

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche

Scientifique

Université 20 Août 1955-Skikda

جامعة 20 أوت 1955 سكيكدة

Faculté de Technologie

كلية التكنولوجيا

Département de Génie Civil

قسم : الهندسة المدنية

Réf : D012123016D

المرجع : D012123016D



Thèse présentée en vue de l'obtention du diplôme de

DOCTORAT en SCIENCES

Filière : **Génie Civil**

Option : **Géotechnique**

**Comportement des sols non saturés-prise en compte du
changement de la distance entre grains**

Présentée par : **Bencheikh karim**

Directeur de Thèse : **Pr. Salah Messast**

Soutenue publiquement le 03/07/2023

Devant le Jury

- Mme. Rehab Bekouche Souhila	Professeur	Université de Skikda	Présidente
- Mr. Messast Salah	Professeur	Université de Skikda	Rapporteur
- Mme. Mendjel Djenette	MCA	Université de Skikda	Examinatrice
- Mr. Laouar Med Salah	Professeur	Université de Tebessa	Examineur
- Mr. Nouaouria Med Salah	Professeur	Université de Guelma	Examineur
- Mr. Mabrouki Abdelhak	Professeur	Université de Biskra	Examineur

Résumé :

Cette recherche présente une approche de simulation numérique pour prédire les valeurs approximatives des paramètres du sol non saturé à faible teneur en eau.

Afin de comprendre le comportement des sols non saturés et de créer la courbe caractéristique sol-eau, le modèle proposé tente de prédire en termes de distance de séparation des particules les paramètres suivants : Premièrement, la relation entre la teneur en eau et la succion matricielle. Deuxièmement, la relation entre le paramètre de contrainte effective χ et l'angle de remplissage θ . Troisièmement, la relation entre la contrainte de la succion et l'angle de remplissage θ . Quatrièmement, l'effet de la distance de séparation des particules sur la courbe de résistance à la traction en termes de degré de saturation.

Le modèle proposé assume que toutes les particules sont des sphères également dispersées de même taille. Dans cette étude, le modèle proposé est exclusivement appliqué à l'ordre d'emballage cubique simple avec un angle de contact nul. Le modèle peut également être utilisé pour prédire la succion matricielle, le paramètre de contrainte effective χ , la contrainte de succion et la résistance à la traction tout en combinant les propriétés du sol déterminées expérimentalement. Cela supprime la nécessité d'appareils de mesure sophistiquée ou de procédures d'essai spécifiques pour illustrer comment la distance de séparation affecte le comportement des sols non saturés. Par rapport aux données expérimentales, notre modèle a montré des résultats positifs.

Mots clés :

Sol, succion, sol non saturé, succion matricielle, contrainte effective, contrainte de succion, résistance à la traction.

*A*_{bstract} :

This research presents a numerical simulation approach for predicting approximate values of unsaturated soil parameters with low water content.

In order to understand how unsaturated soils behave and to create the soil-water characteristic curve, the suggested model attempts to predict the following parameters. First, the relationship between the water content and the matric suction in terms of particle separation distance. Secondly, the relationship between the effective stress parameter χ and the filling angle θ when the separation distance between soil particles is taken into account. Thirdly, the relationship between suction stress and filling angle θ , in terms of particle separation distance. Fourthly, the effect of particle separation distance on the curve of tensile strength in terms of the degree of saturation.

The updated model assumes that all the particles are equally dispersed spheres of the same size. In this study, the updated model is exclusively applied to simple cubic packing order with zero contact angle. The model may also be used to predict matric suction, effective stress parameter, suction stress, and tensile strength while combining experimentally determined soil properties. This removes the requirement for sophisticated measuring devices or specific test procedures to illustrate how the separation distance affects the behavior of unsaturated soils. Compared to the experimental data, our model has shown positive results.

Keywords :

Soil, suction, unsaturated soil, matric suction, effective Stress, suction stress, tensile strength.

ملخص:

يقدم هذا البحث طريقة محاكاة رقمية للتنبؤ بالقيم التقريبية لمعاملات التربة غير المشبعة ذات المحتوى المائي المنخفض.

من أجل فهم كيفية سلوك التربة غير المشبعة وإنشاء منحى خصائص التربة والمياه ، يحاول النموذج المقترح التنبؤ بالمعايير التالية. أولاً ، العلاقة بين محتوى الماء وشفط الماتريك من حيث مسافة فصل الحبيبات. ثانياً ، العلاقة بين معامل الإجهاد الفعال وزاوية الملء عند أخذ مسافة الفصل بين حبيبات التربة في الاعتبار. ثالثاً ، العلاقة بين إجهاد الشفط وزاوية الملء ، من حيث مسافة فصل الحبيبات. رابعاً: تأثير مسافة فصل الحبيبات على منحى مقاومة الشد من حيث درجة التشبع.

يفترض النموذج المقترح أن جميع الحبيبات هي كرات متفرقة متساوية من نفس الحجم. في هذه الدراسة، يتم تطبيق النموذج المحدث حصرياً على أمر تعبئة مكعب بسيط بزاوية تلامس صفرية. يمكن أيضاً استخدام النموذج للتنبؤ بالشفط الماتريك، ومعلمة الإجهاد الفعالة، وإجهاد الشفط، وقوة الشد أثناء الجمع بين خصائص التربة المحددة تجريبياً. هذا يزيل الحاجة إلى أجهزة قياس متطورة أو إجراءات اختبار محددة لتوضيح كيفية تأثير مسافة الفصل على سلوك التربة غير المشبعة. مقارنة بالبيانات التجريبية، أظهر نموذجنا نتائج إيجابية.

الكلمات المفتاحية:

التربة، الشفط، التربة غير المشبعة، شفط ما تريك، الإجهاد الفعال، إجهاد الشفط، قوة الشد.

A ma mère et à toute la famille ;

A ma femme et à mes enfants :

Merieme,

Sarra.

A Tous, Je Dédie ce travail.

Remerciment

*À travers ce travail, je tiens à exprimer mes profonds remerciements à **DIEU** qui m'a donné force, patience, courage, santé et volonté pour réaliser ce travail.*

*Je tiens d'abord à exprimer ma profonde reconnaissance à mon directeur de thèse le professeur **Messast Salah** pour son soutien constant, son savoir, sa gentillesse et ses précieux conseils et pour les corrections minutieuses de ce travail. Je ne saurais en quelques mots exprimer toute la reconnaissance que je vous porte.*

*Aujourd'hui, je remercie bien évidemment tous les membres du jury, Merci **Pr. Rehab Bekouche Souhila**, de m'avoir fait l'honneur de présider le jury de soutenance. J'exprime ma reconnaissance au **Dr. Mendjel Djenette**, **Pr. Laouar Med Salah**, **Pr. Nouaouria Med Salah** et **Pr. Mabrouki Abdelhak**, qui ont accepté de faire partie de mon jury et d'évaluer mon travail, je vous remercie pour avoir jusqu'au bout décortiqué en détails mes analyses, mes suppositions et mes conclusions.*

Je tiens finalement à remercier très tendrement ma famille, ma mère, ma femme, mes chers enfants, mes frères et mes sœurs, pour leur soutien assidu et leur encouragement pendant ces années de thèse.. C'est en partie grâce à vous que j'y suis arrivé. Merci !

Bencheikh Karim

Sommaire

	<i>Page</i>
<i>Résumé</i>	i
<i>Abstract</i>	ii
<i>ملخص</i>	iii
<i>Dédicaces</i>	iv
<i>Remerciement</i>	v
<i>Sommaire</i>	vi
<i>Liste des figures</i>	vii
<i>Liste des tableaux</i>	viii
<i>Liste des symboles</i>	x
1. Introduction.....	1
Chapitre : (I) Bibliographie sur le comportement des sols non saturés	
I.1 Introduction	5
I.2 Le paramètre de la contrainte effective χ	5
I.3 La courbe caractéristique sol-eau (courbe de rétention).....	13
I.4 La contrainte de succion.....	26
I.5 La résistance à la traction.....	28
I.6 Conclusion	32
Chapitre : (II) Comportement des sols non saturés	
II.1 Introduction	33
II.2 La succion du sol	

II.2.1 Les Composants de la succion du sol.....	34
II.2.2 Mesure de la succion du sol.....	36
II.2.3 Courbe caractéristique du sol-eau.....	37
II.3 Contacte eau-aire-solide	
II.3.1 L'équilibre entre deux gouttes d'eau.....	38
II.3.2 L'équilibre à l'interface air-eau-Solid.....	39
II.3.3 Angle de contact.....	41
II.3.4 Interface Air-Eau-solide dans le sol non saturé.....	43
II.4 Contact entre les sphères du modèle	47
II.5 La contrainte de succion	
II.5.1 Forces entre deux particules sphériques.....	53
II.5.2 La pression dans la lentille d'eau.....	55
II.5.3 La contrainte effective due à la capillarité.....	57
II.5.4 Paramètre de la contrainte effective et la teneur en eau.....	59
II.6 Contrainte entre deux particules sphériques avec un Angle de contact différent de zéro.....	61
II.7 Résistance à la traction	
II.7.1 Modèle de résistance à la traction.....	66
II.8 Conclusion	71
 Chapitre : (III) Modèles de prédiction du comportement des sols non saturés 	
III.1 Introduction	72
III.2 Modèles de courbes caractéristiques sol-eau (SWCC).....	72
III.2.1 Modèle de Brooks et Corey (CB).....	73
III.2.2 Modèle de van Genuchten (VG).....	76
III.2.3 Modèle de Fredlund et Xing (FX).....	80
III.3 Prédiction du comportement hystérétique	
III.3.1 Modèle de Pham et al. (2003).....	82

III.3.2 Modèle de Pham et al. (2005).....	83
III.3.3 Modèle de Fredlund et al. (2011).....	84
III.4 Modèles pour prédire la résistance à la traction.....	84
III.4.1 Groupe A : Modèles empiriques.....	85
III.4.2 Groupe B : Modèles théoriques basés sur l'approche des contraintes effectives....	86
III.4.3 Groupe C : Modèles théoriques basés sur l'approche de la cohésion apparente....	89
III.5 Méthode des éléments discrets.....	93
III.6 Méthode de réseau de neurones artificiels.....	96
III.7 Conclusion	98
 Chapitre : (IV) L'effet de la distance de séparation entre les particules cas de la forme simple cubique	
IV.1 Introduction	99
IV.2 Le modèle proposé.....	99
IV.3 Résultats et discussion.....	103
IV.3.1 Simulation 01.....	104
IV.3.2 Simulation 02.....	115
IV.3.3 Simulation 03.....	125
IV.3.4 Simulation 04.....	127
IV.3.5 Simulation 05.....	129
IV.4 Conclusion	132
Conclusions et perspectives	133
Références	135

Liste des figures

Figure 1.1 : Effet de la contrainte moyenne nette sur le paramètre de contrainte effective du sable de Kurnell (données brutes de Russell et Khalili 2004, 2006).....	12
Figure 1.2 : Les trois zones distinctes d'une courbe de rétention d'eau typique d'après Fredlund et al. (2011).....	17
Figure 1.3 : La caractéristique d'une courbe de rétention d'eau bimodale d'après Satyanaga et al. (2013).....	18
Figure 1.4 : Courbes de séchage et de mouillage de SWRC à partir d'essais en laboratoire....	20
Figure 1.5 : Structure et distribution de la taille des pores des sols à caractéristiques unimodales et bimodales.....	21
Figure 1.6 : Notion de courbe la plus directe. Après Karube et al. (1996).....	27
Figure 2.1 : Courbes caractéristiques typiques du sol-eau pour le sable, le limon et l'argile (Lu et Likos, 2004).....	38
Figure 2.2 : Equilibre entre deux gouttes d'eaux interconnectées ; les riches deviennent plus riches et les pauvres deviennent plus pauvres.....	38
Figure 2.3 : Manifestation des forces de tension de surface à l'interface air-eau-solide montrant (a) la solidité plus léger peut être immergé dans l'eau et (b) la solidité plus lourd peut flotter dans l'eau.....	39
Figure 2.4 : l'interface air-eau solide (a) un grand récipient et (b) un tube capillaire.....	40
Figure 2.5 : L'équilibre entre l'eau dans un grand récipient et un tube capillaire.....	41
Figure 2.6 : interaction air-eau-solide montrant l'emplacement de l'angle de contact solide-liquide pour une goutte de liquide sur une surface solide : (a) l'interaction le mouillage et (b) l'interaction répulsive.....	42

Figure 2.7 : équilibre air-eau-solide dans le tube capillaire : (a) la remontée capillaire correspondant au mouillage d'angle de contact ($\alpha < 90^\circ$) et (b) la dépression capillaire correspondant ($\alpha > 90^\circ$).....	43
Figure 2.8 : idéalisé air-eau géométrie d'interface dans des sols non saturés : (a) du ménisque d'eau entre deux particules de sol sphérique (b) diagramme du corps libre pour ménisque d'eau (c) Géométrie conceptuelle du ménisque dans un sol non saturé entre deux particules sphériques contrôlant l'amplitude et le signe de la chute de pression ($u_a - u_w$).....	45
Figure 2.9 : Géométrie conceptuelle du ménisque contrôlant l'amplitude et le signe de la chute de pression ($u_a - u_w$) dans un sol non saturé : (a) entre deux particules sphériques et (b) entre deux particules lamellaires.....	46
Figure 2.10 : illustration géométrique d'un ménisque tridimensionnel entre les particules sphériques : (a) lentille d'eau entre deux particules, (b) le remplissage cubique simple qui représente l'ordre de remplissage lâche, et (c) le remplissage tétraédrique qui représente le plus dense remplissage.....	47
Figure 2.11 : Volume de lentille d'eau normalisé (V_l / V_s) en fonction de l'angle de remplissage.....	49
Figure 2.12 : Courbes caractéristiques théoriques sol-eau pour des particules sphériques uniformes dans un ordre de remplissage cubique simple : (a) particules de taille de sable et (b) particules de taille limon et d'argile.....	51
Figure 2.13 : Courbes caractéristiques théoriques sol-eau pour des particules sphériques uniformes dans l'ordre remplissage tétraédrique : (a) particules de taille de sable et (b) particules de taille limon et d'argile.....	52
Figure 2.14 : interaction solide air-eau pour deux particules sphériques et ménisque d'eau : (a) la géométrie toroïdale de l'interface solide air-eau et (b) diagramme du corps libre pour l'analyse des forces inter-particulaires.....	54
Figure 2.15 : zones unitaires pour analyser la contrainte effective dans un simple remplissage cubique.....	57
Figure 2.16 : Relation entre l'angle de remplissage et le paramètre de contrainte effective χ pour des particules sphériques en simple remplissage cubique avec zone $4R^2$ unité.....	60

Figure 2.17 : la contrainte de succion en fonction de l'angle de remplissage pour des particules sphériques en simple cubique.....	60
Figure 2.18 : Sphères uniformes dans un ordre de remplissage simple cubique (a) et tétraédrique (b)	62
Figure 2.19 : Contraintes géométriques pour définir le ménisque d'eau entre les sphères en contact en tenant compte d'un angle de contact variable : (a) système des rayons et des angles (b) les limites de surface à deux dimensions de la lentille d'eau.....	62
Figure 2.20 : Relation entre l'angle de remplissage et la teneur en eau gravimétrique pour des sphères de 1 mm en remplissage simple cubique (SC) et tétraédrique (TH) : (a) pour $\alpha=0^\circ$ et (b) pour $\alpha=0^\circ$, $\alpha=20^\circ$	66
Figure 2.21 : États de saturation dans les sols non saturés (d'après Kim, 2001).....	67
Figure 2.22 : Géométrie du ménisque pour le calcul des forces de traction entre des particules de taille unique en contact avec un angle de contact non nul (Lu et Likos, 2004).....	69
Figure 2.23 : Géométrie du ménisque pour le calcul des forces de traction entre des particules mono-taille sans contact avec un angle de contact non nul (Kim, 2001).....	70
Figure 3.1 : Courbes caractéristiques sol-eau $\psi(S)$ modélisées à l'aide du modèle de Brooks et Corey (1964) montrant : (a) l'effet de la modification du paramètre ψ_b pour la constante λ et (b) l'effet de la modification du paramètre λ pour la constante ψ_b	75
Figure 3.2 : Modèles de courbes caractéristiques sol-eau utilisant le modèle de Brooks et Corey (1964) (données expérimentales de Clayton, 1996).....	75
Figure 3.3 : Courbes caractéristiques sol-eau modélisées à l'aide de l'équation de van Genuchten montrant les effets des changements dans (a) le paramètre n et (b) le paramètre. La contrainte $m = 1 - 1/n$ est appliquée dans les deux cas.....	78
Figure 3.4 : Modèles expérimentaux de courbes caractéristiques sol-eau utilisant l'équation de van Genuchten (1980) : (a) modèles contraints par la simplification $m = 1 - 1/n$ et (b) modèles où m , n et x sont traités comme des paramètres indépendants (données de Clayton, 1996)....	79
Figure 3.5 : Courbes caractéristiques sol-eau modélisées à l'aide du modèle de Fredlund et Xing (1994) montrant les effets des changements dans (a) le paramètre a , (b) le paramètre n et (c) le paramètre m	82

Figure 3.6 : Illustration conceptuelle des modèles de résistance à la traction proposés par (a) Lu et al. (2009); (b) Morris et al. (1992); (c) Lakshmikantha et al. (2012), et Varsei et al. (2016).....	88
Figure 3.7 : Méthode des éléments distincts : (a) Domaine DEM. (b) Interaction des particules. (a: Courtesy of C. Couroyer PhD Thesis, 2000, University of Surrey, Guildford, Surrey, UK.).....	94
Figure 3.8 : Élément DEM et modèles de contact idéalisés.....	94
Figure 3.9 : Réseau neuronal artificiel. (D'après Bobet 2010).....	97
Figure 4.1 : Forme géométrique du ménisque dans le cas d'une distance de séparation, x , entre deux particules sphériques.....	100
Figure 4.2 : Organigramme pour prédire les différents paramètres des sols non saturés	103
Figure 4.3 : La succion matricielle $(u_a - u_w)$ en fonction de la teneur en eau w pour un échantillon des grains de sable fin en introduisant le paramètre de distance (x)	105
Figure 4.4 : La succion matricielle $(u_a - u_w)$ en fonction de la teneur en eau w pour un échantillon des grains de sable moyen en introduisant le paramètre de distance (x)	108
Figure 4.5 : La succion matricielle $(u_a - u_w)$ en fonction de la teneur en eau w pour un échantillon des grains de sable grossier en introduisant le paramètre de distance (x)	109
Figure 4.6 : La succion matricielle en fonction de la distance de séparation pour le sable...	110
Figure 4.7 : La succion matricielle $(u_a - u_w)$ en fonction de la teneur en eau w pour un échantillon des grains de limon fin en introduisant le paramètre de distance (x)	111
Figure 4.8 : La succion matricielle $(u_a - u_w)$ en fonction de la teneur en eau w pour un échantillon des grains de limon moyen en introduisant le paramètre de distance (x)	113
Figure 4.9 : La succion matricielle $(u_a - u_w)$ en fonction de la teneur en eau w pour un échantillon des grains de limon grossier en introduisant le paramètre de distance (x)	114
Figure 4.10 : La succion matricielle en fonction de la distance de séparation pour le limon...	115
Figure 4.11 : La succion matricielle $(u_a - u_w)$ en fonction de la teneur en eau w pour un échantillon des grains de sable fin.....	117

Figure 4.12 : La succion matricielle $(u_a - u_w)$ en fonction de la teneur en eau w pour un échantillon des grains de sable moyen..... **118**

Figure 4.13 : La succion matricielle $(u_a - u_w)$ en fonction de la teneur en eau w pour un échantillon des grains de sable grossier..... **120**

Figure 4.14 : La succion matricielle $(u_a - u_w)$ en fonction de la teneur en eau w pour un échantillon des grains de limon fin..... **121**

Figure 4.15 : La succion matricielle $(u_a - u_w)$ en fonction de la teneur en eau w pour un échantillon des grains de limon moyen..... **123**

Figure 4.16 : La succion matricielle $(u_a - u_w)$ en fonction de la teneur en eau w pour un échantillon des grains de limon grossier **124**

Figure 4.17 : Relation entre l'angle de remplissage θ , la distance de séparation et le paramètre de la contrainte effective χ pour les particules sphériques dans un ordre de remplissage cubique simple..... **127**

Figure 4.18 : L'influence de la distance de séparation sur la contrainte de succion..... **128**

Figure 4.19 : Courbe de distribution granulométrique pour le sol granulaire F-75 Ottawa... **129**

Figure 4.20 : Comparaison entre la résistance à la traction prédite et le modèle de Pierrat, Caram et les données expérimentales..... **131**

Liste des tableaux

Tableau 2. 1 : Résumé des techniques courantes de laboratoire et de terrain pour mesurer la succion du sol. (D'après Lu & Likos, 2004).....	36
Tableau 3.1 : Modèles théoriques pour prédire la résistance à la traction des sols pulvérulents non saturés basés sur une approche micromécanique.....	90
Tableau 3.2 : Modèles théoriques pour prédire la résistance à la traction des sols pulvérulents non saturés basés sur l'approche macro-mécanique.....	92
Tableau 3.3 : Exemples de modèles empiriques pour prédire la résistance à la traction de sols pulvérulents non saturés.....	93
Tableau 4.1 : la teneur en eau et le degré de saturation du sol granulaire F-75 Ottawa.....	130

Liste des symboles

Symbole	Description	Unités
e	indice de vide	[]
G_s	Gravité spécifique des solides du sol	[]
n	Porosité	%
S	Degré de saturation	%
S_r	Degré de saturation résiduel	%
S_e	Degré de saturation effectif	%
T	Température absolue	K
T_s	Tension superficielle	N/m
u_w	Pression d'eau interstitielle	kPa
u_a	Pression d'air interstitielle ; pression atmosphérique	kPa
$(u_a - u_w)$	Succion matricielle	kPa
$(u_a - u_w)_b$	Entrée d'air de succion	kPa
w	Teneur en eau gravimétrique	%
w_{sat}	Teneur en eau gravimétrique à 100 % de saturation	%
w_{sc}	Teneur en eau gravimétrique en simple remplissage cubique	%
w_{th}	Teneur en eau gravimétrique en remplissage tétraédrique	%
γ_w	Poids unitaire de l'eau	kN/m ³
α	Angle de contact	deg
β	Pore size distribution parameter WRC modeling parameter	1/m
k	Nombre moyen de points de contact	[]
η	Paramètre de modélisation SWCC	[]
θ^*	Teneur en eau volumétrique normalisée	%
θ	Angle de remplissage	deg
θ_r	Teneur en eau volumétrique résiduelle	%
θ_s	Teneur en eau volumétrique saturée	%

θ_w	Teneur en eau volumétrique	%
R	Constante universelle des gaz	J/mol.K
r_1, r_2	Rayons principaux de l'interface air-eau	mm
x	Distance de séparation entre les particules	mm
d	Rayons des particules	mm
a	Distance de séparation entre les particules	mm
v_w	Volume spécifique d'eau	m ³ /mol
ω_v	Masse moléculaire de la vapeur d'eau	kg/mol
\bar{u}_v	Pression partielle de la vapeur d'eau interstitielle	kPa
\bar{u}_{v0}	Pression de saturation de la vapeur d'eau	kPa
ρ_s	Densité de solides du sol	kg/m ³
ρ_w	Densité de l'eau	kg/m ³
σ	Contrainte totale	kPa
σ'	Contrainte effective	kPa
σ_c	Contrainte due à la cohésion capillaire	kPa
σ_n	Contrainte normale totale	kPa
σ'_n	Contrainte normale effective	kPa
ψ_t	Succion totale	kPa
ψ_o	Succion osmotique	kPa
ψ_m	Succion matricielle	kPa
Π	Cohésion due aux forces capillaires	kPa
σ_{ij}'	Tenseur des contraintes effectives	kPa
σ_{ij}	Tenseur des contraintes totales	kPa
δ_{ij}	Delta de Kronecker	[]
S_r^e	Degré de saturation normalisé ou effectif	%
$S_{r,res}$	Degré de saturation résiduel	%
α_{vg}, n_{vg}	Paramètres d'ajustement du modèle SWCC de van Genuchten	[]

σ_{tu}	Résistance à la traction uniaxiale des sables non saturés	kPa
ϕ_t	Angle de frottement	deg
σ_{tr}	Résistance résiduelle à la traction à l'état complètement saturé	kPa
$S_{r,c}$	Degré critique de saturation	%
c_{app}	Cohésion apparente des sols non saturés	kPa
c'	Cohésion effective à l'état saturé	kPa
ϕ'	Angle de frottement interne à l'état saturé	deg
ϕ^b	Angle de résistance au cisaillement par rapport à la succion matricielle.	deg
ζ	Constante liée à l'état de compactage	[]
σ_{tp}	Résistance à la traction des sols non saturés en régime pendulaire	kPa
F_t	Force totale de liaison inter-particulaire due aux ponts d'eau	N
δ	Angle de contact entre la phase solide et la phase aqueuse	deg
P_c	Pression capillaire	kPa

Introduction :

Introduction :

Le domaine de la mécanique des sols non saturés est un domaine très vaste et intéressant. Il permet de comprendre comment les sols non saturés répondent aux charges et aux contraintes internes et externes. Cela permet aux ingénieurs de résoudre facilement les problèmes qui se développent lors de la construction de barrages, de murs de soutènement et de fondations. De nombreuses études ont été menées pour comprendre le comportement des sols non saturés. Il existe des études basées sur des tests expérimentaux. (Chali et Maleki. (2021) ; Deka et al. (2021) ; Mendes et Marinho. (2020) ; Sobti et Singh. (2019) ; Rahardjo, Satyanaga, Mohamed et al. (2019)). Et d'autres sont basées sur la théorie et la programmation. (Jiang, Wu et Wei. (2020) ; Gadi, Singh, Li et al. (2020) ; Zhang, Jiang et al. (2019) ; Pedarla, Puppala, Patil et al. (2019)).

La mécanique des sols non saturés est fortement affectée par le degré de saturation et donc par la succion matricielle. Les différentes propriétés du sol, telles que la taille des grains et la géométrie des pores entre les particules du sol ainsi que les paramètres du fluide interstitiel, tels que le degré de saturation, les forces interfaciales et la densité ont un impact significatif sur la succion matricielle. Afin de bien comprendre le comportement d'un sol non saturé, une démarche stratégique est strictement nécessaire :

Une première étape consiste à concevoir, pour un sol non saturé, les courbes de rétention d'eau (WRC). La WRC décrit le lien entre la succion matricielle et le degré de saturation, elle montre la capacité du sol à stocker et à libérer de l'eau tout en appliquant une succion matricielle.

L'ingénierie géotechnique est basée sur deux aspects importants, l'ingénierie géo-environnementale (Chen et al. (2019)) et l'évaluation des propriétés de rétention d'eau des sols non saturés (Dolinar. (2015) ; Ng et Menzies. (2007)), qui est principalement déterminée par la distribution de la taille des pores (PSD) : (Ng et Pang. (2000) ; Zhou et Ng. (2014)). Pratiquement, le traçage de la courbe de rétention d'eau (WRC) d'un sol non saturé peut prendre plusieurs mois (Ng, Lai et Chiu. (2012) ; Puppala et al. (2006) ; Satyanaga et al. (2013) ; Vanapalli et al. (1999)). Néanmoins, la littérature inclut de nombreuses fonctions

analytiques pour prédire la WRC : (Chin et al. (2010); Fayer et Simmons. (1995); Frydman, et Baker. (2009); Groenevelt et Grant. (2004); Khlosi et al. (2006); Kosugi. (1994); Or et Tuller. (1999); Ross et al. (1991); Rossi et Nimmo. (1994); Salager et al. (2010); Thakur et al. (2006); Tuller et Or. (2005)).

Deuxièmement, l'évaluation du paramètre de la contrainte effective χ , paramètre indispensable pour le calcul de la résistance au cisaillement d'un sol non saturé. Ce paramètre primordial est déterminé par de nombreuses études basées sur diverses méthodes (Khalili et Khabbaz. (1998); Russell et Khalili. (2006)). Cependant, certaines méthodes disponibles ne sont pas fiables pour tous les types de sols non saturés.

A la base des données empiriques disponibles, plusieurs modèles, axés sur l'intelligence artificielle, ont été utilisés pour prédire le paramètre de la contrainte effectif. Certaines recherches ont utilisé les réseaux de neurones (Ajdari et al. (2012); Kayadelen. (2008)) tandis que, d'autres ont utilisé l'algorithme génétique (Johari et al. (2013)).

Troisièmement, l'influence de la contrainte de succion sur la contrainte effective du sol non saturé et sa résistance au cisaillement. De nombreuses études expérimentales et théoriques ont été menées pour estimer les propriétés d'un sol non saturé et caractériser son comportement. Wheeler et al. (Wheeler et al. (2003)) ont proposé qu'en plus de tout effet de succion, le degré de saturation a un impact significatif sur le comportement contrainte-déformation du sol non saturé. Gallipoli et al. (Gallipoli et al. (2003)) ont suggéré un modèle théorique pour les sols non saturés qui prendrait en compte les mécanismes par lesquels la succion affecte le comportement mécanique et leur dépendance au degré de saturation. Lu et Likos (Lu et Likos. (2006)) ont proposé également le concept de contrainte de succion pour définir avec précision la succion matricielle pour expliquer son effet sur la contrainte effective et la résistance au cisaillement du sol non saturé. Ce concept décrit l'état de contrainte d'un sol non saturé à l'aide d'un seul paramètre de contrainte en étendant les contraintes effectives et en décrivant l'état de contrainte à l'aide de WRC. L'applicabilité et la fiabilité de la contrainte de succion obtenue à l'aide de ce concept ont été étudiées par de nombreux chercheurs : (Kim et al. (2010); Lu et al. (2009)).

Quatrièmement, la résistance à la traction est l'une des mesures les plus importantes de la résistance du sol utilisée pour caractériser la résistance du sol au chargement dans la pratique. Au cours des dernières décennies, un grand nombre d'études expérimentales et théoriques

ont été menées sur la résistance à la traction des sols : (Lakshmikantha et al. (2012); Lu et al. (2007); Tang et al. (2015); Tollenaar et al. (2017); Tollenaar et al. (2017); Trabelsi et al. (2018); Yin et Vanapalli. (2018)).

La résistance à la traction du sol est mesurée par deux méthodes : directes et indirectes. Les méthodes directes comprennent principalement la traction uniaxiale, (Tang et Graham. (2000); Kim et Hwang. (2003); Nahlawi et al. (2004); Lu et al. (2005); Tamrakar et al. (2005); Trabelsi et al. (2012); Stirling et al. (2015); Tang et al. (2015); Varsei et al. (2016)). L'essai de traction triaxiale et l'essai de cylindre creux (Al-Hussaini. (1981)). Les essais de traction indirecte sont : L'essai de traction fendu (essai brésilien) : (Frydman. (1964); Ismaiel., (2006); Munkholm et Kay. (2002); Sobhan et Mashnad. (2002). Le test de flexion du faisceau : (Narvaez et al. (2015); Festugato et al. (2018); Thusyanthan et al. (2007)). Test de pénétration libre (Fang et Fernandez. (1981); Kim et al. (2012)), Le test de fracturation axiale (test de double poinçonnage) (Fang et Chen. (1972); Kim et al. (2006); Liang et al. (2014)).

Le comportement des sols non saturés est influencé par plusieurs facteurs : la succion matricielle, le paramètre de contrainte effective, la contrainte de succion, la résistance à la traction.... etc. Ces facteurs sont également affectés par d'autres facteurs tels que le vide entre les particules de sol. C'est pourquoi dans ce travail on a introduit le facteur de distance pour évaluer l'évolution de la courbe de rétention d'eau (WRC), le paramètre de la contrainte effective, la contrainte de succion, et on a comparé le présent modèle au modèle de Pierrat et Caram (1997) et des données expérimentales tout en étudiant l'influence de la distance de séparation sur la résistance à la traction.

Cette thèse comporte quatre chapitres plus des conclusions et des perspectives.

Le premier chapitre présente une étude bibliographique sur le comportement des sols non saturés, telle que le paramètre de la contrainte effective, la courbe caractéristique sol-eau, la contrainte de succion et la résistance à la traction.

Le deuxième chapitre présente un compte rendu des principes fondamentaux applicables à la mécanique des sols non saturés. Cela comprend des équations, des formules et une description de la base physique microscopique pour la rétention d'eau interstitielle et l'état de contrainte dans les particules d'un sol non saturés en contact direct.

Le troisième chapitre résume les différents modèles de prédiction trouvés dans la littérature avec leurs avantages, leurs inconvénients et les limites de leur utilisation pour chaque type de sol.

Le quatrième chapitre vise à étudier le comportement des sols non saturés en utilisant une approche de simulation numérique pour prédire les valeurs approximatives des paramètres du sol non saturé à faible teneur en eau afin de connaître son comportement sous l'effet de la distance de séparation des particules.

Une synthèse générale se trouve dans la conclusion générale ainsi que des perspectives de recherche envisagées et à la fin de cette thèse une liste de références bibliographiques est dressée.

Chapitre : (I)

Bibliographie sur le comportement des sols non saturés

Chapitre : (I)

Bibliographie sur le comportement des sols non saturés

I.1 Introduction

La majeure partie des sols à la surface de la terre sont des sols non saturés, au point que le sol saturé est un cas particulier des sols non saturés, il y a beaucoup des dommages techniques causés par le sol sont dus au sol non saturé. Ainsi, de nombreux chercheurs ont mené des études sur les propriétés mécaniques des sols non saturés afin de déterminer leurs comportements.

I.2 Le paramètre de la contrainte effective χ

Le comportement mécanique des sols tels que le changement de volume et la résistance au cisaillement est régi par le changement des forces inter-particules définies comme contrainte effective. Terzaghi (1936) a défini le concept de contrainte effective comme tous les effets mesurables d'un changement de contrainte, tels que la compression, la déformation et le changement de résistance au cisaillement, ils sont dus exclusivement aux changements de la contrainte effective. Des études expérimentales ont montré que le comportement mécanique d'un sol saturé peut être défini par une contrainte effective à valeur unique ou une variable d'état de contrainte (c'est-à-dire $(\sigma - u_w)$). Contrairement aux sols saturés, les sols non saturés sont caractérisés par la présence d'une phase air, d'une phase eau et d'une interface air-eau dans les vides. Leur comportement mécanique est plus complexe que celui des sols saturés. Il est donc difficile de définir un concept de contrainte effective. On souhaite généralement que le concept de contrainte effective pour les sols non saturés ait une forme transformable pour les sols saturés et fournisse le principe de la mécanique du milieu continu. Dans des études antérieures, les équations de la contrainte effective pour les sols non saturés ont été proposées pour garantir une contrainte effective à valeur unique ou une variable d'état de contrainte comme proposé pour les sols saturés.

L'évaluation de la résistance au cisaillement du sol est une étape importante dans l'analyse de la stabilité des structures en terre, des fondations et des pentes naturelles ; une conception optimisée en termes de coût nécessite une prédiction précise de la résistance au cisaillement dans les sols non saturés. En supposant les critères de rupture de Mohr-Coulomb, la résistance au cisaillement des sols est présentée par l'équation (1.1) :

$$\tau = \sigma \tan(\phi) + c \dots \dots \dots (1.1)$$

Où τ est la résistance au cisaillement, σ' est la contrainte normale effective sur le plan de rupture et c et ϕ sont les paramètres effectifs de résistance au cisaillement du sol.

La contrainte effective pour les sols non saturés s'écrit comme suit (Bishop 1959) par l'équation (1.2) :

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \dots \dots \dots (1.2)$$

Où σ est la contrainte totale, u_a est la pression d'air interstitielle, u_w est la pression d'eau interstitielle et χ est un paramètre de contrainte effective : égale 0 pour les sols complètement secs et égale 1 pour les sols complètement saturés.

La principale applicabilité de cette approche est que la variation de la résistance au cisaillement due au changement de la contrainte totale, de l'eau interstitielle et de la pression interstitielle est régie par une variable de contrainte unique.

Le paramètre de contrainte effective et la résistance au cisaillement résultante des sols non saturés dépendent des propriétés du sol. Certains chercheurs affirment que l'hypothèse $\chi = S_r$ peut prédire la résistance au cisaillement des sols non saturés (Oberg et Salfors. 1997), mais le paramètre de contrainte effective et la résistance au cisaillement des sols non saturés dépendent de la structure et des propriétés du sol (Loret et Khalili. 2002). Les propriétés des sols non saturés peuvent être déterminées simplement à l'aide de la courbe de rétention d'eau (WRC). Plusieurs approches empiriques ont été introduites pour prédire la résistance au cisaillement des sols non saturés avec la WRC.

Fredlund et al. (1996), ont proposé l'équation (1.3) pour prédire la résistance au cisaillement des sols non saturés sur la base de deux variables d'état de contrainte indépendantes :

$$\tau = c + (\sigma - u_a) \tan \phi + (u_a - u_w) \tan \phi \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right) \dots \dots \dots (1.3)$$

Avec : θ est la teneur en eau volumétrique à l'état critique, θ_r est la teneur en eau volumétrique résiduelle et θ_s est la teneur en eau volumétrique à l'état saturé.

Vanapalli et al. (1996), a proposé l'équation (1.4) :

$$\tau = \acute{c} + (\sigma - u_a) \tan \phi + (u_a - u_w) \tan \phi (\bar{\theta})^k \dots\dots\dots (1.4)$$

Avec : k est un paramètre d'ajustement et $\bar{\theta}$ est égal à $(\frac{\theta}{\theta_s})$. Garven et Vanapalli (2006) ont trouvé une relation entre k et l'indice de plasticité du sol. Les résultats des tests ont démontré à la fois que la pression nette de confinement influence de manière significative la SWCC et que les paramètres de cette courbe varient avec les changements de contrainte (Lee, Sung et Cho. 2005). Par conséquent, l'effet de la contrainte nette sur la teneur en eau saturée et résiduelle doit être pris en compte dans les équations. (1.3) et (1.4).

Khalili et Baker ont montré que le paramètre de contrainte effective χ est égal à l'unité de succion sous pression de bulle et que la relation entre χ et le logarithme de la succion matriciel est linéaire (Khalili et Khabbaz. 1998). Sur la base de ces observations, ils ont proposé une nouvelle équation (1.5) pour χ :

$$\chi = \left(\frac{(u_a - u_w)}{(u_a - u_w)_b} \right)^\gamma \dots\dots\dots (1.5)$$

Avec : $(u_a - u_w)_b$ est la valeur d'entrée d'air dans le processus de séchage qui est égale à la valeur d'expulsion d'air dans la condition de mouillage. Le paramètre γ varie de 0,4 (borne inférieure de l'équation) à 0,65 (borne supérieure), avec une moyenne de 0,55. Xu FY. (2004) a trouvé une formule similaire pour le paramètre de contrainte effective en utilisant la théorie fractale. Ici, la WRC pourrait estimer la dimension fractale de la surface du sol. Russell et Khalili . (2006) ont développé l'équation suivante (1.6) pour le sable :

$$\chi = \begin{cases} 1 & \text{For } \left(\frac{(u_a - u_w)}{(u_a - u_w)_b} \right) < 1 \\ \left(\frac{(u_a - u_w)}{(u_a - u_w)_b} \right)^{-0.55} & \text{For } 1 < \left(\frac{(u_a - u_w)}{(u_a - u_w)_b} \right) < 25 \dots\dots\dots (1.6) \\ 25^{0.45} \left(\frac{(u_a - u_w)}{(u_a - u_w)_b} \right)^{-1} & \text{For } \left(\frac{(u_a - u_w)}{(u_a - u_w)_b} \right) < 25 \end{cases}$$

Zargarbashi et Khalili . (2010) ont démontré que l'état de contrainte affecte la pression de la bulle et que la valeur corrigée de ce paramètre doit être utilisée pour estimer avec précision le paramètre χ . De plus, l'évaluation des diverses relations empiriques a montré qu'aucune ne peut prédire avec succès la résistance au cisaillement de tous les types de sols non saturés (Garven et Vanapalli. 2006 ; Lee, Sung et Cho. 2005 ; Khalili et Khabbaz. 1998 ; Xu. 2004 ; Russell et Khalili. 2006 ; Zargarbashi et Khalili. 2010 ; Fazeli, Habibagahi et Ghahramani. 2010).

Arvin et al. (2007) ont développé une méthode numérique basée sur la théorie du filtrage pour estimer le paramètre de contrainte effective. Ils ont construit un modèle conceptuel dont la distribution de la taille des pores dans le sol est déterminée à partir du WRC. Ce modèle détermine directement le paramètre de contrainte effective, cependant cette méthode nécessite des systèmes informatiques performants pour étendre le domaine de prédiction à une plage de succion élevée.

Gray et Schrefler. (2007) ont rapporté que l'équation de Bishop n'est pas thermodynamiquement cohérente, car elle est dérivée sous l'hypothèse d'un grain incompressible. Selon eux, une équation thermodynamique est formulée à l'échelle microscopique puis transformée à l'échelle macroscopique afin qu'elle soit cohérente thermodynamiquement. Cela assure la cohérence entre les modèles et les paramètres aux deux échelles.

Par conséquent, ils ont utilisé une dépendance fonctionnelle de l'énergie thermodynamique à l'échelle macroscopique de la phase et des interfaces qui est cohérente avec la situation à l'échelle microscopique pour récupérer l'équation de Bishop. Ils ont également souligné que le paramètre de Bishop apparaît comme une fraction de la surface de la phase solide en contact avec la phase de mouillage.

Aitchison. (1967) a noté que lorsque les sols sont chargés avec le même chemin de contrainte, le paramètre χ peut être égal à la valeur spécifique et a également proposé que les effets de σ et $(u_a - u_w)$ sur le comportement mécanique des sols non saturés soient évalués séparément.

Burland. (1965) a rapporté que la détermination du paramètre χ est assez difficile et qu'il prend des valeurs différentes lorsqu'il est évalué séparément pour évaluer la résistance au cisaillement ou le changement de volume.

Fredlund et al. (1978) ont examiné le comportement des sols non saturés en utilisant la mécanique du milieu continu multi-phase et ils ont souligné que les sols non saturés peuvent être caractérisés en utilisant les deux variables de contrainte indépendantes ($\sigma - u_a$) et ($u_a - u_w$). Selon ces recherches, l'équation de contrainte effective ne devrait pas dépendre des propriétés du sol.

Cependant, Khalili et al. (2004) ont rapporté que la suggestion de Fredlund et al. (1978), peut être valable pour les matériaux avec une seule phase et la contrainte effective doit être considérée en fonction des propriétés du matériau pour les structures multi-phases telles que le sol.

A travers la littérature, il existe de nombreuses études expérimentales qui soutiennent l'équation de Bishop (Khalili et al. 2004 ; Xu. 2004 ; Bishop et Henkel. 1962). La principale difficulté dans l'utilisation de cette équation est de déterminer le paramètre χ . La mesure expérimentale de χ implique une procédure de test non saturée compliquée et coûteuse et qui nécessite particulièrement beaucoup de temps pour les sols à grains fins.

Par conséquent, de nombreux chercheurs ont développé plusieurs relations empiriques entre χ et les propriétés du sol. Oberg et Sallfors. (1997) ont suggéré une hypothèse pour la détermination de la résistance au cisaillement des sols non saturés, en supposant approximativement S_r au lieu du paramètre χ dans l'équation de contrainte effective de Bishop. Cependant, Coleman. (1962) a souligné que les propriétés du sol ont des effets considérables sur le paramètre χ et qu'une relation entre χ et S_r ne doit pas être établie directement.

Alors que les résultats d'un nombre croissant des études liées à la résistance au cisaillement montrent que le cadre de contraintes effectives dans la mécanique des sols non saturés peut être bien adapté au comportement spécifique du sol observé (Nuth et Laloui. 2008 ; Geiser , Laloui et Vulliet. 2006 ; Kim. 2001 ; Cui et Delage. 1996 ; Maâtouk, Leroueil et La Rochelle. 1995 ; Sivakumar. 1993 ; Escario et Saez. 1986 ; Jennings. 1961). Seules quelques équations de contraintes effectives prédictives ont été rapportées dans la littérature. (Khalili et Khabbaz. 1998 ; Lu, Godt et Wu. 2010). "Prédictif", dans ce contexte, signifie que la résistance au cisaillement peut être déterminée sans données provenant d'essais de résistance non saturés. De plus, la plupart des équations des paramètres de contrainte effective n'ont été validées qu'à des suctions relativement faibles jusqu'à environ 500 kPa, tandis que quelques-

unes ont considéré des valeurs de succion plus élevées d'environ 1 000 à 1 500 kPa (Khalili et Khabbaz. 1998 ; Khalili et al. 2004 ; Lu, Godt et Wu. 2010).

Étant donné, la plupart des équations de contrainte effective utilisent des variables dépendantes de la saturation pour expliquer le paramètre de contrainte effective χ dans l'Eq. (1.2), la définition de χ est étroitement liée à la courbe de rétention d'eau (WRC). La plupart des équations de contrainte effective utilisent simplement le degré de saturation S comme paramètre de contrainte effective (Skempton. 1961 ; Vanapali et al. 1996 ; Alonso et al. 2010 ; Fuentes et Triantafyllidis. 2014), par l'équation (1.7) :

$$\chi = S = \frac{\theta}{\theta_s} \dots\dots\dots (1.7)$$

Avec : θ la teneur en eau volumétrique et θ_s la teneur en eau volumique à pleine saturation. L'utilisation de la définition du paramètre de contrainte effective donnée dans l'Eq. (1.7) limite l'application de l'Eq. (1.2) aux succions faibles à moyennes car pour les sols dont la teneur en eau volumétrique résiduelle θ_r est différente de zéro, le produit $S(u_a - u_w)$ devient infini lorsque $(u_a - u_w)$ tend vers l'infini. Ainsi, il a été suggéré d'utiliser la saturation effective S_e pour définir χ en veillant à ce que χ varie entre 0 et 1 par l'équation (1.8) :

$$\chi = S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \dots\dots\dots (1.8)$$

Khalili et Khabbaz (1998) ont été les premiers à proposer une expression unique pour le paramètre de contrainte effective χ en analysant les données de résistance au cisaillement non saturé pour 14 sols argileux. L'équation proposée (1.9) décrit le paramètre de contrainte effective χ en fonction du rapport de succion :

$$\chi = \left(\frac{\psi}{\psi_a} \right)^{-0.55} \dots\dots\dots (1.9)$$

La forme de la relation dans l'Eq. (1.9) est similaire à la WRC de Brooks et Corey. (1964), en ce sens que les deux modèles utilisent la fonction puissance du rapport de succion [Eq (1.10)] pour expliquer leurs fonctions constitutives :

$$S = \frac{\theta}{\theta_s} = \left(\frac{\psi}{\psi_a} \right)^{-\lambda} \dots\dots\dots (1.10)$$

Par conséquent, la relation unique pour le paramètre de contrainte effective introduite par Khalili et Khabbaz (1998) coïncide avec la WRC de type Brooks et Corey. (1964) avec

$\lambda = 0.55$. En utilisant l'estimation présentée par Ghanbarian-Alasvijeh et al. (2010) reliant la fonction WRC à deux paramètres bien connus de Van Genuchten (1980) :

$$S(\psi) = \left[\frac{1}{1+(\alpha\psi)^n} \right]^{1-1/n} \dots\dots\dots (1.11)$$

A partir du modèle BC (Eq. 1.10), on peut trouver directement que : $\lambda = n - 1$

Gray et Schrefler. (2001) ont montré qu'il est plus approprié et cohérent sur le plan thermodynamique de considérer que le paramètre de contrainte effective est la fraction de surface solide en contact avec l'eau, puis simplement le degré de saturation pertinent. La fonction de contrainte effective s'écrit par l'équation (1.12) :

$$\sigma = \sigma - \chi_s^{ws}(u_w + \Gamma^{ws}J_{ws}^s) - (1 - \chi_s^{ws})(u_a + \Gamma^{as}J_{as}^s) \dots\dots\dots (1.12)$$

Avec :

- χ_s^{ws} est la fraction de la surface de la phase solide en contact avec l'eau
- Γ^{is} est la tension interfaciale de la phase (air i = a, eau i = w et s pour le solide).
- J_{is}^s est la courbure moyenne (is) de l'interface.

La définition de la contrainte effective ci-dessus indique également que la présence et la proportion d'interfaces solide-eau-air et la tension superficielle correspondante influencent l'amplitude de la contrainte effective et, dans sa forme complète, considèrent la pression discrète comme une composante de u_w .

Une autre approche relative à la détermination de χ a été proposée par Xu. (2004). Le paramètre χ a été défini en utilisant la dimension fractale de surface des pores du sol, (D_s), comme $\chi = [(u_a - u_w)/(u_a - u_w)_b]^{(3-D_s)}$. L'auteur a trouvé un accord raisonnable par rapport aux résultats des tests. En conclusion, lorsque les études précédentes sont évaluées, il apparaît qu'il existe une relation entre le paramètre χ et les paramètres du sol.

Cependant, cette relation est assez complexe et devrait être décrite par plus d'une propriété du sol plutôt que par un seul paramètre. De ce point de vue, l'utilisation du réseau de neurones artificiels «Artificial Neural Network (ANN) » qui peuvent permettre de développer des relations complexes apparaît raisonnable pour décrire le paramètre χ à partir des propriétés du sol. Ces dernières années, l'ANN, qui peut résoudre le problème en utilisant des connaissances heuristiques ou une technique d'appariement de modèles, a été largement utilisée dans l'ingénierie géotechnique. Il a été appliqué avec succès à de nombreux

problèmes géotechniques tels que la relation contrainte-déformation, la stabilité des pentes, la conception des fondations, la classification des sols, la conception des structures de soutènement, la capacité des pieux, le tassement des fondations et l'amélioration des sols (Hadipriono et al. 1991 ; Kulhawy et Trautmann. 1991 ; Davey-Wilson. 1993 ; Goh. 1995 ; Cai. 1995 ; Lee et Lee. 1996 ; Lee et al. 2003).

Récemment, certains chercheurs ont utilisé le réseau de neurones artificiels pour relier la résistance au cisaillement des sols non saturés et leurs propriétés physiques (Lee et al. 2003 ; Kayadelen. 2008). Cependant, leur modèle ne tient pas compte de l'influence de la méthode de préparation de l'échantillon et de son état de contrainte. Le traitement des résultats des essais de cisaillement triaxial non saturé montre que le paramètre de contrainte effective change de manière significative lorsque la contrainte moyenne nette change et que la succion reste constante. La figure 1 montre l'effet de la contrainte moyenne nette sur le paramètre de contrainte effective du sable de Kurnell (Russell et Khalili. 2006 ; Zargarbashi et Khalili. 2010 ; Fazeli, Habibagahi et Ghahramani. 2010 ; Lee et al. 2003 ; Kayadelen. 2008 ; Russell et Khalili. 2004).

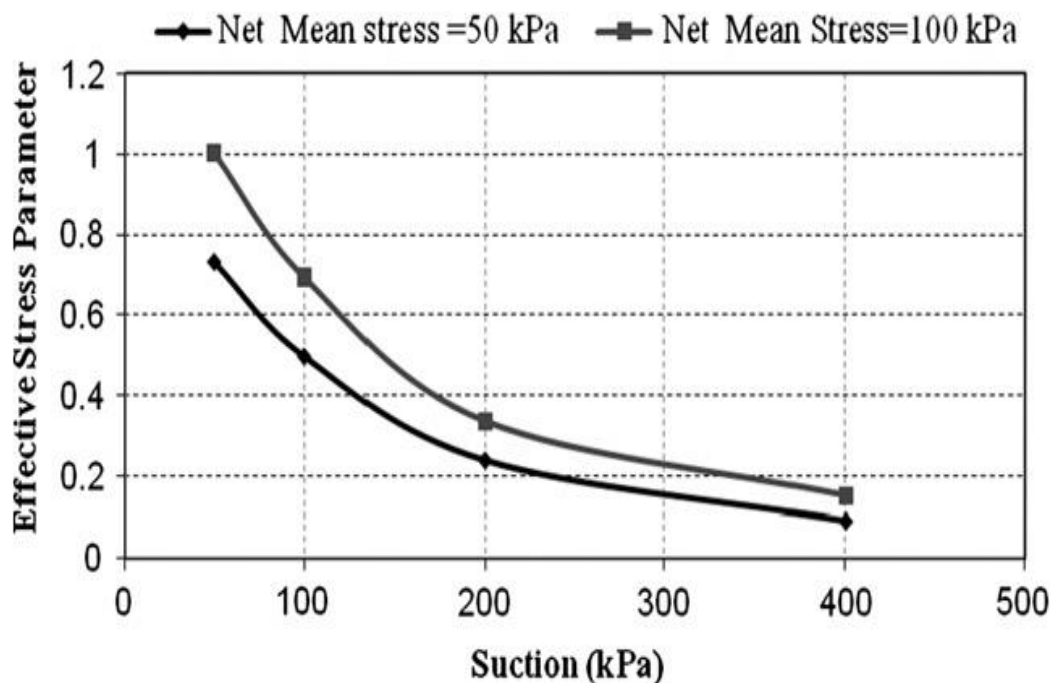


Figure 1.1 : Effet de la contrainte moyenne nette sur le paramètre de contrainte effective du sable de Kurnell (données brutes de Russell et Khalili 2004, 2006).

I.3 La courbe de rétention d'eau

La courbe de rétention d'eau (WRC) est une propriété mécanique importante du sol non saturé, qui décrit une relation hautement non linéaire entre la succion matricielle et la teneur en eau du sol non saturé. La WRC est non seulement capable de décrire la relation entre la résistance du sol non saturé et la teneur en eau, mais elle peut également décrire la distribution de l'eau dans le corps du sol non saturé. Ainsi, obtenir avec précision la WRC d'un sol non saturé a une importance pratique importante pour prévenir efficacement les catastrophes techniques causées par les précipitations. Cependant, la WRC est généralement obtenue par des tests de laboratoire. En raison des points de test discrets, il est difficile d'ajuster avec précision les courbes hautement non linéaires, et les tests de laboratoire sont également assez coûteux (Zhao et Wang. 2012).

La courbe de rétention d'eau (WRC), qui représente la capacité d'un sol à stocker et à restituer de l'eau lorsqu'il est soumis à diverses succions du sol, est définie comme la relation entre la succion et le degré de saturation ou la teneur en eau gravimétrique pour les sols non saturés (Fredlund et Rahardjo. 1993). Le comportement de rétention d'eau du sol est fondamental pour une compréhension globale de l'écoulement de l'eau, des processus de déformation et de la résistance au cisaillement des sols non saturés. Par conséquent, le comportement de rétention d'eau du sol est important pour de nombreuses applications en génie géotechnique.

La forme de la courbe dépend de nombreuses propriétés de base du sol, tels que le type de sol (Miller et al. 2002 ; Yang et al. 2004 ; Marinho. 2005), la structure du sol (Vanapalli et al. 1999 ; Ng et Pang. 2000 ; Sun. 2016), la température (Romero et al. 2001 ; Uchaipichat et Khalili. 2009 ; Zhou et al. 2009), la teneur en sel (Sreedeeep et Singh. 2006 ; Thyagaraj et Rao. 2010) et les états de contrainte (Bishop. 1959 ; Fredlund et al. 1996), etc. Ces facteurs peuvent être classés en deux groupes, facteurs internes et externes. Les facteurs internes sont ceux liés au type de sol et à la structure du sol, tels que la composition minéralogique, la distribution de la taille des pores et la liaison (c'est-à-dire les propriétés chimio-physiques des phases du sol). Les facteurs externes typiques sont les états de contrainte et la température. Pour le même type de sol, l'effet des états de contrainte sur le SWRC peut être attribué à l'effet du changement de densité.

Sun et al. (2007) ont rapporté que la WRC exprimé par la relation entre la succion et le degré de saturation dépend principalement de la densité de courant et non directement de l'état de contrainte. Par conséquent, un facteur important qui affecte la WRC est la densité. L'étude de l'effet de la densité sur la WRC, en particulier sur une large plage de succion, est préconisée. Romero et al. (1999) ont analysé les principales données de mouillage et de séchage de l'argile de Boom à deux densités par la technique de translation d'axe et les procédures d'équilibre de vapeur dans la plage de succion d'environ 0,01 à 200 MPa.

Birle et al. (2008) ont étudié les effets de la teneur en eau initiale et de la densité sèche d'une argile de Lias compactée sur la WRC dans la plage de succion de 1 à 200 MPa. Salager et al. (2013) ont étudié l'influence du comportement de rétention d'eau des sols déformables avec différentes densités dans la gamme de succion de 0,01 à 300 MPa.

Les littératures mentionnées ci-dessus ont simplement analysé le phénomène macro du comportement de rétention d'eau du sol sur une large plage de succion. Cependant, les paramètres de base (tels que la valeur d'entrée d'air, la succion résiduelle et la pente à la zone de transition) de la WRC et la microstructure du sol nécessitent une analyse complète, ce qui peut conduire à une meilleure compréhension du comportement de rétention d'eau du sol sur une période de temps.

Comme, Khalili et al. (2008) ont proposé un modèle constitutif entièrement couplé pour décrire la déformation volumétrique des phases eau et air qui fournit une plate-forme pour relier les fonctions hydrauliques à l'état mécanique des sols non saturés.

Pacha et al. (2017) ont présenté un modèle pour l'évolution des courbes principales et de balayage dues au chargement et au changement du chemin hydraulique ainsi que les paramètres de la WRC tels que la valeur d'entrée d'air, l'indice de distribution de la taille des pores et la pente de la courbe de balayage.

Tyler et Wheatcraft (1990), Rieu et Sposito (1991), Pschepsky (1995), ont établi un modèle fractal de WRC basé sur la dimension fractale de l'écart et la dimension intégrale du volume des pores.

Dans les années 1981, Arya et Paris (1981) ont établi le modèle Arya - Paris basé sur la distribution granulométrique du sol à travers un calcul en série obtenu la teneur en eau volumétrique du sol et la succion matricielle correspondant au diamètre des particules du sol, résultant WRC. Zhao Xiaoli a modifié le modèle Arya-Paris, en vérifiant l'exactitude du

mode. Tant que la distribution granulométrique du sol est obtenue, on peut obtenir WRC selon le modèle Arya-Paris.

Vanapalli et al. (1999) ont étudié l'effet de structure des pores du sol sur la WRC des sols compactés. Ils ont constatés que la WRC pouvait être affecté si la densité de l'échantillon de sol variait considérablement et que les échantillons de sol à haute densité avaient une valeur d'entrée d'air plus élevée.

Zhang et al. (2010) ont indiqué que l'état de compactage du sol pouvait entraîner des variations du volume des pores et de la taille effective des pores, affectant ainsi la WRC. Les recherches de Chen et Huang (2017) ont montrés que la structure des pores du sol pourrait affecter sérieusement la WRC, en particulier pour les sols compactés. Les résultats expérimentaux de Kong et al. (2017) ont dévoilés que la WRC était étroitement lié à la taille des pores du sol et que les paramètres de la WRC étaient facilement influencés par le cycle sec-humide et l'homogénéisation du diamètre des pores du sol.

Kawai et al. (2000) ont étudié l'effet de la pression de consolidation et de la porosité du sol sur la WRC d'un sol expansif non saturé et ils ont établi un modèle WRC prenant en compte l'effet de la porosité. Luo et al. (2016) ont conclu que la WRC d'échantillons de sol avec différentes compositions de grains était essentiellement le même en l'absence de contrainte verticale, tandis que les courbes de différents gradients de grain différaient lorsque la contrainte verticale était appliquée. Cependant, les sols non saturés sont souvent composés de particules grossières et fines en géotechnique. La proportion de particules fines pourrait modifier les pores du sol, ce qui à son tour affecte la WRC. Jiang et al (2020).

Dolar. (2015) a proposé une forme alternative d'expression analytique pour l'estimation de la WRC. Il s'est basé sur des découvertes liées au potentiel matriciel des sols à grains fins et les corrélations entre les propriétés minéralogiques, physiques et mécaniques des sols à grains fins.

Le comportement de rétention d'eau est fortement affecté non seulement par l'indice des vides mais aussi par la structure des pores.

Romero et al. (1999) ont proposé un modèle prenant en compte l'évolution de la taille des granulats au cours des processus d'humidification et de séchage. Simms et Yanful (2002) ont analysé l'évolution de la microstructure du sol lors des essais WRC pour un sol argileux compacté et Zhou et Ng (2014) ont développé un modèle simple de rétention d'eau en

considérant les effets des contraintes sur l'indice des vides ainsi que la structure des pores. Il est bien reconnu que la microstructure du sol joue un rôle déterminant dans son comportement de rétention d'eau dans le sol.

Il est difficile de trouver une expression mathématique généralement valable pour la décrire. Cependant, plusieurs fonctions analytiques permettant de prédire le SWRC peuvent être trouvées dans la littérature (Ross et al. 1991 ; Kosugi 1994 ; Rossi et Nimmo 1994 ; Or et Tuller 1999 ; Fayer et Simmons 1995 ; Groenevelt et Grant 2004 ; Tuller et Or 2005 ; Khlosi et al. 2006 ; Thakur et al. 2006 ; Frydman et Baker 2009 ; Chin et al. 2010 ; Salager et al. 2010 ; Sreedeeep et Singh 2006).

Comme le comportement de rétention d'eau est aussi régi par la distribution de la taille des pores (PSD) (Ng et Pang 2000 ; Zhou et Ng 2014), il est raisonnable d'en déduire que le WRC peut être déterminé à l'aide de la porosimétrie par intrusion de mercure (MIP). Alors, les modèles existants ne peuvent prédire que le chemin de séchage de WRC, une limitation qui est principalement due au fait que la PSD obtenue à partir des tests MIP ne représente pas la PSD intrinsèque du sol en raison de l'influence de la non-uniformité des pores (Hillel 1998).

Une autre limitation de la plupart des modèles existants qui prédisent directement la WRC à partir de la PSD est l'hypothèse d'une PSD constante (Prapahan et al. 1985 ; Romero et al. 1999 ; Zhang et Li 2010 ; Sun et al. 2016). Cette hypothèse est incompatible avec de nombreux résultats expérimentaux rapportés dans la littérature montrant que la DSP d'un sol non saturé change avec la contrainte et la succion (Simms et Yanful 2001 ; Li et Zhang 2009 ; Nowamooz et Masrouri 2010 ; Yu et al. 2016 ; Gao et al. 2018). De plus, Zhou et Ng (2014) ont illustré que les erreurs de prédiction des modèles WRC qui ignorent les changements de PSD sont non négligeables.

Fredlund et al. (2011) ont divisé la courbe typique de rétention d'eau en trois zones distinctes (Figure 1.2). Dans la première plage, où la valeur de succion est inférieure à la valeur d'entrée d'air, le sol est pratiquement saturé, et la section est quasiment horizontale (zone d'effet de frontière). Dans la deuxième plage, la valeur de succion augmente progressivement au-dessus de la valeur d'entrée d'air et la teneur en eau est largement réduite tandis que la teneur en air augmente (zone de transition).

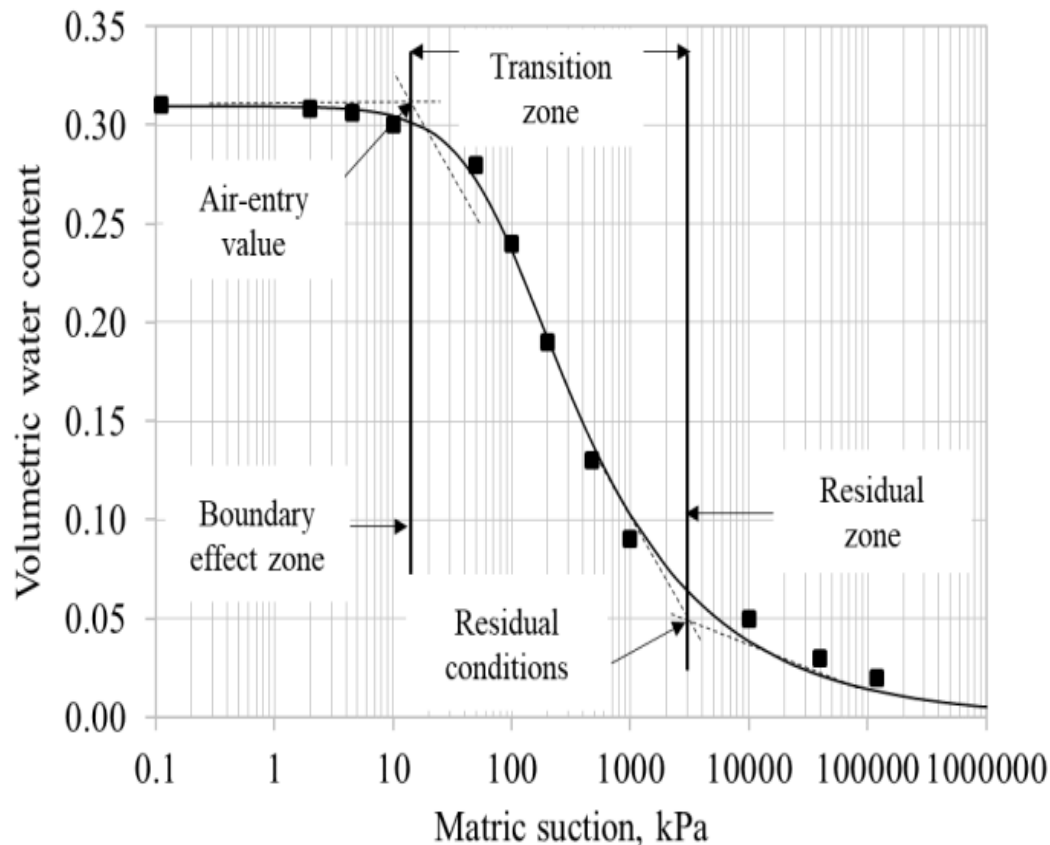


Figure 1.2 : Les trois zones distinctes d'une courbe de rétention d'eau typique d'après Fredlund et al. (2011).

Sur la dernière section, la teneur en eau n'est que légèrement réduite au-dessus de la valeur de succion résiduelle (zone résiduelle). La forme de la courbe de rétention d'eau dépend fortement de la distribution granulométrique des sols (Ng et Menzies 2007).

La forme de la courbe de rétention d'eau de certains milieux poreux ne correspond pas à cette caractéristique uni-modale. Il existe des sols qui ont non seulement une série de pores, mais aussi des pores plus grands et plus petits. Ce type de sol a au moins deux pics sur sa courbe de distribution granulométrique (par exemple, les sols nivelés) (Imre et al. 2012) et présente une caractéristique bimodale ou multimodale dans la courbe de rétention d'eau.

Lors des tests en laboratoire, la teneur en eau est généralement mesurée uniquement à des valeurs de succion exactes. Par conséquent, de nombreuses équations empiriques uni-modales et bimodales de forme fermée ont été recommandées pour mieux ajuster les données de laboratoire pour les courbes de rétention d'eau (van Genuchten 1980, Mualem 1976, Fredlund et Xing 1994, Satyanaga et al. 2013).

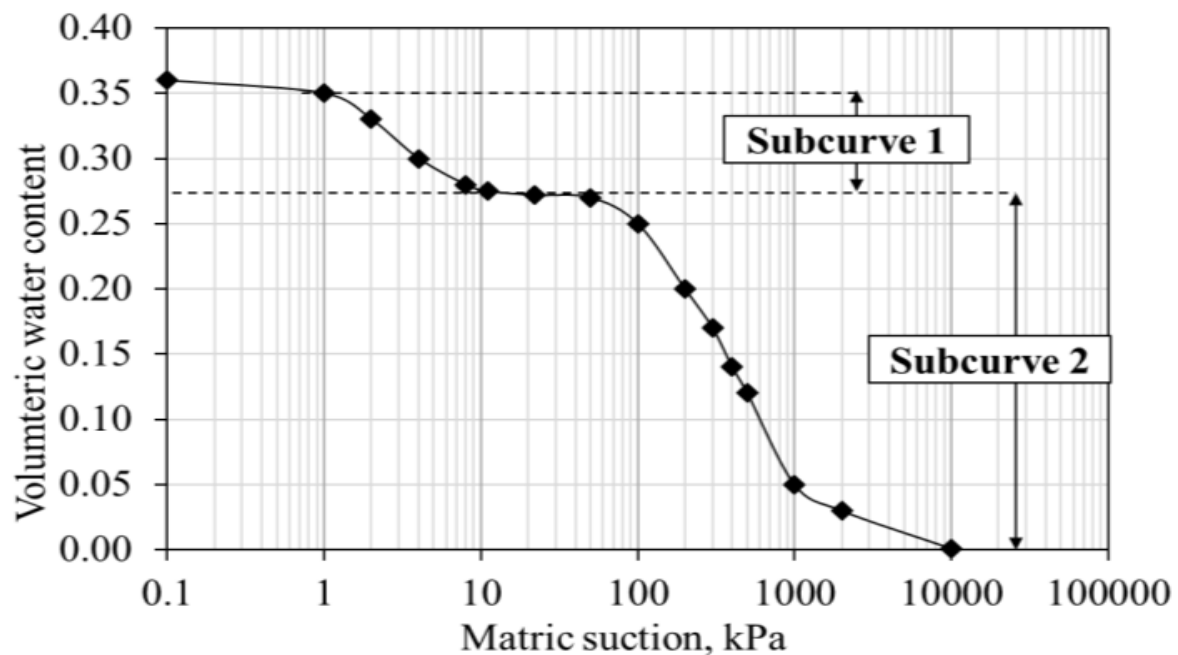


Figure 1.3 : La courbe de rétention d'eau bimodale d'après Satyanaga et al. (2013).

Les mesures expérimentales directes du module de perméabilité non classé d'un milieu poreux sont difficiles et prennent du temps. Diverses méthodes d'estimation ont été développées pour calculer le coefficient de perméabilité en utilisant des considérations théoriques de la distribution de la taille des pores des sols. Ces procédures sont liées aux caractéristiques de la courbe de rétention d'eau et elles sont, communément, appelées méthodes indirectes d'estimation de la fonction de perméabilité non saturée (Van Genuchten 1980, Fredlund et al. 1994, Zhai et Rahardjo 2015).

Étant donné que la WRC dépend des conditions du sol (processus de séchage et de mouillage), de la densité et de la charge externe (Nuth et Laloui, 2008), il peut être préférable d'utiliser la courbe de rétention dans les sols non saturés. Deux processus sont couramment adoptés dans les processus transitoires, le processus de séchage, où l'eau interstitielle dans le sol est déplacée par l'air lorsque la succion matricielle augmente, et le processus de mouillage, où l'eau interstitielle est absorbée dans les vides du sol lorsque la succion matricielle diminue.

Par conséquent, la WRC présente un comportement hystérétique pendant les cycles de mouillage et de séchage, mais l'effet de l'hystérésis a été ignoré sur le terrain. La courbe de séchage initiale a été fréquemment utilisée comme propriété hydraulique dans l'analyse

transitoire, car elle peut nécessiter des techniques ou des appareils spéciaux pour mesurer l'hystérésis des WRC lors d'essais en laboratoire.

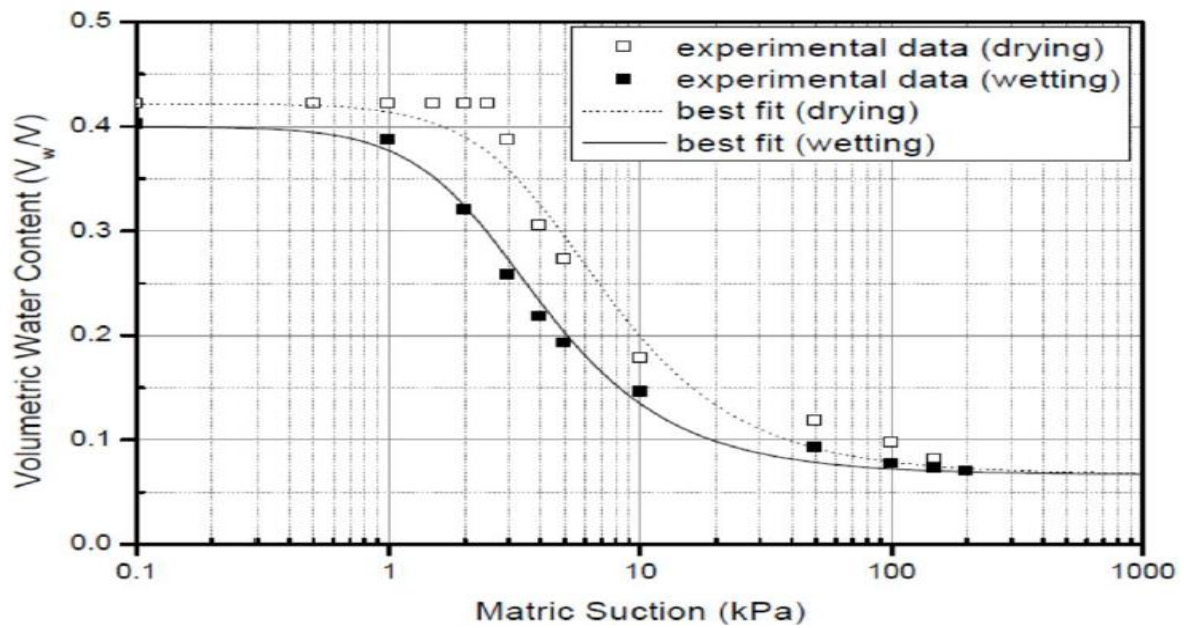
Les principales courbes de mouillage peuvent être déduites d'équations théoriques en utilisant la courbe de séchage initiale qui peut être facilement obtenue par des essais en laboratoire (Feng et Fredlund. 1999 ; Pham et al. 2003). Cette méthodologie est une approche alternative pour la mise en œuvre numérique afin d'étudier les effets d'hystérésis dans les problèmes d'ingénierie géotechnique. Cependant, les propriétés hydrauliques appropriées du sol (c.-à-d. séchage ou mouillage) doivent être utilisées conformément au processus que subit le sol (Tami et al. 2004).

L'utilisation des courbes de mouillage pour les analyses de stabilité des pentes sous précipitations est plus raisonnable car le processus d'infiltration correspond aux processus de mouillage (Ebel et al. 2010 ; Borja et al. 2012).

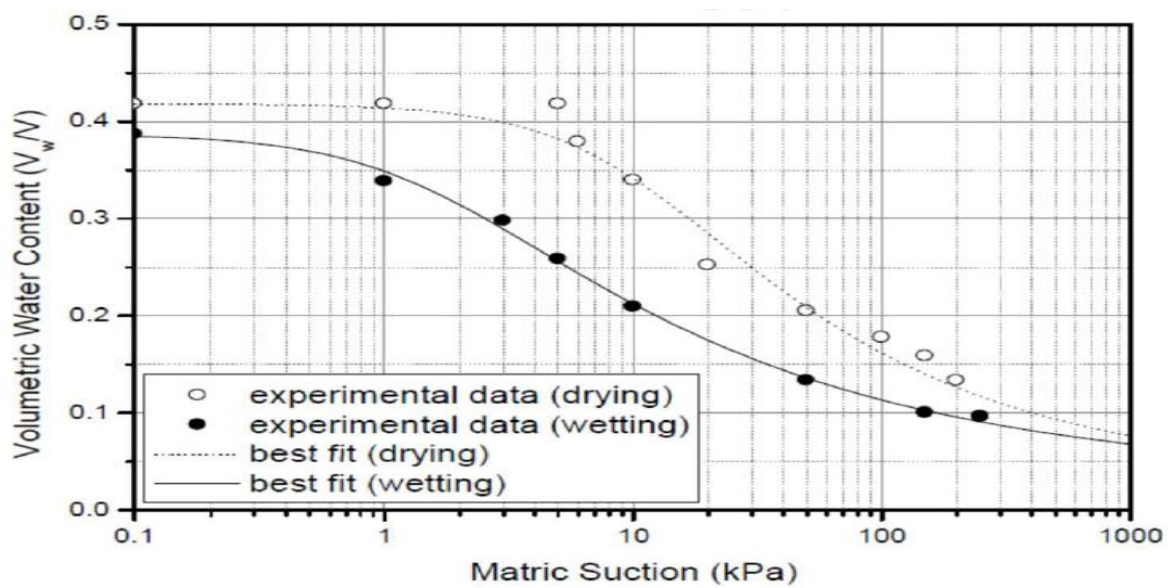
De nombreux chercheurs ont mesuré expérimentalement les WRC pour prédire la résistance au cisaillement et les perméabilités des sols non saturés. Les propriétés hydrauliques du sol sont nécessaires pour faire face aux instabilités de pente induites par les précipitations (Nuth et Laloui, 2008 ; Rahardjo et al. 2013 ; Kim et al. 2016). Lu et al. (2010) ont proposé une relation entre la contrainte de succion, $\sigma_s = (p_a - p_w)$, et le degré effectif de saturation, $S_e = (S - S_r)/(1 - S_r)$, en utilisant la WRC pour décrire la contribution de succion matricielle pour évaluer la résistance au cisaillement des sols non saturés, où S est le degré de saturation et S_r est le degré de saturation résiduel.

Les WRC hystérétiques représentent différentes fractions volumiques d'eau sous la même succion matricielle entre les processus de séchage et de mouillage. Ceci est attribué à l'effet d'encrier, à l'angle de contact interstitiel et au gonflement et rétrécissement de la structure du sol.

La figure 1.4 montre les résultats expérimentaux des WRC pour les deux sols granitiques altérés (sols Inje et Dogye) obtenus à partir des essais en laboratoire et les courbes ajustées par l'équation de van Genuchten (1980). Et l'écart entre les données expérimentales et les meilleures courbes d'ajustement a été observée. Cela est dû au fait que les WRC semblent avoir des caractéristiques bimodales, alors que les courbes les mieux ajustées présentent des caractéristiques uni-modales.



(a) Inje sol granitique altéré



(b) Dogye sol granitique altéré

Figure 1.4 : Courbes de séchage et de mouillage de WRC à partir d'essais en laboratoire d'après Kim et al. (2018).

Pour les sols résiduels et colluviaux, de nombreux types présentent une distribution granulométrique bimodale (GSD) (Rahardjo et al. 2004 ; Zhang et Chen. 2005). Certains sols avec une caractéristique bimodale de GSD entraînent une caractéristique bimodale de WRC, tandis que d'autres entraînent une caractéristique uni-modale de WRC. La WRC bimodal est généralement associé à une distribution bimodale de la taille des pores selon la

théorie capillaire (Burger et Shackelford. 2001 ; Stoicescu et al. 1998). Durner (1994) a indiqué que la distribution bimodale de la taille des pores pouvait être observée dans les particules de sol avec GSD bimodal. Zhang et Chen (2005) ont observé que deux séries de pores dans le sol à double porosité sont régies par les grains grossiers (grands pores) et les grains fins (petits pores). Ce phénomène s'est produit car les grains fins ne remplissent pas complètement les pores formés par les grains grossiers (Fig. 1.5).

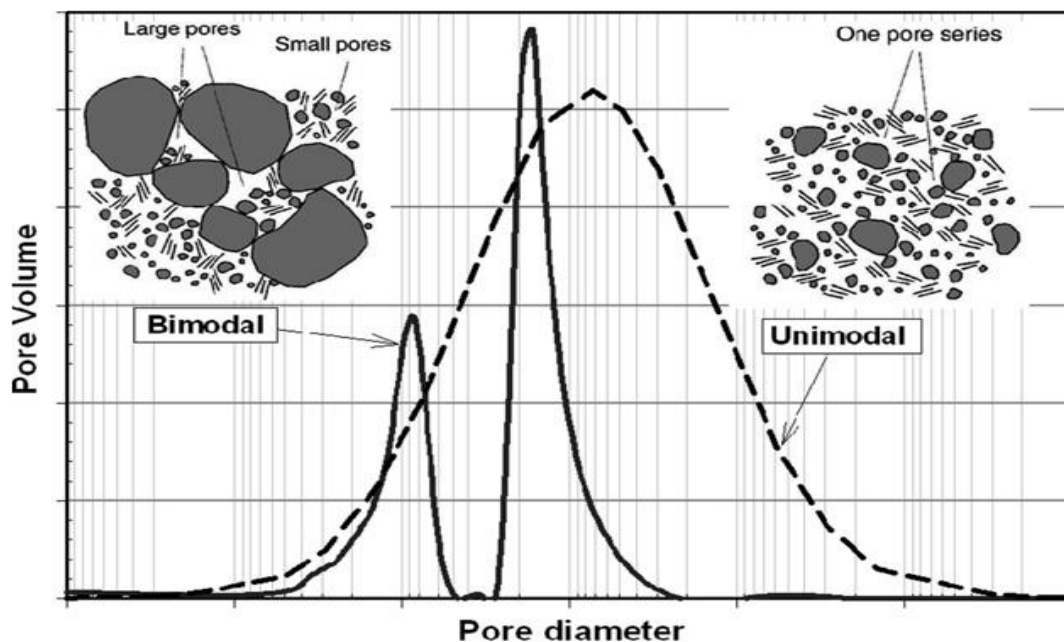


Figure 1.5 : Structure et distribution de la taille des pores des sols à caractéristiques unimodales et bimodales d'après Zhang et Chen (2005).

Modéliser GSD et WRC avec une fonction continue est avantageux. Le modèle GSD peut être utilisé pour classer le sol et prédire la WRC. D'autre part, le modèle WRC peut être utilisé pour obtenir des propriétés du sol, telles que : la valeur d'entrée d'air, la teneur en eau résiduelle et la valeur d'entrée d'eau. Le modèle WRC peut également être utilisé pour réduire le temps requis pour les tests WRC en laboratoire. Plusieurs chercheurs ont utilisé des modèles paramétriques de la distribution complète des tailles de particules (Buchan. 1989 ; Shiozawa et Campbell. 1991 ; Fredlund et al. 2000 ; Hwang et Powers. 2003) et d'autres ont utilisé la transformation statistique de données de texture limitées à trois fractions (Shirazi et Boersma. 1984) pour modéliser GSD. Parmi toutes les équations GSD, L'équation (Fredlund et al. 2000) peut être utilisée pour ajuster le GSD bimodal. Cependant, les paramètres de leur équation ne sont pas liés aux propriétés physiques du sol.

Diverses équations ont été proposées pour représenter une WRC uni-modal (Pedroso et al. 2009 ; Pedroso et Williams. 2010 ; Gitirana et Fredlund. 2004 ; Kosugi. 1997 ; Leong et Rahardjo. 1997 ; Fredlund et Xing 1995 ; Van Genuchten. 1980) et une WRC bimodal (Kutilek. 2004 ; Zhang et Chen. 2005).

Zhang et Chen (2005) ont comparé les performances de leur équation avec d'autres équations pour ajuster un SWRC bimodal. Le résultat a indiqué que leur équation était la meilleure parmi les autres équations WRC. Cependant, les paramètres de leur équation ne sont pas liés aux propriétés physiques du sol et aux variables de WRC.

La mesure de WRC en laboratoire et sur le terrain est relativement longue et coûteuse. Par conséquent, plusieurs modèles ont été proposés pour prédire WRC à partir de GSD. Ces modèles sont connus sous le nom de fonctions de pédo-transfert. Huang et al. (2010) ont classé les fonctions de pédo-transfert en deux groupes. Estimation de SWRC basée sur la relation statistique entre les propriétés du sol. (Vereecken et al. 1989 ; Schaap et Leij. 1998 ; Fredlund et al. 2002) et estimation de WRC basée sur une approche physico-empirique. (Arya et Paris. 1981 ; Haverkamp et Parlange. 1986 ; Haverkamp et al. 1999 ; Arya et al. 1999 ; Zhuang et al. 2001 ; Hwang et Powers. 2003 ; Chan et Govindaraju. 2004 ; Arya et al. 2008 ; Chin et al. 2010) et (Mohammadi et Vanclooster. 2011). Rouault et Assouline (1998) ont modélisé les relations entre GSD et la distribution de la taille des pores du cas de la sphère tassé à plusieurs composants et ils ont appliqué le modèle au sol. Haverkamp et al. (1999) et Hwang et al. (2002) ont amélioré le modèle et ont observé qu'il existe une relation non linéaire entre les particules de sol et la taille des pores du sol sur la base de ce modèle.

De nombreux travaux de recherche ont été menés pour étudier la WRC des sols à caractéristiques bimodales. Il est conclu que la WRC d'un sol n'est pas seulement lié à la GSD du sol, mais également lié à la structure du sol (Al-Mukhtar et al. 1996 ; Koliji et al. 2006 ; Gens et al. 1995 ; Kutilek et Nielsen. 1994 ; Nuth et Laloui. 2008). Les sols bimodaux ont généralement deux niveaux de structure : la microstructure du sol (les associations de particules élémentaires au sein des agrégats du sol) et la macrostructure (l'arrangement des agrégats du sol). Plusieurs équations ont été développées pour prédire la WRC à partir de GSD. Cependant, les équations existantes sont limitées aux sols à caractéristiques unimodales et aucune des équations existantes ne peut être utilisée pour quantifier la relation entre la WRC et la structure du sol pour les sols à GSD bimodal (Fredlund et al. 2002 ; Hwang et Powers. 2003 ; Huang et al. 2010). Les travaux de recherche antérieurs n'ont pas

non plus révélé si les sols avec GSD bimodal entraîneront une WRC unimodal ou bimodal. Satyanaga et al. (2013) ont proposés une nouvelle équation pour prédire la WRC d'un sol avec des caractéristiques bimodales. L'équation proposée intègre des paramètres étroitement liés aux propriétés physiques du sol et aux variables de WRC.

Plusieurs méthodes pour obtenir WRC sont disponibles. Il existe des méthodes directes telles que les membranes de pression, les tensiomètres et les appareils à plaque de pression. Ces méthodes mesurent la pression d'eau interstitielle dans le sol ou peuvent imposer une pression d'air donnée au sol et permettre d'équilibrer la teneur en eau avec la pression d'air imposée. Cependant, ces expériences sont généralement coûteuses et prennent du temps. (Vanapalli et al. 1999 ; Puppala et al. 2006 ; Ng et al. 2012 ; Satyanaga et al. 2013).

Par conséquent, plusieurs méthodes empiriques ont été proposées pour y faire face. Il existe également un certain nombre de méthodes analytiques alternatives pour prédire WRC en fonction des propriétés d'indice initiales des sols. Ces méthodes sont :

Premièrement l'algorithme génétique (AG) qui est classée comme une méthode d'intelligence artificielle pour la modélisation de la courbe.

Johari et Nejad (2015) ont étudié la modélisation de WRC en utilisant l'algorithme génétique. Les entrées sélectionnées pour la modélisation sont l'indice de vide initial et la teneur en eau, la succion d'entrée, la teneur en argile et en limon. La sortie du modèle est la teneur en eau gravimétrique à l'aspiration d'entrée assignée. Friedlund et al (1994) ont étudié la prédiction de la fonction de perméabilité des sols non saturés en utilisant un modèle correspondant utilisant une procédure d'intégration. Il présente également une déviation significative à faible degré de saturation (succion élevée).

Leong et Rahardjo (1997) ont proposé une autre fonction de perméabilité incorporant la succion du sol et un paramètre d'ajustement p qui varie avec le type de sol. Ravichandran et Krishnapillai (2011) ont développé un nouveau modèle statistique pour la perméabilité relative de l'eau dans les sols non saturés en utilisant la WRC du même sol. Les paramètres du modèle utilisés dans la WRC sont utilisés dans l'équation de perméabilité relative et ces paramètres sont calibrés uniquement à l'aide des données de WRC.

Fattah et al. (2014) ont proposé une technique simple pour estimer le coefficient de perméabilité d'un sol non saturé sur la base des propriétés physiques des sols qui incluent l'analyse de la taille des grains, le degré de saturation ou la teneur en eau et la porosité du

sol, ainsi que les variables de WRC . Les méthodes d'ajustement sont appliquées à travers le programme Soil Vision. Ye et al. (2010) ont évalué un modèle constitutif pour prédire la résistance au cisaillement non saturé en utilisant la WRC pour un sol faiblement expansif. Ils ont conclu qu'à des fins d'ingénierie, le modèle constitutif doit être soigneusement sélectionné en fonction des propriétés du sol. Vanapalli et al. (1996) ont développé un modèle analytique empirique pour prédire la résistance au cisaillement en termes de la succion du sol. La formulation utilise la WRC et les paramètres de résistance au cisaillement saturé.

Deuxièmement le réseau de neurone : sont largement utilisés dans les recherches expérimentales qui nécessitent la détermination de certains paramètres du sol sur le terrain ou en laboratoire, et pour décrire certains comportements complexes du sol.

De nombreux chercheurs avaient travaillé sur l'utilisation du réseau de neurones artificiels (RNA), de l'algorithme génétique (AG) et du réseau de neurones à base génétique (RNBG) pour prédire la WRC.

Lee, et al. (2005) considéré le changement de l'indice des vides pendant les tests WRC. De plus, une méthode prédisant raisonnablement la WRC pour les sols granitiques altérés coréens a été suggérée sur la base des résultats des tests obtenus à partir des expériences menées dans leur étude. Une méthode pour estimer les paramètres utilisés dans l'équation de Fredlund et Xing (1995) a été proposée en utilisant un réseau de neurones artificiels. La distribution granulométrique, la teneur en eau compactée et le taux de vide ont été utilisés comme données d'entrée dans le modèle du réseau de neurones artificiels pour prédire les paramètres.

Johari, et al. (2006) ont utilisés le réseau de neurones à base génétique pour prédire la courbe caractéristique sol-eau des sols non saturés. Un réseau à trois couches a été formé par un algorithme génétique et sa topologie est déterminée par essais et erreurs. Le réseau comporte cinq neurones d'entrée, à savoir le taux de vide initial, la teneur en eau gravimétrique initiale, le logarithme de succion normalisé par rapport à la pression de l'air, la fraction d'argile et la teneur en limon.

Johari, et al. (2011) ont étudiés le réseau de neurones à base génétique (RNBG) et l'algorithme génétique (AG) pour déterminer la WRC. Ces deux modèles ont un ensemble identique de paramètres d'entrée. Les auteurs ont utilisé certaines propriétés du sol comme

paramètres pour prédire la WRC, ces paramètres incluent l'indice des vides, la teneur en eau initiale, la fraction d'argile, la teneur en limon et le logarithme de la succion normalisé par rapport à la pression atmosphérique. L'évaluation des résultats indique que les prédictions du modèle (RNBG) ont une précision relativement plus élevée par rapport au modèle (AG).

Johari et Javadi, (2011), ont utilisé un réseau de neurones qui prédit la courbe caractéristique de l'eau du sol des sols non saturés. Leur réseau comporte cinq neurones d'entrée, à savoir le taux de vide initial, la teneur en eau gravimétrique initiale, le logarithme de succion normalisé par rapport à la pression atmosphérique, la fraction d'argile et la teneur en limon.

Johari et Nejad. (2015), ont utilisé l'algorithme génétique (AG) dans leur recherche, qui a été utilisée comme méthode d'intelligence artificielle pour la modélisation de la courbe WRC. Le principal avantage de l'approche AG est sa capacité à générer des équations prédictives puissantes sans aucune hypothèse préalable sur la forme possible de la relation fonctionnelle. AG peut opérer sur de grandes quantités de données afin de capturer des relations non linéaires et complexes entre les variables du système. Les entrées sélectionnées pour la modélisation sont le taux de vide initial, la teneur en eau gravimétrique initiale, le logarithme de succion normalisé par rapport à la pression atmosphérique, la teneur en argile et la teneur en limon. La sortie du modèle est la teneur en eau gravimétrique correspondant à la succion d'entrée assignée.

Nikhil et al. (2016) ont utilisé l'équation de Fredlund et Xing (1995) composée de quatre paramètres d'ajustement. La WRC (paramètres d'ajustement) étant fonction de la distribution de la taille des pores et de l'état de contrainte, il varie selon les sites, ce qui nécessite la création d'une base de données spécifique au site pour des prévisions raisonnables des risques de glissement de terrain dans des conditions de précipitations extrêmes. Par conséquent, un modèle d'estimation des paramètres d'ajustement WRC a été développé via un réseau de neurones artificiels (ANN) à l'aide d'échantillons de sol prélevés dans huit régions de Corée.

I.4 La contrainte de succion

De nombreuses études ont été menées afin d'examiner la résistance au cisaillement et les comportements de déformation pour les sols non saturés sur la base du critère étendu de Mohr-Coulomb pour les sols saturés (Bishop, 1959 ; Coleman, 1962 ; Bishop et Blight, 1963 ; Fredlund et Morgenstern , 1977; Fredlund et al., 1978; Alonso et al., 1990; Kohgo et

al., 1993; Gens, 1996; Karube et al., 1996; Vanapalli et al., 1996; Khalili et Khabbaz, 1998; Gens et al., 2006). Alors d'autres études ont tenté d'expliquer efficacement l'augmentation de la résistance au cisaillement, c'est-à-dire la cohésion apparente (Δc) due à la succion thématique dans un sol non saturé, qui peut être classée comme une méthode de ces tentatives. [Eq (1.13)].

$$\tau = \acute{c} + (\sigma - u_a) \tan \phi + \Delta c \dots\dots\dots (1.13)$$

Karube et Kato (1994) ont proposé le concept d'eau du ménisque et d'eau en vrac d'un point de vue microscopique. L'eau en vrac est l'eau interstitielle qui occupe le volume des pores entre les particules de sol, et l'eau du ménisque existe au point de contact entre les particules de sol. La proportion d'eau en vrac dans l'eau du sol augmente avec le degré de saturation. Au contraire, la proportion d'eau du ménisque augmente avec la diminution du degré de saturation. Ainsi, les proportions d'eau brute et d'eau du ménisque seraient affectées par la succion matricielle. L'eau du ménisque augmente la force d'adhérence intergranulaire agissant perpendiculairement sur le plan de contact entre les particules de sol et provoque une augmentation de la rigidité du squelette du sol. D'autre part, l'eau en vrac augmente non seulement la rigidité du squelette du sol, mais diminue également le volume de la masse du sol en raison d'un glissement induit aux points de contact entre les particules de sol.

Karube et al. (1996) et Karube et Kawai (2001) ont supposé les proportions de l'eau en vrac et de l'eau du ménisque par le calcul utilisant la courbe la plus sèche dans la relation entre la succion matricielle et le degré de saturation, comme illustré à la Fig. 1.6. C'est-à-dire que la courbe la plus sèche est un chemin de mouillage de la distribution hypothétique de l'eau interstitielle dans laquelle seule l'eau du ménisque existe aux points de contact jusqu'à ce que tout le vide des sols se remplisse d'eau interstitielle, tandis que l'eau en vrac n'existe pas.

À partir d'une telle hypothèse, ils ont proposé les composantes de contrainte causées par l'influence de l'eau du ménisque et de l'eau en vrac comme la contrainte du ménisque (p_m) et la contrainte en vrac (p_b), respectivement. Ainsi, les contraintes du ménisque et globale sont liées à la distribution de la taille des pores plutôt qu'au degré de saturation. La contrainte de succion (p_s) a été définie comme la somme des deux composantes de contrainte. De plus, la contrainte de succion (p_s) en termes de relation de succion matricielle ($u_a - u_w$) peut être définie par la relation entre le degré de saturation résiduel (S_{r0}) et le degré de saturation (S_r) par l'équation (1.14)

$$P_s = P_m + P_b + \frac{S_r - S_{r0}}{100 - S_{r0}} \times (u_a - u_w) \dots \dots \dots (1.14)$$

Avec : u_a et u_w sont la pression interstitielle d'air et la pression interstitielle d'eau, respectivement.

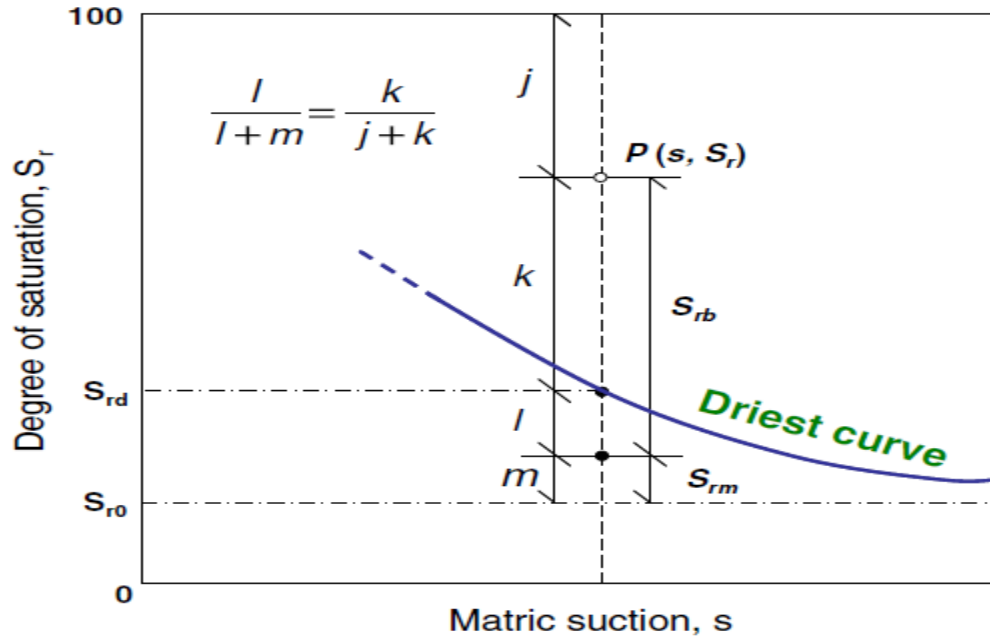


Figure 1.6 : Notion de courbe la plus directe. Après Karube et al. (1996).

Comme autre approche de la contrainte de succion, Lu et Likos (2006) ont présenté une expression de la contrainte inter-granulaire (σ_c) dans les sols non saturés, en tenant compte de la microstructure inter-particulaire et des analyses de contrainte, et ont rapporté que la contrainte de succion peut être visualisée comme une conséquence des contraintes physiques et chimiques inter-particulaires qu'ils sont attribués à la consolidation, à la gravité de van der Waals, à la répulsion à double couche, à la pression capillaire due à la tension superficielle et à la pression négative d'eau interstitielle. Étant donné que chaque composante de la contrainte inter-particulaire comprenant la contrainte de succion, qui est en fonction de la teneur en eau et du degré de saturation ou la succion matricielle, ils ont introduit la contrainte de succion par les équations (1.15) et (1.16) :

$$\sigma_c = \sigma_t - u_a + \acute{\sigma}_s + \sigma_{c0} \dots \dots \dots (1.15)$$

$$\acute{\sigma}_s = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \times (u_a - u_w) \dots \dots \dots (1.16)$$

Avec : $(\sigma_t - u_a)$ est la contrainte nette, σ'_s : est la contrainte de succion, σ_{co} : est la contrainte physicochimique à l'état saturé, θ : est la teneur en eau volumétrique, θ_s : est la teneur en eau volumétrique à l'état saturé et θ_r : est la teneur en eau volumétrique à l'état résiduel.

Kim et al. (2010) ont proposé la méthode de la contrainte de succion (MCS) afin d'examiner la relation entre la résistance au cisaillement et la déformation entre les sols saturés et non saturés sous une condition de pression constante dans l'essai de cisaillement direct. Ici, le SWRC est une abréviation de la courbe de rétention sol-eau. Le MCS est une méthodologie utilisée pour déterminer les valeurs de succion matricielle et de la contrainte de succion dans n'importe quel état de contrainte sur le plan de rupture en fonction de la teneur en eau volumétrique. Dans l'essai de cisaillement direct, la teneur en eau est mesurée à travers le volume d'eau drainé de l'échantillon, et la valeur de succion matricielle peut être déterminée au moyen de la teneur en eau volumétrique pour le SWRC. La contrainte de succion est ensuite calculée avec la valeur de succion matricielle obtenue et le degré de saturation mesuré à l'aide de l'équation (1.17) :

$$P_s = \frac{S_r - S_{r0}}{1 - S_{r0}} s^* \dots \dots \dots (1.17)$$

Où s^* désigne la succion matricielle obtenue à l'aide du MCS.

Kim et al. (2010) ont montré des résultats d'essais dans lesquels les états de contrainte de rupture pour un sol non saturé peuvent être disposés sur la ligne de rupture pour un sol saturé en appliquant la contrainte de succion obtenue à partir du MCS en tant que composante de contrainte de confinement. Ce résultat confirme que l'augmentation de la résistance au cisaillement non saturé pouvait être estimée en utilisant la contrainte de succion obtenue par le MCS dans l'essai de cisaillement direct.

1.5 La résistance à la traction

La résistance à la traction est l'un des indices de résistance du sol les plus importants utilisés dans la pratique pour décrire la résistance du sol au chargement. Par rapport à d'autres indices de résistance tels que la résistance à la compression et la résistance au cisaillement, la résistance à la traction est beaucoup plus faible (Zhu et al. 2008 ; Yin et al., 2018). Pour cette raison, lorsque le sol est utilisé comme matériau de construction dans des projets d'ingénierie conventionnels, sa résistance à la traction est souvent négligée. Cette négligence de la

résistance à la traction du sol est quelque peu conservatrice dans la conception de la structure en terre lorsque l'on suppose qu'il n'y a aucune succion dans le sol (Tang et Graham 2000).

La plupart des chercheurs ont étudié la résistance à la traction des sols non saturés par des études expérimentales ou des investigations théoriques. Les méthodes d'essai en laboratoire peuvent être classées en deux types : (i) les méthodes directes et (ii) les méthodes indirectes. Les méthodes indirectes sont basées sur des corrélations entre la résistance à la traction et divers paramètres. Avec ces méthodes, la tension est généralement remplacée par une force de compression ou une force de flexion, appliquée à l'échantillon de sol. Ensuite, la résistance à la traction peut être calculée à l'aide de certaines équations théoriques basées sur diverses hypothèses.

Généralement, il existe quatre méthodes d'essai de traction indirecte largement utilisées : l'essai de traction fendu (essai brésilien) (Akin et Likos. 2017 ; Frydman 1964 ; Ismaiel 2006 ; Sobhan et Mashnad 2002 ; Festugato et al., 2018), l'essai de flexion de poutre (Thusyanthan et al. 2007 ; Narvaez et al., 2015). le test de fracturation axiale (test du double coup de poing) (Fang et Chen 1972 ; Kim et al. 2007 ; Liang et al., 2014) et le test de pénétration non confiné (Fang et Fernandez 1981 ; Kim et al. 2011). En principe, ces méthodes conviennent principalement aux matériaux fragiles et élastiques tels que le ciment, la roche et les sols stabilisés chimiquement. Comme pour les sols mous ou autres matériaux ductiles, afin d'améliorer la fiabilité des résultats des essais, certains coefficients de correction supplémentaires sont nécessaires (Frydman et al., 1964).

Les méthodes directes comprennent principalement des essais de traction uniaxiale (Dawes 1952 ; Rumpf 1961 ; Pietsch et al. 1969 ; Conlon 1966 ; Bofinger 1970 ; Schubert 1972 ; Perkins 1991 ; Mikulitsch et Gudehus 1995 ; Tang et Graham 2000 ; Kim et Hwang 2003 ; Nahlawi et al. 2004 ; Tamrakar et al. 2005 ; Lu et al. 2005 ; Tang et al. 2014 ; Stirling et al. 2015 ; Varsei et al., 2016 ; Trabelsi et al., 2018), L'essai de traction uniaxiale est la méthode la plus couramment utilisée car la contrainte de traction et la résistance peuvent être obtenue directement. Pendant ce temps, la charge de traction et le déplacement peuvent être directement contrôlés et enregistrés par le dispositif de test. Essai de traction triaxiale (Bishop et Garga 1969 ; Péron 2008) et essai de cylindre creux (Al- Hussaini 1981).

Cependant, il a été constaté que le test de traction directe est difficile à réaliser en raison de problèmes de préparation et de fixation des échantillons. Initialement, des échantillons

cylindriques ont été utilisées et les deux extrémités de chaque échantillon ont été collées ou fixées directement au système de chargement (Tang et Graham, 2000). Cependant, ces tests ont souvent échoué car l'intégrité de la connexion collée ou serrée entre le système de chargement et l'échantillon ne pouvait pas être garantie. La concentration de contrainte de traction ou la rupture de traction se produisait généralement près de la connexion (Mesbah et al. 2004). Des échantillons effilés, chacun avec une section centrale réduite, ont été utilisés pour résoudre ce problème (Nahlawi et al. 2004 ; Rodríguez et al. 2007). Pourtant, il est très difficile de comprimer uniformément des matériaux dans un moule conique. Pour surmonter ces lacunes, des blocs de sol rectangulaires compacts standard ont été utilisés par Mesbah et al. (2004). Les blocs ont été sciés à une hauteur intermédiaire pour créer une section faible là où une rupture par traction était attendue. Il est à noter qu'après sciage, la contrainte de traction n'est plus uniforme sur l'ensemble de l'échantillon. Une forte concentration de contraintes est susceptible de se propager et de provoquer une fissuration prématurée. Suivant les techniques présentées dans la littérature précédente, Tang et al. (2015, 2016) Un testeur de traction directe équipé d'une matrice de compression en forme de coin, d'un piston et d'une matrice de traction spécialement conçus, ce qui peut grandement simplifier la procédure de test et améliorer la répétabilité du test.

Un grand nombre d'études expérimentales et théoriques ont été menées sur la résistance à la traction des sols au cours des dernières décennies (Kim et Hwang, 2003 ; Yin et Vanapalli, 2018). En particulier, le lien entre la résistance à la traction du sol et certains mécanismes clés de texture et d'imposition de charge a été bien établi. Pour un sol donné, on constate que la détermination de la résistance à la traction ne dépend pas seulement de la méthode d'essai (voie indirecte ou directe), mais aussi des hypothèses théoriques adoptées (Barzegar et al., 1995). Lu et al. (2007) ont postulé que la résistance à la traction des sables non saturés provient généralement de la force capillaire interparticulaire, et sa contribution à la résistance à la traction était assez différente dans différents régimes de saturation. De plus, une théorie basée sur la contrainte effective généralisée du sol non saturé a été proposée.

Ce concept peut décrire avec précision la résistance à la traction du sable humide (Lu et al., 2009). Trabelsi et al. (2012) ont introduit une formule de caractérisation de la résistance à la traction des sols non saturés qui traitait séparément son influence sur la porosité. Lakshmikantha et al. (2012) ont constaté que la résistance à la traction du sol est fonction de la teneur en eau et du degré de saturation. Tang et al. (2015) ont souligné que la résistance à

la traction d'un sol argileux compacté dépend non seulement du degré de saturation, mais aussi fortement de la microstructure. Ils ont proposé un modèle avec deux expressions distinctes pour décrire les courbes caractéristiques de résistance à la traction d'un sol argileux compacté.

Tollenaar et al. (2017) ont évalué les effets combinés de son taux de traction et de sa teneur en eau sur la réponse en traction d'une argile. Ils ont constaté que l'effet du taux de traction sur la résistance à la traction était insignifiant par rapport à l'effet de la teneur en eau. Dans l'étude de Trabelsi et al. (2018), l'évolution de la résistance à la traction lors du séchage des argiles remaniées et compactées était bien liée à la texture du sol et à la rétention d'eau. Un modèle de résistance à la traction a donc été proposé sur la base d'une série de données d'essais expérimentaux sur la succion du sol et la distribution de la taille des pores. Yin et Vanapalli (2018) ont proposé un modèle semi-empirique capable de prédire la variation de la résistance à la traction des sols non saturés sans cohésion résultant de la succion matricielle et de la tension superficielle.

Ces enquêtes précédentes mettent en évidence le fait que la résistance à la traction du sol dépend de manière significative de la méthode d'essai alors qu'elle est également fortement liée à la teneur en eau du sol, au degré de saturation, à l'indice des vides/porosité, à la succion, à la tension superficielle, à la microstructure, etc. Malgré les nombreuses études qui se sont concentrées sur la résistance à la traction, seules quelques enquêtes ont été menées pour estimer les caractéristiques globales de contrainte de traction-déplacement/déformation et le processus de rupture par traction en raison des difficultés de mesure précise du déplacement/déformation en traction dans le région d'intérêt (une région sélectionnée de l'échantillon pour une considération particulière) par des techniques conventionnelles. De plus, l'effet de la teneur en eau sur le processus de rupture par traction du sol et le mécanisme associé sont restés flous.

Divers modèles théoriques (par exemple, Fisher 1926 ; Rumpf 1961 ; Snyder et Miller 1985 ; Morris et al. 1992 ; Lu et al. 2009 ; Varsei et al. 2016) et modèles empiriques (par exemple, Munkholm et Kay 2002 ; Kim et Hwang 2003) ont été proposés pour prédire la résistance à la traction des matériaux granulaires non saturés. Cependant, les études d'investigation liées à la résistance à la traction des sols non saturés prenant en compte la contribution des interfaces air-eau sur toute la plage de saturation sont plutôt limitées. D'un point de vue comportemental, un sol non saturé peut être visualisé comme un mélange avec deux phases

qui s'équilibrent sous une contrainte appliquée (c'est-à-dire des particules de sol et une peau contractile) et deux phases qui s'écoulent sous des gradients de contrainte appliqués (c'est-à-dire de l'air et de l'eau).

Il est rationnel de reconnaître que la peau contractile (ou l'interphase air-eau) se comporte comme une phase indépendante, en particulier lors de l'analyse des contraintes sur un élément de sol non saturé (Fredlund et Morgenstern 1977). Les interfaces air-eau ont une contribution importante aux effets de liaison, qui sont à l'origine de la résistance à la traction des sols non saturés.

Dans les premiers travaux, il a été constaté que le phénomène de liaison est lié à la quantité d'interfaces air-eau par certains pionniers qui ont contribué de manière significative à notre compréhension actuelle de la mécanique des sols non saturés (Blight 1961 ; Matyas et Radhakrishna 1968). Plus récemment, des études micromécaniques (Coussy 2011; Nikooee et al. 2013; Likos et Jaafar 2013) et des investigations expérimentales (Willson et al. 2012; Jindal et al. 2016) ont également noté l'importance de l'interface air-eau dans le comportement mécanique des sols non saturés.

I.6 Conclusion

L'importance du comportement des sols non saturés a incité les chercheurs à approfondir les connaissances et les méthodes d'études pour mieux décrire le comportement de ces sols. Malgré il y ait eu de grands progrès dans l'application de la mécanique des sols non saturés à travers les études expérimentales et théoriques effectuées, on trouve encore des difficultés à comprendre le comportement des sols non saturés sur le terrain.

Chapitre : (II)
Comportement des sols non
saturés

Chapitre : (II)

Comportement des sols non saturés

II.1 Introduction

Lorsqu'il s'agit de sols non saturés, il faut non seulement des principes de mécanique et d'hydraulique, mais aussi des principes de physique interfaciale de base. À cet égard, la physique fait principalement référence aux principes de la thermodynamique qui décrivent l'équilibre entre les phases gazeuse, solide et liquide, la transition de la matière d'une phase à l'autre et l'absorption ou la désorption d'une phase de la matière dans ou à partir d'une phase adjacente. D'une substance différente. Les forces et les énergies associées à ces interactions intrinsèquement polyphasées séparent le comportement des sols non saturés de celui des sols saturés. Dans de nombreux problèmes pratiques, où le comportement hydrologique et les contraintes des systèmes naturels ou artificiels composés de sols sont fortement influencés par la présence, l'absence ou les changements de ces interactions interfaciales, le cadre classique de la mécanique des sols saturés échoue souvent à décrire ou à prédire de manière satisfaisante le comportement du système. .

La référence de Terzaghi aux problèmes d'ingénierie a été développée à la suite d'une période de grande incertitude dans la compréhension de base du comportement du sol. Sa formalisation de la mécanique des sols a fourni une base rationnelle pour s'attaquer à de nombreux problèmes d'ingénierie urgents de l'époque, notamment la capacité portante, la consolidation et le tassement, la stabilité des pentes, la pression latérale des terres et les

problèmes liés aux infiltrations. En plus de ces problèmes d'ingénierie géotechnique traditionnels, les problèmes pratiques d'intérêt aujourd'hui pourraient également inclure des défis géo-environnementaux, sismiques, de remise en état des terres et d'autres défis qui ont été mis en lumière au cours des 30 dernières années environ. Ces problèmes émergents ont créé d'importantes sous-disciplines dans le domaine plus général de l'ingénierie géotechnique, qui bénéficient souvent d'une compréhension approfondie des principes physiques et thermodynamiques régissant le comportement des sols non saturés.

En développant la définition classique de Terzaghi, la mécanique des sols non saturés peut donc être définie comme «l'application des lois de la mécanique, de l'hydraulique et de la physique des interfaces aux problèmes d'ingénierie traitant des sols partiellement saturés».

II.2 La succion du sol

II.2.1 Les Composants de la succion du sol

Le concept de la succion du sol a été développé par le domaine de la physique des sols au début des années 1900. Cette théorie a été développée principalement en relation avec le système sol-eau-plante. Son importance dans le comportement mécanique des sols non saturés applicables aux problèmes d'ingénierie a été introduite au Road Research Laboratory en Angleterre (Fredlund et Rahardjo, 1993).

La succion du sol peut être définie conceptuellement comme la capacité d'un sol non saturé à attirer ou retenir l'eau en termes de pression. Si l'on néglige la gravité, la température et les effets inertiels, les mécanismes responsables de cette attraction sont la capillarité, les mécanismes d'hydratation à courte portée et les mécanismes osmotiques. L'hydratation et les mécanismes osmotiques peuvent se produire dans un sol saturé ou non saturé. Le mécanisme capillaire est unique aux sols non saturés.

Les effets d'absorption à courte portée proviennent principalement des champs de force électriques et de van der Waals près de l'interface solide-liquide, c'est-à-dire l'interface sol-pores. Les mécanismes d'hydratation sont fonction à la fois de la surface et des propriétés de charge du solide, et sont donc particulièrement importants pour les sols à grains fins. Les effets osmotiques sont produits par les solutés dissous dans l'eau interstitielle, qui peut être présent sous forme de solutés introduits de l'extérieur ou de solutés naturels adsorbés par les surfaces minérales du sol. Les effets capillaires comprennent la courbure de l'interface air-

eau et la pression négative de l'eau interstitielle dans le système de sol non saturé à trois phases.

La succion totale du sol quantifie la potentielle thermodynamique de l'eau interstitielle par rapport à un potentiel de référence d'eau libre. L'eau libre peut être définie comme l'eau qui ne contient aucun soluté dissous et ne subit aucune interaction avec d'autres phases qui produisent une courbure dans l'interface air-eau. L'énergie libre d'eau du sol peut être mesurée en fonction de sa pression de vapeur partielle. La relation thermodynamique entre la succion du sol et la pression partielle de la vapeur d'eau interstitielle peut être exprimée par l'équation (2.1) :

$$\psi_t = -\frac{RT}{v_w \omega_v} \ln \left(\frac{\bar{u}_v}{\bar{u}_{v0}} \right) \dots \dots \dots (2.1)$$

Où ψ_t est la succion totale, R est la constante universelle des gaz, T est la température absolue, v_w est le volume spécifique d'eau, ω_v est la masse moléculaire de la vapeur d'eau, \bar{u}_v est la pression partielle de la vapeur d'eau interstitielle, et \bar{u}_{v0} est la pression de saturation de la vapeur d'eau sur une surface plane d'eau pure à la même température.

La réduction du potentiel d'eau interstitielle décrite par l'éq. 2.1 représente celle apportée par les effets de l'hydratation, des solutés dissous et des mécanismes capillaires. La succion totale du sol est considérée comme la somme algébrique d'une composante de succion matricielle et d'une composante de succion osmotique. Cela peut être exprimé par $\psi_t = \psi_m + \psi_o$, où ψ_t est la succion totale, ψ_o est la succion osmotique et ψ_m est la succion matricielle. En termes de pression, la succion matricielle peut également être exprimée par $(u_a - u_w)$, où u_a est la pression interstitielle d'air et u_w est la pression interstitielle d'eau. La réduction potentielle produite à partir des effets de la capillarité et de l'adsorption à courte portée est combinée pour former la composante matricielle de la succion totale. La réduction potentielle produite à partir de la présence de solutés dissous forme la composante osmotique de la succion totale. Ainsi, la succion matricielle provient de l'effet d'interaction physique et la succion osmotique provient des effets d'interaction chimique.

Selon Aitchison (1965), la succion totale, matricielle et osmotique peut être qualitativement définie comme suit :

Composantes matricielles ou capillaires de l'énergie libre : En termes de succion, il s'agit de la succion équivalente dérivée de la mesure de la pression partielle de la vapeur d'eau en

équilibre avec l'eau du sol, par rapport à la pression partielle de la vapeur d'eau en équilibre avec une solution de composition identique à l'eau du sol.

Composants osmotiques (ou solutés) de l'eau libre : En termes de succion, il s'agit de la succion équivalente issue de la mesure de la pression partielle de la vapeur d'eau en équilibre avec une solution de composition identique à l'eau du sol, par rapport à la pression partielle de vapeur d'eau en équilibre avec de l'eau pure libre.

Succion totale ou énergie libre de l'eau du sol : En termes de succion, c'est la succion équivalente issue de la mesure de la pression partielle de la vapeur d'eau en équilibre avec une solution de composition identique à l'eau du sol, par rapport à la pression partielle de vapeur d'eau en équilibre avec de l'eau pure libre.

II.2.2 Mesure de la succion du sol

Les techniques de mesure de la succion du sol peuvent être classées en méthodes de laboratoire ou de terrain et selon la composante de la succion qui est mesurée, par ex. succion matricielle ou totale. Les mesures en laboratoire nécessitent des spécimens non perturbés pour tenir compte de la sensibilité de la succion au tissu du sol. Les effets de perturbation deviennent moins critiques à des valeurs de succion plus élevées, qui sont régies principalement par des effets à courte portée qui sont relativement insensibles à la texture du sol. Le tableau 2.1 résume les techniques courantes de mesure de la succion et les plages de mesure applicables.

Tableau 2. 1 : Résumé des techniques courantes de laboratoire et de terrain pour mesurer la succion du sol. (D'après Lu et Likos, 2004)

Composante de succion mesurée	Technique/Capteur	Plage de succion pratique (kPa)	Labo/Terrain
Succion Matricielle	Tensiomètres	0-100	Labo et terrain
	Translation d'axe	0-1500	Labo
	Capteurs de conductivité électrique/thermique	0-400	Labo et terrain

	Papier filtre avec contact	0-1000000	Labo et terrain
Succion totale	Psychromètres thermocouples	100-8000	Labo et terrain
	Hygromètres à miroir refroidi	1000-450000	Labo
	résistance/Capteurs de capacité	0-1000000	Labo
	Contrôle de l'humidité isopiastique	10000-600000	Labo
	Contrôle de l'humidité à deux pressions	10000-600000	Labo
	Papier filtre sans contact	1000-500000	Labo et terrain

II.2.3 Courbe caractéristique du sol-eau

La courbe de rétention d'eau (WRC) décrit la relation entre la succion du sol et la teneur en eau du sol. Cette courbe décrit la potentielle thermodynamique de l'eau interstitielle du sol par rapport à l'eau libre en fonction de l'eau absorbée par le système. À des teneurs en eau ou à des degrés de saturation relativement faibles, le potentiel d'eau interstitielle est considérablement réduit par rapport à l'eau libre, produisant ainsi une succion du sol relativement élevée. A des teneurs en eau relativement élevées, la différence entre le potentiel d'eau interstitielle et le potentiel d'eau libre diminue, donc la succion du sol est faible. Lorsque le potentiel de l'eau interstitielle est égal au potentiel de l'eau libre, la succion du sol est nulle. Cela se produit lorsque le degré de saturation est proche de 100 %. La figure 2.1 montre des SWCC typiques pour le sable, le limon et l'argile. En général, pour une teneur en eau donnée, la succion du sol est inversement proportionnelle à la taille des particules. Les matériaux à grains fins sont capables de supporter une succion importante sur une large gamme de teneur en eau.

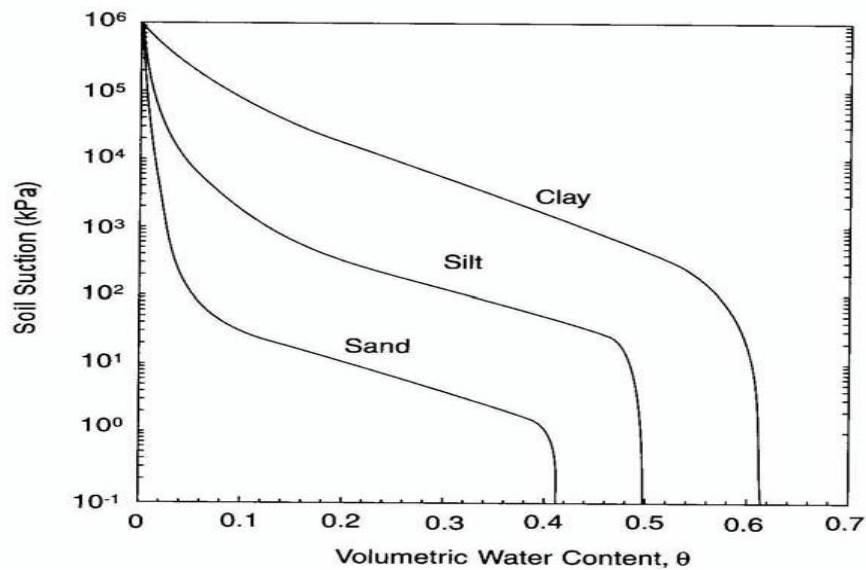


Figure 2. 1 : Courbes caractéristiques typiques du sol-eau pour le sable, le limon et l'argile (Lu et Likos, 2004).

II.3 contacte eau-air-solide

II.3.1 L'équilibre entre deux gouttes d'eau

L'interaction entre l'air et l'eau crée souvent des phénomènes intéressants et contre-intuitifs. Considérons, par exemple, le scénario illustré sur la Fig. 2.2a. Deux gouttes d'eau avec des diamètres initialement différents sont reliées par un tuyau mince rempli d'eau. Les rayons des gouttes plus petites et plus grandes sont R_1 et R_2 , respectivement, et chacun a un u_{w1} de pression d'eau interne et u_{w2} .

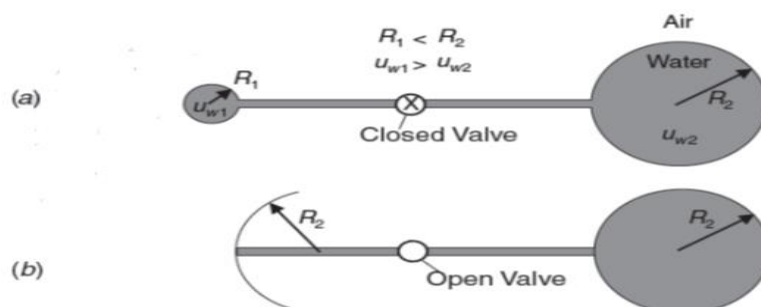


Figure 2.2 : Equilibre entre deux gouttes d'eaux interconnectées ; les riches deviennent plus riches et les pauvres deviennent plus pauvres (Lu et Likos, 2004).

Selon le concept de la tension superficielle et l'interface sphérique, la pression d'eau dans la

plus petite goutte est supérieure à la pression dans la plus grande goutte, car le rayon de courbure R_1 est inférieur à R_2 . Par conséquent, lors de l'ouverture de la soupape, la plus grande goutte devient plus grande et la plus petite goutte devient plus petite ! Tout comme une économie déséquilibrée, les riches deviennent plus riches et les pauvres deviennent plus pauvres. Arrête l'écoulement du fluide lorsque la plus petite d'eau pénètre dans le tube et forme un ménisque convexe avec un rayon égal à R_2 (Fig. 2.2b).

II.3.2 L'équilibre à l'interface air-eau-Solide

Dans le cas de l'interaction eau-air, la géométrie de l'interface est souvent contrôlée par la phase de plus petit volume. Cela peut se présenter sous la forme de petites gouttes d'eau dans une phase d'air environnant ou de petites bulles d'air dans une phase d'eau environnante. La phase de plus petit volume prend généralement une forme sphérique. Le diamètre de la sphère et la tension superficielle de la phase plus dense contrôlent le changement de pression à travers l'interface de deux phases.

Dans le cas d'un système à trois phases (gaz, liquide et solide), la géométrie du solide et l'angle de contact liquide-solide fournissent deux facteurs supplémentaires contrôlant les forces et les pressions entre les phases. Considérons, par exemple, une sphère solide au voisinage d'une interface air-eau. La figure 2.3 montre deux possibilités pour cette interaction à trois phases. Si le solide est un matériau mouillant ou hydrophile (Fig. 2.3a), la tension superficielle à l'interface air-eau peut fournir une force de traction vers le bas telle sorte qu'un solide avec une densité plus légère que l'eau ($\rho_s < \rho_w$) peut être submergé. D'autre part, si le solide est un matériau hydrofuge ou hydrophobe, une force de traction vers le haut fournie par l'interface air-eau peut contrecarrer la force de gravité de telle sorte qu'un solide plus dense que l'eau ($\rho_s > \rho_w$) peut flotter (Fig. 2.3b).

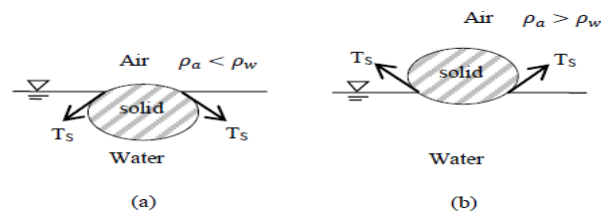


Figure 2.3 : Manifestation des forces de tension de surface à l'interface air-eau-solide montrant (a) la solidité plus léger peut être immergé dans l'eau et (b) la solidité plus lourd peut flotter dans l'eau (Lu et Likos, 2004).

Figure 2.4a montre l'interaction entre l'air, l'eau et le solide dans un récipient large et fermé. Le point 1 est situé juste en dessous de l'interface air-eau vers le milieu du récipient. Le point 2 est situé à l'intérieur du ménisque formé à l'interface air-eau-solide près de la paroi du récipient. La pression d'eau à chaque point est désignée respectivement par u_{w1} et u_{w2} . A l'équilibre, la pression d'eau au point 1 est égale à la pression d'air u_a . En effet, l'interface air-eau située à l'intérieur du récipient est plate. Au point 2, cependant, la pression d'eau est inférieure à la pression atmosphérique, comme indiqué par la courbure de l'interface air-eau. La différence de pression peut être déduite soit par la géométrie du ménisque comme $u_a - u_{w2} = 2T_s/R$, où T_s est la tension superficielle de l'interface air-eau, et R est le rayon de courbure.

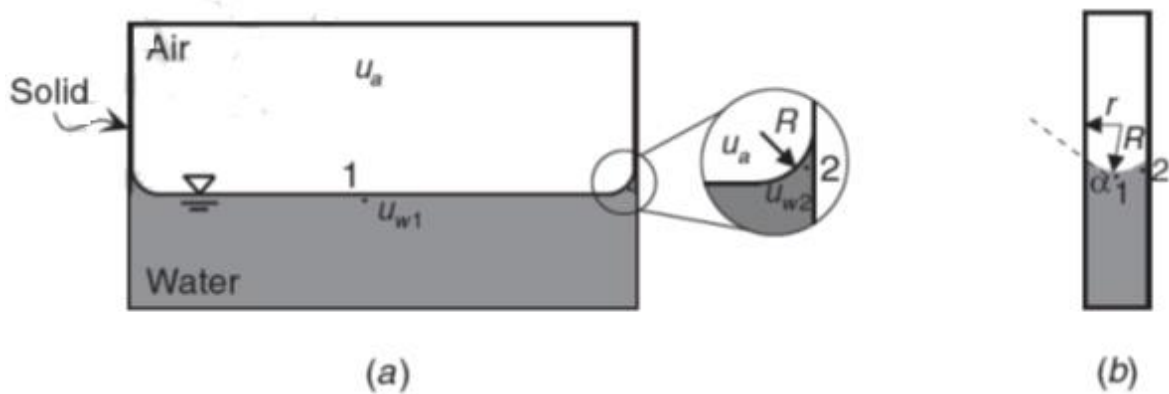


Figure 2.4 : L'interface air-eau solide (a) un grand récipient et (b) un tube capillaire (Lu et Likos, 2004).

Une interface air-eau plat est peu probable se produire dans un sol non saturé. Ici, un tube capillaire est un modèle un peu plus réaliste. Comme indiqué pour un tube capillaire sur la Fig. 2.4b, la même pression d'eau aux points 1 et 2 est observée parce que les deux sont sous le même ménisque sphérique ayant un rayon R . La chute de pression à travers l'interface peut être facilement calculée par la même équation que celle de l'exemple précédent pour le point 2 sous le ménisque au niveau du bord du récipient. Dans ce cas, l'amplitude de R peut maintenant être déterminée par l'équation (2.2) :

$$R = \frac{r}{\cos \alpha} \dots \dots \dots (2.2)$$

Par conséquent, la chute de pression à travers l'interface air-eau est indiquée par l'équation (2.3) :

$$u_a - u_w = \left(\frac{2T_s \cos \alpha}{r} \right) \dots \dots \dots (2.3)$$

Considérons maintenant la figure 2.5, où le grand récipient et le tube capillaire sont reliés par un tuyau rempli d'eau et une vanne. La phase d'air dans les deux récipients est à la même pression. Si la vanne est fermée, les deux analyses précédentes dictent que les pressions aux points 1 et 2 seront différentes, avec la pression au point 2 étant inférieure à celui au point 1. Si la valve est ouverte, la charge totale dans les deux phases d'eau tendra vers l'équilibre. Représentant la pression inférieure dans le tube capillaire, son niveau d'eau passera à la hauteur de $2T_s \cos \alpha / r \gamma_w$ au-dessus de l'interface plate dans le récipient large, où γ_w est le poids unitaire de l'eau.



Figure 2.5 : L'équilibre entre l'eau dans un grand récipient et un tube capillaire (Lu et Likos, 2004).

II.3.3 Angle de contact

L'angle de contact est une propriété intrinsèque de deux phases en contact dans un système solide-liquide-gaz. Pour les systèmes de sols non saturés, l'angle de contact peut être défini comme l'angle entre une ligne tangente à l'interface air-eau et une ligne définie par l'interface eau-solide. Le solide soit mouillé par le liquide, ce qui est le cas pour la plupart des solides du sol et de l'eau, ou non mouillé par le liquide, ce qui est le cas pour la plupart des solides et liquide tel que le mercure.

Figure 2.6a montre des exemples d'interactions air-eau-solide typiques et l'emplacement correspondant de l'angle de contact solide-liquide. Dans le cas d'une interaction mouillante (fig. 2.6a), l'angle de contact varie entre 0° et 90° . Les interactions non mouillantes (Fig.

2.6b) présentent des angles de contact compris entre 90° et 180° . Les interactions neutres ont un angle de contact égal à 90° .

L'angle de contact a une influence importante sur la géométrie des interfaces solide-liquide-gaz et le comportement physique conséquent du système. Dans un tube capillaire rempli d'eau, par exemple, un angle de contact mouillant entraînera une remontée capillaire (Fig. 2.6a). D'autre part, l'angle de contact du répulsif dans un tube capillaire rempli de mercure entraînera une dépression capillaire (Fig. 2.6b). La chute de pression à travers l'interface dans un tube capillaire pour tout angle de contact entre 0 et 180° peut être estimée par l'équation. (2.3).

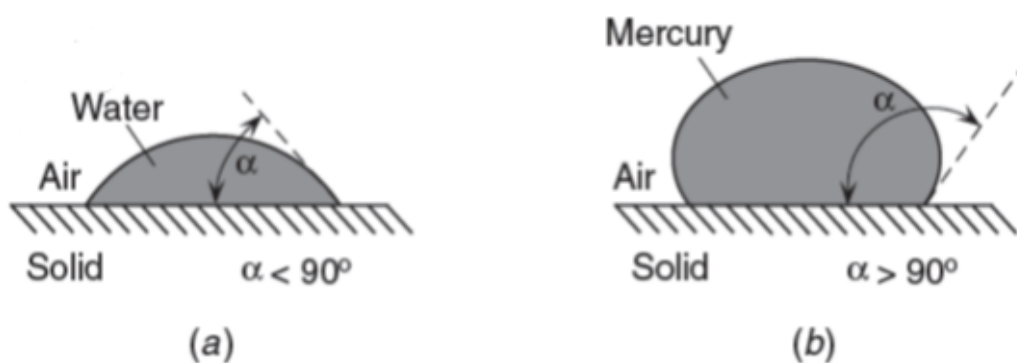


Figure 2.6 : Interaction air-eau-solide montrant l'emplacement de l'angle de contact solide-liquide pour une goutte de liquide sur une surface solide : (a) l'interaction le mouillage et (b) l'interaction répulsive (Lu et Likos, 2004).

Les cinq possibilités de l'amplitude de l'angle de contact dans un tube capillaire sont résumées ci-dessous (Fig. 2.7) :

1. $\alpha=0^\circ$; une surface parfaitement mouillante ; la courbure R de l'interface air-eau est identique au rayon du tube capillaire r . La plupart des sols présente un angle proche de zéro contact pendant les processus de séchage avec l'eau.

2. $0^\circ < \alpha < 90^\circ$; une surface partiellement mouillante ; la courbure R de l'interface air-eau est égal au rayon r du tube capillaire divisé par $\cos\alpha$. La plupart des sols présentent un angle de contact considérable pendant les processus de mouillage avec de l'eau. Des angles de contact aussi élevés que 65° sont couramment rapportés dans la littérature (par exemple, Letey et al, 1962. Kumar et Malik, 1990).

3. $\alpha=90^\circ$; une surface neutre ; la courbure R de l'interface air-eau est infini. Il n'y a pas de montée ou de dépression capillaire et aucun changement de pression à travers l'interface air-eau.

4. $90^\circ < \alpha < 180^\circ$; une surface partiellement répulsif. Le rayon R de l'interface air-eau est égal au rayon r du tube capillaire divisé par $\cos\alpha$ et s'est une valeur négative. Une dépression capillaire se produit. L'équation (2.3) indique que la pression de l'eau est supérieure à la pression de l'air. Cela peut se produire pour les sols soumis à des températures extrêmement élevées (par exemple, à la suite d'incendies de forêt) ou pour certains liquides interstitiels organiques ou sols riches en matières organiques (par exemple, DeBano, 2000).

5. $\alpha=180^\circ$; une surface parfaitement déperlante. La courbure de l'interface air-eau est égale au rayon négatif du tube capillaire ($-r$). L'équation (2.3) indique que la pression de l'eau est supérieure à la pression de l'air. C'est un cas peu probable pour un sol dans des conditions non saturées.

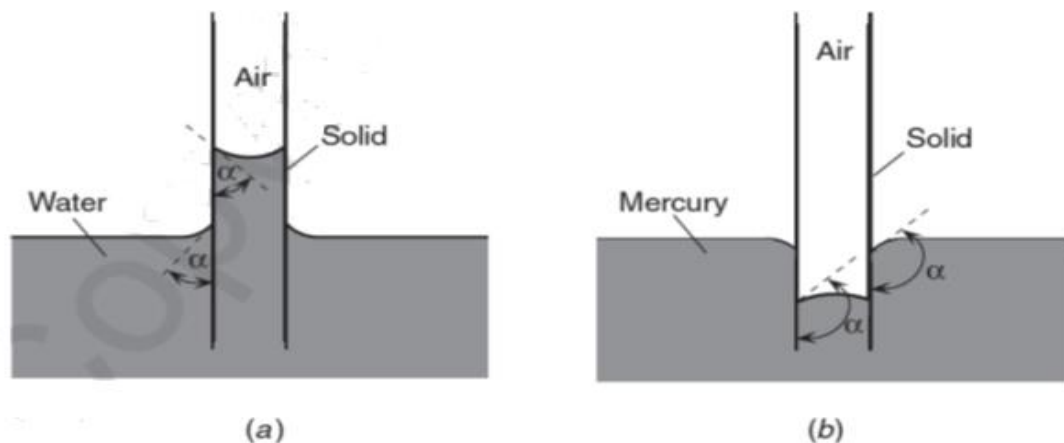


Figure 2.7 : Equilibre air-eau-solide dans le tube capillaire : (a) la remontée capillaire correspondant au mouillage d'angle de contact ($\alpha < 90^\circ$) et (b) la dépression capillaire correspondant ($\alpha > 90^\circ$) (Lu et Likos, 2004)

II.3.4 Interface Air-Eau-solide dans les sols non saturés

Le modèle d'interface sphérique développée pour les tubes capillaires fournit un modèle conceptuel pour décrire le changement de pression à travers une interface air-eau et une explication physique pour une composante importante de la succion dans des sols non saturés. Dans le sol réel, cependant, une interface sphérique est rarement le cas.

Au contraire, l'existence de particules de formes et de tailles variées et le tissu de pores complexe formé parmi les particules adjacentes contrôlent également la géométrie de l'interface. Des hypothèses doivent être faites sur cette géométrie complexe des pores afin d'étendre le modèle de tube capillaire simple aux analyses de sol non saturé. L'analyse suivante suppose deux particules de sable sphériques identiques et une interface air-eau décrite par l'approximation dite toroïdale.

Une géométrie idéalisée de l'interface air-eau entre deux grains sphériques de sol peut être caractérisée par deux rayons de courbure r_1 et r_2 , comme représenté sur la Fig. 2.8a. La question fondamentale est de savoir si l'interface décrite par r_1 et r_2 provoque une augmentation de pression ou une diminution de la pression dans le ménisque d'eau formé entre les particules.

La réponse à cette question est moins simple que la discussion précédente pour une interface sphérique dans un tube capillaire. Selon le modèle sphérique, la courbure décrite par r_1 tournée autour d'un axe perpendiculaire au plan de la figure devrait provoquer une chute de pression dans l'eau interstitielle puisque l'interface sphérique est vers la phase eau (c'est-à-dire que r_1 décrit une courbure concave vers la phase aqueuse). D'autre part, le rayon r_2 tourné autour de l'axe A-A' décrit un « cylindre » de liquide qui entraîne une augmentation de la pression dans l'eau (c'est-à-dire que r_2 décrit une courbure convexe à partir de la phase aqueuse). En trois dimensions, le ménisque toroïdal décrit par r_1 et r_2 ressemble à une selle de cheval, tournée de 90° sur la figure 2.8. Les changements de pression régis par ces courbures agissent pour s'opposer les uns aux autres.

Considérez l'équilibre des forces dans la direction horizontale et le diagramme du corps libre illustré à la figure. 2.8b. Il y a trois contributions de force dans le diagramme du corps libre: tension de surface le long de l'interface décrite par r_1 qui résulte dans le sens positif horizontalement, la tension de surface le long de l'interface décrite par r_2 qui résulte dans le sens négatif horizontalement, et la pression d'air et d'eau appliquées de part et d'autre de l'interface. La projection de la tension superficielle dans la direction horizontale positive est indiquée par l'équation (2.4) :

$$F_1 = (T_s \sin \alpha)(2r_2)(2) = 4r_2 T_s \sin \alpha \dots \dots \dots (2.4)$$

La projection de la tension superficielle dans la direction horizontale négative est présentée par l'équation (2.5) :

$$F_2 = -(T_s)(r_1 \sin \alpha)(2)(2) = -4r_1 T_s \sin \alpha \dots\dots\dots (2.5)$$

Et la projection des pressions d'air u_a et d'eau u_w dans la direction horizontale (en supposant que $r_2 = r_1$) est mentionnée par l'équation (2.6) :

$$F_3 = (u_a - u_w)(2r_1 \sin \alpha)(2r_2) = 4r_1 r_2 (u_a - u_w) \sin \alpha \dots\dots\dots (2.6)$$

Équilibrer les trois forces pour trouver l'équation (2.7) et (2.8) :

$$T_s(r_2 - r_1) = (u_a - u_w)r_1 r_2 \dots\dots\dots (2.7)$$

Ou

$$u_a - u_w = T_s \left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} \right) \dots\dots\dots (2.8)$$

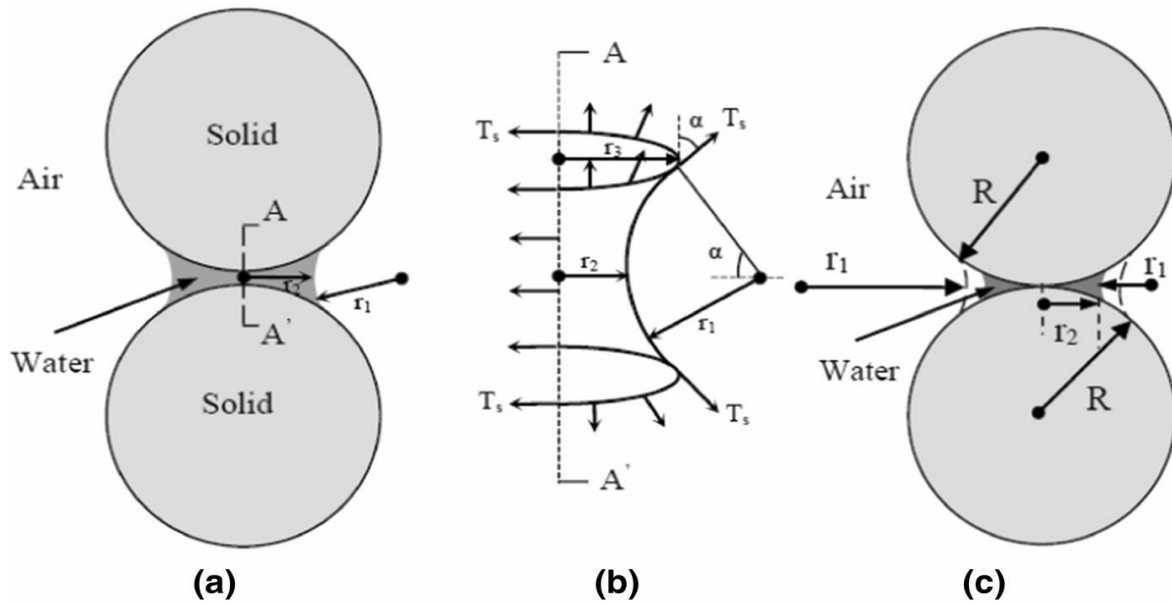


Figure 2.8 : Idéalisé air-eau géométrie d'interface dans des sols non saturés : (a) le ménisque d'eau entre deux particules de sol sphérique (b) diagramme du corps libre pour ménisque d'eau (c) Géométrie conceptuelle du ménisque dans un sol non saturé entre deux particules sphériques contrôlant l'amplitude et le signe de la chute de pression ($u_a - u_w$) (Lu et Likos, 2004)

L'équation ci-dessus fournit une expression mathématique simple décrivant le changement de pression à travers une interface air-eau-solide entre deux grains de sol idéalisés. La quantité ($u_a - u_w$) et, selon les grandeurs relatives de r_1 et r_2 , peut être positive, nulle ou négative. Très probablement, la valeur de la succion matricielle est positive en raison du fait

que r_1 est généralement inférieur à r_2 dans des conditions non saturées. Notez que pour un ensemble donné de rayons sphériques r_1 et r_2 , l'amplitude de la succion matricielle est indépendante de l'angle de contact α . En principe, il existe trois régimes possibles de l'amplitude de la différence de pression ($u_a - u_w$) en fonction des valeurs de r_1 et r_2 .

1. $r_1 < r_2$: $u_a > u_w$, une diminution de la pression d'eau dans le sol. Par exemple, lorsque la teneur en eau est faible entre deux grains de sable, comme représenté sur la Fig. 2.9a et l'eau prise en sandwich entre deux particules d'argile en plaquettes comme indiqué sur la Fig. 2.9b.

2. $r_1 = r_2$: $u_a = u_w$, aucun changement de pression à travers l'interface air-eau. Par exemple, lorsque le sol sablonneux est presque saturé.

3. $r_1 > r_2$: $u_a < u_w$, une augmentation de la pression d'eau interstitielle. Ce cas est susceptible de se produire dans de vrais systèmes sol-eau lorsque le sol est presque saturé ou lorsqu'il y a un grand vide mais une distance étroite entre les particules lamellaires, illustrées par les courbes en pointillés de la figure 2.9.

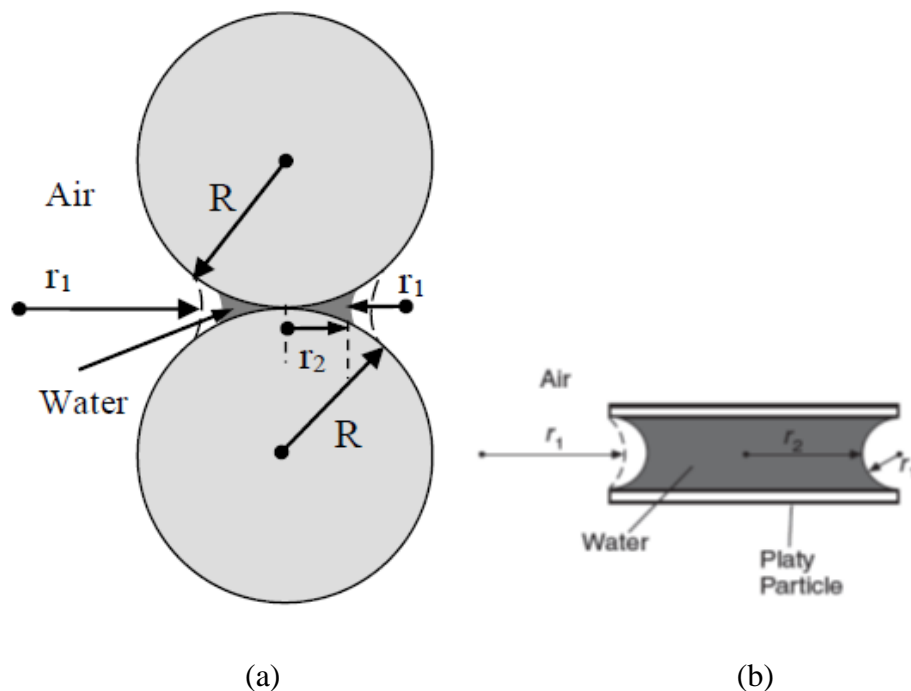


Figure 2.9 : Géométrie conceptuelle du ménisque contrôlant l'amplitude et le signe de la chute de pression ($u_a - u_w$) dans un sol non saturé : (a) entre deux particules sphériques et (b) entre deux particules lamellaires (Lu et Likos, 2004).

II.4 Contact entre les sphères du Modèle

Un aperçu significatif du comportement quantitatif de la courbe caractéristique sol-eau peut être obtenu en isolant le rôle de la capillarité sur le comportement d'adsorption de l'eau interstitielle. Cela peut être accompli en considérant des systèmes de grains de sol sphériques disposés dans diverses géométries de tassement idéalisées. Une relation entre la succion matricielle ($u_a - u_w$), la tension de surface T_s , et deux rayons r_1 et r_2 décrivant la géométrie du ménisque d'eau entre deux particules sphériques de rayon R identiques comme indiqué dans l'équation (2.8).

Comme le montre la figure 2.10a, l'angle de remplissage peut être introduit pour décrire des changements dans la taille, la géométrie et le volume de la lentille d'eau. Plus précisément, l'angle de remplissage décrit l'angle entre les vecteurs des axes de rotation R et r_2 , R et r_1 . Le volume de la lentille d'eau entre les particules est égal à zéro lorsqu'il est égal à zéro et augmente avec l'augmentation. Dallavalle (1943) a présenté les approximations suivantes parmi r_1 , r_2 , R , par l'équation (2.9) pour un angle de contact égal à zéro :

$$r_1 = R \left(\frac{1}{\cos \theta} - 1 \right), \quad r_2 = R \tan \theta - r_1, \quad 0 \leq \theta \leq 85^\circ \dots \dots \dots (2.9)$$

Substituer l'eq. (2.8) dans l'équation. (2.9) conduit à une description de la succion matricielle en fonction de l'angle de remplissage (radians) donnée par l'équation (2.10) :

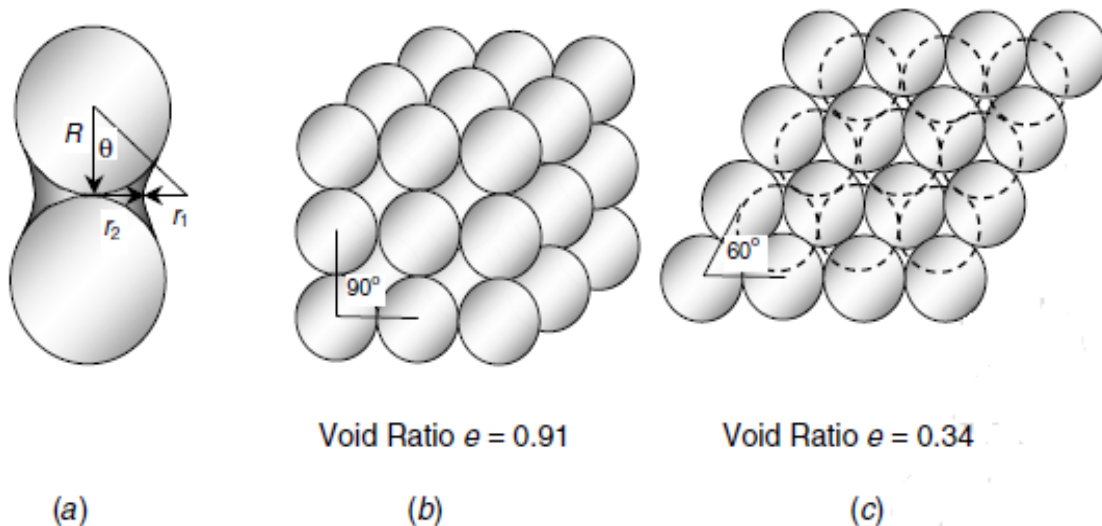


Figure 2.10 : Illustration géométrique d'un ménisque tridimensionnel entre les particules sphériques : (a) lentille d'eau entre deux particules, (b) le remplissage cubique simple qui

représente l'ordre de remplissage lâche, et (c) le remplissage tétraédrique qui représente le plus dense remplissage (Lu et Likos, 2004).

$$u_a - u_w = \frac{T_s \cos \theta (\sin \theta + 2 \cos \theta - 2)}{R (1 - \cos \theta) (\sin \theta + \cos \theta - 1)} \dots \dots \dots (2.10)$$

Dallavalle (1943) a également montré que le volume de la lentille d'eau, V_l , dans un plan orthogonal pour les sphères coordonnées dans l'ordre de remplissage cubique simple (SC) (fig. 2.10b) pouvait être indiqué par l'équation (2.11) :

$$V_l = 2\pi R^3 \left(\frac{1}{\cos \theta} - 1 \right)^2 \left[1 - \left(\frac{\pi}{2} - \theta \right) \tan \theta \right] \dots \dots \dots (2.11)$$

Qui peut être normalisée par rapport au volume d'une sphère, V_s , par l'équation (2.12) :

$$\frac{V_l}{V_s} = \frac{3}{2} \left(\frac{1}{\cos \theta} - 1 \right)^2 \left[1 - \left(\frac{\pi}{2} - \theta \right) \tan \theta \right] \dots \dots \dots (2.12)$$

La figure 2.11 illustre la dépendance du volume de lentilles normalisé sur l'angle de remplissage. À un angle de remplissage 45° , le volume de la lentille d'eau est d'environ 5,5% du volume des particules. À un angle de remplissage 85° , le volume de la lentille d'eau est d'environ 42% du volume des particules.

Le nombre de lentilles d'eau entre une particule sphérique et toutes les particules adjacentes dans une unité de volume cubique avec des dimensions $2R \times 2R \times 2R$ ($8R^3$) dans un ordre de remplissage cubique simple est de trois (six demi-lentilles comme représenté sur la Fig. 2.10b). Par conséquent, la teneur en eau gravimétrique w pour un volume unitaire dans trois plans orthogonaux peut être déterminée à partir de l'équation. (2.9) en tenant compte de la densité spécifique G_s , on trouve l'équation (2.13) :

$$W = \frac{3V_l \rho_w}{V_s \rho_s} = \frac{3V_l}{V_s G_s} = \frac{3V_l}{(4/3)\pi R^3 G_s} = \frac{9}{2G_s} \left(\frac{1}{\cos \theta} - 1 \right)^2 \left[1 - \left(\frac{\pi}{2} - \theta \right) \tan \theta \right] \dots \dots \dots (2.13)$$

Reconnaissant le fait que l'indice des vides e est de 0,91 pour un ordre de remplissage cubique simple, la teneur en eau saturée w_s pour les solides ayant un G_s de 2,65 est indiquée par l'équation (2.14) :

$$W_{s(SC)} = \frac{e}{G_s} = \frac{0.91}{2.65} = 0.343 \dots \dots \dots (2.14)$$

Ainsi, pour le simple arrangement de remplissage cubique de sable idéalisé non déformable, 34,3% représente la limite supérieure de la teneur en eau gravimétrique à pleine saturation.

L'ordre de remplissage le plus proche pour des particules sphériques uniformes est le remplissage tétraédrique (TH) (Fig. 2.10c). Ici, chaque particule a 12 contacts avec les particules environnantes et il y a 6 lentilles d'eau plein dans chaque unité de volume de $5.66R^3$ (contre $8R^3$ dans un remplissage simple cubique). Chaque sphère est entouré de 6 sphères dans le même plan, 3 en haut et 3 en bas. La teneur en eau pour une unité de volume de $5.66R^3$ est déterminée par l'équation (2.15) :

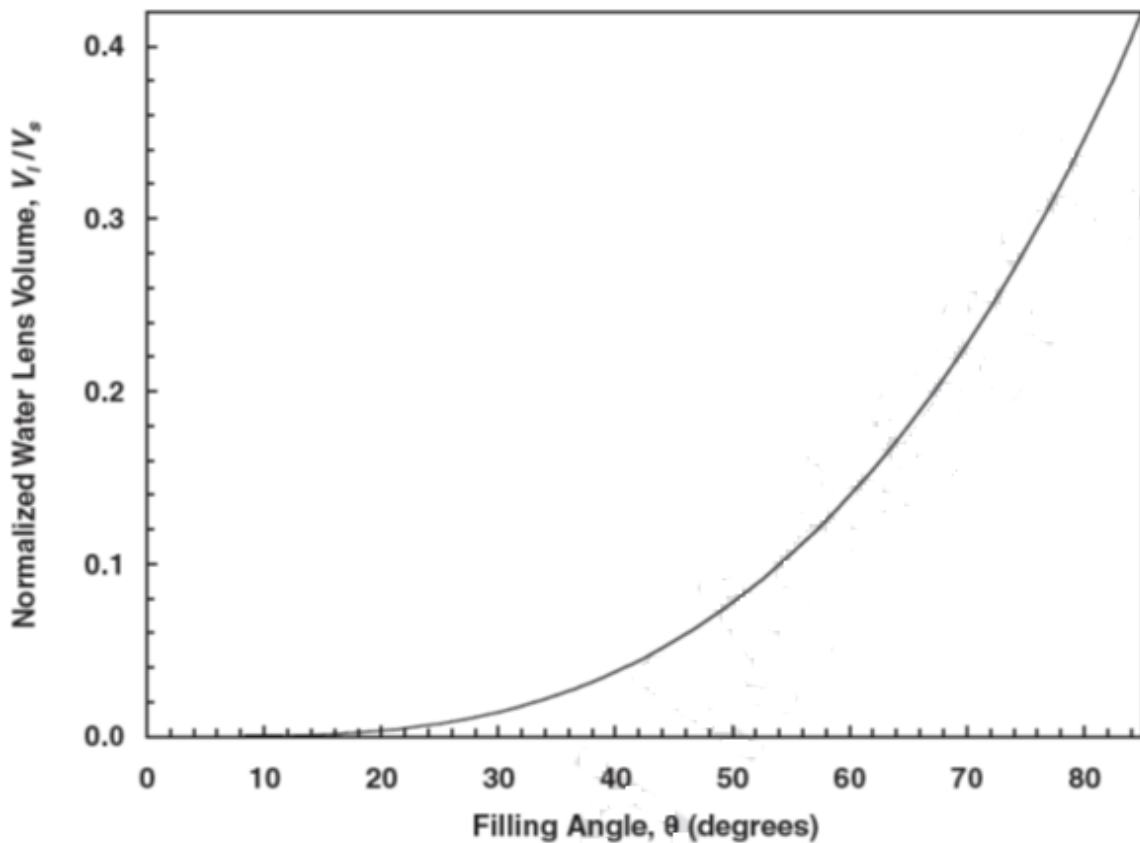


Figure 2.11 : Volume de lentille d'eau normalisé (V_l / V_s) en fonction de l'angle de remplissage (Lu et Likos, 2004).

$$W = \frac{6V_l \rho_w}{V_s \rho_s} = \frac{6V_l}{V_s G_s} = \frac{6V_l}{(4/3)\pi R^3 G_s} = \frac{9}{G_s} \left(\frac{1}{\cos \theta} - 1 \right)^2 \left[1 - \left(\frac{\pi}{2} - \theta \right) \tan \theta \right] \dots \dots \dots (2.15)$$

Physiquement, le remplissage le plus proche double la teneur en eau pour un remplissage cubique simple. Reconnaissant le fait que l'indice des vides est de 0,34 pour le remplissage le plus proche, la teneur en eau saturée pour les particules avec G_s de 2,65 est mentionnée par l'équation (2.16) :

$$W_{s(TH)} = \frac{e}{G_s} = \frac{0.34}{2.65} = 0.128 \dots\dots\dots (2.16)$$

Ainsi, pour l'arrangement de remplissage le plus proche de sable déformable non idéalisé, 12,8% représente la limite supérieure de la gravimétrie de la teneur en eau à pleine saturation. Les équations (2.10) et (2.13) établissent une relation théorique décrivant le rôle de la capillarité dans la courbe caractéristique sol-eau pour des particules sphériques uniformes et simples remplissage cubique. Les équations (2.10) et (2.15) décrivent la courbe caractéristique capillaire pour le cas de remplissage tétraédrique.

La figure 2.12 montre les courbes caractéristiques sol-eau calculées en utilisant le modèle de la sphère de contact pour divers rayons de particules dans un ordre de remplissage cubique simple. La limite supérieure de la teneur en eau de 6,3% correspond à un angle de remplissage 45° . Cela correspond à la condition dans laquelle les lentilles d'eau adjacentes commencent à se chevaucher les unes aux autres et à la géométrie supposée de la lentille d'eau n'est plus valide. L'angle de remplissage égal à 45° est la limite supérieure pour l'eq. (2.13). Figure 2.13 illustre les courbes caractéristiques sol-eau pour divers rayons de particules dans l'ordre de remplissage tétraédrique. Ici, la limite supérieure de la teneur en eau de 3,2% correspond à un angle de remplissage 30° . L'angle de remplissage égal à 30° est la limite supérieure pour l'eq. (2.15).

On peut constater facilement que la magnitude de la succion matricielle pour les particules de taille millimétrique est généralement inférieure à 100 kPa. La magnitude de la succion matricielle pour les particules micrométriques peut atteindre 10.000 à 100.000 kPa. Pour les sols sableux, où la plupart des tailles de particules sont de l'ordre de quelques millimètres, des valeurs de succion matricielle de plusieurs centaines de kilo pascals sont importants pour la rétention d'eau interstitielle. Pour les sols argileux, où la plupart des tailles de particules sont de l'ordre de microns, des valeurs plus élevées de succion matricielle sont importantes pour la rétention d'eau interstitielle. L'augmentation radicale de la succion matricielle pour tous les types de sol lorsque la teneur en eau se rapproche de zéro reflète la réduction radicale des rayons de l'interface air-eau.

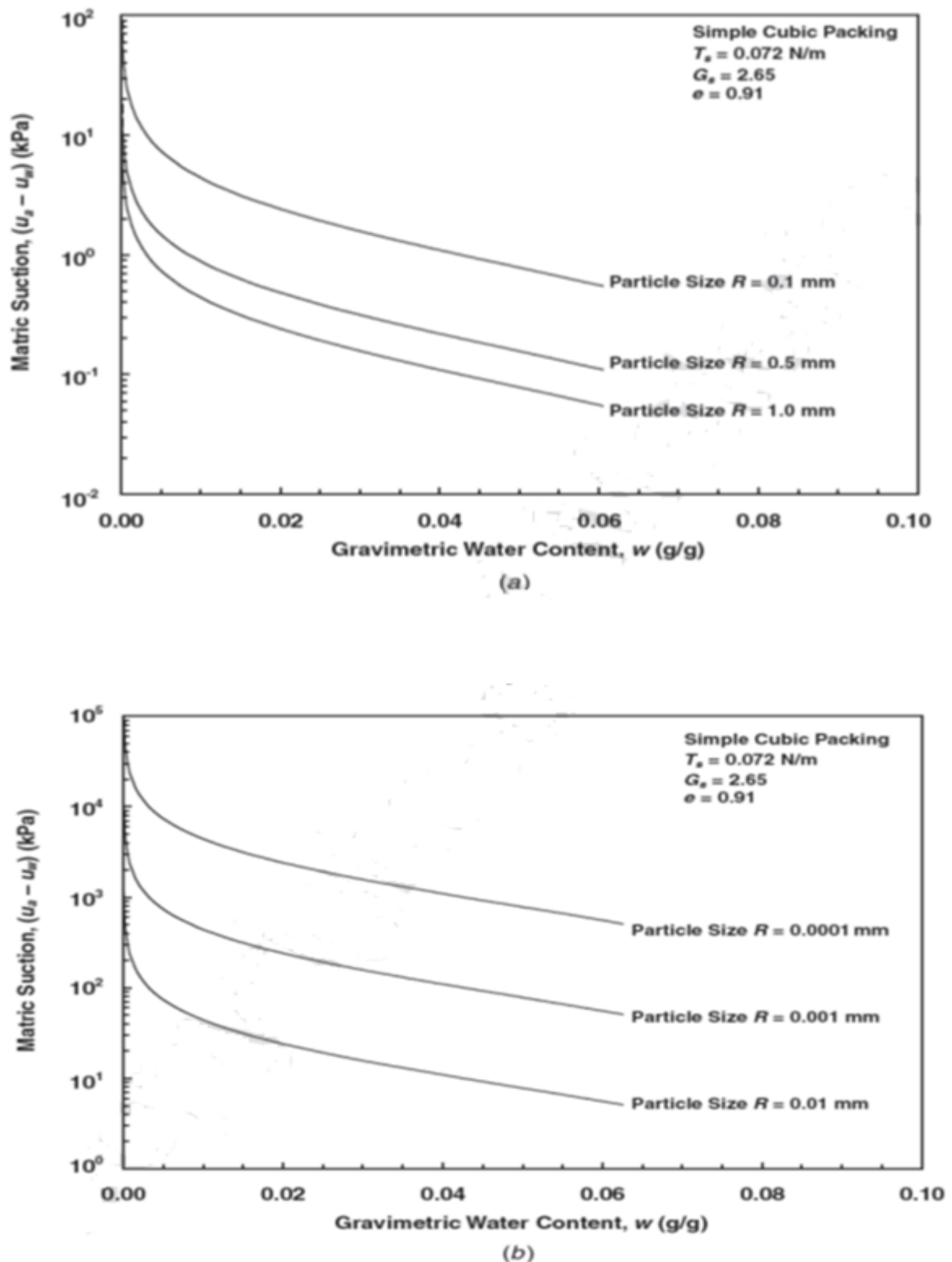


Figure 2.12 : Courbes caractéristiques théoriques sol-eau pour des particules sphériques uniformes dans un ordre de remplissage cubique simple : (a) particules de taille de sable et (b) particules de taille limon et d'argile (Lu et Likos, 2004)

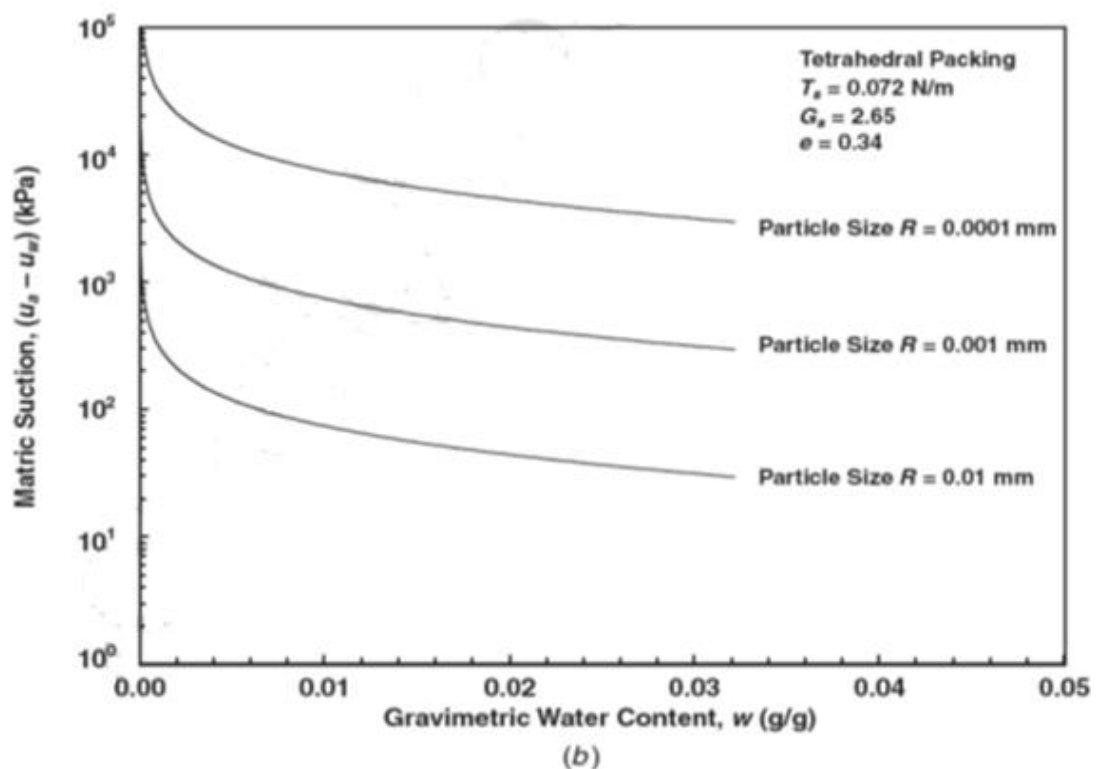
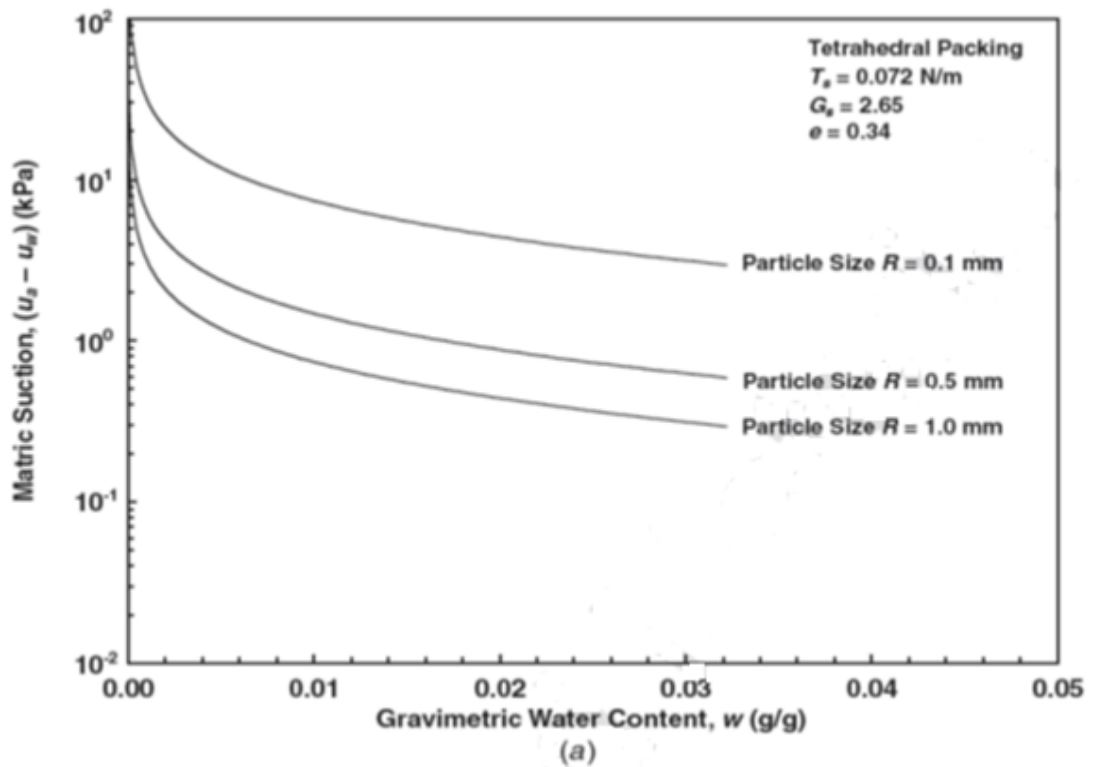


Figure 2.13 : Courbes caractéristiques théoriques sol-eau pour des particules sphériques uniformes dans l'ordre remplissage tétraédrique : (a) particules de taille de sable et (b) particules de taille limon et d'argile (Lu et Likos, 2004).

II.5 La contrainte de succion

II.5.1 Forces entre deux particules sphériques

La contrainte effective dans un sol non saturé comprend les contraintes macroscopiques telles que la contrainte totale, la pression interstitielle de l'air et la pression interstitielle de l'eau, ainsi que les composantes résultant des forces interparticulaires microscopiques telles que les forces physicochimiques et capillaires. Dans un sol non saturé, il est nécessaire de faire la distinction entre ces mécanismes car la pression interstitielle en tant que contrainte macroscopique se désintègre en plusieurs forces interparticulaires microscopiques agissant près des contacts des grains, y compris les forces de tension superficielle et les forces interparticulaires produites par la pression interstitielle négative.

La contrainte de la succion peut être définie comme la contrainte interparticulaire nette générée par les mécanismes capillaires dans une matrice en vrac de particules granulaires non saturées. Cette force est due à l'effet combiné de la pression interstitielle négative et de la tension superficielle de l'eau agissant aux interfaces air-eau dans les ménisques. Du point de vue macroscopique, la contrainte de succion a tendance à tirer les particules de sol les unes vers les autres, ce qui a un effet similaire à la contrainte de surcharge ou à la surcharge. Lu et Likos (2004), par exemple, ont décrit une approche microscopique qui peut être utilisée pour évaluer l'ampleur de la contrainte de succion pour des systèmes idéalisés à deux particules dans le régime de saturation pendulaire (pont d'eau isolé). Cette approche considère les forces à l'échelle microscopique agissant entre les sphères idéales. Les forces inter-particulaires sont produites par la présence de l'interface air-eau-solide définissant les ménisques d'eau interstitielle parmi les grains de sol. La figure 13 montre l'approche utilisée pour analyser l'amplitude de la force capillaire résultant du pont liquide en considérant la géométrie locale de l'interface air-eau-solide.

Pour des particules de taille seules (Fig.2.14a), il a été établi précédemment que le ménisque d'eau formé entre eux peut être décrit par deux rayons r_1 et r_2 , le rayon de particule R , et un angle de remplissage α . Un diagramme du corps libre pour les forces de réseau, qui implique la contribution de la pression d'air u_a , de la pression interstitielle u_w , de la tension superficielle T_s et de la force externe appliquée ou une surcharge F_e , est montré dans la Fig.2.14b.

Une pression d'air positive et isotrope u_a exercera une force de compression sur le squelette du sol. La force totale due à la pression atmosphérique est déterminée par l'équation (2.17) :

$$F_a = u_a(\pi R^2 - \pi r_2^2) \dots \dots \dots (2.17)$$

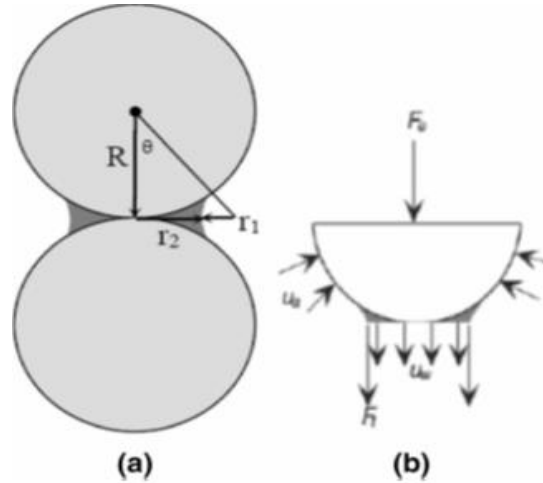


Figure 2.14 : Interaction solide air-eau pour deux particules sphériques et ménisque d'eau : (a) la géométrie toroïdale de l'interface solide air-eau et (b) diagramme du corps libre pour l'analyse des forces inter-particulaires (Lu et Likos, 2004).

La force totale due à la tension superficielle est indiquée par l'équation (2.18) :

$$F_t = -T_s 2\pi r_2 \dots \dots \dots (2.18)$$

La projection de la force totale due à la pression d'eau agissant sur l'interface solide-eau dans la direction verticale, F_w , est mentionnée par l'équation (2.19) :

$$F_w = u_w \pi r_2^2 \dots \dots \dots (2.19)$$

La force capillaire résultante est indiquée par l'équation (2.20) :

$$F_R = F_w + F_a + F_t$$

$$F_R = u_a \pi R^2 - u_a \pi r_2^2 - T_s 2\pi r_2 + u_w \pi r_2^2 \dots \dots \dots (2.20)$$

En supposant que la pression d'air est la seule contribution à la force externe, on obtient l'équation (2.21) :

$$F_R = u_a \pi R^2 - (u_a - u_w) \pi r_2^2 - T_s 2\pi r_2 \dots \dots \dots (2.21)$$

Qui est la force inter-particulaire nette due à l'interaction inter-faciale. Cette force exerce une contrainte de traction sur le squelette du sol tant que l'équation (2.22) est remplie :

$$(u_a - u_w)r_2^2 + T_s 2r_2 > u_a R^2 \dots\dots\dots (2.22)$$

Il a été démontré que la succion matricielle $u_a - u_w$ dans la lentille d'eau formée entre deux particules sphériques peut être décrite indépendamment de l'angle de contact par les rayons r_1, r_2 et la tension superficielle T_s est représenté par l'équation (2.8).

Substituant l'équation ci-dessus dans l'équation. (2.22), on obtient l'équation (2.23) suivants :

$$\frac{T_s(r_2 - r_1)r_2^2}{r_1 r_2} + T_s 2r_2 > u_a R^2 \dots\dots\dots (2.23)$$

Et le réglage de la pression atmosphérique à une valeur de référence égale à zéro donné par l'équation (2.24) :

$$T_s r_2 (r_2 + r_1) > 0 \dots\dots\dots (2.24)$$

La condition ci-dessus sera toujours satisfaite si $r_1 > 0$ parce que r_2 est toujours supérieure ou égale à zéro. Cela implique que l'effort de succion dans le sol non saturés est toujours supérieur ou égale à zéro. Par conséquent, la force exercée sur le squelette du sol sera toujours de traction, même si R_1 et R_2 ont l'effet inverse sur le signe de la pression d'eau interstitielle.

II.5.2 La pression dans la lentille d'eau

La pression d'eau dans la lentille entre deux particules sphériques peut être positif, nul ou négatif. La relation entre le signe de la pression d'eau et la géométrie de la lentille peut être illustrée en réorganisant l'éq. (2.8), on obtient l'équation (2.25) :

$$u_w = u_a - T_s \left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} \right) \dots\dots\dots (2.25)$$

Par conséquent, la valeur absolue de la pression d'eau interstitielle dépend à la fois de la pression atmosphérique et la géométrie de l'interface. Par exemple, si $r_1 < r_2$, une pression d'eau interstitielle inférieure à la pression d'air se développera à l'intérieur de la lentille. Cependant, si $r_1 > r_2$, une pression interstitielle supérieure à la pression d'air se développera à l'intérieur de la lentille.

Pour u_a égal à zéro, éq. (2.25) dicte qu'une diminution du ménisque rayon r_1 se traduit par des valeurs plus négatives de la pression d'eau interstitielle, un reflet de la relation de rayon r_1 à la courbure concave de la lentille d'eau. Une diminution de la r_2 , d'autre part, rend la pression de l'eau interstitielle moins négative, ce qui reflète sa relation avec la courbure convexe de la lentille d'eau.

Compte tenu de la géométrie des sphères en contact et de la lentille d'eau pour un angle de contact nul, une relation entre R , r_1 et r_2 peut s'écrire par l'équation (2.26) :

$$(R + r_1)^2 = R^2 + (r_1 + r_2)^2 \dots\dots\dots (2.26)$$

Si r_1 est égal à r_2 , ce qui doit se produire à une certaine valeur de teneur en eau, la pression dans la lentille d'eau est égale à la pression d'air et la succion matricielle est donc égale à zéro. En imposant cette condition à l'éq. (2.26), on obtient l'équation (2.27) :

$$(R + r_2)^2 = R^2 + (r_2 + r_2)^2 \quad R = \frac{3}{2}r_2 \dots\dots\dots (2.27)$$

Compte tenu de la géométrie illustrée à la Fig. 2.14a, on peut montrer l'équation (2.28) :

$$\tan \theta = \frac{r_1+r_2}{R} = \frac{2r_2}{R} = \frac{2r_2}{(3/2r_2)} = \frac{4}{3} \dots\dots\dots (2.28)$$

Ou $\theta = 53.13^\circ$

Par conséquent, le régime de la teneur en eau correspondant à une pression d'eau interstitielle négative correspond à la plage d'angle de remplissage décrite par l'équation (2.29) :

$$0 \leq \theta \leq 53.13^\circ \quad r_1 < r_2 \dots\dots\dots (2.29)$$

Et le régime de la teneur en eau correspondant à une pression d'eau interstitielle positive est décrit par l'équation (2.30) :

$$53.13^\circ \leq \theta \leq 90^\circ \quad r_1 > r_2 \dots\dots\dots (2.30)$$

Pour les particules relativement lâches, telles que l'ordre cubique simple (SC), l'angle de remplissage ne peut pas être supérieur à 45° car les lentilles d'eau adjacentes commencent à se chevaucher. La condition décrite par l'éq. (2.30) est peu susceptible de se produire dans un sol non saturé avec un angle de contact nul, ce qui indique que la pression interstitielle dans la lentille d'eau est susceptible d'être négative. La condition où l'angle de contact n'est pas nul est souvent le cas dans le sol réel.

II.5.3 La contrainte Effective due à la capillarité

Les contraintes effectives dues à l'équilibre des forces interfaciales décrites ci-dessus peuvent être évaluées en considérant la zone sur laquelle elles agissent. La figure 2.15 illustre deux zones d'analyse : la zone sur un grain de sol sphérique, ou πR^2 , et une zone unitaire pour l'ordre de remplissage cubique simple, ou $4R^2$.

Considérant l'éq. (2.21), la contribution de la contrainte due à la force inter-particulaire capillaire sur la zone $4R^2$ est indiquée par l'équation (2.31) :

$$\begin{aligned} \sigma_w &= u_a - \frac{r_2^2}{R^2} (u_a - u_w) - \frac{2r_2^2 r_1}{R^2(r_2 - r_1)} (u_a - u_w) \\ &= u_a - \left[\frac{r_2^2}{R^2} + \frac{2r_2^2 + r_1}{R^2(r_2 - r_1)} \right] (u_a - u_w) \\ &= u_a - \frac{r_2^2}{R^2} \frac{r_2 + r_1}{r_2 - r_1} (u_a - u_w) \dots\dots\dots (2.31) \end{aligned}$$

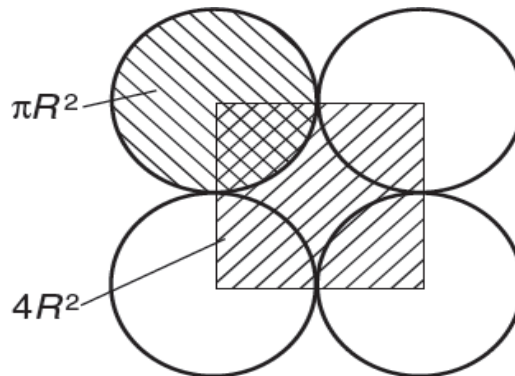


Figure 2.15 : Zones unitaires pour analyser la contrainte effective dans un simple remplissage cubique (Lu et Likos, 2004).

Et la contrainte effective sous une contrainte extérieure totale σ est donnée par l'éq (2.32) :

$$\sigma' = \sigma - \sigma_w = \sigma - u_a + \frac{r_2^2}{R^2} \frac{r_2 + r_1}{r_2 - r_1} (u_a - u_w) \dots\dots\dots (2.32)$$

Qui est sous la même forme que l'équation de contrainte effective de Bishop (1959) pour un sol non saturé, on a l'équation (2.33) :

$$\sigma' = \sigma - \sigma_w = \sigma - u_a + \frac{r_2^2}{R^2} \frac{r_2 + r_1}{r_2 - r_1} (u_a - u_w) = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \dots\dots\dots (2.33)$$

Où le paramètre de contrainte effective χ est déterminé par l'équation (2.34) :

$$\chi = \frac{r_2^2 r_2 + r_1}{R^2 r_2 - r_1} \dots \dots \dots (2.34)$$

De même, pour une analyse utilisant une section transversale de $4R^2$, la contrainte effective est indiquée par l'équation (2.35) :

$$\sigma' = \sigma - \sigma_w = \sigma - u_a + \frac{\pi r_2^2 r_2 + r_1}{4 R^2 r_2 - r_1} (u_a - u_w) = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \dots \dots \dots (2.35)$$

Pour cette géométrie, on obtient l'équation (2.36) :

$$\chi = \frac{\pi r_2^2 r_2 + r_1}{4 R^2 r_2 - r_1} \dots \dots \dots (2.36)$$

Les équations (2.34) et (2.36) donnent une bonne idée de la nature de la contrainte de succion dans un sol non saturé. Physiquement, le paramètre de contrainte effective χ représente la contribution de la succion matricielle à la contrainte effective. Le paramètre χ dépend clairement de la teneur en eau dans ces équations par r_1 et r_2 .

Lorsque la teneur en eau de simple remplissage cubique SC approche de la saturation, le rayon r_2 approche du rayon de la particule R et le rayon r_1 se rapproche de zéro. Examen de l'éq. (2.35) pour une unité de surface πR^2 démontre que χ tend vers l'unité dans ces conditions, réduisant ainsi l'éq. (2.36) à l'équation de contrainte effective classique pour un sol saturé, on trouve l'équation (2.37) :

$$\sigma' = \sigma - u_w \dots \dots \dots (2.37)$$

D'autre part, si la teneur en eau s'approche de zéro (c'est-à-dire dans des conditions parfaitement sèches), alors r_2 et r_1 s'approchent tous deux de zéro, ce qui conduit à χ s'approchant de zéro et à la condition où la contrainte effective est égale à la contrainte totale moins la pression d'air. La succion matricielle dans ce cas, quelle que soit sa valeur, n'a aucune contribution à la contrainte effective. Pour les valeurs de teneur en eau entre les conditions complètement sèches et complètement saturées, le paramètre de contrainte effective dépend de la relation entre r_1 et r_2 . En général, et dans un sol réel, la relation entre r_1 et r_2 est compliquée et dépend de l'angle de contact et des contraintes géométriques imposées par les pores du sol. L'analyse ci-dessous illustre un cas particulier où l'angle de contact est nul.

II.5.4 Paramètre de la contrainte effective et la teneur en eau

Une relation spécifique entre le paramètre de contrainte effective χ et la teneur en eau peut être établie en considérant la géométrie de la lentille d'eau. Comme introduit au-dessus, Dallavalle (1943) a présenté les approximations suivantes reliant les paramètres r_1 , r_2 , R , par l'équation (2.9) pour le cas où l'angle de contact est supposé égal à zéro.

Substituant l'équation (2.9) dans l'équation. (2.35), le paramètre de contrainte effective χ peut donc être décrit par l'équation (2.38) en termes d'angle de remplissage pour une section transversale élémentaire de πR^2 :

$$\chi = \frac{(\sin \theta + \cos \theta - 1)^2}{\cos^2 \theta} \frac{\sin \theta}{\sin \theta - 2 + 2 \cos \theta} \dots \dots \dots (2.38)$$

Pour une section transversale élémentaire de $4R^2$, on obtient l'équation (2.39) :

$$\chi = \frac{\pi}{4} \frac{(\sin \theta + \cos \theta - 1)^2}{\cos^2 \theta} \frac{\sin \theta}{\sin \theta - 2 + 2 \cos \theta} \dots \dots \dots (2.39)$$

L'équation (2.38) ou (2.39) peut être utilisée pour explorer une interprétation physique du paramètre de contrainte effective et de la contrainte de succion, et de leur dépendance à la teneur en eau du sol en termes d'angle de remplissage. Pour tout angle de remplissage θ , les rayons r_1 et r_2 et le paramètre de contrainte effective χ peuvent être définis de manière unique. La relation entre le paramètre de contrainte effective et l'angle de remplissage est illustrée à la Fig. 2.16 pour θ inférieur à 45° (correspondant à la teneur en eau gravimétrique, $w < 0,063$). Il est intéressant de noter que cette relation est indépendante de la taille de particule R .

La contrainte effective due à la contrainte de succion peut également être étudiée sans introduire le concept du paramètre de contrainte effective χ . L'élimination de la succion matricielle dans l'équation (2.34) en remplaçant l'éq. (2.8) conduit à la contrainte effective due à une contrainte de succion, σ_c donné par l'équation (2.40), pour unité de surface πR^2 :

$$\sigma_c = \frac{r_2^2}{R^2} \frac{r_2 + r_1}{r_2 r_1} T_s \dots \dots \dots (2.40)$$

Et en remplaçant l'éq. (2.8) dans l'éq. (2.36) pour une unité de surface $4R^2$, on trouve l'équation (2.41) :

$$\sigma_c = \frac{\pi r_2^2 r_2 + r_1}{4 R^2 r_2 r_1} T_s \dots\dots\dots (2.41)$$

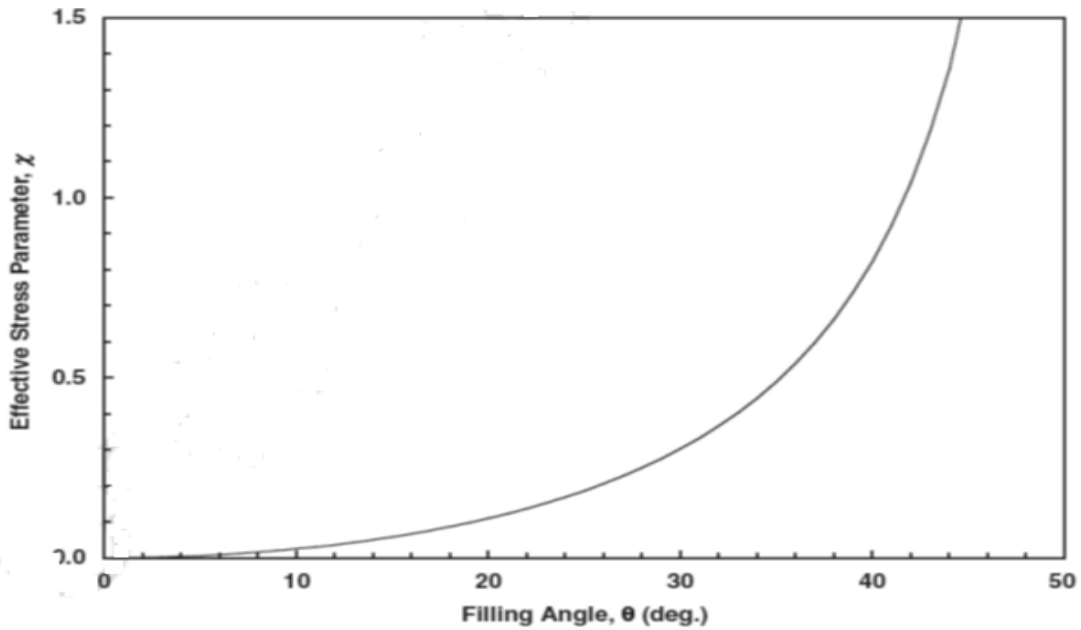


Figure 2.16 : Relation entre l'angle de remplissage et le paramètre de contrainte effective χ pour des particules sphériques en simple remplissage cubique avec zone $4R^2$ (Lu et Likos, 2004).

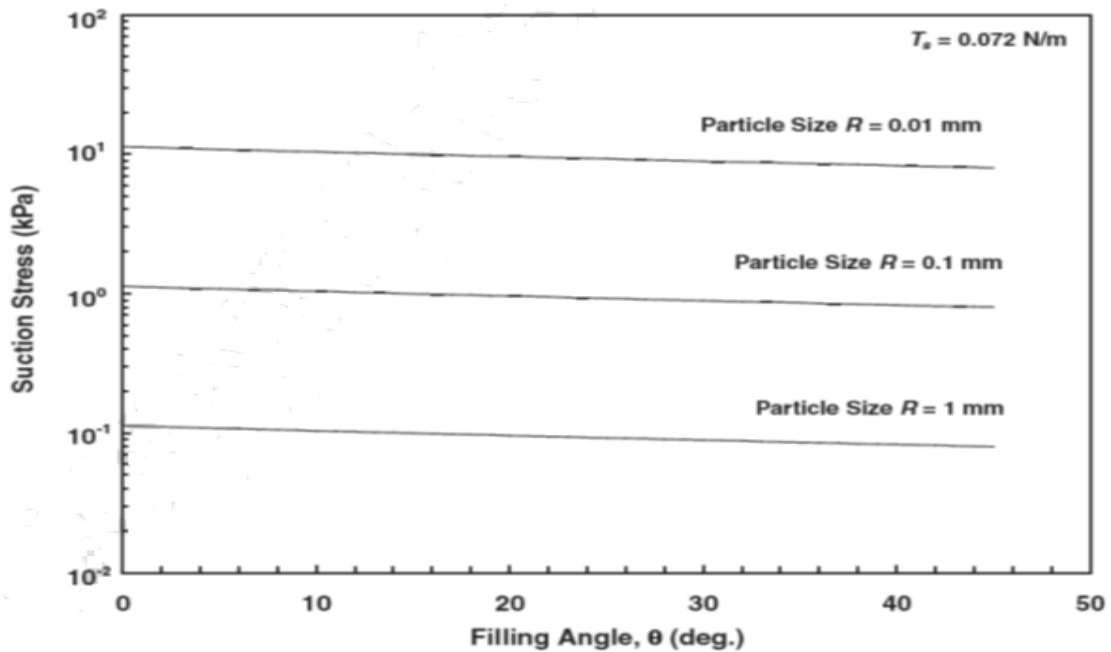


Figure 2.17 : La contrainte de succion en fonction de l'angle de remplissage pour des particules sphériques en simple cubique (Lu et Likos, 2004).

En remplaçant l'éq. (2.38) dans l'équation ci-dessus pour exprimer r_1 et r_2 en termes de θ , la contrainte de succion peut être exprimée en termes d'angle de remplissage θ par l'équation (2.42) :

$$\sigma_c = \frac{\pi T_s}{4R} \frac{\sin \theta + \cos \theta - 1}{1 - \cos \theta} \tan \theta \dots\dots\dots (2.42)$$

A partir de l'éq. (2.42) et comme illustré sur la Fig. 2.17, on peut déduire que la contrainte de succion dépend de la taille des particules R et la teneur en eau, mais pas directement sur la succion matricielle.

II.6 Contrainte entre deux particules sphériques avec un Angle de contact différent de zéro

Un développement théorique micromécanique pour évaluer les forces inter-particulaires et la contrainte de succion dans les particules sphériques non saturées mono-dimensionnées en contact avec un angle de contact constant égal à zéro a été présenté en haut. Cette partie reprend les analyses de plusieurs étapes plus loin en considérant l'angle de contact comme une variable matérielle non nulle. Comme précédemment, le remplissage simple cubique (SC) et le remplissage tétraédrique (TH) sont considérés comme représentant des éléments d'extrémité en tissu du sol granulaire. On suppose que la gamme des propriétés des matériaux et du comportement de rétention d'eau et de contrainte de succion du sol réel, en particulier des matériaux à gros grains tels que le limon ou le sable, se situe quelque part entre ces deux scénarios idéalisés. Les figures .2.18a et 2.18b illustrent les géométries pour des sphères de taille uniforme coordonnées sous le remplissage SC et le remplissage TH, respectivement. Les volumes unitaires pour les remplissages SC et TH ont des taux de vide de 0,91 et 0,34, respectivement, correspondant à des porosités de 47,6 et 26,0 %.

Deux grandeurs sont nécessaires pour analyser la contrainte d'aspiration et sa dépendance à la teneur en eau dans de tels arrangements de particules : la force capillaire entre les particules et la teneur en eau du système particules/eau interstitielle. La force capillaire entre deux particules sphériques en contact pour une géométrie de ménisque toroïdal et un angle de contact nul (Fig. 2.14) a été obtenue par l'équation (2.43) :

$$F_R = u_a \pi R^2 - u_a \pi r_2^2 - T_s 2 \pi r_2 + u_w \pi r_2^2 \dots\dots\dots (2.43)$$

La figure 2.19 montre une géométrie de système plus général pour décrire la teneur en eau entre deux particules ayant un angle de contact non nul et variable.

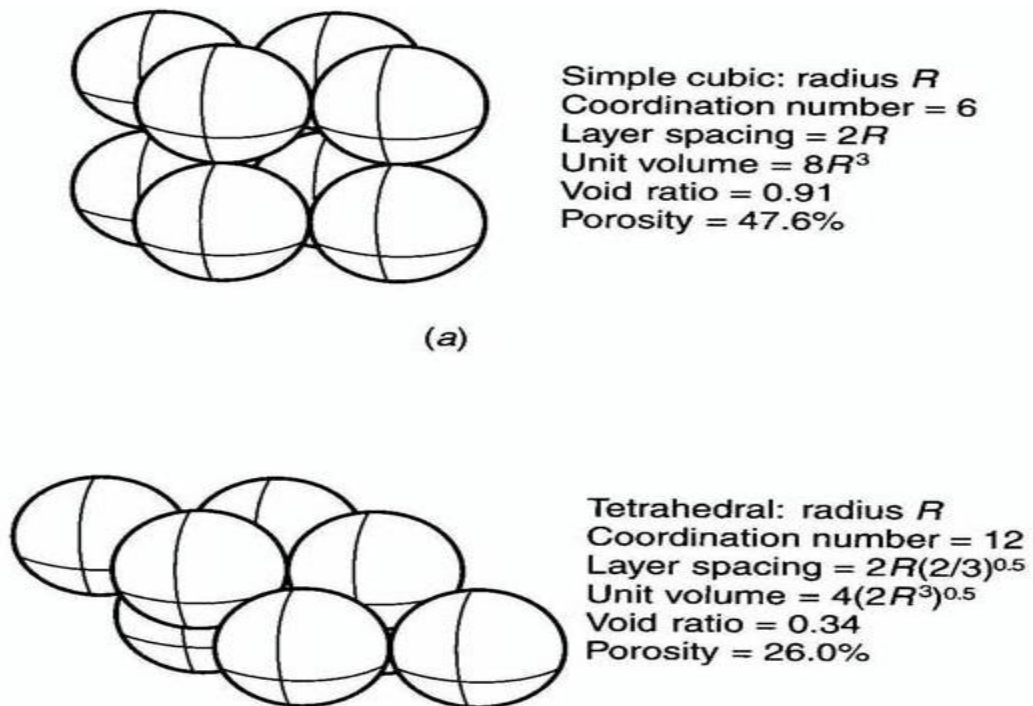


Figure 2.18 : Sphères uniformes dans un ordre de remplissage simple cubique (a) et tétraédrique (b) (Lu et Likos, 2004).

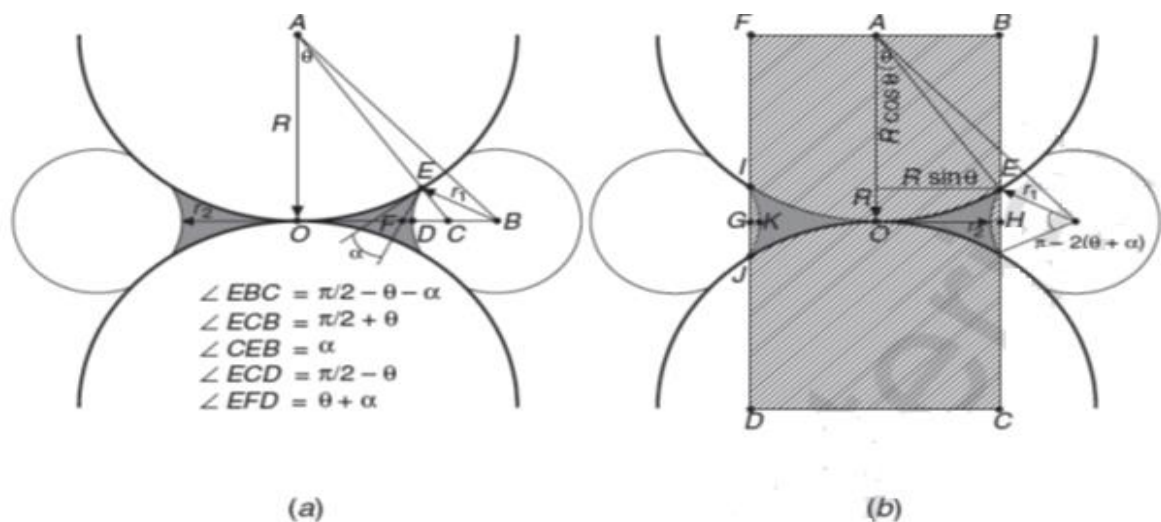


Figure 2.19 : Contraintes géométriques pour définir le ménisque d'eau entre les sphères en contact en tenant compte d'un angle de contact variable : (a) système des rayons et des angles (b) les limites de surface à deux dimensions de la lentille d'eau (Lu et Likos, 2004).

Ici, la lentille d'eau représentée par les rayons r_1 et r_2 peut être écrite par l'équation (2.44) et (2.45) en termes d'angle de remplissage θ , de rayon de particule commun R et d'angle de contact α comme :

$$r_1 = R \left(\frac{1 - \cos \theta}{\cos(\theta + \alpha)} \right) \dots \dots \dots (2.44)$$

$$r_2 = R \tan \theta - r_1 \left(1 - \frac{\cos \alpha}{\cos \theta} \right) \dots \dots \dots (2.45)$$

Lorsque l'angle de contact est égal à zéro, les éqs. (2.44) et (2.45) se ramènent à ceux proposés par Dallavalle (1943) [éq. (2.38)]. La teneur en eau du système peut être évaluée en considérant le volume de la lentille d'eau. Dans une projection bidimensionnelle, la lentille d'eau est délimitée par les trois surfaces hachurées représentées sur la figure 2.19b. Le rectangle BFGH, qui est un cylindre en trois dimensions de rayon $R \sin \theta$ et de hauteur R , délimite la moitié inférieure de la lentille d'eau symétrique. Le cercle partiel de rayon R défini par FBEOI délimite la lentille d'eau sur la moitié supérieure. Le cercle partiel défini par IKJ délimite la lentille d'eau des deux côtés. Tournées en trois dimensions, ces surfaces deviennent des volumes qui permettent de définir le volume total de la lentille d'eau. Le volume de la surface tournée BFGH pour une particule unitaire est indiqué par l'équation (2.46) :

$$V_c = 2\pi R^3 \sin^2 \theta \dots \dots \dots (2.46)$$

Le volume de la zone FBEOI pour une particule unitaire est obtenu par l'équation (2.47) :

$$V_c = 2\pi R^3 \sin^2 \theta \cos \theta + \frac{2\pi}{3} R^3 (1 - \cos \theta)^2 (2 + \cos \theta) \dots \dots \dots (2.47)$$

Le volume de la zone IJK pour une particule unitaire est déterminé par l'équation (2.48) :

$$V_r = 2\pi \left[r_2 + r_1 - \frac{2}{3} \frac{r_1 \cos^3(\theta + \alpha)}{(\pi/2) - (\theta + \alpha) - \sin(\theta + \alpha) \cos(\theta + \alpha)} \right] \frac{1}{2} r_1^2 [\pi - 2(\theta + \alpha) - \sin 2(\theta + \alpha)] \dots \dots \dots (2.48)$$

En conséquence, le volume total de la lentille d'eau V_l est donné par l'équation (2.49) :

$$V_l = V_c - V_s - V_r$$

$$= 2\pi R^3 \sin^2 \theta - 2\pi R^3 \sin^2 \theta \cos \theta - \frac{2\pi}{3} R^3 (1 - \cos \theta)^2 (2 + \cos \theta) - V_r \dots \dots \dots (2.49)$$

La détermination de la teneur en eau gravimétrique pour chaque cellule unitaire de particules dans le remplissage SC nécessite la somme de trois volumes de lentilles d'eau orthogonales et peut être exprimée par l'équation (2.50) :

$$w_{SC} = \frac{3V_L}{V_{sphere}G_s} \dots\dots\dots (2.50)$$

Où V_{sphere} est le volume d'une particule de sol (c'est-à-dire, $V_{sphere} = 4/3 \pi R^3$) et G_s est la gravité spécifique des solides du sol. Il en résulte que la teneur en eau peut être écrite en fonction des angles α et θ par l'équation (2.51) :

$$w_{SC} = \frac{9}{2G_s} \sin^2 \theta - \frac{9}{2G_s} \sin^2 \theta \cos \theta - \frac{3}{2G_s} (1 - \cos \theta)^2 (2 + \cos \theta) - \frac{9V_r}{4G_s \pi R^3} \dots\dots\dots (2.51)$$

Dans le remplissage TH, la gravimétrique de la teneur en eau est simplement le double de celle du SC pour le même angle de remplissage. Dont on aura l'équation (2.52) :

$$w_{TH} = 2w_{SC} \dots\dots\dots (2.52)$$

Pour un angle de contact nul, les limites du régime hydrique pendulaire dans les garnissages SC et TH sont de 0,063 g/g de teneur en eau gravimétrique et de 0,032 g/g, respectivement. Ces valeurs représentent les teneurs en eau où les lentilles d'eau individuelles entre les particules voisines commencent à se toucher et la géométrie du ménisque idéalisée sur la figure 2.19 n'est plus valide.

Les équations (2.51) et (2.52) sont tracées sur la Fig. 2.19a pour montrer les relations entre l'angle de remplissage θ et la teneur en eau gravimétrique pour un angle de contact égal à zéro ($R = 1$ mm, $G_s = 2,65$). Des solutions analytiques similaires pour $R = 1$ mm, $G_s = 2,65$ et $\alpha = 0^\circ$ développées précédemment par Dallavalle (1943) et Cho et Santamarina (2001) sont incluses à titre de comparaison. La figure 19b montre w_{SC} et w_{TH} en fonction de θ pour un angle de contact égal à 0° , 20° et 40° . On peut voir ici que l'augmentation de l'angle de contact a un effet significatif sur le volume de la lentille d'eau interstitielle et la teneur en eau correspondante du système à deux particules. Des angles de contact plus grands, qui peuvent être considérés comme coïncidant avec un processus de mouillage, entraînent des teneurs en eau plus élevées pour un angle de remplissage θ donné. Des angles de contact nuls, qui pourraient correspondre à un processus de séchage, se traduisent par des teneurs en eau relativement faibles. Cette observation constitue la base d'une analyse de l'hystérésis de l'angle de contact.

Comme introduit en haut, la contrainte effective résultant de la contrainte d'aspiration peut être évaluée en divisant la force capillaire interparticulaire, c'est-à-dire l'éq. (2.43), par la surface sur laquelle il agit. En prenant l'aire de la section transversale d'une particule (πR^2) comme aire élémentaire, et en utilisant l'éq. (2.8) pour décrire la tension superficielle T_s en fonction des rayons sphériques r_1 et r_2 , éq. (2.46) peut être écrit en termes de contribution de contrainte due à la capillarité σ_w par l'équation (2.53) :

$$\begin{aligned} \sigma_w &= u_a - \frac{r_2^2}{R^2} (u_a - u_w) - \frac{2r_2^2 r_1}{R^2 (r_2 - r_1)} (u_a - u_w) \\ &= u_a - \left[\frac{r_2^2}{R^2} + \frac{2r_2^2 r_1}{R^2 (r_2 - r_1)} \right] (u_a - u_w) \\ &= u_a - \frac{r_2^2 r_2 + r_1}{R^2 r_2 - r_1} (u_a - u_w) \dots \dots \dots (2.53) \end{aligned}$$

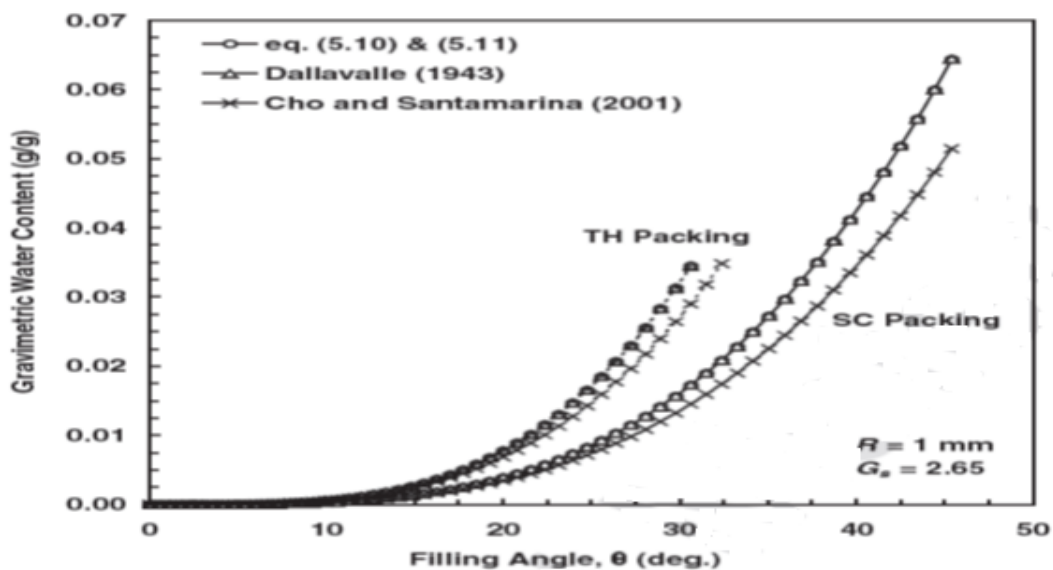
Et σ' sous une contrainte extérieure totale est indiquée par l'équation (2.54) :

$$\sigma' = \sigma - \sigma_w = \sigma - u_a + \frac{r_2^2 r_2 + r_1}{R^2 r_2 - r_1} (u_a - u_w) \dots \dots \dots (2.54)$$

Qui est sous la même forme que l'équation de contrainte effective à valeur unique de Bishop (1959) pour un sol non saturé, c'est-à-dire l'éq $\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)$.

L'assimilation des deux conduits à l'équation (2.55) :

$$\sigma' = \sigma - u_a + \frac{r_2^2 r_2 + r_1}{R^2 r_2 - r_1} (u_a - u_w) \dots \dots \dots (2.55)$$



(a)

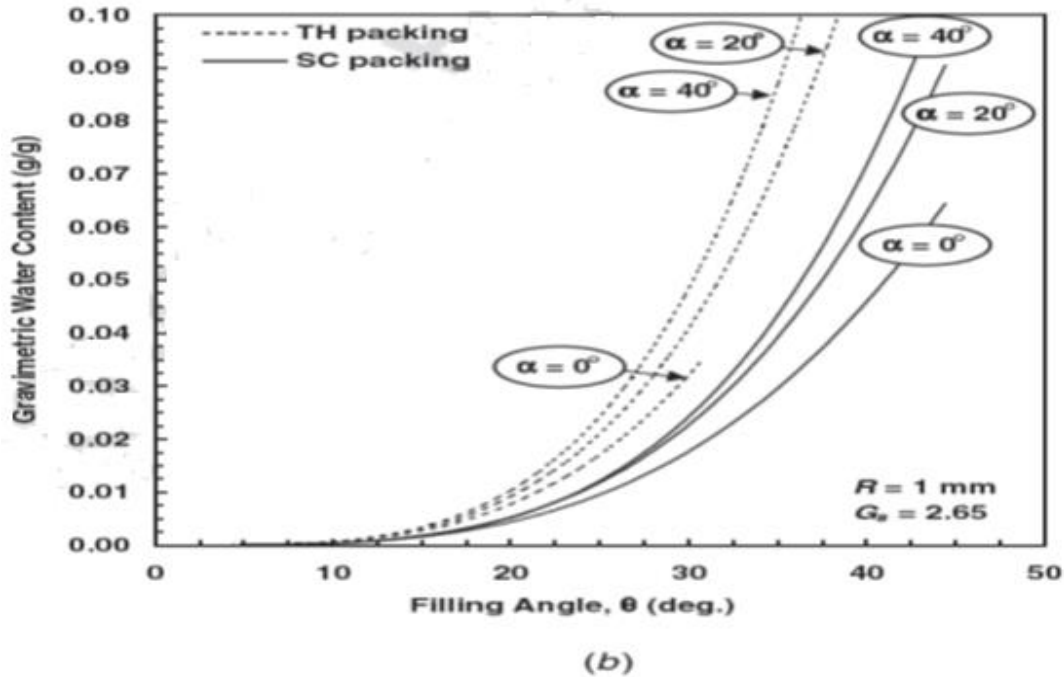


Figure 2.20 : Relation entre l'angle de remplissage et la teneur en eau gravimétrique pour des sphères de 1 mm en remplissage simple cubique (SC) et tétraédrique (TH) : (a) pour $\alpha=0^\circ$ et (b) pour $\alpha=0^\circ, \alpha=20^\circ$ (Lu et Likos, 2004),

L'équation (2.34) peut maintenant être utilisée en conjonction avec les eqs. (2.44) et (2.45) pour écrire le paramètre de contrainte effective χ en fonction de l'angle de remplissage θ et de l'angle de contact α par l'équation (2.56) :

$$\chi = \left[\tan \theta - \frac{1 - \cos \theta}{\cos(\theta + \alpha)} \frac{\cos \theta - \sin \alpha}{\cos \theta} \right]^2 \frac{\tan \theta + (\sin \alpha / \cos \theta)(1 - \cos \theta) / \cos(\theta + \alpha)}{\tan \theta - \left(2 - \frac{\sin \alpha}{\cos \theta} \right) (1 - \cos \theta) / \cos(\theta + \alpha)} \dots \dots \dots (2.56)$$

L'équation ci-dessus peut être utilisée pour étudier la dépendance de χ sur la teneur en eau et l'angle de contact.

II.7 Résistance à la traction

II.7.1 Modèle de résistance à la traction

Comme le montre la figure 2.21, il existe trois régimes généraux de saturation dans le sol avec une pression interstitielle ou une succion négative : le régime capillaire, le régime funiculaire et le régime pendulaire. Avant la désaturation, l'eau interstitielle peut être sous pression négative dans un régime appelé régime capillaire. Lorsque la pression de succion augmente, l'eau commence à s'écouler de l'échantillon saturé et des interfaces air-eau ou

ménisques se forment et parmi entre les grains de sol. La pression de succion qui fait d'abord entrer l'air dans les pores les plus grossiers est appelée pression d'entrée d'air.

La pression d'entrée d'air dépend de la taille des pores, et donc de la taille et de la répartition granulométrique de la matrice particulaire. En général, plus la taille des grains est fine, plus la taille des pores est fine et plus la pression d'entrée d'air est élevée. Une succion augmente au-delà de la pression d'entrée d'air, l'air continue à pénétrer dans les pores du sol mais l'eau forme toujours une phase continue. Comme indiqué sur la figure 2.21, l'eau interstitielle réside sous forme de ménisques ou de « ponts liquides » entre les particules de sol ou des groupes de particules de sol, mais peut simultanément résider dans des pores saturés à d'autres endroits. Ce régime est connu sous le nom de régime funiculaire. Parce que la phase aqueuse liquide reste continue, tout changement local de la pression de l'eau est rapidement homogénéisé dans tout le sol.

Enfin, le système ponctuel, qui correspond à des pressions de la succion relativement élevées, décrit un système dans lequel l'eau existe principalement sous forme de ponts liquides entre les particules et sous forme de minces films d'eau autour des particules. Le point frontière entre les régimes funiculaire et pendulaire est généralement appelé saturation résiduelle. Après ce point, un très grand changement de succion est nécessaire pour éliminer l'eau supplémentaire du sol.

Les forces capillaires associées à ces régimes de saturation contribuent à la résistance à la traction et à la résistance au cisaillement. Les forces capillaires en régime pendulaire résultent d'une force de tension superficielle qui agit le long de la ligne de contact eau-solide et de la force nette due au déficit de pression dans le pont d'eau par rapport à la pression d'air interstitielle. Dans le régime funiculaire, des ponts d'eau et des pores remplis d'eau sont tous

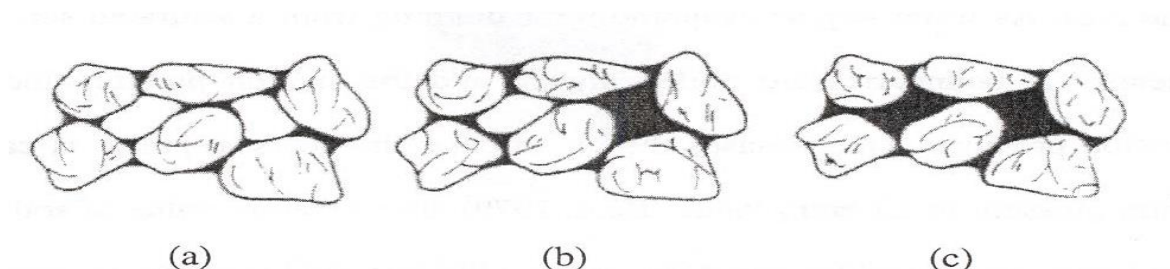


Figure 2.21 : États de saturation dans les sols non saturés (d'après Schubert et al, 1975)

deux présents, ce qui signifie que les forces capillaires dues aux ponts d'eau et les forces capillaires dues aux régions remplies d'eau contribuent à la force de liaison totale.

Dans le régime capillaire, la pression interstitielle négative agit de manière isotrope et contribue directement à la contrainte totale. La force de traction nette dans chacun de ces régimes contribue à la résistance à la traction macroscopique. La force de traction nette contribue également à la résistance au cisaillement en augmentant les forces normales entre les particules de sol, et donc la résistance de frottement du système en vrac.

De nombreuses expressions ont été développées dans la littérature pour prédire la résistance à la traction pour les systèmes idéalisés à deux particules et pour les systèmes de particules en vrac dans le régime pendulaire (par exemple, Fisher, 1926 ; Dallavalle, 1943 ; Orr et al., 1975 ; Dobbs et Yeomans, 1982 ; Lian et al., 1993 ; Molencamp et Nazami, 2003 ; Likos et Lu, 2004). (Molencamp et Nazami, 2003 ; Lechman et Lu, 2005) montrent que la plupart des théories prédisent raisonnablement bien la rétention d'eau et la pression capillaire. En considérant le système simple à deux particules illustré à la figure 2.22, par exemple, la contrainte de traction entre deux particules sphériques identiques en contact due à un pont d'eau dans le régime pendulaire peut être exprimée de manière pratique par l'équation (2.57) :

$$\sigma_t = \frac{r_2}{R^2} \frac{r_1 + r_2}{r_1} T_s \dots \dots \dots (2.57)$$

Où R est le rayon des particules, T_s est la tension superficielle de l'eau (~72 mN/m), et r_1 et r_2 sont des rayons décrivant la géométrie du pont d'eau. Les rayons r_1 et r_2 peuvent être exprimés en termes de rayon de particule R, d'angle de "remplissage" θ et d'angle de contact solide-eau α par l'équation (2.44) et (2.45).

L'angle de remplissage θ capture la taille générale du ménisque et la teneur en eau ou le degré de saturation correspondant pour le système. L'angle de contact α est une propriété du matériau qui dépend des propriétés de l'eau interstitielle, des propriétés de la surface du sol et de la direction du mouillage. Cet angle, désigné ici par α , définit l'angle mesuré à l'intérieur de la phase liquide depuis la surface solide jusqu'à un point tangent à l'interface liquide-air. Des angles de contact inférieurs à 90° indiquent une interaction solide-liquide mouillante ou hydrophile. Des angles de contact supérieurs à 90° indiquent une interaction solide-liquide non mouillante ou hydrophobe.

Des études expérimentales basées sur la hauteur capillaire ou le test d'infiltration horizontale ont montré que les angles de contact avec le sable humide peuvent atteindre 60° à 80° (par exemple, Letey et al., 1962 ; Kumar et Malik, 1990). D'autre part, les angles de contact de séchage ont été estimés de 0° à 20° à 30° plus petits que les angles de mouillage (par exemple, Laroussi et DeBacker, 1979).

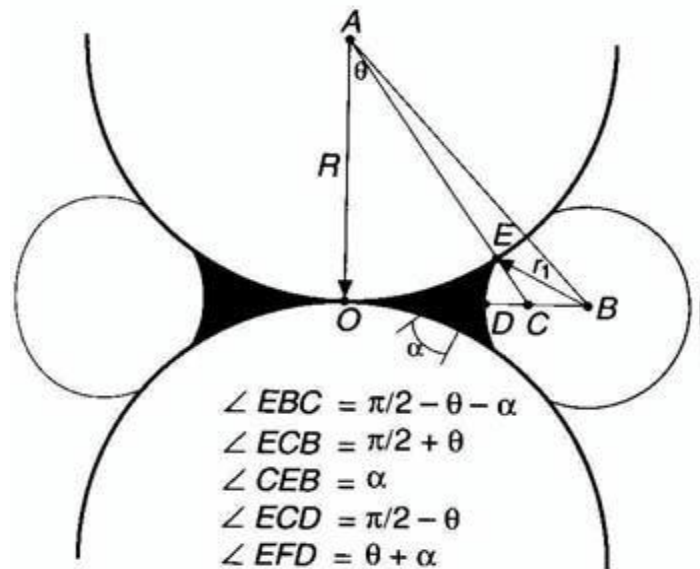


Figure 2.22 : Géométrie du ménisque pour le calcul des forces de traction entre des particules de taille unique en contact avec un angle de contact non nul (Lu et Likos, 2004)

Des modèles pour prédire la résistance à la traction des agglomérats de particules non saturées ont été développés par Rumpf (1961) et Schubert (1984). Le modèle de Rumpf est applicable pour prédire la résistance à la traction en régime pendulaire. Le modèle de Schubert combine deux termes pour être applicable sur le régime capillaire et le régime funiculaire. Rumpf (1961) a proposé une théorie des particules sphériques sans contact qui peut être mise à l'échelle pour prédire la résistance à la traction des systèmes de particules insaturées dans le régime pendulaire. La figure 2.23 montre un système de particules sans contact pour des particules de diamètre d , de distance de séparation a , d'angle de remplissage θ et d'angle de contact α .

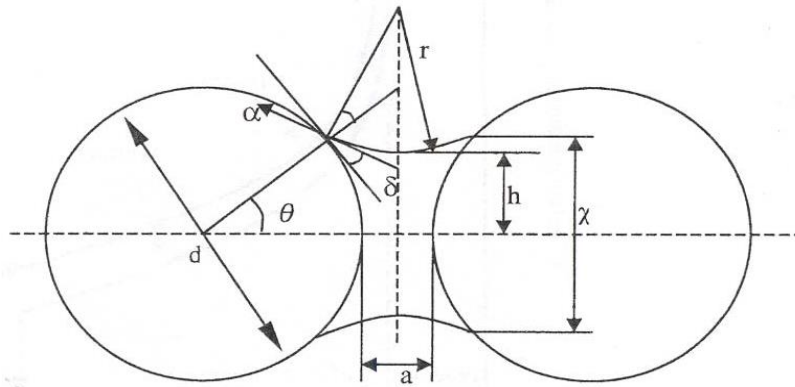


Figure 2.23 : Géométrie du ménisque pour le calcul des forces de traction entre des particules mono-taille sans contact avec un angle de contact non nul (Pierrat et Caram, 1997)

Le modèle suppose que toutes les particules sont des sphères de même taille et réparties uniformément. Le modèle suppose également que les liaisons sont réparties statistiquement le long de la surface et dans toutes les directions. Ainsi, les forces de liaison effectives sont réparties de manière à permettre d'utiliser une valeur moyenne pour les calculs de résistance à la traction macroscopique par l'équation (2.58) :

$$\sigma_{tp} = \frac{(1-n) F_t}{n d^2} = \frac{(1-n) \pi T_s}{n d} \sin \theta \left[\sin(\theta + \alpha) + \frac{\sin \theta}{4} \left(\frac{1}{r^*} - \frac{1}{h^*} \right) \right] \dots \dots \dots (2.58)$$

Où r^* et h^* sont des rayons de courbure sans dimension décrivant le pont d'eau, F_t est la force de liaison totale (entre deux particules), θ est l'angle de remplissage, T_s et α sont respectivement la tension superficielle et l'angle de contact, d est le diamètre des particules, et n est la porosité apparente. Les expressions utilisées pour calculer les deux rayons de courbure sont indiquées par l'équation (2.59) et (2.60) :

$$h^* = \frac{h}{d} = \frac{\sin(\theta)}{2} + \frac{r}{d} [\sin(\theta + \alpha) - 1] \dots \dots \dots (2.59)$$

$$\text{Et } r^* = \frac{r}{d} = \frac{(1 - \cos \theta) + \frac{a}{d}}{2 \cos(\theta + \alpha)} \dots \dots \dots (2.60)$$

Où a/d est le rapport de la distance au diamètre des particules. L'angle de remplissage θ peut être lié à la teneur en eau gravimétrique pour le système en vrac w et à la densité G_s de la phase du sol par l'équation (2.61) (Pietsch et Rumpf, 1967) :

$$\begin{aligned}
 w &= \frac{6K}{G_s} \frac{V_{pont}}{2\pi d^3} \\
 &= \frac{6k}{G_s} \left\{ [r^{*2} + (r^* + h^*)^2] r^* \cos(\theta + \alpha) \right. \\
 &\quad - \frac{r^{*3} \cos(\theta + \alpha)^3}{3} \\
 &\quad - r^{*2} (r^* + h^*) \left[\cos(\theta + \alpha) \sin(\theta + \alpha) \left(\frac{\pi}{2} - \theta - \alpha \right) \right] \\
 &\quad \left. - \frac{1}{24} (2 + \cos \theta) (1 - \cos \theta)^2 \right\} \dots \dots \dots (2.61)
 \end{aligned}$$

Où k est le nombre moyen des points de contact entre particule (nombre de coordination). Un degré de saturation correspondant S peut également être écrit par l'équation (2.62) en termes de teneur en eau si l'indice des vides e et la densité G_s sont connus :

$$S = \frac{WG_s}{e} \dots \dots \dots (2.62)$$

La validité des expressions ci-dessus est limitée pour les degrés de saturation dans le régime pendulaire. Pour les particules de taille uniforme orientées dans un ordre de remplissage cubique simple (SC), où k = 6, n = 47,6 % et e = 0,91, l'angle de remplissage de la teneur en eau est limité à 45°. Pour les particules en ordre de remplissage tétraédrique (TH) (k = 12, n = 26,0 %, e = 0,34), l'angle de remplissage de la teneur en eau est limité à 30°. La limite supérieure correspondante de la teneur en eau gravimétrique pour le remplissage SC est de 0,063 % et la limite supérieure pour le garnissage TH est de 0,032 %.

II.8 Conclusion

L'estimation des fonctions des propriétés des sols non saturés fournit un nouveau point de vue qui a contribué à accélérer la mise en œuvre de la mécanique des sols non saturés. Le défi consiste à identifier les procédures d'estimation pour caractériser les propriétés des sols non saturés qui décrivent mieux les propriétés et le comportement des sols non saturés réels. Les techniques d'estimation sont particulièrement importantes car les tests directs sur sols non saturés au laboratoire sont trop coûteux pour de nombreux projets d'ingénierie.

Chapitre : (III)

Modèles de prédiction du comportement des sols non saturés

Chapitre : (III)

Modèles de prédiction du comportement des sols non saturés

III.1 Introduction

Il existe plusieurs types de problèmes dans les sols non saturés. Chaque problème peut être résolu en faisant de la modélisation expérimentale, en faisant de la modélisation théorique ou en utilisant l'expérience. Les meilleures solutions sont celles qui ont un cadre théorique, elles sont calibrées et liées à des mesures expérimentales, et elles sont validées par l'expérimentation à grande échelle.

III.2 Modèles de prédiction pour la courbe de rétention d'eau (WRC)

Les techniques expérimentales de mesure directe de la courbe de rétention d'eau (WRC) fournissent une série de points de données discrets comprenant la relation entre la succion du sol et la teneur en eau. Cependant, l'application ultérieure de ces mesures pour prédire les phénomènes d'écoulement, de contrainte et de déformation nécessite généralement que les courbes caractéristiques mesurées soient décrites sous une forme mathématique continue. Les mesures directes restent également une entreprise relativement exigeante et souvent coûteuse. En raison des coûts et des complexités associés à l'échantillonnage, au transport et à la préparation d'échantillons de laboratoire ou à l'installation, à l'entretien et à la surveillance des instruments de terrain, le nombre de mesures obtenues pour un site donné est souvent trop petit pour capturer de manière adéquate la variabilité spatiale des propriétés du sol et les conditions de contraintes sur le terrain. Les mesures disponibles ne comprennent souvent qu'une petite partie de la courbe caractéristique sol-eau sur la plage d'humidité d'intérêt dans les applications pratiques. Pour toutes ces raisons, des alternatives aux mesures directes sont souhaitables.

De nombreuses approches ont été proposées pour la représentation mathématique (c'est-à-dire l'ajustement) ou la prédiction de la courbe caractéristique sol-eau. On va décrire en-dessous trois modèles couramment adoptés pour les applications d'ingénierie géotechnique,

en particulier : le modèle de Brooks et Corey (1964), le modèle de van Genuchten (1980) et le modèle de Fredlund et Xing (1994). Les attributs et les limites de chaque modèle sont démontrés par une série de tracés graphiques et de comparaisons avec des données expérimentales. Des revues et des analyses détaillées de ces modèles et de plusieurs autres sont également fournies par Leong et Rahardjo (1997a), Singh (1997) et Sillers et al. (2001). La variété des fonctions de pédotransfert (PTF) et des systèmes « basés sur la connaissance » qui ont également été développés pour prédire indirectement les caractéristiques sol-eau à partir de mesures ou de bases de données de propriétés de matériaux plus facilement disponibles ou facilement mesurables (par exemple, la distribution granulométrique, la densité apparente et porosité) ne sont pas décrites ici (par exemple, Ahuja et al., 1985 ; Rawls et Brakensiek, 1985 ; Bouma et Van Lanen, 1987).

III.2.1 Modèle de Brooks et Corey (CB)

L'une des premières approches de modélisation de la courbe caractéristique sol-eau est une équation proposée par Brooks et Corey (1964). Sur la base des observations d'une vaste série de mesures expérimentales de succion et de teneur en eau, Brooks et Corey ont proposé une relation de loi de puissance en deux parties incorporant un « indice de distribution de la taille des pores » λ . Le modèle est de forme non lisse ou ouverte autour de la pression d'entrée d'air, ψ_b , et s'écrit par les équations (3.1) et (3.2) :

$$\Theta = S_e = \begin{cases} 1 & \psi < \psi_b \\ \left(\frac{\psi_b}{\psi}\right)^\lambda & \psi \geq \psi_b \end{cases} \dots\dots\dots (3.1)$$

Avec Θ est la teneur en eau normalisée égale à :

$$\Theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \dots\dots\dots (3.2)$$

On peut aussi écrire l'éq. (3.2) sous la forme d'équation (3.3) :

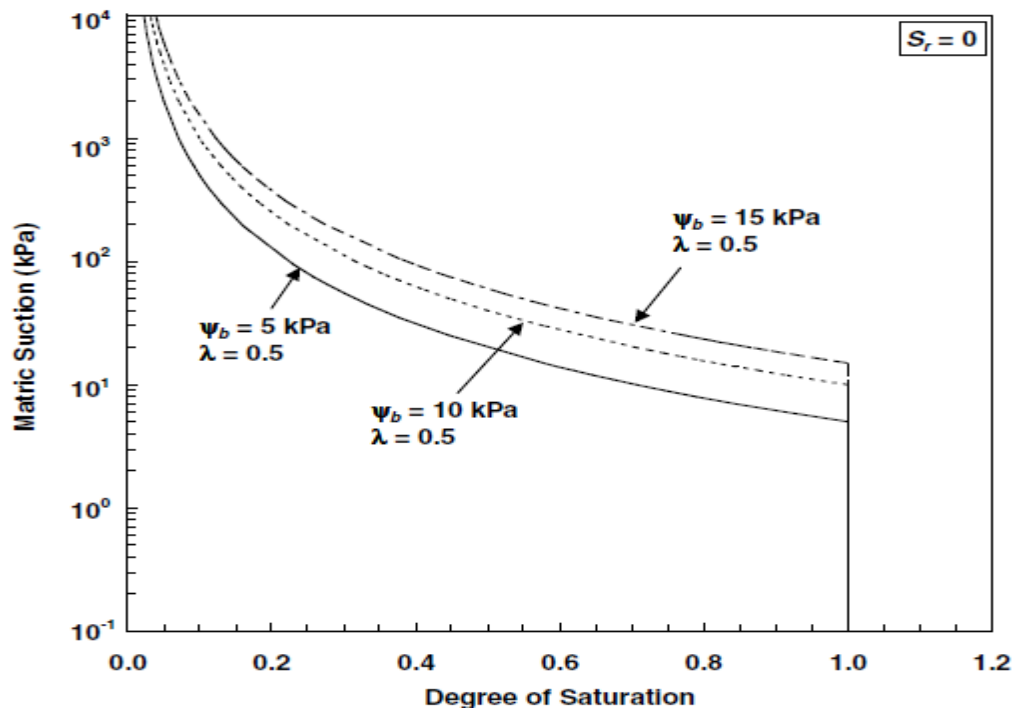
$$\theta = \begin{cases} \theta_s & \psi < \psi_b \\ \theta_r + (\theta_s - \theta_r) \left(\frac{\psi_b}{\psi}\right)^\lambda & \psi \geq \psi_b \end{cases} \dots\dots\dots (3.3)$$

Soit en termes de la hauteur de succion h et de la hauteur d'entrée d'air h_b par l'équation (3.4) :

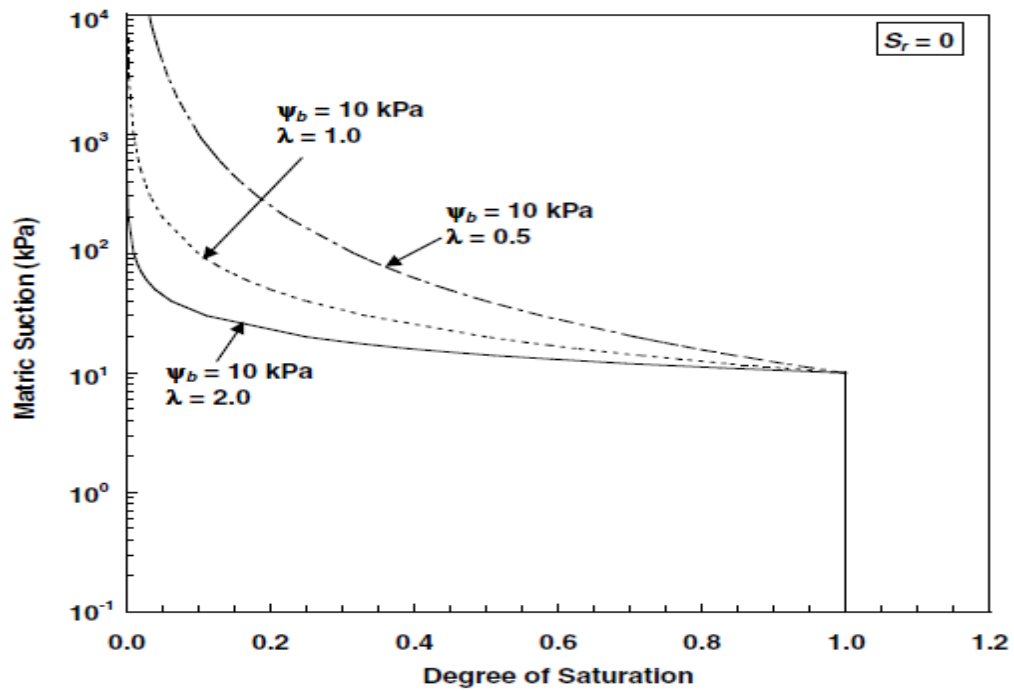
$$\Theta = S_e = \begin{cases} 1 & h < h_b \\ \left(\frac{h_b}{h}\right)^\lambda & h \geq h_b \end{cases} \dots\dots\dots (3.4)$$

La figure 3.1 montre une série de courbes caractéristiques sol-eau modélisées à l'aide de l'équation BC pour illustrer les effets relatifs des changements de λ et ψ_b sur le comportement du modèle. La figure 3.1a montre les effets de la modification de ψ_b pour une constante λ . La figure 3.1b montre les effets d'un changement de λ pour une constante ψ_b . Dans chaque cas, la saturation résiduelle S_r est supposée être égale à zéro de telle sorte que $\Theta = S_e = S$. Notez à partir de la Fig. 3.1b que des valeurs relativement grandes correspondent à des courbes caractéristiques où le drainage est relativement "rapide", c'est la majorité des pores sont drainés sur une plage de succion relativement étroite et le SWCC est relativement plat. Physiquement, de grandes valeurs correspondent à des sols ayant une distribution de taille de pores relativement uniforme (par exemple, du sable mal calibré).

La figure 3.2 montre une série de mesures de la teneur en eau de succion obtenues à l'aide d'un appareil à cellule Tempe et des modèles BC correspondants pour trois sols, allant du sable limoneux au sable mal calibré. La valeur λ relativement faible du sable limoneux ($\lambda = 0,15$) reflète sa texture à grain plus fin, moins uniforme et relativement dense (porosité, $n = 0,33$).



(a)



(b)

Figure 3.1 : Courbes de rétention d'eau $\psi(S)$ modélisées à l'aide du modèle de Brooks et Corey (1964) montrant : (a) l'effet de la modification du paramètre ψ_b pour la constante λ et (b) l'effet de la modification du paramètre λ pour la constante ψ_b .

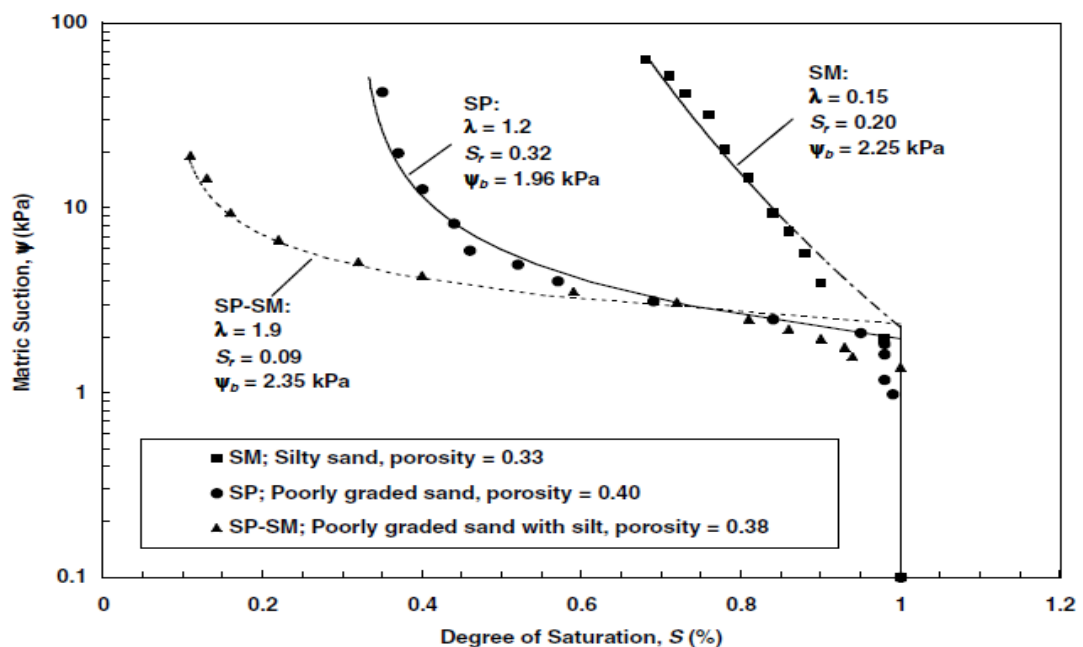


Figure 3.2 : Modèles de courbes de rétention d'eau utilisant le modèle de Brooks et Corey (1964) (données expérimentales de Clayton, 1996).

Dans l'ensemble, le modèle BC est le plus approprié pour les sols à grains relativement grossiers où le drainage se produit sur une plage de succion relativement faible et relativement étroite. Le modèle a tendance à perdre son applicabilité à des succions élevées s'approchant de la teneur en eau résiduelle. L'absence de point d'inflexion dans la forme du modèle entraîne souvent une mauvaise représentation de WRC sur une large plage de succion. L'inhomogénéité se produisant à la pression d'entrée d'air conduit à une discontinuité nette dans la capacité d'humidité spécifique et les fonctions de diffusivité hydraulique [basées sur la dérivée de $\theta(\psi)$], ce qui peut souvent conduire à une instabilité numérique lors de la modélisation du comportement d'écoulement du fluide près de la saturation.

III.2.2 Modèle de van Genuchten (VG)

Van Genuchten (1980) a proposé un modèle lisse à trois paramètres de forme fermée pour la courbe caractéristique sol-eau sous la forme de l'équation (3.5):

$$\Theta = S_e = \left[\frac{1}{1 + (a\psi)^n} \right]^m \dots\dots\dots (3.5)$$

Où a , n et m sont des paramètres d'ajustement, Θ est la teneur en eau normalisée. La forme mathématique du modèle VG, qui tient compte d'un point d'inflexion, permet une plus grande flexibilité que le modèle BC sur une plage de succion plus large et capture mieux la forme sigmoïdale des courbes typiques. Les transitions douces à la pression d'entrée d'air et pour l'aspiration s'approchant de la condition résiduelle sont capturées plus efficacement.

Le terme de succion apparaissant à droite de l'éq. (3.5) peut être exprimé en unités de pression (c'est-à-dire $\psi = \text{kPa}$, comme indiqué) ou de hauteur manométrique (c'est-à-dire $h = \text{m}$). Dans le premier cas, le paramètre a est désigné plus spécifiquement par α , où α a des unités inverses de pression (kPa^{-1}). Dans ce dernier cas, le paramètre a est désigné par β , où β a des unités inverses de charge (m^{-1}). (α et β) les deux sont liés à la condition d'entrée d'air, où se rapproche de l'inverse de la pression d'entrée d'air et se rapproche de l'inverse de la tête d'entrée d'air ou de la hauteur de la frange capillaire. Le paramètre n est lié à la distribution de la taille des pores du sol et le paramètre m est lié à la symétrie globale de la courbe caractéristique. Le paramètre m est souvent limité par une relation directe avec le paramètre n comme indiqué dans l'équation (3.6):

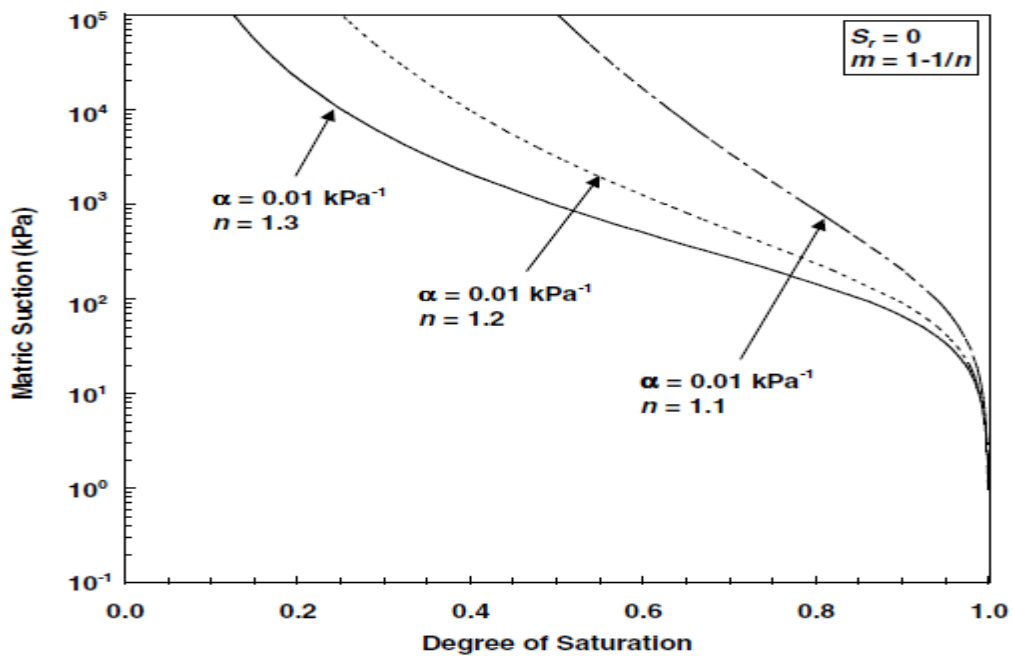
$$m = 1 - \frac{1}{n} \dots\dots\dots (3.6a)$$

Ou

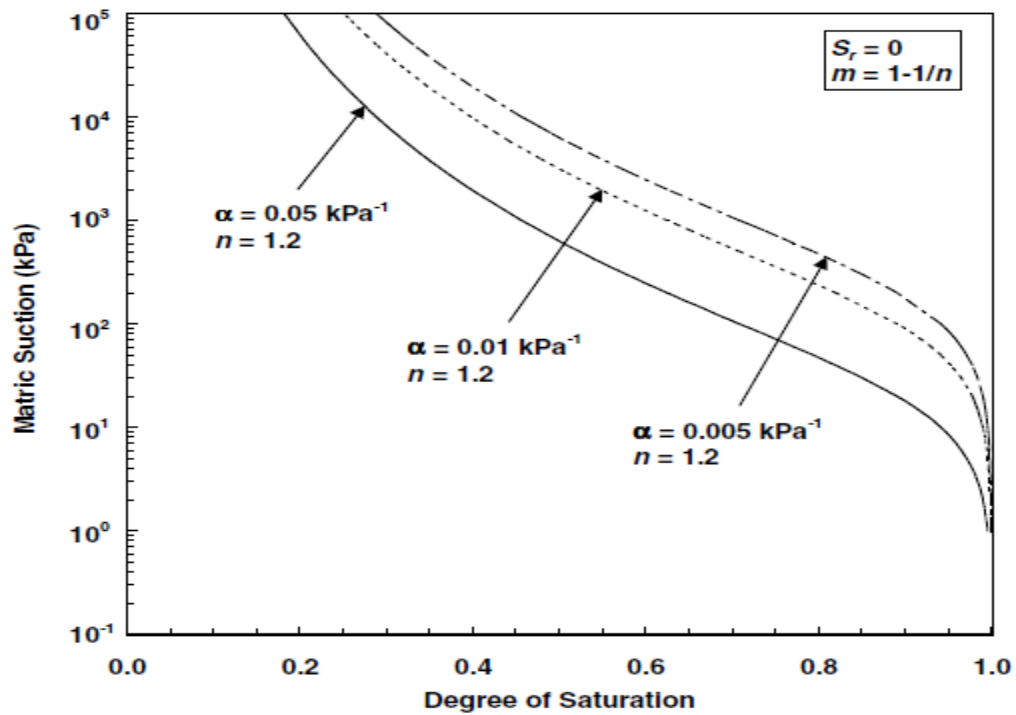
$$m = 1 - \frac{1}{2n} \dots\dots\dots (3.6b)$$

Les deux contraintes ci-dessus sur le paramètre m réduisent la flexibilité du modèle VG mais le simplifient considérablement, ce qui entraîne une plus grande stabilité lors de l'optimisation des paramètres et permet une solution sous forme fermée de la fonction de conductivité hydraulique (Van Genuchten et al. 1991).

La figure 3.3a illustre l'effet de la modification du paramètre de distribution de la taille des pores n pour une constante α . La figure 3.3b illustre l'effet du changement de α pour une constante n. Dans chaque cas, la saturation résiduelle est supposée égale à zéro et la simplification du paramètre m [eq. (3.6a)] est appliqué. Tout comme le paramètre BC, les sols avec une courbe caractéristique « plus plate » sont plus efficacement capturés par des valeurs relativement élevées de n. Les sols avec une pression d'entrée d'air relativement élevée sont caractérisés par des valeurs plus petites de α .

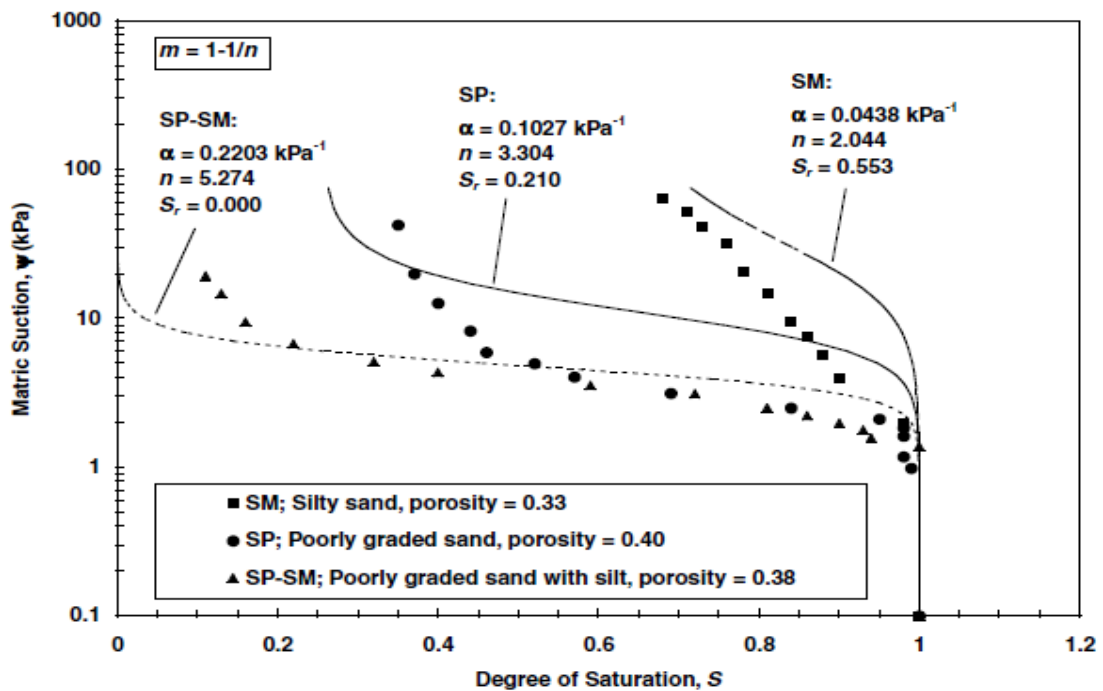


(a)

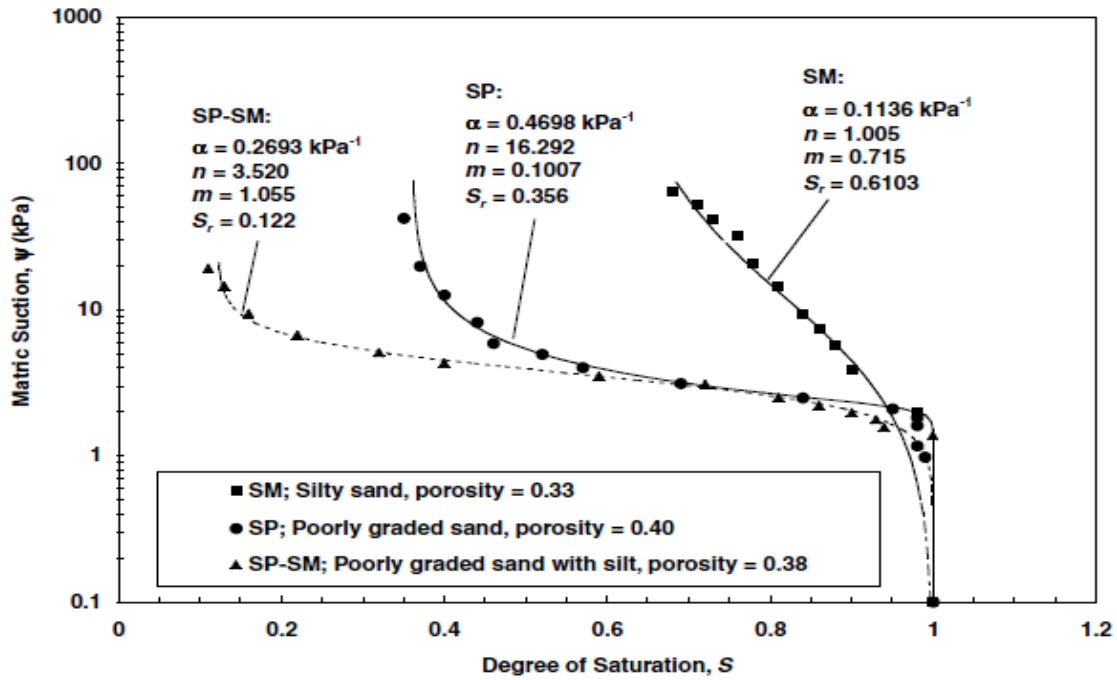


(b)

Figure 3.3 : Courbes de rétention d'eau modélisées à l'aide de l'équation de van Genuchten (1980) montrant les effets des changements dans (a) le paramètre n et (b) le paramètre α . La contrainte $m = 1 - 1/n$ est appliquée dans les deux cas.



(a)



(b)

Figure 3.4 : Modèles expérimentaux de courbes de rétention d'eau utilisant l'équation de van Genuchten (1980) : (a) modèles contraints par la simplification $m = 1 - 1/n$ et (b) modèles où m , n et x sont traités comme des paramètres indépendants (données de Clayton , 1996).

Les figures 3.4a et 3.4b montrent les données de la cellule Tempe pour trois sols sableux modélisés à l'aide de l'équation VG. Les paramètres d'ajustement des modèles ont été optimisés par régression des moindres carrés en utilisant le code RETC (REtention Curve) décrit par van Genuchten et al. (1991). Les courbes de la Fig. 3.4a ont été ajustées en utilisant la contrainte sur le paramètre m [éq. (3.6a)], ce qui limite clairement la flexibilité du modèle et la précision du meilleur ajustement. Pour les courbes ajustées en traitant chaque paramètre indépendamment (Fig 3.4b), en revanche, le modèle VG fournit un excellent ajustement aux données expérimentales sur toute la plage.

Tinjum et al. (1997) ont reconnu les similitudes entre les paramètres d'ajustement VG et BC et ont présenté des relations empiriques entre λ et n et α et ψ_b pour une série d'échantillons d'argile compactée. Une correspondance inverse a été trouvée entre α (kPa^{-1}) et ψ_b (kPa) pour ψ_b allant d'environ 1 à 100 kPa comme montré dans l'équation (3.7) :

$$\alpha = \left(\frac{0.78}{\psi_b}\right)^{1.26} \dots\dots\dots (3.7)$$

D'autres ont présenté des méthodologies spécifiques pour la conversion entre les paramètres BC et les paramètres VG équivalents en étudiant la notion d'équivalence entre les deux modèles. Par exemple, Lenhard et al. (1989) ont égalisé les expressions BC et VG à leur point ($S = 0,5$) et ont suggéré l'équation (3.8) entre λ et m :

$$\lambda = \frac{m}{1-m} (1 - 0.5^{1/m}) \dots\dots\dots (3.8)$$

Et, pour la relation entre h_b (cm) et β (cm^{-1}), il a été suggéré par l'équation (3.9) :

$$h_b = \frac{S_x^{1/\lambda}}{\beta} (S_x^{-1/m} - 1)^{1-m} \dots\dots\dots (3.9)$$

Où il a été trouvé empiriquement l'équation (3.10) :

$$S_x = 0.72 - 0.35 \exp(-n^4) \dots\dots\dots (3.10)$$

Ma et al. (1999) ont évalué l'influence de trois méthodes de conversion VG-BC proposées sur la prédiction globale des courbes caractéristiques sol-eau et des modèles de bilan hydrique.

III.2.3 Modèle de Fredlund et Xing (FX)

Fredlund et Xing (1994) ont développé un modèle basé sur la prise en compte de la distribution de la taille des pores sous une forme similaire au modèle VG par l'équation (3.11) :

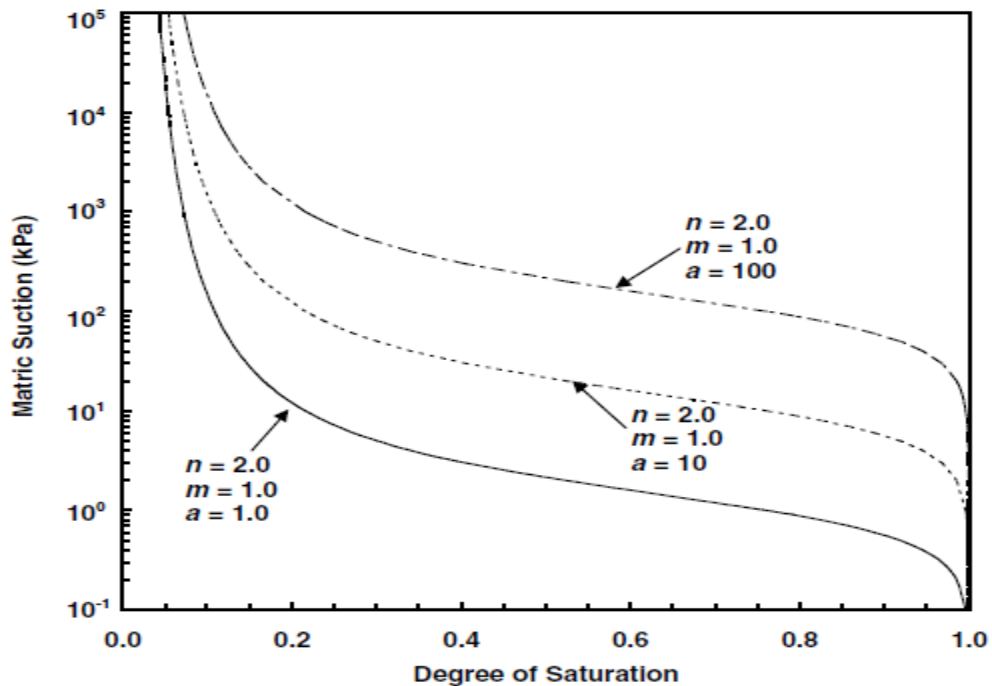
$$\theta = C(\psi) \theta_s \left[\frac{1}{\ln[e + (\psi/a)^n]} \right]^m \dots\dots\dots (3.11)$$

Où ψ est la succion en (kPa), a , n et m sont des paramètres d'ajustement, e est la constante logarithmique naturelle et $C(\psi)$ est un facteur de correction qui force le modèle à atteindre une valeur de succion de 10^6 kPa à une teneur en eau nulle, déterminé par l'équation (3.12) :

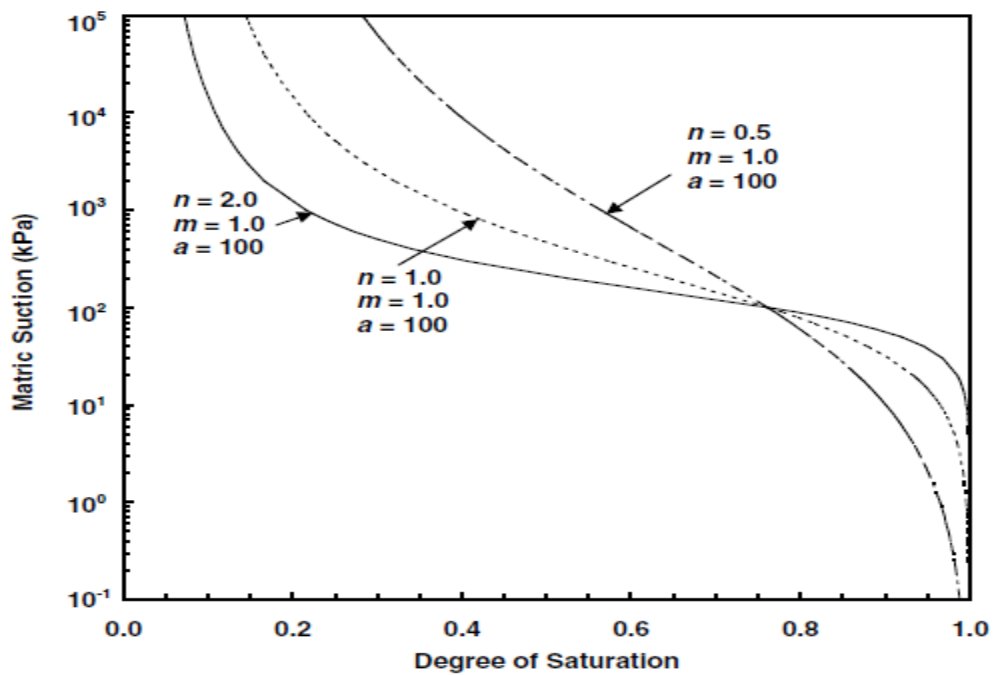
$$C(\psi) = \left[1 - \frac{\ln(1 + \psi/\psi_r)}{\ln(1 + 10^6/\psi_r)} \right] \dots\dots\dots (3.12)$$

Où ψ_r est la succion (kPa) estimée à la condition résiduelle. Si la teneur en eau résiduelle θ_r est supposée nulle, l'éq. (3.11) peut être écrit en termes de teneur en eau normalisée Θ ou de degré de saturation S_e en divisant les deux côtés de l'équation par la teneur en eau volumétrique saturée θ_s . Fredlund et Xing (1994) décrivent une technique graphique par

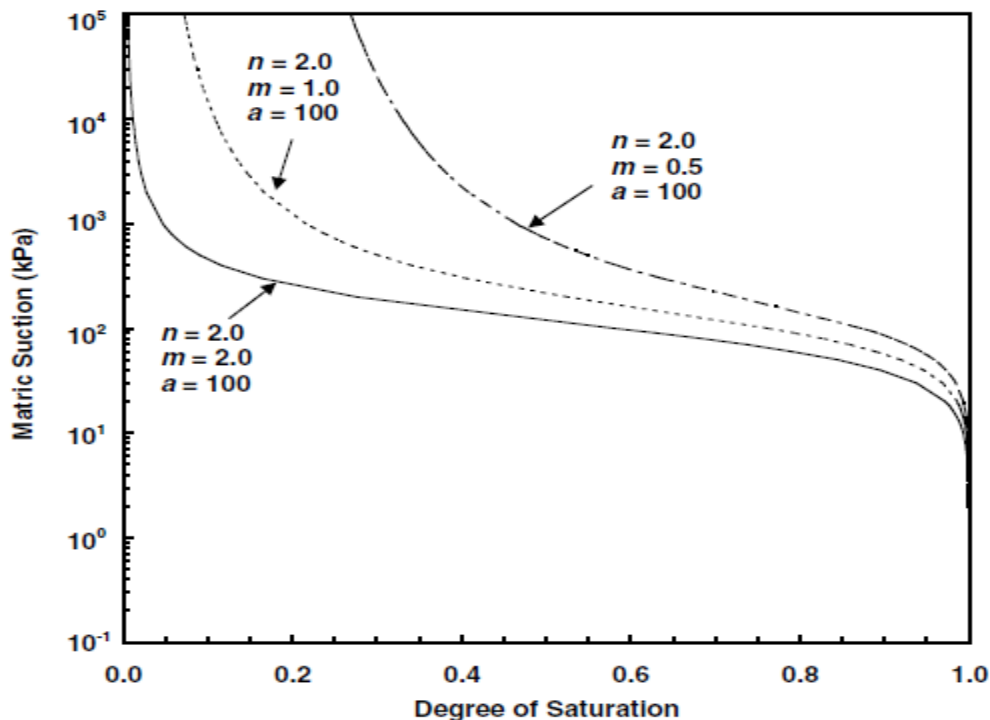
laquelle les trois paramètres d'ajustement (a , n et m) peuvent être estimés à partir de points d'inflexion situés sur la courbe caractéristique mesurée. La comparaison avec les données expérimentales indique que le modèle FX est capable de bien décrire les courbes caractéristiques sur la plage d'aspiration de 0 kPa jusqu'à 10^6 kPa.



(a)



(b)



(c)

Figure 3.5 : Courbes de rétention d'eau modélisées à l'aide du modèle de Fredlund et Xing (1994) montrant les effets des changements dans (a) le paramètre a , (b) le paramètre n et (c) le paramètre m .

La figure 3.5 montre une série de courbes de rétention d'eau modélisées à l'aide de l'équation FX pour illustrer les effets des changements dans les paramètres a (Fig. 3.5a), n (Fig. 3.5b) et m (Fig. 3.5c). Le paramètre a est lié à la pression d'entrée d'air, mais généralement supérieur à celle-ci. Pour de petites valeurs de m , la valeur d'entrée d'air peut être utilisée comme a . Les paramètres n et m sont liés à la distribution de la taille des pores et à la symétrie globale de la courbe de rétention, respectivement. Les valeurs n élevées produisent un angle aigu près de la valeur d'entrée d'air. Plus la distribution de la taille des pores est uniforme, plus la valeur de n est grande. Le paramètre m contrôle la pente de la courbe caractéristique dans la plage de succion relativement élevée, où des valeurs m relativement faibles entraînent une pente plus raide à des succions élevées.

III.3 Prédiction du comportement hystérétique

III.3.1 Modèle de Pham et al. (2003)

Le modèle Pham et al. (2003) utilise l'équation (3.13) pour décrire la WRC :

$$W(\psi) = \frac{W_u b + c \psi^d}{b + \psi^d} \dots\dots\dots (3.13)$$

Sur la base des paramètres les mieux adaptés d_d , b_d , w_u et c de la branche de séchage, ils ont suggéré des emplacements approximatifs de deux succions sur la branche de mouillage, indiqués par les équations (3.14) et (3.15) qui devraient être mesurées pour prédire l'ensemble de la courbe de mouillage limite :

$$\psi_{1W} = \left(\frac{b_d}{10}\right)^{\frac{1}{d_d}} \dots\dots\dots (3.14)$$

$$\psi_{2W} = \psi_{1W} - 2 \left\{ \left[\frac{b_d (W_u - W_{1W})}{W_{1W} - c} \right]^{\frac{1}{d_d}} \right\} - b_d^{\frac{1}{d_d}} \dots\dots\dots (3.15)$$

A partir de ces deux points, les paramètres de la courbe de séchage aux limites d_w et b_w peuvent être calculés par les équations (3.16) et (3.17) :

$$d_w = \frac{\log \left[\frac{(W_{1W} - c)(W_u - W_{2W})}{(W_u - W_{1W})(W_{2W} - c)} \right]}{\log \left(\frac{\psi_{2W}}{\psi_{1W}} \right)} \dots\dots\dots (3.16)$$

$$b_w = \frac{\psi_{1W}^{d_w} (W_{1W} - c)}{W_u - W_{1W}} \dots\dots\dots (3.17)$$

Les paramètres c et w_u sont les mêmes pour les courbes de séchage et les courbes de mouillage.

III.3.2 Modèle de Pham et al. (2005)

Le Pham et al. (2005) modèle a présenté une méthode pour prédire le paramètre mentionné ci-dessus de l'équation (3.13) de la courbe de séchage aux limites sans aucune autre mesure. De plus, ils ont ajouté le facteur de correction de Fredlund et Xing à l'équation (3.13) afin d'obtenir une meilleure prédiction du comportement du SWRC par les équations (2.18), (2.19) et (2.20) dans la zone résiduelle :

$$W(\psi) = \frac{W_u b + c \psi^d}{b + \psi^d} \left[1 - \frac{\ln \left(1 + \frac{\psi}{\psi_r} \right)}{\ln \left(1 + \frac{10^6}{\psi_r} \right)} \right] \dots\dots\dots (3.18)$$

$$d_w = \frac{d_d}{R_{SL}} \dots\dots\dots (3.19)$$

$$b_W = \frac{b_d}{(10^{D_{SL}})^{\frac{1}{R_{SL}}}} \dots\dots\dots (3.20)$$

Dans l'équation (3.19), R_{SL} représente le rapport des pentes des courbes de mouillage limite et de séchage limite dans un système de coordonnées semi-logarithmique. Dans l'équation (3.20), D_{SL} est la distance entre les deux courbes limites. Sur la base d'une étude de nombreux sols, les paramètres pour les sables peuvent être fixés à $R_{SL} = 1,0 - 2,0$ et $D_{SL} = 0,2 - 0,35$.

Pham et al. (2005) ont suggéré d'estimer la succion résiduelle par l'équation (2.21) :

$$\psi_r = (2.7 * b)^{\frac{1}{a}} \dots\dots\dots (3.21)$$

Les paramètres c et w_u restent, similaires à ceux de Pham et al. (2003) modèle, constant pour la branche séchage et mouillage.

III.3.3 Modèle de Fredlund et al. (2011)

Comme la courbe de séchage aux limites et la courbe de mouillage aux limites semblent congruentes l'une à l'autre, Fredlund et al. (2011) ont proposé d'ajuster le paramètre de meilleur ajustement a_d de l'équation de Fredlund et Xing, qui contrôle le déplacement de WRC dans la direction de succion afin de prédire la courbe de mouillage aux limites par l'équation (3.22) :

$$a_W = a_d \cdot 10^{\frac{x}{100}} \dots\dots\dots (3.22)$$

L'exposant x dans l'équation (3.22) représente le décalage du point d'inflexion entre la courbe limite de séchage et de mouillage exprimé en pourcentage d'un log-cycle. Pour les sables suggèrent des valeurs pour x variant entre 15 % et 35 %. Les paramètres de meilleur ajustement m_d et n_d de la courbe de séchage limite restent constants pour la courbe de mouillage.

III.4 Modèles pour prédire la résistance à la traction

Plusieurs équations ont été proposées dans la littérature pour prédire la résistance à la traction des sols compactés à grains fins. Ces équations peuvent être classées en trois groupes (groupe A, groupe B et groupe C) en fonction des différentes approches utilisées pour tenir compte de l'influence de la teneur en eau et/ou de la succion du sol.

III.4.1 Groupe A : Modèles empiriques

Plusieurs modèles empiriques ont été proposés sur la base d'une analyse de régression utilisant de nombreuses données expérimentales pour certains sols, qui sont résumées ci-dessous.

Zeh et Witt (2005) ont proposé l'équation. (3.23), qui a été dérivé pour une argile à plasticité moyenne (argile Plessa, d'Allemagne) pour une large gamme de degrés de saturation (c'est-à-dire $S_r = 0,1 \sim 0,9$) sur la base d'essais triaxiaux modifiés contrôlés par succion :

$$\sigma_t = a + b \cdot \exp \left\{ -0.5 \left[\frac{\ln(S/c)}{d} \right]^2 \right\} \dots\dots\dots (3.23)$$

Où σ_t = résistance à la traction, kPa ; S = succion du sol, kPa ; a, b, c, d = paramètres du sol à déterminer expérimentalement.

Lutenegger et Rubin (2008) ont proposé l'équation. (3.24), qui a été dérivée pour quatre sols à grains fins dans la plage de teneur en eau de $w_{opt} \pm 6\%$, sur la base d'un test à double poinçon :

$$\frac{\sigma_t}{\sigma_{t,opt}} = 1 + \xi (w - w_{opt}) \dots\dots\dots (3.24)$$

où $\sigma_{t,opt} = \sigma_t$ dans des conditions de teneur en humidité optimale, kPa ; w = teneur en eau ; w_{opt} = teneur en humidité optimale ; ξ = paramètre du sol.

Trabelsi et al. (2012) ont proposé une expression linéaire (Eq. (3.25)) pour prédire la variation de la résistance à la traction par rapport à la succion du sol pour la plage de succion de 0 à 5 MPa, pour une argile fortement plastique reconstituée :

$$\sigma_t = k_1 S + k_2 \dots\dots\dots (3.25)$$

Où k_1, k_2 = paramètres du sol à déterminer expérimentalement.

Ces modèles empiriques sont simples à utiliser dans les applications pratiques d'ingénierie. Cependant, ils sont spécifiques au sol et ne peuvent pas être utilisés pour prédire la résistance à la traction d'autres sols non saturés ayant des propriétés différentes (Venkataramana et al. (2009).

III.4.2 Groupe B : Modèles théoriques basés sur l'approche des contraintes effectives

Les caractéristiques de rupture en traction n'apparaîtront pas dans les sols non saturés tant que les forces de liaison agissant sur les points de contact entre les particules adjacentes sur le plan de rupture auront disparu (c'est-à-dire réduites à zéro). Cela revient à dire que la contrainte effective est nulle sur le plan de rupture en traction à la rupture. Ainsi, la résistance à la traction peut être obtenue en assimilant la contrainte effective des sols non saturés à zéro (c'est-à-dire $\sigma' = 0$). Plusieurs modèles théoriques de la littérature basés sur cette approche sont résumés ci-dessous.

Basé sur le principe de contrainte effective de Bishop (Bishop 1959) indiqué par l'équation (2.26) :

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi S \dots\dots\dots (3.26)$$

Où χ = paramètre de contrainte effective de Bishop et dépend du degré de saturation, S_r ; σ = contrainte normale totale, kPa ; u_a = pression d'air interstitielle, kPa. Snyder et Miller (1985) ont proposé une nouvelle formule (Eq. (3.27)) pour estimer la résistance à la traction des sols non saturés, en combinant la théorie de Haines-Fisher de la force de liaison intergranulaire (Fisher 1926) et la théorie de Griffith (Griffith 1924) de la rupture de fracture de solides élastiques fissurés, qui a été dérivée pour un limon peu plastique grâce à la technique de fracture pneumatique :

$$\sigma_t = F(S_r)S = \left[\frac{\chi}{f(S_r)} \right] S \dots\dots\dots (3.27)$$

Où $F(S_r)$ = un facteur de proportionnalité dans le contexte de la théorie de la concentration de contraintes de Griffith sur la rupture.

Une autre équation (3.28) était basée sur le principe de contrainte effective généralisée de Bishop (Schrefler 1984) :

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + S_r S \dots\dots\dots (3.28)$$

Péron (2008) a proposé l'équation. (3.29) pour prédire la variation de la résistance à la traction avec la succion du sol, qui a été dérivée pour un limon peu plastique à l'aide des résultats d'essais triaxiaux modifiés :

$$\sigma'_t = \sigma'_{t,sat} + k_6 \left[1 - \exp\left(-\frac{k_5 s}{k_6}\right) \right] \dots\dots\dots (3.29)$$

où σ'_t = résistance à la traction effective, kPa ; $\sigma'_{t,sat}$ = résistance à la traction saturée effective, kPa ; k_5, k_6 = paramètres du sol à déterminer expérimentalement.

Lu et al. (2010) ont étendu le concept de « contrainte de succion » (Lu et Likos 2006) pour une formulation de contrainte effective pour les sols non saturés comme indiqué par les équations (2.30) et (2.31) :

$$\sigma' = (\sigma - u_a) - \sigma^s = (\sigma - u_a) - (-S_r^e s) = (\sigma - u_a) + S_r^e s \dots\dots\dots (3.30)$$

$$S_r^e = \frac{S_r - S_{r,res}}{1 - S_{r,res}} = \frac{1}{[1 + (\alpha_{vg} s)^{n_{vg}}]^{1-1/n_{vg}}} \dots\dots\dots (3.31)$$

où σ^s = contrainte de succion, kPa ; S_r^e = degré de saturation normalisé ou effectif ; $S_{r,res}$ = degré de saturation résiduel; α_{vg}, n_{vg} = paramètres d'ajustement du modèle SWCC de van Genuchten (van Genuchten 1980). Lu et al. (2009) ont proposé une formulation théorique (Eq. (3.32)) pour évaluer la résistance à la traction uniaxiale des sables non saturés en étendant le critère de rupture non linéaire de Mohr-Coulomb (Fig. 3.6a) :

$$\sigma_{tu} = -2\sigma^s \tan\phi_t \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi_t}{2}\right) \dots\dots\dots (3.32)$$

Où σ_{tu} = résistance à la traction uniaxiale des sables non saturés, kPa ; ϕ_t = angle de frottement (en °) correspondant aux contraintes normales dans la plage des valeurs négatives (c'est-à-dire la contrainte de traction).

Suivant Lu et al. (2009) modèle, Tang et al. (2014) ont proposé l'équation. (3.33) en modifiant l'Eq. (3.32) à la plage élevée de degré de saturation (c'est-à-dire, $S_r \geq S_{r,c}$) pour estimer la résistance à la traction des sols argileux compactés, qui a été dérivée pour une argile peu plastique (argile de Nanjing, de Chine) :

$$\sigma_{tu} = \begin{cases} -2\sigma^s \tan\phi_t \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi_t}{2}\right), & 0 \leq S_r \leq S_{r,c} \\ -2\sigma^s \tan\phi_t \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi_t}{2}\right) + \sigma_{tr}, & S_{r,c} < S_r \leq 1 \end{cases} \dots\dots\dots (3.33)$$

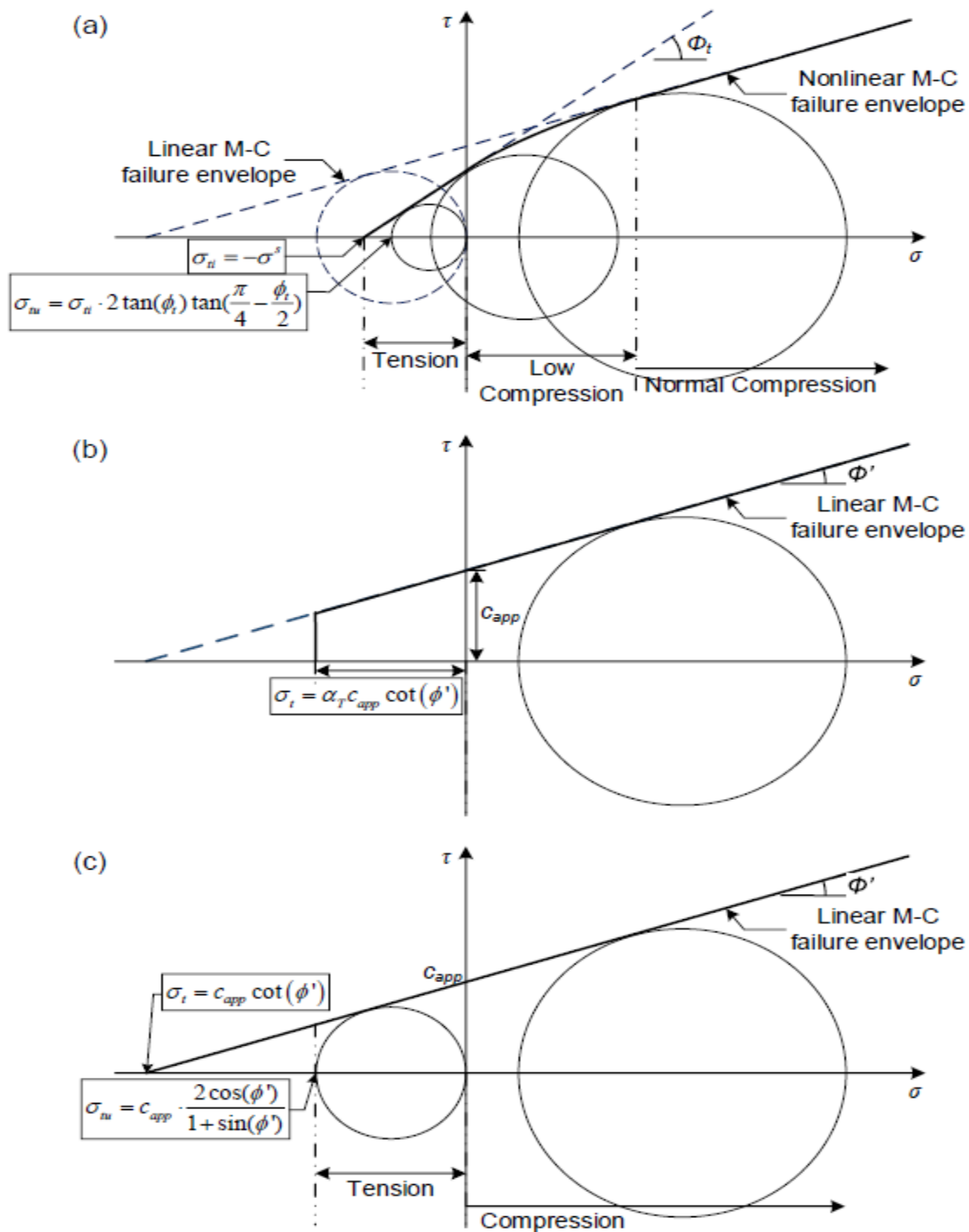


Figure 3.6 : Illustration conceptuelle des modèles de résistance à la traction proposés par (a) Lu et al. (2009); (b) Morris et al. (1992); (c) Lakshmikantha et al. (2012), et Varsei et al. (2016).

où σ_{tr} = résistance résiduelle à la traction à l'état complètement saturé, kPa ; $S_{r,c}$ = degré critique de saturation auquel la résistance à la traction atteint une valeur maximale.

III.4.3 Groupe C : Modèles théoriques basés sur l'approche de la cohésion apparente

Le comportement de résistance au cisaillement des sols non saturés a été interprété en étendant le critère de rupture de Mohr-Coulomb en incorporant l'influence de la succion du sol (par exemple, Fredlund et al. 1978 ; Vanapalli et al. 1996). Les sols à grains fins tels que le limon et l'argile présentent non seulement une résistance au cisaillement, mais également une résistance à la traction. Le comportement de résistance à la traction est largement expliqué en utilisant la cohésion qui se produit entre les particules de sol (Fisher 1926 ; Lambe et Whitman 1969). La cohésion peut être de deux types : (i) la cohésion due à la cimentation naturelle ou artificielle entre les particules, et (ii) la cohésion apparente associée à la succion du sol. Par conséquent, la résistance à la traction uniaxiale des sols non saturés peut également être étudiée en utilisant le concept de "cohésion apparente" (c_{app}) qui est l'interception de l'enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb avec l'axe de contrainte de cisaillement à une succion matricielle spécifique et une contrainte normale net nul. (Fredlund et Rahardjo 1993). Plusieurs modèles disponibles dans la littérature, qui sont développés sur la base de l'approche de la cohésion apparente, sont résumés ci-dessous.

Morris et al. (1992) ont suggéré l'équation. (3.34) pour la variation de la rupture en traction des sols non saturés avec succion du sol en multipliant l'ordonnée à l'origine sur l'axe horizontal étendant l'enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb avec un facteur de réduction empirique, α_T (Fig. 3.6b) :

$$\sigma_t = \alpha_T c_{app} \cot \phi' = \alpha_T (c' + s \tan \phi^b) \cot \phi' \dots\dots\dots (3.34)$$

Où c_{app} = cohésion apparente des sols non saturés, kPa ; c' , ϕ' = cohésion effective et angle de frottement interne et en kPa et ° respectivement à l'état saturé ; ϕ^b = angle de résistance au cisaillement par rapport à la succion matricielle.

Vanapalli et al. (1996) ont proposé un modèle semi-empirique pour prédire le comportement de résistance au cisaillement non linéaire des sols non saturés en utilisant les paramètres de résistance au cisaillement effectif et la courbe caractéristique sol-eau. Ce modèle est cohérent avec l'équation de résistance au cisaillement proposée en termes de cadre de variables d'état de contrainte indépendantes par Fredlund et Morgenstern (1976). L'équation (3.35) peut être obtenue par comparaison du modèle de résistance au cisaillement proposé par Vanapalli et al. (1996) et Fredlund et al. (1978) :

$$\tan\phi^b = (S_r)^k(\tan\phi') \dots\dots\dots (3.35)$$

Où k = paramètre du sol lié à l'indice de plasticité. En combinant l'éq. (3.34) et éq. (3.35), l'équation (3.36) peut être dérivée comme indiqué ci-dessous :

$$\sigma_t = \alpha_T [c' + s(S_r)^k(\tan\phi')] \cot\phi' \dots\dots\dots (3.36)$$

Alonso et al. (2010) ont proposé une autre formulation de contrainte effective comme indiqué dans les équations (3.37) et (3.38) :

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - u_a \delta_{ij} + S_r^e s \delta_{ij} \dots\dots\dots (3.37)$$

$$S_r^e = (S_r)^\alpha \dots\dots\dots (3.38)$$

Où σ'_{ij} , σ_{ij} = tenseur des contraintes effectives et totales, respectivement ; δ_{ij} = le delta de Kronecker ; α ($\alpha \geq 1$) = paramètre du sol lié à la microstructure du sol.

Lakshmikantha et al. (2012) ont proposé l'équation. (3.39), qui a été dérivé pour une argile limoneuse peu plastique par des essais de traction directe (Fig. 3.6c) :

$$\sigma_t = c_{app} \cot\phi' = (c' + S_r^e s \tan\phi') \cot\phi' \dots\dots\dots (3.39)$$

Suivant l'équation de Lakshmikantha et al. (2012), Varsei et al. (2016) ont proposé l'équation. (3.40), qui a été dérivé pour deux sols argileux en utilisant les résultats expérimentaux obtenus à partir de la méthode de la plaque fendue pour prédire la résistance à la traction uniaxiale des sols non saturés. Cette relation peut être obtenue à partir du cercle de Mohr avec une contrainte principale nulle (Fig. 3.6c) :

$$\sigma_{tu} = \frac{2\cos\phi'}{1+\sin\phi'} c_{app} = \frac{2\cos\phi'}{1+\sin\phi'} (c' + S_r^e s \tan\phi') \dots\dots\dots (3.40)$$

Tableau 3.1 : Modèles théoriques pour prédire la résistance à la traction des sols pulvérulents non saturés basés sur une approche micromécanique.

Référence	Équations et notations
	$\Pi = \xi \frac{T_s}{R} \frac{1 - 2\tan(\theta/2)}{1 + \tan(\theta/2)}$
Haines (1925)	où Π est la cohésion due aux forces capillaires, ζ est une constante liée à l'état de compactage ($4\sqrt{3}\pi$ pour un compactage fermé ; π pour un compactage ouvert), T_s est la tension superficielle du liquide de

moillage, R est le rayon des particules de sol, et θ est l'angle de remplissage.

Fisher (1926)

$$\Pi = \xi \frac{T_s}{R} \frac{1}{1 + \tan(\theta)}$$

où ξ est une constante liée à l'état du remplissage ($\sqrt{2}\pi$ pour le remplissage fermé ; $\pi/2$ pour le remplissage ouvert).

En régime pendulaire,

$$\sigma_{tp} = \frac{(1-n) F_t}{n d^2}$$

**Rumpf
(1961 ; 1970)**

$$\text{Avec } \begin{cases} F_t = \pi d T_s \sin \theta \left[\sin(\theta + \alpha) + \frac{\sin \theta}{4} \left(\frac{1}{r^*} - \frac{1}{h^*} \right) \right] \\ h^* = \frac{h}{d} = \frac{\sin(\theta)}{2} + \frac{r}{d} [\sin(\theta + \alpha) - 1] \\ r^* = \frac{r}{d} = \frac{(1 - \cos \theta) + \frac{a}{d}}{2 \cos(\theta + \alpha)} \end{cases}$$

En régime capillaire,

$$\sigma_{tc} \approx P_c = \eta \cdot \frac{1-n}{n} \cdot \frac{T_s}{d} \cdot f(\delta)$$

où σ_{tp} est la résistance à la traction des sols non saturés en régime pendulaire, n est la porosité, F_t est la force totale de liaison inter-particulaire due aux ponts d'eau (c'est-à-dire la résultante de la tension superficielle et de la pression capillaire), d est le diamètre moyen des particules de sol, δ est l'angle de contact entre la phase solide et la phase aqueuse, a est la séparation de surface entre les particules de sol adjacentes. h et r sont deux rayons de courbure du pont d'eau lorsqu'ils sont pris comme des arcs de cercle. σ_{tc} est la résistance à la traction des sols non saturés en régime capillaire, P_c est la pression capillaire, $f(\delta)$ est une fonction de l'angle de contact, qui est l'unité pour l'eau mouillant complètement le solide ($\delta = 0^\circ$), la constante η avec des valeurs entre 6 et 8 qui peut être mesuré expérimentalement.

Pietsch (1968)

$$\text{Avec } \begin{cases} FZ = \frac{9}{8} \cdot \frac{1-n}{n} \cdot FH & \text{for } 0 \leq S < S^* \\ FZ = FZ_b^* + \frac{S - S^*}{1 - S^*} (FPK - FZ_b^*) & \text{for } S^* < S < 1 \\ FZ_b^* = FZ(S = S^*) = \frac{9}{8} \cdot \frac{1-n}{n} \cdot FH \left(\theta^*, \delta^*, \left(\frac{a}{d} \right)^* \right) \\ FPK = FZ(S = 100\%) \end{cases}$$

où $FZ = \sigma_t \cdot \frac{d}{T_s}$ est la résistance à la traction sans dimension ; $FPK = P_c \cdot \frac{d}{T_s}$ est la pression capillaire sans dimension ; $FH = FH(\theta, \delta, \frac{a}{d})$ est une fonction compliquée de l'angle de remplissage (θ), (δ) angle de contact et (a/d) le rapport de longueur sans dimension ; S^* est la saturation critique.

En régime capillaire,

$$\text{Schubert (1973 ; 1975)} \quad \begin{cases} \sigma_{tc} = SP_c \\ P_c = \omega \frac{1-n}{n} \frac{T_s}{d} \end{cases}$$

En régime funiculaire,

$$\sigma_{tf} = \frac{S_c - S}{S_c - S_r} \sigma_{tp} + \frac{S - S_r}{S_c - S_r} \sigma_{tc}$$

où S est le degré de saturation, ω est une constante liée à la distribution granulométrique (6 - 8 pour une plage étroite, et 1,9 - 14,5 pour une large plage (Schubert 1984)), σ_{tf} est la résistance à la traction des sols non saturés dans le régime funiculaire.

Tableau 3.2 : Modèles théoriques pour prédire la résistance à la traction des sols pulvérulents non saturés basés sur l'approche macro-mécanique.

Référence	Équations et notations
Snyder and Miller (1985a)	$\sigma_t = F(S)(u_a - u_w), \text{ avec } F(S) = \frac{\chi}{f(S)}$ <p>où F(S) est un paramètre global, χ est le paramètre de contrainte effective de Bishop (1959), f(S) est un facteur de proportionnalité dans le contexte de la théorie de la concentration de contrainte de Griffith sur la rupture (Griffith 1924) et en fonction du degré de saturation, et $(u_a - u_w)$ est la succion matricielle ou la différence entre la pression d'air interstitiel et la pression d'eau interstitielle.</p>
Lu et al. (2009)	$\sigma_{tu} = -2\sigma^s \tan\phi_t \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi_t}{2}\right), \text{ avec } \begin{cases} \sigma^s = -(u_a - u_w)S_e \\ S_e = \frac{S - S_r}{1 - S_r} = \frac{1}{[1 + (\alpha_{vg}S)^{n_{vg}}]^{1-1/n_{vg}}} \end{cases}$ <p>où σ_{tu} est la résistance à la traction uniaxiale des sols non saturés, σ^s est la contrainte de succion proposée par Lu et Likos (2004 ; 2006), ϕ_t est l'angle de frottement à faible niveau de contrainte normale.</p>
Morris et al. (1992)	$\sigma_t = \alpha_T c_{app} \cot\phi' = \alpha_T (c' + s \tan\phi^b) \cot\phi'$ <p>où c_{app} est la cohésion apparente des sols non saturés représentant l'intersection lorsque la contrainte normale nette est égale à zéro dans le plan contrainte (contrainte normale nette de cisaillement), c' et ϕ' sont respectivement la cohésion effective et l'angle de frottement interne à l'état saturé, ϕ^b est l'angle de résistance au cisaillement par rapport à la succion matricielle, et $\alpha_T = 0,5 \tan\phi'$ (Frydman 1967 ; Baker 1981) ou $\alpha_T = 0,5 - 0,7$ (Bagge 1985).</p>
Varsei et al. (2016)	$\sigma_t = \frac{2\cos\phi'}{1 + \sin\phi'} c_{app}, \text{ avec } \begin{cases} c_{app} = c' + S_e(u_a - u_w)\tan\phi' \\ S_e = S^\lambda \end{cases}$

où λ est un paramètre de matériau lié à la distribution de la taille des pores (Alonso et al. 2010).

$$\text{Trabelsi et al. (2012)} \quad \sigma_t = \frac{2 \cos \phi'}{1 + \sin \phi'} c_{app}, \text{ avec } \begin{cases} c_{app} = c_n(n) c_\psi(\psi) = \frac{|f(n)| + f(n)}{2} (A\psi + B) \\ f(n) = 1 - \left(\frac{n}{n_0}\right)^p \end{cases}$$

où $c_n(n)$ et $c_n(\psi)$ sont des fonctions de variation par rapport à la porosité (n) et à la succion du sol (ψ) respectivement, n_0 est la porosité de référence, et p est un paramètre matériel lié à la forme de la fonction cohésion-porosité, $c_n(n)$.

Tableau : 3.3 Exemples de modèles empiriques pour prédire la résistance à la traction de sols pulvérulents non saturés.

Référence	Équations et notations	Nom du sol (USCS, emplacement)	Méthode d'essai
Munkho m and Kay (2002)	$\sigma_t = \beta \cdot \psi^\alpha$ où α et β sont des paramètres d'ajustement dépendant des agrégats de sol de différents diamètres de particules, σ_t et ψ sont en kPa.	deux échantillons de systèmes de culture et deux échantillons d'expériences de circulation (SC/SM, Danemark du Sud, Danemark)	Essai de traction brésilien
Kim and Hwang (2003)	$\sigma_{tp} = P_r \ln(D_r) [69 \ln(w) + 170]$ où P_r est une pression de référence (1 Pa), w est gravimétrique teneur en eau (%), D_r est la densité relative (%).	Sable d'Ottawa (F75-C) (SP, Illinois, États-Unis)	Essai de traction uniaxiale

Notations : USCS, Système unifié de classification des sols (ASTM 2011) ; SP, sable mal calibrer ; SC/SM, Sable argileux/limoneux.

III.5 Méthode des éléments discrets

La méthode des éléments discrets (DEM), également appelée méthode des éléments distincts (Cundall et Strack 1979 ; Ghaboussi et Barbosa 1990) diffère de la méthode des éléments finis en ce qu'elle ne suppose pas que la masse de sol est continue ; elle traite plutôt la masse du sol comme un assemblage de particules de différentes tailles (Figure 3.7). Évidemment, c'est une amélioration qui nous rapproche de la réalité pour les sols. Le DEM répond à trois problématiques lors des calculs : la représentation des contacts, la représentation du matériau

solide, la détection et les révisions des contacts lors des déformations. Chaque particule de sol est soumise aux forces transmises aux contacts par les particules adjacentes et à ses propres forces corporelles (gravité). La représentation du contact est généralement gérée par l'utilisation de modèles de ressort et d'amortisseur (Figure 3.8). Les ressorts ont une raideur k_n pour l'effort normal et k_s pour l'effort tranchant. Les amortisseurs ont un facteur d'amortissement c_n pour l'effort normal et c_s pour l'effort tranchant.

La solution procède par petits pas de temps et la méthode des différences finies (FDM) est utilisée dans la solution. Les étapes sont :

1. L'état de toutes les particules de la masse de sol est connu à l'instant t . Cela inclut les forces de contact, les déplacements, les vitesses et les accélérations.

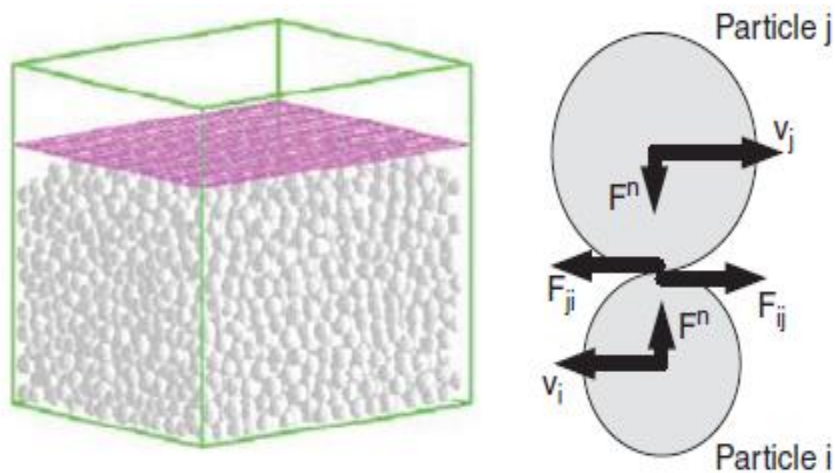


Figure 3.7 : Méthode des éléments distincts : (a) Domaine DEM. (b) Interaction des particules. (a: Courtesy of C. Couroyer PhD Thesis, 2000, University of Surrey, Guildford, Surrey, UK.)

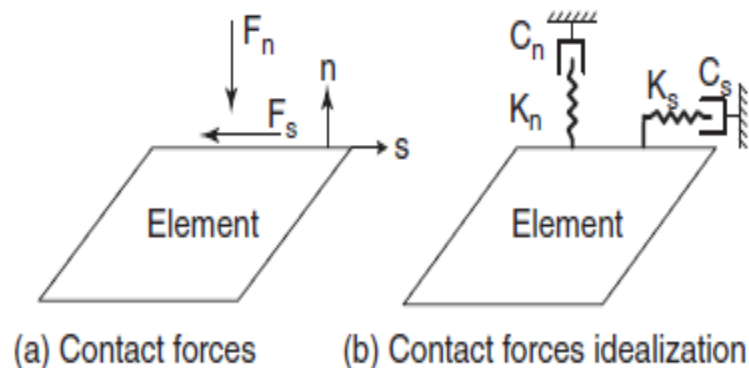


Figure 3.8 : Élément DEM et modèles de contact idéalisés.

2. Un incrément de temps t est considéré. Cet incrément de temps doit être suffisamment petit pour que la solution soit numériquement stable. L'équation (3.41) peut être utilisée (Hart et al. 1998) :

$$\Delta t < 0.1 \sqrt{\frac{m_{min}}{2k_{max}}} \dots\dots\dots (3.41)$$

Où m_{min} est la plus petite masse de particules et k_{max} est la plus grande rigidité de tous les contacts. Dans le DEM, le temps entre en jeu pour les problèmes dynamiques et statiques. Même dans un problème statique, il faut du temps pour que les déformations se produisent.

3. Les équations différentielles [(3.42) jusqu'à (3.47)] du mouvement sont ensuite utilisées pour obtenir le déplacement et la rotation des particules au temps $t + \Delta t$. Les accélérations des particules sont calculées en supposant que les forces et moments sont constants sur Δt :

$$\ddot{u}_i^t = \frac{\sum F_i^t}{m_i} \dots\dots\dots (3.42)$$

$$\ddot{\theta}_i^t = \frac{\sum M_i^t}{I_i} \dots\dots\dots (3.43)$$

Où \ddot{u}_i^t et $\ddot{\theta}_i^t$ sont respectivement l'accélération linéaire et angulaire de la particule i à l'instant t , F_i^t et M_i^t sont respectivement la force résultante et le moment résultant sur la particule i à l'instant t , et m_i et I_i sont la masse et le moment d'inertie de particule i respectivement. Puis les vitesses des particules sont calculées en supposant que les accélérations sont constantes sur $-\Delta t/2$ et $+\Delta t/2$:

$$\dot{u}_i^{t+\frac{\Delta t}{2}} = \dot{u}_i^{t-\frac{\Delta t}{2}} + \ddot{u}_i^t \Delta t \dots\dots\dots (3.44)$$

$$\dot{\theta}_i^{t+\frac{\Delta t}{2}} = \dot{\theta}_i^{t-\frac{\Delta t}{2}} + \ddot{\theta}_i^t \Delta t \dots\dots\dots (3.45)$$

Où \dot{u}_i et $\dot{\theta}_i$ sont respectivement les vitesses linéaire et angulaire. Puis les déplacements et rotations des particules sont calculés en supposant que les vitesses sont constantes sur Δt :

$$u_i^{t+\Delta t} = u_i^t + \dot{u}_i^{t+\frac{\Delta t}{2}} \Delta t \dots\dots\dots (3.46)$$

$$\theta_i^{t+\Delta t} = \theta_i^t + \dot{\theta}_i^{t+\frac{\Delta t}{2}} \Delta t \dots\dots\dots (3.47)$$

Où u_i et θ_i sont respectivement le déplacement et la rotation.

4. Les équations représentant le comportement des contacts sont ensuite utilisées pour mettre à jour les efforts et les moments. La figure 3.8 donne un modèle commun pour les efforts normaux de contact F_n et les efforts tranchants de contact F_s :

$$F_n^{t+\Delta t} = k_n \Delta u_n^{\Delta t} + c_n \Delta \dot{u}_n^{\Delta t} \dots\dots\dots (3.48)$$

$$F_s^{t+\Delta t} = k_s \Delta u_s^{\Delta t} + c_s \Delta \dot{u}_s^{\Delta t} \dots\dots\dots (3.49)$$

Où k_s et k_n sont respectivement les raideurs dans les directions normale et de cisaillement, c_n et c_s sont les facteurs d'amortissement dans les directions normale et de cisaillement respectivement, Δu_n et Δu_s sont les déplacements incrémentiels dans les directions normale et de cisaillement respectivement, et $\Delta \dot{u}_n$ et $\Delta \dot{u}_s$ sont les vitesses incrémentales dans les directions normale et de cisaillement. L'effort tranchant F_s ne peut excéder la résistance au cisaillement du sol, l'équation (3.50) est donc vérifiée à chaque incrément :

$$F_s^{t+\Delta t} \leq c' A_c + F_n^{t+\Delta t} \tan \varphi' \dots\dots\dots (3.50)$$

Où c' est l'interception de cohésion de contrainte effective, A_c est la surface de contact et φ' est l'angle de frottement de contrainte effective.

5. Le cycle de calculs de 1 à 4 est répété plusieurs fois. La solution finale est obtenue lorsqu'une tolérance choisie dans la différence entre deux ensembles consécutifs de calculs est atteinte.

Le DEM est assez efficace avec ces calculs. Les calculs sont effectués via un processus simple résolvant une équation à la fois, et aucune grande matrice ne doit être inversée. Là où la puissance de calcul et la capacité de stockage sont nécessaires, c'est dans la reconnaissance et le suivi de tous les contacts entre éléments d'une étape à l'autre. Le DEM est très utile pour les sols et les massifs rocheux fissurés.

III.6 Méthode de réseau de neurones artificiels

Le réseau de neurones artificiels (ANN) (De Wilde 1996 ; Schalkoff 1997) tire son nom du cerveau humain, où les neurones interagissent les uns avec les autres pour traiter l'information et prendre des décisions. ANN peut être considérée comme une analyse de régression très sophistiquée où un ensemble de données est entré et, après des calculs à travers un certain nombre de couches de neurones impliquant des fonctions mathématiques,

est converti en une sortie souhaitée (Figure 3.9). Par exemple, il existe de nombreux ponts aux États-Unis pour lesquels le type de fondation et la profondeur sont inconnus. Disons que vous souhaitez prédire le type et la profondeur de la fondation sur la base d'informations connexes, telles que la charge permanente du pont, le nombre de voies, la longueur de la travée, la profondeur de fondation des ponts voisins, les dates lorsque le pont a été conçu et construit, le type de sol et la résistance du sol si des sondages sont disponibles, etc. Cette entrée devient un ensemble de nombres s'inscrivant dans une couche de neurones initiaux et liés d'une certaine manière au type et à la profondeur de la fondation inconnue. Un ensemble de fonctions mathématiques à choisir par l'utilisateur est placé dans la couche suivante de neurones attendant l'arrivée des données d'entrée ; ces fonctions mathématiques transformeront les valeurs d'entrée en un nouvel ensemble de valeurs qui sera à son tour envoyé à la prochaine couche de neurones. Chaque fois que l'ensemble de données traverse une nouvelle couche de neurones, il est transformé mathématiquement puis envoyé à l'ensemble de neurones suivant, où il subit une nouvelle transformation mathématique. La couche de sortie des neurones pour cet exemple contiendrait le type et la profondeur de la fondation.

Les neurones d'une couche sont connectés uniquement à la couche précédente et à la couche de neurones suivante. Tout neurone donné est connecté à certains des neurones de la couche précédente et à certains des neurones de la couche suivante, mais pas nécessairement à tous. Les fonctions mathématiques f qui opèrent la transformation dans un neurone sont indiquées par l'équation (3.51) (Bobet 2010) :

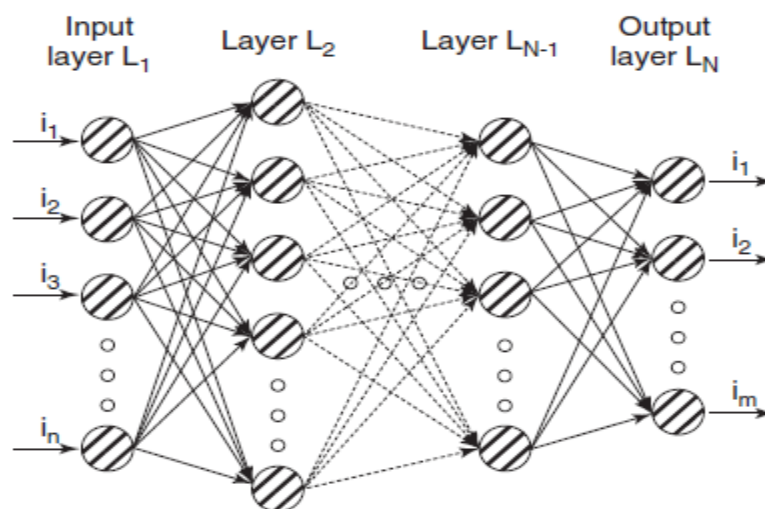


Figure 3.9 : Réseau neuronal artificiel. (D'après Bobet 2010.)

$$i_{jk} = f\left[\sum_{h \in L_{k-1}} (w_{hj} i_{h(k-1)} + \theta_{jk})\right] = f(o_j) \quad \text{avec } j \in L_k \dots\dots\dots (3.51)$$

Où i_{jk} est l'information à calculer et à stocker dans le neurone j de la couche k , souvent appelé l'état du neurone jk . $i_{h(k-1)}$ est l'information connue stockée dans le neurone h de la couche $(k-1)$, w_{hj} est le facteur de pondération associé à la connexion entre le neurone h de la couche $k-1$ et le neurone j de la couche k (notez que w_{jh} n'existe pas, car il n'y a pas de connexion en retour du neurone h au neurone j) ; θ_{jk} est le biais ou la valeur seuil associée au neurone jk ; et o_j est l'argument associé au neurone jk dans la fonction f . Bien que ces fonctions soient choisies à volonté par l'utilisateur, certaines fonctions sont plus populaires que d'autres. C'est le cas de la fonction sigmoïdale, illustré par l'équation (3.52) :

$$f(o_j) = \frac{1}{1+e^{-o_j}} \dots\dots\dots (3.52)$$

Une fois les fonctions en place, l'ANN doit être "formée", ce qui signifie que les constantes dans les fonctions doivent être déterminées. Cela se fait en minimisant l'erreur E entre les données d'entrée et les prédictions de sortie grâce à un processus similaire à l'analyse de régression, indiqué par l'équation (3.53) :

$$E = \sum_{m \in L_N} (d_m - f(o_m))^2 \dots\dots\dots (3.53)$$

Où d_m est la donnée pour le neurone m de la couche n et $f(o_m)$ est la valeur prédite pour le neurone m de la couche n . Une fois l'ANN entraîné, il peut être utilisé pour faire des prédictions concernant le type de données qui a été utilisé pour l'entraîner. Cependant, la précision est liée à la qualité de l'ANN et à l'expérience du développeur. L'utilisation d'ANN en dehors de la plage de valeurs utilisée pour l'entraîner peut entraîner de graves erreurs.

III.7 Conclusion

Il existe de nombreux défis théoriques et pratiques associés au comportement des sols non saturés qui nécessitent des recherches supplémentaires avant de mettre en œuvre la mécanique des sols non saturés dans la pratique de l'ingénierie. La nature des problèmes des sols non saturés rend essentiellement impératif l'utilisation des méthodes numériques lors de la résolution de problèmes d'ingénierie géotechnique.

Chapitre : (IV)

L'effet de la distance de
séparation entre les particules
cas de la forme simple
cubique

Chapitre : (IV)

L'effet de la distance de séparation entre les particules cas de la forme simple cubique

IV.1 Introduction

Cette recherche présente une approche de simulation numérique pour prédire les paramètres d'un sol non saturé à faible teneur en eau. Afin de comprendre le comportement des sols non saturés et de créer la courbe caractéristique sol-eau, le modèle proposé tente de prédire les paramètres suivants : Premièrement, la relation entre la teneur en eau et la succion matricielle en termes de distance de séparation des particules. Deuxièmement, la relation entre le paramètre de contrainte effective χ et l'angle de remplissage θ lorsque la distance de séparation entre les particules de sol est prise en compte. Troisièmement, la relation entre la contrainte de la succion et l'angle de remplissage θ , en termes de distance de séparation des particules. Quatrièmement, l'effet de la distance de séparation des particules sur la courbe de résistance à la traction en termes de degré de saturation.

IV.2 Le modèle proposé

Dans ce travail, on propose un modèle qui introduit un facteur de distance de séparation entre les particules de sol. Lorsque les particules s'éloignent l'une de l'autre, la forme et l'étendue du pont liquide ou le ménisque change, ce qui influe sur les paramètres de descriptions du comportement des sols non saturés.

La figure (4.1) représente, la forme géométrique du pont liquide entre deux particules en contact directe et la forme après éloignement d'une distance de valeur x .

Le changement de l'étendue et la forme est exprimé par l'introduction d'un nouvel angle θ_1 qui peut être défini par l'équation (4.2).

À partir de la géométrie des deux particules en contact illustrées à la fig. 4.1a, l'équation (4.1) représente la relation entre les paramètres géométriques :

$$\cos\theta = \frac{R-z}{R} \dots\dots\dots (4.1)$$

Si on suppose que le contact entre les deux grains est différent de zéro (x) (Fig. 4.1b), la relation précédente peut être exprimée par l'équation (4.2) :

$$\cos\theta_1 = \frac{R-\frac{z}{2}+\frac{x}{2}}{R} \Rightarrow \cos\theta_1 = \frac{R-\frac{z}{2}}{R} + \frac{x}{2R} \Rightarrow \cos\theta_1 = \cos\theta + \frac{x}{2R}$$

Donc : $\theta_1 = \arccos(\cos\theta + \frac{x}{2R}) \dots\dots\dots (4.2)$

Avec : $0 \leq \theta \leq 53.13^\circ$ Cas d'un contact parfait entre les grains (voir II.5.2).

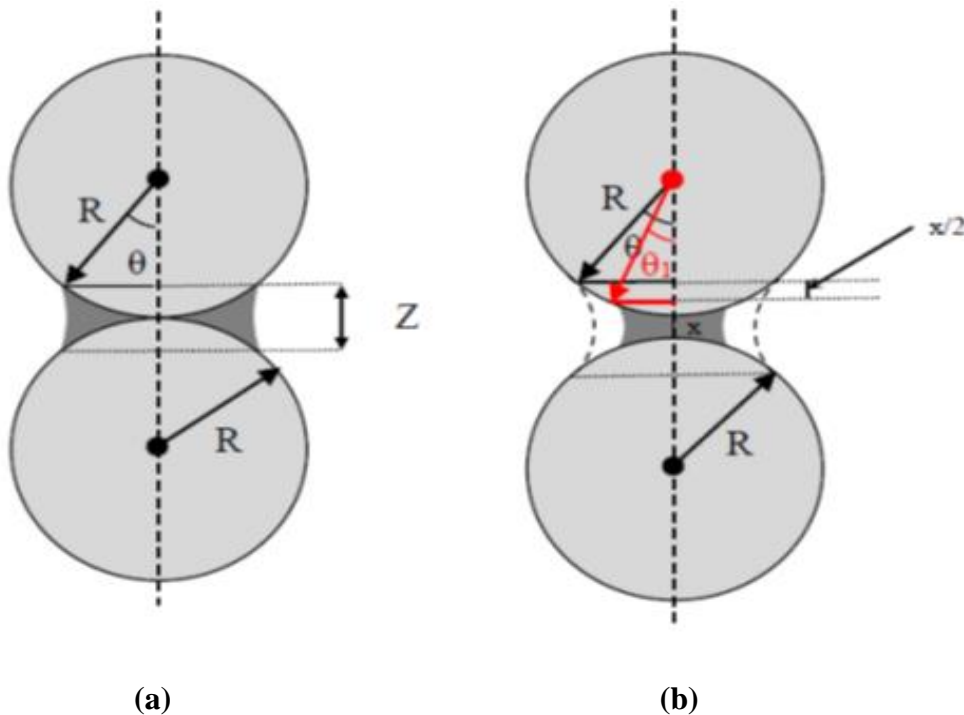


Figure 4.1 : Forme géométrique du ménisque, (a) contact directe entre deux particules sphériques, (b) cas d'une distance de séparation, x, entre deux particules sphériques.

En remplaçant θ_1 décrit par l'équation (4.2) dans l'intervalle de l'angle de remplissage θ , on trouve l'équation (4.3) :

$$\arccos\left(\cos\theta + \frac{x}{2R}\right) \leq \theta_1 \leq \arccos\left[\cos\theta + \frac{x}{2R}\right] \dots\dots\dots (4.3)$$

Pour illustrer ce qui a été cité ci-dessus, on donne un exemple des particules de rayon $R = 0.1mm$ avec une distance $x = 0.02mm$ entre eux.

Si $x = 0 \Rightarrow 0 \leq (\theta = \theta_1) \leq 53.13^\circ$ quelle que soit la valeur de R .

Si $x = 0.02mm$ et $R = 0.1mm$.

$$\arccos\left(\cos 0^\circ + \frac{0.02}{2 * 0.1}\right) \leq \theta_1 \leq \arccos\left[\left(\cos 53.13^\circ\right) + \frac{0.02}{2 * 0.1}\right]$$

$$\Rightarrow \arccos(1 + 0.1) \leq \theta_1 \leq \arccos[(\cos 53.13^\circ) + 0.1]$$

$$\Rightarrow \arccos(1.01) \leq \theta_1 \leq \arccos[0.6 + 0.1] \Rightarrow \arccos(1.01) \leq \theta_1 \leq 45.572^\circ$$

La valeur $\arccos(1.01)$ indique que la succion n'a pas encore commencé dans les grains qui ont une distance ($x = 0.02mm$) entre eux.

Donc, pour que la succion apparaisse dans ses grains, il faut que $\theta_1 = 0$.

$$\theta_1 = 0 \Rightarrow \cos \theta_1 = \cos \theta + \frac{x}{2R} \Rightarrow \cos \theta = \cos \theta_1 - \frac{x}{2R} \Rightarrow \cos \theta = 1 - \frac{0.02}{2 * 0.1}$$

$$\Rightarrow \cos \theta = 0.9 \Rightarrow \theta = 25.841^\circ$$

Il est bien claire que la plage de θ_1 fait partie de l'intervalle de θ et tout ça dépend de la valeur de x entre les grains, le rayon R et l'angle θ . Maintenant si $x = 0$ et quel que soit la valeur de R , on trouve que l'intervalle de θ_1 égale à l'intervalle de θ . Par conséquent, pour chaque diamètre de particule et une distance de séparation x entre eux, il existe une nouvelle plage de succion qui se situe en réalité à l'intérieure de l'intervalle de θ .

Lorsque $\theta = 25.841^\circ$ la succion commence dans les grains qui ont une distance entre eux égale à $0.02mm$. Ainsi, le régime de la teneur en eau correspondant à une pression d'eau interstitielle négative correspond à la plage d'angle de remplissage θ décrit par :

$$25.841 \leq \theta \leq 45.572^\circ$$

De plus, le régime de la teneur en eau correspondant à une pression interstitielle positive pour le cas d'une distance de séparation entre les grains est donné par :

$$45.572^\circ \leq \theta \leq \arccos[(\cos 90^\circ) + 0.1] \Rightarrow 45.572^\circ \leq \theta \leq 84.260^\circ$$

Un nouvel angle de remplissage θ_1 égal à $\arccos[\cos 45^\circ + 0.1] = 36.185^\circ$ est la limite supérieure de la succion. Pour les particules de la forme cubique simple (SC), l'angle de remplissage θ ne peut pas être supérieur à 45° car les ponts liquides adjacents commencent à se chevaucher.

A partir de l'équation (4.2) qui indique l'angle de remplissage θ_1 en fonction du R, θ et x , on peut déterminer les équations des paramètres de la forme cubique en prenant en compte la distance de séparation.

En fonction de l'angle θ , le rayon R et la distance de séparation x entre les particules, on peut décrire la succion matricielle et la teneur en eau par l'équation (4.4) et (4.5) respectivement, en remplaçant l'équation (4.2) dans l'équation (2.10) et (2.13).

$$u_a - u_w = \frac{T_s}{R} \frac{\cos[\arccos(\cos\theta + \frac{x}{2R})](\sin[\arccos(\cos\theta + \frac{x}{2R})] + 2 \cos[\arccos(\cos\theta + \frac{x}{2R})] - 2)}{(1 - \cos[\arccos(\cos\theta + \frac{x}{2R})])(\sin[\arccos(\cos\theta + \frac{x}{2R})] + \cos[\arccos(\cos\theta + \frac{x}{2R})] - 1)} \dots\dots\dots (4.4)$$

$$W = \frac{9}{2G_s} \left(\frac{1}{\cos[\arccos(\cos\theta + \frac{x}{2R})]} - 1 \right)^2 \left[1 - \left(\frac{\pi}{2} - \arccos(\cos\theta + \frac{x}{2R}) \right) \tan[\arccos(\cos\theta + \frac{x}{2R})] \right] \dots\dots\dots (4.5)$$

En substituant l'équation (4.2) dans l'équation. (2.39), le paramètre de contrainte effective χ peut être représentée en fonction de l'angle de remplissage θ , le rayon R et la distance de séparation x entre les particules par l'équation (4.6) :

$$\chi = \frac{\pi}{4} \frac{(\sin[\arccos(\cos\theta + \frac{x}{2R})] + \cos[\arccos(\cos\theta + \frac{x}{2R})] - 1)^2}{\cos^2[\arccos(\cos\theta + \frac{x}{2R})]} \frac{\sin[\arccos(\cos\theta + \frac{x}{2R})]}{\sin\theta - 2 + 2 \cos[\arccos(\cos\theta + \frac{x}{2R})]} \dots\dots\dots (4.6)$$

La contrainte de succion est déterminée par l'équation (4.7), en remplaçant l'angle θ_1 décrit par l'équation (4.2) dans l'équation (2.42).

$$\sigma_c = \frac{\pi T_s}{4R} \frac{\sin[\arccos(\cos\theta + \frac{x}{2R})] + \cos[\arccos(\cos\theta + \frac{x}{2R})] - 1}{1 - \cos[\arccos(\cos\theta + \frac{x}{2R})]} \tan[\arccos(\cos\theta + \frac{x}{2R})] \dots\dots\dots (4.7)$$

Finalement, en substituant l'équation (4.2) dans l'équation (2.57) on trouve l'équation (4.8) qui représente la contrainte de résistance à la traction en fonction de θ , R et x .

$$\sigma_t = \frac{r_2}{R^2} \frac{r_1 + r_2}{r_1} T_s \dots\dots\dots (4.8)$$

Avec : $r_1 = R \left(\frac{1}{\cos[\arccos(\cos\theta + \frac{x}{2R})]} - 1 \right)$, $r_2 = R \tan[\arccos(\cos\theta + \frac{x}{2R})] - R \left(\frac{1}{\cos[\arccos(\cos\theta + \frac{x}{2R})]} - 1 \right)$

IV.3 Résultats et discussion

Les simulations numériques présentées ci-dessous sont principalement consacrées à la vérification de la fiabilité du modèle proposé. Certaines relations entre la succion matricielle et la teneur en eau ont été calculées numériquement à l'aide de ce modèle en fonction de la distance de séparation (x). Ensuite, il est possible d'introduire des représentations graphiques de ces relations, c'est-à-dire WRC. La première simulation étudie l'effet d'une seule distance de séparation entre les particules sur la teneur en eau. La deuxième simulation étudie l'effet de plusieurs distances de séparation entre les particules sphériques, et la troisième simulation est consacré à l'étude de l'influence de la distance de séparation sur le paramètre de la contrainte effective χ . Dans la quatrième simulation, on représente la contrainte de succion en fonction de l'angle θ et on étudie l'influence de la distance de séparation. Enfin, dans la cinquième simulation, on utilise notre modèle pour étudier l'effet de la distance de séparation sur la résistance à la traction et le comparé avec le modèle de Pierrat-Caram et les données expérimentales. La figure (4.2) montre un organigramme de calcul pour prédire les paramètres ci-dessus en fonction de la distance de séparation des particules.

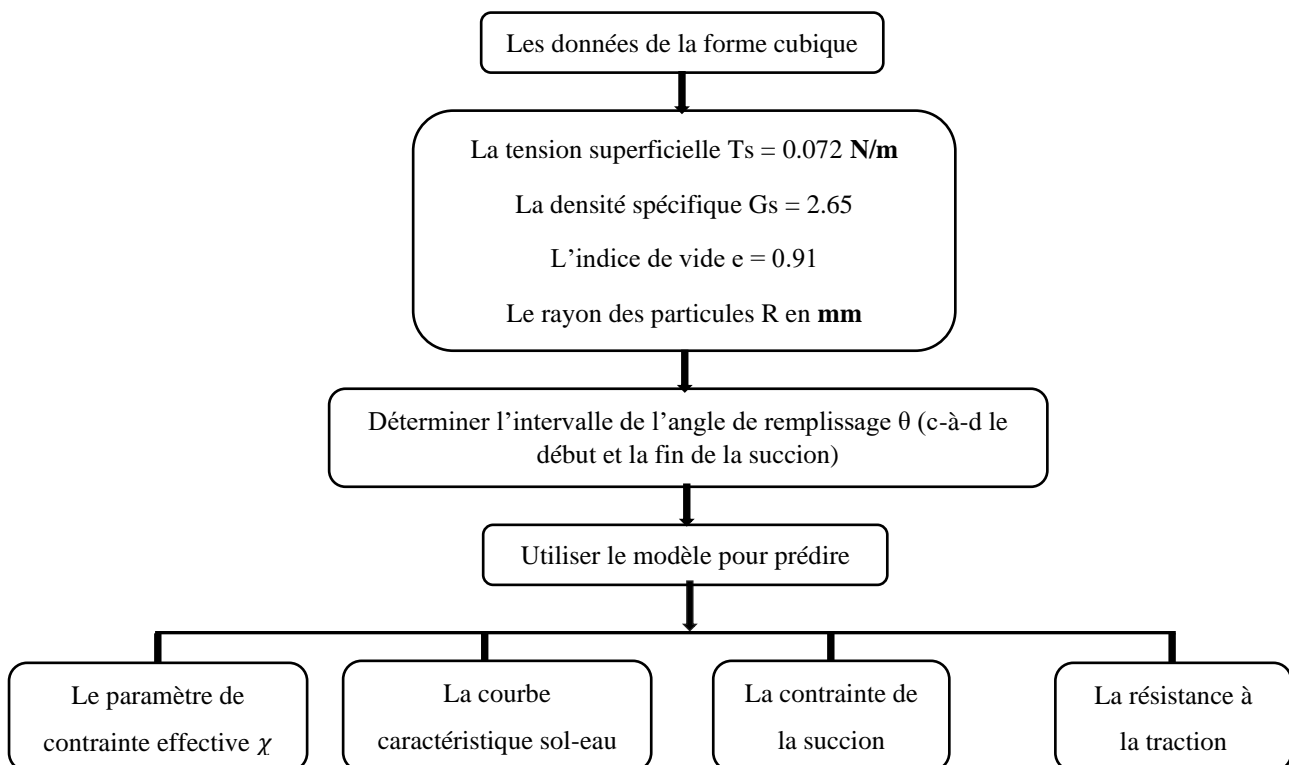


Figure 4.2 : Organigramme pour prédire les différents paramètres des sols non saturés.

IV.3.1 Simulation 01

Dans cette simulation on s'intéresse à l'étude de l'effet de la distance (entre les grains d'un sol) sur la relation entre la succion matricielle et la teneur en eau.

Pour cette simulation, les données nécessaires pour calculer la teneur en eau et les succions matricielles correspondantes des échantillons de sable (fin, moyen et grossier) et limon (fin, moyen et grossier) sont $T_s = 0.072N/m$, $G_s = 2.65$, avec différentes valeurs de la distance x :

Sable fin ($R = 0.1mm$, $R = 0.15mm$) :

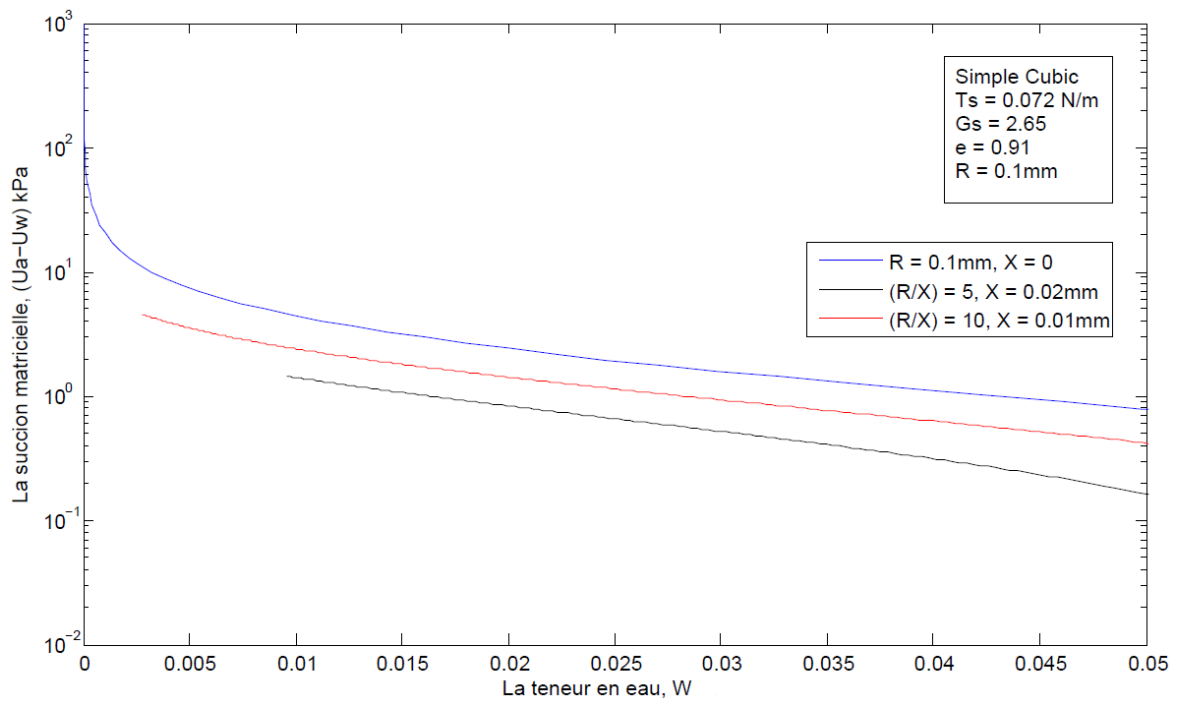
➤ $R = 0.1mm$

- Pour [$x = 0$ et $R = 0.1mm$] : $0 \leq (\theta = \theta_1) \leq 53.13^\circ$.
- Pour [$x = 0.01mm$ et $R = 0.1mm$] : $0 \leq \theta_1 \leq 49.458^\circ$.
(La succion commence lorsque $\theta = 18.195^\circ$).
- Pour [$x = 0.02mm$ et $R = 0.1mm$] : $0 \leq \theta_1 \leq 45.572^\circ$.
(La succion commence lorsque $\theta = 25.842^\circ$).

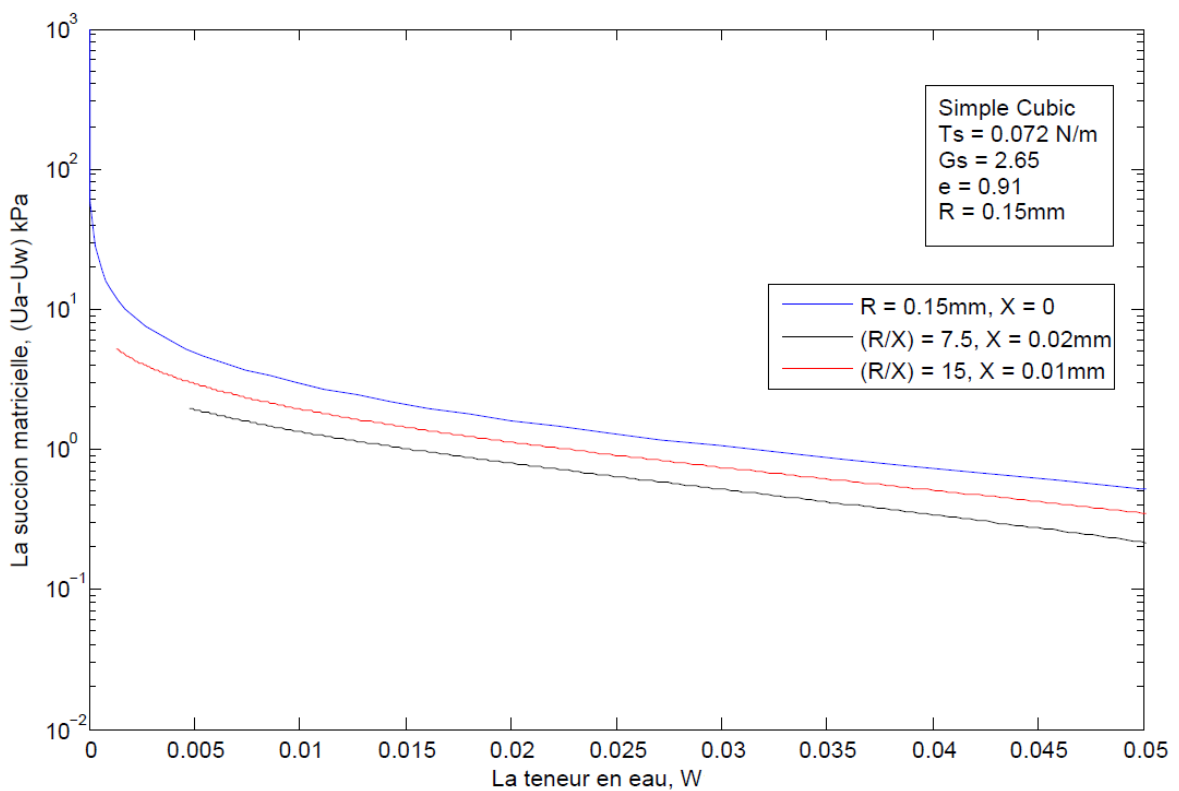
➤ $R = 0.15mm$

- Pour [$x = 0$ et $R = 0.15mm$] : $0 \leq (\theta = \theta_1) \leq 53.13^\circ$.
- Pour [$x = 0.02mm$ et $R = 0.15mm$] : $0 \leq \theta_1 \leq 48.149^\circ$.
(La succion commence lorsque $\theta = 21.217^\circ$).
- Pour [$x = 0.01mm$ et $R = 0.15mm$] : $0 \leq \theta_1 \leq 50.703^\circ$.
(La succion commence lorsque $\theta = 14.836^\circ$).

La figure 4.3 présente la courbe de rétention d'eau pour un échantillon des grains de sable fin avec l'introduction de la distance de séparation entre les particules.



(a)



(b)

Figure 4.3 : La succion matricielle $(u_a - u_w)$ en fonction de la teneur en eau w pour un échantillon des grains de sable fin en introduisant le paramètre de distance (x)

Sable moyen ($R = 0.3mm$, $R = 0.4mm$ et $R = 0.5mm$) :

➤ $R = 0.3mm$

- Pour [$x = 0$ et $R = 0.3mm$] : $0 \leq (\theta = \theta_1) \leq 53.13^\circ$.
- Pour [$x = 0.02mm$ et $R = 0.3mm$] : $0 \leq \theta_1 \leq 50.703^\circ$.
(La succion commence lorsque $\theta = 14.836^\circ$).
- Pour [$x = 0.04mm$ et $R = 0.3mm$] : $0 \leq \theta_1 \leq 48.189^\circ$.
(La succion commence lorsque $\theta = 21.040^\circ$).

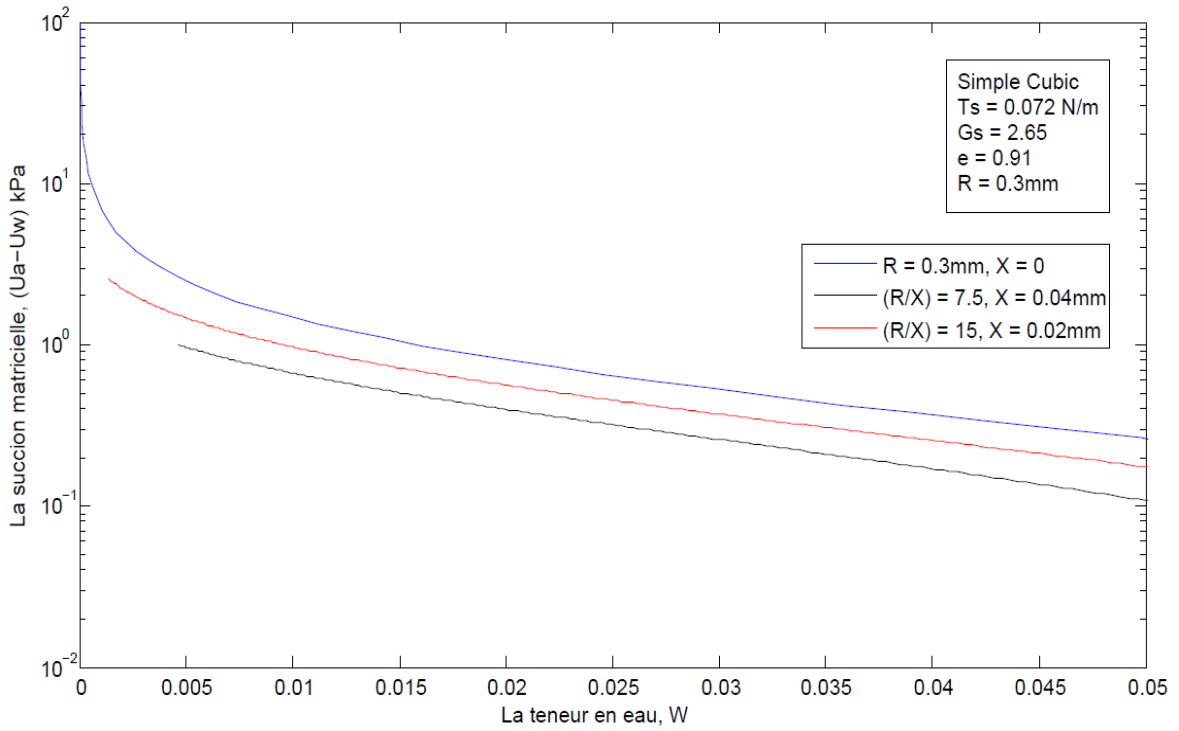
➤ $R = 0.4mm$

- Pour [$x = 0$ et $R = 0.4mm$] : $0 \leq (\theta = \theta_1) \leq 53.13^\circ$.
- Pour [$x = 0.04mm$ et $R = 0.4mm$] : $0 \leq \theta_1 \leq 49.458^\circ$.
(La succion commence lorsque $\theta = 18.195^\circ$).
- Pour [$x = 0.06mm$ et $R = 0.4mm$] : $0 \leq \theta_1 \leq 47.545^\circ$.
(La succion commence lorsque $\theta = 22.332^\circ$).

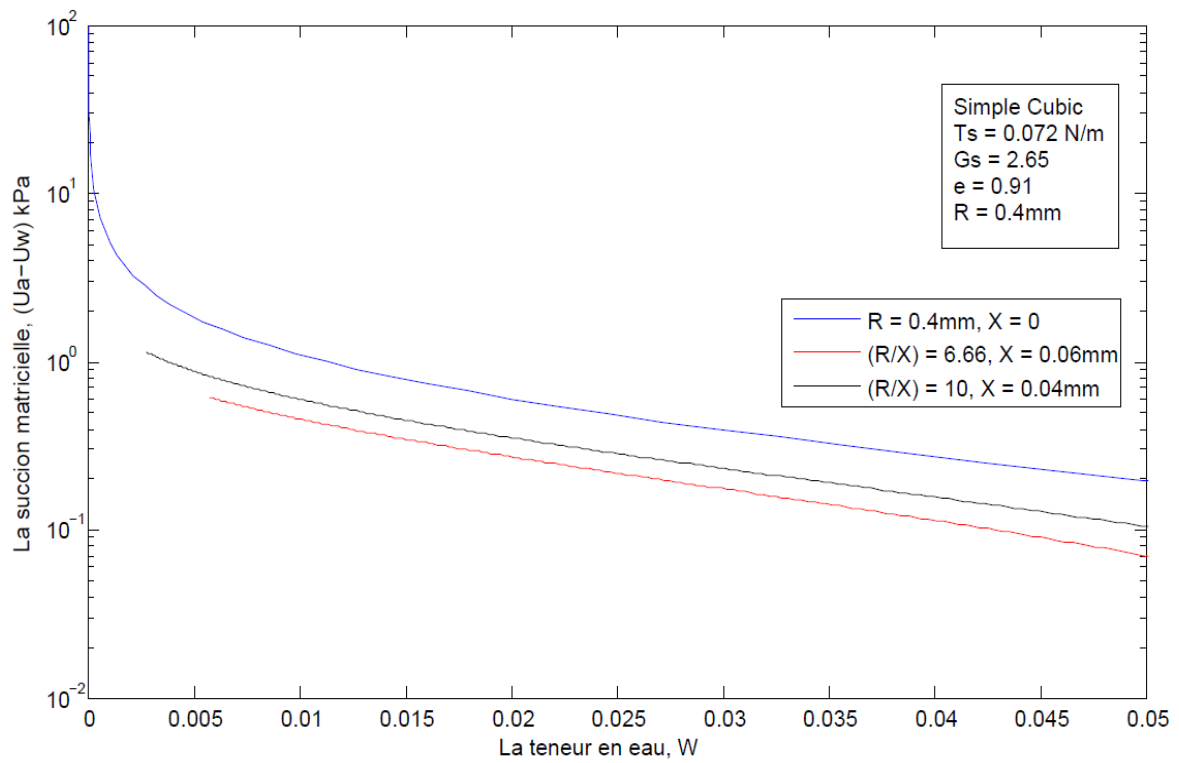
➤ $R = 0.5mm$

- Pour [$x = 0$ et $R = 0.5mm$] : $0 \leq (\theta = \theta_1) \leq 53.13^\circ$.
- Pour [$x = 0.03mm$ et $R = 0.5mm$] : $0 \leq \theta_1 \leq 50.949^\circ$.
(La succion commence lorsque $\theta = 14.070^\circ$).
- Pour [$x = 0.08mm$ et $R = 0.5mm$] : $0 \leq \theta_1 \leq 47.156^\circ$.
(La succion commence lorsque $\theta = 23.074^\circ$).

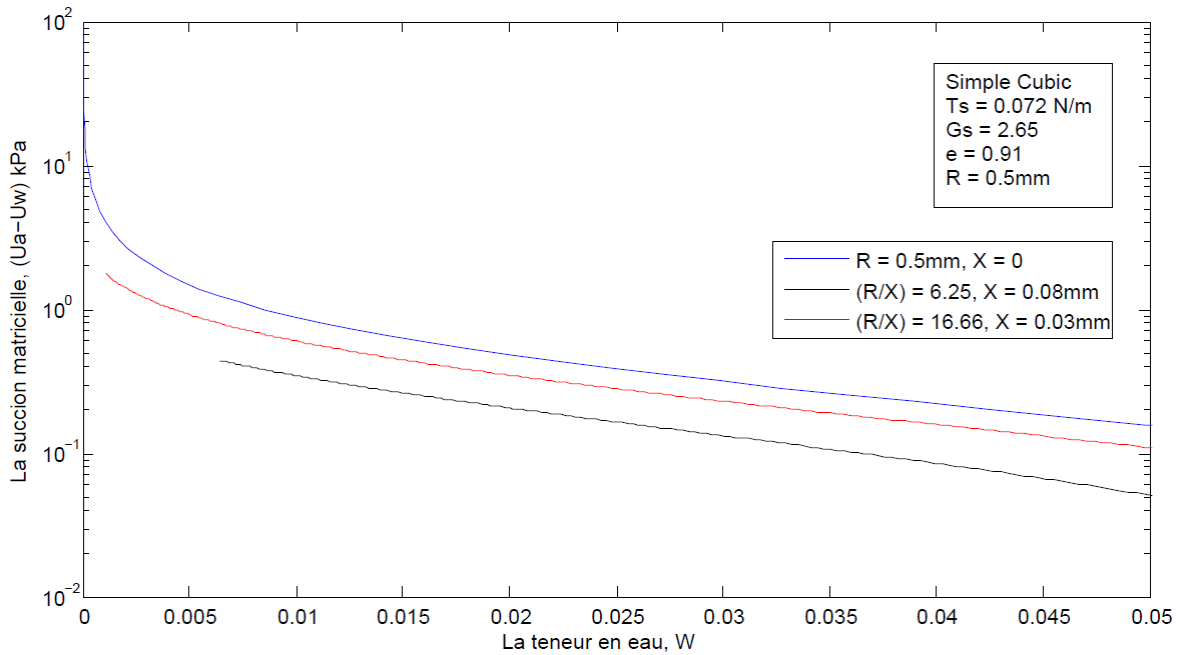
La figure 4.4 présente la succion matricielle en fonction de la teneur en eau (courbe de rétention) pour un échantillon des grains de sable moyen sous l'effet de la distance de séparation entre les particules.



(a)



(b)



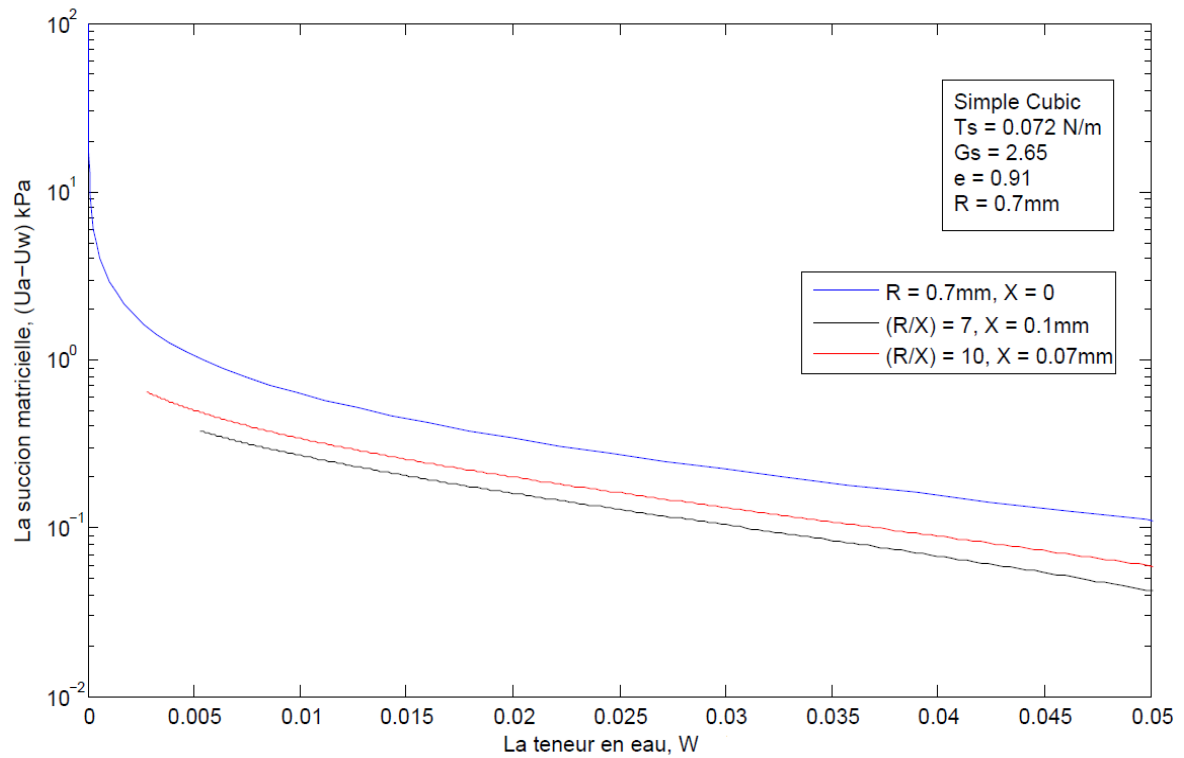
(c)

Figure 4.4 : La succion matricielle ($u_a - u_w$) en fonction de la teneur en eau w pour un échantillon des grains de sable moyen en introduisant le paramètre de distance (x)

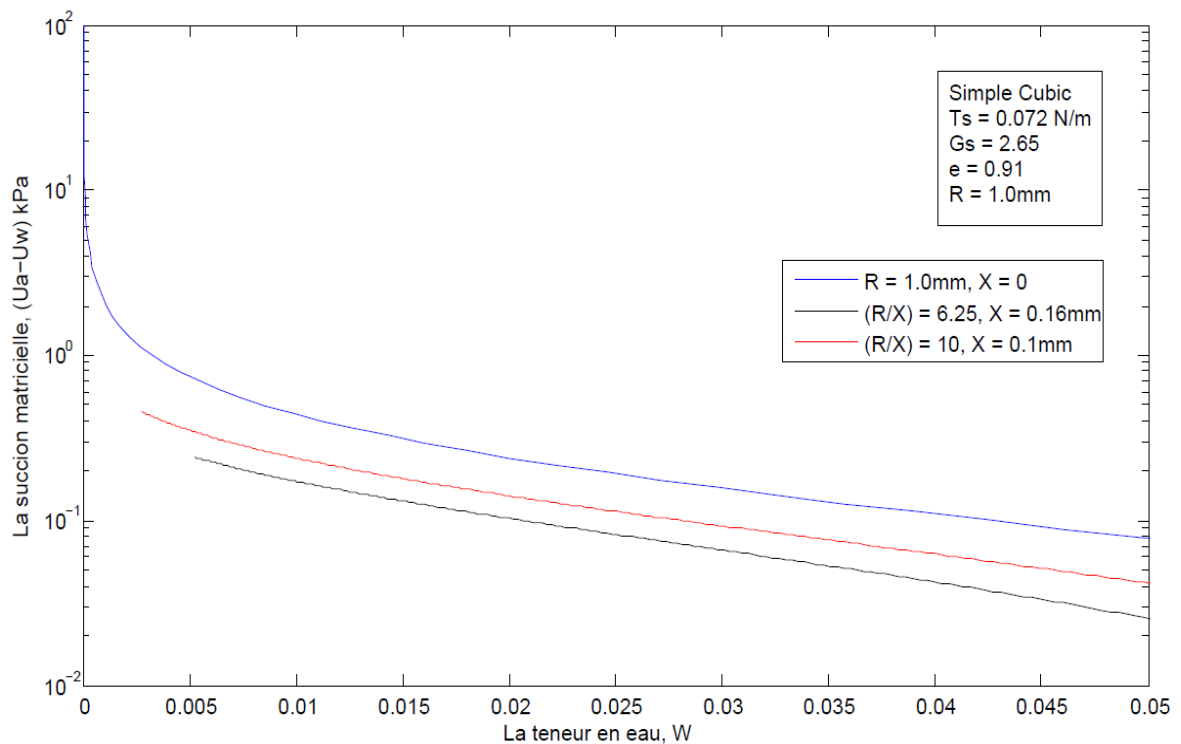
Sable grossier ($R = 0.7mm, R = 1.0mm$) :

- $R = 0.7mm$
 - Pour [$x = 0$ et $R = 0.7mm$] : $0 \leq (\theta = \theta_1) \leq 53.13^\circ$.
 - Pour [$x = 0.07mm$ et $R = 0.7mm$] : $0 \leq \theta_1 \leq 49.458^\circ$.
(La succion commence lorsque $\theta = 18.195^\circ$).
 - Pour [$x = 0.1mm$ et $R = 0.7mm$] : $0 \leq \theta_1 \leq 47.822^\circ$.
(La succion commence lorsque $\theta = 21.787^\circ$).
- $R = 1.0mm$
 - Pour [$x = 0$ et $R = 1.0mm$] : $0 \leq (\theta = \theta_1) \leq 53.13^\circ$.
 - Pour [$x = 0.1mm$ et $R = 1.0mm$] : $0 \leq \theta_1 \leq 49.458^\circ$.
(La succion commence lorsque $\theta = 18.195^\circ$).
 - Pour [$x = 0.16mm$ et $R = 1.0mm$] : $0 \leq \theta_1 \leq 47.156^\circ$.
(La succion commence lorsque $\theta = 23.074^\circ$).

La figure 4.5 présente la succion matricielle en fonction de la teneur en eau (courbe de rétention) pour un échantillon des grains de sable grossier avec l'introduction de la distance de séparation entre les particules.



(a)



(b)

Figure 4.5 : La succion matricielle $(u_a - u_w)$ en fonction de la teneur en eau w pour un échantillon des grains de sable grossier en introduisant le paramètre de distance (x)

La figure 4.6 présente la succion matricielle en fonction de la distance de séparation entre les particules pour les trois types de sable.

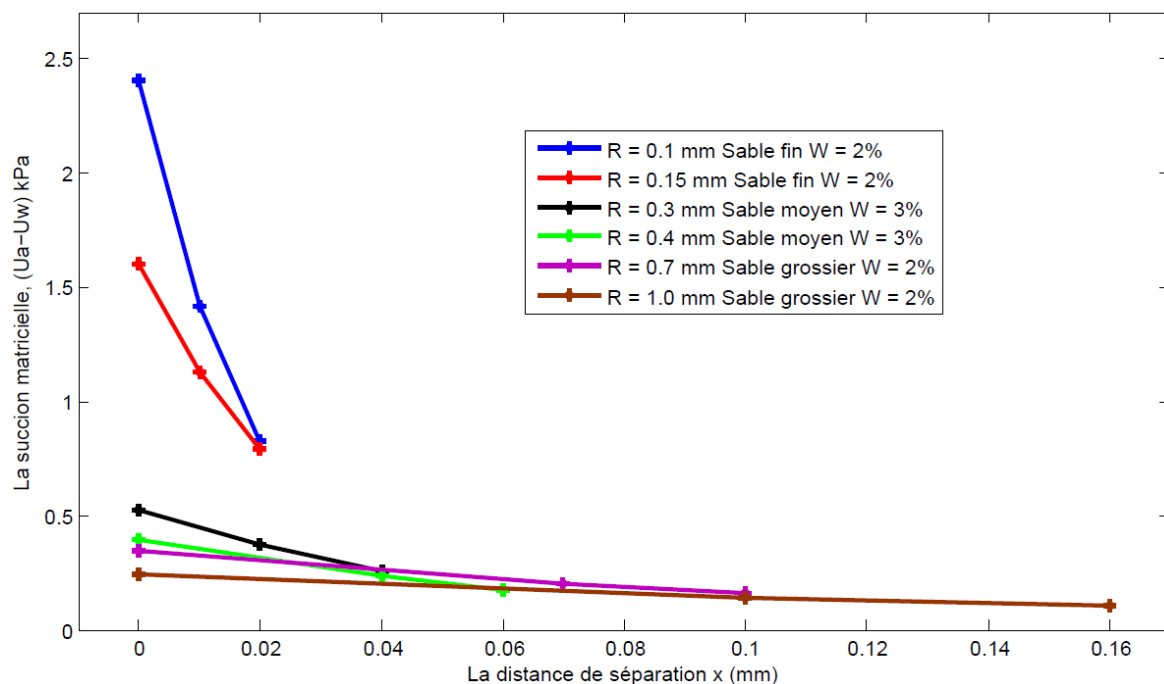
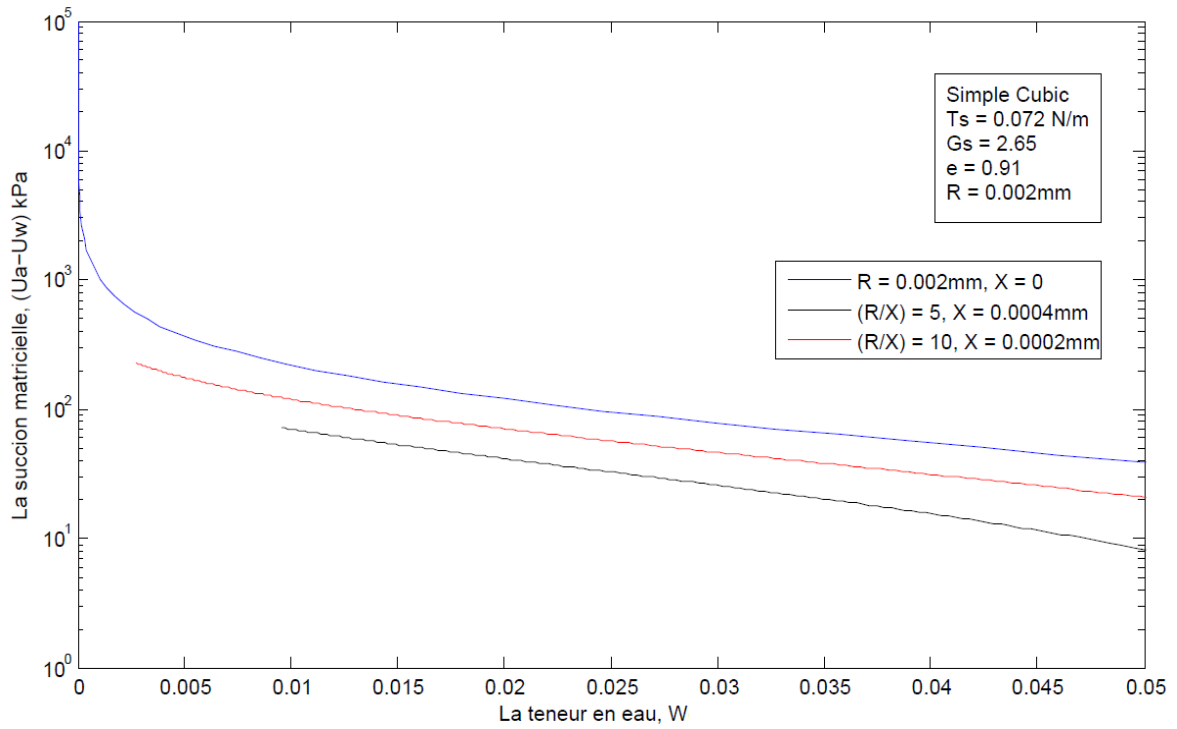


Figure 4.6 : La succion matricielle en fonction de la distance de séparation pour le sable.

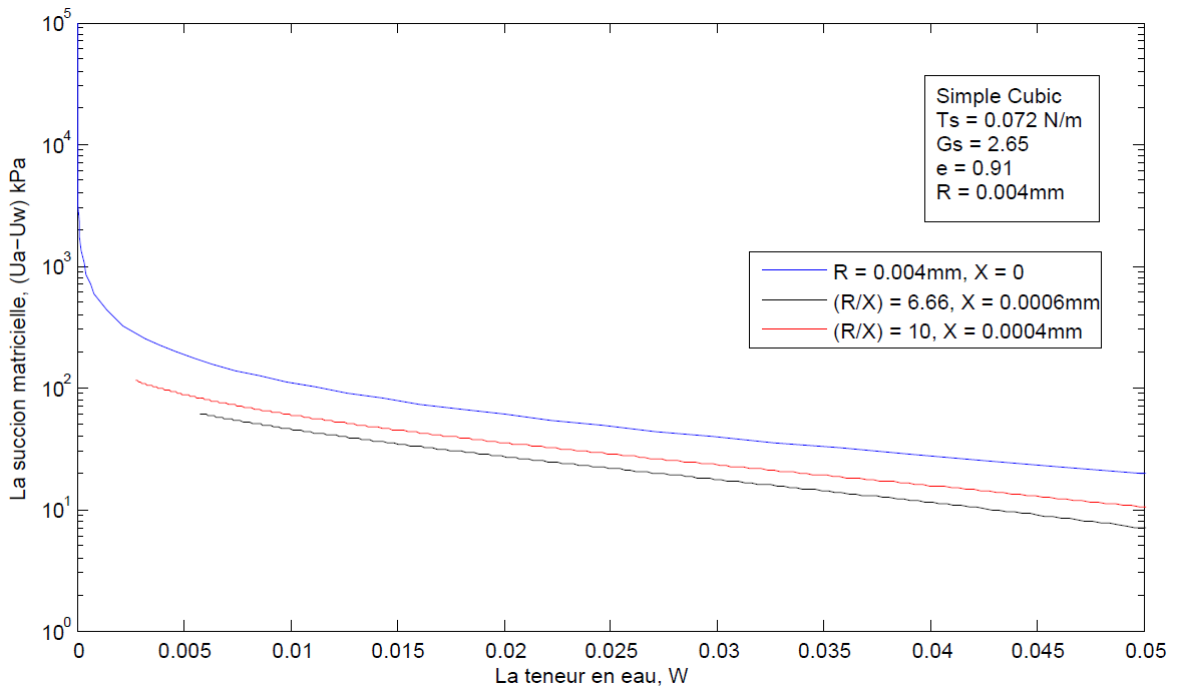
Limon fin ($R = 0.002mm, R = 0.004mm$) :

- $R = 0.002mm$
 - Pour [$x = 0$ et $R = 0.002mm$] : $0 \leq (\theta = \theta_1) \leq 53.13^\circ$.
 - Pour [$x = 0.0002mm$ et $R = 0.002mm$] : $0 \leq \theta_1 \leq 49.458^\circ$.
(La succion commence lorsque $\theta = 18.195^\circ$).
 - Pour [$x = 0.0004mm$ et $R = 0.002mm$] : $0 \leq \theta_1 \leq 45.472^\circ$.
(La succion commence lorsque $\theta = 25.842^\circ$).
- $R = 0.004mm$
 - Pour [$x = 0$ et $R = 0.004mm$] : $0 \leq (\theta = \theta_1) \leq 53.13^\circ$.
 - Pour [$x = 0.0004mm$ et $R = 0.004mm$] : $0 \leq \theta_1 \leq 49.458^\circ$.
(La succion commence lorsque $\theta = 18.195^\circ$).
 - Pour [$x = 0.0006mm$ et $R = 0.004mm$] : $0 \leq \theta_1 \leq 47.545^\circ$.
(La succion commence lorsque $\theta = 22.332^\circ$).

La figure 4.7 présente la courbe caractéristique sol-eau (ou la courbe de rétention) pour un échantillon des grains de limon fin avec l'introduction de la distance de séparation entre les particules.



(a)



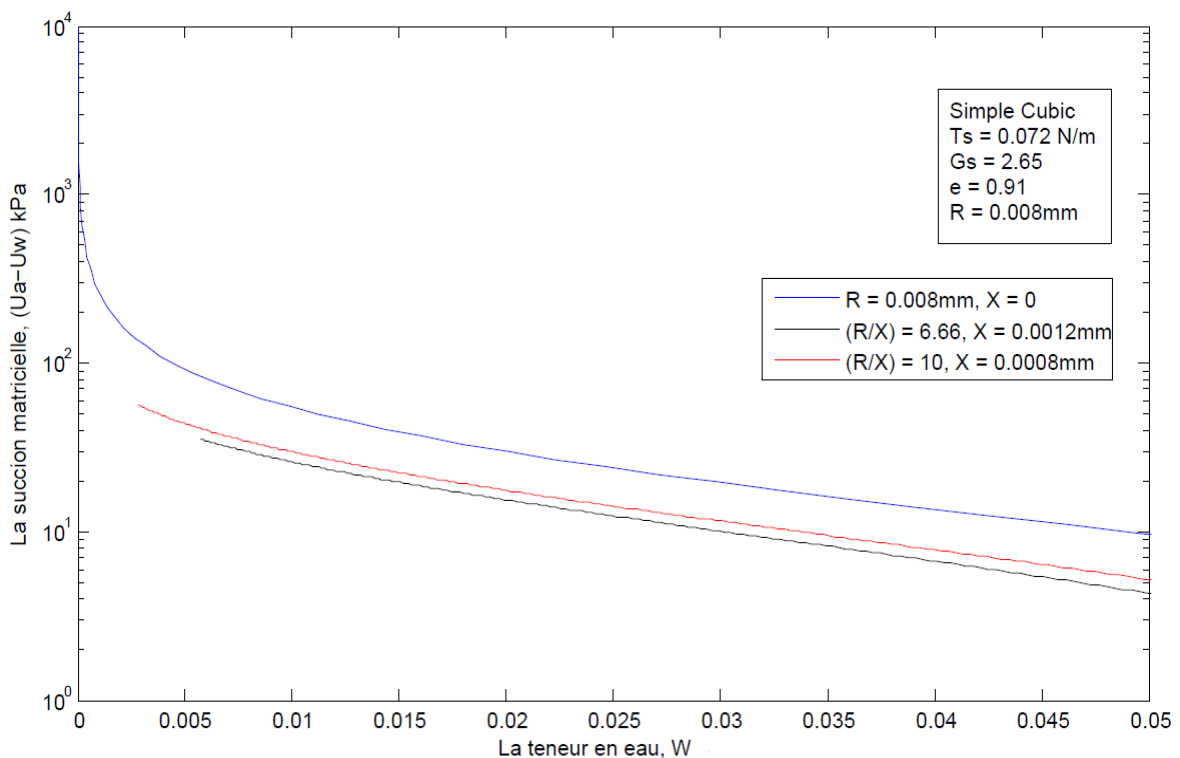
(b)

Figure 4.7 : La succion matricielle $(u_a - u_w)$ en fonction de la teneur en eau w pour un échantillon des grains de limon fin en introduisant le paramètre de distance (x)

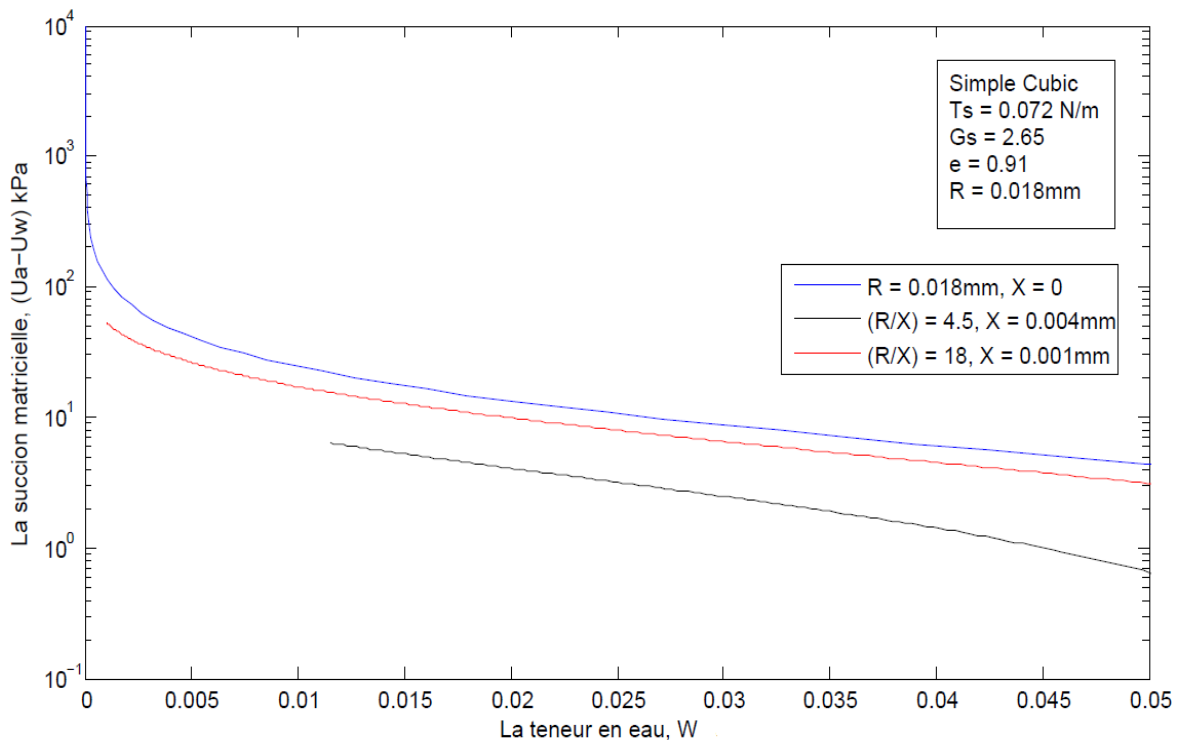
Limon moyen ($R = 0.008mm$, $R = 0.018mm$) :

- $R = 0.008mm$
 - Pour [$x = 0$ et $R = 0.008mm$] : $0 \leq (\theta = \theta_1) \leq 53.13^\circ$.
 - Pour [$x = 0.0008mm$ et $R = 0.008mm$] : $0 \leq \theta_1 \leq 49.458^\circ$.
(La succion commence lorsque $\theta = 18.195^\circ$).
 - Pour [$x = 0.0012mm$ et $R = 0.008mm$] : $0 \leq \theta_1 \leq 47.545^\circ$.
(La succion commence lorsque $\theta = 22.332^\circ$).
- $R = 0.018mm$
 - Pour [$x = 0$ et $R = 0.018mm$] : $0 \leq (\theta = \theta_1) \leq 53.13^\circ$.
 - Pour [$x = 0.001mm$ et $R = 0.018mm$] : $0 \leq \theta_1 \leq 51.113^\circ$.
(La succion commence lorsque $\theta = 13.537^\circ$).
 - Pour [$x = 0.004mm$ et $R = 0.018mm$] : $0 \leq \theta_1 \leq 44.674^\circ$.
(La succion commence lorsque $\theta = 27.267^\circ$).

La figure 4.8 présente la succion matricielle en fonction de la teneur en eau (courbe de rétention) pour un échantillon des grains de limon moyen sous l'effet de la distance de séparation entre les particules.



(a)



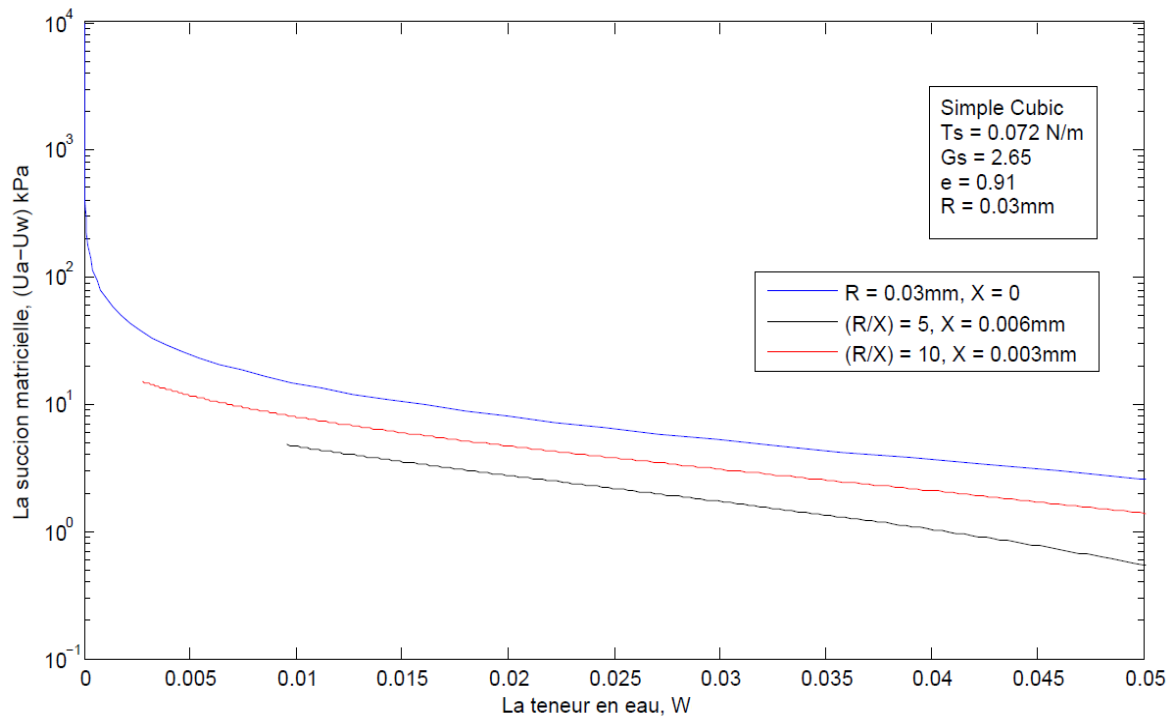
(b)

Figure 4.8 : La succion matricielle ($u_a - u_w$) en fonction de la teneur en eau w pour un échantillon des grains de limon moyen en introduisant le paramètre de distance (x)

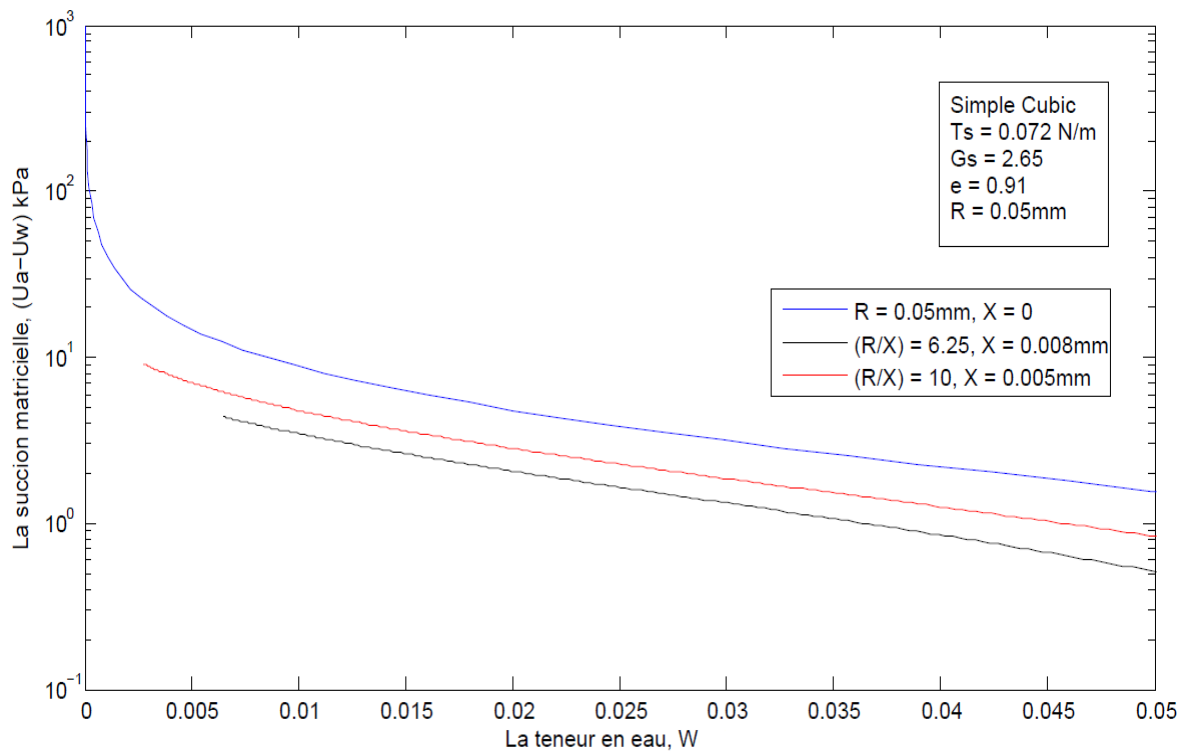
Limon grossier ($R = 0.03mm, R = 0.05mm$) :

- $R = 0.03mm$
 - Pour [$x = 0$ et $R = 0.03mm$] : $0 \leq (\theta = \theta_1) \leq 53.13^\circ$.
 - Pour [$x = 0.003mm$ et $R = 0.03mm$] : $0 \leq \theta_1 \leq 49.458^\circ$.
 - (La succion commence lorsque $\theta = 18.195^\circ$).
 - Pour [$x = 0.006mm$ et $R = 0.03mm$] : $0 \leq \theta_1 \leq 45.472^\circ$.
 - (La succion commence lorsque $\theta = 25.842^\circ$).
- $R = 0.05mm$
 - Pour [$x = 0$ et $R = 0.05mm$] : $0 \leq (\theta = \theta_1) \leq 53.13^\circ$.
 - Pour [$x = 0.005mm$ et $R = 0.05mm$] : $0 \leq \theta_1 \leq 49.458^\circ$.
 - (La succion commence lorsque $\theta = 18.195^\circ$).
 - Pour [$x = 0.008mm$ et $R = 0.05mm$] : $0 \leq \theta_1 \leq 47.156^\circ$.
 - (La succion commence lorsque $\theta = 23.074^\circ$).

La figure 4.9 présente la succion matricielle en fonction de la teneur en eau (courbe de rétention) pour un échantillon des grains de limon grossier avec l'introduction de la distance de séparation entre les particules.



(a)



(b)

Figure 4.9 : La succion matricielle $(u_a - u_w)$ en fonction de la teneur en eau w pour un échantillon des grains de limon grossier en introduisant le paramètre de distance (x)

La figure 4.10 présente la succion matricielle en fonction de la distance de séparation entre les particules pour les trois types de limon.

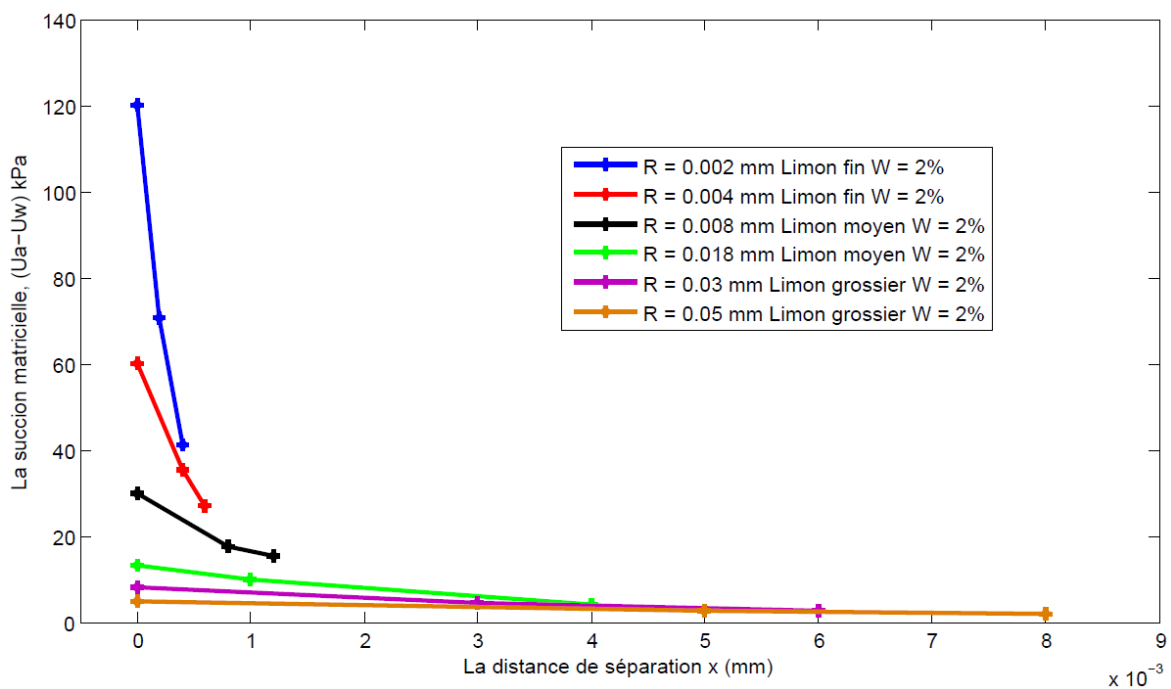


Figure 4.10 : La succion matricielle en fonction de la distance de séparation pour le limon.

Il ressort clairement des figures (4.3, 4.4, 4.5, 4.6, 4.7, 4.8, 4.9, 4.10) que la distance entre les grains affecte la succion matricielle et la teneur en eau.

- Si le rayon des particules diminue la teneur en eau augmente.
- La teneur en eau augmente avec l'augmentation du rapport (R/x).
- Lorsque la valeur de la distance x augmente,
 - L'intervalle de la pression négative de l'eau interstitielle diminue.
 - Pour une teneur en eau constante, la succion diminue.
 - La teneur en eau augmente avant le début de la succion.

Le but de cette simulation est de montrer l'effet de la distance sur la succion matricielle. En réalité, certains grains, dans le sol, ont un contact direct entre eux (la distance entre les grains $x = 0$) tandis que les autres n'ont pas de contact, c'est-à-dire une distance différente de zéro ($x \neq 0$).

IV.3.2 Simulation 02

Dans cette simulation, on applique le présent modèle à des échantillons de sol contenant des grains ayant plusieurs distances de séparation entre eux, et on trace les courbes de la succion matricielle en fonction de la teneur en eau. On a choisi comme échantillons le sable et le limon (fin, moyen et grossier).

Sable fin ($R = 0.1mm$, $R = 0.15mm$) :

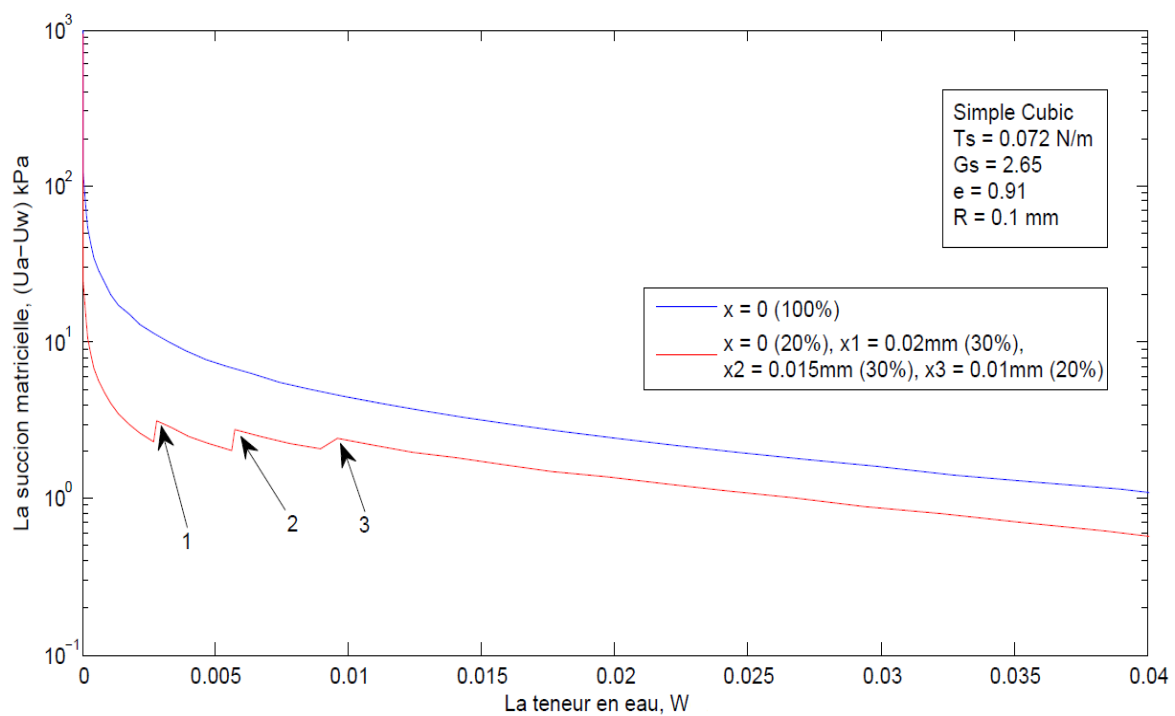
Pour $R = 0.1mm$

20% de grains [$x = 0, R = 0.1mm$], 30% de grains [$x_1 = 0.02mm, R = 0.1mm$], 30% de [$x_2 = 0.015mm, R = 0.1mm$] et 20% de [$x_3 = 0.01mm, R = 0.1mm$].

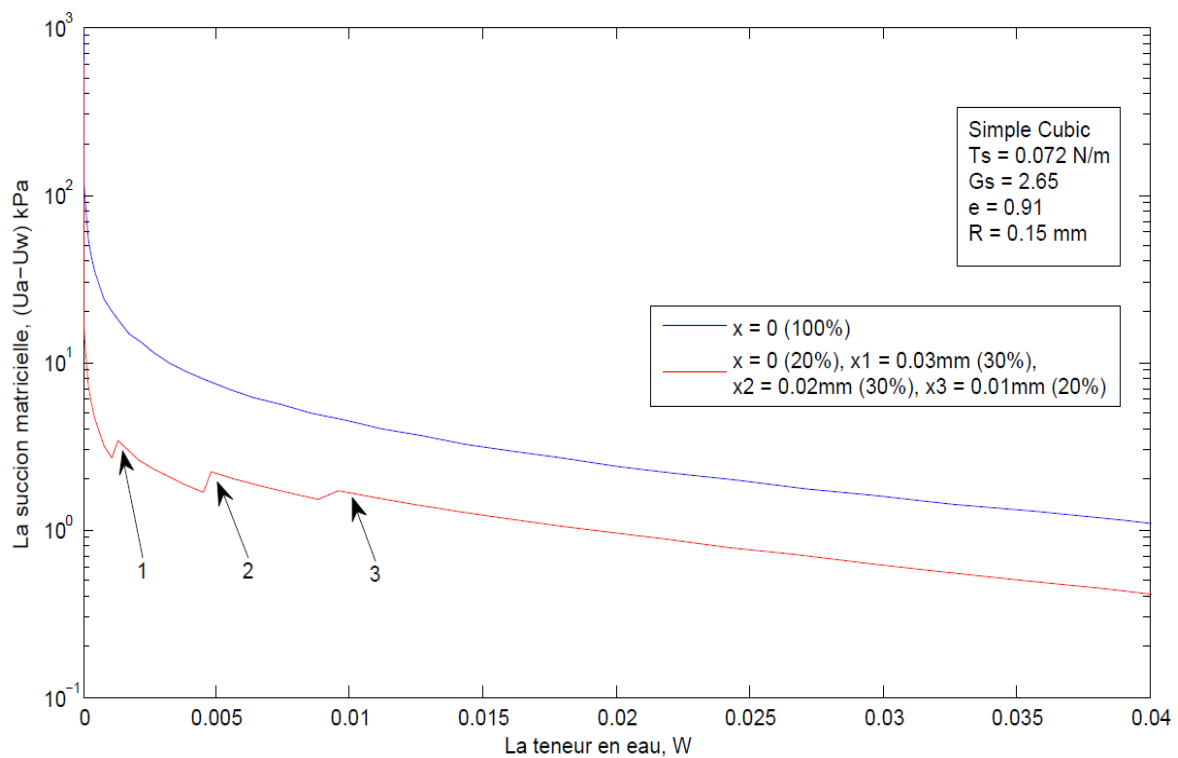
Pour $R = 0.15mm$

20% de grains [$x = 0, R = 0.15mm$], 30% de grains [$x_1 = 0.03mm, R = 0.15mm$], 30% de [$x_2 = 0.02mm, R = 0.15mm$] et 20% de [$x_3 = 0.01mm, R = 0.15mm$].

La figure 4.11 présente la succion matricielle ($u_a - u_w$) en fonction de la teneur en eau w pour deux échantillons des grains de sable fin avec trois distances de séparation entre les particules et leur pourcentage.



(a)



(b)

Figure 4.11 : La succion matricielle ($u_a - u_w$) en fonction de la teneur en eau w pour un échantillon des grains de sable fin.

Sable moyen ($R = 0.3mm, R = 0.4mm$) :

On a choisi deux types de grains pour le sable moyen :

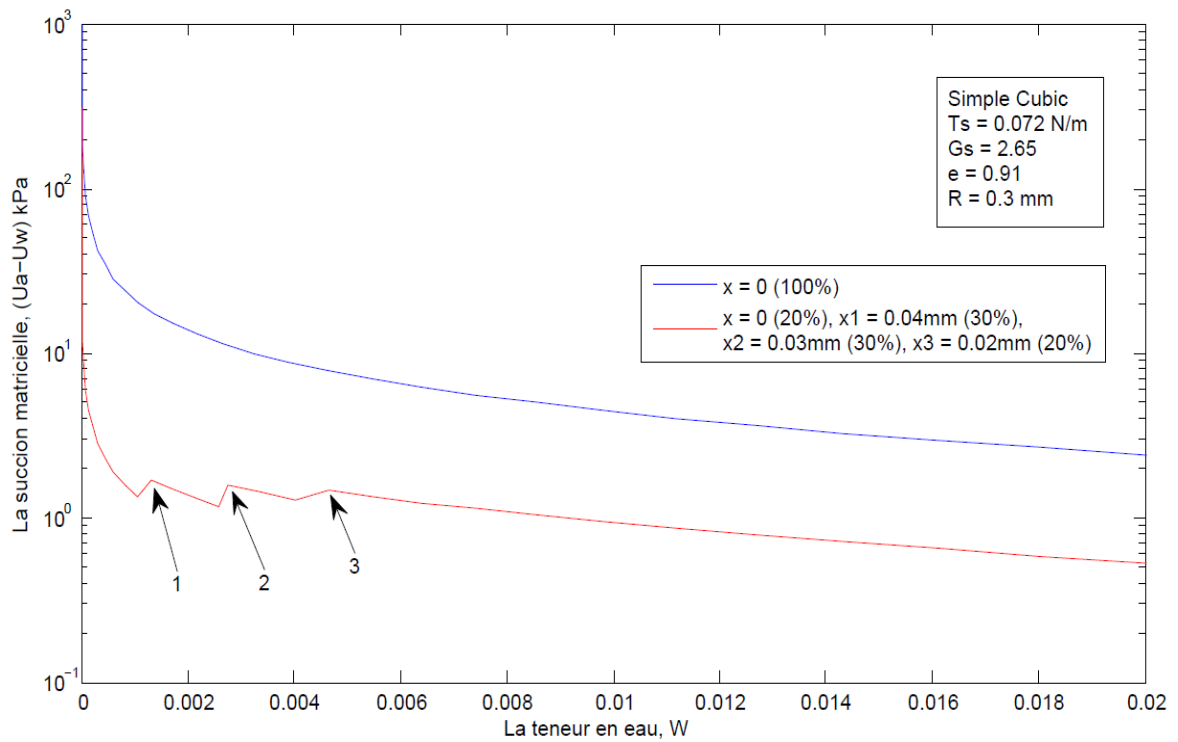
➤ $R = 0.3mm$

20% de grains [$x = 0, R = 0.3mm$], 30% de grains [$x_1 = 0.04mm, R = 0.3mm$], 30% de [$x_2 = 0.03mm, R = 0.3mm$] et 20% de [$x_3 = 0.02mm, R = 0.3mm$].

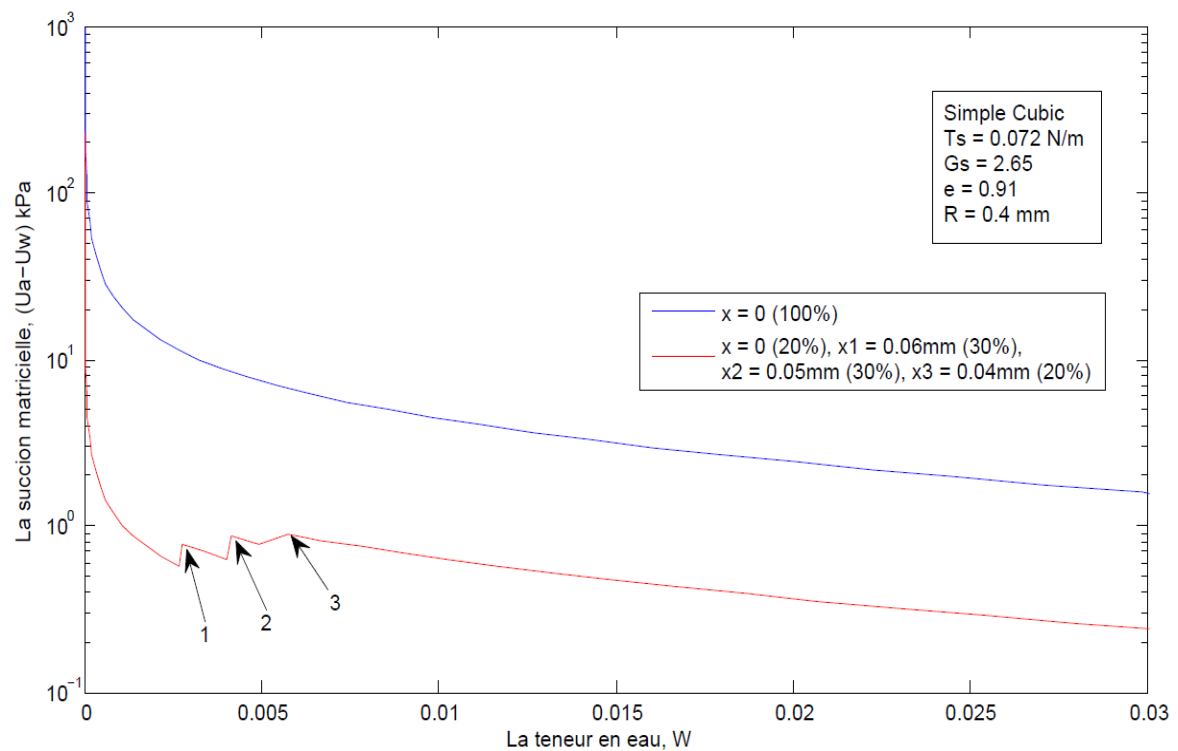
➤ $R = 0.4mm$

20% de grains [$x = 0, R = 0.4mm$], 30% de grains [$x_1 = 0.06mm, R = 0.4mm$], 30% de [$x_2 = 0.05mm, R = 0.4mm$] et 20% de [$x_3 = 0.04mm, R = 0.4mm$].

La figure 4.12 montre la courbe de rétention d'eau pour deux échantillons des grains de sable moyen avec l'introduction de trois distances de séparation et leur pourcentage.



(a)



(b)

Figure 4.12 : La suction matricielle ($u_a - u_w$) en fonction de la teneur en eau w pour un échantillon des grains de sable moyen.

Sable grossier ($R = 0.7mm$, $R = 1.0mm$) :

On a choisi deux types de grains pour le sable grossier :

➤ $R = 0.7mm$

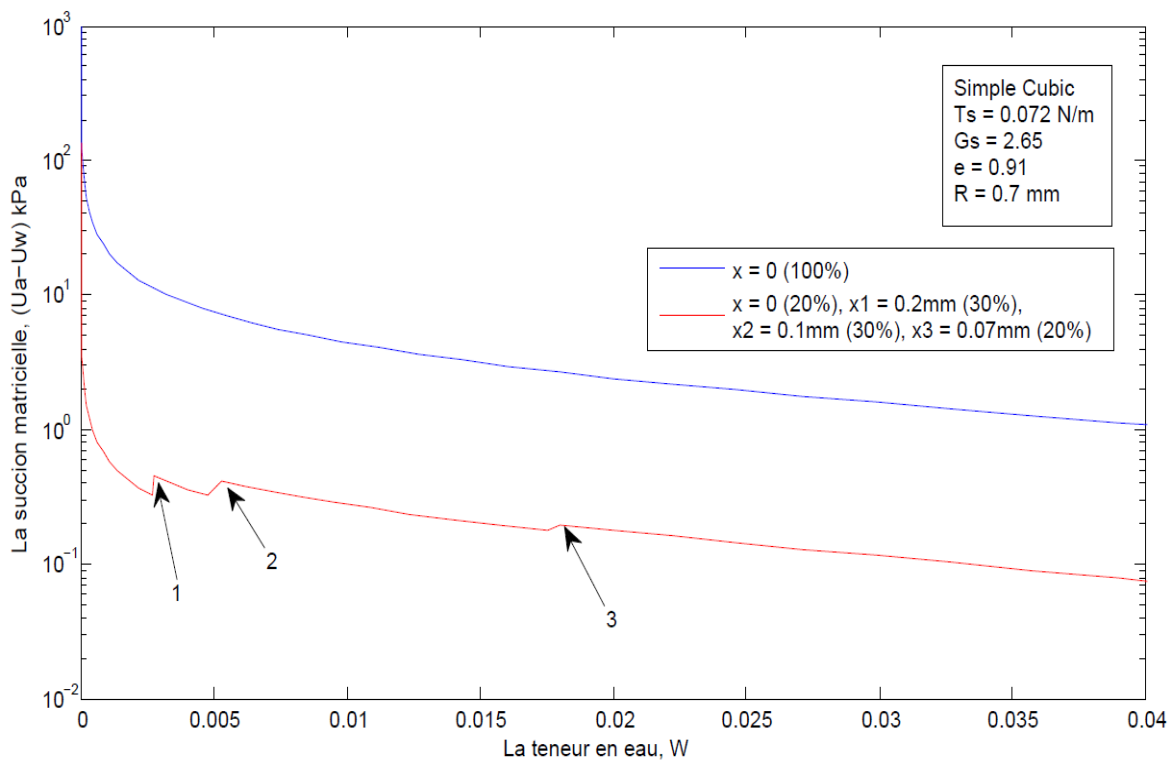
20% de grains [$x = 0, R = 0.7mm$], 30% de grains [$x_1 = 0.2mm, R = 0.7mm$], 30% de [$x_2 = 0.1mm, R = 0.7mm$] et 20% de [$x_3 = 0.07mm, R = 0.7mm$].

➤ $R = 1.0mm$ on a modifié les pourcentages.

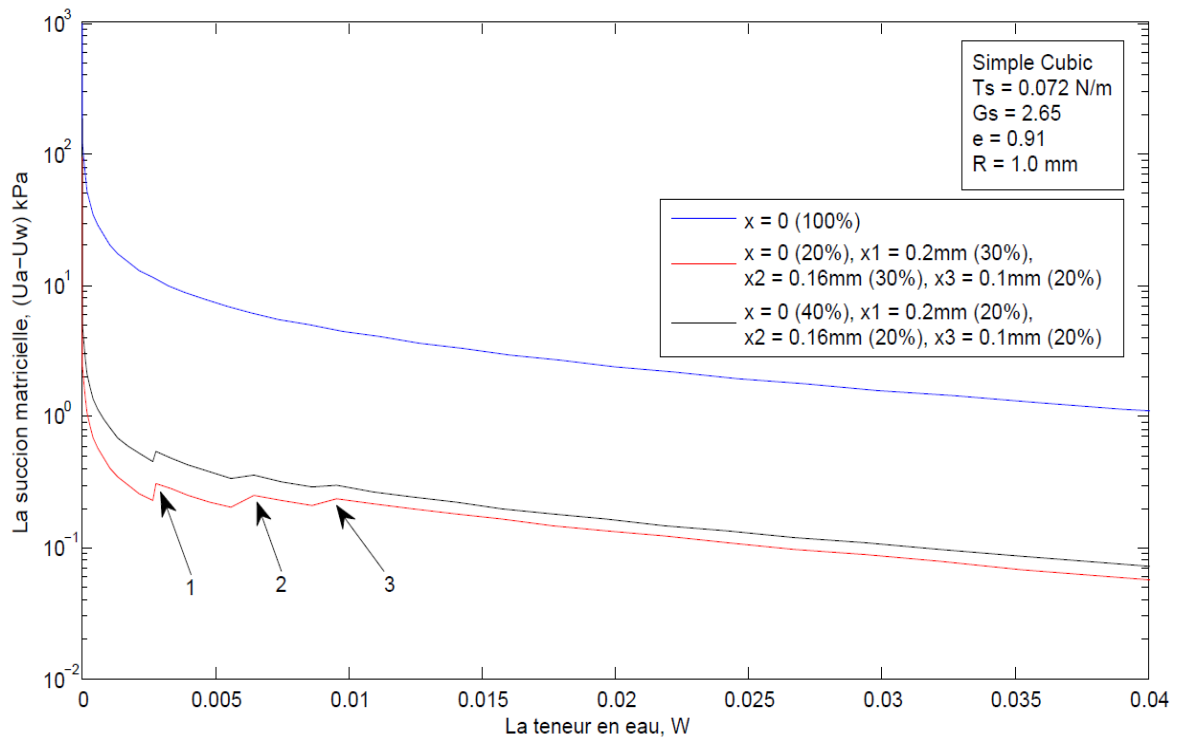
20% de grains [$x = 0, R = 1.0mm$], 30% de grains [$x_1 = 0.2mm, R = 1.0mm$], 30% de [$x_2 = 0.16mm, R = 1.0mm$] et 20% de [$x_3 = 0.1mm, R = 1.0mm$].

40% de grains [$x = 0, R = 1.0mm$], 20% de grains [$x_1 = 0.2mm, R = 1.0mm$], 20% de [$x_2 = 0.16mm, R = 1.0mm$] et 20% de [$x_3 = 0.1mm, R = 1.0mm$].

La figure 4.13 présente la succion matricielle en fonction de la teneur en eau pour deux échantillons des grains de sable grossier avec trois distances de séparation entre les particules et leur pourcentage.



(a)



(b)

Figure 4.13 : La succion matricielle ($u_a - u_w$) en fonction de la teneur en eau w pour un échantillon des grains de sable grossier.

Limon fin ($R = 0.002mm, R = 0.004mm$) :

➤ $R = 0.002mm$

20% de grains [$x = 0, R = 0.002mm$], 30% de grains [$x_1 = 0.0004mm, R = 0.002mm$], 30% de [$x_2 = 0.0003mm, R = 0.002mm$] et 20% de [$x_3 = 0.0002mm, R = 0.002mm$].

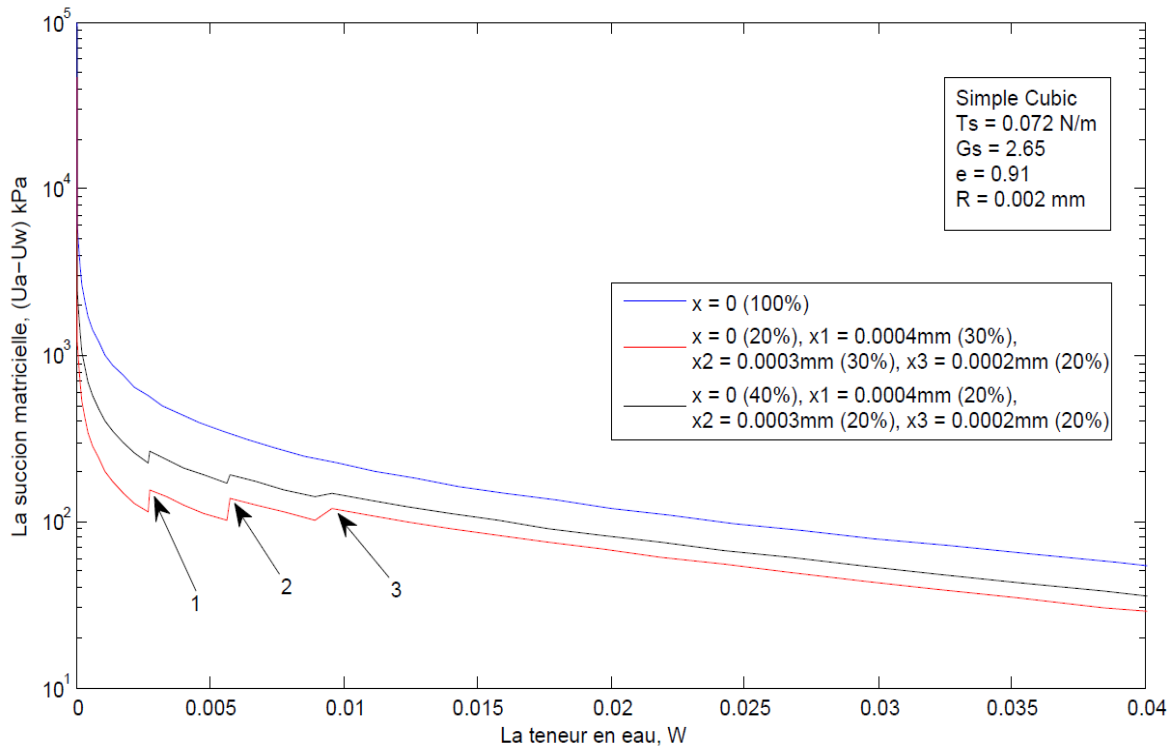
40% de grains [$x = 0, R = 0.002mm$], 20% de grains [$x_1 = 0.0004mm, R = 0.002mm$], 20% de [$x_2 = 0.0003mm, R = 0.002mm$] et 20% de [$x_3 = 0.0002mm, R = 0.002mm$].

➤ $R = 0.004mm$

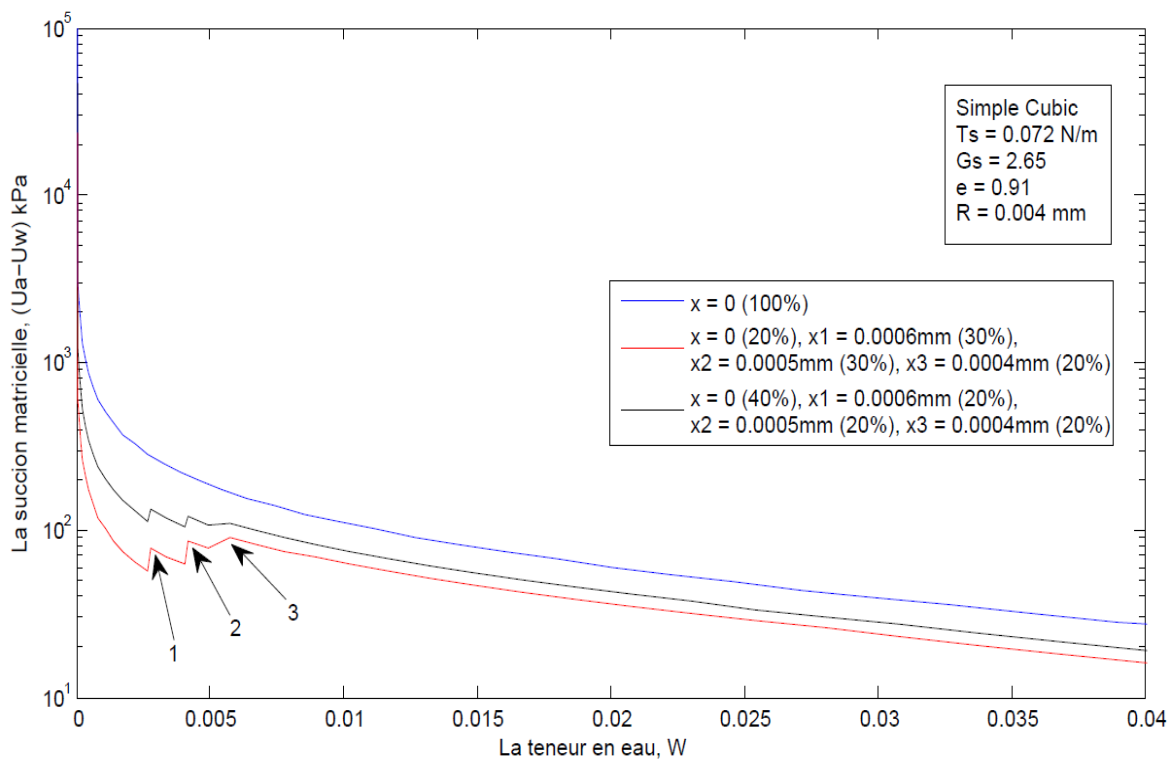
20% de grains [$x = 0, R = 0.004mm$], 30% de grains [$x_1 = 0.0006mm, R = 0.004mm$], 30% de [$x_2 = 0.0005mm, R = 0.004mm$] et 20% de [$x_3 = 0.0004mm, R = 0.004mm$].

40% de grains [$x = 0, R = 0.004mm$], 20% de grains [$x_1 = 0.0006mm, R = 0.004mm$], 20% de [$x_2 = 0.0005mm, R = 0.004mm$] et 20% de [$x_3 = 0.0004mm, R = 0.004mm$].

La figure 4.14 montre la succion matricielle en fonction de la teneur en eau pour deux échantillons des grains de limon fin avec l'introduction de trois distances de séparation entre les particules et leur pourcentage.



(a)



(b)

Figure 4.14 : La succion matricielle ($u_a - u_w$) en fonction de la teneur en eau w pour un échantillon des grains de limon fin.

Limon moyen ($R = 0.008mm, R = 0.018mm$) :

➤ $R = 0.008mm$

20% de grains [$x = 0, R = 0.008mm$], 30% de grains [$x_1 = 0.0016mm, R = 0.008mm$],
30% de [$x_2 = 0.0012mm, R = 0.008mm$] et 20% de [$x_3 = 0.0008mm, R = 0.008mm$].

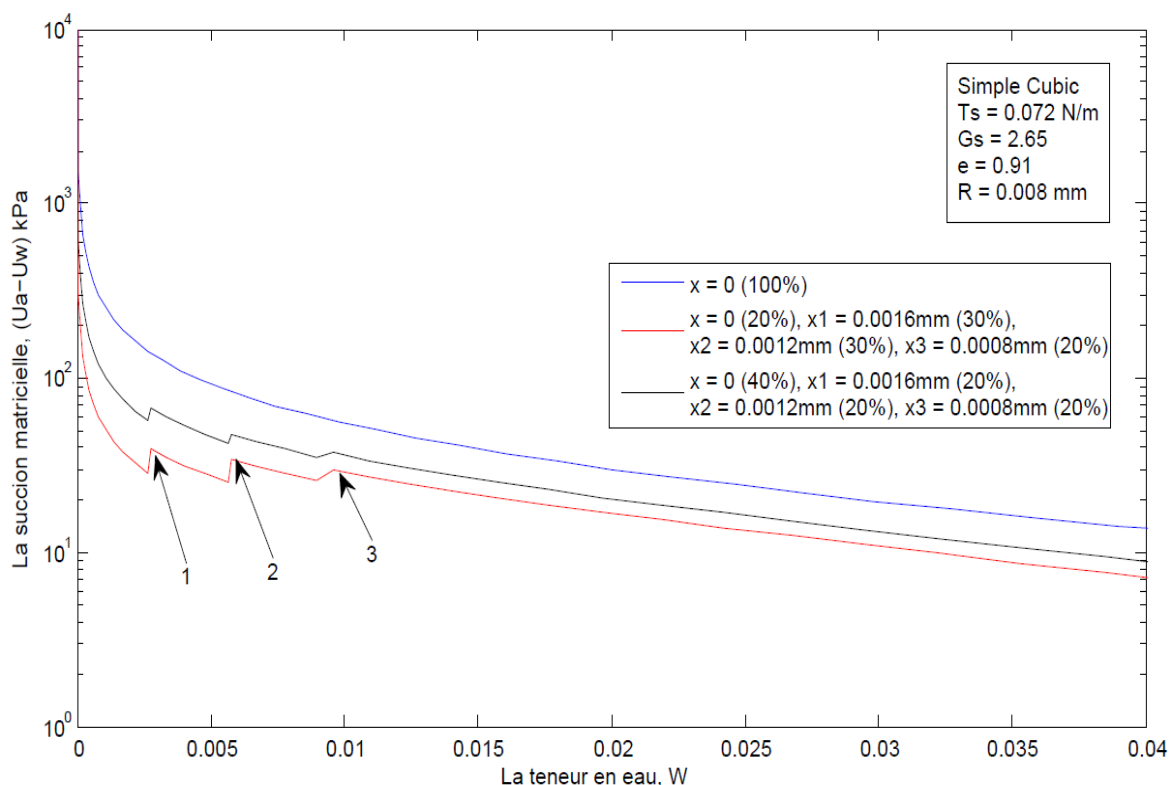
40% de grains [$x = 0, R = 0.008mm$], 20% de grains [$x_1 = 0.0016mm, R = 0.008mm$],
20% de [$x_2 = 0.0012mm, R = 0.008mm$] et 20% de [$x_3 = 0.0008mm, R = 0.008mm$].

➤ $R = 0.018mm$

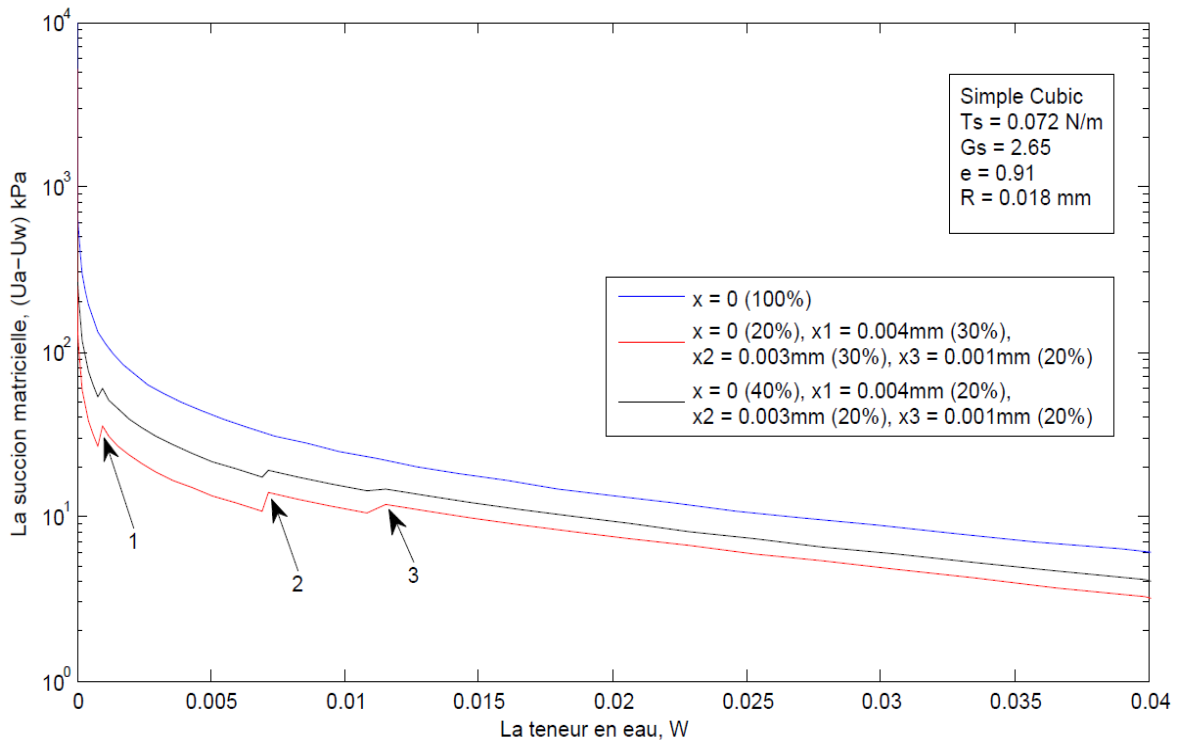
20% de grains [$x = 0, R = 0.018mm$], 30% de grains [$x_1 = 0.004mm, R = 0.018mm$],
30% de [$x_2 = 0.003mm, R = 0.018mm$] et 20% de [$x_3 = 0.001mm, R = 0.018mm$].

40% de grains [$x = 0, R = 0.018mm$], 20% de grains [$x_1 = 0.004mm, R = 0.018mm$],
20% de [$x_2 = 0.003mm, R = 0.018mm$] et 20% de [$x_3 = 0.001mm, R = 0.018mm$].

La figure 4.15 présente la succion matricielle en fonction de la teneur en eau pour deux échantillons des grains de limon moyen avec trois distances de séparation entre les particules et leur pourcentage.



(a)



(b)

Figure 4.15 : La succion matricielle ($u_a - u_w$) en fonction de la teneur en eau w pour un échantillon des grains de limon moyen.

Limon grossier ($R = 0.03mm, R = 0.05mm$) :

➤ $R = 0.03mm$

20% de grains [$x = 0, R = 0.03mm$], 30% de grains [$x_1 = 0.006mm, R = 0.03mm$], 30% de [$x_2 = 0.005mm, R = 0.03mm$] et 20% de [$x_3 = 0.003mm, R = 0.03mm$].

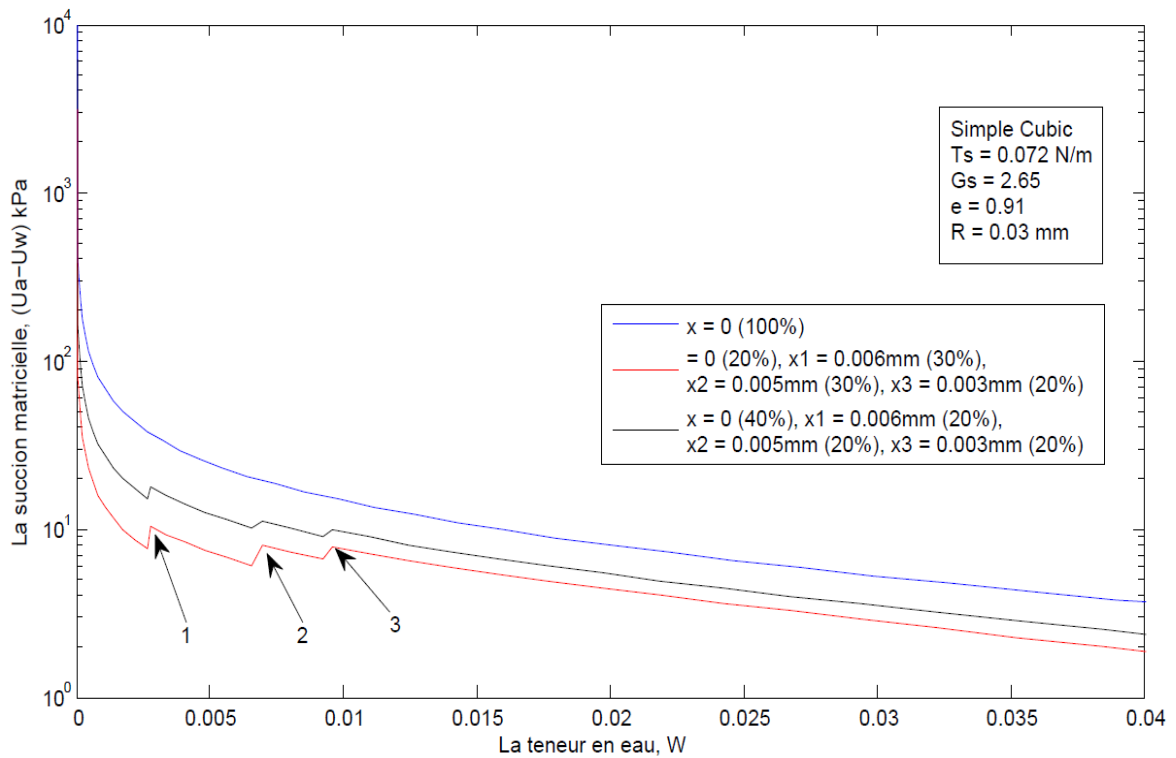
40% de grains [$x = 0, R = 0.03mm$], 20% de grains [$x_1 = 0.006mm, R = 0.03mm$], 20% de [$x_2 = 0.005mm, R = 0.03mm$] et 20% de [$x_3 = 0.003mm, R = 0.03mm$].

➤ $R = 0.05mm$

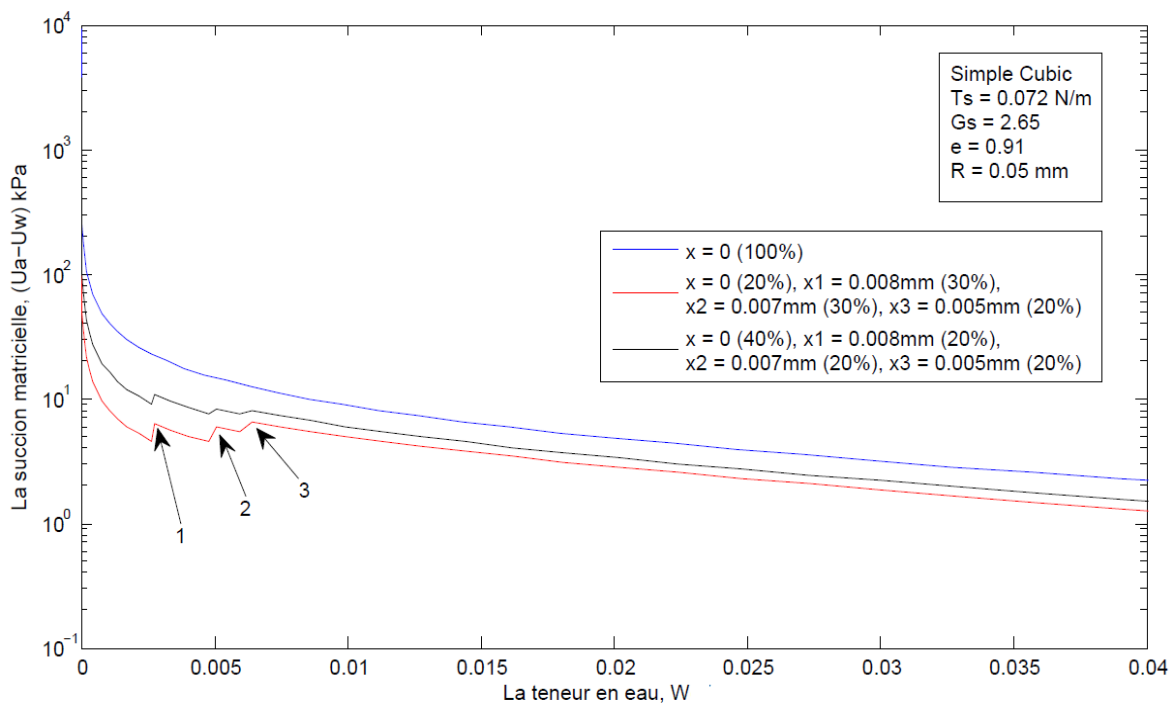
20% de grains [$x = 0, R = 0.05mm$], 30% de grains [$x_1 = 0.008mm, R = 0.05mm$], 30% de [$x_2 = 0.007mm, R = 0.05mm$] et 20% de [$x_3 = 0.005mm, R = 0.05mm$].

40% de grains [$x = 0, R = 0.05mm$], 20% de grains [$x_1 = 0.008mm, R = 0.05mm$], 20% de [$x_2 = 0.007mm, R = 0.05mm$] et 20% de [$x_3 = 0.005mm, R = 0.05mm$].

La figure 4.16 présente la succion matricielle en fonction de la teneur en eau pour deux échantillons des grains de limon grossier avec trois distances de séparation entre les particules et leur pourcentage.



(a)



(b)

Figure 4.16 : La suction matricielle $(u_a - u_w)$ en fonction de la teneur en eau w pour un échantillon des grains de limon grossier.

Les figures (4.11) jusqu'à (4.16) montrent les effets de la taille des particules. Les résultats montrent que la succion matricielle peut varier de quelques dizaines de Pa pour le sable à plusieurs centaines de Pa pour le limon. Ces résultats illustrent l'effet important de la taille des particules sur la courbe SWR.

On peut remarquer aussi, que la courbe de succion matricielle contient des points d'augmentation :

- Le premier point marque le début de la succion dans les grains pour lesquels la distance de séparation x entre eux est la plus petite.
- Le dernier point marque le début de la succion dans les grains pour lesquels la distance de séparation x entre eux est la plus grande.

On peut expliquer ces augmentations par l'angle de remplissage θ , car pour chaque distance x , il existe un intervalle pour θ qui indique le début et la fin de la succion matricielle. Par conséquent, la succion commence dans les grains qui ont la plus petite distance de séparation entre eux.

Les figures. (4.14, 4.15, 4.16) indiquent également que :

- La courbe de succion matricielle diminue lorsque la distance de séparation x augmente.
- La courbe de succion matricielle diminue lorsque le pourcentage de particules sans contact (c'est-à-dire $x \neq 0$) augmente.

IV.3.3 Simulation 03

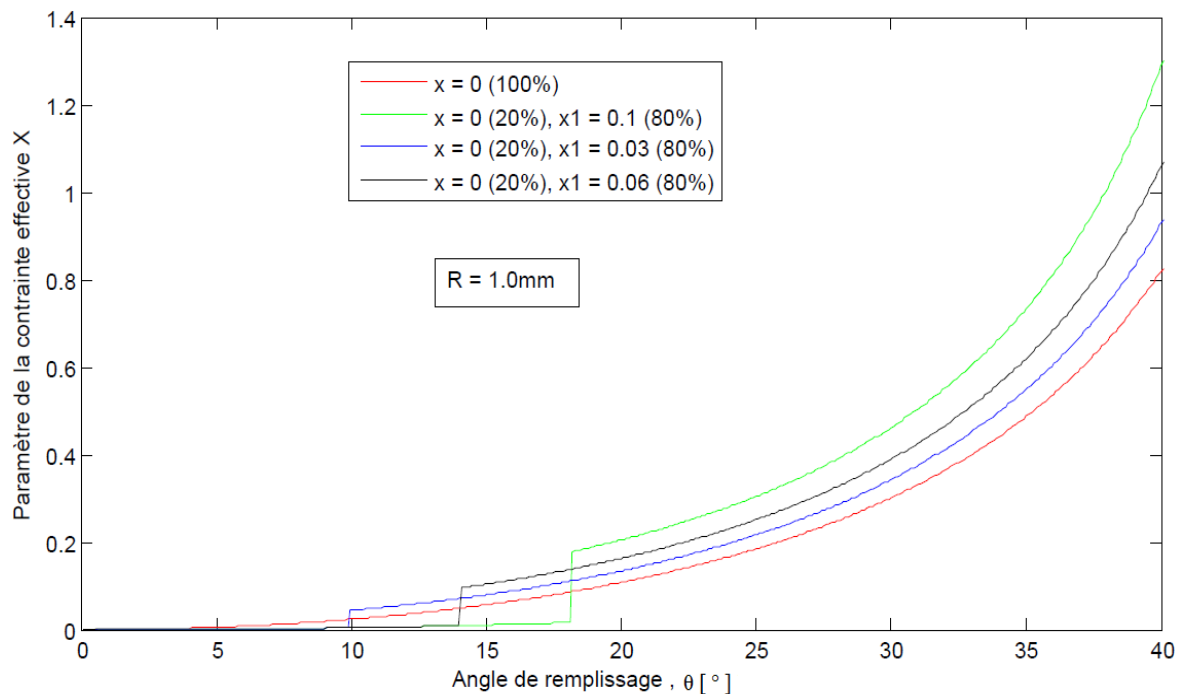
L'objectif principal de cette simulation est d'étudier la relation entre le paramètre de contrainte effective χ et l'angle de remplissage θ sous l'effet de la distance de séparation x .

Dans cette simulation, on a effectué trois tests.

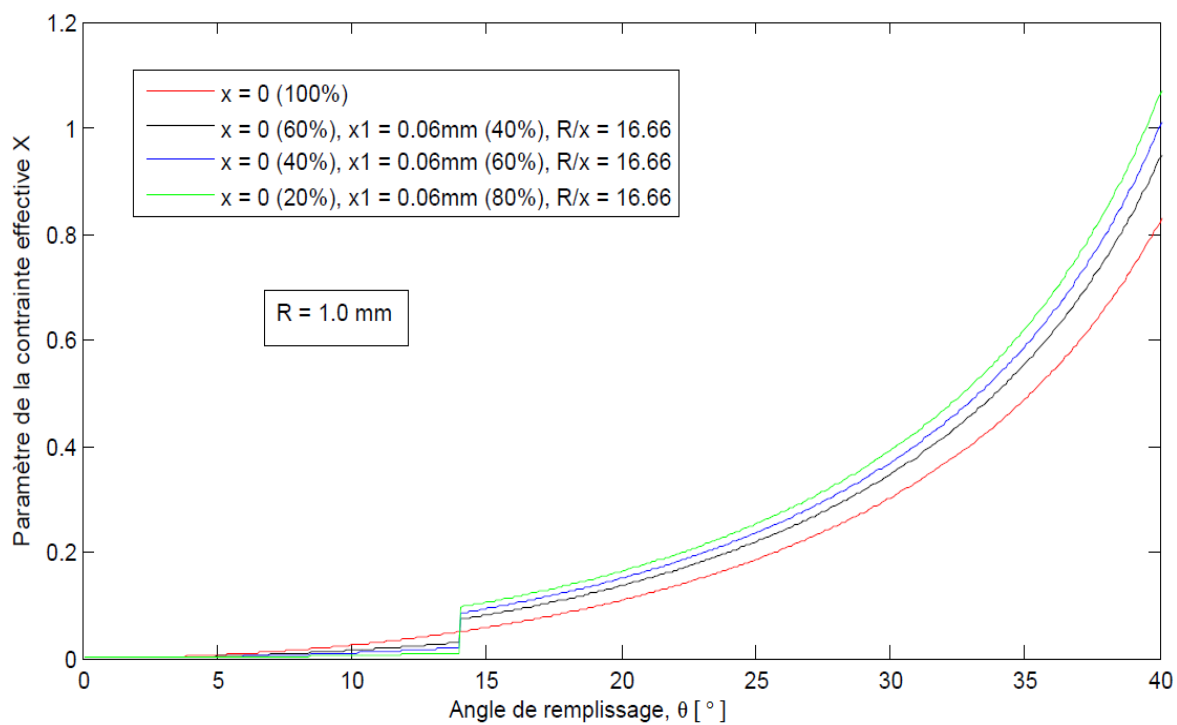
Dans le premier test (Fig. 17a), on a fixé le pourcentage de grains et on a augmenté la distance de séparation x (trois fois) pour voir l'évolution du paramètre de contrainte effective χ en fonction de l'angle de remplissage θ .

Dans le second test (Fig. 17b), on a fixé la distance x et augmenté le pourcentage de grains pour voir l'influence du pourcentage sur le paramètre de la contrainte effective χ .

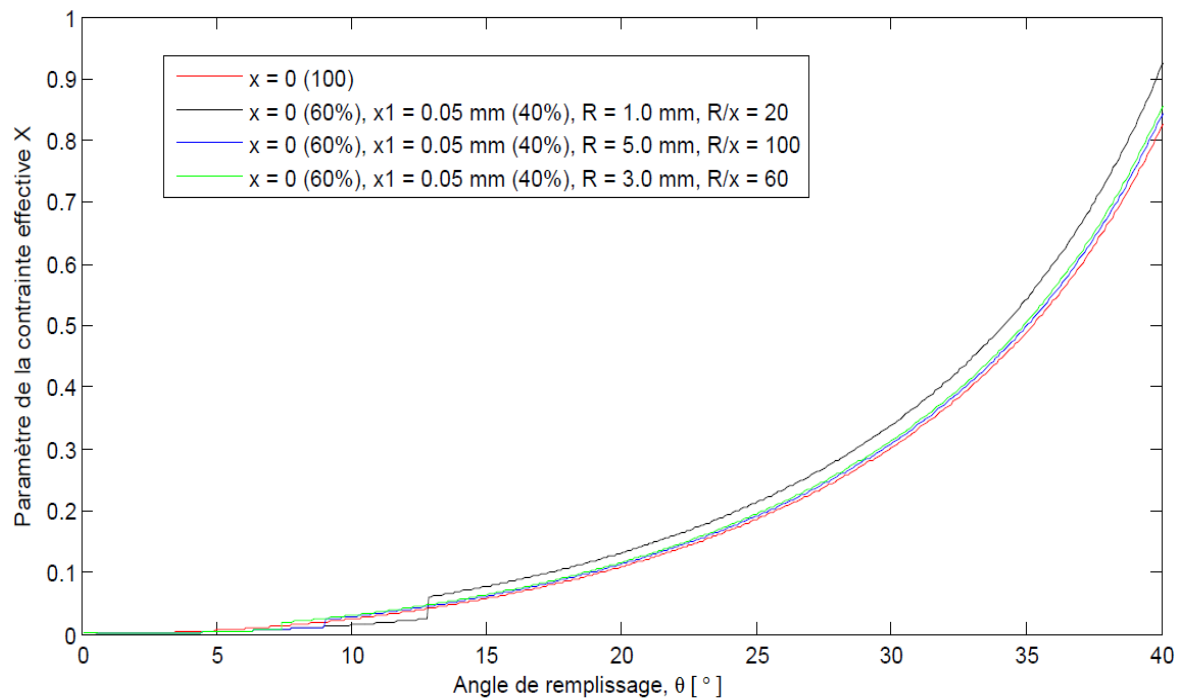
Enfin, dans le troisième essai (Fig. 17c), on a fixé le pourcentage et la distance de séparation x et nous avons augmenté le diamètre des grains, c'est-à-dire augmenté le rapport (R/x), pour illustrer l'influence de ce rapport sur le paramètre de la contrainte effective χ .



(a)



(b)



(c)

Figure 4.17 : Relation entre l'angle de remplissage θ , la distance de séparation et le paramètre de la contrainte effective χ pour les particules sphériques dans un ordre de remplissage cubique simple.

Des trois parties de la figure. 4.17, on note :

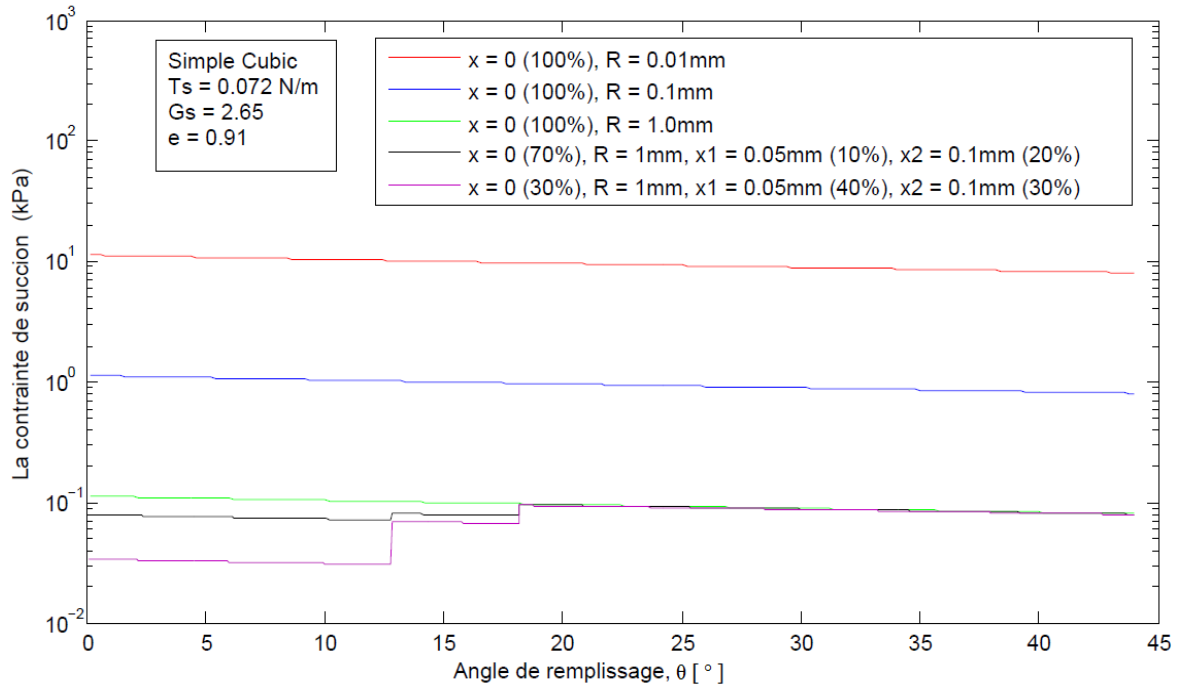
- La figure (4.17a) montre que le paramètre de contrainte effective χ augmente lorsque la distance de séparation x augmente.
- La figure (4.17b) montre que le paramètre de contrainte effective χ augmente lorsque le pourcentage de particules sans contact (c'est-à-dire $x \neq 0$) augmente.
- La figure (4.17c) indique que le paramètre de contrainte effective χ augmente lorsque le rapport (R/x) diminue.

IV.3.4 Simulation 04

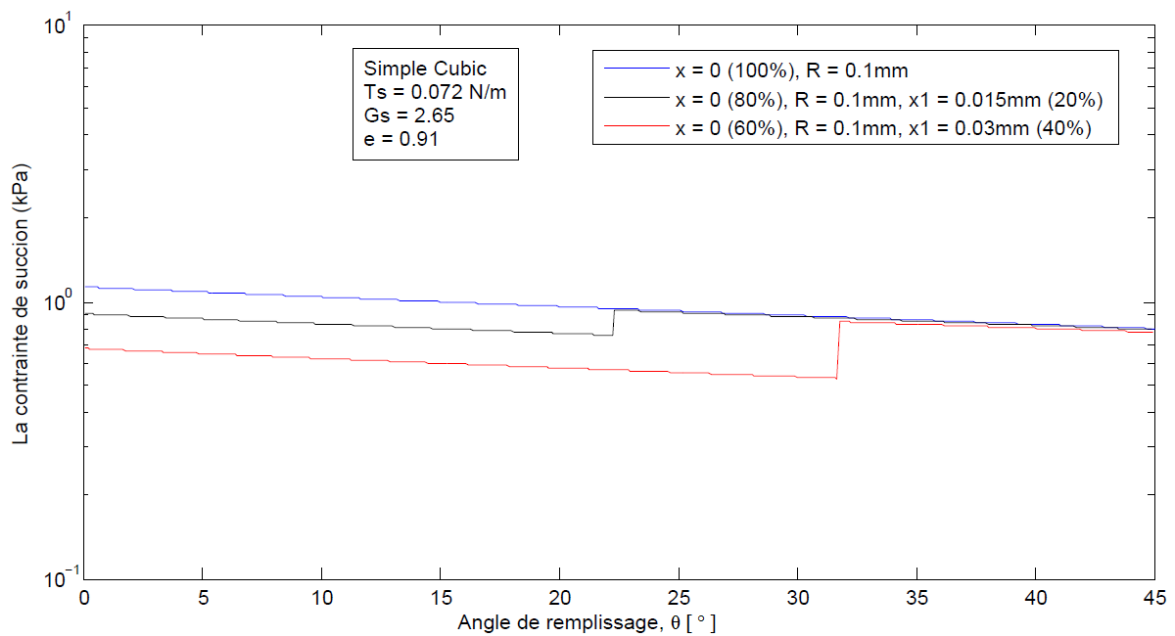
Dans cette simulation, on a réalisé deux expériences. Dans la première, on a utilisé un échantillon contenant des particules avec deux distances de séparation (x_1 et x_2), tandis que dans la seconde expérience, on a utilisé un échantillon avec une seule distance de séparation (x_1). Dans les deux expériences, on a modifié le pourcentage de particules pour illustrer l'évolution de la contrainte de succion en fonction de l'angle de remplissage θ .

La figure (4.18a) illustre les résultats obtenus au cours de la première expérience. Dans cette

expérience, on a d'abord effectué des tests avec un échantillon dans lequel le contact est direct entre les grains ($x = 0$) avec trois valeurs de R (0.01, 0.1, et 1mm). Ensuite, on a effectué deux tests avec des pourcentages différents.



(a)



(b)

Figure 4.18 : L'influence de la distance de séparation sur la contrainte de succion.

A partir de la figure. (4.18a), nous notons :

- La contrainte de succion diminue jusqu'au cas des particules avec une distance de séparation : $x_1 = 0.05\text{mm}$ et $x_2 = 0.1\text{mm}$ où elle augmente.
- La contrainte de succion augmente à mesure que la succion matricielle augmente.

La figure (4.18b) montre les résultats obtenus au cours de la deuxième expérience. La diminution de la contrainte de succion peut s'expliquer par l'augmentation de la distance de séparation des particules (c'est-à-dire la diminution du pourcentage de particules en contact direct).

IV.3.5 Simulation 05

Dans cette simulation, nous avons appliqué la théorie de Rumpf pour prédire la résistance à la traction à l'aide de notre modèle et la comparée au modèle de Pierrat, Caram et aux données expérimentales (F-75 Ottawa).

F-75 Ottawa :

F-75 Ottawa est un matériau granulaire de silice obtenu à partir de la silice Ottawa. Le matériau est un matériau de quartz naturel à grain fin de gradation uniforme avec une granulométrie moyenne de 0,22 mm (Fig. 4.19). On a deux catégories de mélanges de matériaux F-75 Ottawa pour les comparés avec notre modèle (F-75-C, F-75-F).

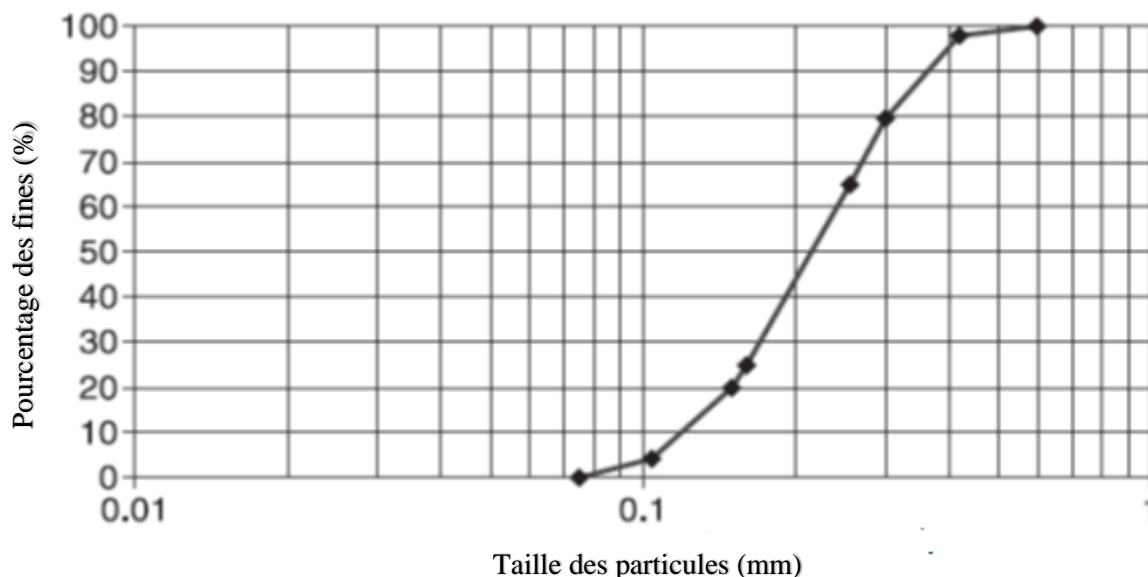


Figure 4.19 : Courbe de distribution granulométrique pour le sol granulaire F-75 Ottawa.

Le tableau 4.1 montre les résultats des expériences réalisées sur le sol granulaire F-75 Ottawa par Kim et Stein en 2002, le tableau contient les valeurs de la teneur en eau et le degré de saturation pour un sol granulaire lâche, moyen et dense.

Tableau 4.1 : La teneur en eau et le degré de saturation du sol granulaire F-75 Ottawa (d'après Kim et Stein 2002)

Test	w(%)	S(%)	D _r (%)	σ _t (Pa)	Test	w(%)	S(%)	D _r (%)	σ _t (Pa)
(a) Sol granulaire F-75-C					(b) Sol granulaire F-75-F				
Lâche 1	0.46	1.73	32	409.68	Lâche 1	0.47	1.76	30	425.51
Lâche 2	1.01	3.77	30	580.67	Lâche 2	1.02	3.79	29	608.71
Lâche 3	1.07	3.96	28	586.11	Lâche 3	2.05	7.56	27	811.37
Lâche 4	2.13	7.85	27	704.93	Lâche 4	2.00	7.41	28	744.02
Lâche 5	4.04	14.83	26	873.35	Lâche 5	4.03	14.99	29	951.11
Lâche 6	4.02	14.89	28	850.64	Lâche 6	4.06	15.03	28	914.59
Moyen 1	0.46	1.91	52	473.35	Moyen 1	0.46	1.91	52	460.17
Moyen 2	1.01	4.17	51	623.86	Moyen 2	0.99	4.08	51	681.96
Moyen 3	2.05	8.37	49	886.48	Moyen 3	1.00	4.15	52	697.69
Moyen 4	2.08	8.46	48	856.53	Moyen 4	2.06	8.54	52	994.31
Moyen 5	4.11	17.04	52	1073.41	Moyen 5	4.02	16.50	50	1169.23
Dense 1	0.47	2.15	71	498.52	Dense 1	0.41	1.89	72	524.13
Dense 2	1.02	4.70	72	730.45	Dense 2	1.01	4.58	69	823.28
Dense 3	1.04	4.74	70	732.94	Dense 3	2.03	9.16	70	1065.36
Dense 4	2.05	9.24	68	981.97	Dense 4	2.03	9.25	70	1050.99
Dense 5	3.89	17.53	68	1164.45	Dense 5	4.00	18.12	69	1346.73

La figure 4.20 présente la relation entre la résistance à la traction et le degré de saturation avec une comparaison entre le présent modèle et le modèle de Pierrat, Caram et les données expérimentales d'un sol granulaire moyen (F-75 Ottawa).

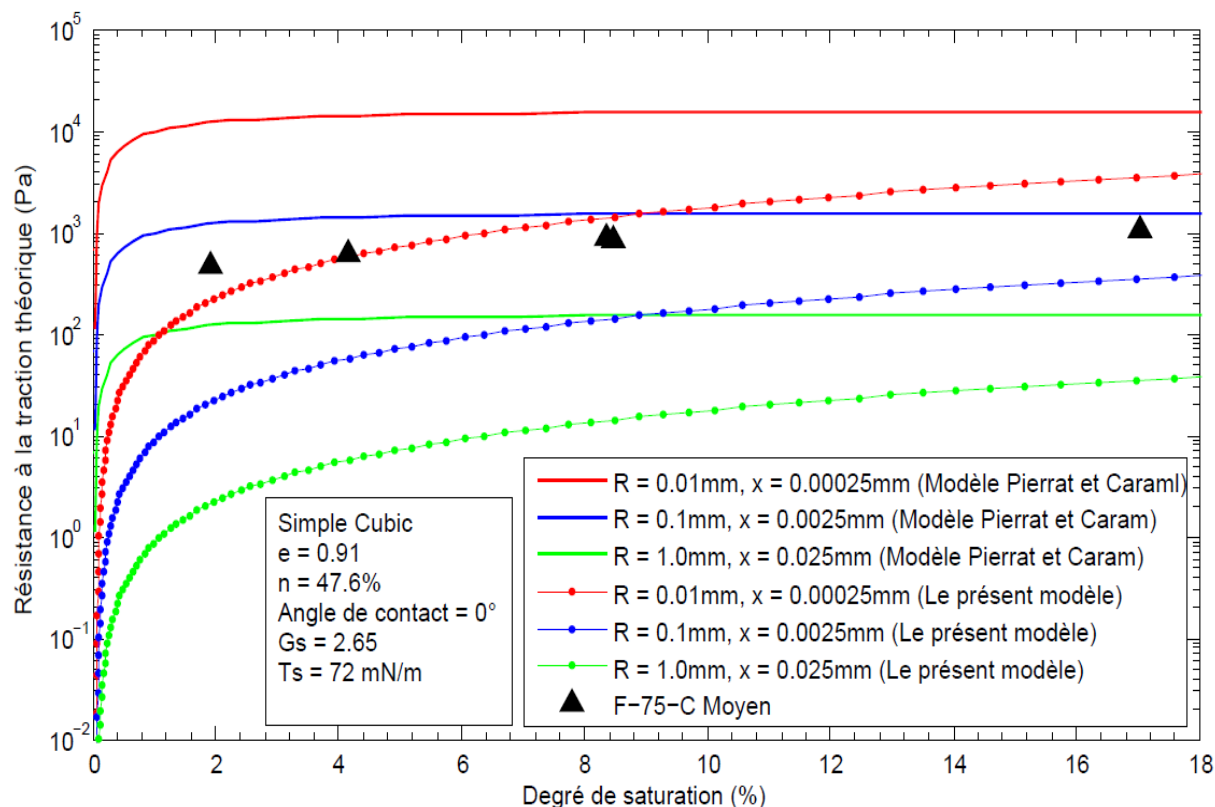


Figure 4.20 : Comparaison entre la résistance à la traction prédite et le modèle de Pierrat, Caram et les données expérimentales.

La figure 4.20 montre, premièrement, la comparaison entre la résistance à la traction prédite et le modèle de Pierrat, Caram, et les données expérimentales utilisant la théorie de Rumpf. Deuxièmement, l'effet de la taille des particules (varie de $R = 0.01$ mm à $R = 1$ mm) sur l'ordre de remplissage cubique simple et l'influence de la distance de séparation entre les particules sur la résistance à la traction.

La résistance à la traction observée augmente progressivement avec l'augmentation des niveaux de saturation dans le modèle de Pierrat et Caram. Cependant, la résistance à la traction prédite pour ($x = 0.025$) croît rapidement à de faibles niveaux de saturation et atteint un plateau à des niveaux de saturation supérieurs à 2,648 % (résistance à la traction = 130,1 Pa).

Aux faibles niveaux de saturation, le modèle de Pierrat et Caram est considéré comme surprédictif et ne reproduit pas le modèle de données. La courbe ne correspond pas aux données des autres distances de séparation ($x = 0.00025$, $x = 0.0025$). La courbe de résistance

à la traction continue d'illustrer une augmentation rapide à des niveaux de saturation inférieurs.

Selon le présent modèle, on a utilisé les mêmes distances de séparation. On observe que les niveaux de saturation augmentent lorsque la résistance à la traction prédite augmente. On a vu que la courbe s'abaisse particulièrement aux faibles niveaux de saturation, ce qui la rapproche de la tendance expérimentale (c'est-à-dire que notre modèle se comporte de manière non linéaire) ; cependant, à des niveaux de saturation plus élevés, la résistance à la traction continue à augmenter avec des faibles pourcentages. Ainsi, on peut conclure que ce modèle est cohérent avec les données expérimentales.

À partir de la figure 4.20, on peut également voir que dans le présent modèle lorsque la distance de séparation des particules augmente, les courbes diminuent (c'est-à-dire la résistance à la traction diminue). Par conséquent, à chaque augmentation de la distance de séparation, le sol deviendra plus faible et plus lâche.

IV.4 Conclusion :

Le comportement des sols non saturés à faible teneur en eau a été bien modélisé par le modèle présenté dans cette thèse en tenant compte particulièrement de la variation de la distance entre les grains. Les applications présentées dans ce chapitre, elles tirent bien l'effet de la distance de séparation entre les particules sur le comportement des sols non saturés et ce en matière de la succion matricielle, le paramétré de la contrainte effective, la contrainte de succion et la résistance à la traction.

Conclusions
Et
Perspectives

Conclusions et perspectives :

Dans cette thèse, on a proposé un modèle de simulation numérique pour prédire les paramètres caractérisant les sols non saturés. Le modèle proposé vise à prédire : (i) la relation entre la teneur en eau et la succion matricielle ; (ii) la relation entre le paramètre de la contrainte effective χ et l'angle de remplissage θ ; (iii) la relation entre la contrainte de succion et l'angle de remplissage θ ; et (iv) l'influence de la distance de séparation des particules sur la courbe de résistance à la traction. Le modèle proposé suppose que toutes les particules soient des sphères de même taille et uniformément réparties. Dans ce travail, le modèle a été appliqué uniquement dans l'ordre de remplissage cubique simple avec un angle de contact nul à faible teneur en eau.

Cette étude montre que l'influence de la distance de séparation des particules est très importante sur le comportement des sols non saturés. A travers cette étude, on a essayé d'établir un modèle capable de prédire certains paramètres des sols non saturés afin de pouvoir connaître leur comportement et cela sous l'effet de la distance de séparation des particules. La comparaison des résultats des simulations faites par le présent modèle est ceux présenté dans la littérature (numérique et expérimentale) montre la fiabilité et la bonne adaptation de ce modèle pour le cas des sols non saturés à faible teneur en eau. En modifiant simplement les facteurs d'ajustement tels que la distance de séparation des particules et le diamètre des particules, ça nous permet de prédire la succion matricielle, le paramètre χ , la contrainte de succion et la résistance à la traction. Les conclusions peuvent être résumées comme suit :

- Les courbes de rétention d'eau (WRC) évoluant sous l'effet de la distance de séparation des particules.
- L'augmentation de la distance de séparation des particules (x) et du pourcentage de particules sans contact entraîne une diminution de la succion matricielle.
- L'augmentation de la distance de séparation des particules (x) entraîne une augmentation du paramètre de contrainte effective χ .
- L'augmentation du pourcentage de particules sans contact entraîne une augmentation du paramètre de contrainte effective χ .

- La diminution du rapport (R/x) entraîne une augmentation du paramètre de contrainte effective χ .
- L'augmentation de la distance de séparation des particules (x) entraîne une diminution de la contrainte de succion.
- L'augmentation de la distance de séparation des particules (x) entraîne une diminution de la résistance à la traction.
- La résistance à la traction augmente généralement avec l'augmentation de la teneur en eau.
- La présence de fines entraîne également des résistances à la traction plus élevées.
- L'influence des fines sur la résistance à la traction dépendent essentiellement de la teneur en eau.
- Lorsque notre modèle est appliqué pour prédire la résistance à la traction, il devient clair que le comportement du modèle n'est pas linéaire avec les données expérimentales. Compte tenu de cela, on peut dire que notre modèle est fiable.

Perspectives :

Comme continuité des recherches présentées dans cette thèse, on propose les axes suivants :

- Extension de l'application de ce modèle pour le cas des remplissages tétraédriques (TH).
- Étude du cas 3D.
- Extension du présent modèle pour les grandes valeurs de la teneur en eau.

Référence

- Ajdari, M., Habibagahi, G., & Ghahramani, A. (2012). Predicting effective stress parameter of unsaturated soils using neural networks. *Computers and Geotechnics*, 40, 89-96. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2011.09.004>
- Ahuja, L. R., Naney, J. W., & Williams, R. D. (1985). Estimating soil water characteristics from simpler properties or limited data. *Soil Science Society of America Journal*, 49(5), 1100-1105.
- Aitchison GD. (1967). Separate roles of site investigation, quantification of soil properties and selection of operational environment in the determination of foundation design on expansive soils. *Proceedings of the 3rd Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Haifa, Israel, vol. 3, 72–77.
- Akin, I. D., & Likos, W. J. (2017). Brazilian tensile strength testing of compacted clay. *Geotechnical Testing Journal*, 40(4), 608-617. <http://dx.doi.org/10.1520/GTJ20160180>.
- Satyanaga, A., Rahardjo, H., Leong, E. C., & Wang, J. Y. (2013). Water characteristic curve of soil with bimodal grain-size distribution. *Computers and Geotechnics*, 48, 51-61.
- Al-Hussaini, M. (1981) Tensile Properties of Compacted Soils. *Laboratory Shear Strength of Soil*, STP28753S, R. Yong and F. Townsend, Ed., ASTM International, West Conshohocken, 207-225.
- Alonso, E. E., Gens, A., & Josa, A. (1990). A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique*, 40(3), 405-430.
- Alonso, E. E., Pereira, J. M., Vaunat, J., & Olivella, S. (2010). A microstructurally based effective stress for unsaturated soils. *Géotechnique*, 60(12), 913-925. <https://doi.org/10.1680/geot.8.P.002>
- Al-Mukhtar, M., Belanteur, N., Tessier, D., & Vanapalli, S. K. (1996). The fabric of a clay soil under controlled mechanical and hydraulic stress states. *Applied Clay Science*, 11(2-4), 99-115.
- Arvin MR, Karami MV, Ajdari M, Habibagahi G. A percolation approach to determination of effective stress parameter in unsaturated soils. In: *Proceedings of the 3rd Asia Pacific conf on unsat soil mech*, China; 2007.
- Arya, L. M., & 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(6), 1023-1030.
- Arya, L. M., Leij, F. J., van Genuchten, M. T., & Shouse, P. J. (1999). Scaling parameter to predict the soil water characteristic from particle-size distribution data. *Soil Science Society of America Journal*, 63(3), 510-519.

- Arya, L. M., Bowman, D. C., Thapa, B. B., & Cassel, D. K. (2008). Scaling soil water characteristics of golf course and athletic field sands from particle-size distribution. *Soil Science Society of America Journal*, 72(1), 25-32.
- Bao, C. G., & Zhan, L. T. (2006). Relationship between unsaturated soil behavior and engineering problems. *Yantu Gongcheng Xuebao (Chinese Journal of Geotechnical Engineering)*, 28(2), 129-136.
- Barzegar, A.R., Oades, J.M., Rengasamy, P., & Murray, R. S. (1995). Tensile strength of dry, remoulded soils as affected by properties of the clay fraction. *Geoderma*, 65(1-2), 93-108.
- Birle, E., Heyer, D., & Vogt, N. (2008). Influence of the initial water content and dry density on the soil–water retention curve and the shrinkage behavior of a compacted clay. *Acta Geotechnica*, 3, 191-200.
- Bishop, A. W. (1959). The principle of effective stress. *Teknisk ukeblad*, 39, 859-863.
- Bishop, A. W., & Henkel, D. J. (1962). The measurement of soil properties in the triaxial test.
- Bishop, A. W., & Blight, G. E. (1963). Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils. *Geotechnique*, 13(3), 177-197.
- Bishop, A. W., & Garga, V. K. (1969). Drained tension tests on London clay. *Geotechnique*, 19(2), 309-313.
- Blight, G. E. (1961). Strength and consolidation characteristics of compacted soils (Doctoral dissertation, Imperial College London).
- Bobet, A. (2010). NUMERICAL METHODS IN GEOMECHANICS. *Arabian Journal for Science & Engineering (Springer Science & Business Media BV)*, 35.
- Bofinger, H. E. (1970). The measurement of the tensile properties of soil cement.
- Bouma, J., and Van Lanen, J. A. J., (1987). “Transfer functions and threshold values: From soil characteristics to land qualities,” in *Quantified Land Evaluation*, K. J. Beck et al., eds., Proceedings of the International Society of Soil Science and Soil Science Society of America Workshop, Washington, DC.
- Borja, R. I., Liu, X., & White, J. A. (2012). Multiphysics hillslope processes triggering landslides. *Acta Geotechnica*, 7, 261-269.
- Brooks RH, Corey AT. (1964). Hydraulic Properties of Porous Media. Hydrology Paper No. 3. Colorado State University, Fort Collins, CO.
- Buchan, G. D. (1989). Applicability of the simple lognormal model to particle-size distribution in soils. *Soil Science*, 147(3), 155-161.

- Burland, J. B. (1965). Some aspects of the mechanical behaviour of partly saturated soils. Moisture equilibria and moisture changes in soils beneath covered areas, 270-278.
- Burger, C. A., & Shackelford, C. D. (2001). Soil-water characteristic curves and dual porosity of sand–diatomaceous earth mixtures. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 127(9), 790-800.
- Cai, Y. D. (1995, January). The application of artificial neural-network in determining the blasting classification of rocks. PROCEEDING OF INTERNATIONAL CONFERENCE ENGINEERING BLASTING TECHNIQUE.
- Chali, E., & Maleki, M. (2021). Experimental study on mechanical behavior of unsaturated silty sand in constant equivalent granular void ratio. *Geotechnical and Geological Engineering*, 39, 735-750. <https://doi.org/10.1007/s10706-020-01518-9>
- Chan, T. P., & Govindaraju, R. S. (2004). Estimating soil water retention curve from particle-size distribution data based on polydisperse sphere systems. *Vadose Zone Journal*, 3(4), 1443-1454.
- Chen, R., Ge, Y., Chen, Z., Liu, J., Zhao, Y., & Li, Z. (2019). Analytical solution for one-dimensional contaminant diffusion through unsaturated soils beneath geomembrane. *Journal of hydrology*, 568, 260-274. <https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2018.10.057>
- Chen YL, Huang D (2017) Influence of pore structure characteristics on soil–water characteristic curves under different stress states. *Chin J Eng* 39(1), 147-154 (in Chinese)
- Chin, K. B., Leong, E. C., & Rahardjo, H. (2010). A simplified method to estimate the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 47(12), 1382-1400. <https://doi.org/10.1139/t10-033>
- Coleman, J.D., (1962). Correspondence: stress strain relations for partly saturated soil. *Geotechnique* 12 (4), 348–350.
- Conlon R.J. (1966). Landslide on the Toulmoustouc River, Quebec. *Canadian Geotechnical Journal*, 3(3): 113-144.
- Couroyer, C. (2000). Attrition of Alumina Catalyst Carrier Beads. PhD thesis, University of Surrey, Guildford, Surrey, UK. Available at www.engineering.leeds.ac.uk/ipse/old/research/ghadiri/ghadiri009.shtml
- Coussy, O. (2011). *Mechanics and physics of porous solids*. John Wiley & Sons, New York.
- Cui, Y. J., & Delage, P. (1996). Yielding and plastic behaviour of an unsaturated compacted silt. *Géotechnique*, 46(2), 291-311. <https://doi.org/10.1680/geot.1996.46.2.291>
- Cundall, P. A., & Strack, O. D. (1979). A discrete numerical model for granular assemblies. *geotechnique*, 29(1), 47-65.

- Davey-Wilson, I. E. G. (1993). Evaluation of artificial-intelligence and hypertext approaches to a geotechnical expert-system. *Information technology for civil and structural engineers*, 109-113.
- Dawes, J. G., & Slack, A. (1952). *Safety Mines Res. Establ. Res. Rep*, 36(1).
- de FN Gitirana Jr, G., & Fredlund, D. G. (2004). Soil-water characteristic curve equation with independent properties. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(2), 209-212.
- Deka, A., Gupt, C. B., & Sekharan, S. (2021). Analysis of WRCC of fly ash-bentonite mixes based on combined shrinkage and suction measurement. *Geotechnical and Geological Engineering*, 39, 3889-3901. <https://doi.org/10.1007/s10706-021-01734-x>
- Dolinar, B. (2015). Prediction of the soil-water characteristic curve based on the specific surface area of fine-grained soils. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 74(3), 697-703. <https://doi.org/10.1007/s10064-014-0664-y>
- Durner, W. (1994). Hydraulic conductivity estimation for soils with heterogeneous pore structure. *Water resources research*, 30(2), 211-223.
- Ebel, B. A., Loague, K., & Borja, R. I. (2010). The impacts of hysteresis on variably saturated hydrologic response and slope failure. *Environmental Earth Sciences*, 61, 1215-1225.
- Escario, V., & Saez, J. (1986). The shear strength of partly saturated soils. *Geotechnique*, 36(3), 453-456. <https://doi.org/10.1680/geot.1986.36.3.453>
- Fang, H. Y., & Fernandez, J. (1981). Determination of tensile strength of soils by unconfined-penetration test. In *Laboratory, shear strength of soil*. ASTM International. <https://doi.org/10.1520/STP28748S>
- Fang, H. Y., & Chen, W. F. (1972). Further study of double-punch test for tensile strength of soils. *Proc 1 3rd Southeast Asian Conf 1 on Soil Engineering*, 1972 1, 236-242
- Fattah, M. Y., Ahmed, M. D., & Ali, N. A. (2014). Prediction of Coefficient of permeability of Unsaturated soil. *Journal of Engineering*, 20(2), 33-48.
- Fayer, M. J., & Simmons, C. S. (1995). Modified soil water retention functions for all matric suctions. *Water Resources Research*, 31(5), 1233-1238. <https://doi.org/10.1029/95wr00173>
- Fazeli, A., Habibagahi, G., & Ghahramani, A. (2009). Shear strength characteristics of Shiraz unsaturated silty clay. *Iranian Journal of Science and Technology*, 33(B4), 327.
- Feng, M., & Fredlund, D. G. (1999, October). Hysteretic influence associated with thermal conductivity sensor measurements. In *Proceedings from Theory to the Practice of Unsaturated Soil Mechanics in Association with the 52nd Canadian Geotechnical Conference and the Unsaturated Soil Group, Regina, Sask (Vol. 14, No. 2, pp. 14-20)*.

- Festugato, L., da Silva, A. P., Diambra, A., Consoli, N. C., & Ibraim, E. (2018). Modelling tensile/compressive strength ratio of fibre reinforced cemented soils. *Geotextiles and Geomembranes*, 46(2), 155-165. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2017.11.003>
- Fisher, R.A. (1926). On the capillary forces in an ideal soil; correction of formulae given by W.B. Haines. *The Journal of Agricultural Science*, 16(03): 492-505.
- Fredlund, D. G., Xing, A., Fredlund, M. D., & Barbour, S. L. (1996). The relationship of the unsaturated soil shear strength to the soil-water characteristic curve. *Canadian geotechnical journal*, 33(3), 440-448.
- Fredlund, D. G., Morgenstern, N. R., & Widger, R. A. (1978). The shear strength of unsaturated soils. *Canadian geotechnical journal*, 15(3), 313-321.
- Fredlund, D. G., & Rahardjo, H. (1993). *Soil mechanics for unsaturated soils*. John Wiley & Sons.
- Fredlund, D.G., Sheng, D. & Zhao, J. (2011). Estimation of soil suction from the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal* 48(2): 186-198.
- Fredlund, D.G. & Xing, A. (1994). Equations for the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal* 31(4): 521–532.
- Fredlund, M. D., Fredlund, D. G., & Wilson, G. W. (2000). An equation to represent grain-size distribution. *Canadian Geotechnical Journal*, 37(4), 817-827.
- Fredlund, M. D., Wilson, G. W., & Fredlund, D. G. (2002). Use of the grain-size distribution for estimation of the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 39(5), 1103-1117.
- Fredlund, D. G., Xing, A., & Huang, S. (1994). Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(4), 533-546.
- Fredlund, D. G., & Morgenstern, N. R. (1977). Stress state variables for unsaturated soils. *Journal of the geotechnical engineering division*, 103(5), 447-466.
- Frydman, S., (1964). The application of the Brazilian (indirect tension) test to soils. *Australian journal of applied science*. 15, 335 - 343.
- Frydman, S., & Baker, R. (2009). Theoretical soil-water characteristic curves based on adsorption, cavitation, and a double porosity model. *International journal of geomechanics*, 9(6), 250-257. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)1532-3641\(2009\)9:6\(250\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1532-3641(2009)9:6(250))
- Fuentes, W., & Triantafyllidis, T. H. (2013). On the effective stress for unsaturated soils with residual water. *Géotechnique*, 63(16), 1451-1455. <https://doi.org/10.1680/geot.13.T.013>

- Jennings, J. E. (1961). A revised effective stress law for use in the prediction of the behaviour of unsaturated soils. *Pore pressure and suction in soils*, 26-30.
- Jiang, X., Wu, L., & Wei, Y. (2020). Influence of fine content on the soil–water characteristic curve of unsaturated soils. *Geotechnical and Geological Engineering*, 38, 1371-1378.
- Jindal, P., Sharma, J. & Bashir, R., (2016). Effect of pore-water surface tension on tensile strength of unsaturated sand. *Indian Geotechnical Journal*, 46(3), 276-290. [https://doi.org/ 10.1007/s10706-019-01096-5](https://doi.org/10.1007/s10706-019-01096-5)
- Johari, A., Habibagahi, G., & Nakhaee, M. (2013). Prediction of unsaturated soils effective stress parameter using gene expression programming. *Scientia Iranica*, 20(5), 1433-1444.
- Johari, A., Ghahramani, A., & Habibagahi, G. (2006). Prediction of a soil-water characteristic curve using a genetic-based neural network. *Scientia Iranica*, 13(3), 284-294.
- Johari, A., Habibagahi, G., & Ghahramani, A. (2011). Prediction of SWCC using artificial intelligent systems: A comparative study. *Scientia Iranica*, 18(5), 1002-1008.
- Johari, A., & Javadi, A. A. (2010). Prediction of soil-water characteristic curve using neural network. In *Unsaturated Soils, Two Volume Set (461-466)*. CRC Press.
- Johari, A., & Nejad, A. H. (2015). Prediction of soil-water characteristic curve using gene expression programming. *Iranian Journal of Science and Technology. Transactions of Civil Engineering*, 39(C1), 143-165.
- Hadipriono FC, Diaz CF, Wolfe WE. Toward the development of a knowledge base expert system for determining the causes of foundation failures. *Proceedings of the Conference on Computational Structures Technology. Civil-Comp Press: Edinburgh*, (1991).
- Hart, R., P. A. Cundall, & J. Lemos. (1998). Formulation of a Three-Dimensional Distinct Element Model—Part II. Mechanical Calculations for Motion and Interaction of a System Composed of Many Polyhedral Blocks. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 25(3), 117–125.
-
- Haverkamp R, Bouraoui F, Zammit C, Angulo-Jaramillo R (1999). Soil properties and moisture movement in the unsaturated zone. In: Delleur JW, editor. *Handbook of groundwater engineering*, 5, 1–47. New York: CRC Press.
- Haverkamp, R., & Parlange, J. Y. (1986). Predicting the water retention curve from particle size distribution: 1. Sandy soils without organic matter: 1. *Soil science*, 142(6), 325-339.
- Hillel D (1998) *Environmental soil physics*. Academic Press, San Diego, CA, 155–161.

- Huang, M., Fredlund, D. G., & Fredlund, M. D. (2010). Comparison of measured and PTF predictions of SWCCs for loess soils in China. *Geotechnical and Geological Engineering*, 28, 105-117.
- Hwang, S. I., & Powers, S. E. (2003). Using particle-size distribution models to estimate soil hydraulic properties. *Soil Science Society of America Journal*, 67(4), 1103-1112.
- Hwang, S. I., Lee, K. P., Lee, D. S., & Powers, S. E. (2002). Models for estimating soil particle-size distributions. *Soil Science Society of America Journal*, 66(4), 1143-1150.
- Imre, E., Rajkai, K., Firgi, T., Laufer, I., Genovese, R., & Jommi, C. (2012). Modified grading curve–SWCC relations. In *Unsaturated Soils: Research and Applications: Volume 2* (pp. 39-46). Springer Berlin Heidelberg.
- Ismaiel, H.A.H., (2006). Treatment and improvement of the geotechnical properties of different soft fine-grained soils using chemical stabilization. Ph.D. thesis, Martin-Luther University of Halle-Wittenberg, Saxony-Anhalt, Germany.
- Gadi, V.K., Singh, S.R., Li, J. & al. (2020). Modeling soil-crack–water–atmospheric interactions: a novel root water uptake approach to simulate the evaporation through cracked soil and experimental validation. *Geotech Geol Eng* 38, 935-946. <https://doi.org/10.1007/s10706-019-01026-5>
- Ghaboussi, J., & R. Barbosa. (1990). Three-Dimensional Discrete Element Method for Granular Materials. *International Journal of Numerical & Analytical Methods in Geomechanics* 14, 451-472.
- Gallipoli, D., Gens, A., Sharma, R., & Vaunat, J. (2003). An elasto-plastic model for unsaturated soil incorporating the effects of suction and degree of saturation on mechanical behaviour. *Géotechnique*, 53(1), 123-135. <https://doi.org/10.1680/geot.2003.53.1.123>
- Gao Y, Sun DA, & Wu Y (2018) Hysteretic soil water characteristics and cyclic swell–shrink paths of compacted expansive soils. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment* 77,837-848
- Garven, E. A., & Vanapalli, S. K. (2006). Evaluation of empirical procedures for predicting the shear strength of unsaturated soils. In *Unsaturated soils 2006* (pp. 2570-2592).
- Geiser, F., Laloui, L., & Vulliet, L. (2006). Elasto-plasticity of unsaturated soils: laboratory test results on a remoulded silt. *Soils and Foundations*, 46(5), 545-556. DOI: 10.3208/sandf.46.545
- Gens, A., (1996). Constitutive modeling: application to compacted soil. *Unsaturated Soils*, 3. Balkema, Rotterdam, the Netherlands, 1179–1200.

- Gens, A., Sánchez, M., & Sheng, D. (2006). On constitutive modelling of unsaturated soils. *Acta Geotechnica*, 1, 137-147.
- Gens, A., Alonso, E. E., & Lloret, A. (1995). Effect of structure on the volumetric behaviour of a compacted soil. In *PROCEEDINGS OF THE FIRST INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS/UNSAT'95/PARIS/France/6-8 SEPTEMBER 1995. VOLUME 1*.
- Ghanbarian-Alavijeh, B., Liaghat, A., Huang, G. H., & Van Genuchten, M. T. (2010). Estimation of the van Genuchten soil water retention properties from soil textural data. *Pedosphere*, 20(4), 456-465.
- Goh, A. T. (1995). Back-propagation neural networks for modeling complex systems. *Artificial intelligence in engineering*, 9(3), 143-151.
- Gray, W. G., & A. Schrefler, B. (2007). Analysis of the solid phase stress tensor in multiphase porous media. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 31(4), 541-581.
- Gray, W. G., & Schrefler, B. A. (2001). Thermodynamic approach to effective stress in partially saturated porous media. *European Journal of Mechanics-A/Solids*, 20(4), 521-538. [https://doi.org/10.1016/S0997-7538\(01\)01158-5](https://doi.org/10.1016/S0997-7538(01)01158-5).
- Groenevelt, P. H., & Grant, C. D. (2004). A new model for the soil-water retention curve that solves the problem of residual water contents. *European Journal of Soil Science*, 55(3), 479-485. <https://doi.org/10.1111/j.1365-2389.2004.00617.x>
- Karube, D., Kato, S., Hamada, K., & Honda, M., (1996). The relationship between the mechanical behavior and the state of pore-water in unsaturated soil. *Geotechnical Engineering Journal, JSCE* 535 (III-34), 83-92 (In Japanese).
- Karube, D., & Kato, S. (1994). An ideal unsaturated soil and the Bishop's soil. In *International conference on soil mechanics and foundation engineering* (pp. 43-46).
- Karube, D., & Kawai, K., (2001). The role of pore water in the mechanical behaviour of unsaturated soils. *Geotechnical and Geological Engineering* 19, 211-241.
- Kawai K, Kato S, Karube D, Rahardjo H, Toll DG, & Leong EC (2000) The model of water retention curve considering effects of void ratio, unsaturated soils for Asia. In: *Proceedings of the Asian conference on unsaturated soils, Unsat-Asia, Singapore, 18–19, May*
- Kayadelen, C. (2008). Estimation of effective stress parameter of unsaturated soils by using artificial neural networks. *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, 32(9), 1087-1106. <https://doi.org/10.1002/nag.660>

- Khalili, N., & Khabbaz, M.H., (1998). A unique relationship for χ for the determination of the shear strength of unsaturated soils. *Geotechnique* 48 (5), 681–687.
- Khalili, N., Habte, M. A., & Zargarbashi, S. (2008). A fully coupled flow deformation model for cyclic analysis of unsaturated soils including hydraulic and mechanical hystereses. *Computers and Geotechnics*, 35(6), 872-889.
- Khalili, N. G. F. A., Geiser, F., & Blight, G. E. (2004). Effective stress in unsaturated soils: Review with new evidence. *International journal of Geomechanics*, 4(2), 115-126.
- Khlosi, M., Cornelis, W. M., Gabriels, D., & Sin, G. (2006). Simple modification to describe the soil water retention curve between saturation and oven dryness. *Water Resources Research*, 42(11). <https://doi.org/10.1029/2005wr004699>
- Kim, T.H., & Hwang, C. (2003). Modeling of tensile strength on moist granular earth material at low water content. *Engineering Geology*, 69(3): 233-244.
- Kim, B. S., Shibuya, S., Park, S. W., & Kato, S. (2010). Application of suction stress for estimating unsaturated shear strength of soils using direct shear testing under low confining pressure. *Canadian Geotechnical Journal*, 47(9), 955-970. <https://doi.org/10.1139/t10-007>
- Kim, T. H., Kim, T. H., Kang, G. C., & Ge, L. (2012). Factors influencing crack-induced tensile strength of compacted soil. *Journal of materials in civil engineering*, 24(3), 315-320. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)mt.1943-5533.0000380](https://doi.org/10.1061/(asce)mt.1943-5533.0000380)
- Kim, T. H., Kim, C. K., Jung, S. J., & Lee, J. H. (2006). Tensile strength characteristics of contaminated and compacted sand-bentonite mixtures. *Environmental geology*, 52(4), 653-661. <https://doi.org/10.1007/s00254-006-0494-8>
- Kim TH. (2001). Moisture induced tensile strength and cohesion in sand. Ph.D. thesis, Univ. of Colo. at Boulder, Boulder..
- Kim, Y., Jeong, S., & Kim, J. (2016). Coupled infiltration model of unsaturated porous media for steady rainfall. *Soils and Foundations* 56 (6), 1073-1083.
- Kim, T.H., Kim, T.H., Kang, G.C., & Ge, L. (2011). Factors influencing crack-induced tensile strength of compacted soil. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 24(3), 315-320.
- Kim, T.H., Kim, C.K., Jung, S.J., & Lee, J.H., (2007). Tensile strength characteristics of contaminated and compacted sand-bentonite mixtures. *Environ. Geol.* 52 (4), 653-661.
- Kohgo, Y., Nakano, M., & Miyazaki, T., (1993). Theoretical aspects of constitutive modeling for unsaturated soils. *Soils and Foundations* 33 (4), 49–63.
- Koliji, A., Laloui, L., Cusinier, O., & Vulliet, L. (2006). Suction induced effects on the fabric of a structured soil. *Transport in Porous Media*, 64, 261-278.

- Kong L, Sayem MHM, & Tian H (2017) Influence of dryingwetting cycles on soil–water characteristic curve. *Can Geotech J* 55(2):208–216
- Kosugi, K. I. (1997). A new model to analyze water retention characteristics of forest soils based on soil pore radius distribution. *Journal of forest research*, 2(1), 1-8.
- Kosugi, K. I. (1994). Three-parameter lognormal distribution model for soil water retention. *Water Resources Research*, 30(4), 891-901. <https://doi.org/10.1029/93wr02931>
- Kulhawy, F. H., & Trautmann, C. H. (1991). Development of an intelligent computer program for foundation design. In *International conference on computer methods and advances in geomechanics*. 7 (pp. 75-80).
- Kutílek, M. (2004). Soil hydraulic properties as related to soil structure. *Soil and Tillage Research*, 79(2), 175-184.
- Kutílek, M., & Nielsen, D. R. (1994). *Soil hydrology: textbook for students of soil science, agriculture, forestry, geocology, hydrology, geomorphology and other related disciplines*. Catena Verlag.
- Lakshmikantha, M. R., Prat, P. C., & Ledesma, A. (2012). Experimental evidence of size effect in soil cracking. *Canadian Geotechnical Journal*, 49(3), 264-284. <https://doi.org/10.1139/t11-102>
- Lee, S. R., Kim, Y. K., & Lee, S. J. (2005). A method to estimate Soil-Water Characteristic Curve for weathered granite soil. In *Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* (pp. 543-546). IOS Press.
- Lee, I. M., & Lee, J. H. (1996). Prediction of pile bearing capacity using artificial neural networks. *Computers and geotechnics*, 18(3), 189-200.
- Lee, S. J., Lee, S. R., & Kim, Y. S. (2003). An approach to estimate unsaturated shear strength using artificial neural network and hyperbolic formulation. *Computers and Geotechnics*, 30(6), 489-503.
- Lee, I. M., Sung, S. G., & Cho, G. C. (2005). Effect of stress state on the unsaturated shear strength of a weathered granite. *Canadian Geotechnical Journal*, 42(2), 624-631.
- Lenhard, R. J., Parker, J. C., and Mishra, S. (1989). On the correspondence between Brooks-Corey and van Genuchten models, *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, **115**(4), 744–751.
- Leong, E. C., & Rahardjo, H. (1997). Review of soil-water characteristic curve equations. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 123(12), 1106-1117.
- Leong, E. C., & Rahardjo, H. (1997). Permeability functions for unsaturated soils. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 123(12), 1118-1126.

- Li X, Zhang LM (2009) Characterization of dual-structure pore-size distribution of soil. *Canadian Geotechnical Journal* 46(2):129–141
- Liang, Q., Wu, X., Li, C., & Wang, L. (2014). Mechanical analysis using the unconfined penetration test on the tensile strength of Q3 loess around Lanzhou City, China. *Engineering geology*, 183, 324-329. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2014.10.016>
- Likos, W. J., & Lu, N. (2004). *Unsaturated soil mechanics*. Ed: John Wiley and Sons Inc., New Jersey
- Likos, W.J., & Jaafar, R., (2013). Pore-scale model for water retention and fluid partitioning of partially saturated granular soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 139(5): 724-737.
- Loret, B., & Khalili, N. (2002). An effective stress elastic–plastic model for unsaturated porous media. *Mechanics of Materials*, 34(2), 97-116.
- Lu, N., & Likos, W. J. (2006). Suction stress characteristic curve for unsaturated soil. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 132(2), 131-142. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)1090-0241\(2006\)132:2\(131\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1090-0241(2006)132:2(131))
- Lu, N., Godt, J. W., & Wu, D. T. (2010). A closed-form equation for effective stress in unsaturated soil. *Water Resources Research*, 46(5). doi:10.1029/2009WR008646.
- Lu, N., Kim, T. H., Sture, S., & Likos, W. J. (2009). Tensile strength of unsaturated sand. *Journal of engineering mechanics*, 135(12), 1410-1419. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)em.1943-7889.0000054](https://doi.org/10.1061/(asce)em.1943-7889.0000054)
- Lu, N., Wu, B., & Tan, C. P. (2007). Tensile strength characteristics of unsaturated sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(2), 144-154. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)1090-0241\(2007\)133:2\(144\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1090-0241(2007)133:2(144))
- Lu, N., Wu, B., & Tan, C.P. (2005). A tensile strength apparatus for cohesionless soils. *Advanced experimental unsaturated soil mechanics*, A. Tarantino, et al., eds., Trento, Italy, 105-110.
- Luo XY, Liu WP, & Fu MF (2016) Effects of gradation and vertical stress on soil–water characteristic curve in collapsing erosion area. *J Southeast Univ* 46(1), 235-240 (in Chinese)
- Ma, Q. L., Hook, J. E., & Ahuja, L. R. (1999). Influence of three parameter conversion methods between van Genuchten and Brooks-Corey parameters on water balance predictions. *Water Resources Research*, **35**, 2571–2578.
- Maatouk, A., Leroueil, S., & La Rochelle, P. (1995). Yielding and critical state of a collapsible unsaturated silty soil. *Géotechnique*, 45(3), 465-477. <https://doi.org/10.1680/geot.1995.45.3.465>

- Marinho, F. A. (2005). Nature of soil–water characteristic curve for plastic soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(5), 654-661.
- Matyas, E.L., & Radhakrishna, H.S. (1968). Volume change characteristics of partially saturated soils. *Geotechnique*, 18(4): 432-448.
- Mendes, R. M., & Marinho, F. A. M. (2020). Soil water retention curves for residual soils using traditional methods and MIP. *Geotechnical and Geological Engineering*, 38, 5167-5177. <https://doi.org/10.1007/s10706-020-01354-x>
- Mesbah, A., Morel, J.C., Walker, P., & Ghavami, K. (2004). Development of a direct tensile test for compacted earth blocks reinforced with natural fibers. *Journal of Materials in Civil Engineering*. 16 (1), 95-98.
- Miller, C. J., Yesiller, N., Yaldo, K., & Merayyan, S. (2002). Impact of soil type and compaction conditions on soil water characteristic. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 128(9), 733-742.
- Mikulitsch, W.A., & Gudehus, G., (1995). Uniaxial tension, biaxial loading and wetting tests on loess. In *Proceedings of the 1st International Conference on Unsaturated Soils*, Paris, France, 1.
- Mohammadi, M. H., & Vanclooster, M. (2011). Predicting the soil moisture characteristic curve from particle size distribution with a simple conceptual model. *Vadose Zone Journal*, 10(2), 594-602.
- Morris, P.H., Graham, J., & Williams, D.J. (1992). Cracking in drying soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 29(2), 263-277.
- Mualem, Y. (1976). A new model for predicting hydraulic conductivity of unsaturated porous media. *Water Resources Research* 12(3): 513–522.
- Munkholm, L. J., & Kay, B.D. (2002). Effect of water regime on aggregate-tensile strength, rupture energy, and friability. *Soil Science Society of America Journal*, 66(3), 702-709. <https://doi.org/10.2136/sssaj2002.7020>
- Nahlawi, H., Chakrabarti, S., & Kodikara, J. (2004). A direct tensile strength testing method for unsaturated geomaterials. *Geotechnical Testing Journal*, 27(4), 356-361. <https://doi.org/10.1520/GTJ11767>
- Narvaez, B., Aubertin, M., & Saleh-Mbemba, F. (2015). Determination of the tensile strength of unsaturated tailings using bending tests. *Canadian Geotechnical Journal*, 52(11), 1874-1885. <https://doi.org/10.1139/cgj-2014-0156>

- Nikhil, N. V., Seok, Y., Lee, S. R., & Lee, D. H. (2016). ANN based estimation of SWCC fitting parameters for Korean weathered soil considering in-situ characteristics. In The 2016 world congress on advances on Civil, Environmental, and Materials Research.(ACEM16).
- Nikoosaei, E., Habibagahi, G., Hassanizadeh, S. M., & Ghahramani, A. (2013). Effective stress in unsaturated soils: A thermodynamic approach based on the interfacial energy and hydromechanical coupling. *Transport in porous media*, 96(2), 369-396.
- Nowamooz H, & Masroufi F (2010) Suction variations and soil fabric of swelling compacted soils. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 2(2):129–134
- Ng, C. W., & Pang, Y. W. (2000). Experimental investigations of the soil-water characteristics of a volcanic soil. *Canadian Geotechnical Journal*, 37(6), 1252-1264.
- Ng, C. W., & Pang, Y. W. (2000). Influence of stress state on soil-water characteristics and slope stability. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 126(2), 157-166.
- Ng, C.W.W. & Menzies, B. (2007). *Advanced Unsaturated Soil Mechanics and Engineering*. Taylor and Francis, London and New York.
- Ng, C. W., Lai, C. H., & Chiu, C. F. (2012). A modified triaxial apparatus for measuring the stress path-dependent water retention curve. *Geotechnical Testing Journal*, 35(3), 490-495. <https://doi.org/10.1520/GTJ104203>
- Nuth, M. & Laloui, L. (2008). Advances in modelling hysteretic water retention curve in deformable soils. *Computers and Geotechnics* 35, 835–844.
- Nuth, M., & Laloui, L. (2008). Effective stress concept in unsaturated soils: Clarification and validation of a unified framework. *International journal for numerical and analytical methods in Geomechanics*, 32(7), 771-801. doi:10.1002/nag.645.
- Or, D., & Tuller, M. (1999). Liquid retention and interfacial area in variably saturated porous media: Upscaling from single-pore to sample-scale model. *Water Resources Research*, 35(12), 3591-3605. <https://doi.org/10.1029/1999wr900262>
- Oberg, A. L., & Sallfors, G. (1997). Determination of shear strength parameters of unsaturated silts and sands based on the water retention curve. *Geotechnical Testing Journal*, 20(1).
- Pachepsky, Y. A., Shcherbakov, R. A., & Korsunskaya, L. P. (1995). Scaling of soil water retention using a fractal model. *Soil science*, 159(2), 99-104.
- Pasha, A. Y., Khoshghalb, A., & Khalili, N. (2017). Hysteretic model for the evolution of water retention curve with void ratio. *Journal of engineering mechanics*, 143(7), 04017030.

- Pedarla, A., Puppala, A.J., Patil, U.D. & al. (2019). A Semi-empirical Approach-Based Model for Swell Characterization of Expansive Clays. *Geotech Geol Eng* 37, 5371–5381. <https://doi.org/10.1007/s10706-019-00986-y>
- Pedroso, D. M., Sheng, D., & Zhao, J. (2009). The concept of reference curves for constitutive modelling in soil mechanics. *Computers and Geotechnics*, 36(1-2), 149-165.
- Pedroso, D. M., & Williams, D. J. (2010). A novel approach for modelling soil–water characteristic curves with hysteresis. *Computers and Geotechnics*, 37(3), 374-380.
- Perkins, S.W. (1991). Modeling of regolith structure interaction in extraterrestrial constructed facilities. Ph.D. dissertation, University of Colorado at Boulder.
- Peron H. (2008). Desiccation Cracking of Soils. Ph.D. dissertation, Ecole polytechnique fédérale 54 de Lausanne.
- Pham, H.Q., Fredlund, D.G. & Barbour, S.L. (2003). A practical hysteresis model for the soilwater characteristic curve for soils with negligible volume change. *Géotechnique* 53 (2), 293–298.
- Pham, H. Q., Fredlund, D. G., & Barbour, S. L. (2005). A study of hysteresis models for soil-water characteristic curves. *Canadian Geotechnical Journal*, 42(6), 1548-1568.
- Pierrat, P., & Caram, H. S. (1997). Tensile strength of wet granula materials. *Powder Technology*, 91(2), 83-93. [https://doi.org/10.1016/s0032-5910\(96\)03179-8](https://doi.org/10.1016/s0032-5910(96)03179-8)
- Pietsch, W., Hoffman, E., & Rumpf, H. (1969). Tensile strength of moist agglomerates. *Industrial and Engineering Chemistry Product Research and Development*, 8(1), 58-62.
- Prapaharan S, Altschaeffl AG, & Dempsey BJ (1985) Moisture curve of compacted clay: mercury intrusion method. *Journal of Geotechnical Engineering* 111(9),1139-1143
- Puppala, A. J., Punthutaecha, K., & Vanapalli, S. K. (2006). Soil-water characteristic curves of stabilized expansive soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(6), 736-751. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)1090-0241\(2006\)132:6\(736\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1090-0241(2006)132:6(736))
- Rahardjo, H., Satyanaga, A., & Leong, E.C. (2013). Effect of flux boundary conditions on porewater pressure distribution in slope. *Engineering Geology* 165, 133–142.
- Rahardjo, H., Aung, K. K., Leong, E. C., & Rezaur, R. B. (2004). Characteristics of residual soils in Singapore as formed by weathering. *Engineering Geology*, 73(1-2), 157-169.
- Rahardjo, H., Satyanaga, A., Mohamed, H. & al. (2019). Comparison of Soil–Water Characteristic Curves from Conventional Testing and Combination of Small-Scale Centrifuge and Dew Point Methods. *Geotech Geol Eng* 37, 659–672. <https://doi.org/10.1007/s10706-018-0636-2> Experi
- Ravichandran, N., & Krishnapillai, S. (2011). A statistical model for the relative hydraulic conductivity of water phase in unsaturated soils. *International Journal of Geosciences*, 2(04), 484.

- Rawls, W. J., & Brakensiek, D. L. (1985, April). Prediction of soil water properties for hydrologic modeling. In *Watershed management in the eighties* (pp. 293-299). ASCE.
- Rieu, M., & Sposito, G. (1991). Fractal fragmentation, soil porosity, and soil water properties: I. Theory. *Soil Science Society of America Journal*, 55(5), 1231-1238.
- Richards, B. G. (1965). Measurement of free energy of soil moisture by the psychrometric technique, using thermistors (No. pp 39-46).
- Rodríguez, R., Sanchez, M., Ledesma, A., & Lloret, A. (2007). Experimental and numerical analysis of desiccation of a mining waste. *Canadian Geotechnical Journal*, 44(6), 644-658.
- Romero, E., Gens, A., & Lloret, A. (1999). Water permeability, water retention and microstructure of unsaturated compacted Boom clay. *Engineering Geology*, 54(1-2), 117-127.
- Romero, E., Della Vecchia, G., & Jommi, C. (2011). An insight into the water retention properties of compacted clayey soils. *Géotechnique*, 61(4), 313-328.
- Romero, E., Gens, A., & Lloret, A. (2001). Temperature effects on the hydraulic behaviour of an unsaturated clay. *Unsaturated soil concepts and their application in geotechnical practice*, 311-332.
- Ross, P. J., Williams, J., & Bristow, K. L. (1991). Equation for extending water-retention curves to dryness. *Soil Science Society of America Journal*, 55(4), 923-927. <https://doi.org/10.2136/sssaj1991.03615995005500040004x>
- Rossi, C., & Nimmo, J. R. (1994). Modeling of soil water retention from saturation to oven dryness. *Water Resources Research*, 30(3), 701-708. <https://doi.org/10.1029/93wr03238>
- Rouault, Y., & Assouline, S. (1998). A probabilistic approach towards modeling the relationships between particle and pore size distributions: the multicomponent packed sphere case. *Powder Technology*, 96(1), 33-41.
- Rumpf, H. (1961). The strength of granules and agglomerates. In: Knepper, W.A. (Ed.), *Agglomeration*. Knepper, Interscience, New York, 379-418.
- Russell, A. R., & Khalili, N. (2006). A unified bounding surface plasticity model for unsaturated soils. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 30(3), 181-212. <https://doi.org/10.1002/nag.475>
- Russell, A. R., & Khalili, N. (2004). A bounding surface plasticity model for sands exhibiting particle crushing. *Canadian Geotechnical Journal*, 41(6), 1179-1192.
- Salager, S., Nuth, M., Ferrari, A., & Laloui, L. (2013). Investigation into water retention behaviour of deformable soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 50(2), 200-208.

- Salager, S., El Youssoufi, M. S., & Saix, C. (2010). Definition and experimental determination of a soil-water retention surface. *Canadian Geotechnical Journal*, 47(6), 609-622. <https://doi.org/10.1139/t09-123>
- Satyanaga, A., Rahardjo, H., Leong, E. C., & Wang, J. Y. (2013). Water characteristic curve of soil with bimodal grain-size distribution. *Computers and Geotechnics*, 48, 51-61. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2012.09.008>
- Schaap, M. G., & Leij, F. J. (1998). Database-related accuracy and uncertainty of pedotransfer functions. *Soil Science*, 163(10), 765-779.
- Schubert, H. (1972). Untersuchungen zur ermittlung von kapillardruck und Zug-festigkeit von feuchten Haufwerken aus kSrigen stoffen (Doctoral dissertation, Ph. D. thesis, Institut fur Mechanische Verfahrenstechnik, Univ. of Karlsruhe).
- Schubert, H., Herrmann, W., & Rumpf, H. (1975). Deformation behaviour of agglomerates under tensile stress. *Powder Technology*, 11(2), 121-131.
- Shiozawa, S., & Campbell, G. S. (1991). On the calculation of mean particle diameter and standard deviation from sand, silt, and clay fractions. *Soil Science*, 152(6), 427-431.
- Shirazi, M. A., & Boersma, L. (1984). A unifying quantitative analysis of soil texture. *Soil Science Society of America Journal*, 48(1), 142-147.
- Sillers, W. S., Fredlund, D. G., & Zakerzadeh, N. (2001). Mathematical attributes of some soil-water characteristic curve models. *Unsaturated soil concepts and their application in geotechnical practice*, 243-283.
- 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. *Canadian Geotechnical Journal*, 38(4), 741-754.
- Simms, P. H., & Yanful, E. K. (2002). Predicting soil-water characteristic curves of compacted plastic soils from measured pore-size distributions. *Géotechnique*, 52(4), 269-278.
- Singh, V. P. (1997). *Kinematic wave modeling in water resources: Environmental hydrology*. John Wiley & Sons.
- Sivakumar V. (1993). A critical state framework for partially saturated soils. Ph.D. thesis, University of Sheffield, Sheffield.
- Skempton, A. W. (1961). Effective stress in soils, concrete and rocks, pore pressure and suction in soils. Conf organized by the British National Society of Int Society of soil Mech. and Foundation Eng. <https://doi.org/10.1680/sposm.02050.0014>.

- Snyder, V.A., & Miller, R.D. (1985a). Tensile strength of unsaturated soils. *Soil Science Society of America Journal*, 49(1), 58-65.
- Sobhan, K., & Mashnad, M. (2002). Tensile strength and toughness of soil–cement–fly-ash composite reinforced with recycled high-density polyethylene strips. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 14(2), 177-184. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0899-1561\(2002\)14:2\(177\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0899-1561(2002)14:2(177))
- Sobti, J., & Singh, S.K. (2019). A Critical Evaluation of the Suction and Swelling Characteristics of Sand–Bentonite–Coal Ash Mixes. *Geotech Geol Eng* 37, 4229–4249. <https://doi.org/10.1007/s10706-019-00902-4>
- Sreedeeep, S., & Singh, D. N. (2005). A study to investigate the influence of soil properties on suction. *AMER SOC TESTING MATERIALS*.
- Sreedeeep, S., & Singh, D. N. (2006). Methodology for determination of osmotic suction of soils. *Geotechnical & Geological Engineering*, 24, 1469-1479.
- Stirling, R. A., Hughes, P., Davie, C. T., & Glendinning, S. (2015). Tensile behaviour of unsaturated compacted clay soils-A direct assessment method. *Applied clay science*, 112, 123-133. <https://doi.org/10.1016/j.clay.2015.04.011>
- Stoicescu, J. T., Haug, M. D., & Fredlund, D. G. (1998, August). The soil-water characteristics of sand-bentonite mixtures used for liners and covers. In *Proceedings of the 2nd International Conference on Unsaturated Soils (UNSAT'98)*, Beijing, China (pp. 27-30).
- Sun, D. A., You, G., Annan, Z., & Daichao, S. (2016). Soil–water retention curves and microstructures of undisturbed and compacted Guilin lateritic clay. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 75, 781-791.
- Sun, D. A., Sheng, D., & Xu, Y. (2007). Collapse behaviour of unsaturated compacted soil with different initial densities. *Canadian Geotechnical Journal*, 44(6), 673-686.
- Tami, D., Rahardjo, H., Leong, E. C., & Fredlund, D. G. (2004). A physical model for sloping capillary barriers. *Geotechnical Testing Journal*, 27(2), 173-183.
- Tamrakar, S. B., Mitachi, T., Toyosawa, Y., & Itoh, K. (2005). Development of a new soil tensile strength test apparatus. In *Site characterization and modeling* (pp. 1-10). [https://doi.org/10.1061/40785\(164\)26](https://doi.org/10.1061/40785(164)26)
- Tang, L., Sang, H., Luo, Z., & Sun, Y. (2015). Advances in research on the mechanical behavior of the tensile strength of soils. *Advances in Earth Science*, 30(3), 297-309.
- Tang, C. S., Pei, X. J., Wang, D. Y., Shi, B., & Li, J. (2015). Tensile strength of compacted clayey soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 141(4), 04014122. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0001267](https://doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0001267)

- Tang, G. X., & Graham, J. (2000). A method for testing tensile strength in unsaturated soils. *Geotechnical Testing Journal*, 23(3), 377-382. <https://doi.org/10.1520/GTJ11059J>
- Terzaghi, K. V. (1936). The shearing resistance of saturated soils and the angle between the planes of shear. In *First international conference on soil Mechanics*, 1936 (Vol. 1, pp. 54-59).
- Thakur, V. K., Sreedeeep, S., & Singh, D. N. (2006). Laboratory investigations on extremely high suction measurements for fine-grained soils. *Geotechnical & Geological Engineering*, 24(3), 565-578. <https://doi.org/10.1007/s10706-005-1147-5>
- Tinjum, J. M., Benson, C. H., & Blotz, L. R. (1997). Soil-water characteristic curves for compacted clays. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 123(11), 1060-1069.
- Thusyanthan, N. I., Take, W. A., Madabhushi, S. P. G., & Bolton, M. D. (2007). Crack initiation in clay observed in beam bending. *Geotechnique*, 57(7), 581-594. <https://doi.org/10.1680/geot.2007.57.7.581>
- Thyagaraj, T., & Rao, S. M. (2010). Influence of osmotic suction on the soil-water characteristic curves of compacted expansive clay. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 136(12), 1695-1702.
- Tollenaar, R. N., Van Paassen, L. A., & Jommi, C. (2017). Observations on the desiccation and cracking of clay layers. *Engineering geology*, 230, 23-31. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2017.08.022>
- Tollenaar, R. N., van Paassen, L. A., & Jommi, C. (2017). Experimental evaluation of the effects of pull rate on the tensile behavior of a clay. *Applied Clay Science*, 144, 131-140. <https://doi.org/10.1016/j.clay.2017.04.026>
- Trabelsi, H., Romero, E., & Jamei, M. (2018). Tensile strength during drying of remoulded and compacted clay: The role of fabric and water retention. *Applied Clay Science*, 162, 57-68. <https://doi.org/10.1016/j.clay.2018.05.032>
- Trabelsi, H., Jamei, M., Zenzri, H., & Olivella, S. (2012). Crack patterns in clayey soils: experiments and modeling. *International Journal for Numerical and Analytical methods in geomechanics*, 36(11), 1410-1433. <https://doi.org/10.1002/nag.1060>
- Tyler, S. W., & Wheatcraft, S. W. (1990). Fractal processes in soil water retention. *Water Resources Research*, 26(5), 1047-1054.
- Tuller, M., & Or, D. (2005). Water films and scaling of soil characteristic curves at low water contents. *Water Resources Research*, 41(9). doi:10.1029/2005WR004142
- Uchaipichat, A., & Khalili, N. (2009). Experimental investigation of thermo-hydro-mechanical behaviour of an unsaturated silt. *Géotechnique*, 59(4), 339-353.

- Vanapalli, S. K., Fredlund, D. G., Pufahl, D. E., & Clifton, A. W. (1996). Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. *Canadian geotechnical journal*, 33(3), 379-392.
- Vanapalli, S. K., Fredlund, D. G., & Pufahl, D. E. (1999). The influence of soil structure and stress history on the soil–water characteristics of a compacted till. *Geotechnique*, 49(2), 143-159. <https://doi.org/10.1680/geot.1999.49.2.143>
- Van Genuchten, M. T. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil science society of America journal*, 44(5), 892-898. <http://dx.doi.org/10.2136/sssaj1980.03615995004400050002x>
- Van Genuchten, M. V., Leij, F. J., & Yates, S. R. (1991). The RETC code for quantifying the hydraulic functions of unsaturated soils.
- Varsei, M., Miller, G. A., & Hassanikhah, A. (2016). Novel approach to measuring tensile strength of compacted clayey soil during desiccation. *International Journal of Geomechanics*, 16(6), D4016011. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gm.1943-5622.0000705](https://doi.org/10.1061/(asce)gm.1943-5622.0000705)
- Vereecken, H., Maes, J., Feyen, J., & Darius, P. (1989). Estimating the soil moisture retention characteristic from texture, bulk density, and carbon content. *Soil science*, 148(6), 389-403.
- Wheeler, S. J., Sharma, R. S., & Buisson, M. S. R. (2003). Coupling of hydraulic hysteresis and stress–strain behaviour in unsaturated soils. *Géotechnique*, 53(1), 41-54. <https://doi.org/10.1680/geot.2003.53.1.41>
- Wilde, P. (1996). *Neural Networks Models: An Analysis*. Springer Berlin Heidelberg.
- Willson, C.S., Lu, N., & Likos, W.J. (2012). Quantification of Grain, Pore, and Fluid Microstructure of Unsaturated Sand from X-Ray Computed Tomography Images. *Geotechnical Testing Journal*, 35(6), 911-923.
- Xu, Y. F. (2004). Fractal approach to unsaturated shear strength. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering*, 130(3), 264-273.
- Yang, H., Rahardjo, H., Leong, E. C., & Fredlund, D. G. (2004). Factors affecting drying and wetting soil-water characteristic curves of sandy soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 41(5), 908-920.
- Yin, P., & Vanapalli, S. K. (2018). Model for predicting tensile strength of unsaturated cohesionless soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 55(9), 1313-1333. <https://doi.org/10.1139/cgj-2017-0376>.
- Ye, W., Zhang, Y., Chen, B., Zhou, X., & Xie, Q. (2010). Shear strength of an unsaturated weakly expansive soil. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 2(2), 155-161.

- Yu, C. Y., Chow, J. K., & Wang, Y. H. (2016). Pore-size changes and responses of kaolinite with different structures subject to consolidation and shearing. *Engineering Geology*, 202, 122-131.
- Guan, G. S., Rahardjo, H., & Choon, L. E. (2010). Shear strength equations for unsaturated soil under drying and wetting. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(4), 594-606.
- Zhai, Q., & Rahardjo, H. (2015). Estimation of permeability function from the soil–water characteristic curve. *Engineering Geology*, 199, 148-156.
- Zhang, L., & Chen, Q. (2005). Predicting bimodal soil–water characteristic curves. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(5), 666-670.
- Zhang, L. M., & Li, X. (2010). Microporosity structure of coarse granular soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(10), 1425-1436.
- Zhang XD, Zhao CG, Cai GQ, & Liu Y. (2010). Research on influence of soil density on soil-water characteristic curve. *Rock Soil Mech* 31(5), 1463–1468 (in Chinese)
- Zhang, T., Zhang, J., Jiang, T. & al. (2019). SWCCs of Silt in Yudong Zone and its Prediction Under Different Drying–Wetting Cycle Conditions. *Geotech Geol Eng* 37, 1977–1986. <https://doi.org/10.1007/s10706-018-0738-x>
- Zhao, T. Y., & Wang, J. F. (2012). Soil-water characteristic curve for unsaturated loess soil considering density and wetting-drying cycle effects. *Journal of Central South University (Science and Technology)*, 43(6), 2445-2453.
- Zhou, C., & Ng, C. W. W. (2014). A new and simple stress-dependent water retention model for unsaturated soil. *Computers and Geotechnics*, 62, 216-222. <https://doi.org/10.1016 /j.compgeo.2014.07.012>
- Zhou, A. N., Sheng, D., & Li, J. (2014). Modelling water retention and volume change behaviours of unsaturated soils in non-isothermal conditions. *Computers and Geotechnics*, 55, 1-13.
- Zhuang, J., Jin, Y., & Miyazaki, T. (2001). Estimating water retention characteristic from soil particle-size distribution using a non-similar media concept. *Soil Science*, 166(5), 308-321.
- Zhu, C. H., Liu, J. M., Yan, B. W., & Ju, J. L. (2008). Experimental study on relationship between tensile and shear strength of unsaturation clay earth material. *chinese Journal of Rock mechanics and Engineering*, 27(S2), 3453-3458.