sol passe d'un état saturé à non saturé, ce qui se traduit par une évolution de la surface de charge (donc de l'écroutissage) et procure ainsi une augmentation du domaine élastique. L'évolution de la contrainte de préconsolidation s'exprime par l'équation de la courbe LC (*Loading Collapse*) (voir modèle d'Alonso et al., 1990, cf. V.3.3).

- *Déformation au cisaillement :*

$$d\varepsilon_s^e = \frac{dq}{3G} \quad (VI-20)$$

- *La forme analytique de la surface de charge est donnée comme suite :*

$$f = \begin{cases} \frac{q^2}{M^2(\sigma + \pi_{eq})} + (\sigma + \pi_{eq}) - \frac{2}{r} P_s^* & \text{pour } (\sigma + \pi_{eq}) \leq \frac{P_s^*}{r}, \\ (r-1)^2 \frac{q^2}{M^2(\sigma + \pi_{eq})} + (\sigma + \pi_{eq}) - \frac{2}{r} P_s^* + \left(\frac{2}{r} - 1\right) \frac{P_s^{*2}}{(\sigma + \pi_{eq})} & \text{pour } (\sigma + \pi_{eq}) \geq \frac{P_s^*}{r} \end{cases} \quad (VI-21)$$

r est un paramètre égale à 1.6 ou 2 dans le cas du modèle Cam Clay modifié, et il est indépendant de la succion.

- *Règle d'écoulement plastique*

Comme f a deux expressions différentes en fonction de la valeur de P_s^*/r , la loi d'écoulement est définie par deux expressions :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d\varepsilon_s^p}{d\varepsilon_v^p} = \frac{\frac{2q}{M^2(\sigma+\pi_{eq})}}{1 - \frac{q^2}{M^2(\sigma+\pi_{eq})^2}} \quad \text{pour } (\sigma+\pi_{eq}) < \frac{P_s^*}{r} \\ \frac{d\varepsilon_s^p}{d\varepsilon_v^p} = \frac{\frac{2q}{M^2(\sigma+\pi_{eq})}(r-1)^2}{1 - \frac{(r-1)^2 q^2}{M^2(\sigma+\pi_{eq})^2} - \left(\frac{2}{r}-1\right) \frac{p^2}{(\sigma+\pi_{eq})^2}} \quad \text{pour } (\sigma+\pi_{eq}) > \frac{P_s^*}{r} \end{array} \right. \quad (\text{VI-22})$$

VI.2.4.2 . Modèle de Modaressi et Abou-Bekr

Dans [Modaressi et Abou-Bekr, 1994](#), [Abou-Bekr, 1995](#) ; les auteurs proposent de définir un tenseur de contrainte capillaire en fonction de la succion ainsi que la densité et la granulométrie du matériau. Cette fonction est déduite du modèle microstructural de [Taibi \(1994\)](#) (cf. Eqs V.6a et 6b). Elle permet notamment :

- D'assurer la continuité entre le domaine saturé et non saturé ;
- De montrer un palier de valeur maximale pour des valeurs élevées de pression capillaire.

L'expression de la fonction π_{eq} :

$$\pi_{eq} = \pi_{eq}^{\max} \operatorname{th}\left(\frac{S}{\pi_{eq}^{\max}}\right) \quad (\text{VI-23})$$

π_{eq}^{\max} Caractérise le palier de la succion maximale et « th » représente la fonction tangente hyperbolique. L'influence de la densité et la granulométrie sur la succion est prise en compte dans le paramètre π_{eq}^{\max} qui s'écrit sous la forme suivante, déduite du modèle microstructural de [Taibi, 1994](#) :

$$\pi_{eq}^{\max} = \frac{2 \cdot \pi \cdot T_s}{K(e) \cdot \omega} \quad (\text{VI-24})$$

Où T_s est la tension superficielle à l'interface eau air, et le terme $\pi=3.141$, ω et souvent pris égale à D_{10} , $K(e)$ est une fonction d'interpolation pour les arrangements irréguliers de sphères donnée par la relation (VI-7):

Selon le modèle microstructural de [Taibi, \(1994\)](#), D_{10} est le paramètre représentatif de ω . Des résultats récents sur le sable de Perafita montrent qu'en présence d'une quantité importante de fines, le paramètre ω peut être inférieur à D_{10} (rapport de 1/20).

Le modèle proposé par **Abou-Bekr, (1995)** est l'extension aux sols non saturés du modèle multi mécanismes de **Hujeux (1985)**. Le modèle est basé sur la décomposition des phénomènes irréversibles en plusieurs mécanismes élémentaires notés (i) couplés entre eux : mécanisme isotrope et trois mécanismes déviatoriques qui permettent de prendre en compte les anisotropies initiales et induites. Chaque mécanisme déviatorique est relié à un plan qui a sa propre variable d'écrouissage correspondant à la distorsion sur ce plan, et son critère de rupture de type Coulomb avec la fonction de charge de Cam-Clay. Ce modèle est essentiellement régi par l'influence de la succion sur l'indice des vides. Ainsi les variations de la succion font évoluer la pression de consolidation (pression critique). Ceci est explicitement pris en compte dans le mécanisme isotrope. En terme de plasticité, ceci est équivalent à une expansion du domaine élastique pris en compte par l'introduction d'une sorte de cohésion isotrope résultant de l'augmentation de la pression de consolidation due aux forces capillaires.

La fonction de charge isotrope est :

$$f_i = |P^i| + dP_{cri}^{ns} . r_i \quad (VI-25)$$

$$P_{cri}^{ns} = P_{cri} - R(S) \quad (VI-26)$$

$$P_{cri} = P_{cri}^0 \exp(-\beta \varepsilon_v^p) \quad (VI-27)$$

$$d\varepsilon_v^p = \frac{1}{\beta} \frac{dp^i}{p^i} \quad (VI-28)$$

$$P^i = P - \pi_{eq} \quad (VI-29)$$

P^i : la pression moyenne effective.

P_{cri}^{ns} : Pression critique dans le domaine non saturé.

P_{cri} : Pression critique dans le domaine saturé, qui représente la pression de préconsolidation, à un coefficient de proportionnalité près.

P_{cri}^0 : Pression critique à l'état initial.

β : Compressibilité plastique.

r_i : Le degré de mobilisation du mécanisme « i » variant d'une valeur minimale déterminant le domaine élastique à l'unité correspondant à la plasticité parfaite. Son évolution est gérée par la variation de la déformation volumique plastique.

$R(S)$: Une fonction de la succion pour contrôler l'étendue du domaine élastique $= k' \cdot \pi_{eq}$, où k' est un paramètre intrinsèque du matériau. [Abou-Bekr \(1995\)](#) affirme que cette fonction doit avoir des améliorations.

d : un paramètre mesurant la distance entre la droite d'état critique et la droite de consolidation isotrope normalement consolidée pour un sol saturé (Figure VI-10).

D'après les résultats expérimentaux, lors d'un essai de drainage humidification (plan $[\log S, e]$), la courbe tend vers un palier horizontal lorsque la succion dépasse la succion de retrait (S_{SL}). Ceci correspond à l'asymptote de la fonction π_{eq} .

Dès que la succion atteint la valeur de S_{SL} :

- Le matériau est considéré non saturé,
- L'auteur utilise la définition généralisée de la contrainte affective et l'expression de la fonction de charge isotrope.

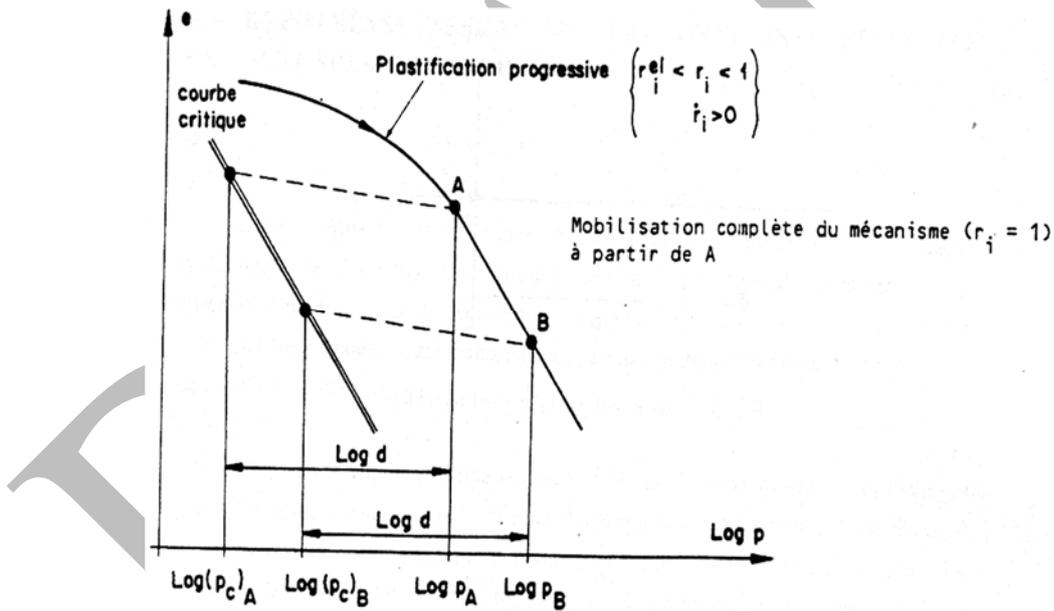


Figure VI.10 : Mécanisme isotrope définition de paramètre d ([Hajal, 1984](#)).

- Déformation élastique

$$d\varepsilon_v^e = \frac{dP}{K(P')} \quad (\text{VI-30})$$

- Déformations déviatoires élastiques

$$d\varepsilon_s^e = \frac{dq}{3G(P')} \quad (\text{VI-31})$$

$$K(p') = K_i \cdot p_{ref} \cdot \left(\frac{p'}{p_{ref}} \right)^n \quad \text{et} \quad G(p') = G_i \cdot p_{ref} \cdot \left(\frac{p'}{p_{ref}} \right)^n \quad (\text{VI-32})$$

K_i et G_i étant les modules à la pression de référence p_{ref} et n l'exposant élastique variant entre 0 et 1 suivant la nature du matériau.

- *Déformation plastique*

L'évolution de la déformation volumique plastique se fait selon la loi de dilataance de [Roscoe \(1958\)](#) :

$$\text{Mécanisme isotrope} \quad d\varepsilon_{vi}^p = d\xi_i \left(\frac{q_i}{p'_i} + \sin \psi \right) \quad (\text{VI-33})$$

Où ψ représente l'angle de dilataance, ξ_i est le multiplicateur plastique correspondant au mécanisme i .

L'autre mécanisme de plasticité est la surface de charge de Cam-Clay, dans laquelle la notion de la mobilisation du mécanisme et la pression critique modifiée ont été introduites :

$$f_i = q' + M p' \left(1 - b \cdot \ln \frac{p'}{p_{cri}^{ns}} \right) r_i \quad (\text{VI-34})$$

q' ; est la contrainte effective déviatorique donnée par $\sqrt{3j_2(\sigma')}$ ou $j_2(\sigma')$ est le deuxième invariant du tenseur déviateur des contraintes effectives,

$M = 6 \sin \phi / (3 - \sin \phi)$, où ϕ est l'angle de frottement intrinsèque du matériau, et qui est supposé constant pendant la non saturation. La variation de l'angle de frottement apparente est due à la non saturation est pris en compte par p_{cri}^{ns} qui couple les deux mécanismes (déviatorique et isotrope).

r_k : Le degré de mobilisation du cisaillement définissant le rapport entre le cisaillement mobilisé par le mécanisme et le maximum du cisaillement mobilisable.

b : est un paramètre qui définit la forme de la surface de charge ($b=0$ correspond au critère Mohr-Coulomb, tandis que $b=1$ est celui de Cam-Clay).

La figure VI-11 présente les surfaces de charge dans les cas saturés ou sec ainsi que le cas non saturé.

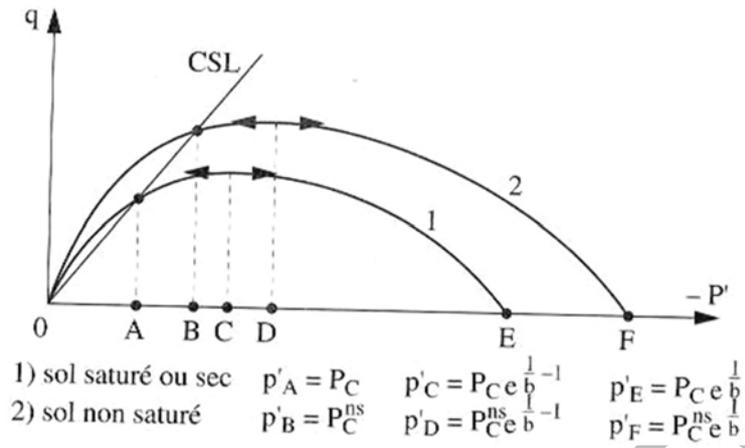


Figure VI.11 : Surface de charge du mécanisme déviatoire ($P_C^{ns} = P_{cri}^{ns}$) (Abou-Bekr, 1995)

VI.3 . APPROCHES BASEES SUR DEUX VARIABLES DE CONTRAINTE

VI.3.1 . Concept de surface d'état

Une autre approche de la modélisation du comportement des sols non saturés est basée sur le concept de surface d'état, introduit par Matyas et Radhakrishna, 1968. La surface d'état peut être définie comme le lieu des points représentant tous les états possibles de l'évolution d'une variable de déformation (indice des vides ou degré de saturation), en fonction de deux variables d'état de contrainte (la succion et la contrainte nette) dans l'espace. Une surface d'état pour l'indice des vides aura la forme : $e=f((\sigma - u_a), S)$

Un exemple de surface d'état est donné sur la figure VI-12. L'allure de la surface montre, en comparant le chemin de consolidation du sol élastique saturé (1) à celui à succion non nulle constante (2) dont la pente ($e/(\sigma - u_a)$) est plus faible, que la compressibilité diminue quand la valeur de la succion augmente, c'est-à-dire quand le sol est plus sec.

Le chemin (3), à contrainte constante avec diminution de la succion, correspond à une humidification sous charge constante, la figure présente un cas d'effondrement.

Le chemin (4) caractérise une humidification sous contrainte nulle, qui se produit avec une augmentation de l'indice des vides et représente un léger gonflement, que l'on peut relier au desserrement produit par le relâchement de l'attraction exercée entre les particules du sol du fait de la diminution de la succion. Ce léger gonflement se produit également pour des contraintes faibles.

Le chemin (5) est obtenu quand le relâchement de la succion se fait à volume constant et son intersection avec le plan $(\sigma - u_a, e)$ donne la valeur de contrainte de gonflement dans ces conditions. En dessous de cette valeur, l'humidification sous charge constante engendre un gonflement (cf. chemin 4) : au-dessus, il engendre une diminution de volume d'effondrement (cf. chemin 3).

Un essai de compressibilité classique de sol compacté (chemin 6) suffisamment sec se fait pour une valeur de la succion S qui reste positive, sans expulsion d'eau, à teneur en eau constante, avec augmentation du degré de saturation et diminution de la succion.

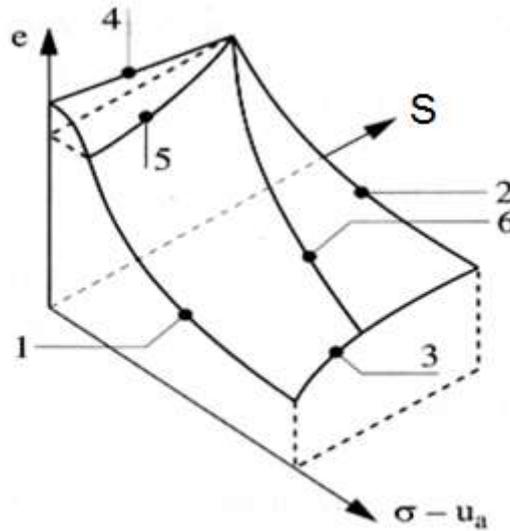


Figure VI.12 : Surface d'état dans l'espace $[e ; \sigma - u_a ; S]$ Matyas et Radhakrishna, 1968.

Matyas et Radhakrishna, 1968 établissent également l'existence d'une surface caractéristique du degré de saturation telle que $e = g((\sigma - u_a), S_r)$

L'existence de la surface d'état est cependant liée à des conditions restrictives de variations monotones de la succion ; ce qui limite les chemins $(\sigma - u_a, u_a - u_w)$ possibles.

En pratique, les modèles élastiques les plus utilisés sont ceux faisant intervenir le concept de surface d'état, qui permettent d'introduire aisément les aspects non linéaires du comportement des sols non saturés. Le code de calcul UDAM basé sur ces concepts a été utilisé pour l'estimation de l'évolution des pressions interstitielles dans les barrages en remblais (Nanda et al., 1990).

Fredlund, 1985 donne les premières expressions de surfaces d'état en indice des vides et en teneur en eau :

$$e = e_o - C_t \log (\sigma - u_a) - C_m \log (S) \quad \text{(VI-35)}$$

$$w = w_o - D_t \log (\sigma - u_a) - D_m \log (S) \quad \text{(VI-36)}$$

Dans ces relations, l'indice (o) indique les valeurs initiales tandis que C_t, C_m sont des paramètres caractérisant la déformabilité et D_t, D_m sont des paramètres hydriques.

Cette relation convient bien pour décrire l'évolution monotone de compressions ne comportant pas d'effondrement, la relation reste applicable dans le domaine élastique de déchargement.

La proposition de [Lloret et Alonso, 1985](#) permet de prendre en compte les phénomènes de gonflement et d'effondrement en introduisant des coefficients de couplage contrainte succion (d et d') :

$$e = a + b \log(\sigma - u_a) + c \log(S) + d \log(\sigma - u_a) \log(S) \quad (\text{VI-37})$$

$$w = w_o + b' \log(\sigma - u_a) + c' \log(S) + d' \log(\sigma - u_a) \log(S) \quad (\text{VI-38})$$

où : a , b , c , d sont des paramètres mécaniques et b' , c' et d' sont des paramètres hydriques.

VI.3.2 . Approche en variables d'états indépendantes

La notion de surface d'état fournit un outil pour décrire la variation de volume d'un sol non saturé en fonction des contraintes et de la succion de façon simple et indépendante. Ce raisonnement a conduit de nombreux chercheurs à adopter des approches en variables d'état indépendantes ([Bishop et Blight, 1963](#) ; [Burland, 1964](#) ; ...).

Cette évolution fut renforcée à partir de 1977 lorsque [Fredlund et Morgenstern, 1977](#) démontrèrent que, parmi les trois variables $(\sigma - u_a)$, $(\sigma - u_w)$ et (S) , n'importe quelle paire convient pour décrire le comportement des sols non saturés. Les deux variables les plus utilisées actuellement sont la contrainte totale nette $(\sigma - u_a)$ et la succion (S) .

Parmi les lois élastoplastiques proposées, il semble que les modèles d'[Alonso et al., 1990](#) soient les plus intéressants. Leur version originale (modèle LC) est conçue pour tenir compte du comportement au niveau de la macrostructure.

L'approche des variables indépendantes a été adoptée par de nombreux chercheurs, par exemple : ([Coleman, 1962](#) ; [Matyas et Radhakrishna, 1968](#) ; [Fredlund et Morgenstern, 1977](#) ; [Fredlund et al., 1978](#) ; [Lloret et Alonso, 1985](#) ; [Alonso et al., 1990](#) ; [Geiser et al., 2000](#)).

VI.3.3 Modèle élastoplastique de Barcelone

Le modèle de Barcelone BBM (Barcelona Basic Model), présenté par [Alonso et al., 1987](#) et [Alonso et al., 1990](#), basé sur l'approche en variables d'états indépendantes, est une extension au cas non saturé du modèle de Cam-Clay modifié, développé à l'université de Cambridge pour les sols argileux saturés. Il permet de rendre compte d'un nombre important de phénomènes spécifiques aux sols non saturés :

- La contrainte de préconsolidation et la rigidité du sol augmentent avec la succion.
- Après effondrement, le sol saturé se trouve dans un état normalement consolidé.
- La résistance au cisaillement augmente avec la succion.
- L'existence d'une droite d'état critique à succion constante.

Du point de vue volumique, ces aspects sont pris en compte par le modèle de Barcelone de la façon indiquée sur la figure VI-13a qui représente les variations du volume spécifique $v=(1+e)$ en fonction du logarithme de la contrainte nette. Si l'on présente également des essais dans un plan succion contrainte, on observe que le lieu des pressions de préconsolidation a la forme particulière indiquée sur la figure VI-13b, compatible avec l'augmentation de la pression de préconsolidation et avec la succion : c'est la *courbe LC (Loading Collapse)*. Comme elle représente la limite d'une zone élastique et le lieu à partir duquel se développe une déformation plastique, la courbe *LC* est en fait une surface de charge.

A l'état saturé, c'est à dire sur l'axe des abscisses ($S=0$), qui coupe la courbe *LC* au point (P_0^*), on retrouve le comportement classique des sols saturés, caractérisé par un écrouissage des contraintes. Cet écrouissage est défini par l'augmentation de la pression de préconsolidation P_0^* , pour tout chargement normalement consolidé à des valeurs supérieurs à P_0^* .

L'expérience montre que ce déplacement de P_0^* entraîne l'ensemble de la courbe *LC*. Ce qui veut dire qu'un chargement plastique réalisé à une valeur donnée de succion (y compris zéro), affecte la réponse volumique à succion contrôlée.

Le modèle est tel que, pour un déplacement donné de la courbe *LC*, la déformation volumique plastique, qui constitue le paramètre d'écrouissage, est définie par la déformation engendrée à l'état saturé ($S=0$) par le déplacement de P_0^* .

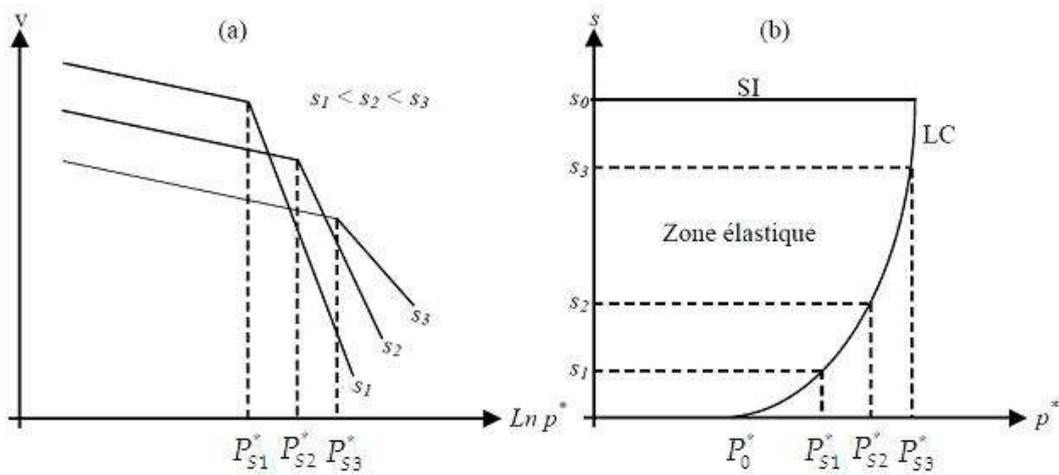


Figure VI.13 : Description de la réponse volumique par le modèle de Barcelone (Alonso et al., 1990)

D'autres aspects importants du comportement, intégrés dans le modèle, sont décrits ci-dessous :

- Aspect 1 : Lors d'une humidification, le sol gonfle sous faible contrainte et s'effondre sous forte contrainte.
- Aspect 2 : Un cycle de succion ayant engendré des déformations irréversibles augmente la pression de consolidation.

Le premier aspect est modélisé par l'utilisation d'une surface de charge en succion appelée *SI* (*Succion Increase*), également représentée sur la figure VI-13b, il s'agit d'une ligne horizontale, placée à la plus haute succion connue par le sol.

L'ensemble des deux surfaces *SI* et *LC* délimite une zone élastique, ce qui exprime que dans cette zone, les réponses aux cycles de contraintes et de succions sont réversibles. Les réponses aux cycles de contraintes (chemin horizontal) sont classiques et correspondent à la réponse en zone surconsolidée. Sous des cycles de succion (chemin vertical), le modèle montre que le sol se contracte quand la succion est augmentée, et gonfle quand elle est réduite.

La courbe *LC* peut être mobilisée par des chemins verticaux descendants, à des niveaux de contrainte supérieurs à P_0^* . Ceci correspond à une diminution de succion par humidification. Partant d'un point donné sous une succion S_1 et une contrainte $P_1^* > P_0^*$ (Point A sur la figure VI-14) la réduction de la succion dans la zone élastique engendre tout d'abord un gonflement élastique. Quand le chemin vertical descendant atteint la courbe *LC*, il la déplace vers le droite, pour que l'intersection de *LC* avec l'axe des abscisses soit finalement située au point P_1^* , qui est la nouvelle valeur de la contrainte de préconsolidation P_1^* . Cette diminution de volume, définie par le déplacement de *LC* depuis P_0^*

jusqu'à p_1^* (LC_f), correspond à un effondrement sous humidification. Elle est égale à celle que l'on aurait obtenue en comprimant le sol saturé ($S=0$) de P_0^* à P_1^* . Le modèle reproduit donc bien le premier aspect du comportement.

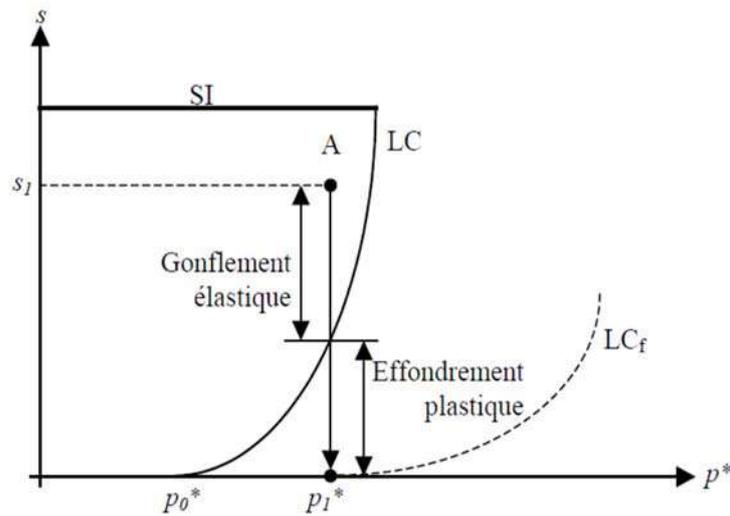


Figure VI.14: Effondrement représenté par le modèle BBM (Alonso et al., 1990).

Le deuxième aspect est pris en compte en considérant le couplage entre SI et LC . On admet qu'un déplacement de SI déplacera, par couplage, LC vers la droite (chemin II, Figure VI-15). Ainsi lors d'un cycle de succion au-dessus de la valeur maximale connue, on verra la pression de préconsolidation augmenter : en d'autres termes, l'écroutissage en succion entraîne un écroutissage couplé en contrainte. En revanche, l'accroissement de contrainte sous succion constante (Chemin I, Figure VI-15), se traduit par un déplacement de la courbe LC vers la droite correspondant à l'élargissement de la zone élastique sans le déplacement de la courbe SI .

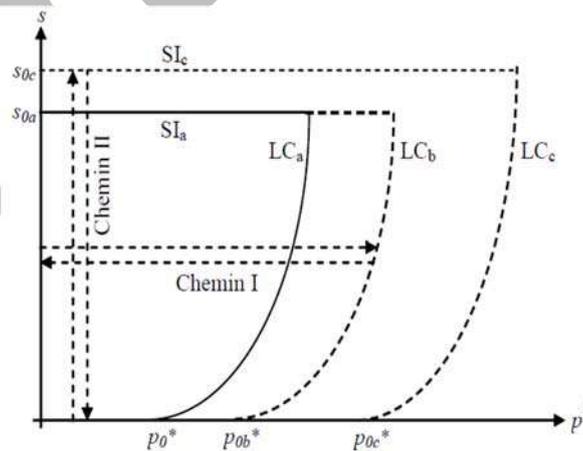


Figure VI.15 : Couplage entre LC et SI (Alonso et al., 1990).

Le modèle est complété dans l'espace triaxial en considérant le modèle Cam-Clay modifié, dans un espace q , p^* et S (Figure VI-16), ce qui permet d'intégrer les aspects relatifs au comportement déviatorique.

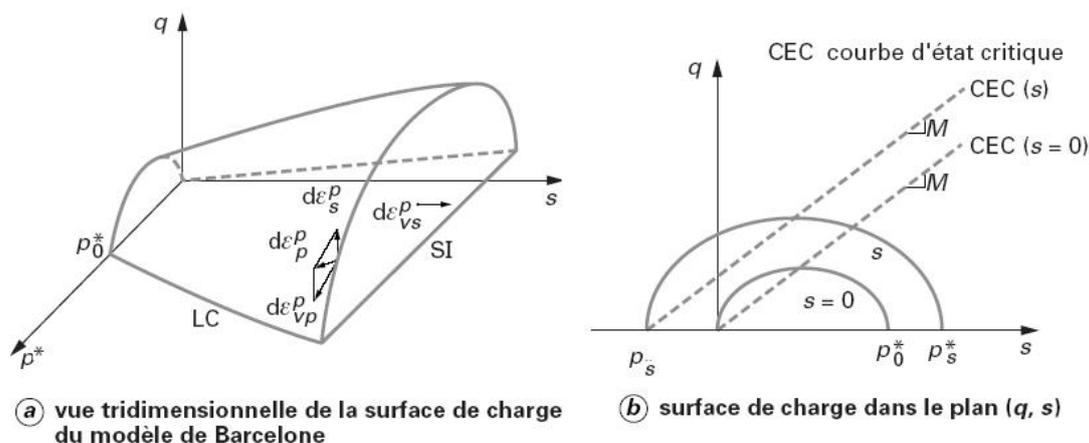


Figure VI.16 : Modèle de Barcelone dans l'espace des contraintes triaxiales q, P^*, S (Alonso et al., 1990)

L'écroutissement volumique entraîne un agrandissement de l'ellipse représenté en plan sur la figure VI-16b, ce qui illustre l'augmentation de la résistance au cisaillement avec la succion. La formulation mathématique du modèle est donnée comme suite :

- Déformation élastique sous les effets de contrainte et de succion :

Déformation volumique :

$$d\varepsilon_v^e = -\frac{\kappa_0}{v_0} \frac{dP^*}{P^*} - \frac{\kappa_s}{v_0} \frac{dS}{(S + P_{atm})}. \quad (VI-39)$$

- Déformation au cisaillement :

$$d\varepsilon_s^e = \frac{dq}{3G} \quad (VI-40)$$

- Expression de la surface de charge elliptique, paramètre par la succion :

$$FI = q^2 - M^2 (P^* + P_s) (P^*_0 - P_s^*) \quad (VI-41)$$

Avec :

M : pente de la projection de la courbe d'état critique sur le plan ($s : q$) (figure VI.16b), κ_0 : coefficient de gonflement (élastique), κ_s : coefficient de gonflement (élastique) sous diminution de succion, G : module de cisaillement élastique.

Alonso et al., 1990 considèrent que la succion n'a pas d'influence sur la pente M . Cette dernière est liée directement à l'angle de frottement interne φ . Ils considèrent également que la résistance en extension triaxiale P_s varie linéairement avec la succion :

$$P_s = k \cdot S \quad (\text{VI-42})$$

où k est un paramètre constant du modèle, qui contrôle l'augmentation de la cohésion apparente avec la succion. La résistance en extension triaxiale P_s est liée aussi à la cohésion et l'angle de frottement interne φ , par la relation :

$$P_s = \frac{C}{\text{tg}\varphi_c} \quad (\text{VI-43})$$

Expression de la courbe LC :

$$P_s^* = P^c \left[\frac{P_0^*}{P^c} \right]^{\frac{\lambda_0 - \kappa_0}{\lambda_s - \kappa_0}} \quad (\text{VI-44})$$

Remarque : l'équation (VI.44) représente une droite verticale dans le plan (P^, S) , lorsque $P^c = P_0^*$. Cela implique que la succion n'a pas d'effet sur la pression de préconsolidation. L'existence de cette droite n'a jamais été vérifiée expérimentalement. Enfin, il n'est pas possible de déterminer directement la valeur de P^c par voie expérimentale. Une analyse est toujours nécessaire, car la courbe LC est fortement influencée par la valeur de P^c .*

Wheeler et al., 2003 ont proposé une méthode simple et précise pour identifier la valeur de P^c . Elle consiste à tracer les courbes de compression normale isotrope pour différentes valeurs de succion dans le plan $(v + \kappa_s \ln((S + P_{atm})/P_{atm}), P^*)$ (Figure VI-17). Si le comportement de sol suit le modèle BBM, les courbes doivent se croiser en un seul point qui permet d'identifier la valeur de P^c . Toutefois, il faut que la valeur de P^c soit significativement inférieure à la plus petite valeur probablement prise par le paramètre P_0^* dans une application donnée.

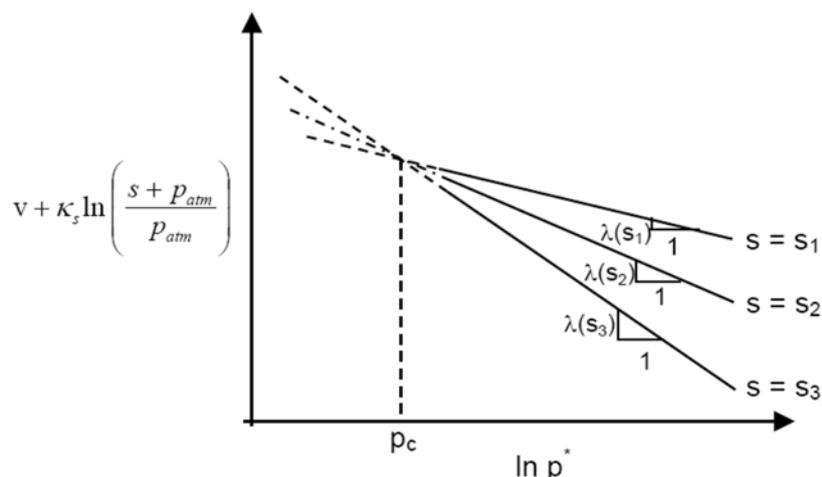


Figure VI.17 : Procédure proposée par Wheeler et al., (2003) pour déterminer P_c

Le coefficient de la compressibilité plastique (λ_s) varie en fonction de la succion suivant la fonction suivante :

$$\lambda_s = \lambda_0[(1 - r) \exp(-\beta \cdot S) + r] \quad (\text{VI-45})$$

avec :

λ_0 : coefficient de compression plastique à succion nulle ; r est un paramètre égal au rapport $\lambda_{(s \rightarrow \infty)}/\lambda_0$ et β un paramètre qui contrôle le taux d'augmentation de la raideur du sol avec la succion.

Cette relation asymptotique (Eq.VI-45) indique comment la rigidité du sol augmente avec la succion : la compressibilité du sol diminue lorsque la succion augmente, mais elle ne diminue pas de façon indéfinie, ce qui est observé dans la pratique.

- Surface de charge SI :

$$F_2 = S - S_0 \quad (\text{VI-46})$$

Avec S_0 limite élastique en succion.

- Règle d'écoulement non associée :

$$\frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_s^p} = \frac{M^2(2P^* + P_s - P_0^*)}{2q\alpha} \quad (\text{VI-47})$$

$d\varepsilon_v^p$ et $d\varepsilon_s^p$: Respectivement les incréments de déformations plastiques volumétriques et de cisaillement. [Alonso et al.,1990](#) suggèrent de déterminer le coefficient α de telle sorte que la règle d'écoulement conduise à une déformation latérale nulle pour un état de contrainte défini par le

coefficient de pression des terres au repos K_0 donné par la formule de Jaky : $K_0 = 1 - \sin\phi = (6 - 2M)/(6 + M)$. On obtient :

$$\alpha = \frac{M(9 - M)(3 - M)}{9(6 - M)} \frac{\lambda_0}{\lambda_0 - \kappa_0} \quad (\text{VI-48})$$

Ce paramètre α , permet en effet de mieux représenter le comportement du sol saturé.

Lois d'écroûssages :

- *Loi d'écroûssage en chargement :*

$$\frac{dP_0^*}{P_0^*} = \frac{v}{\lambda_0 - \kappa_0} d\varepsilon_v^p \quad (\text{VI-49})$$

- *Loi d'écroûssage en succion :*

$$\frac{dS_0}{(S_0 + P_{atm})} = \frac{v}{\lambda_s - \kappa_s} d\varepsilon_{vs}^p \quad (\text{VI-50})$$

Avec $d\varepsilon_v^p$: déformation volumique plastique totale définie par :

$$d\varepsilon_v^p = d\varepsilon_{vp}^p + d\varepsilon_{vs}^p \quad (\text{VI-51})$$

On observe qu'avec les deux lois d'écroûssage ainsi définies, un déplacement de *SI* définie par $S > 0$, correspond à une déformation volumique totale $d\varepsilon_{vs}^p > 0$.

Cet apport à la déformation volumique totale $d\varepsilon_v^p$ va produire une augmentation de dp_0^* qui correspond à un déplacement de la courbe *LC*. C'est ainsi qu'est réalisé mathématiquement le couplage défini par la figure VI-17. Pour obtenir la relation incrémentale contrainte-déformation, il suffit d'appliquer les conditions de consistance.

$$dF_1 = 0 \text{ et } dF_2 = 0 \quad (\text{VI-52})$$

Ce modèle permet de décrire correctement la plupart des phénomènes observés sur les sols non saturés. Il s'agit notamment de l'effondrement sous charge, de l'augmentation de la pression de préconsolidation avec la succion, et de la dépendance du résultat d'un essai vis-à-vis du chemin de contrainte.

Certaines limites peuvent cependant être décelées dans ce modèle, en plus du cas particulier des sols fortement expansifs. L'effondrement n'augmente pas indéfiniment avec la charge verticale, la pente λ_s varie de manière monotone alors que certains auteurs mettent en évidence des comportements plus complexes. De plus, le gonflement irréversible n'est pas pris en compte, de même que l'augmentation de la compressibilité du sol associée au gonflement. Aucune indication de l'effet de la densité sur les contraintes de gonflement n'est donnée dans le modèle de Barcelone (BBM), et les effets à long terme ou osmotiques ne sont pas pris en compte dans ce modèle. Enfin, ce modèle ne prend pas en considération le cas des sols saturés à succion non nulle.

Plusieurs autres lois ont été développées dans le même cadre des variables d'état indépendantes en faisant appel à la notion d'état critique. Certaines modifications mineures ont été apportées au modèle BBM, en vue d'adapter les résultats des modèles aux observations expérimentales.

VI.4 . APPROCHES THERMODYNAMIQUES - MODELE DE COUSSY ET DANGLA

À l'échelle macroscopique, la thermodynamique offre un outil puissant pour cerner ce concept. La thermodynamique des processus réversibles ou irréversibles fournit des relations générales d'un intérêt majeur. Mais, compte tenu du fait qu'en général les milieux poreux, comme les roches, sont des systèmes non homogènes, une approche microscopique est nécessaire pour analyser les propriétés mécaniques à partir d'une description des phénomènes à petite échelle. L'approche microscopique est complémentaire de l'approche macroscopique thermodynamique, elle conduit au calcul des propriétés effectives du milieu. Les propriétés effectives déduites de l'analyse à l'échelle microscopique peuvent être combinées aux relations issues de la thermodynamique pour interpréter les effets de la pression des pores et les effets d'échelle. Plusieurs auteurs ont utilisé l'approche thermodynamique comme (Hassanizadeh et Gray, 1990 ; Gray et Schrefler, 2001 ; Coussy et Dangla, 2002 ; Nuth et Laloui, 2008 ; Borja et Koliji, 2009 ; Nikooee et al., 2013) pour montrer que le couplage hydromécanique, l'effet d'hystérésis hydraulique sur la contrainte effective et l'énergie interfaciale en tant qu'effets de liaison devraient être incorporés dans l'expression de la contrainte effective.

On résume ci-après les résultats obtenus par Coussy et Dangla, 2002.

Dans l'hypothèse où le sol non saturé est considéré comme un matériau poroélastique, autrement dit, le constituant solide à un comportement élastique réversible, la contrainte capillaire équivalente est présentée sous la forme :

$$\pi_{eq} = S_r u_g + S_r u_w - U(S_r, T) \quad (VI-53)$$

$$S_r = 1 - S_r \quad (VI-54)$$

$S = u_g - u_w =$ succion capillaire

$U(S_r, T)$: Energie libre qu'emmagasinent les interfaces (solide-liquide ; solide-gaz et liquide-gaz) rapportée à l'unité de volume de l'espace poreux ($n_0, d\Omega$) dans lequel se localisent physiquement ces interfaces. (n_0 : porosité initiale ; $d\Omega$: élément infinitésimal de volume).

$$U(S_r, T) = \int_{S_r}^1 S(s_{rp}, T) ds_{rp} \quad (\text{VI-55})$$

$S(s_{rp}, T)$: Courbe de pression capillaire (pression capillaire- degré de saturation) en transformation non isotherme, qui est en fonction de l'entropie spécifique « s_{rp} » et la température T. La figure VI-18 définit la fonction $U(S_r, T)$.

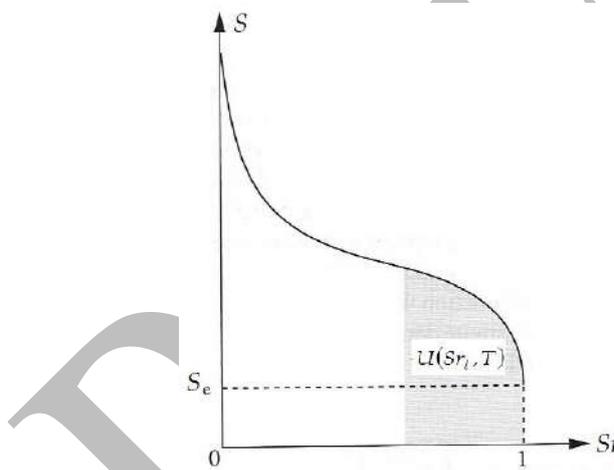


Figure VI-18 : Courbe de pression capillaire $S(s_{rp}, T)$ et énergie des interfaces $U(S_r, T)$ (Coussy et Dangla, 2002).

- Comportement volumique sur des chemins isotropes

Les variables pertinentes pour décrire tous les trajets de chargement isotrope possibles sont définis par la pression moyenne nette $P^* = (\sigma - p_g)$, la pression capillaire S, et la contrainte moyenne totale

$$\sigma = \frac{1}{3} \sigma_{ii} .$$

Lorsque le sol est saturé, la variation de volume, exprimée en indice des vides, s'écrit :

Chemin NC (Normalement consolidé) : $de = \lambda_0 \frac{d(\sigma + P^*)}{(\sigma + P^*)}$ (VI-56)

$$\text{Chemin OC (Surconsolidé)} : de = \kappa_0 \frac{d(\sigma + P^*)}{(\sigma + P^*)} \quad (\text{VI-57})$$

Le critère de plasticité s'écrit : $0 \leq (\sigma + P^*) \leq P_0^*$

P_0^* : Pression de préconsolidation à saturation prise comme paramètre d'écroûissage.

Dans le cas d'un sol non saturé, le domaine d'élasticité dépend de $(\sigma - p_g)$ et S .

D'après le modèle *d'Alonso et al., 1990* (voir cf. VI.3.3) : $-kS \leq (\sigma - p_g) \leq P_s^*(S, P_0^*)$.

Avec : $P_s^*(0, P_0^*) = P_0^*$

P_s^* : pression de préconsolidation à saturation non nulle, évoluant sur la courbe LC (Loading-Collapse).

Coussy et Dangla, 2002 suggèrent que, pour une pression capillaire donnée, le critère d'élasticité s'écrit :

$$0 \leq (\sigma + \pi_{eq}) \leq P_\pi^*$$

P_π^* : pression de préconsolidation ou limite élastique actuelle en compression calculée avec la contrainte $(\sigma + \pi_{eq})$ à la pression capillaire donnée.

- *Dans le domaine élastique, la variation de volume s'écrit:*

$$de^e = \kappa_0 \frac{d(\sigma + \pi_{eq})}{(\sigma + \pi_{eq})} \quad (\text{VI-58})$$

- *Dans le domaine plastique :*

$$de = \lambda_0 \frac{d(\sigma + \pi_{eq})}{(\sigma + \pi_{eq})} \quad (\text{VI-59})$$

Expression valable uniquement sur des trajets en contraintes (π_{eq} constant).

La figure VI-19a illustre le fonctionnement du modèle sur un chemin isotrope. Lorsqu'on soumet un échantillon à la succion S_1 , la contrainte isotrope initiale restant constante, le comportement est élastique et le point représentatif du chargement suit le trajet AA' car la limite élastique actuelle P_π^* croît plus rapidement que $(\sigma + \pi_{eq})$ (la fonction $P_\pi^* + \pi_{eq}$ est croissante de S). L'échantillon subit ensuite une compression isotrope. Le comportement est d'abord élastique et le point représentatif continue à suivre la droite A'C jusqu'à atteindre la limite $P_{\pi 1}$ en C. Au-delà du point C, le comportement devient plastique et le point représentatif suit la droite CD de pente λ_0 .

Le trajet A'CD est donné par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta e = -\kappa_0 \ln \left| \frac{\sigma + \pi_{eq}}{\sigma_0 + \pi_{eq}} \right| \quad \text{si} \quad (\sigma + \pi_{eq}) < P_\pi^* \\ \Delta e = -\kappa_0 \ln \left| \frac{P_\pi^*}{\sigma_0 + \pi_{eq}} \right| - \lambda_0 \ln \left| \frac{\sigma + \pi_{eq}}{p_\pi^*} \right| \quad \text{si} \quad P_\pi^* < (\sigma + \pi_{eq}) \end{array} \right. \quad \text{(VI-60)}$$

Les valeurs de p_π sont estimées à partir de l'identification : $P_\pi^* + \pi_{eq} = P_s^*$

- *Comportement volumique sur des chemins de drainage-humidification*

La figure VI-19b illustre la réponse du modèle sur un chemin de drainage. Considérons un échantillon normalement consolidé à une pression P_0^* . Lorsqu'on le soumet à une pression capillaire $S \leq S_e$, l'échantillon reste saturé et suit une droite de consolidation de pente λ_0 (trajet AB). La limite élastique est entraînée vers la droite (en pointillés...). Au-delà du point B, le point représentatif reste à l'intérieur du domaine élastique (trajet BC).

L'objectif fixé est de retrouver une formulation identique au modèle Cam-Clay modifié lorsque le sol est saturé, autrement dit $S \leq S_e$ (Figure VI-20).

- *L'équation de la surface de charge :*

$$q^2 + M^2(\sigma + \pi_{eq}) \left(\sigma + \pi_{eq} + P_0^* \ell(S) \right) = 0 \quad \text{(VI-61)}$$

La fonction $\ell(S)$ traduit l'évolution de la limite élastique en fonction de la pression capillaire.

$$P_\pi(S, P_0^*) = P_0^* \ell(S)$$

$\ell(S)$ doit satisfaire la propriété :

$$\ell(S) = 1 \quad \text{pour } S \leq S_e$$

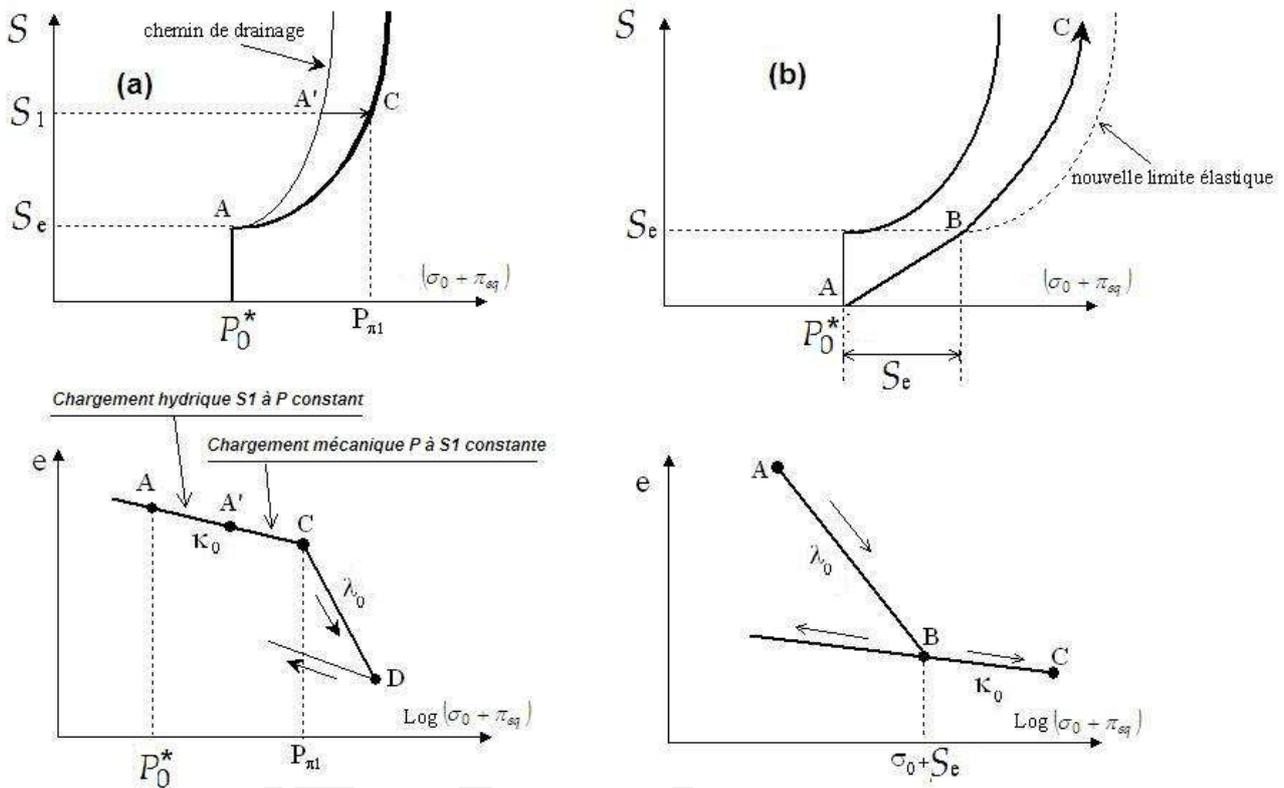


Figure VI.19 : (a) Réponse du modèle sur un chemin isotrope: dans le plan $[(\sigma_0 + \pi_{eq}), S]$ et dans le plan $[(\sigma_0 + \pi_{eq}), e]$; (b) : Réponse du modèle sur un chemin de drainage-humidification. Coussy et Dangla, 2002.

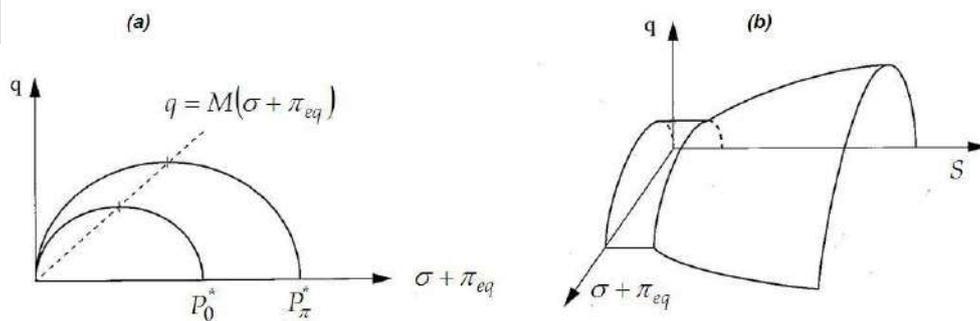


Figure VI.20: domaine d'élasticité dans le plan $[(\sigma + \pi_{eq}); q]$ à pression capillaire constante ; (b) vue tridimensionnelle du critère de plasticité dans l'espace $[(\sigma + \pi_{eq}); q; S]$, Coussy et Dangla, 2002

VI.5 . CONCLUSION

De ce chapitre se dégagent plusieurs conclusions importantes sur la modélisation du comportement hydromécanique des sols non saturés :

- Le concept de contrainte effective de Terzaghi reste applicable pour des suctions inférieures à la succion de désaturation (ou succion d'entrée d'air) où le sol reste quasi saturé.
- L'utilisation de la contrainte effective, telle qu'elle est définie dans sa version initiale ne peut pas être adaptée pour décrire le comportement des sols non saturés.
- L'utilisation d'une contrainte effective équivalente adéquate, permet l'extension de ce concept pour les sols non saturés en utilisant des modèles plus complets, et dans un cadre de travail convenable comme celui de l'élastoplasticité.
- Le concept de surface d'état fournit un outil facile pour décrire le comportement des sols non saturés sur des chemins de chargements monotones. Il a permis de développer des codes de calcul en se basant sur des modèles élastiques.
- Le concept de variables d'état indépendantes, en utilisant généralement la contrainte nette et la succion comme variables, a permis de développer des modèles élastoplastiques, notamment celui de Barcelone, qui est très riche en possibilités, et permet de représenter pratiquement tous les phénomènes essentiels observés expérimentalement sur les sols non saturés. L'intérêt principal de ce modèle est la définition de la courbe LC. Ce modèle a d'ailleurs inspiré d'autres chercheurs, qui en ont proposé des extensions ou modifications pour l'adapter à certains résultats expérimentaux spécifiques, notamment l'inclusion d'une troisième variable hydrique (teneur en eau ou degré de saturation), pour permettre la description du comportement des sols non saturés dans les conditions non drainées. Cependant certaines lacunes ont été décelées, notamment le problème de continuité entre le domaine saturé et non saturé en raison de l'utilisation de deux approches différentes, l'une basée sur une seule variable de contrainte dans le domaine saturé, et l'autre basée sur deux variables de contrainte dans le domaine non saturé.
- L'approche thermodynamique a permis d'appuyer la pertinence de la modélisation du comportement hydromécanique des sols non saturés à partir d'une seule variable de contrainte. Elle va dans le sens d'une approche unifiée pour décrire le comportement des sols saturés et des sols non saturés.

Chapitre VII. EXERCICES CORRIGES

DRAFT

EXERCICE 1**OBJECTIF : Application de la loi des gaz parfaits.****ENONCE**

1. Une mole de gaz parfait se trouvant dans les conditions normales. Donner la valeur de la constante des gaz parfaits (R) lorsqu'elle est exprimée en :

- A) $\text{l.atm.mol}^{-1}.\text{K}^{-1}$ B) $\text{J.mol}^{-1}.\text{K}^{-1}$ C) $\text{L.mmHg.mol}^{-1}.\text{K}^{-1}$ D) $\text{cal.mol}^{-1}.\text{K}^{-1}$

SOLUTION

D'après la loi des gaz parfait, dans les conditions normales (1 atm et 0°C), une mole de gaz parfait occupe un volume de 22,4 litres.

$$PV = nRT \text{ avec } n = 1 \text{ mol}, T = 273 \text{ K}, \\ P = 1 \text{ atm} = 1,01310^5 \text{ Pa} = 760 \text{ mmHg et } V = 22,4 \text{ litres}$$

A. Constante R en l.atm/mol.K

$$R = \frac{PV}{nT} = \frac{1(\text{ atm}) \cdot 22,4(\text{l})}{1(\text{ mol}) \cdot 273(\text{ K})} = 0,0821 \cdot \text{ atm/mol} \cdot \text{ K}$$

B. Constante R en J/mol.K avec 1 joule = $1 \text{ N} \cdot \text{m} = 1 \text{ Pa} \cdot \text{m}^3$

$$R = \frac{PV}{nT} = \frac{1,013 \cdot 10^5(\text{ Pa}) \cdot 22,4 \cdot 10^{-3}(\text{ m}^3)}{1(\text{ mol}) \cdot 273(\text{ K})} = 8,312 \text{ J/mol. K}$$

C. Constante R en l.mmHg/mol.K

$$R = \frac{PV}{nT} = \frac{760(\text{ mmHg}) \cdot 22,4(\text{l})}{1(\text{ mol}) \cdot 273(\text{ K})} = 62,36 \text{ l} \cdot \text{ mmHg/mol. K}$$

D. Constante R en cal/mol.K

$$\text{Avec } 1 \text{ cal} = 4,184 \text{ J} \rightarrow R = 8,312 / 4,184 \rightarrow R = 1,987 \text{ cal/mol. K}$$

EXERCICE 2

OBJECTIF : Application de la loi des gaz parfaits.

ENONCE

Un nuage de gaz à une pression de 200 kPa et une température de 450K. Le gaz contient 7,2 moles d'une particule. La valeur de la constante de gaz parfait $R=8,31 \text{ m}^2.\text{kg}/\text{S}^2.\text{K}.\text{mol}$

Trouver le volume du nuage.

SOLUTION

$$P=200\text{kPa}=200000 \text{ Pa}$$

$$T=450\text{K}$$

$$n=7,2 \text{ mol}$$

$$R=8,31\text{m}^2.\text{kg}/\text{S}^2.\text{K}.\text{mol}$$

$$V = \frac{n \cdot R \cdot T}{P} = \frac{7,2 \cdot 8,31 \cdot 450}{200000}$$

$$V = 0,1345\text{m}^3$$

EXERCICE 3

OBJECTIF : Calcul des pressions partielles.

ENONCE

Un mélange de gaz est constitué de 0,2 g de H_2 ; 0,21g de N_2 et de 0,51g de NH_3 sous la pression d'une atmosphère et à une température de $27^\circ C$.

Calculer :

- Les fractions molaires.
- La pression partielle de chaque gaz.
- Le volume total.

Données : $M(H) = 1g/mol$ et $M(N) = 14g/mol$

SOLUTION

a. Calcul des fractions molaires

Soit m_i la masse du gaz; ω_i sa masse molaire et n_i le nombre de moles avec $n_i = m_i/M_i$

$$n_{H_2} = m_{H_2}/\omega_{H_2} = 0,2/2 = 0,1 \text{ mol}$$

$$n_{N_2} = m_{N_2}/\omega_{N_2} = 0,21/28 = 0,0075 \text{ mol}$$

$$n_{N_3} = m_{N_3}/\omega_{N_3} = 0,51/17 = 0,03 \text{ mol}$$

Soit $x_i = n_i/\sum n_i$ avec $\sum n_i = 0,1 + 0,0075 + 0,03 = 0,1375 \text{ mol}$

$$x_{H_2} = n_{H_2}/\sum n_i = 0,1/0,1375 = 0,727$$

$$x_{N_2} = n_{N_2}/\sum n_i = 0,0075/0,1375 = 0,055$$

$$x_{NH_3} = n_{NH_3}/\sum n_i = 0,03/0,1375 = 0,218$$

b. Calcul des pressions partielles

La pression partielle de chaque gaz $P_i = x_i \cdot P_t$ avec $P_t = \sum P_i = 1 \text{ atm}$.

$$P_{H_2} = x_{H_2} \cdot P_t = 0,727 \cdot 1 = 0,727 \text{ atm}$$

$$P_{N_2} = x_{N_2} \cdot P_t = 0,055 \cdot 1 = 0,055 \text{ atm}$$

$$P_{N_3} = x_{NH_3} \cdot P_t = 0,218 \cdot 1 = 0,218 \text{ atm}$$

EXERCICE 4 (Wolfram et al., 2007)**OBJECTIF** : Application sur l'humidité relative.**ENONCE**

La température varie entre 15°C la nuit et 30°C l'après-midi à un certain endroit.

- 1- Si la pression de vapeur ambiante reste constante à 1,6 kPa, quelle est la plage de variation de l'humidité relative ?
- 2- Si la pression de vapeur reste inchangée, à quelle température se produit le point de rosée ?

Rappel : 0°C=273,2 °K

SOLUTION

- 1- Puisque P_v pression de vapeur constant = 1,6 kPa, donc H_R varie de 93,8 % à 37,7 %. $H_R = P_v/P_{v_{sat}}$ avec P_v pression de vapeur constant = 1,6 kPa.

$P_{v_{sat}}$, pression de vapeur saturante, est liée au changement de température selon l'équation suivante (T° en degré Kelvin):

$$P_{v_{sat}} = 0.611 \exp\left(17.27 \frac{T-273.2}{T-36}\right)$$

A $T=15^\circ\text{C}$, $P_{v_{sat}}=1,70$ kPa ; à $T=30^\circ\text{C}$, $P_{v_{sat}}=4,24$ kPa

- 2- Si la pression de vapeur reste inchangée, le point de rosée se produira lorsque $P_{v_{sat}} = P_v = 1,6$ kPa. Cette condition est remplie lorsque $T = 287,2$ K, soit 14,0 °C . Le point de rosée se produira donc à $T=14,0$ °C.

EXERCICE 5 : (Wolfram et al., 2007)

OBJECTIF : Calcul de la densité de l'air sec e fonction des conditions de température et de pression

Enoncé

1. Quelle est la densité de l'air sec si la température et la pression ambiantes sont respectivement de 25°C et 95 kPa ?
2. Quelle est la variation relative de la densité de l'air sec si la température monte à 40°C et que la pression atmosphérique reste inchangée ?
3. Si la température est maintenue à une valeur constante de 25°C, quelle est la variation de pression nécessaire pour que la densité de l'air sec diminue de 15 % par rapport à 95 kPa ?

SOLUTION

1. La densité de l'air sec si la température et la pression ambiantes sont respectivement de $T=25^{\circ}\text{C}=298,2\text{K}$ et $u_d=95\text{ kPa}$ est :

$$\rho_d = \frac{u_d \omega_d}{RT} = \frac{(95\text{ kPa})(28.966 \times 10^{-3}\text{ kg/mol})}{(8.314\text{ N} \cdot \text{m/mol} \cdot \text{K})(298.2\text{ K})} = 1.110\text{ kg/m}^3$$

ω_d = masse molaire = masse de l'air/nombre de moles

2. Si la température monte à 40°C et que la pression de l'air reste inchangée, la densité de l'air est :

$$\rho_d = \frac{(95\text{ kPa})(28.966 \times 10^{-3}\text{ kg/mol})}{(8.314\text{ N} \cdot \text{m/mol} \cdot \text{K})(313.2\text{ K})} = 1.057\text{ kg/m}^3$$

Ce qui correspond à une variation relative de de $0,053\text{ kg/m}^3$, soit une diminution de 4,8 %.

3. Si la température est maintenue constante à 25°C, le changement de pression requis pour provoquer une diminution de la densité de l'air sec de 15 % par rapport à 95 kPa ($\rho_d = 0,85 \cdot 1,110\text{ kg/m}^3 = 0,944\text{ kg/m}^3$) est calculé comme suit :

$$u_d = \frac{(\rho_d)(RT)}{\omega_d} =$$

$$\frac{(0.944\text{ kg/m}^3)((8.314\text{ N} \cdot \text{m/mol} \cdot \text{K})(298.2\text{ K}))}{28.966 \times 10^{-3}\text{ kg/mol}} = 80.76\text{ kPa}$$

Cette valeur correspond à une diminution de pression de 14,24 kPa.

EXERCICE 6 : (Wolfram et al., 2007)

Objectif : La distribution des diamètres de pores dans un sol naturel est étalée et dépend de la courbe granulométrique

Enoncé

Pour un faisceau de tubes capillaires de différentes tailles dont les rayons sont compris entre 10^{-7} et 10^{-4} m, supposons que l'angle de contact est nul, $T = 25^\circ\text{C}$, et répondons aux questions suivantes:

- (a) Quelle est la plage de variation de la succion matricielle ?
- (b) Quelle est la plage de de variation de la pression interstitielle ?
- (c) Quelle est la plage de de variation de la pression de vapeur ?
- (d) Quelle est la plage de variation de l'humidité relative ?

La tension superficielle air-eau, T_s , est de 71,79 mN/m

Solution

- (a) La succion matricielle, $u_a - u_w$ pour un rayon donné est donnée par :

$$u_a - u_w = \frac{2T_s \cos \alpha}{r}$$

Pour $r = 10^{-4}$ m $u_a - u_w = \frac{2(71.79 \text{ mN/m}) \cos(0)}{10^{-4} \text{ m}} = 1.436 \text{ kPa}$

Pour $r = 10^{-7}$ m $u_a - u_w = \frac{2(71.79 \text{ mN/m}) \cos(0)}{10^{-7} \text{ m}} = 1.436 \text{ MPa}$

Par conséquent, la succion matricielle varie de 1,44 kPa à 1,44 MPa

- (b) Supposons une pression d'air de 101,3 kPa.

$u_w = u_a - (u_a - u_w)$. Par conséquent, la plage de variation de la pression interstitielle de l'eau est de 99,86 kPa à -1,33 MPa.

- (c) La pression de vapeur peut être estimée à l'aide de la loi de Kelvin qui relie la succion à l'humidité relative :

$$u_a - u_w = \left(\frac{RT\rho}{M} \right) \ln\left(\frac{P_v}{P_{v\text{sat}}} \right), \text{ avec :}$$

$$u_a - u_w = \frac{2 T s \cos \alpha}{r}$$

Soit :

A $T=25^\circ\text{C}$, $P_{v\text{sat}}=3,167 \text{ kPa}$

- Pour $r=10^{-4} \text{ m}$

$$P_v = \exp\left(-\frac{2(71.79 \text{ mN/m})(0.018 \text{ m}^3/\text{kmol}) \cos 0}{(10^{-4} \text{ m})(8.31432 \text{ J/mol} \cdot \text{K})(298.15 \text{ K})} \right) (3.167 \text{ kPa})$$

$$P_v = 3.16697 \text{ kPa}$$

- Pour $r=10^{-7} \text{ m}$

$$P_v = \exp\left(-\frac{2(71.79 \text{ mN/m})(0.018 \text{ m}^3/\text{kmol}) \cos 0}{(10^{-7} \text{ m})(8.31432 \text{ J/mol} \cdot \text{K})(298.15 \text{ K})} \right) (3.167 \text{ kPa})$$

$$P_v = 3.13415 \text{ kPa}$$

Par conséquent, la plage de variation de la pression de vapeur est comprise entre 3,167 kPa et 3,134 kPa.

(d) Plage de variation de l'humidité relative

$$RH = \frac{P_v}{P_{v\text{sat}}}$$

- Pour $r=10^{-4} \text{ m}$

$$RH = \frac{3.167 \text{ kPa}}{3.167 \text{ kPa}} \approx 100\%$$

- Pour $r=10^{-7} \text{ m}$

$$RH = \frac{3.13415 \text{ kPa}}{3.167 \text{ kPa}} = 0.9896 = 98.96\%$$

EXERCICE 7

Objectif : Etude du phénomène de la remontée capillaire

Enoncé

1. Remontée capillaire dans un tube

Soit un tube capillaire de diamètre interne $d=60\ \mu\text{m}$, plongé dans un récipient d'eau, comme présenté sur la figure VII.1. On constate que l'eau monte dans le tube jusqu'à une hauteur h et forme un ménisque au contact de l'air. La tension superficielle est égale à $0,073\ \text{N/m}$ pour une température $T=20^\circ\text{C}$ et l'angle de contact du ménisque avec la paroi du tube est noté α .

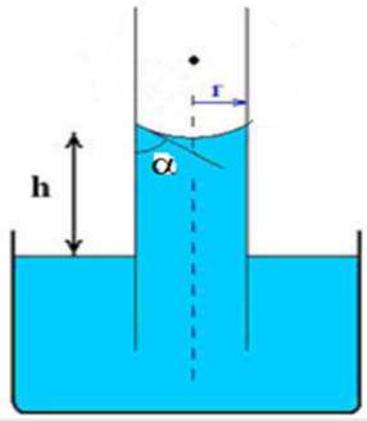


Figure VII.1 : représentation du tube capillaire.

- Quelle est la succion et la pression à l'intérieur du ménisque d'eau en « kPa » si on suppose que $\alpha=0^\circ$?
- Quelle est la hauteur d'eau h dans le tube capillaire ?
- Que devient cette hauteur si l'angle de contact $\alpha=45^\circ$?

2. Effet du diamètre du tube

Reprendre les questions [1. (a), (b) et (c)] si le diamètre interne du tube capillaire est $d=1\ \mu\text{m}$

3. Application aux sols non saturés in situ

On considère une couche de sol présentant trois zones de saturation différentes, une zone saturée (sous la nappe) et une zone saturée par capillarité d'une hauteur (h_c) au-dessus de la nappe. Cette dernière est surmontée par une zone non saturée, comme il est montré sur la figure VII. 2.

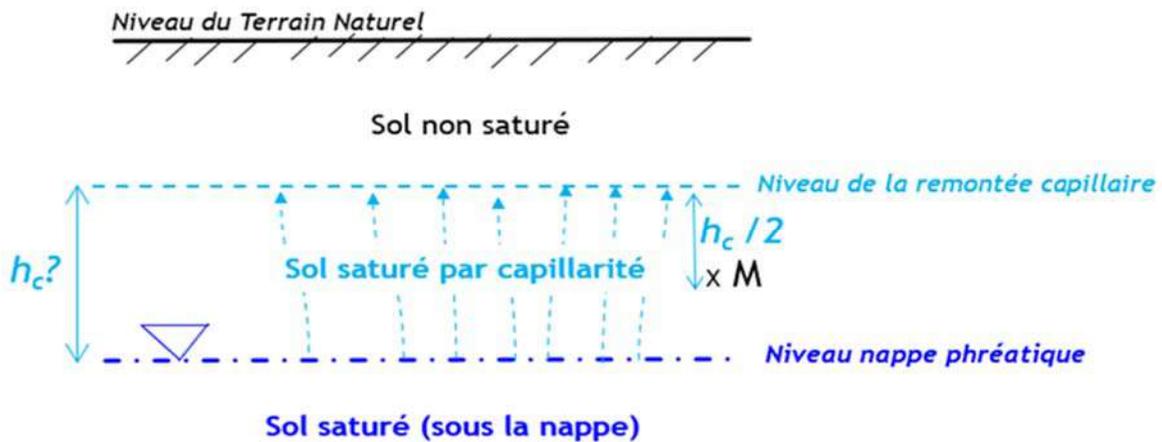


Figure VII.2 : coupe verticale sur le terrain naturel.

3.1 Si l'on suppose que le sol est **un limon** et que le diamètre moyen des pores est $d=60 \mu\text{m}$ et que l'angle de contact des ménisques avec es grains est $\alpha=30^\circ$ et $T=20^\circ\text{C}$.

- Quelle est la succion et la pression à l'intérieur du ménisque d'eau en « kPa »
- Sur quelle épaisseur (h_c) cette couche de sol restera-t-elle saturée par capillarité au-dessus du niveau de la nappe phréatique ?
- Quelle est la valeur de la succion au point M situé à ($h_c / 2$) dans ce cas ?

3.2 Si l'on suppose que le sol est **une argile** et que le diamètre moyen des pores est $d=1 \mu\text{m}$.

Reprendre les questions [3.1 (a), (b) et (c)]

3.3 En période estivale, la température de certaines régions algériennes peut atteindre $T=50^\circ\text{C}$. Que deviennent les réponses aux questions posées en [3.1a,b] et [3.2a,b]

3.4 Que concluez-vous ?

Solution

1. Remontée capillaire dans un tube

a) la pression à l'intérieur du ménisque d'eau

La différence de pression entre l'air et l'eau ΔP qui représente la succion est donnée en fonction du rayon de courbure du ménisque sphérique par la loi de Laplace comme suit (Figure VII.3):

$$\Delta P = u_a - u_w = \frac{2T_s}{R} \quad \text{avec: } R = \frac{r}{\cos \alpha}$$

On obtient :
$$\Delta P = u_a - u_w = \frac{2T_s \cos \alpha}{r} \quad (1)$$

$T_s = 0,073 \text{ N/m}$, $r = d/2 = 30 \mu\text{m}$, $\alpha = 0^\circ$

$$\Delta P = u_a - u_w = \frac{2 \times 0,073 \cos 0}{30 \cdot 10^{-6}} = 4866,66 \text{ N/m}^2 = 4,87 \text{ kPa}$$

La pression à l'intérieur du ménisque est $u_w = u_a - 4,87 = 0 - 4,87 = -4,87 \text{ kPa}$

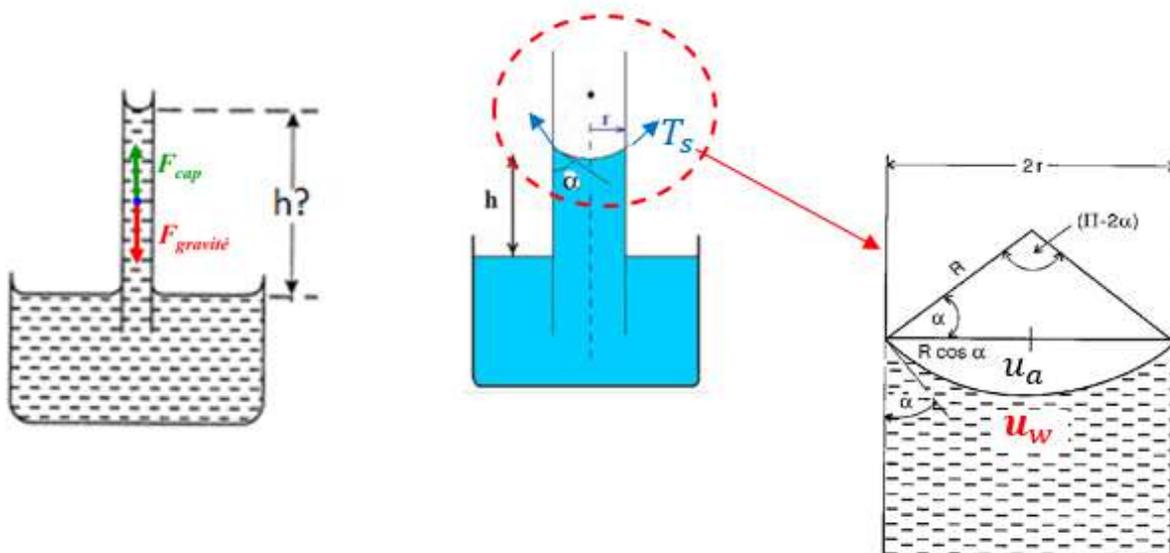


Figure VII.3 : Représentation des paramètres de la loi de Laplace

b) Hauteur d'eau h dans le tube capillaire

L'eau monte dans le tube jusqu'à avoir l'équilibre entre les forces de remontée capillaire F_{cap} et l'action de la gravité sur le liquide F_{grav} qui correspond au poids de la colonne d'eau de hauteur h (Figure VII.3)

En écrivant l'équation d'équilibre on a:

$$F_{cap} - F_{grav} = 0 \Rightarrow F_{cap} = F_{grav} \quad (2)$$

-Force de remontée capillaire F_{cap}

La force capillaire F_{cap} est donnée alors par:

$$F_{cap} = \Delta P \cdot S = \Delta P \cdot \pi r^2 = \frac{2T_s \cos \alpha}{r} \pi r^2 = 2\pi T_s r \cos \alpha \quad (3)$$

Force de gravité F_{grav}

Le poids de l'eau dans le tube est égal au volume d'eau dans le tube x le poids volumique de l'eau

$$F_{grav} = \gamma_w \cdot V = \gamma_w \pi r^2 \cdot h \quad (4)$$

En remplaçant (3) et (4) dans (2), on obtient:

$$2\pi T_s r \cos \alpha = \gamma_w \cdot \pi r^2 \cdot h \Rightarrow h = \frac{2\pi T_s r \cos \alpha}{\gamma_w \cdot \pi r^2} = \frac{2T_s \cos \alpha}{\gamma_w \cdot r} \quad (5)$$

$$T_s = 0,073 \text{ N/m}, r = 30 \text{ } \mu\text{m} = 30 \cdot 10^{-6} \text{ m}, \gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3 = 10^4 \text{ N/m}^3,$$

Pour $\alpha=0^\circ$

$$h = \frac{2 \cdot 0,073 \cos 0}{10^4 \cdot 30 \cdot 10^{-6}} = 0,486 \text{ m} \approx 49 \text{ cm}$$

c) Pour $\alpha=45^\circ$
$$h = \frac{2 \cdot 0,073 \cos 45}{10^4 \cdot 30 \cdot 10^{-6}} = 0,344 \text{ m} \approx 34 \text{ cm}$$

2. Pour un diamètre interne du tube capillaire d à $1 \mu\text{m}$ et $\alpha = 0$,

a) La succion $u_a - u_w$ en « kPa »

$$\Delta P = u_a - u_w = \frac{2T_s \cos \alpha}{r} = \frac{2 \cdot 0,073 \cdot 1}{0,5 \cdot 10^{-6}} = 292 \cdot 10^3 \text{ N/m}^2 = 292 \text{ kPa}$$

La pression à l'intérieur du ménisque est $u_w = u_a - 292 = 0 - 292 = -292 \text{ kPa}$

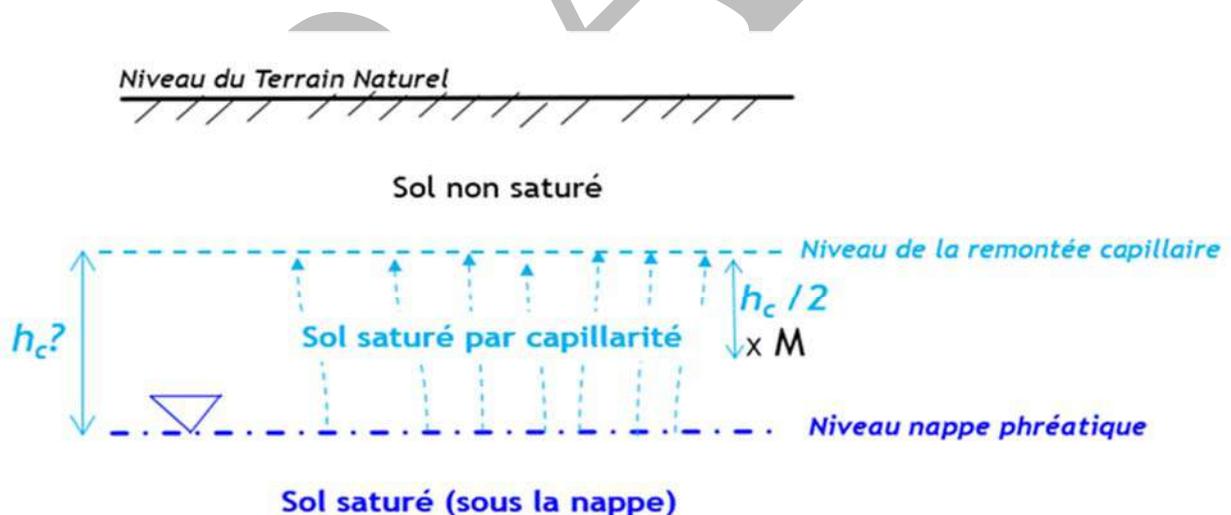
c) La hauteur d'eau h dans le tube capillaire

$$h = \frac{2T_s \cos \alpha}{\gamma_w \cdot r} = \frac{u_a - u_w}{\gamma_w} = \frac{292 \text{ (kPa)}}{10 \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}^3}\right)} = 29,76 \approx 30 \text{ m}$$

d) Pour $\alpha = 45^\circ$, la hauteur d'eau h dans le tube capillaire

$$h = \frac{2T_s \cos \alpha}{\gamma_w \cdot r} = \frac{2 \cdot 0,073 \cdot \cos 45}{10^4 \cdot 0,5 \cdot 10^{-6}} = 20,64 \approx 21 \text{ m}$$

3. Application aux sols non saturés in situ



3.1. Pour un sol constitué d'un limon et que le diamètre moyen des pores est $d=60 \mu\text{m}$ avec $\alpha = 30^\circ$ et $T=20^\circ\text{C}$.

a) La succion $u_a - u_w$ en « kPa »

$$u_a - u_w = \frac{2T_s \cos \alpha}{r} = \frac{2 \cdot 0,073 \cdot \cos 30}{30 \cdot 10^{-6}} = 4214,6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} = 4,21 \text{ kPa}$$

La pression à l'intérieur du ménisque est $u_w = u_a - 4,21 = 0 - 4,21 = -4,21 \text{ kPa}$

b) Épaisseur de la couche saturée par capillarité h_c

$$h_c = \frac{u_a - u_w}{\gamma_w} = 0,421 \text{ m} \approx \mathbf{42 \text{ cm}}$$

c) la succion au point M situé à $(h_c / 2)$

Selon le schéma présenté sur la figure, on a une variation linéaire de la pression capillaire avec la hauteur comme présenté sur la figure, donc La succion au point M situé à $h_{cM} = \frac{h_c}{2} = \frac{0,421}{2} = 0,211 \text{ m}$ est :

$$u_a - u_w = h_{cM} \cdot \gamma_w = 0,211 \cdot 10 = \mathbf{2,11 \text{ kPa}}$$

3.2. Pour un sol constitué d'une argile et que le diamètre moyen des pores est $d=1\mu\text{m}$ avec $\alpha=30^\circ$ et $T=20^\circ\text{C}$.

a) La succion $u_a - u_w$ en « kPa »

$$u_a - u_w = \frac{2T_s \cos \alpha}{r} = \frac{2 \cdot 0,073 \cdot \cos 30}{0,5 \cdot 10^{-6}} = 252\,879,4 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} = \mathbf{252,9 \text{ kPa}}$$

La pression à l'intérieur du ménisque est $u_w = u_a - 252,9 = 0 - 252,9 = -252,9 \text{ kPa}$

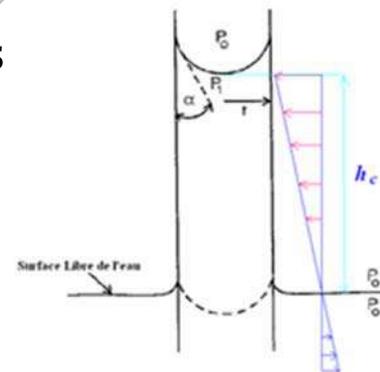
b) Épaisseur de la remontée capillaire h_c

$$h_c = \frac{u_a - u_w}{\gamma_w} = \mathbf{25,29 \text{ m} \approx 25}$$

c) la succion au point M situé à $(h_c / 2)$:

$$h_{cM} = \frac{h_c}{2} = \frac{25,29}{2} = \mathbf{12,65 \text{ m}}$$

$$u_a - u_w = h_{cM} \cdot \gamma_w = \mathbf{126,45 \text{ kPa}}$$



3.3 Pour une température $T=50^\circ\text{C}$, la valeur de la tension capillaire T_s change et devient égale à $0,068 \text{ N/m}$

- pour $d=60 \mu\text{m}$

a) la succion en « kPa »

$$u_a - u_w = \frac{2T_s \cos \alpha}{r} = \frac{2 \cdot 0,068 \cdot \cos 30}{30 \cdot 10^{-6}} = 3926 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} = \mathbf{3,92 \text{ kPa}}$$

La pression à l'intérieur du ménisque est $u_w = u_a - 3,92 = 0 - 3,92 = -3,92 \text{ kPa}$

Épaisseur de la remontée capillaire h_c $h_c = \frac{u_a - u_w}{\gamma_w} = \mathbf{0,392 \text{ m} \approx 39 \text{ cm}}$

- pour $d = 1 \mu\text{m}$

a) la succion en « kPa »

$$u_a - u_w = \frac{2T_s \cos \alpha}{r} = \frac{2 \cdot 0,068 \cdot \cos 30}{0,5 \cdot 10^{-6}} = 235\,559 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} = 235,6 \text{ kPa}$$

La pression à l'intérieur du ménisque est $u_w = u_a - 235,6 = 0 - 235,6 = -235,6 \text{ kPa}$

b) Épaisseur de la remontée capillaire h_c $h_c = \frac{u_a - u_w}{\gamma_w} = 23,56 \text{ m} \approx 24 \text{ m}$

Le tableau ci-dessous résume les résultats obtenus pour la question 3

sol	Diamètres des pores (μm)	T=20 °C		T=50 °C	
		Succion $u_a - u_w$ (kPa)	Hauteur de la remontée capillaire h_c (m)	Succion $u_a - u_w$ (kPa)	Hauteur de la remontée capillaire h_c (m)
Limon	60	4,21	0,421	3,92	0,392
Argile	1	252,9	25	235,6	24

EXERCICE 8 : (Hillel, 1982)

Objectif : Calcul de la pression osmotique

Enoncé

Calculer la pression osmotique exercée π par une solution de chlorure de sodium de 0,01 M à 20°C.

On suppose une dissociation complète des ions Na^+ et Cl^- . On donne R: Constante des gaz =8,3143 J/K.mol (Fihire VII.4).

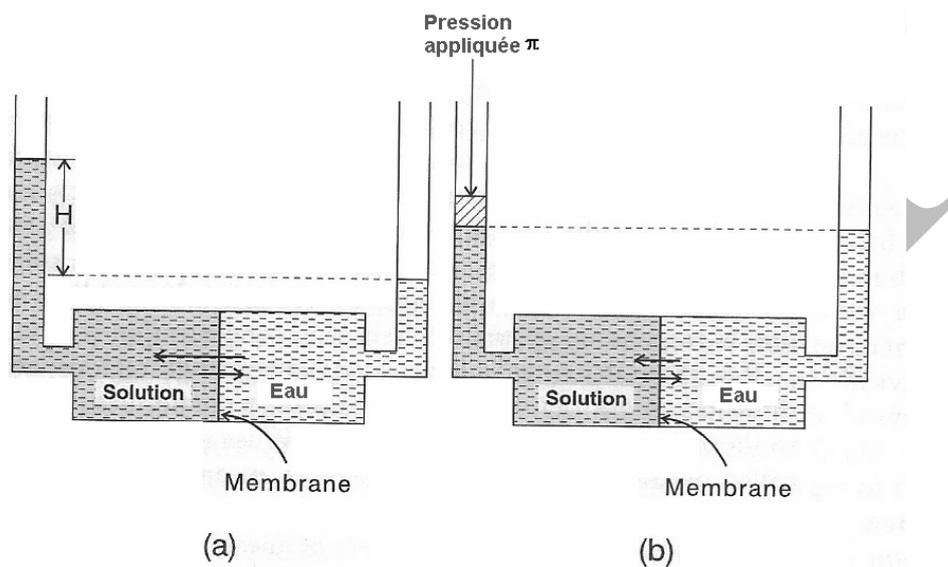


Figure VII.4: représentation du phénomène d'osmose.

Solution

La pression osmotique est donnée par la relation : $p = M R T$

M: Concentration molaire totale (mol/l)

R: Constante des gaz =8,3143 J/K.mol

T: Température en °K

$$\begin{aligned} \pi &= MRT = 2 \cdot 0,01 \text{ (mol/litre)} \cdot 8,3143 \text{ (J/K.mol)} \cdot 293 \text{ (°K)} \\ &= 48,72 \text{ J/litre} = 48,72 \text{ N.m/litre} = 48,72 \text{ N.m/10}^{-3} \text{ m}^3 = 48,72 \cdot 10^3 \text{ Pa} = 48,72 \text{ kPa} \end{aligned}$$

EXERCICE 9

Objectif : Mesure de la succion par papier filtre**Enoncé**

Pour mesurer la succion d'un échantillon compacté, on a suivi le protocole expérimental de la norme (ASTM D5298-10 2010) en utilisant le papier filtre *Whatman 42*.

Une semaine après le lancement de l'essai, l'équilibre a été atteint. Les mesures suivantes ont été prises : la masse du papier filtre humide $m_h = 10,65\text{g}$; après passage à l'étuve, la masse devient : $m_s = 8,8\text{g}$.

Solution

La teneur en eau du papier filtre *Whatman 42* après équilibre est de :

$$w_f = W_w/W_s$$

$$w_f = (10,65 - 8,8) / 8,8 = 21\%$$

Selon la courbe d'étalonnage de la succion w (%) Log_{10} succion (kPa) (Figure VII.5)

$$\text{ASTM D5298 : } w < 45.3\% : s = 5,327 - 0,0779 w_f$$

$$\text{ASTM D5298 : } w > 45.3\% : s = 2,412 - 0,0135 w_f$$

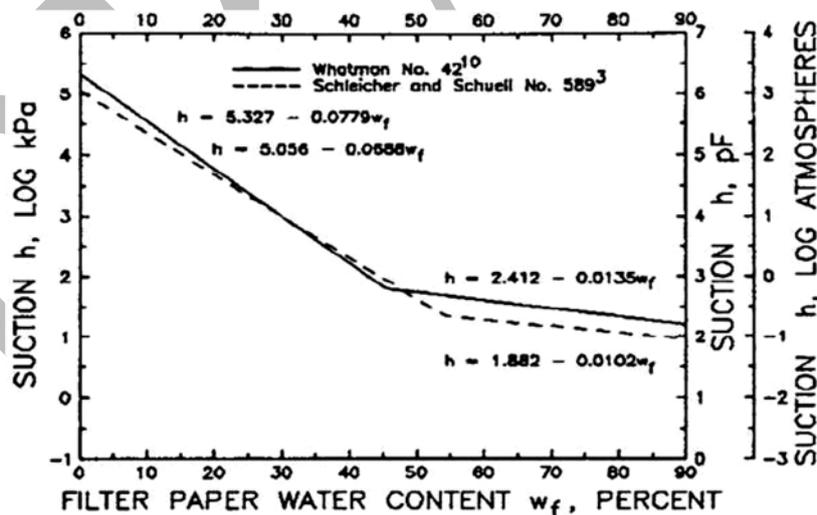


Figure VII.5 : courbe d'étalonnage du papier filtre *Whatman 42*, ASTM D5298-10 2010

$$\text{Donc } w_f = 21\% < 45.3\% : s = 5,327 - 0,0779 w_f$$

$$\text{Log } S = 5.327 - 0.0779 (21) = 3.691 \text{ donc } S = 4909 \text{ kPa} = 4,9 \text{ MPa}$$

EXERCICE 9

Objectif : Déterminer la concentration du PEG nécessaire pour imposer une succion donnée.

Enoncé

Quelle est la quantité de PEG (6000 ou 20000) nécessaire pour imposer les succions suivantes : 200 kPa, 400 kPa, et 2 MPa ?

Solution

En utilisant la relation qui nous donne $S = 11c^2$ valable pour le PEG 20 000 ou PEG 6 000, on déduit la quantité de PEG nécessaire.

Pour $S = 200 \text{ kPa} = 0,2 \text{ MPa}$, $c^2 = 0,2/11 = 0,01818$ donc $c = 0.134 \text{ g de PEG / g d'eau}$.

Si j'utilise un volume de 250 ml d'eau, donc la quantité finale de PEG finale à utiliser est de : $0,134 \text{ g (de PEG / g d'eau)} \times 250 = 33,5 \text{ de PEG pour 250 g d'eau}$.

Le tableau suivant résume les résultats pour les 3 succions calculées.

Succion (MPa)	Concentration (g de PEG / g d'eau)	Concentration (g de PEG / 250 g d'eau)
0.2	0.134	33,5
0.4	0.190	47,67
2	0.426	213.2

EXERCICE 10

Objectif : Détermination des paramètres d'état par pesée hydrostatique.

Enoncé

Les résultats des pesées hydrostatiques d'une argile de la région de Tlemcen, sont données sur le tableau ci-dessous.

Déduire les paramètres d'états w , e , S_r ?

On donne $G_s = 2,6$, $\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$

Densité de l'huile de Kerdane $G_k = 0,785$

Succion (KPa)	Ph (g)	Ph+huile Phk (g)	Ph+huile immergé Pim (g)	Ps (g)
1200	1,63	1,65	0,98	1,31
20500	1,71	1,77	1,13	1,54
38150	2,26	2,38	1,52	2,09

Solution

Succion (KPa)	γ_h (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	w (%)	e	S_r (%)
1200	18,74	15,06	24,43	0,69	91,52
20500	20,57	18,53	11,04	0,38	76,24
38150	20,23	18,71	8,13	0,36	58,28

$$V = \frac{P_{hk} - P_{im}}{\gamma_{Huile}}$$

$$\gamma_h = \frac{P_h}{v}$$

$$\omega = \frac{P_h - P_s}{P_s}$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma_h}{(1 + \omega)}$$

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1$$

$$S_r = \frac{\omega}{e} * G_s$$

EXERCICE 11

Objectif : Exploitation des résultats de chemin drainage/humidification.

Enoncé

Sur la figure suivante, (Figure VII.6) on donne les résultats des chemins de drainage humidification du matériau de Vieux Pré ($w_L=54\%$, $I_p=28\%$), préparé initialement sous forme de pâte à $1.5w_L$.

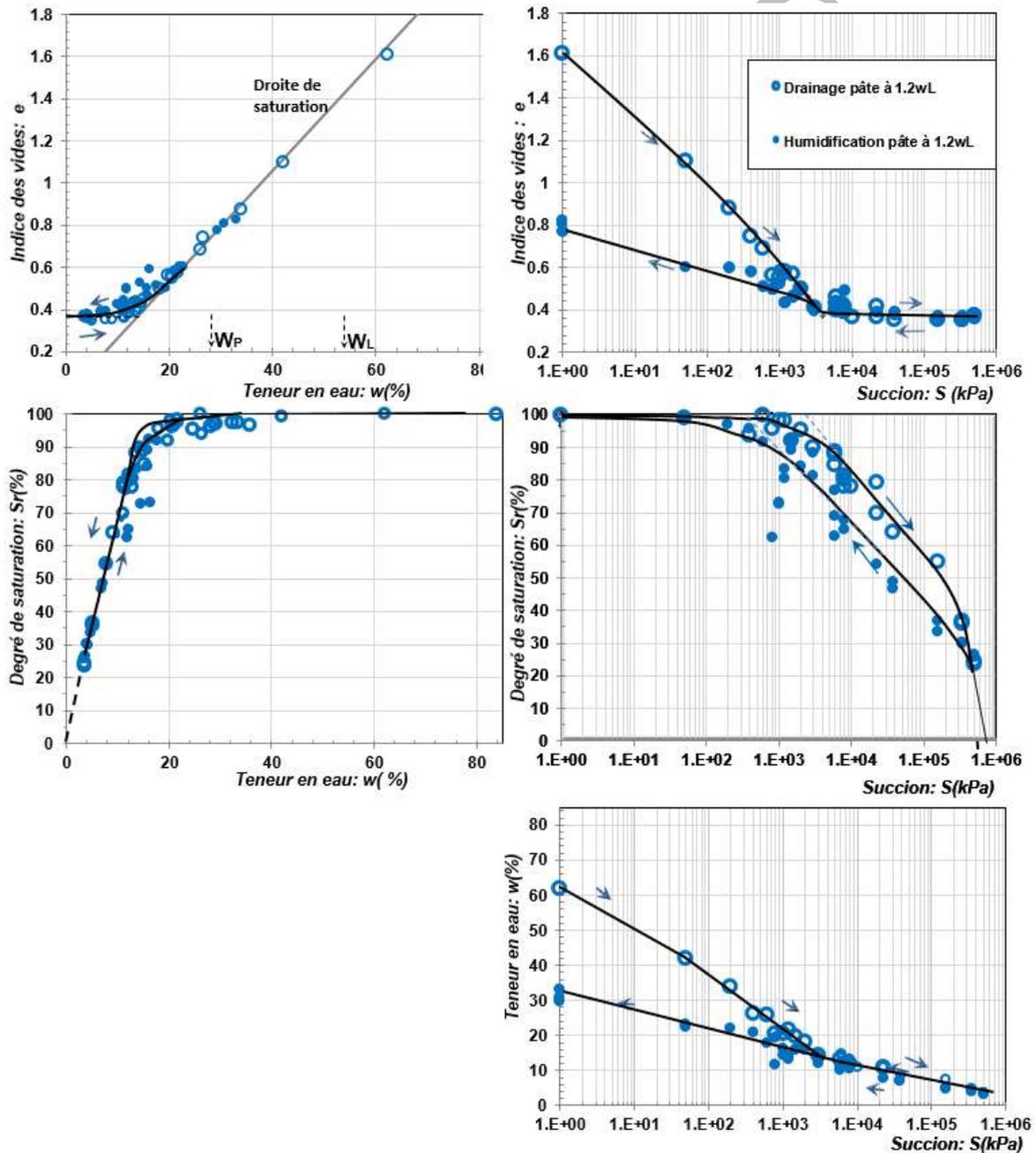


Figure VII.6 . Premier cycle de drainage humidification sur l'argile de Boughrara initialement sous forme de pâte de $w_i=1.2w_L$, Derfouf et al, 2017.

On demande ce qui suit :

- 1- La succion de désaturation
- 2- La succion de re-saturation
- 3- La succion de limite de retrait
- 4- La teneur en eau de limite de retrait
- 5- L'indice des vides de limite de retrait
- 6- Le coefficient de compressibilité hydrique C_{ch}
- 8- Vérifier à l'aide des corrélations de Biarez & Favre la position de la droite de compressibilité hydrique

Solution

A partir des courbes, on détermine les paramètres demandés d'une manière graphique (Figure VII.7)

Paramètres	Symbol	Unité	Paramètres
La succion de désaturation =succion d'entrée d'air	s_e	kPa	2000 kPa
La succion de re-saturation	s_{re}	kPa	320 kPa
La succion de limite de retrait	s_{sL}	kPa	4000kPa
La teneur en eau de limite de retrait	w_{sl}	%	13%
L'indice des vides de limite de retrait	e_{sl}	-	0,38

Vérification de la corrélation de Biarez et Favre (Figure VII.8)

Le coefficient de compressibilité hydrique	C_{ch}	-	$=- (0.88-0.5)/(\log(200)-\log(2000))$ $=0,38$
Cc selon corrélation Biarez et Favre (sol remanié, pâteux) $Cc=0,009 (w_L-13)$	C_c	-	$=0,009 (54-13)=0,37$

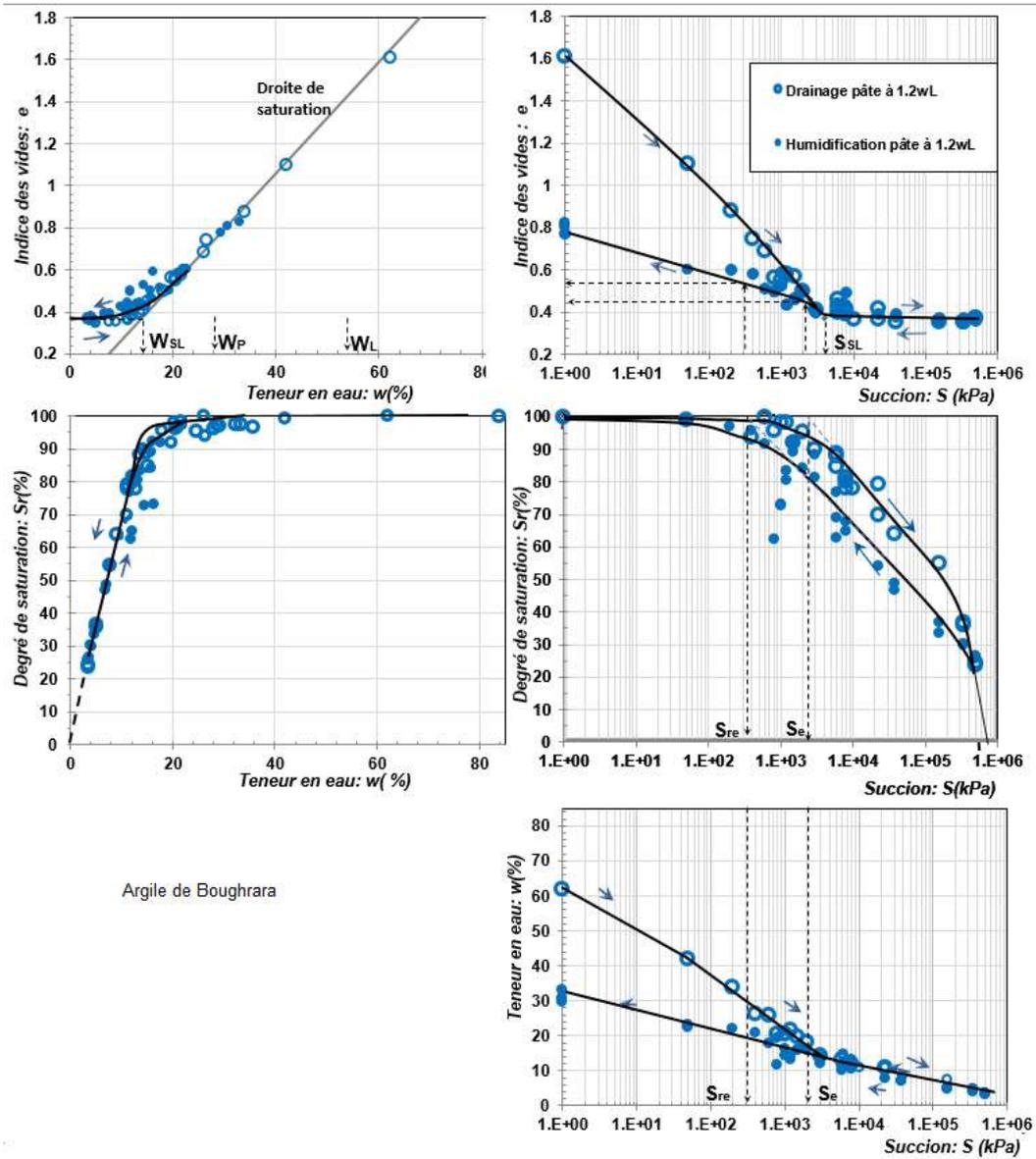


Figure VII.7: détermination des paramètres d'états de l'argile de Bougrara.

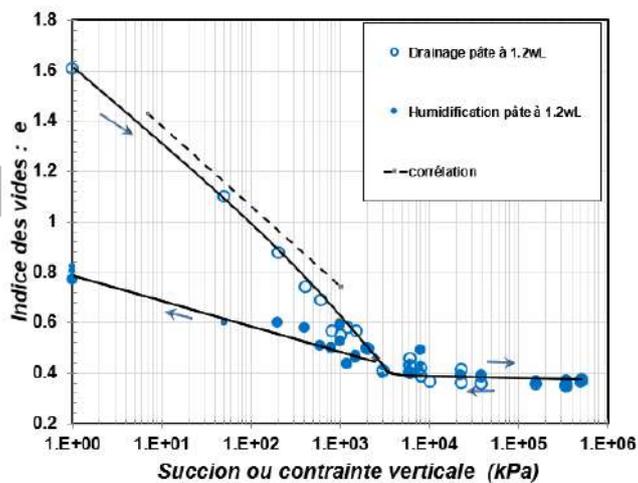


Figure VII.8: vérification de la corrélation de Biarez et Favre avec le chemin de Drainage de l'argile de Bougrara. Derfouf et al, 2017

EXERCICE 12

Objectif : Estimation du tassement d'une fondation suite à la dessiccation d'un sol

Enoncé

La région de Saïda a connu une période de sécheresse prolongée, ce qui a causé un abaissement du niveau de la nappe phréatique de plusieurs mètres.

En conséquence de cette sécheresse, des fissures sont apparues sur les murs d'une maison (figure VII.9) mettant en évidence un tassement des fondations sous la maison. On se propose d'analyser l'effet de cet état de sécheresse dans le but de quantifier l'amplitude des tassements associés ayant causés ces fissurations.

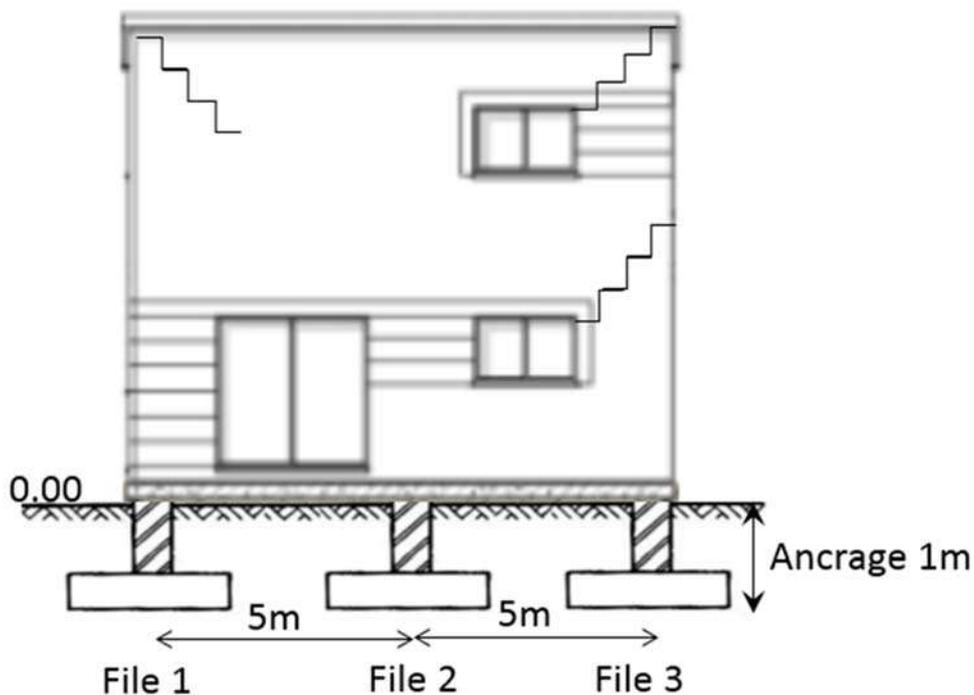


Figure VII.9- Maison fissurée après l'épisode de sécheresse

Avant la sécheresse, le niveau de la nappe phréatique était à 50 cm de profondeur par rapport à la surface du sol et le profil de variation de la teneur en eau avec la profondeur est représenté sur la figure VII.10.

Après l'épisode sécheresse, les profils de variation de la teneur en eau avec la profondeur sous la fondation centrale (file 2) et les deux fondations de rive (files 1 et 3) sont représentés sur la figure VII.1.

Une carotte d'argile non remaniée a été prélevée au niveau de la couche d'assise afin de réaliser un essai de retrait linéaire, conformément à la norme XP P94-060-2. Les résultats obtenus ont permis de

tracer la variation de la teneur en eau en fonction de la déformation axiale, telle que présentée sur la Figure VII.12.

- 1) Calculer les tassements sous les 3 files de fondations provoqués par la sécheresse du sol.
- 2) Que concluez-vous vis-à-vis de la stabilité de la structure (maison) ?

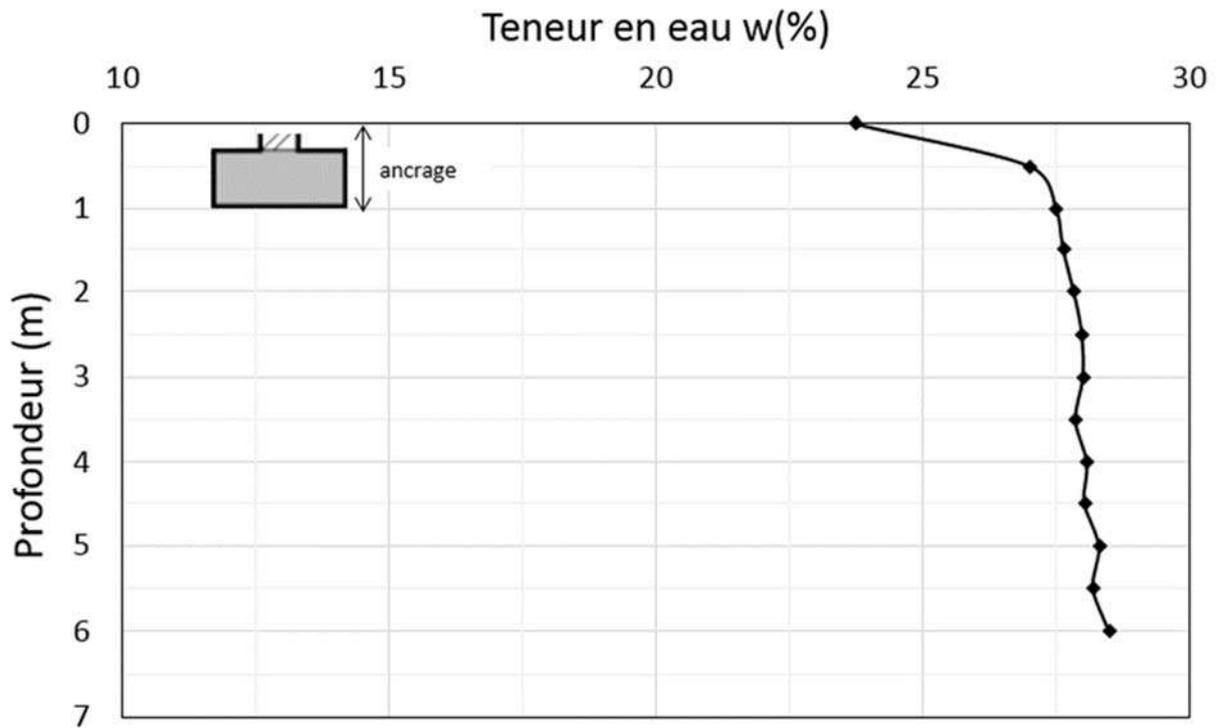


Figure VII.10- Profil de teneur en eau avec la profondeur avant l'épisode sécheresse

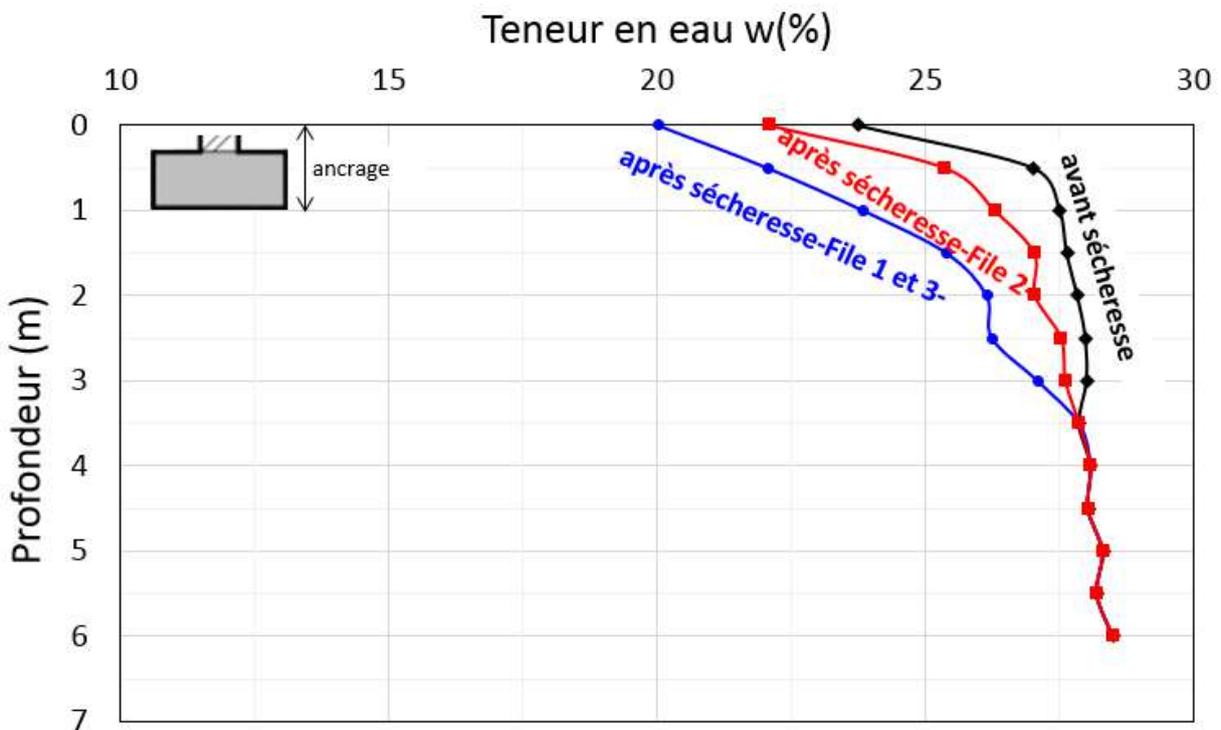


Figure VII.11 : Profil de teneur en eau avec la profondeur après l'épisode sécheresse

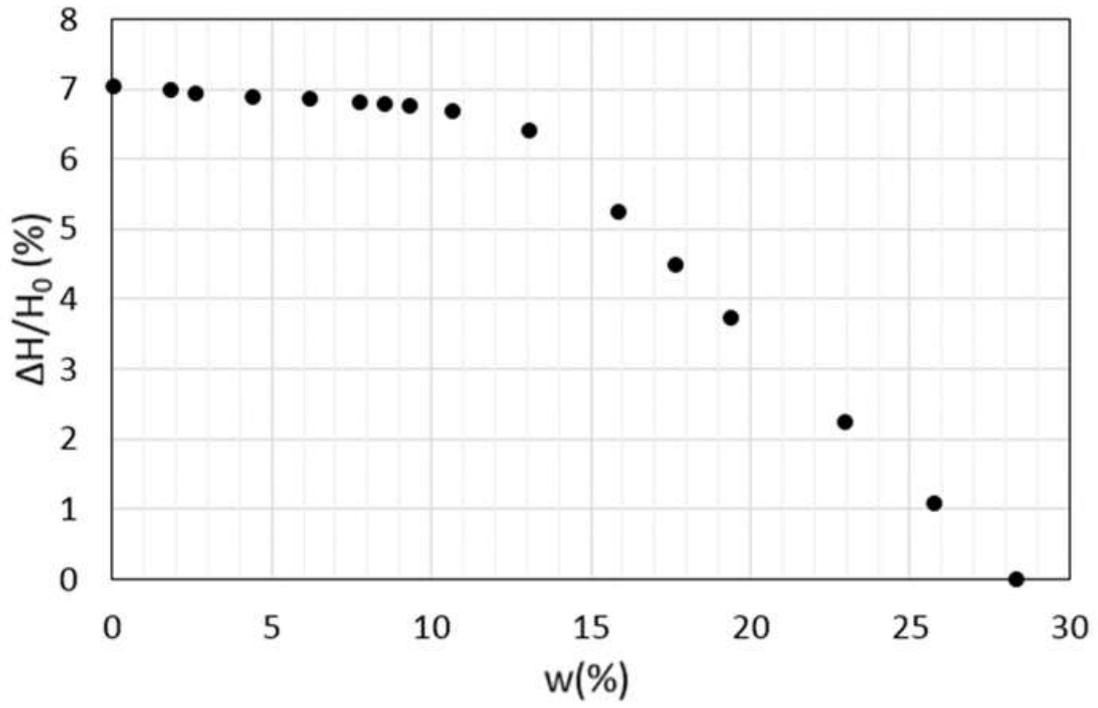


Figure VII.12 : Courbe de retrait linéaire.

DRAFT

Solution

Pour le calcul du tassement sous chaque file, on suit les étapes suivantes :

1)-Détermination de la teneur en eau de limite de retrait

La teneur en eau de limite de retrait (W_{SL}) est définie selon la norme par le tracé des deux droites joignant les points de mesure comme montré sur la figure suivante (figure VII.13).

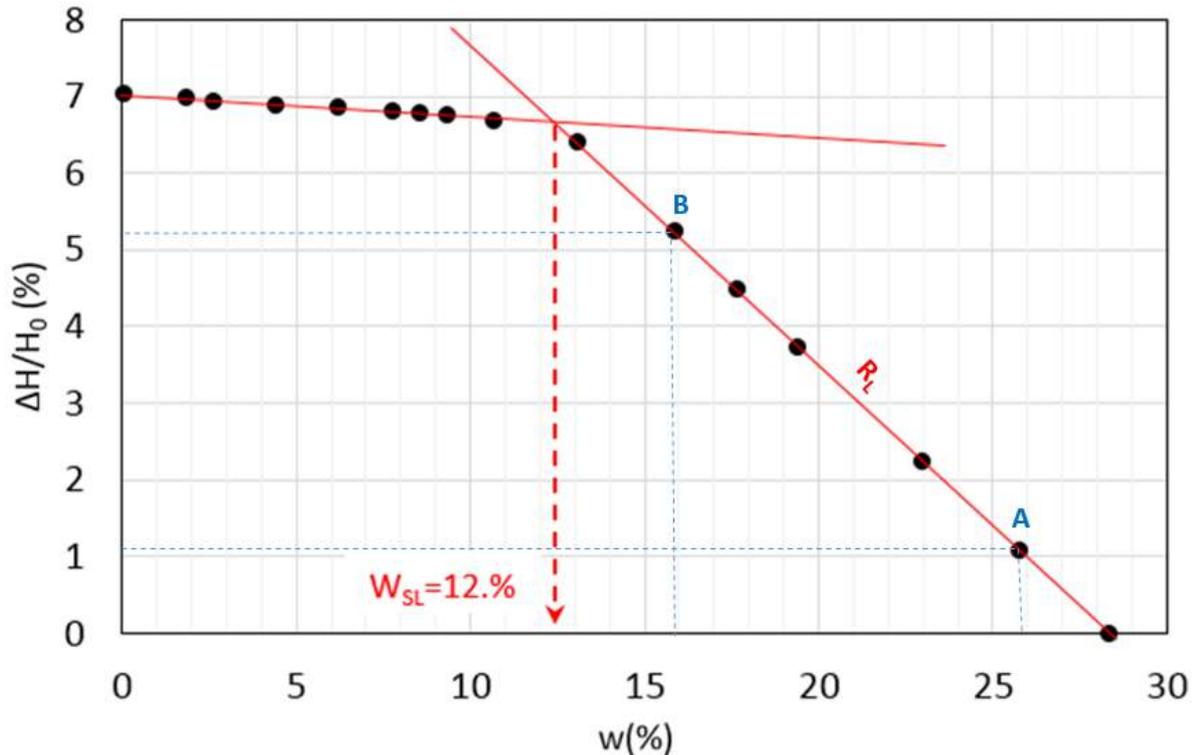


Figure VII.13 : détermination de la teneur en eau de limite de retrait et du coefficient de retrait linéaire R_L

La valeur obtenue $W_{SL}=12.5\%$

2)-Détermination du coefficient retrait linéaire $R_L=(\Delta H/H) / \Delta W$

Le coefficient de retrait linéaire est défini comme étant la pente de la droite (coefficient directeur) pour $W > W_{SL}$

On choisit deux points de mesure A et B

Points	x	y
A	25.75	1.08
B	15.85	5.24

$$R_L = \frac{y_A - y_B}{x_A - x_B} = \frac{1.08 - 5.24}{25.75 - 15.85}$$

$$|R_L|=0.42$$

3)-Calcul du tassement élémentaire($\Delta H_i=s_i$) de chaque sous couche (H_i) :

$$s_i = R_L \cdot \Delta W_i \cdot H_i$$

Pour plus de précision dans les calculs, on subdivise la couche d'argile d'assise des fondations en sous couche $H_i = 0.5\text{m}$ jusqu'à une profondeur de 3.5m où les profils hydriques se rejoignent (Figure VII.14). ΔW_i représente la variation de la teneur en eau avant et après la période de sécheresse.

Le tassement (s_i) de chaque sous couche (i) est la moyenne obtenue du tassement en haut (s_{ih}) et bas (s_{ib}) de la sous couche :

$$s_i = \frac{s_{ih} + s_{ib}}{2}$$

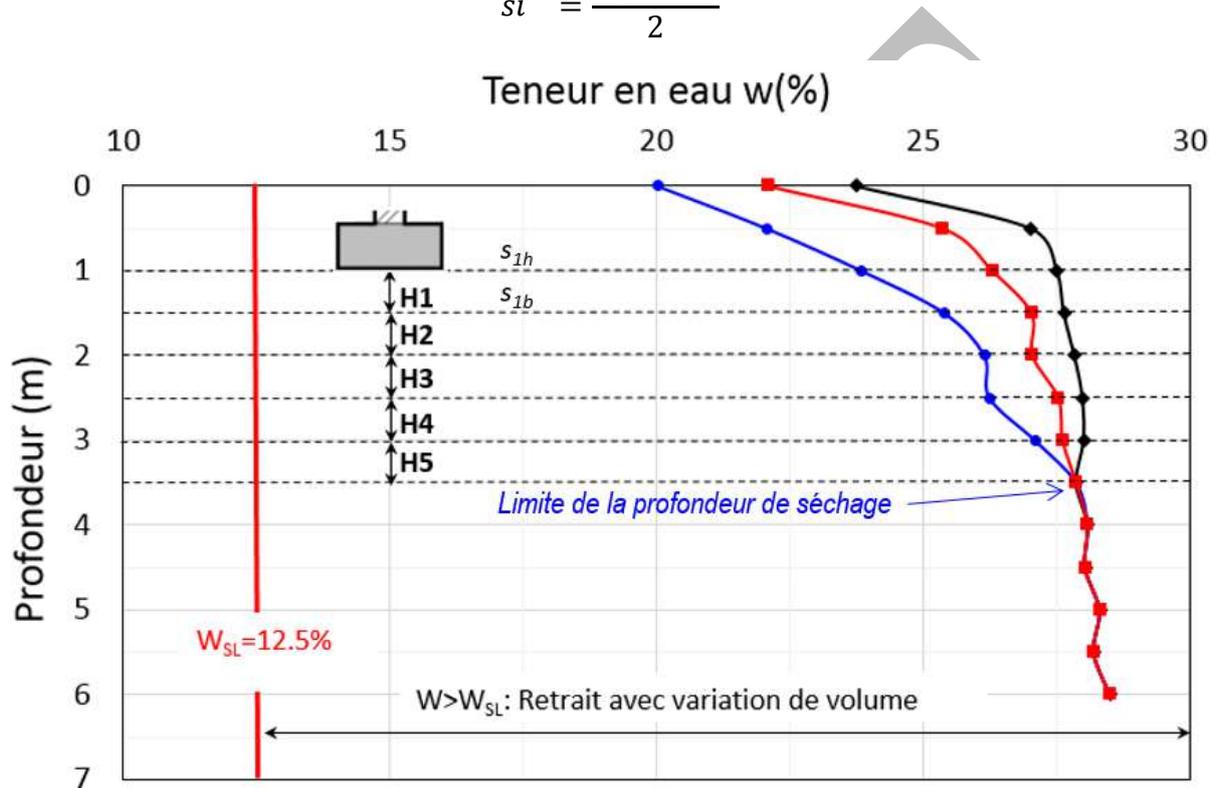


Figure VII.14 : représentation de la subdivision de la couche d'argiles en sous couches

Calcul pour la file 1 et 3

Sous-couche 1:

Calcul du tassement en haut (s_{1h}) et en bas (s_{1b}):

$$s_{1h} = 0,42 \times ((27,51 - 23,85) / 100) \times 0,5 = 7,696 \times 10^{-3} \text{ m} = 7,696 \text{ mm}$$

$$s_{1b} = 0,42 \times ((27,64 - 25,40) / 100) \times 0,5 = 4,704 \times 10^{-3} \text{ m} = 4,704 \text{ mm}$$

$$s_1 = \frac{7,696 + 4,707}{2} 10^{-3}$$

Résultat moyen pour la sous-couche 1: $s_1 = 6,2 \times 10^{-3} \text{ m} = 6,29 \text{ mm}$

Sous-couche 2:

Calcul du tassement en haut (s_{2h}) et en bas (s_{2b}):

$$s_{2h} = 0,42 \times ((27,64 - 25,40) / 100) \times 0,5 = 4,704 \times 10^{-3} \text{ m} = 4,704 \text{ mm}$$

$$s_{2b} = 0,42 \times ((27,84 - 26,15) / 100) \times 0,5 = 3,549 \times 10^{-3} \text{ m} = 3,549 \text{ mm}$$

$$s_2 = \frac{4,704 + 3,549}{2} 10^{-3}$$

Résultat moyen pour la sous-couche 2: $s_2 = 4,127 \times 10^{-3} \text{ m} = 4,127 \text{ mm}$

Sous-couche 3:

Calcul du tassement en haut (s_{3h}) et en bas (s_{3b}):

$$s_{3h} = 0,42 \times ((27,84 - 26,15) / 100) \times 0,5 = 3,549 \times 10^{-3} \text{ m} = 3,549 \text{ mm}$$

$$s_{3b} = 0,42 \times ((27,99 - 26,25) / 100) \times 0,5 = 3,658 \times 10^{-3} \text{ m} = 3,658 \text{ mm}$$

$$s_3 = \frac{3,549 + 3,658}{2} 10^{-3}$$

Résultat moyen pour la sous-couche 3: $s_3 = 3,604 \times 10^{-3} \text{ m} = 3,604 \text{ mm}$

Sous-couche 4:

Calcul du tassement en haut (s_{4h}) et en bas (s_{4b}):

$$s_{4h} = 0,42 \times ((27,99 - 26,25) / 100) \times 0,5 = 3,658 \times 10^{-3} \text{ m} = 3,658 \text{ mm}$$

$$s_{4b} = 0,42 \times ((28,01 - 27,10) / 100) \times 0,5 = 1,911 \times 10^{-3} \text{ m} = 1,911 \text{ mm}$$

$$s_4 = \frac{3,658 + 1,911}{2} 10^{-3}$$

Résultat moyen pour la sous-couche 4: $s_4 = 2,785 \times 10^{-3} \text{ m} = 2,785 \text{ mm}$

Sous-couche 5:

Calcul du tassement en haut (s_{5h}) et en bas (s_{5b}):

$$s_{5h} = 0,42 \times ((28,01 - 27,10) / 100) \times 0,5 = 1,911 \times 10^{-3} \text{ m} = 1,911 \text{ mm}$$

$$s_{5b} = 0,42 \times ((27,87 - 27,87) / 100) \times 0,5 = 0$$

$$s_5 = \frac{1,911 + 0}{2} 10^{-3}$$

Résultat moyen pour la sous-couche 5: $s_5 = 0,956 \times 10^{-3} \text{ m} = 0,956 \text{ mm}$

Le tassement total sous les file 1 et 3 :

$$s(1,3) = \sum(s_i) = 6,2 \cdot 10^{-3} + 4,127 \cdot 10^{-3} + 3,604 \cdot 10^{-3} + 2,785 \cdot 10^{-3} + 0,956 \cdot 10^{-3}$$

$s(\text{File } 1,3) = 17,67 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 17,67 \text{ mm}$
--

Calcul pour la file 2**Sous-couche 1:**

Calcul du tassement en haut (s_{1h}) et en bas (s_{1b}):

$$s_{1h} = 0,42 \times ((27,51 - 26,30) / 100) \times 0,5 = 2,541 \times 10^{-3} \text{ m} = 2,541 \text{ mm}$$

$$s_{1b} = 0,42 \times ((27,64 - 27,04) / 100) \times 0,5 = 1,267 \times 10^{-3} \text{ m} = 1,267 \text{ mm}$$

$$s_1 = \frac{2,541 + 1,267}{2} 10^{-3}$$

Résultat moyen pour la sous-couche 1: $s_1 = 1,904 \times 10^{-3} \text{ m} = 1,904 \text{ mm}$

Sous-couche 2:

Calcul du tassement en haut (s_{2h}) et en bas (s_{2b}):

$$s_{2h} = 0,42 \times ((27,64 - 27,04) / 100) \times 0,5 = 1,267 \times 10^{-3} \text{ m} = 1,267 \text{ mm}$$

$$s_{2b} = 0,42 \times ((27,84 - 27,05) / 100) \times 0,5 = 1,65 \times 10^{-3} \text{ m} = 1,65 \text{ mm}$$

$$s_2 = \frac{1,267 + 1,65}{2} 10^{-3}$$

Résultat moyen pour la sous-couche 2: $s_2 = 1,458 \times 10^{-3} \text{ m} = 1,458 \text{ mm}$

Sous-couche 3:

Calcul du tassement en haut (s_{3h}) et en bas (s_{3b}):

$$s_{3h} = 0,42 \times ((27,84 - 27,05) / 100) \times 0,5 = 1,65 \times 10^{-3} \text{ m} = 1,65 \text{ mm}$$

$$s_{3b} = 0,42 \times ((27,99 - 27,54) / 100) \times 0,5 = 0,945 \times 10^{-3} \text{ m} = 0,945 \text{ mm}$$

$$s_3 = \frac{1,65 + 0,945}{2} 10^{-3}$$

Résultat moyen pour la sous-couche 3: $s_3 = 1,297 \times 10^{-3} \text{ m} = 1,297 \text{ mm}$

Sous-couche 4:

Calcul du tassement en haut (s_{4h}) et en bas (s_{4b}):

$$s_{4h} = 0,42 \times ((27,99 - 27,54) / 100) \times 0,5 = 0,945 \times 10^{-3} \text{ m} = 0,945 \text{ mm}$$

$$s_{4b} = 0,42 \times ((28,01 - 27,62) / 100) \times 0,5 = 0,819 \times 10^{-3} \text{ m} = 0,819 \text{ mm}$$

$$s_4 = \frac{0,945 + 0,819}{2} 10^{-3}$$

Résultat moyen pour la sous-couche 4: $s_4 = 0,882 \times 10^{-3} \text{ m} = 0,882 \text{ mm}$

Sous-couche 5:

Calcul du tassement en haut (s_{5h}) et en bas (s_{5b}):

$$s_{5h} = 0,42 \times ((28,01 - 27,62) / 100) \times 0,5 = 0,819 \times 10^{-3} \text{ m} = 0,819 \text{ mm}$$

$$s_{5b} = 0,42 \times ((27,87-27,87) / 100) \times 0,5 = 0$$

$$s_5 = \frac{0,819 + 0}{2} 10^{-3}$$

Résultat moyen pour la sous-couche 5: $s_5 = 0,401 \times 10^{-3} \text{ m} = 0,401 \text{ mm}$

Le tassement total sous les file 2 :

$$s(2)=\sum(s_i)= 1,904 \cdot 10^{-3}+ 1,458 \cdot 10^{-3}+1,297 \cdot 10^{-3}+0,882 \cdot 10^{-3}+0,401 \cdot 10^{-3}$$

$$s (\text{File 2})=5,951 \cdot 10^{-3}\text{m}\approx 5,95\text{mm}$$

On constate l'abaissement de la nappe phréatique suite à une longue période de sécheresse provoque un tassement différentiel des fondations de la construction dû à la non uniformité du processus de séchage de l'argile sous les fondations des files 1 et 3 d'une part et de la file 2 d'autre part. La différence de tassement (tassement différentiel) entre la file centrale (file 2) et les files de rive (Files 1 et 3) est de :

$$\Delta s=17,67-5,96=11,71 \text{ mm}$$

Réponse à la question 2 :

D'après les recommandations, cette différence (Δs_{\max}) ne doit excéder 3/10000 à 6/10000 ;

Exemples de tassements admissibles

Type d'ouvrage	Tassement différentiel pour deux points distants de 10 m	Distorsion
Bâtiments d'habitation :		
- normaux	3 à 6 mm	3/10 000 à 6/10 000
- fragiles	3 mm	3/10 000
- souples	7 mm	7/10 000
Constructions industrielles :		
- traditionnelles (charpente métallique ou béton)	10 mm	1/1 000
- traditionnelles avec remplissage fragile	8 mm	0,8/1 000
- traditionnelles sans remplissage	15 mm	1,5/1 000

Soit pour une distance entre la file 1 et 2 (idem entre la file 3 et 2) de 5m, soit 5000 mm, cette différence de tassement ne doit pas excéder :

$$5000 \times 3/10000 = \underline{1,5\text{mm}} \quad \text{à} \quad 5000 \times 6/10000 = \underline{3\text{mm}} = \Delta s_{\max}$$

Conclusion :

$\Delta s \gg \Delta s_{\max}$, ce qui explique l'apparition de la fissuration dans la maçonnerie de la maison (Figure 15).

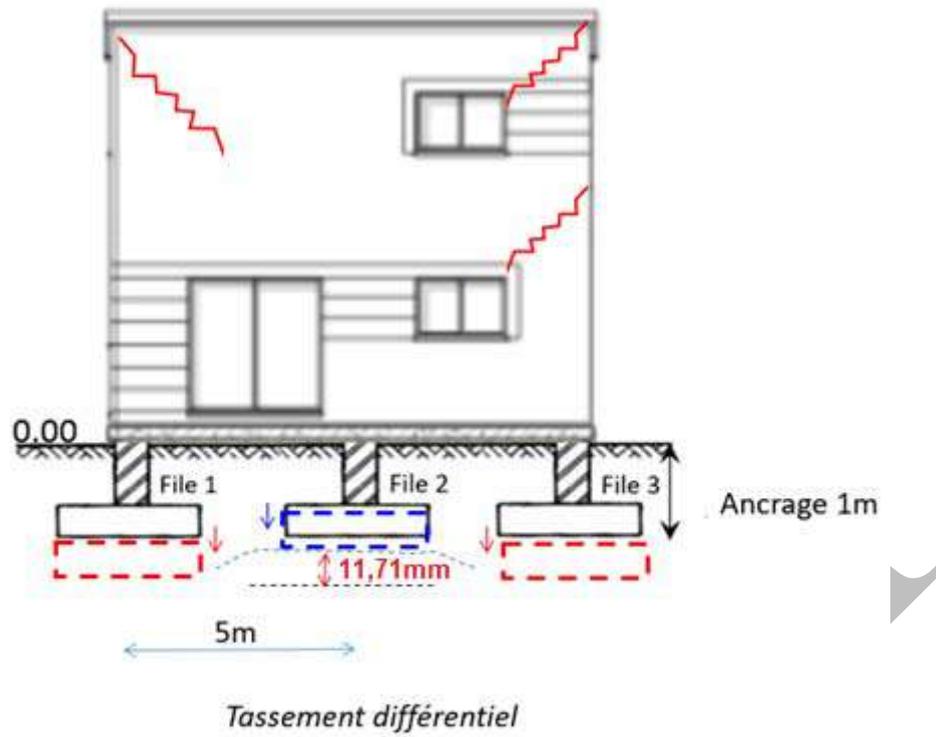


Figure VII.15 : représentation des tassements sous les files 1,2 et 3.

DRAFT

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Abou-Bekr N. (1995). Modélisation du comportement mécanique et hydraulique des sols partiellement saturés. Thèse de doctorat. Ecole Centrale Paris.
- Agus S.S., Schanz T. (2005). Effect of shrinking and swelling on microstructures and fabric of a compacted bentonite-sand mixture. In: H. Bilsel, Z. Nalbantoglu (eds) Proceedings of International Conference on Problematic Soils GEOPROB 2005, Famagusta, vol 2. Eastern Mediterranean University Press, Famagusta, pp. 543–550, 25–27 May 2005.
- Aitchison, G.D. & Donald, I.B. (1956) "Effective stresses in unsaturated soils". Proc. 28d Australia-New Zealand Conf. Soil Mech., pp. 192-199.
- Aitchison, G.D. (1961). "Relationship of moisture stress and effective stress functions in unsaturated soils", Pore Pressure and Suction in Soils, Butterworths, London, pp 47-52.
- Al-Mukhtar M., Belanteur N., Tessier D., Vanapalli S.K. (1996) .The fabric of clay soil under controlled mechanical and hydraulic stresses. Appl Clay Sci 11(2–4), pp. 99–115.
- Alonso E. E., Gens A., Josa A. (1990). A constitutive model for partially saturated soils. Géotechnique, 40 (3): 405–430. <https://doi.org/10.1680/geot.1990.40.3.405>.
- Alonso E.E., Lloret A., Gens A. Yang D.Q. (1995). Experimental behaviour of highly expansive double-structure clay. In Alonso & Delage (eds), Proc. 1st Int. Conf. on Unsaturated Soils, Paris. Rotterdam : Balkema. ISBN : 90-5410-583-6. Vol. 1, pp. 11-16.
- Alonso, E. E., Gens, A., & Josa, A. (1990). A constitutive model for partially saturated soils. Géotechnique, 40(3), 405-430.
- Alonso, E.E., Gens, A. and Hight, D.W. (1987). Special problem soils. General report. In: Proceedings of the Ninth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin, Ireland, Vol. 3, pp. 1087–1146.
- Ang Q., Pufahl D. E., Fredlund, D. G. (2002) A study of critical state on an unsaturated silty soil. Canadian Geotechnical Journal, 39(1) , pp 213-218.
- Arya, L. M. and Dierolf, T. S. (1992) Predicting soil moisture characteristics from particle size distribution: An improved method to calculate pore radii from particle radii, Riverside, California.
- Arya, L. M. and Paris, J. F. (1981). A physicoempirical model to predict the Soil Moisture Characteristic from particle-size distribution and bulk-density data', Soil Science Society of America Journal 45: 1023-1030.
- Arya, L. M., Leij, F. J., Van Genuchten, M. T. and Shouse, P. J. (1999). Scaling parameter to predict the soil water characteristic from particle size distribution data', Soil Sci. Soc. Am. J. 63: 510-519.
- Arya, L. M., Richter, J. C. and Davidson, S. A. (1982). A comparison of soil moisture characteristic predicted by the Arya Paris model.
- ASTM D4546-21 (2021). Standard Test Methods for One-Dimensional Swell or Collapse of Soils
- Aubertin, M., Mbonimpa, M., Bussière, B., Chapuis, R.P. (2003). A model to predict the water retention curve from basic geotechnical properties. Canadian Geotechnical Journal, 40, 1104-1122.
- Aubertin, M., Ricard, J. F., Chapuis, R.P. (1998). A predictive model for the water retention curve: application to tailings from hard-rock mines. Canadian Geotechnical Journal, 45, 55-68.

- Audiguier_Marcel M., Delage P. (1987). Etude microscopique et porosimétrique de sols fins naturels dans une perspective géotechnique. *Micromorphologie des sols*, pp. 493-500.
- Bachmann, J., Horton, R., Grant, S.A. & Van Der Ploeg, R.R. (2002). Temperature dependence of water retention curves for wet table and water-repellent soils. *Soil Science Society of America Journal*, 66, 44–52.
- Bailey, S.W. (1980) Structures of layer silicates. Pp. 1124 in: *Crystal Structures of Clay Minerals and their X-ray Identification* (G.W. Brindley and G. Brown, editors). Monograph 5, Mineralogical Society, London.
- Barbour, S.L. (1999). Nineteenth Canadian Geotechnical Colloquium: The soil-water characteristic curve - A historical perspective. *Canadian Geotechnical Journal*. 35, 873-894.
- Barden, L., & Sides, G. R. (1970). Engineering behavior and structure of compacted clay. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 96(4), 1171-1200.
- Barden, L., and Pavlakis, G., (1971). Air and water permeability of compacted unsaturated cohesive soil. *Journal of Soil Science*, 22, 302–317.
- Barden, L., and Sides, G.R. (1967). The diffusion of air through the pore water of soils. In: *Proceedings of the Third Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Haifa, Palasteine, Vol. 1, pp. 135–138.
- Basile, A. and D'Urso, G. (1997). Experimental corrections of simplified methods for predicting water retention curves in clay-loamy soils from particle size determination. *Soil Technol* 10: 261-272.
- Bear, J. & Verruijt, A. (1987). *Theory and applications of transport in porous media: Modelling groundwater flow and pollution, with computer programs for simple cases*. D. Reidel Publishing Company.
- Benchouk A. (2014). *Comportement hydro-mecanique des sols fins compactés*. Thèse de Doctorat, Université de Tlemcen, Algérie (November). Doi: 10.13140/RG.2.1.2535.8806.
- Benchouk, A., Derfouf, M., Abou-Bekr, N., & Taïbi, S. (2013). Behavior of some clays on drying and wetting paths. *Arabian Journal of Geosciences*, 6, 4565-4573.
- Benchouk,-Bendiouis A. (2005). *Comportement des argiles des barrages Sikkak et Boughrara soumis à une pression interstitielle négative.* Mémoire de Magister en Génie Civil, Université de Tlemcen, Algérie.
- Bénet, J. C., Della Valle, G., Jouanna P. & Saix, C. (1985). Etude expérimentale des transferts de masse et d'énergie au-dessus d'un stockage de chaleur en sol non saturé. *Revue Générale de Thermique*, 281(24), 517–528.
- Biarez J., Fleureau J. M., Taïbi S. (1993) Constitutive model for unsaturated granular media. *Proceedings of the second International Conference on Micromechanics of Granular Media*, Birmingham, UK. C Thornton (eds), A-A. Balkema, Rotterdam, pp. 51-58.
- Biarez J., Fleureau J.-M., Zerhouni M.I. Soepandji B.S. (1988). Variations de volume des sols argileux lors de cycles de drainage-humidification. *Revue Française de Géotechnique*, n° 41, pp. 63-71.
- Bien L.B. (2013). *Transferts d'eau et de soluté en milieu non saturé hétérogène à l'échelle d'un pilote de laboratoire : expériences et modélisations*. Thèse de doctorat INSA de Lyon.

- Bishop A. W. (1959) The Principle of Effective Stress. Tek. Ukebl., 39: 859–863.
- Bishop A.W., Donald I.B. (1961). The experimental study of partly saturated soil in triaxial apparatus". 5th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol. 1, pp. 13-21 Paris.
- Bishop M., Blight G. (1963). Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils. Geotechnique 13, Vol. 3, pp. 177-197.
- Bishop, A. W. (1954). The use of pore-pressure coefficients in practice. Geotechnique, 4(4), 148-152.
- Bishop, A. W., & Henkel, D. J. (1962). The measurement of soil properties in the triaxial test.
- Boreli M. et Vachaud, G. (1966). Note sur la détermination de la teneur en eau résiduelle et sur la variation de la perméabilité relative dans les sols non saturés. C.R. Ac. Sci. Paris, t, 263, 698-701.
- Borja, R.I., Koliji A.(2009). On the effective stress in unsaturated porous continua with double porosity. Journal of the Mechanics and Physics of Solids. 57, 1182–1193.
- Bouch M. (1967). Propriétés physiques et mécaniques des sols fins compactés. Annales de l'Institut Technique di Bâtiment et des Travaux Publics. Série : Sols et Fondation, 65, n°240, pp.1704-1727.
- Bouchemella S., El Hajjar Ahmed, Verheecke A., Serbah H., Ouahbi T., Taibi S. (2019). Etude du retrait empêché d'un matériau argileux en utilisant le ring test. Conférence RUGC. Saint Etienne.
- Bouchemella, S., & Taibi, S. (2022). Effect of suction on the mechanical behaviour of unsaturated compacted clay–sand mixtures. Studia Geotechnica et Mechanica, 44(3), 175-189.
- Bourokba S A., (2011). Etude de la conductivité hydraulique et de la stabilisation par ajouts de liants hydrauliques de l'argile de Mers El Kébir. Thèse de doctorat Es Sciences, Université des Sciences et de la Technologie Med Boudiaf, Oran, Algérie, pp.171.
- Bourokba, S.A, Hachichi, A., Taibi, S., Fleureau, J-M. (2010). Conductivité hydraulique non saturée de l'argile de Mers El Kébir (Algérie). EJECE 14, (10) pp 1297-1315.
- Broadbridge, P. and White, I. (1988). Constant rate rainfall infiltration: A versatile nonlinear model, 1. Analytical solution, Water Resour. Res., 24, 145-154.
- Brooks, R. H. & Corey, A. T. (1966). Properties of porous media affecting fluid flow. J. Irrig. Drain. Div. Am. Soc. Eng., 72, 61-68.
- Brooks, R. H. and Corey, A. T. (1964). Hydraulic properties of porous media. Hydrology Paper, No. 3, Colorado state university, Fort Collins.
- Brutsaert, W. (1968). Permeability of a porous medium determined from certain probability laws for pores size distribution. Water Resources Research. 4 (2), 425, 434.
- Buckingham, E. (1907). Studies on the movement of soil moisture. Bulletin 38. USDA Bureau of Soils, Washington, DC.
- Bultel, F. (2001). Prise en compte du gonflement des terrains dans le dimensionnement des revêtements des tunnels (Doctoral dissertation, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées).
- Burdine, N.T. (1953). Relative Permeability Calculation from Size Distribution Data. Pet. Trans. Am. Min. Metal. Pet. Eng., (198), 71-78.
- Burland J.B (1964). Effective stresses in partly saturated soil. Discussion of "Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils" by Blight and Bishop, Géotechnique, vol. 14, pp. 65-68.

- Camapum De Carvalho J., Cripsel J.J., Mieussens C., Nardone A. (1987). La reconstitution des éprouvettes en laboratoire : Théorie et pratique opératoire. Rapport de Recherche LPC, n°145, 54p.
- Campbell, G.S. (1974) A Simple Method for Determining Unsaturated Conductivity from Moisture Retention Data. *Soil Science*, 117, 311-314.
- Cases J.M., Brend I., Delon J. F., François M., Grillet Y., Michot L., Poirier J.E., Yvon J. (1990). Quelques aspects de l'étude des propriétés texturales des argiles. Dans A. Decarreau (dir.), *Matériaux argileux : Structure, propriétés et applications*, Soc. Fr. Min. Cristal. Paris, pp. 307-342.
- Celia, M. A., Bouloutas, E. T. & Zarba, R. L. (1990). A general mass conservation numerical solution for the unsaturated flow equation. *Water Resour. Res.*, 26, 1483-1496.
- Chahal, R.S. (1965). Effect of temperature and entrapped air on matric suction. *Soil Science*, 100(4), 262-266.
- Childs, E.C. and Collis-George N. (1950). The Permeability of Porous Materials. *Proc. Roy. Soc., London*, A-201, 392-405.
- Coleman J.D. (1962) Stress strain relations for partly saturated soil. *Correspondence, Géotechnique* 12, n°4, pp.348-350.
- Collins K., McGown A. (1974). The form and function of microfabric features in a variety of natural soils. *Géotechnique* 24, n° 2, pp. 223-254.
- Corey, E.C. (1957). Measurement of air and water permeability in unsaturated soil, *Proceeding of the Soil Science Society of America*, 21, pp. 7-11.
- Corey, J.C, Nielsen, D.R., Bigga, J.W (1963). Miscible displacement in saturated and unsaturated sandstone. *SOIL Sci. Soc. Am. Proc.* Volume 27, issue 3, pages 258-262.
- Coté, J. (1997). Conductivité hydraulique de matériaux de fondation de chaussées partiellement saturés. Thèse pour l'obtention du grade de maîtres des sciences. Université Laval, Canada.
- Coussy O., Dangala P. (2002). Approche énergétique du comportement des sols non saturés. *Mécanique des sols non Saturés*. Paris: Hermès Science publications.
- Coussy O., Fleureau J.-M. (2002). *Mécanique des sols non saturés*. Paris: Hermès Science publications.
- Croney D., (1952). The movement and distribution of water in soils. *Géotechnique* 3 (1), pp 1-16.
- Croney D., Coleman J. D., Black W. P. M. (1958). Movement and distribution of water in soil in relation to highway design and performance. *Highw. Res. Bd, Spec. Report No. 40*.
- Croney, D. & Coleman, J.D. (1948). Soil thermodynamics applied to the movement of moisture in road foundations. In: *Proceedings of Seventh International Congress of Applied Mechanics*, London, 3, 163-177.
- Cui Y.J., (1993). Étude du comportement d'un limon compacté non saturé et de sa modélisation dans un cadre élastoplastique. Thèse de l'ENPC.
- Cui Y.J., Delage P. (1996). Yielding and plastic behaviour of an unsaturated compacted silt. *Géotechnique*, vol. 46, n° 2, pp. 291-311.
- Cuisinier O., Laloui L. (2004). Fabric evolution during hydromechanical loading of a compacted silt. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 28, n°6, 483-499.

- Cuisinier O., Masrouri F. (2005). Compressibility and fabric of an unsaturated compacted swelling soil. Proceedings of International Symposium on Advanced Experimental Unsaturated Soil Mechanics, Trento, Italy, 27–29 June 2005. In: Tarantino A, Romero E, Cui YJ (eds). Advanced Experimental Unsaturated Soil Mechanics. Taylor and Francis Group, London, pp.411–417.
- Cuisinier O., Masrouri F. (2003). Comportement hydromécanique d'un sol gonflant sous très fortes succions. Comptes Rendus Mécanique, 333, pp. 203–210.
- Dane, J.H. & Topp, G.C. (2002). Methods on soil analysis, part 1, Physical Methods, 3rd ed. Soil Sci. Soc. of Am., Madison, Wis.
- Daniel, D.E. (1982). Measurement of hydraulic conductivity of unsaturated soils with thermocouple psychrometers. Soil Sci. Am. Proc., 46, 1125-1129.
- Darcy, H. (1856). Les fontaines publiques de la ville de Dijon. Dalmont, Paris.
- Delage P & Fry JJ. (2000). Comportement des sols compactés : Apports de la mécanique des sols non saturés. Revue Française de Géotechnique. 92: 17-29.
- Delage P., Romero E. & Tarantino A. (2008). Recent developments in the techniques of controlling and measuring suction in unsaturated soils. Proc. 1st Int. Conference on Unsaturated Soils, E-UNSAT 2008, 33-52, Durham, United Kingdom.
- Delage, P., & Cui, Y. J. (2000). L'eau dans les sols non saturés. Technique de l'ingénieur.
- Delage, P., & Pellerin, F. M. (1984). Influence de la lyophilisation sur la structure d'une argile sensible du Québec. Clay minerals, 19(2), 151-160.
- Delage, P., Audiguier, M., Cui, Y.-J. Howat, D. (1996). Microstructure of a compacted silt. Can. Geotech. J., 33, pp.150-158.
- Delage, P., Howat, M.D. and Cui, Y.J. (1998). The relationship between suction and swelling properties in a heavily compacted unsaturated clay, Engineering Geology, Volume 50, Issues 1–2, Pages 31-48.
- Derfouf F.M., (2005) : Comportement de deux argiles de la région de Tlemcen sur chemin de drainage-humidification- Etude expérimentale et modélisation. Mémoire de Magister. Université Abou-Bekr Belkaïd, Tlemcen, Algérie.
- Derfouf F.M., Li Z.S., Abou-Bekr N., Taibi S. et Fleureau J.M. (2020). A new osmotic oedometer with electrical resistivity technique for monitoring water exchanges. Geotechnical Testing Journal.
- Diamond, S. (1970). Pore size distributions in clays. Clays and clay minerals, 18, 7-23.
- Duc, M. (2020). Les argiles dans le génie civil : pathologies et propriétés remarquables. Thèse de doctorat. Université Paris Est-Marne-la-Vallée.
- Dumont M., Taibi S., Fleureau J.M., Abou Bekr N. & Saouab A. (2010). Modelling the effect of temperature on unsaturated soil behaviour. Comptes Rendus Geoscience 342(12), 892-900.
- Durand, A. (1995), Sédiments quaternaires et changements climatiques au Sahel central (Niger et Tchad), Africa Geoscience Review, 2, 3/4 : 323-614.
- Duriez, J., & Wan, R. (2016). Stress in wet granular media with interfaces via homogenization and discrete element approaches. Journal of Engineering Mechanics, 142(12), 04016099.

- Elrick, D.E., W.D. Reynolds, et K.A. Tan. (1989). Hydraulic conductivity measurements in the unsaturated zone using improved well analyses. *Groundwater Monitoring and Remediation*. v. 9, Issue 3, pp. 184-193.
- Escario V., Saez, J. (1986) The shear strength of partly saturated soils. *Geotechnique*, 36(3), 453-456
- Farrel, D.A. and Larson, W.E. (1972). Modeling the pore structure of porous media. *Water Resources Research*, (3), 699-706.
- Feng, M. and Fredlund, D.G. (1999). Hysteretic influence associated with thermal conductivity sensor measurements. *Proceeding from Theory to the Practice of Unsaturated Soil Mechanics*, in association with 52 and Can. Geotech. Con; & Unsaturated Group Regina.
- Ferber, V. (2005). Sensibilité des sols fins compactés à l'humidification: apport d'un modèle de microstructure| Theses. fr (Doctoral dissertation, Nantes).
- Fleureau J.M, Indarto, (1993). « Comportement du limon de Jossigny remanié soumis à une pression interstitielle négative ». *Revue Française de Géotechnique*, n° 62.
- Fleureau J.M., kheirbek- Saoud S. (2004). « Retrait et gonflement des sols soumis à un cycle de drainage humidification ». Cours. Ecole Centrale de Paris.
- Fleureau J.M., Kheirbek-Saoud S., Soemitro R., Taibi S. (1993). Behavior of clayey soils on drying-wetting paths. *Can Geotech J*, 30, pp. 287-296.
- Fleureau JM, Verbrugge JC, Huergo PJ, Gomes Correia A, Kheirbek-Saoud S. (2002). Aspects of the behaviour of compacted clayey soils on drying and wetting paths. *Canadian Geotechnical Journal*. 39(6) pp 1341-1357.
- Fleureau, J. M. and Taibi, S. (1995). Water-air permeabilities of unsaturated soils. *Proceeding of 1st International Conference on unsaturated soils, Rotterdam*. V.2, 479-484.
- Fleureau, J.M., Taibi, S., (1994). New Apparatus for the Measurement of Water-Air Permeabilities *Proceedings of 1st International Congress on Environmental Geotechnics*. 10-15 July 1994. Edmonton, Alberta, Canada. BiTech publishers LTD. W.D. Carrier (ed). pp 227-232.
- Franc, J. P. (1995). *La cavitation mécanismes physiques et aspects industriels* (p. 582). EDP Sciences.
- Fredlund D. G., Rahardjo, H. (1993). *Soil mechanics for unsaturated soils*. John Wiley & Sons.
- Fredlund D. G., Rahardjo, H., Gan J. K. M. (1987). Non-linearity of strength envelope for unsaturated soils. In *Proceedings of the 6th international conference on expansive soils, New Delhi, India December 1987*, Vol. 1, pp. 49-54
- Fredlund D., Morgenstern N. (1977) Stress state variables for unsaturated soils. In *Journal of the geotechnical engineering division*, Vol. 103 of GT 5, pp. 447-465.
- Fredlund D.G., Morgenstern N.R., Widger A. (1978) Shear strength of unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 15, n°13, 1978, pp.313-321.
- Fredlund, D. G. (2006). Unsaturated soil mechanics in engineering practice. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 132(3), 286-321.
- Fredlund, D.G. (1985) Theory formulation and application for volume change and shear strength in unsaturated soils. *Proc. Int. Conf. Soil Mech. Foun. Eng.*

- Fredlund, D.G. and Rahardjo H. (1993). Soil mechanics for unsaturated soils. A Wiley- Interscience Publication, JOHN WILEY & SONS, INC.
- Fredlund, D.G. and Xing, A. (1994). Equations for the soil-water characteristic curve. *Can. Geotechn. Journal*, 31(3), 521–532.
- Fredlund, M.D., Wilson, G.W. & Fredlund, D.G. (1997). Indirect procedures to determine unsaturated soil property functions. In. *Proceedings of 50th Canadian Geotechnical Conference, Golden Jubilee, Ottawa, Ont., BiTech Publishers Ltd., Richmond, B.C., 1, 407-414.*
- Fujita, H. (1952) The exact pattern of a concentration-dependent diffusion in a semi-infinite medium, Part II. *Textile Research journal*. Volume 22, Issue 12.
- Gaidi, L. (2002). Transfert par infiltration de l'eau et du soluté dans les sols non saturés, utilisation de la méthode TDR. [Transfer by infiltration of water and solute in unsaturated soils, using the TDR method]. Thesis, LGCIE Laboartory, Insa- Lyon, France.
- Gallipoli D., Bruno A.W. (2017) A bounding surface compression model with a unified virgin line for saturated and unsaturated soils. *Géotechnique*, 67(8), 703–712.
- Gardner W.R. (1958). Some steady state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table. *Soil Science*, (85), 228-232.
- Gardner, W. R. (1960). Water movement in soil. Wash. State Univ., Pullman.
- Gardner, W.R. (1956). Calculation of capillary conductivity from pressure plate outflow data. *Proceeding of the Soil Science Society of America*, 20, pp. 317-320.
- Geiser F. (1999) Comportement mécanique d'un limon non saturé. Etude expérimentale et modélisation constitutive. PhD thesis, No. 1942, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne
- Geiser F., Laloui L., Vulliet L. (2000) On the volume measurement in unsaturated triaxial test. *Proc. Conf. Unsaturated Soils for Asia, Unsat-Asia 2000*, 669-674, Balkema, Rotterdam.
- Ghembaza M.S., Taibi S. et Fleureau J.M. (2015). New thermal triaxial apparatus for unsaturated soils using the osmotic method. *Arabian Journal of Geosciences*. 8 : 3365-3380.
- Gray, W.G. and Schrefler, B.A. (2001) Thermodynamic approach to effective stress in partially saturated porous media. *Eur. J. Mech. A/Solids* 20. 521-538.
- Green, R.E. & Corey, J.C. (1971). Calculation of Hydraulic Conductivity : a Further Evaluation of some Predictive Methods. *Soil Sci. Soc. Am. Proc.*, (35), 3-8.
- Gueddouda, M. K., Abou-Bekr, N., Taibi, S., & Lamara, M. (2011). Comportement hydrique et mécanique d'un mélange sable de dune-bentonite. *European journal of environmental and civil engineering*, 15(1), 25-47.
- Gupta, S.C. & Larson, W.E. (1979). Estimating soil water retention from particle size distribution, organic matter percent and bulk density. *Water Resour. Res.*, 15, 1633-1635.
- Güven N., Low P.F., Mitchell J.K., Sposito G., Van Olphen H. (1992). Clay-Water interface and its reological implications. In: N. Güven and R.M. Pollastro (Editors) *Clay Miner. Sos. Workshop Lect.*, 4.
- Hajal T. (1984) Modélisation élastoplastique des sols par une loi multimécanismes. Application au calcul Pressiométrique". Thèse de. Doct. Ing., École Centrale Paris.

- Hassanizadeh, S.M. and Gray, W.G. (1990). Mechanics and thermodynamics of multiphase flow in porous media including interphase boundaries. *Advances in Water Resources*, 13, 169–186.
- Haverkamp R., and Parlange J. Y. (1986). Predicting the water retention curve from particle-size distribution: 1. Sandy soils without organic matter. *Soil Sciences*, 142, 325-339.
- Haverkamp, R., Debionne, S., Viallet, P., Angulo-Jaramillo, R. and de Condappa, D. (2006) *The handbook of Groundwater Engineering*, CRC : Boca Raton.
- Haverkamp, R., Vauclin, M., Touma, J., Wierenga, P.J. & Vachaud, G. (1977). Comparison of numerical simulation models for one-dimensional infiltration. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 41, 285-294.
- Hicher P.Y., Chang C.S. (2007) A microstructural elasto-plastic model for unsaturated granular materials *International Journal of Solids and Structures*, 44, 2304–2323.
- Hillel, D., (1982) : *Environmental soil physics*. Academic Press (USA).
- Hillel, D. (2003). *Introduction to environmental soil physics*. Elsevier.
- Hoffmann C, Alonso E.E, Romero E. (2007). Hydro-mechanical behaviour of bentonite pellet mixtures. *Phys Chem Earth*, 32, pp.832–849.
- Hong, Yang et al. (2004). Environmental-Economic Interaction and Forces of Migration. In *Environmental Change And Its Implications for Population Migration*, edited by J.D Unruh, M. S. Krol, and N. Eliot, 267- 288. Dordrecht: Kluwer.
- Hopmans, J.W. & Dane, J.H. (1986). Temperature dependence of soil water retention curves. *Soil Science Society of America Journal*, 50, 562-567.
- Hujeux, J.C. (1985) "Une loi de comportement pour le chargement cyclique des sols", *Génie Parasismique*, éditions Davidovicki, pp. 287-302.
- Indarto (1991). "Comportement des sols soumis à une pression interstitielle négative : application aux silos." Thèse Ecole Centrale Paris.
- Irmay S. (1954). On the Hydraulic conductivity of Unsaturated Soils. *Trans. Amer. Geophys. Union*, (35), 463-468.
- Jennings J.E.B. (1961) A Revised Effective Stress Law for Use in the Prediction of the Behaviour of Unsaturated Soils. *Pore Pressure and Suction in Soils*, Butterworths, London, 26-30.
- Jennings J.E.B., Burland J.B. (1962) Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils. *Géotechnique* 12, n°2 pp.125-144.
- Johnson L. D. (1973) Influence of Suction on Heave of Expansive Soils. Misc. PaperS73-17. U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station, CE, Vicksburg, Miss.
- Karube, D. & Kawai, K. (2001). The role of pore water in the mechanical behavior of unsaturated soils. *Geotechnical and Geological Engineering*, 19, 211–241.
- Kawai, K., Karube, D. & Kato, S. (2000). The model of water retention curve considering effect of void ratio. 329–334, Rotterdam, *Unsaturated soil for Asia*, Balkema.
- Khalili N., Loret B. (2001). An elastoplastic model for non-isothermal analysis of flow and deformation in unsaturated porous media: formulation. *International Journal of Solids and Structures*, 38, pp. 8305–8330.

- Khalili N., Khabbaz M.H. (1998) A unique relationship for χ the determination of the shear strength of unsaturated soils. *Géotechnique*, 48 (5), p.681-687.
- Khelifa.T. (1994). « Contribution à l'étude de la stabilisation des sols gonflants par ajout de sable ; cas des régions de Sidi-Aissa et de In-Amenas ». Thèse de Magister, Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediene, Alger.
- Kherbek-Saoud, S. (1994). Comportement, mécanique du ballast et de la couche de fondation d'une voie ferrée. Thèse de Doctorat, Ecole Centrale Paris.
- Kohgo Y., Nakano M., Miyazaki T. (1993). Theoretical aspects of constitutive modelling for unsaturated soils, *Soils and Foundations*, vol. 33, no. 4, pp. 49–63.
- Kohn, P. G. (1965). Tables of some physical and chemical properties of water, in *Society of Experimental Biologists Symposium XIX: The State and Movement of Water in Living Organisms* (Vol. 19, pp. 3-16)., Cambridge University Press, Cambridge, UK.
- Kong L.W., Guo A.G., Zhao Y.W., Liu Y.Y. (2005). Influence of moisture content on porosity features of Red clay. *Proceedings International Symposium on Advanced Experimental Unsaturated Soil Mechanics*, Trento, Italy, 27–29 June 2005. In: Tarantino A, Romero E, Cui YJ (eds) *Advanced experimental unsaturated soil mechanics*. Taylor, Francis Group, London, pp. 419–424.
- Kovács, C. (1981). *Seepage hydraulics*. Elsevier Science Publishers, Amsterdam. The Netherlands.
- Krahn, J., Fredlund, D. G. (1972). On total, matric and osmotic suction. *Soil Science*, 114(5), 339-348.
- Kumar, S., & Malik, R. S. (1990). Verification of quick capillary rise approach for determining pore geometrical characteristics in soils of varying texture. *Soil Science*, 150(6), 883-888.
- Kunze R.J. et Kirkham D. (1962), Simplified accounting for membrane impedance in capillary conductivity determinations. *Soil Sci. Soc. Amer. Proc.* 26, pp. 421-426.
- Kunze, R.J., Uehara, G. and Graham, K. (1968). Important Factors in the Calculation of the Hydraulic Conductivity. *Soil Sci. Soc. Am. Proc.*, (32), 760-765.
- Laloui L. et RittaLoria. A. (2020). *Analysis and Design of EnergyGeostructures*. Elsevier. ISBN: 9780128206232.
- Laloui L., Olgun C.G., Sutman M., McCartney J.S. et al. (2014). Issues involvedwiththermo-activegeotechnicalsystems:characterization of thermo-mechanicalsoilbehavior and soil-structure interface behavior. *J. DeepFound. Inst.* 8(2), 108–120.
- Laloui, L., Moreni, M. &Vulliet, L. (2003). Comportement d'un pieu bi-fonction, fondation et échangeur de chaleur. *Canadian Geotechnical Journal*, 40, 388–402.
- Lambe TW (1958) The structure of compacted clays. *J Soil Mech Found Div ASCE* 84, n°2, pp.1–34
- Le Roux, A., & Morin, P. (1999). Evolution de la microscopie electronique a balayage. Un progres pour les applications geo-environnementales. *Bulletin-laboratoires des ponts et chaussees*, 85-90.
- Li C. et Laloui L. (2016). Coupled thermo-hydro-mechanicaleffects on caprockstabilityduringcarbondioxide injection. 13th International Conference on GreenhouseGas Control Technologies, GHGT-13, 14-18 November 2016, Lausanne, Switzerland.

- Li X. (2000). Comportement hydromécanique des sols fins : de l'état saturé à l'état non saturé. Thèse de doctorat de l'université de Liège.
- Li, C., & Laloui, L. (2017). Coupled thermo-hydro-mechanical effects on caprock stability during carbon dioxide injection. *Energy Procedia*, 114, 3202-3209.
- Li, Z. S., Derfouf, F. E. M., Benchouk, A., Abou-Bekr, N., Taibi, S., & Fleureau, J. M. (2018). Volume change behavior of two compacted clayey soils under hydraulic and mechanical loadings. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 144(4), 04018013.
- Liu, H.H. & Dane, J.H. (1993). Reconciliation between measured and theoretical temperature effects on soil water retention curves. *Soil Science Society of America Journal*, 57, 1202–1207. 1993.
- Loret A., Alonso E. E. (1985) State surfaces for partially saturated soils. *Proceeding of the 11th international conference of mechanic foundation engineering, San Francisco*, 2, 557-562.
- Loret A., Villar M.V., Sánchez M., Gens A., Pintado X. Alonso E.E. (2003). Mechanical behaviour of heavily compacted bentonite under high suction changes. *Geotechnique*, vol. 53, n° 1, pp. 27-40.
- Loret B., Khalili N. (2002). An effective stress elastic-plastic model for unsaturated porous media. *Mechanics of Materials*. 34, 97-116.
- Loret B., Khalili N. (2000) A three phase model for unsaturated soils. *International Journal for Numerical Analytical methods in Geomechanics*, 24, 893-927.
- Lu N, Godt J.W, Wu D.T. (2010). A closed form equation for effective stress in unsaturated soil. *Water Resources Research*, 46, W05515.
- Lu N, Wu B, Tan C.P. (2007). Tensile strength characteristics of unsaturated sand. *J Geotech Geoenviron Eng.*;133(2):144-154.
- Lu N., Likos, W. J. (2006) Suction stress characteristic curve for unsaturated soil. *J. Geotech. Geoenviron.Eng.*, 132(2), 131–142.
- Lu, N. and Likos, W.J. (2004) *Unsaturated Soil Mechanics*. John Wiley & Sons, Inc., Hoboken.
- Lucas, G et Sylvi, R. (2017). Notion de Viscosité D'un Fluide. *Ecoulements Visqueux. Cours de Physique LP08. École Normale Supérieure de Lyon, site René Descartes*.
- Maqsoud, A., Bussièrè, B., Aubertin, M., Mbonimpa, M. (2006). Modification of the predictive MK model to integrate hysteresis of the water retention curve. *Proceedings of the 4th International Conference on Unsaturated Soils, Carefree, Arizona, Geotechnical Special, Publication, No. 147, ASCE, GEO Institute, Vol.2, pp. 2465-2476*.
- Maqsoud, A., Bussièrè, B., Mbonimpa, M. Aubertin, M. (2007). Conversion of the modified Kovács Model parameters to the Brooks & Corey and van Genuchten model parameters for granular soils. *OttawaGeo2007*. pp. 1053- 1060.
- Maqsoud, A., Bussièrè, B., Mbonimpa, M., & Aubertin, M. (2017). Comparison between the predictive modified Kovács model and a simplified one-point method measurement to estimate the water retention curve. *Archives of Agronomy and Soil Science*, 63(4), 443–454. <https://doi.org/10.1080/03650340.2016.1218476>
- Marshall, T.j. (1958). A relation between permeability and size distribution of pores. *J. Soil Sci.*, (9), 1-8.
- Martin, R. T. (1962). Adsorbed water on clay: A review. *Clays and clayminerals*, 28-70.

- Masrouri, F. (1996). Comportement hydro-mécanique des sols polyphasiques. Mémoire d'Habilitation à Diriger des Recherches, INPL, Nancy, 144.
- Maswowe J. (1985). Stress paths for a compacted soil during collapse due to wetting. PhD thesis, Imperial College of Science and Technology.
- Matyas E., Radhakrishna H. (1968) Volume change characteristics of partially saturated soils. *Geotechnique* 18, 4, pp. 432-448.
- Mbonimpa, M., Aubertin, M., Maqoud A., Bussière, B. (2006). A predictive model for the water retention curve of deformable clayey soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 132: 9, pp.1121-1132.
- McKee, C., and Bumb, A. (1984). The importance of unsaturated flow parameters in designing References 246 a hazardous waste site. In *Hazardous Wastes and Environmental Emergencies (Hazardous Materials Control Research Institute National Conference)*. Houston, TX. pp. 50–58. doi:10.1023/A:1013109728218.
- McKee, C., and Bumb, A. (1987). Flow-Testing Coalbed Methane Production Wells in the Presence of Water and Gas, *Society of Petroleum Engineers (SPE) Formation Evaluation*, Richardson, Vol. 2, No. 4, pp. 599-608.
- Meerdink, J.S., Benson, C.H., and Khire, M.V. (1996). Unsaturated hydraulic conductivity of two compacted barrier soils, *Journal of Geotechnical Engineering*, 122: 565-576.
- Mele, A., Scognamiglio, V., Nocerino, V., De Stefano, L., Memo, A., Toro, R. G., & Capitelli, F. (2024). In-Depth Characterization of Natural Clays from Southeast Albania. *Crystals*, 14(10), 903.
- Miller E. E., Elrick D. E., (1958). Dynamic determination of capillary conductivity extended for non-negligible membrane impedance. *Soil Sci. Soc. Am. Proc.*, 22, 483-486.
- Mitchell J.K. (1993). *Fundamentals of soil behaviour*. 2ème ed., John Wiley & Sons, New York, 437p.
- Modaressi A., Aboubekr N. (1994) A constitutive model for unsaturated soils; a prospective approach. In *Proceedings of numerical Models in Geomechanics, NUMOG V, Vol.1*. Balkena, Rotterdam, pp. 45–50.
- Mualem Y. (1986). Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils: Prediction and Formulas. *Methods of Soil Analysis: Part 1 - Physical and Mineralogical Methods*, Agronomy Monograph no 9, Am. Soc. of Agronomy- Soil Sci. Soc. Am., 799-823.
- Mualem, Y. (1976). A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. *Water Resour. Res.*, 12, 513- 522. 296.
- Mualem, Y. et Degan, G. (1978). Hydraulic conductivity of soils: unified approach to the statistical models. *Soil Sci. Soc. Am. J.* (42), 392-395.
- Mun, W., & McCartney, J. S. (2017). Constitutive model for drained compression of unsaturated clay to high stresses. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 143(6), 04017014.
- Murray, E. J., et Sivakumar, V. (2010). *Unsaturated Soils: A fundamental interpretation of soil behaviour*. John Wiley & Sons.
- Nanda A., Delage P., Nedjat N., Fry J.J., Gatmiri B. 1993. Evaluation de la sécurité des remblais en cours de construction : le code UDAM. *Revue Française de Géotechnique*. N°62, pp. 23-34.

- Nanda, A., Gatmiri, B. Delage, P., Fry, J.J. & Nadjat, N. (1990) "U-DAM: Un nouveau code de calcul triphasique pour barrages". Colloque du G.R.E.C.O. Géomatériaux, Aussois, pp. 427-429.
- Nasri, B. (2013) Évaluation des fonctions de pédotransfert d'un sol hétérogène, milieu récepteur d'eau usée traitée, sur un site pilote dédié. Thèse de doctorat, Université Paris-EST.
- Nikooee E, Habibagahi G, Hassanizadeh M, Ghahramani A. (2013) Effective Stress in Unsaturated Soils: A Thermodynamic Approach Based on the Interfacial Energy and Hydromechanical Coupling. *Transp Porous Med.*;96:369-396.
- Nimmo, J. R. & Miller, E.E. (1986). The temperature dependence of isothermal moisture vs. potential characteristic of soils. *Soil Science Society of America Journal*, 50, 1105–1113.
- Nimmo, J. R. (1997). Modeling structural influences on soil water retention. *Soil Sci. Soc. Am. J.* 61:712-719.
- Ning Lu, William J. Likos (2004). *Unsaturated Soil Mechanics*. ISBN: 978-0-471-44731-3.
- Nowamooz H. (2007). *Retrait-gonflement des sols argileux compactés et naturels*. Thèse, Institut National Polytechnique de Lorraine, Nancy.
- Nowamooz, H., & Masrouri, F. (2008). Hydromechanical behaviour of an expansive bentonite/silt mixture in cyclic suction-controlled drying and wetting tests. *Engineering Geology*, 101(3-4), 154-164.
- Nuth, M. and Laloui, L. (2008) Effective stress concept in unsaturated soils: clarification and validation of a unified framework. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.* 32, 771–801.
- Olchitsky, E. (2002). *Couplage hydromécanique et perméabilité d'une argile gonflante non saturée sous sollicitations hydriques et thermiques*. Thèse de doctorat, École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.
- Pagenkopf, G. K., (1978). *Introduction to Natural Water Chemistry*, Marcel Dekker, New York.
- Peck, A. J. ; Rabbidge, R. M., (1966). Soil-Water Potential: Direct Measurement by a New Technique *Science*, Volume 151, Issue 3716, pp. 1385-1386.
- Peck, A.J. (1960). Change of moisture tension with temperature and air pressure :theoretical. *Soil Science*, 89, 303–310.
- Peregoedova, A. (2012). *Étude expérimentale des propriétés hydrogéologiques des roches stériles à une échelle intermédiaire de laboratoire* Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal.
- Pereira, J.H.F., and Fredlund, D.G. (2000). Volume change behavior of collapsible compacted gneiss soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126: 907–916.
- Philip, J. R. & De Vries, D.A. (1957). Moisture movement in porous materials under temperature gradient. *AGU Transaction*, 38, 222–232.
- Philip, J. R. (1969). Theory of infiltration. *Adv. Hydroscience*, 5, 215-305.
- Philip, J.R. (1957a) The theory infiltration 5: the influence of initial moisture content. *Soil Sci.*, Vol 84, 329-339.
- Philip, J.R. (1957 b). The theory infiltration 6: effect of water depth over soil. *Soil Sci.*, Vol 84, 278-286.

- Philip, J.R. (1985). Approximate analysis of the borehole perméamètre in unsaturated soil. *Water Resour. Res.*, v. 21, no. 7, pp. 1025-1033.
- Popescu M.(1986). A comparison between the behaviour of swelling and of collapsing soils. *Engineering Geology*, 23, pp. 145-163.
- Proctor R. R. (1933). Fundamental principles of soil compaction. *Engineering news records*, 111, n°9, 10, 12 et 13.
- Prost R. (1990). « Relations eau-argile : structure et gonflement des matériaux argileux . Dans A. Decarreau (dir.), *Matériaux argileux: Structure, propriétés et applications*, Soc. Fr. Min. Cristall., Paris, pp. 343-386.
- Purcell, W.R. (1949). Capillary Pressures- their Measurement Using Mercury and the Calculation of permeability there from. *Pet. Trans. Am. Inst. Min., Metall. Pet. Eng.*, (186), 154-162.
- Qi Y. (1996). Comportement hydromécanique des argiles : Couplage des propriétés micro-macroscopiques de la Laponite et de l'Hectorite. Thèse de doctorat, Université d'Orléans.
- Raats, P. A. C., Zhang, Z. F., Ward, A. L. & Gee, G. (2004). The relative connectivity-tortuosity tensor for conduction of water in anisotropic unsaturated soils, *Vadose Zone Journal*, 3 (4), 1471–1478.
- Rezaee, L., Shabanpour, M. and Davatgar, N. (2011) 'Estimating the soil water retention curve from soil particle size distribution using the Arya and Paris model for Iranian soils', *Turkish Journal of Agriculture & Forestry* 35(6): 649-657.
- Richards B.G. (1974) Behaviour of unsaturated soils. In: Lee IK (ed), *Soil mechanics-new horizons*. American Elsevier, New York, pp 112–157.
- Richards, B.G. (1966) "The significance of moisture flow and equilibria in unsaturated soils in relation in the design of engineering structures built oil shallow foundation in Australia". Symp. on Permeability and Capillary, Am. Soc. Testing Materials, Atlantic City.
- Richards, L. A., (1931). Capillary conductivity of liquids through porous medium. *Physics*, 1, 206-209.
- Rijtema, P.E. (1965). An analysis of actual evapotranspiration. Thesis Wageningen. V.L.O. 659, Pudoc, Wageningen.
- Robinet J.C., Rahbaoui A., Plas F., Lebon P. (1996). A constitutive thermomechanical model for saturated clays. *Engineering Geology*, 41, pp. 145-149.
- Rogowski, A.S. (1971). Watershed physics: Model of the soil moisture characteristics. *Water Resources Research*, 7(6), 1575-1582.
- Rogowski, A.S. (1972). Estimation of soil moisture characteristic and hydraulic conductivity: Comparison of models. *Soil Science*, 114(6), 423-429.
- Romero E., Facio J.A., Lloret A., Gens A. & Alonso E.E. (1997). A new suction and temperature controlled triaxial apparatus. Proc. of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering 1, 185–188.
- Romero E., Hoffmann C., Castellanos E., Suriol J., Lloret A. (2005). Microstructural changes of compacted bentonite induced by hydro-mechanical actions. Proc of Inter Sym on Large Scale Field

- Tests in Granite, Sitges, Spain. In: Alonso EE, Ledesma A (eds) *Advances in understanding engineered clay barriers*. Taylor, Francis Group, London, pp. 193–202.
- Romero E., Simms P.H. (2008). *Microstructure Investigation in Unsaturated Soils: A Review with Special Attention to Contribution of Mercury Intrusion Porosimetry and Environmental Scanning Electron Microscopy*. *Geotechnical Geology Engineering* 26, pp. 705-727.
- Romero E., Villar M.V. & Lloret A. (2005a). *Thermo-hydro-mechanical behaviour of two heavily over consolidated clays*. *Engineering Geology* 81(3), 255-268.
- Romero, E. & Vaunat, J. (2000). *Retentions curves of deformable clays. Experimental evidence and theoretical approaches in unsaturated soils*. Balkema.
- Romero, E., Gens, A. & Lloret, A. (2001). *Temperature effect on the hydraulic behaviour of an unsaturated clay*. *Geotechnical and Geological Engineering*, 19, 311–332.
- Russo, D. (1988). *Determining soil hydraulic properties by parameter estimation: On the selection of a model for the hydraulic properties*, *Water Resources Research*, 24, 453-459.
- Saix, C. (1987). *Contribution à l'étude des sols non saturés en température. Application à l'exploitation thermique du sous-sol*. Thèse de doctorat, Université Montpellier 2, France.
- Saiyouri N. (1996). *Approche microstructurale et modélisation des transferts d'eau et du gonflement dans les argiles non saturées*. Thèse de Doctorat, Ecole Centrale de Paris.
- Salager, S. Jamin, F., El Youssoufi, M.S & Saix, C. (2006). *Influence de la température sur la courbe de rétention d'eau*. *C. R. Mécanique*, 334, 393–398.
- Salles F. (2006). *Hydratation des argiles gonflantes : Séquence d'hydratation multi-échelle Détermination des énergies macroscopiques à partir des propriétés microscopiques*. Paris, Université Paris VI Pierre et Marie Curie.
- Sayad Gaïdi C. (2003). *Ecoulement dans les milieux poreux peu perméables saturés et non saturés*. Thèse de Doctorat, Université du Havre, France.
- Scholtès L., Hicher P-Y., Nicot F., Chareyre B., Darve F. (2009) *On the capillary stress tensor in wet granular materials*. *Int. J. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. DOI:10.1002/nag.767.
- Schrefler, B.A., Simon I, L., Xikul, L. & Zienkiewicz, O.C. (1990) "*Mechanics of partially saturated porous media*". *Numerical Methods and Constitutive Modelling in Geomechanics*, CUM Lecture notes, Desai & Gioda cds., Wicn, 169-209.
- Schud, W. M., Cline, R. L. and Sweeney, M. D. (1988) '*Comparaison of a laboratory procedure and a textural model for predicting in situ soil water retention*', *Soil Sci. Soc. Am. J.* 52: 1218-1227.
- Seed H.B., Chan CK. (1959). *Structure and strength characteristics of compacted clays*. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division ASCE*, 85, n°SM5, pp. 87-128.
- She, H.Y. & Sleep, B. (1998). *The effect of temperature on capillary pressure-saturation relationships for airwater and tetrachloroethylene-water systems*. *Water Resources Research*, 34, 2587–2597.
- Simms P.H., Yanful E.K. (2001) *Measurement and estimation of pore shrinkage and pore distribution in a clayey till during soil-water characteristic curve tests*. *Can Geotech J*, 38, pp.741–754.
- Skempton, A. W. (1954). *The pore-pressure coefficients A and B*. *Geotechnique*, 4(4), 143-147.

- Soemtro, R. (1994) "Comportement hydraulique et mécanique des argiles gonflantes. Thèse de Doctorat, Ecole Centrale Paris.
- Souli J., Fleureau J.-M. (2008). Changes in the fabric of calcareous clay during wetting. Proc du Symp Int Sécheresse et Constructions. Volume (1), 1-3 septembre. Marne-la-Vallée, pp. 177-182.
- Soulié F. (2005). Cohésion par capillarité et comportement mécanique de milieux granulaires, Thèse de doctorat, Université Montpellier I.
- Sparks. A.D.W. (1963) "Theoretical considerations of stress equations for partly saturated soils". 3rd Regular Conference for Africa on Soils Mechanics and Foundation Engineering. Salisbury.
- Streeter, V. L., Wylie, E. B., & Bedford, K. W. (1985). Fluid Mechanics McGraw-Hill. Inc., New York, NY.
- Streeter, V. L., Wylie, E. B., and Bedford, K. W., (1997). Fluid Mechanics, McGraw- Hill Science/Engineering/Mathematics, New York.
- Suriol, J., Gens, A., & Alonso, E. E. (2002). Volumetric behaviour of a compacted soil upon wetting. In Proc. 3rd International Conference on Unsaturated Soils. Recife (Brasil) (Vol. 2, pp. 619-623).
- Taibi S. (1994) Comportement mécanique et hydraulique des sols soumis à une pression interstitielle négative - Etude expérimentale et modélisation. Thèse de doctorat. France : Ecole Centrale de Paris.
- Taibi S. (2007) Contribution à l'étude du comportement Thermo-Hydro-Mécanique des sols non saturés, Application la géotechnique environnementale. Rapport scientifique pour HDR. Univ. Du Havre, France.
- Taibi S. ; Dumont M. ; Fleureau J.M. (2009). Effective Stress Extended to Unsaturated Soils - Effect of the Interfacial Tension and Wettability. Proceedings of the 17 th International Conference on Soil Mechanics & Geotechnical Engineering, 5-9 October 2009, Alexandria, (pp.829-832). Amsterdam, the Netherlands: IOS press, Millpress (ISBN 978-1-60750-031-5)-DOI: 10.3233/978-1-60750-031-5-829.
- Tang, A.M. (2005). Effet de la température sur le comportement des barrières de confinement. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.
- Tang, A.M., & Cui, Y. (2005). Controlling suction by vapour equilibrium technique at different temperatures, application to the determination of the water retention properties of MX80 clay. arXiv: Classical Physics.
- Tani, M. (1982). The properties of a water-table rise produces by a one-dimensional vertical unsaturated flow (in Japanese with English summary), J. Jpn. For. Soc., 64, 409-418.
- Tarantino A., Mongiovi L., Bosco G. (2000) An experimental investigation on the independent isotropic stress variables for unsaturated soils. Géotechnique 50 (3) : 275-282
- Tatsuoka F & Gomes Correia A. (2018). Importance of controlling the degree of saturation in soil compaction linked to soil structure design, Transportation Geotechnics. 17:3-27.
- Terzaghi K. (1923). Die Berechnung der Durchlässigkeit des Tonens aus dem Verlauf der hydrodynamischen Spannungserscheinungen, Sitzungber. Akad. Wiss. Wien, 132, 125-138.
- Terzaghi K. (1936) The shearing resistance of saturated soils and the angle between the planes of shear. First Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Harvard Univ. I, pp. 54-56.
- Terzaghi, K. (1943). Theoretical Soil Mechanics. Wiley, New York, p. 510.

- Tessier D. (1984). Étude expérimentale de l'organisation des matériaux argileux Hydratation, gonflement et structuration au cours de la dessiccation et de la réhumectation. Thèse de doctorat de l'université Paris 7, France.
- Tessier, D., & Grimaldi, M. (1993). Comportement et organisation des pâtes d'argiles. Importance des cycles de dessiccation-humectation./Behavior and structure of clay pastes. Role of dehydration-rehydration cycles. *Sciences Géologiques, bulletins et mémoires*, 46(1), 243-256.
- Tetens, O., (1930). Uber einige meteorologische Begriffe. *Zeitschrift Geophysic*, 6, 297–309.
- Topp, G.C., and Miller, E.E. (1966). Hysteresis moisture characteristics and hydraulic conductivities for glass- bead media. *Soil Sc. Amer. Proc.*, 30, 156-162.
- Topp, G.C., and Miller, E.E. (1966). Hysteresis moisture characteristics and hydraulic conductivities for glass- bead media. *Soil Sc. Amer. Proc.*, 30, 156-162.
- Touloukian, Y. S., Saxena, S. C., and Hestermans, P., (1975). Viscosity, thermophysical properties of matter. *TPRC Data Series, Vol. 11*, Plenum, New York.
- Touret O., Pons C.H., Tessier D., Tardy Y. (1990). Etude de la répartition de l'eau dans des argiles saturées Mg⁺ aux fortes teneurs en eau. *Clay Minerals*, 25, 217-233.
- Trabelsi H., Alassaf Y., Jamei M. & Olivella S. (2023). Desiccation cracks prediction using a 3D finite elements model, *International Journal of Geotechnical Engineering*. Taylor and Francis.
- Tribet, M. (2007). Etude de l'effet de la radiolyse de l'eau sur la lixiviation de la zirconolite. Doctoral dissertation, Université Claude Bernard-Lyon I.
- U.S. Research Council. (1933). *The International Critical Tables*, McGraw-Hill, New York, Vol. 1, No. 7.
- Vachaud, G. (1966). Vérification de la loi de Darcy généralisée et détermination de la conductivité capillaire à partir d'une infiltration horizontale. *Intern. Symposium on water in the unsaturated Zone*, Wageningen, June 19-25, Ib-2.
- Vachaud, Gaudet & Kuraz (1974). Air and water during ponded infiltration in a vertical bounded column of soil. *J. of Hydrology*. 22, 89-108.
- Van Damme H. (2002). L'eau et sa représentation, dans O. Coussy et J.M. Fleureau (dir.), *Mécanique des sols non saturés*, Lavoisier, Paris, pp. 23-68.
- Van Genuchten, M. TH. (1980). A closed form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Sci. Am. J.*, 44, 892-898.
- Vauclin, M. (1971). Effets dynamiques sur la relation succion-teneur en eau lors d'écoulements en milieu non saturé, Thèse de Doctorat. Université scientifique et médicale de Grenoble. Grenoble, France.
- Verbrugge, J. C. (1978). Emploi d'une méthode psychrométrique dans des essais triaxiaux sur un limon remanié non saturé. *Canadian Geotechnical Journal*, 15(4), 501-509.
- Vicol, T. (1990). Comportement hydraulique et mécanique d'un sol fin non saturé (Doctoral dissertation, École des Ponts ParisTech).
- Villar M.V. (1995). Firsts results of suction controlled oedometer tests in highly expansive montmorillonite". In Alonso & Delage (eds), *Proceedings of the 1st International Conference on Unsaturated Soils*, Paris. Rotterdam: Balkema. ISBN: 90-5410-583-6, vol. 1, pp. 207-213.

- Viola, R., Tuller, M., Or, D., & Drasdis, J. (2005). Microstructure of clay-sand mixtures at different hydration states. In *Advanced experimental unsaturated soil mechanics EXPERUS 2005* (pp. 437-442).
- Wan R, Khosravani S, and Pouragha M. (2014). Micromechanical analysis of force transport in wet granular soils. *Vadose Zone J.*13 (5).
- Wang Ji-P., Hu N., François B., Lambert P. (2017). Estimating water retention curves and strength properties of unsaturated sandy soils from basic soil gradation parameters. *Water Resources Research*, 53, 7, 6069-6088.
- Waruru, B. K., Shepherd, K. D., Ndegwa, G. M., Sila, A., & Kamoni, P. T. (2015). Application of mid-infrared spectroscopy for rapid characterization of key soil properties for engineering land use. *Soils and Foundations*, 55(5), 1181-1195.
- Wheeler S. J, Sivakumar, V. (1992) Development and application of a critical state model for unsaturated soil. In *Predictive soil mechanics: Proceedings of the Wroth Memorial Symposium held at St Catherine's College, Oxford, 27-29 July 1992* (pp. 709-728). Thomas Telford Publishing
- Wheeler S. I, Sharma R. I, Buisson M. S. R. (2003) Coupling of hydraulic hysteresis and stress-strain behaviour in unsaturated soils. *Géotechnique*, 53(1), 41-54.
- Wheeler S.J., Gallipoli D. & Karstunen M. (2002). Comments on use of the Barcelona Basic Model for unsaturated soils. *International journal for numerical and analytical methods in Geomechanics* 26(15), 1561-1571.
- White, I. and Sully, M. J. (1987). Macroscopic and microscopic capillary length and time scales from field infiltration. *Water Resources Research*. 23, 1514-1522.
- Wind, G.P. (1955). Field experiment concerning capillary rise of moisture in heavy clay soil. *Neth. J. Agrical. Sci.* (3), 60-69.
- Wooding, R.A. (1968). Steady infiltration from a shallow circular pond. *Water Resour. Res.*, 4, 1259-1273.
- Wyllie, M.R.J. & Gardner, G.H.F. (1958). The Generalized Kozeny-Carman Equation: A novel Approach to Problems of Fluid Flow. *World Oil Prod. Sect.*, (146), 210-228.
- Xu, Y., Xiang, G., Jiang, H., Chen, T., & Chu, F. (2014). Role of osmotic suction in volume change of clays in salt solution. *Applied Clay Science*, 101, 354-361.
- Yong R.N. (1999). Overview of modeling of clay microstructure and interactions for predictions of waste isolation barrier performance, *Engineering Geology*, vol. 54, n°1, pp. 83-91.
- Yong R.N., Sheeran D.E. (1973). Fabric unit interaction and soil behavior. *Proc on the Int Sym on Soil Structure*, Gothenburg, Suède, pp. 176-183.
- Zerhouni I. (1991) Rôle de la pression interstitielle négative dans le comportement des sols, Application aux routes. Thèse de Doctorat. Ecole Centrale de Paris.
- Zhou A., Huang R., Sheng D. (2016) Capillary water retention curve and shear strength of unsaturated soils. *Can. Geotech. J.* 53, 974–987.
- Zhou, J., & Yu, J.L. (2004). Influences affecting the soil-water characteristic curve. *Journal of Zhejiang University Sciences*, 6A (8), 797–804. 2004.

BIOGRAPHIES DES AUTEURS



Nabil ABOU-BEKR est Professeur en Géotechnique à l'université de Tlemcen. Docteur en géotechnique de l'Ecole Centrale de Paris (1995). Il est auteur ou co-auteur de plus de 30 publications dans des revues internationales spécialisées. Il a encadré 10 thèses de doctorat soutenues dans le domaine des sols non saturés. Il est membre fondateur du réseau unsat-dz.



Assia BENCHOUK est Professeure en Géotechnique à l'université de Tlemcen. Docteur en géotechnique de la même université (2014). Plusieurs articles scientifiques à son actif concernant le domaine de recherche sur les sols non saturés. Elle est membre du réseau unsat-dz.

Salima BOUCHEMELLA est Docteur en Génie Civil de l'université de Guelma depuis 2015. Elle est Enseignante Chercheuse « MCA » à l'université de Souk Ahras, membre dans le comité de pilotage du réseau « unsat-dz », ancienne Post-Doctorante au Laboratoire LOMC de l'université Le Havre Normandie. Elle a travaillé pendant sept ans comme Ingénieur de contrôle technique au sein de l'organisme national de contrôle technique de construction de l'Est « CTC/EST », agence de Guelma, Algérie.



Souad Amal BOUROKBA Maître de Conférences habilitée à diriger des recherches, en Géotechnique à l'Université des Sciences et de la Technologie Mohamed Boudiaf. Elle est auteur et co-auteur de 6 publications dans des revues internationales spécialisées et plus de 40 communications. elle a encadré 3 thèses de doctorat dans le domaine des sols non saturés. Elle est membre du réseau unsat-dz depuis sa création en 2009.



Feth-Ellah Mounir DERFOUF est Docteur en Géotechnique de l'université de Tlemcen depuis 2014 et maître de conférences à l'université Dr Moulay Tahar à Saida. Il est membre fondateur de la société Algérienne de Géotechnique ALGEOS et membre actif du réseau unsat-dz. Il a publié plus d'une quinzaine d'articles et communications scientifiques en rapport avec les sols non saturés et leur comportement hydromécanique.



Mustapha KEBAILI Docteur en Génie Civil diplômé de l'Ecole Nationale Polytechnique (ENP) d'Alger. Domaines d'intérêts scientifiques: les sols expansifs et les produits géosynthétiques. Actuellement Maître de Conférences à l'Université d'Ouargla. Membre fondateur de l'Association ALgérienne de GEOTECHNIQUE (ALGEOS) et de l'Association Scientifique Algérienne des Géosynthétiques (ASAG). Président actuel du Réseau des chercheurs en mécanique des sols non saturés (UNSAT-DZ).



Hassan MOULAY OMAR : Maître de conférences à l'université Ahmed Draya Adrar. Docteur en géotechnique de l'Ecole Nationale Polytechnique d'Oran M-A (2021). Il est auteur et co-auteur de plusieurs publications nationales et internationales. Membre du comité de pilotage du réseau unsat-dz.



Said TAIBI est professeur des universités à l'université Le Havre Normandie (France), Laboratoire Ondes et Milieux Complexes (LOMC), UMR CNRS 6294. Ses axes de recherche traitent des Lois de comportement Thermo-Hydro-Mécanique des sols non saturés, des écoulements multiphasiques et des Transferts couplés hygro-thermiques dans les géomatériaux. Reviewer pour une dizaine de revues scientifiques internationales, Il a encadré ou co-encadré 27 thèses de doctorat. Auteur ou co-auteur d'environ 170 communications, dont 2 chapitres de livres et soixante dix articles dans des revues internationales à comité de lecture.

DRAFT