



Université Batna 2 – Mostefa Ben Boulaïd
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Thèse

Présentée pour l'obtention du diplôme de :

Doctorat 3^{ème} Cycle LMD
Option : Géotechnique

Sous le Thème :

Comportement hydromécanique des sols gonflants non saturés de la région de Boumagueur wilaya de Batna

Présentée par :

MEBARKI Mehdi

Devant le jury composé de :

Mr. DEMAGH Rafik	MCA.	Université de Batna 2	Président
Mr. KARECH Toufik	Prof.	Université de Batna 2	Rapporteur
Mr. ABBECHE Khelifa	Prof.	Université de Batna 2	Examineur
Mr. BEROUAL Ahmed	Prof.	Université de Constantine 1	Examineur

REMERCIEMENTS

Je tiens tout d'abord à exprimer mes plus forts et sincères remerciements à Monsieur Karech Toufik, Professeur à l'Université de Batna qui, en tant que Directeur de thèse, s'est toujours montré à l'écoute et très disponible tout au long de la réalisation de cette thèse, ainsi que pour le temps qu'il a bien voulu me consacrer.

Je voudrais également remercier Monsieur Abou-Bekr Nabil, Professeur à l'Université de Tlemcen, qui a été très attentif et disponible à chaque fois que j'ai eu besoin de son aide, qui m'a été d'une grande importance.

Je tiens aussi à remercier Monsieur Derfouf Mounir, enseignant chercheur à l'université de Saïda, qui n'a ménagé aucun effort pour m'apporter son aide précieuse.

Je voudrais également remercier Monsieur Taïbi Saïd, Professeur à l'université du Havre qui m'a accueilli, qui a toujours cru en moi et qui m'a consacré énormément de son précieux temps. Je le remercie également pour son éternelle bonne humeur qui m'a beaucoup encouragé.

Mes remerciements pour Monsieur Demagh Rafik, Maitres de conférences classe A à l'université de Batna, qui m'a fait l'honneur de présider le jury de soutenance, qu'il trouve ici l'expression de ma vive gratitude.

Je remercie vivement Monsieur Abech Khelifa, Professeur à l'université de Batna, pour l'honneur qu'il m'a fait d'avoir accepté d'examiner ce travail.

Je tiens aussi à remercier vivement Monsieur Beroual Ahmed, Professeur à l'université de Constantine, d'avoir accepté de participer au jury et d'examiner cette thèse.

Enfin, je tiens à remercier toute l'équipe de travail du laboratoire LHC sud, unité de Batna, pour l'aide précieuse et les facilités qu'ils m'ont accordé pour la réalisation de la partie pratique au niveau de leur laboratoire.

Je ne saurais oublier tous mes collègues et amis, ainsi que toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à ce travail, qu'ils trouvent ici l'expression de ma sincère gratitude.

Je remercie également mes parents, pour leur soutien et leurs encouragements, spécialement mon père qui a attendu ma soutenance avec impatience mais dieu en a voulu autrement en le rappelant à lui. Mes remerciements vont également à ma femme qui a été très patiente avec moi, ma sœur et mon frère.

TABLE DES MATIERES

RESUME.....	VI
LISTE DES PRINCIPAUX SYMBOLES.....	IX
LISTE DES FIGURES.....	XIII
LISTE DES TABLEAUX.....	XX
INTRODUCTION GENERALE.....	1

PARTIE I
BIBLIOGRAPHIE

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LE PROBLEME DE RETRAIT/GONFLEMENT ET SON INCIDENCE SUR LES CONSTRUCTIONS

1.1. INTRODUCTION.....	4
1.2. RETRAIT/GONFLEMENT DES SOLS.....	5
1.2.1. Nature du phénomène.....	7
1.2.2. Manifestations des désordres du phénomène sur les bâtiments fondés sans précautions sur sols argileux.....	9
1.2.3. Déformations des structures selon le type de mouvement de sol et le mode de fondations.....	11
1.2.3.1. Forme et direction des fissures selon le type de mouvement du sol....	11
1.2.3.2. Forme de la fissuration en fonction du mode de fondation.....	12
1.3. CLASSIFICATION DES SOLS GONFLANTS.....	13
1.4. PRINCIPALES CAUSES DES VARIATIONS DE VOLUME DU SOL.....	18
1.4.1. Modification des contraintes mécaniques.....	18
1.4.2. Modification des contraintes hydriques.....	19
1.4.3. Effet physico-chimique.....	20
1.5. STRUCTURE MINERALOGIQUE DES ARGILES.....	20
1.6. PROPRIETES PHYSICO-CHIMIQUES ET LIAISONS INTERFOLIAIRES.....	24
1.7. PRINCIPALES FAMILLES D'ARGILES.....	24
1.7.1. Les kaolinites.....	25
1.7.2. Les smectites.....	25
1.7.3. Les illites	26
1.8. DOUBLE STRUCTURE DES SOLS GONFLANTS.....	27
1.9. EVOLUTION DE LA STRUCTURE DES ARGILES EN FONCTION DES DIFFERENTES SOLLICITATIONS.....	28
1.9.1. Influence d'une sollicitation hydrique : humidification.....	28
1.9.2. Influence d'une sollicitation hydrique : drainage.....	29
1.9.3. Influence d'une sollicitation mécanique.....	30
1.10. MECANISME DE RETRAIT/GONFLEMENT DES ARGILES.....	30
1.10.1. Gonflement des argiles.....	30
1.10.1.1. Mécanisme de gonflement.....	31
A. Gonflements au sens physico-chimique.....	31
B. Gonflement au sens mécanique.....	34
1.10.1.2. Définition des paramètres de gonflement.....	35
A. Méthode de gonflement libre.....	36
B. Méthode sous charge constante.....	37
C. Méthode à volume constant.....	37

1.10.2. Retrait des argiles.....	38
1.10.2.1. Mécanisme de retrait.....	38
1.10.2.2. Détermination de la limite de retrait.....	40
1.11. CONCLUSION.....	41

CHAPITRE II : TECHNIQUES DE MESURE ET DE CONTROLE DE LA SUCCION

2.1. INTRODUCTION.....	43
2.2. LA SUCCION DANS LES SOLS	43
2.2.1. États de saturation d'un sol.....	44
2.2.2. Définition de la succion.....	44
2.2.3. Composantes de la succion.....	45
2.2.3.1. Succion matricielle.....	45
A. <i>Succions capillaires</i>	45
B. <i>Succion d'adsorption</i>	48
2.2.3.2. Succion osmotique.....	48
2.3. EFFETS DE LA SUCCION SUR LES PARTICULES SOLIDES.....	49
2.4. EFFETS DES DIFFERENTES COMPOSANTES DE LA SUCCION SUR LE COMPORTEMENT DES SOLS NON SATURES.....	50
2.5. TECHNIQUES DE MESURE ET DE CONTROLE DE LA SUCCION.....	51
2.5.1. Techniques de mesure de la succion.....	51
2.5.1.1. Tensiomètre.....	51
2.5.1.2. Plaque de succion	53
2.5.1.3. Méthode psychrométrique.....	54
2.5.1.4. Méthode du papier filtre.....	55
2.5.2. Techniques de contrôle de la succion.....	56
2.5.2.1. Méthode par translation d'axe	56
A. <i>Plaques tensiométriques</i>	57
B. <i>Appareil de Richards</i>	57
2.5.2.2. Méthode osmotique	59
2.5.2.3. Dessiccateur à vide (Méthode à pression de vapeur)	61
2.6. DOMAINES D'APPLICATION.....	62
2.7. OEDOMETRES UTILISANT DES DISPOSITIFS D'IMPOSITION DE LA SUCCION	63
2.7.1. Œdomètre à surpression d'air	63
2.7.2. Œdomètre à solution saline.....	66
2.7.3. Œdomètre osmotique	67
2.8. CONCLUSION.....	70

CHAPITRE III : COMPORTEMENT HYDROMECHANIQUE DES SOLS FINS NON SATURES

3.1. INTRODUCTION.....	72
3.2. COURBE DE RETENTION.....	72
3.3. PHENOMENE D'HYSTERESIS.....	73
3.4. COMPORTEMENT VOLUMIQUE DES ARGILES SUR CHEMIN DE DRAINAGE-HUMIDIFICATION.....	75
3.4.1. Chemin de drainage-humidification sur une pâte.....	77
3.4.2. Chemin de drainage-humidification sur un matériau surconsolidé.....	79
3.4.3. Chemin de drainage-humidification sur un matériau à l'état naturel.....	82

3.4.4. Effet de la succion sur la variation du volume des sols gonflant.....	85
3.5. COMPORTEMENT VOLUMIQUE DES ARGILES LORS D'UN CHARGEMENT MECANIQUE.....	86
3.5.1. La compressibilité mécanique.....	88
3.5.2. Pression de préconsolidation apparente.....	95
3.6. INFLUENCE DES CYCLES DE SUCCIONS SUR LE GONFLEMENT.....	97
3.7. INFLUENCE DU CHEMIN DE CONTRAINTES SUR LES DEFORMATIONS..	102
3.8. CONCLUSION.....	104

CHAPITRE IV : APPROCHES DE MODELISATION DES SOLS NON SATURES

4.1. INTRODUCTION.....	106
4.2. CONCEPT DE CONTRAINTE EFFECTIVE.....	106
4.2.1. Généralisation de la définition de la contrainte effective aux sols non saturés.....	107
4.2.2. Définition de la contrainte effective généralisée.....	109
4.2.3. Modèles élastoplastiques en contrainte effective généralisée.....	110
4.2.3.1. Modèle de <i>Modaressi et Abou-Bekr</i>	110
4.3. CONCEPT DE SURFACE D'ETAT.....	116
4.4. APPROCHE EN VARIABLES D'ETATS INDEPENDANTES.....	118
4.4.1. Modèle élastoplastique de Barcelone pour les sols non saturés.....	118
4.4.2. Modèle élastoplastique de Barcelone pour les sols gonflants (<i>BExM</i>).....	123
4.5. INCLUSION DU VOLUME D'EAU SPECIFIQUE OU DU DEGRE DE SATURATION COMME 4 ^{ème} VARIABLE D'ETAT.....	130
4.6. CONCLUSION.....	131

PARTIE II ETUDE EXPERIMENTALE
--

CHAPITRE V : CARACTERISATION ET ESTIMATION DU POTENTIEL DE GONFLEMENT DES SOLS DE LA REGION DE BOUMAGUEUR

5.1. INTRODUCTION.....	133
5.2. SITUATION GEOGRAPHIQUE DE LA REGION DE BOUMAGUEUR.....	133
5.3. CAS PATHOLOGIQUES DANS LA REGION DE BOUMAGUEUR.....	133
5.4. RECONNISSANCE GEOLOGIQUE.....	136
5.4.1. Le Tertiaire.....	136
5.4.2. Le Quaternaire.....	136
5.5 RECONNAISSANCE HYDROGEOLOGIQUE ET HYDROLOGIE DE SURFACE.....	138
5.6. RECONNAISSANCE CLIMATOLOGIQUE.....	140
5.6.1. Pluviométrie.....	140
5.6.2. Température.....	141
5.6.3. Diagramme ombrothermique.....	142
5.6.4. Humidité relative.....	143
5.6.5. Indice d'aridité de MARTONNE (1927).....	144

5.7. RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE.....	145
5.7.1. Stratigraphie de la région de Boumagueur.....	146
5.7.2. Caractérisation physique et géotechnique.....	146
5.8. ESTIMATION DU POTENTIEL DE GONFLEMENT A PARTIR DES METHODES DE CLASSIFICATION.....	150
5.9. MESURE DU POTENTIEL DE GONFLEMENT À PARTIR DES ESSAIS MÉCANIQUES (MESURE DIRECTE).....	153
5.10. CONCLUSION.....	155

CHAPITRE VI : CARACTERISATION DU COMPORTEMENT DE LA MARNE DE BOUMAGUEUR SUR CHEMIN DE DRAINAGE-HUMIDIFICATION

6.1. INTRODUCTION.....	157
6.2. MATERIAU ETUDIE.....	158
6.2.1. Identification physico-chimique.....	160
6.2.2. Composition chimique des minéraux.....	163
6.2.3. Minéralogie.....	164
6.3. PREPARATION DES ECHANTILLONS.....	165
6.4. CARACTERISATION A L'ETAT SATURE.....	166
6.4.1. Comportement sur chemin œdométrique.....	166
6.5. COMPORTEMENT SUR CHEMIN DE DRAINAGE-HUMIDIFICATION.....	170
6.5.1. Choix des méthodes d'imposition de la succion.....	170
6.5.1.1. Technique de contrôle par la méthode osmotique.....	170
6.5.1.2. Technique de contrôle par phase vapeur (ou technique des solutions salines saturées).....	173
6.5.2. Détermination des paramètres d'états.....	176
6.5.3. Etats initiaux des échantillons.....	178
6.5.4. Cycle de drainage-humidification sur une pâte saturée à $w_i \geq 1.2 w_L$	179
6.5.5. Cycle de drainage-humidification sur une pâte consolidée à 100 kPa.....	184
6.5.6. Identification du comportement dans le domaine saturé.....	187
6.5.7. Cycle de drainage-humidification sur un échantillon intact à l'état naturel.....	191
6.6. CONCLUSION.....	197

CHAPITRE VII : COMPORTEMENT DE LA MARNE DE BOUMAGUEUR SUR CHEMIN ŒDOMETRIQUE A SUCCION CONTROLEE

7.1. INTRODUCTION.....	198
7.2. CHOIX DE LA TECHNIQUE D'IMPOSITION DE LA SUCCION.....	198
7.3. DEVELOPPEMENT D'UN ŒDOMÈTRE OSMOTIQUE A DOUBLE ECHANGE.....	199
7.3.1. Description de la cellule œdométrique modifiée.....	199
7.3.1.1. Embase de la cellule.....	199
7.3.1.2. Bague rigide d'échantillon.....	200
7.3.1.3. Piston de la cellule.....	200
7.4. DESCRIPTION DU SYSTEME EXPERIMENTAL A ŒDOMÈTRE OSMOTIQUE.....	201
7.4.1. Influence du type de PEG utilisé.....	203
7.4.2. Mode de chargement mécanique.....	204
7.4.3. Mesure des déplacements verticaux.....	205
7.4.4. Mesure des échanges hydriques.....	205

7.5. PROGRAMME EXPERIMENTAL.....	206
7.5.1. Détermination des paramètres d'états.....	209
7.5.2. Phase de la mise en succion.....	210
7.5.3. Phase de chargement-déchargement mécanique.....	212
7.6. EFFET DE LA SUCCION SUR LA COMPRESSIBILITE.....	215
7.7. INTERPRETATION DES RESULTATS EN CONTRAINTE EFFECTIVE.....	218
7.7.1. Contrainte effective de Terzaghi.....	218
7.7.2. Interprétation en contrainte effective généralisée.....	220
7.8. CONCLUSION.....	223

PARTIE III SIMULATION NUMERIQUE
--

CHAPITRE VIII : SIMULATION NUMERIQUE DES ESSAIS NON SATUTRES SUR LA MARNE DE BOUMAGUEUR

8.1. INTRODUCTION.....	225
8.2. REPRESENTATION SUCCINTE DU MODELE	225
8.3. INFLUENCE DES PARAMETRES SUR LA REPONSE DU MODELE.....	230
8.3.1. Influence de P'_0 et k	231
8.3.2. Influence de s_e et d_{10}	231
8.3.3. Influence des paramètres de compressibilité λ_0, κ_0	232
8.4. SIMULATION DES ESSAIS EXPERIMENTAUX	235
8.4.1. Essais de caractérisation à l'état saturé.....	236
8.4.2. Essais de drainage-humidification.....	238
8.4.3. Essais œdométriques à succion contrôlée.....	242
8.5. CONCLUSION.....	250
CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES.....	251
ANNEXE I.....	255
ANNEXE II.....	260
ANNEXE III.....	264
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	265

ملخص

هذه الرسالة تقدم دراسة تجريبية للسلوك الهيدروميكانيكي لتربة طينية غير مشبعة في حالتها الطبيعية. تمت محاكاة النتائج المتحصل عليها بواسطة نموذج مرن-لدن مصاغ بمبدأ الاجهاد الفعال.

التربة محل الدراسة هي طين مناطق بومقر في الشرق الجزائري. عدة اضطرابات الناتجة عن ظاهرة انكماش/انتفاخ التربة لوحظت في هاته المنطقة.

أولاً، قمنا بإجراء تحقيقات ميدانية ودراسة تشمل أساساً التوصيف الجيولوجي، والهيدرولوجي، والمناخي، والجيوتقني لمنطقة بومقر. تعلن نتائج هذه الدراسة عن وجود خطر حدوث انكماش / انتفاخ في التربة المدروسة، وتم تأكيد ذلك لاحقاً من خلال الدراسة التقديرية المحتملة للتورم بطرق التصنيف وكذلك الاختبارات الميكانيكية (القياس المباشر)

بعد ذلك وبعد سلسلة من اختبارات التصنيف والتوصيف في الحالة المشبعة، بدأ توصيف السلوك الهيدروميكانيكي لهذه التربة. يتضمن البرنامج التجريبي أساساً اختبارات تجفيف واشباع التربة تحت اجهاد منعدم، اختبارات اودومترية ذات تحكم في الامتصاص. لغرض التحكم في الامتصاص تم استعمال تقنيتين، تقنية التناضح وتقنية التحكم في الرطوبة النسبية. ومن اجل إتمام هاته الدراسة تم تطوير جهاز اودومتري ذو قدرة في التحكم في الامتصاص بواسطة تقنية التناضح وذلك من الجهة السفلية والعلوية لعينة التربة.

فيما يخص اختبارات التجفيف واشباع التربة، فقد مكنت هاته النتائج من تحديد خصائص التربة من ناحية تعيين حد الانكماش ونسبة الماء والامتصاص الموافق له، كذلك الحد الفاصل بين التشبع من عدمه، بالإضافة إلى تأثير شكل الحالة الأولية للتربة على هذا الاختبار.

ومن جانبها، فقد اظهرت اختبارات الجهاز الاودومتري ذو القدرة في التحكم في الامتصاص، تأثير الاقتران بين الاجهادات المائية والميكانيكية على سلوك التربة كما مكنت من تحديد العلاقة بين الامتصاص وانضغاط التربة وكذلك اجهاد ما قبل التصلب من أجل عينات من التربة في حالتها الطبيعية.

علاوة على ذلك، فقد تم التحقق من قدرة النموذج مرن-لدن المرتكز على أساس نظرية الإجهاد الفعال المعمم على كم ونوعية النتائج التجريبية التي تم الحصول عليها.

كلمات مفتاحية: طين بومقر، غير المشبعة، انضغاط، امتصاص، تجفيف، تشبع، اودومتر، نموذج، الإجهاد الفعال.

RESUME

Cette thèse présente une étude expérimentale du comportement hydromécanique d'une argile non saturée à l'état naturel. Les résultats obtenus sont simulés par un modèle de comportement élastoplastique en contrainte effective.

Le matériau étudié est la marne de Boumagueur de l'est Algérien ($w_L = 61.5 \%$, $I_p = 32 \%$). Plusieurs cas pathologiques dus au phénomène de retrait / gonflement du sol ont été détectés dans cette zone.

Premièrement des investigations sur terrains ainsi qu'une étude comportant essentiellement une caractérisation géologique, hydrogéologique, climatologique et géotechnique de la région de Boumagueur, a été réalisée. Les résultats de cette étude confirment la présence du risque de retrait/gonflement de la marne étudiée, ce risque est corroboré par la suite par l'étude estimative du potentiel de gonflement par les méthodes de classification ainsi que les essais mécaniques (mesure directe).

Par la suite et après une série d'essais d'identification et de caractérisation à l'état saturé, une caractérisation du comportement hydromécanique de cette marne est entamée. Le programme expérimental réalisé comporte essentiellement des essais de drainage-humidification et des essais œdométriques à succion contrôlée. La technique osmotique et de contrôle par phase vapeur ont été mises en œuvre pour l'imposition de la succion. Un nouvel œdomètre osmotique a été développé. Cet appareil présente l'avantage d'une imposition de succion par les deux faces de l'échantillon supérieure et inférieure.

Les résultats sur chemin de drainage-humidification ont permis d'identifier les variables d'état en termes de teneur en eau, succion de retrait et du point d'entrée d'air, ainsi que l'effet des conditions initiales de remaniement sur un tel chemin.

De leur part, les essais œdométriques à succion contrôlée ont permis aussi de mettre en évidence le couplage hydromécanique et de définir la relation entre les paramètres de compressibilité et la pression de préconsolidation avec la succion, pour des échantillons intacts à l'état naturel.

Par ailleurs, la capacité d'un modèle élastoplastique basé sur la notion de contrainte effective généralisée à reproduire qualitativement et quantitativement les différents résultats expérimentaux obtenus, a été vérifiée.

Mots-clés : Marne de Boumagueur, non saturé, consolidé, succion, drainage-humidification, œdomètre, modèle, contrainte effective.

ABSTRACT

This thesis presents an experimental study of the hydromechanical behavior of unsaturated clay in its natural state. The obtained results are simulated by an elastoplastic model based on the effective stress concept.

The studied material is the Boumagueur marl from eastern Algeria (LL = 61.5%, PI = 32%). Several pathological cases due to the phenomenon of shrinkage / swelling of the soil were detected in this area.

Firstly, field investigations and a study essentially include a geological, hydrogeological, climatological and geotechnical characterization of the Boumagueur region, was realized. The results of these study announce the presence of the risk of shrinkage / swelling of the studied marl, this risk is subsequently confirmed by the estimated study of the swelling potential by the classification methods as well as the mechanical tests (direct measurement).

Subsequently and after a series of identification tests and characterization in the saturated state, a characterization of the hydromechanical behavior of this marl is started. The realized experimental program includes essentially drying-wetting and controlled suction oedometer tests. Osmotic and vapor equilibrium technics control were used for suction imposition. A new osmotic oedometer was developed. This device has the advantage that suction is imposed by both sides upper and lower, of the sample.

The drying-wetting results allowed identifying the state variables in terms of water content, shrinkage and air entry suction, as well as the effect of the initial conditions of disturbance on such path.

For their part, the suction controlled oedometer tests have also helped to highlight the hydromechanical coupling and define the relationship between the parameters of compressibility and preconsolidation pressure with suction for intact samples in their natural state.

Moreover, the ability of an elastoplastic model based on the generalized effective stress concept to reproduce qualitatively and quantitatively different experimental results was verified.

Keywords: Boumagueur marl, unsaturated, consolidated, suction, drying-wetting, oedometer, model, effective stress.

LISTE DES PRINCIPAUX SYMBOLES

- C : Concentration en PEG exprimée en g de PEG par g d'eau ;
- C_c : Indice de compression ;
- C_g, C_s : Indice de gonflement ;
- C_d : Indice de drainage défini dans le plan $[e, \log(s)]$;
- C_h : Indice d'humidification défini dans le plan $[e, \log(s)]$;
- d_{10} : Diamètre des grains correspondant à 10% de passant ;
- $d\varepsilon_v^e$: Incrément de la déformation volumique élastique ;
- $d\varepsilon_v^p$: Incrément de la déformation volumique plastique ;
- $d\varepsilon_d^e$: Incrément de la déformation déviatoire élastique ;
- $d\varepsilon_{vp}^e$: Incrément de la déformation volumique élastique due à une variation de la sollicitation mécanique ;
- $d\varepsilon_{vp}^p$: Incrément de la déformation volumique plastique due à une variation de la sollicitation mécanique ;
- $d\varepsilon_{vs}^e$: Incrément de la déformation volumique élastique due à une variation de la contrainte hydrique ;
- $d\varepsilon_{vs}^p$: Incrément de la déformation volumique élastique due à une variation de la contrainte hydrique ;
- $d\varepsilon_{v\ mac\ s}^e$: Incrément de la déformation volumique élastique macrostructurale due à une variation de la contrainte hydrique ;
- $d\varepsilon_{v\ mac\ p}^e$: Incrément de la déformation volumique élastique macrostructurale due à une variation de la sollicitation mécanique ;
- e_i : Indice des vides initial ;
- e_f : Indice des vides finale ;
- e_{mic} : Indice des vides microstructural ;
- e_{mac} : Indice des vides macrostructural ;
- e_s : Indice des vides après la phase de la mise en succion ;
- e_{SL} : Indice des vides de retrait ;
- $e_{1.5s}$: Indice des vides après mise en succion, sous une charge de 1.5 kPa ;
- g : Accélération de la pesanteur ;
- $G(P')$: Module de cisaillement élastique ;

G_i : Modules de cisaillement à la pression de référence P_{ref} ;
 G_s : densité des grains solides ;
 h_c : Hauteur d'ascension capillaire ;
 h_0 : Hauteur initiale de l'échantillon ;
 H_r : Humidité relative de l'air ;
 $\Delta h, \Delta H$: la variation de la hauteur de l'échantillon ;
 I_p : Indice de plasticité ;
 I_R : Indice de retrait ;
 $K(e)$: Fonction d'interpolation pour les arrangements irréguliers de sphères ;
 K_i : Modules élastique à la pression de référence P_{ref} ;
 K_m : Indice de compressibilité de la microstructure ;
 $K(P')$: Module élastique volumique ;
 k' : Paramètre intrinsèque du matériau ;
 M_v : Masse molaire de la vapeur d'eau ;
 P, P^* : Pression moyenne nette ;
 P_c, P_{ref} : Pression de référence ;
 P_{cri} : Pression critique dans le domaine saturé ;
 P_{cri}^{ns} : Pression critique dans le domaine non saturé ;
 P_{cri}^0 : Pression critique à l'état initial ;
 P_{ref}^* : Pression moyenne nette de référence ;
 P_s, P_s^* : Pression de préconsolidation apparente sous la succion s ;
 P' : Pression moyenne effective ;
 P_0^*, P_0 : Pression de préconsolidation apparente sous une succion nulle ;
 P_h : poids humide ;
 P_{hk} : poids humide plus kerdane ;
 P_{imm} : poids d'immersion dans le kerdane ;
 P_s : poids sec ;
 p_v : Pression partielle de vapeur ;
 p_{vs} : Pression de vapeur saturante à la température T ;
 q' : Contrainte effective déviatoire ;
 R : Constante des gaz parfaits ;
 r : Paramètre égal au rapport entre $\lambda(s \rightarrow \infty) / \lambda(0)$;

r : Rayon du tube capillaire

r_i : Le degré de mobilisation du mécanisme isotrope ;

r_k : Le degré de mobilisation du cisaillement définissant le rapport entre le cisaillement mobilisé par le mécanisme et le maximum du cisaillement mobilisable ;

s : succion totale ;

s_{SL} : succion de retrait ;

s_d, s_e : succion d'entrée d'air ;

s_{resat} : succion de resaturation ;

s_0 : Plus grande succion connue par le sol ;

S_r : Degré de saturation ;

S_{r_f} : Degré de saturation final ;

S_{r_i} : Degré de saturation initial ;

T : Température absolue ;

th : La fonction tangente hyperbolique ;

T_s : Tension superficielle à l'interface eau air ;

u_a : Pression de l'air ;

u_w : Pression de l'eau ;

v : Volume spécifique, $v = 1 + e$;

v_w : Volume d'eau spécifique ;

w : Teneur en eau ;

w_f : teneur en eau finale ;

w_i : teneur en eau initiale ;

w_L : Limite de liquidité ;

w_P : Limite de plasticité ;

w_R, w_{SL} : Limite de retrait ;

w_{PF} : teneur en eau du papier filtre ;

β : Paramètre qui contrôle le taux d'augmentation de la raideur avec la succion ; Compressibilité plastique ;

χ : Paramètre qui définit la contribution de la succion dans la contrainte effective ;

ε_g : Potentiel de gonflement ;

ε_s : Taux de gonflement ;

$\varepsilon_{v\ mac}^p$: Déformation volumique plastique macrostructurale ;
 $\varepsilon_{v\ mic}^e$: Déformation volumique élastique microstructurale ;
 φ : Angle de frottement intrinsèque du matériau ;
 γ_w : Poids volumique de l'eau ;
 γ_s : Poids volumique des grains solides ;
 γ_h : Poids volumique humide ;
 γ_d : Poids volumique sec ;
 γ_k : Poids volumique du kerdane ;
 κ : Compressibilité élastique pendant le déchargement ;
 $\kappa(s), \kappa_s$: Coefficient de gonflement (élastique) à succion non nulle ;
 $\kappa(0), \kappa_0$: Coefficient de gonflement (élastique) à succion nulle ;
 $\kappa_{s\ char}$: Compressibilité élastique pendant le chargement ;
 λ : Compressibilité plastique ;
 $\lambda(s), \lambda_s$: Compressibilité plastique à succion non nulle ;
 $\lambda(0), \lambda_0$: Compressibilité plastique à succion nulle ;
 $\lambda(\pi_{eq})$: Compressibilité plastique calculée avec la contrainte $(\sigma + \pi_{eq})$ à une succion donnée ;
 π_{eq}, σ_c : Contrainte capillaire équivalente
 $\pi_{eq}^{max}, \sigma_{c\ max}$: Contrainte capillaire équivalente maximale ;
 ρ_w : Masse volumique de l'eau ;
 σ : Contrainte totale ;
 σ_e : Contrainte extérieure ;
 σ_g : Pression de gonflement ;
 σ' : Contrainte effective ;
 Ψ : Angle de dilatance ;
 ψ_{sr} : La pente de la courbe donnant la variation du degré de saturation en fonction de la contrainte moyenne nette dans le plan $[S_r, (\ln P^*)]$;
 Γ_{sr} : Degré de saturation sous la contrainte moyenne nette de référence P_{ref}^* ;

LISTE DES FIGURES

Figure. 1-1. Cas pathologiques dus au phénomène de retrait/gonflement des argiles dans plusieurs régions en Algérie.....	05
Figure. 1-2. Quelques cas pathologiques dus au phénomène de retrait/gonflement des argiles dans la région de Batna.....	06
Figure. 1-3. Schéma de principe du phénomène de retrait/gonflement des argiles (Bureau de recherches géologiques et minières "BRGM", site www.argiles.fr).....	08
Figure. 1-4. Désordres à l'ensemble du bâtiment et de l'ossature (CEBTP, 1991).....	09
Figure. 1-5. Désordres partiels dus : a) à la variation d'épaisseur du sol argileux sensible ; b) à l'existence d'un sous-sol partiel (CEBTP, 1991).....	10
Figure. 1-6. Exemples de désordres affectant : a) un appentis ; b) les dallages extérieurs (CEBTP, 1991).....	10
Figure. 1-7. Désordres partiels dus à la présence d'un arbre trop proche d'angle du bâti (CEBTP, 1991).....	10
Figure. 1-8. Formes et direction des fissures selon le type de déformation (Mouroux et al, 1988).....	11
Figure. 1-9. Types de déformations pour un radier général (Mouroux et al, 1988).....	12
Figure. 1-10. Formes et direction des fissures pour des semelles filantes (Mouroux et al, 1988).....	12
Figure. 1-11. Formes et directions des fissures pour des appuis isolés (Mouroux et al, 1988).....	13
Figure. 1-12. Diagramme de classification du potentiel de gonflement (Vijavergia et Ghazzaly, 1973, complété par Dakshanamurphy et Raman, 1973).....	16
Figure. 1-13. Diagramme de classification du potentiel de gonflement (Seed et al, 1962).....	17
Figure. 1-14. Diagramme de classification du potentiel de gonflement (Williams et Donaldson, 1980).....	18
Figure. 1-15. Représentation d'un tétraèdre et d'une couche tétraédrique.....	21
Figure. 1-16. Représentation d'un octaèdre et d'une couche octaédrique.....	21
Figure. 1-17. Structure de kaolinite et de montmorillonite (Mitchell, 1993).....	22
Figure. 1-18. Différents niveaux structuraux des sols gonflants (Gens et Alonso, 1992)...	23
Figure. 1-19. Structure des sols gonflants (Gens et Alonso, 1992).....	28
Figure. 1-20. Représentation schématique du fractionnement des particules lors de l'hydratation (Saiyouri, 1996).....	29
Figure. 1-21. Schéma présentant les différentes origines du gonflement (Gens et Alonso, 1992).....	31
Figure. 1-22. Représentation schématique de la <i>double couche diffuse</i>	33
Figure. 1-23. Méthode de gonflement libre à l'appareil œdométrique.....	36
Figure. 1-24. Méthode de gonflement sous charge constante à l'appareil œdométrique...	37
Figure. 1-25. Méthode de gonflement à volume constant à l'appareil œdométrique.....	38
Figure. 1-26. Différentes phases du retrait (Schubert, 1982 cité dans Nowamooz, 2007).....	39
Figure. 1-27. Courbe de retrait classique (Nowamooz, 2007).....	40
Figure. 1-28. Détermination des limites de retrait (a) conventionnelle sur un matériau argileux remanié et (b) effective sur le même matériau intact. (Nowamooz, 2007).....	41
Figure. 2-1. (a) : angle de contact, (b) : Phénomène d'ascension capillaire.....	46
Figure. 2-2. Mécanismes possibles d'adsorption à la surface de l'argile (Mitchell, 1993).....	49
Figure. 2-3. Effets de la succion sur les grains du sol.....	49

Figure. 2-4. Variation des succions totale, matricielle et osmotique en fonction de la teneur en eau pour une argile compactée (<i>Krahn et Fredlund, 1972</i>).....	51
Figure. 2-5. Coupe schématique d'un Tensiomètre (<i>Xiang-Ling Li, 1999</i>).....	52
Figure. 2-6. Tensiomètre pour fortes succions de l'Imperial Collège (<i>Ridley et Burland, 1995</i>).....	53
Figure. 2-7. Coupe schématique d'une plaque de succion (<i>Xiang-Ling Li, 1999</i>).....	54
Figure. 2-8. Effet Peltier et effet Seebeck (<i>Fredlund et Rahardjo, 1993</i>).....	54
Figure. 2-9. Méthode du papier-filtre pour la mesure de la succion matricielle (<i>Delage et Cui 2001</i>).....	55
Figure. 2-10. Méthode du papier filtre pour la mesure de la succion totale et matricielle (<i>Fredlund et Rahardjo 1993</i>).....	55
Figure. 2-11. Courbe d'étalonnage typique pour deux types du papier filtre (<i>Fredlund et Rahardjo 1993</i>).....	56
Figure. 2-12. Principe de la plaque tensiométrique (<i>Delage et Cui, 2001</i>).....	57
Figure. 2-13. Cellule de Richards pour le contrôle de succion par translation d'axe (<i>Delage et Cui, 2001</i>).....	58
Figure. 2-14. Principe de l'imposition de succion par la méthode osmotique.....	59
Figure. 2-15. Schéma du principe du montage osmotique.....	60
Figure. 2-16. Courbe d'étalonnage du PEG (<i>Delage et al, 1998</i>).....	60
Figure. 2-17. Contrôle de succion par phase vapeur (<i>Delage et Cui, 2001</i>).....	61
Figure. 2-18. Œdomètre à succion contrôlée par suppression d'air (<i>Geiser, 1999</i>).....	63
Figure. 2-19. Œdomètre à succion contrôlée par la méthode de translation d'axe. APC : Contrôleur de pression d'air, WPC : contrôleur de pression de l'eau (<i>Cuisinier et Laloui, 2004</i>).....	64
Figure. 2-20. Schéma d'un œdomètre à solutions salines : (a) vue générale ; (b) détail de l'emplacement de l'éprouvette (<i>Cuisinier et Masrouri, 2005</i>).....	66
Figure. 2-21. Appareil œdométrique à solutions salines (<i>Bernier et al. 1997</i>).....	67
Figure. 2-22. Œdomètre osmotique développé par <i>Kassif et Ben Shalom, 1971</i>	68
Figure. 2-23. Montage de l'œdomètre à succion contrôlée utilisé par <i>Delage et, 1992</i>	69
Figure. 3-1. Courbe de rétention d'eau : degré de saturation et teneur en eau en fonction de la succion (<i>Indarto, 1991</i>).	73
Figure. 3-2. Mécanismes entraînant le phénomène d'hystérésis (<i>Delage et Cui, 2001</i>)...	74
Figure. 3-3. Variation de l'indice des vides en fonction de la succion pour un échantillon d'argile de <i>Boom</i> sous contrainte verticale constant de 5,5 MPa (<i>Robinet et al, 1997</i>).....	76
Figure. 3-4. Premier cycle de drainage-humidification sur l'argile blanche préparée sous forme d'une pâte à $w_i = 1,5 w_L$ (<i>Fleureau et al, 1993</i>).....	76
Figure. 3-5. Premier cycle de drainage-humidification sur l'argile de <i>Vieux pré</i> initialement sous forme de pâte à $w_i = 1.5 w_L$, (<i>Indarto, 1991</i>).....	78
Figure. 3-6. Influence de la contrainte de consolidation des échantillons de kaolinite sur le chemin de drainage (<i>Biarez et al, 1988</i>).....	80
Figure. 3-7. Influence de la contrainte de consolidation sur les chemins de drainage : (a) <i>Zerhouni, 1991</i> ; (b) <i>Maouchi, 1998</i>	80
Figure. 3-8. Influence de la contrainte de consolidation sur la réversibilité des cycles de drainage-imbibition (<i>Maouchi, 1998</i>).....	81
Figure. 3-9. Variation de l'indice des vides avec la succion lors d'un cycle séchage-humidification d'échantillons compactés sous différentes pressions de consolidation (<i>Pakzad, 1995, cité dans Mrad, 2005</i>).....	82

Figure. 3-10. Chemin de drainage sur un sol superficiel intact du bassin parisien (Zerhouni, 1991).....	83
Figure. 3-11. Représentation globale d'un cycle de drainage-humidification sur la marne remaniée ($w_i = 1,2 w_L$) et des chemins de drainage-humidification sur la marne non remaniée ($w_i = 6,2 \%$) (Biarez et al, 1988).....	84
Figure. 3-12. Comparaison des courbes de drainage avec les courbes de compression œdométriques et isotropes (Fleureau et al, 1993).....	86
Figure. 3-13. Essais de compressions cycliques sur des argiles saturées (Bélanteur et al, 1997).....	87
Figure. 3-14. Évolution de l'indice des vides avec la contrainte appliquée lors d'un cycle mécanique sur des échantillons d'argile de : a) FoCa compactée (Yahia-Aïssa, 1999), et b) Bavent saturée (Alshihabi, 2002).....	87
Figure. 3-15. Variation de l'indice des vides sur chemin de chargement œdométrique à succion contrôlée (Lloret et al, 2003).....	89
Figure. 3-16. Évolution de l'indice des vides lors du cycle chargement-déchargement-rechargement à succions contrôlées sur une argile gonflante FoCa fortement compactée (Yahia-Aïssa, 1999).....	90
Figure. 3-17. Evolution de la pente de compressibilité vierge λ_s en fonction de la succion : (a) Qin et al, 2015 et (b) Derfouf, 2014.....	90
Figure. 3-18. Résultats d'essais œdométriques à succion contrôlée, (Cuisinier, 2002)...	91
Figure. 3-19. Variation de λ_s avec la succion, (Cuisinier, 2002).....	92
Figure. 3-20. Résultats d'essais œdométriques à succion contrôlée (Nowamooz, 2007)..	92
Figure. 3-21. Variation de la pente λ_s avec la succion selon Cuisinier, 2002 et Nowamooz, 2007.....	93
Figure. 3-22. Procédure de détermination de la compressibilité λ_s et la pression de consolidation apparente P_s^* , (Nowamooz, 2007).....	94
Figure. 3-23. Variation de la pente λ_s en fonction de la succion (Kogho et al, 2001, cité dans Nowamooz, 2007).....	94
Figure. 3-24. Variation de la pression de préconsolidation apparente avec la succion, (Cuisinier, 2002).....	96
Figure. 3-25. Évolution des propriétés du gonflement avec le nombre de cycles hydriques sur six sols intacts (Al-Hamoud et al, 1995).....	97
Figure. 3-26. Essai de cycles humidification-séchage sur l'argile de Bavent compactée du côté humide de l'optimum (Alshihabi, 2002).....	98
Figure. 3-27. Essais de gonflement-retrait réalisés sur un silt argileux compacté du côté humide de l'optimum (Day 1994, cité dans Mrad 2005).....	99
Figure. 3-28. Essais de gonflement-retrait sur un mélange de quartz et montmorillonite : a) compactage du côté sec ($w = 10\%$), b) compactage du côté humide ($w = 30 \%$). (Day, 1995, cité dans Mrad, 2005).....	99
Figure. 3-29. Relations entre les déformations verticales et les cycles de gonflement-retrait (Asmaa et al, 2016).....	100
Figure. 3-30. Exemple d'accumulation des déformations dû aux cycles de succion : a) accumulation de déformation d'expansion (Pousada 1984), b) accumulation de déformation de compression (Bluemel 1991). (cité dans Alonso et al, 1999).....	100
Figure. 3-31. variations de volume d'une argile gonflante lors de cycles d'humidification/dessiccation réalisés sous différentes charges verticales constantes (Alonso et al, 1995).....	101
Figure. 3-32. Influence : a) de la pression de surcharge ; b) des conditions initiales sur les déformations verticales (Tripathy et al, 2002).....	102

Figure. 3-33. Influence du chemin de contrainte sur les déformations : a) chemins suivis ; b) variations de l'indice des vides (<i>Cuisinier2002</i>).....	102
Figure. 3-34. Dépendance de la déformation au chemin de contraintes suivi (<i>Lloret et al, 2003</i>).....	103
Figure.4-1. Variation de la contrainte capillaire en fonction de la succion, (<i>Abou-Bekr, 1995</i>).....	112
Figure.4-2. Mécanisme isotrope définition du paramètre <i>d</i> (<i>Hajal, 1984, cité dans Abou-Bekr, 1995</i>).....	114
Figure. 4-3. Surface de charge du mécanisme déviatoire, (<i>Abou-Bekr, 1995</i>).....	116
Figure. 4-4. Surface d'état obtenue par <i>Matyas et Radhakrishna, 1968</i>	118
Figure. 4-5. Surfaces de plasticité dans le plan ($p^* - s$) (<i>Alonso et al, 1990</i>).....	120
Figure. 4-6. Couplages des surfaces de charges <i>LC</i> et <i>SI</i> (<i>Alonso et al, 1990</i>).....	121
Figure. 4-7. Représentation de la courbe <i>NL</i> (<i>Gens et Alonso, 1992</i>).....	124
Figure. 4-8. Surfaces de charge du modèle <i>BExM</i> (<i>Gens et Alonso, 1992</i>).....	126
Figure. 5-1. Localisation géographique de la région de Boumagueur.....	134
Figure. 5-2. Quelques cas pathologiques constatés dans la région de Boumagueur.....	135
Figure. 5-3. Extrait de la carte géologique de N'Gaous (1/50000, Source : INSTITUT NATIONAL DE CARTOGRAPHIE ALGER).....	137
Figure. 5-4. Description et localisation de quelques forages réalisés dans la région de N'Gaous et Boumagueur.....	139
Figure. 5-5. Variation annuelle des précipitations durant la période 1990-2010.....	141
Figure. 5-6. Variation moyenne mensuelle des précipitations durant la période 1990-2010.....	141
Figure. 5-7. Variation de la température mensuelle moyenne et extrême durant la période 1989-2008.....	142
Figure. 5-8. Diagramme ombrothermique de la région d'étude de Boumagueur.....	143
Figure. 5-9. Variation moyenne mensuelle d'humidité relative durant la période 1990-2010.....	144
Figure. 5-10. Variations de la densité humide et sèche en fonction de la profondeur.....	147
Figure. 5-11. Courbes des analyses granulométriques effectuées sur des différentes profondeurs dans la région de Boumagueur.....	148
Figure. 5-12. Variation du pourcentage : a) des particules fines ($< 80 \mu m$) et b) de la fraction argileuse ($< 2 \mu m$) en fonction de la profondeur.....	148
Figure. 5-13. Classification triangulaire de Casagrande des sols testés.....	149
Figure. 5-14. Situation des sols testés sur l'abaque de plasticité de Casagrande.....	149
Figure. 5-15. Variation de : a) la limite de liquidité et b) de l'indice de plasticité en fonction de la profondeur.....	150
Figure. 5-16. Diagramme de classification du potentiel de gonflement d'après <i>Vijavergia et Ghazzaly, 1973</i> , complété par <i>Dakshanamurphy et Raman, 1973</i>	151
Figure. 5-17. Diagramme de classification du potentiel de gonflement d'après <i>Williams et Donaldson, 1980</i>	151
Figure. 5-18. Diagramme de classification du potentiel de gonflement d'après <i>Seed et al, 1962</i>	152
Figure. 5-19. Variation de la pression de gonflement des sols testés en fonction de la profondeur.....	154
Figure. 5-20. Variation de a) l'indice de compression C_c et b) l'indice de gonflement C_s en fonction de la profondeur.....	154

Figure. 6-1. Site de prélèvement d'El-Gharnoug.....	158
Figure. 6-2. Localisation des sondages carottés <i>SC 01</i> , <i>SC 02</i> , <i>SC 03</i> et <i>SC 04</i> (Source : Laboratoire LHC Sud, unité de Batna).....	159
Figure. 6-3. Coupe lithologique des sondages carottés.....	159
Figure. 6-4. Courbe granulométrique de la marne de Boumagueur.....	160
Figure. 6-5. Résultats de l'analyse granulométrique par diffraction laser.....	161
Figure. 6-6. Position de la marne de Boumagueur sur le diagramme de Casagrande.....	162
Figure. 6-7. Résultat de la diffraction aux rayons X de la marne de Boumagueur.....	164
Figure. 6-8. Matériau intact (non remanié) sous forme des carottes.....	165
Figure. 6-9. préparation de la pâte saturée.....	166
Figure. 6-10. Consolidation des échantillons sous forme de pâte.....	166
Figure. 6-11. Essai œdométrique sur : (a) Pâte saturée à $w_i \geq 1.2 w_L$ et (b) pâte consolidée à 100 kPa.....	168
Figure. 6-12. Variation du gonflement sous la charge du piston en fonction du temps.....	169
Figure. 6-13. Essai de gonflement libre sur un échantillon intact à l'état naturel.....	169
Figure. 6-14. Dispositif d'essai pour la technique osmotique.....	172
Figure. 6-15. Evolution de la masse des échantillons secs en fonction du temps pendant un essai d'humidification par la méthode osmotique.....	172
Figure. 6-16. Humidimètre à sonde pour la mesure de l'humidité relative et de la température des solutions salines saturées.....	174
Figure. 6-17. Préparation d'une solution saline saturée.....	175
Figure. 6-18. Dispositif d'essai pour la technique de contrôle par phase vapeur.....	175
Figure. 6-19. Evolution de la masse des échantillons humides en fonction du temps pendant un essai de drainage par la méthode des solutions salines saturées.....	175
Figure. 6-20. Dispositif de mesure pour la pesée hydrostatique au kerdane.....	176
Figure. 6-21. Immersion des échantillons dans le kerdane.....	177
Figure. 6-22. Préparation des échantillons pour la mesure de la succion initiale du sol par la méthode du papier filtre.....	179
Figure. 6-23. Chemin de drainage-humidification sur la marne de Boumagueur sous forme de pâte saturée à $w_i \geq 1.2 w_L$ (Essai : D1).....	183
Figure. 6-24. Chemin de drainage-humidification sur la marne de Boumagueur sous forme de pâte consolidée à 100 kPa (Essai : D2).....	186
Figure. 6-25. Comparaison entre le chemin de drainage-humidification de l'essai D1 avec le chemin œdométrique (ES1).....	189
Figure. 6-26. Comparaison entre le chemin de drainage-humidification de l'essai D2 avec le chemin œdométrique (ES2).....	189
Figure. 6-27. Chemin de drainage d'un milieu granulaire (<i>Taibi, 1994</i>).....	190
Figure. 6-28. Chemins de drainage-humidification suivis pour les essais sur des échantillons intacts à l'état naturel.....	192
Figure. 6-29. Chemin de drainage-humidification sur la marne de Boumagueur sous forme d'échantillon intact à l'état naturel (Essai : D3).....	194
Figure. 6-30. Chemin de drainage-humidification-drainage sur la marne de Boumagueur sous forme d'échantillon intact à l'état naturel (Essai : D4).....	196
Figure. 7-1. Coupe transversale de la cellule œdométrique osmotique à double échange.....	200
Figure 7-2. Schéma du montage expérimental de l'œdomètre osmotique.....	202
Figure. 7-3. Vue de l'ensemble de l'essai œdométrique utilisant la cellule osmotique à double échange.....	203

Figure. 7-4. Influence du poids moléculaire du PEG sur la compressibilité (<i>Cuisinier, 2003</i>).....	204
Figure. 7-5. Temps nécessaire pour les essais œdométriques à succion contrôlée : mise en succion – chargement – déchargement mécanique. (les valeurs indiquées correspondent à la contrainte verticale appliquée).....	207
Figure. 7-6. Chemin de succion-contrainte suivi lors des essais œdométriques à succion contrôlée.....	208
Figure. 7-7. Points de déformations de la surface de l'échantillon et de la membrane semi-perméable dus au chargement mécanique.....	208
Figure. 7-8. Comparaison entre les déformations finales des essais œdométriques à succion contrôlée, à la fin de la phase de mise en succion et la courbe de drainage-humidification des échantillons intacts à l'état naturel (Essai D3).....	211
Figure. 7-9. Courbes œdométriques à succion contrôlée de la marne de Boumagueur, tracées en contraintes totales.....	213
Figure. 7-10. Variation du degré de saturation en fonction de la succion (Essai D3 : Drainage-humidification des échantillons intacts à l'état naturel).....	214
Figure. 7-11. Évolution de la compressibilité λ_s , κ_s et $\kappa_{s\ char}$, en fonction de la succion, interprétation en contraintes totales.....	216
Figure. 7-12. Variation de la pression de préconsolidation apparente P_s et du potentiel du gonflement en fonction de la succion.....	217
Figure. 7-13. Evolution de la pression de gonflement en fonction de la succion.....	218
Figure. 7-14. Courbes œdométriques à succion contrôlée de la marne de Boumagueur, tracées en contraintes effectives de Terzaghi.....	219
Figure. 7-15. Évolution de la compressibilité λ_s en fonction de la succion-interprétation en contraintes effectives de Terzaghi.....	219
Figure. 7-16 : Courbes œdométriques à succion contrôlée sur la marne Boumagueur, tracées en contrainte effective généralisée calculée avec $d_{10} = 2.5\mu m$, déduit à partir de la courbe de la granulométrie par laser.....	221
Figure. 7-17 : Courbes œdométriques à succion contrôlée sur la marne Boumagueur, tracées en contrainte effective généralisée calculée avec $d_{10}=0.25\mu m$	223
Figure. 8-1. Variation de la contrainte capillaire en fonction de la succion donnée par l'équation 8-1.....	226
Figure. 8-2. Influence de r sur la surface de charge dans le plan de contrainte [P' , q], $M=0.8$, $P_s'=1\text{MPa}$ (<i>Dumont, 2011</i>).....	228
Figure. 8-3. Influence du paramètre s_e dans le plan des contraintes effectives.....	231
Figure. 8-4. Influence du paramètre d_{10} dans le plan des contraintes effectives.....	232
Figure. 8-5. Influence du paramètre λ_0 dans le plan des contraintes effectives.....	233
Figure. 8-6. Influence du paramètre κ_0 dans le plan des contraintes effectives.....	233
Figure. 8-7. Influence du paramètre β sur la forme de la fonction 8-9.....	234
Figure. 8-8. Influence du paramètre r sur la forme de la fonction 8-9.....	234
Figure. 8-9. Influence du paramètre β dans le plan des contraintes effectives.....	235
Figure. 8-10. Influence du paramètre r dans le plan des contraintes effectives.....	235
Figure. 8-11. Simulation de l'essai ES1.....	237
Figure. 8-12. Simulation de l'essai ES2.....	237
Figure. 8-13. Simulation de l'essai ES3.....	238
Figure. 8-14. Position du palier de retrait en fonction de la succion du point d'entrée d'air et la succion de retrait.....	239
Figure. 8-15. Simulation de l'essai D1.....	240
Figure. 8-16. Simulation de l'essai D2.....	241

Figure. 8-17. Simulation de l'essai D3.....	241
Figure. 8-18. Chemin de contrainte suivie des simulations des essais œdométriques à succion contrôlée.....	245
Figure. 8-19. Simulation de l'essai OS1 dans le plan des contraintes totales.....	245
Figure. 8-20. Simulation de l'essai OS2 dans le plan des contraintes totales.....	246
Figure. 8-21. Simulation de l'essai OS2 dans le plan des contraintes effectives.....	246
Figure. 8-22. Simulation de l'essai OS3 dans le plan des contraintes totales.....	247
Figure. 8-23. Simulation de l'essai OS3 dans le plan des contraintes effectives.....	247
Figure. 8-24. Simulation de l'essai OS4 dans le plan des contraintes totales.....	248
Figure. 8-25. Simulation de l'essai OS4 dans le plan des contraintes effectives.....	248
Figure. 8-26. Simulation de l'essai OS5 dans le plan des contraintes totales.....	249
Figure. 8-27. Simulation de l'essai OS5 dans le plan des contraintes effectives.....	249

LISTE DES TABLEAUX

Tableau. 1-1. Potentiel de gonflement d'après <i>Altmeyer, 1955</i>).....	15
Tableau. 1-2. Potentiel de gonflement d'après <i>Ranganatham et Satyanarayana, 1965</i>	15
Tableau. 1-3. Potentiel de gonflement d'après <i>Snethen, 1980</i>	15
Tableau. 1-4. Potentiel de gonflement d'après <i>Seed, Woodward et Lungreen, 1962</i>	15
Tableau. 1-5. Potentiel de gonflement d'après <i>BRE (Building Research Establishment, 1980)</i>	16
Tableau. 1-6. Potentiel de gonflement d'après <i>Ghen, 1988</i>	16
Tableau. 1-7. Potentiel de gonflement d'après <i>Holtz et Gibbs, 1956</i>	17
Tableau. 1-8. Potentiel de gonflement d'après <i>Holtz, Dakshanamurphy et Raman, 1973</i> ...	17
Tableau. 1-9. Différentes caractéristiques des principaux types d'argiles.....	26
Tableau 2-1 : L'humidité relative <i>RH</i> et la succion totale de différentes solutions salines saturées (<i>Delage et al, 1998</i>).....	62
Tableau 2-2 : Techniques de mesure et de contrôle de la succion (<i>Fredlund et Rahardjo, 1993</i>).....	70
Tableau. 4-1. Différentes expressions du paramètre χ de Bishop, d'après <i>Taibi, 2007</i>	110
Tableau. 4-2. Expressions de couplage entre la micro et la macrostructure.....	129
Tableau. 5-1. Indice d'aridité de MARTONNE.....	145
Tableau. 5-2. Estimation du potentiel de gonflement des couches du sol de la région d'étude.....	152
Tableau. 6-1. Résultats d'identification du matériau étudié.....	163
Tableau. 6-2. Composition chimique des minéraux.....	163
Tableau. 6-3. Composition minéralogique du matériau étudié.....	164
Tableau. 6-4. Caractéristiques initiales et finales des essais œdométriques réalisés sur la marne de Boumagueur.....	167
Tableau. 6-5. Paramètres de compressibilité des essais œdométriques.....	169
Tableau. 6-6. Succions imposées par la technique osmotique.....	173
Tableau. 6-7. Caractéristiques des solutions salines utilisées à 20°C.....	176
Tableau. 6-8. Variation des paramètres d'état en fonction du domaine de succion sur chemin de drainage (Essai D1).....	182
Tableau. 6-9. Variation des paramètres d'état en fonction du domaine de succion sur chemin d'humidification (Essai D1).....	182
Tableau. 6-10. Paramètre d'états caractéristiques de l'essai D1 en fonction de la succion..	184
Tableau. 6-11. Variation des paramètres d'état en fonction du domaine de succion sur chemin de drainage (Essai D2).....	185
Tableau. 6-12. Variation des paramètres d'état en fonction du domaine de succion sur chemin d'humidification (Essai D2).....	185
Tableau. 6-13. Paramètre d'états caractéristiques de l'essai D2 en fonction de la succion..	187
Tableau. 6-14. Comparaison des paramètres de compressibilité des essais de drainage-humidification et des essais œdométriques.....	188
Tableau. 7-1. Caractéristiques physiques initiales et finales des essais œdométriques à succion contrôlée des échantillons intacts à l'état naturel.....	212
Tableau. 7-2. Valeurs des pentes de compressibilités en fonction de la succion.....	215

Tableau. 7-3. Valeurs de la contrainte de preconsolidation apparente, du potentiel de gonflement et de la pression de gonflement en fonction de la succion.....	217
Tableau. 8-1. Valeurs des paramètres du modèle utilisés.....	230
Tableau. 8-2. Valeurs des paramètres du modèle pour les essais ES1, ES2 et ES3.....	236
Tableau. 8-3. Valeurs des paramètres du modèle pour les essais D1, D2 et D3.....	239
Tableau. 8-4. Valeurs des paramètres du modèle pour les essais œdométriques à succion contrôlée.....	243

INTRODUCTION GENERALE

Les sols gonflants non saturés occasionnent des désordres importants aux ouvrages qu'ils supportent lors d'un apport important d'eau extérieur. Tous les types de structures fondés en surface sur ces sols (bâtiments, ouvrages de soutènement, remblais, etc.), les réseaux routiers ainsi que les ouvrages enterrés (tunnels, pieux, canalisations, fondations profondes, etc.), subissent des dommages. Les exemples des désordres liés à la présence de ce type de sols sont nombreux et variés (*Mouroux et al. 1988 ; Philipponat 1991 ; Hachichi and Fleureau 1999 ; Zerhouni et al. 2009 ; Yenes et al. 2010 ; Medjnoun et al. 2014 ; Benhamou et al. 2015*).

La région de Boumagueur -Batna- qui se trouve à l'est algérien, comme beaucoup de régions au climat aride et semi-aride, est pleinement concernée par ce problème. Dans cette région, le phénomène de retrait/gonflement des formations superficielles argileuses provoque des mouvements différentiels du sol qui se manifestent par l'apparition de désordres, tels que des fissures, affectant principalement les ouvrages construits à faible profondeur et sans précautions particulières.

Le phénomène de retrait/gonflement qui est globalement lié aux sols gonflants non saturés est fortement influencé par les variations de l'état hydrique du sol et pose de sérieux problèmes. Les sols non saturés sont définis comme étant des sols dont les pores sont remplis au minimum de deux fluides qui sont en général l'eau et l'air. Ce type de sol est très répandu, et constitue l'essentiel des sols dans les régions arides ou semi-arides.

L'étude de ce type de sol devient la préoccupation la plus importante des géotechniciens, d'une part, parce que la non-saturation intervient dans beaucoup de problèmes liés aux tassements différentiels des fondations sous l'effet de fluctuations du niveau de la nappe phréatique ou même sous l'effet des conditions climatiques, les problèmes liés aux ouvrages en terre, la stabilité des talus, l'excavation des tunnels, etc. D'autre part, l'expérience a montré que les approches classiques de la mécanique des sols saturés sont parfois insuffisantes pour prédire le comportement de ce type de sol.

Les années 60 ont vu l'intérêt au phénomène de non-saturation grandir et ceci après l'amélioration des techniques d'imposition et de mesure de la succion, suivi de leur

implantation dans les différents essais mécaniques tels que le triaxial et l'œdomètre. Ensuite d'autres travaux expérimentaux ont vu le jour, et qui prennent en considération la complexité du comportement des sols non saturés, caractérisés par un couplage des effets hydriques et mécaniques et parfois aussi thermiques, résultant de l'interaction entre les éléments constitutifs du sol : eau, air et grains.

Suite au cumul de ces résultats, et au développement de moyens de calcul puissants qui permettent de modéliser les phénomènes physiques d'une manière plus précise, le développement des modèles de calcul est devenu une exigence et une nécessité. En conséquence, deux approches de modélisation ont été développées. La première est celle qui considère indépendamment les effets des contraintes totales et de la succion, nommée approche en variables d'état indépendantes, représentée essentiellement par le modèle d'*Alonso et al, 1990*, et la deuxième approche, qui suppose que, comme pour les sols saturés, le comportement des sols non saturés est régi par une seule variable de contrainte qui est la combinaison à déterminer entre les contraintes totales et la succion.

Objectifs et organisation de la thèse

Après la description bien détaillée et la caractérisation géologique, hydrogéologique, climatologique et géotechnique de la région d'étude de Boumagueur, le but de cette étude sera d'effectuer une campagne d'essais au laboratoire sur la marne issue de cette région qui est un matériau très gonflant, afin d'acquérir une bonne compréhension du comportement hydromécanique de ce matériau, ce qui permettra en premier lieu d'améliorer nos connaissances des matériaux locaux dans le domaine non saturé, qui reste à ce jour très limité, et en deuxième lieu, enrichir la base de données expérimentales concernant les sols non saturés.

L'étude du comportement hydromécanique de la marne de Boumagueur a nécessité le développement d'un œdomètre à double échange qui permet l'imposition de la succion sur les deux surfaces supérieure et inférieure de l'échantillon en utilisant la technique osmotique.

Cette thèse contient une partie de modélisation, qui consiste à conduire des simulations numériques des mesures expérimentales par un modèle élastoplastique basé sur le concept de contrainte effective généralisée. Ainsi, ce manuscrit est organisé en huit chapitres répartis en trois parties.

Dans la première partie nous avons présenté une analyse bibliographie détaillée sur le problème de retrait/gonflement des sols argileux et son incidence sur les constructions. Une présentation des différentes techniques de mesure et d'imposition de la succion feront l'objet du deuxième chapitre. Le troisième chapitre sera consacré à la présentation des caractéristiques hydromécaniques principales sur chemin de drainage-humidification et sur chemin œdométrique. Le quatrième chapitre sera consacré à la présentation de quelques modèles constitutifs existants.

La deuxième partie débutera par un chapitre qui a pour objectif de faire une présentation détaillée de la région de Boumagueur. Ce chapitre présente une étude géologique, hydrogéologique, climatologique et géotechnique afin de bien caractériser et estimer le potentiel de gonflement du sol de la région. Ensuite dans le sixième chapitre et après une identification ainsi qu'une caractérisation à l'état saturé de la marne de Boumagueur, le comportement sur chemin de drainage-humidification à différents états initiaux sera étudié (pâte saturée, pâte saturée puis consolidée, échantillons non remaniés). Cette partie sera clôturée par un septième chapitre décrivant le comportement de la marne de Boumagueur sur chemin œdométrique à succion contrôlée.

La dernière partie de cette thèse, sera constituée d'un chapitre dans lequel on présentera une loi élastoplastique en contrainte effective récemment publiée (*Dumont et al, 2010*), et sa capacité à reproduire les différents chemins établis dont l'étude expérimentale sera mise en examen.

Une conclusion générale résumera les principaux résultats expérimentaux obtenus et suggère quelques perspectives pour améliorer en particulier les dispositifs et protocoles expérimentaux.

PARTIE I

BIBLIOGRAPHIE

CHAPITRE I
GENERALITES SUR LE
PROBLEME DE
RETRAIT/GONFLEMENT
ET SON INCIDENCE SUR
LES CONSTRUCTIONS

1.1. INTRODUCTION

Le phénomène de retrait/gonflement de certains sols argileux induisent des tassements (ou gonflements) différentiels qui se manifestent par des désordres affectant principalement les structures construites en surface et les ouvrages enterrés. Les sols susceptibles de gonfler sont pour l'essentiel des argiles. Le terme argile est assez imprécis et il en existe plusieurs définitions. Les minéralogistes définissent les argiles comme des minéraux phylliteux ou fibreux dont la taille n'excède pas quelques μm . En mécanique des sols, la fraction argileuse d'un sol est la teneur en particules de moins de 2 à 5 μm de diamètre. Le matériau est lui-même qualifié d'argile s'il contient plus de 50 % de minéraux argileux et une faible quantité de matières organiques.

Il est admis qu'un matériau argileux voit sa consistance se modifier en fonction de sa teneur en eau : dur et cassant lorsqu'il est desséché, il devient plastique et malléable à partir d'un certain niveau d'humidité. Ces modifications de consistance s'accompagnent de variations de volume, dont l'amplitude peut être parfois spectaculaire. Il est important donc, de caractériser l'influence de ces variations de volume sur leur comportement hydromécanique.

Dans la première partie de ce chapitre sera défini le phénomène de retrait/gonflement, la nature du phénomène et les manifestations des désordres qui en découlent en citant quelques exemples. Les différentes méthodes de classification des sols gonflants seront ensuite discutées.

Pour une meilleure compréhension de la structure des argiles, une analyse détaillée de leur structure sera faite depuis le feuillet élémentaire jusqu'à l'échantillon en considérant également les échelles intermédiaires, la particule et l'agrégat. Les propriétés physico-chimiques, les principales familles des argiles ainsi que l'évolution de leur structure en fonction des différentes sollicitations, seront ensuite présentées.

Et en dernier, le mécanisme du phénomène de retrait/gonflement ainsi que les différentes méthodes pour la caractérisation d'un sol gonflant au laboratoire, seront discutés.

1.2. RETRAIT/GONFLEMENT DES SOLS

Le phénomène de retrait/gonflement de certaines formations géologiques argileuses, ayant de forts indices de plasticité, pose de sérieux problèmes dans plusieurs pays du monde, notamment ceux situés en zones arides et semi-arides. Il occasionne des désordres importants aux ouvrages qu'ils supportent lors d'un apport d'eau extérieur important. Les exemples des désordres liés à la présence de ces argiles gonflantes sont nombreux et variés (*Mouroux et al. 1988 ; Philipponat 1991 ; Zerhouni et al. 2009 ; Yenes et al. 2010*).

En Algérie, ces sols argileux gonflants sont très répandus et plusieurs régions, Boumerdès, In-amenas, In-Salah, Médéa, M'sila, Tlemcen, Saida, Mostaganem, ... etc., sont touchées (*Derriche et al. 1999 ; Hachichi and Fleureau 1999 ; Djedid et al. 2001 ; Bahar et Kenai 2002 ; Khemissa et Mekki 2007 ; Medjnoun et al. 2014 ; Benhamou et al. 2015*). Ce phénomène engendre chaque année des dégâts considérables, en particulier sur les constructions légères en raison de leurs fondations superficielles (*Figure 1-1*).

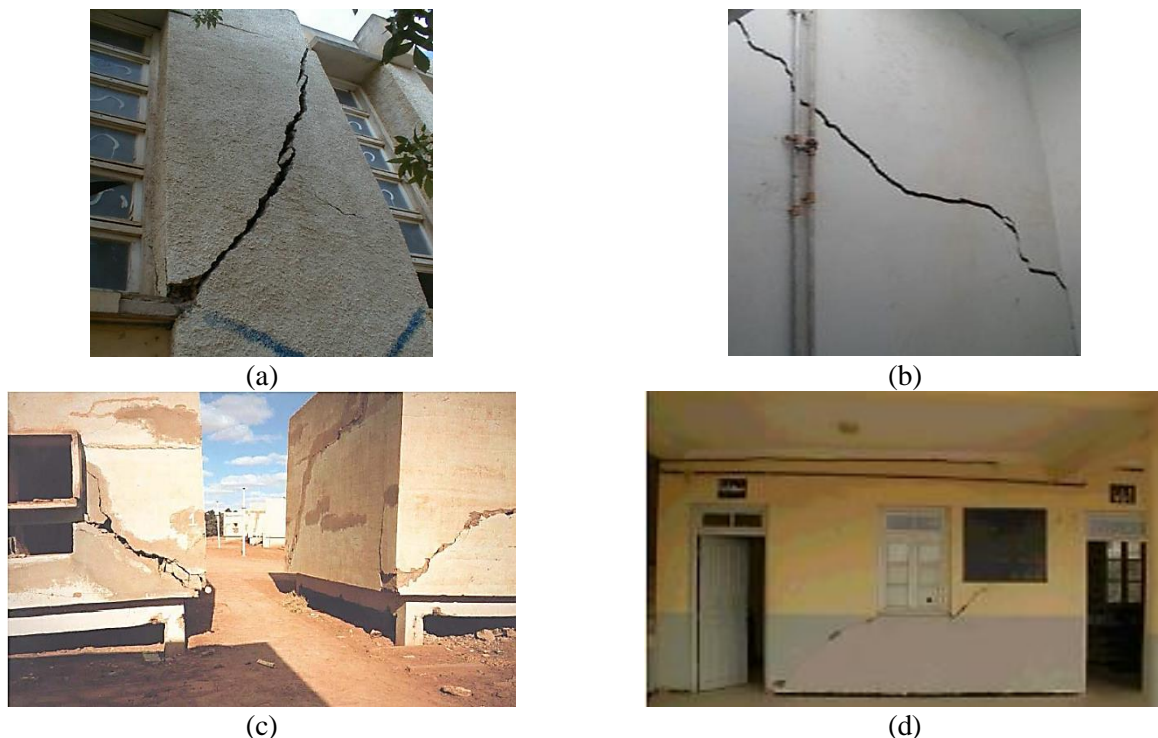


Figure. 1-1. Cas pathologiques dus au phénomène de retrait/gonflement des argiles dans plusieurs régions en Algérie.

- (a) - CEM Akli Méziane, Boumerdès. (*Medjnoun et al. 2014*) ;
- (b) - Bâtiments en RDC, RDC+1 et en RDC+2, Saida. (*Benhamou et al. 2015*);
- (c) - Studios, In-Amenas. (*Derriche et al. 1999*) ;
- (d) - Etablissement scolaire, M'sila. (*Khemissa et Mekki 2007*).

CHAPITRE 01 : Généralités sur le problème de retrait/gonflement et son incidence sur les constructions.

Dans la région de Batna qui se trouve à l'est de l'Algérie, d'importants désordres ont été observés au niveau des différents éléments des constructions (fondations, structures, maçonnerie,...), au niveau des canalisations des eaux usées ainsi qu'au niveau des ouvrages de génie civil (déformations des chaussées). (Figure 1-2)



(a)



(b)



(c)

Figure. 1-2. Quelques cas pathologiques dus au phénomène de retrait/gonflement des argiles dans la région de Batna.

- (a) - Maison individuelle. Région de Séfiane ;
- (b) - Etablissement scolaire. Région de Boumagueur ;
- (c) - Bâtiments en RDC + 4. Région de N'Gaous.

1.2.1. Nature du phénomène

Les effets du phénomène de retrait/gonflement se caractérisent par une variation du volume du sol reliée aux modifications de l'état hydrique des sols argileux, se traduisant par l'apparition de fissures sur les constructions. Cet aléa ne concerne que certains sols argileux particulièrement en présence de minéraux gonflants.

Par suite d'une modification de leur teneur en eau, les terrains superficiels argileux varient de volume : retrait lors d'une période d'assèchement, gonflement lorsqu'il y a apport d'eau. Cette variation de volume est accompagnée d'une modification des caractéristiques mécaniques de ces sols.

Ces variations de l'état hydrique de ces sols sont essentiellement gouvernées par les conditions météorologiques, mais une modification de l'équilibre hydrique établi (imperméabilisation, drainage, concentration de rejet d'eau pluviale...) ou une conception des fondations du bâtiment inadaptée à ces terrains sensibles peut tout à fait jouer un rôle déterminant.

Les mouvements du sol (tassement ou gonflement) sont rarement uniformes, d'une part en raison des hétérogénéités du sol (plus ou moins argileux), d'autre part en raison des variations spatiales d'humidité (différence d'expositions au soleil, présence d'arbres et effet de la construction qui limite localement l'évaporation). En effet, sous une construction, le sol reste relativement protégé des variations hydriques saisonnières (*Figure 1-3*), tandis que sa périphérie est soumise en période sèche à une évaporation en surface relativement superficielle accentuée par la végétation voisine de la construction (les racines d'arbres pouvant assécher le sol jusqu'à plusieurs mètres de profondeur). Il apparaît donc un gradient entre le centre de la construction (où le sol est en équilibre hydrique) et les façades, ce qui explique que les fissures apparaissent de façon préférentielle dans les angles.

Des tassements différentiels ont été reproduits donc sous les fondations, dont l'amplitude peut dépasser la capacité d'adaptation de la structure. Les dommages peuvent également toucher les réseaux de drainage, d'évacuation des eaux pluviales qui peuvent, par exemple,

subir des inversions de pente ou des ruptures provoquant le débordement et l'infiltration d'eau au niveau des fondations et alimentant les argiles en profondeur.

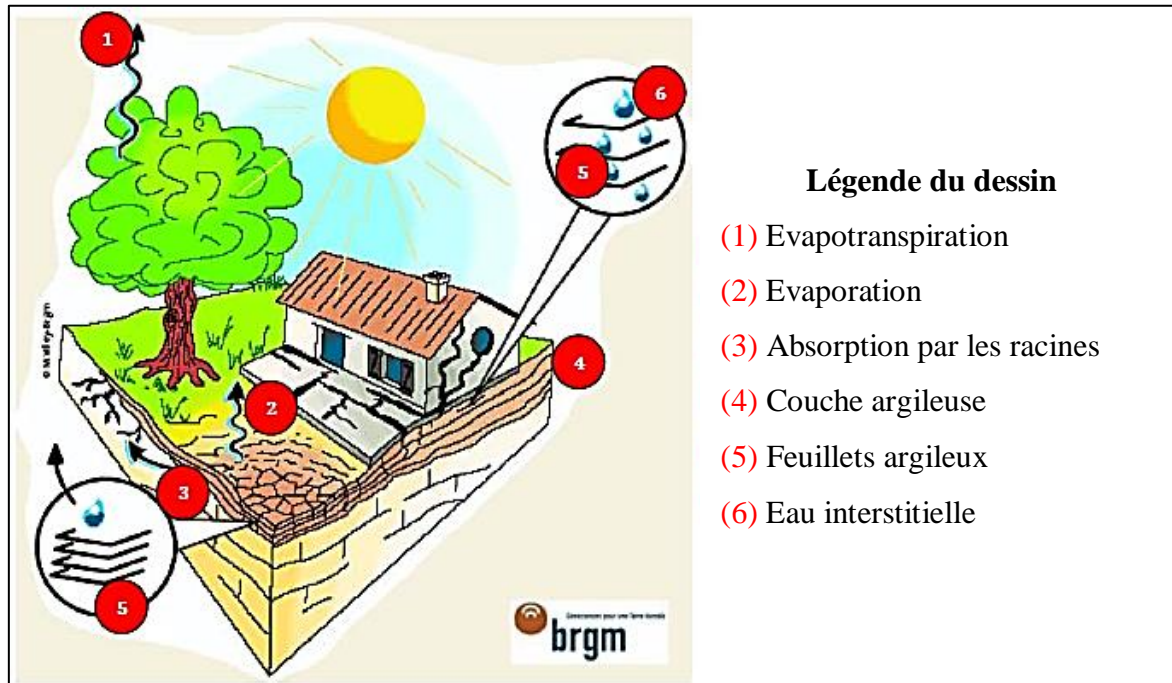


Figure. 1-3. Schéma de principe du phénomène de retrait/gonflement des argiles (Bureau de recherches géologiques et minières "BRGM", site www.argiles.fr).

Par ailleurs, lors de précipitations, les sols se ré-humidifient, ils gonflent et des soulèvements différentiels peuvent être à l'origine de nouveaux désordres. Contrairement aux phénomènes de tassement, les effets ne s'atténuent pas avec le temps mais augmentent quand la structure perd de sa rigidité.

L'intensité des variations de volume, ainsi que la profondeur du terrain affecté par ces mouvements de retrait/gonflement dépendent essentiellement :

- des caractéristiques du sol (nature, géométrie, hétérogénéité) ;
- de l'épaisseur du sol concernée par des variations de teneurs en eau : plus la couche du sol concernée par ces variations est épaisse, plus les mouvements en surface seront importants.
- de l'intensité des facteurs climatiques (amplitude et surtout durée des périodes de déficit pluviométrique...) ;
- de facteurs environnementaux tels que :
 - La végétation ;
 - La topographie (pente) ;

- La présence d'eaux souterraines (nappe, source...);
- L'exposition (influence sur l'amplitude des phénomènes d'évaporation).

1.2.2. Manifestations des désordres du phénomène sur les bâtiments fondés sans précautions sur des sols argileux

Les désordres provoqués par le phénomène de retrait/gonflement affectent généralement les constructions apportant de faibles contraintes sur le sol support. La pathologie dépend principalement du type d'ouvrage. En effet, d'après *Tessier et al, 2006*, il apparaît clairement que les habitations les plus touchées sont celles dont les structures sont légères en maçonnerie, peu rigides (maisons individuelles) à simple rez-de-chaussée, fondées de façon relativement superficielle ; et reposant sur un sol argileux.

Suite au phénomène de retrait/gonflement des sols, on peut distinguer principalement sur un bâtiment les désordres suivant :

- Fissurations structurelles : fissures verticales, horizontales, obliques ou dites « en marches d'escalier ». Ces fissurations recoupent systématiquement les points faibles constitués par les ouvertures situées dans les murs, cloisons et plafonds (*Figure 1-4*).

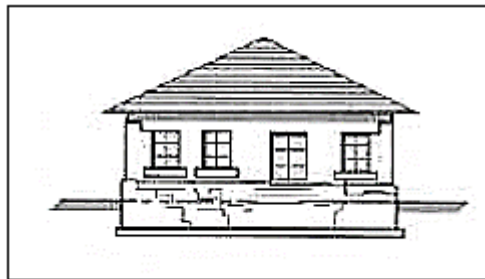


Figure. 1-4. Désordres à l'ensemble du bâtiment et de l'ossature (*CEBTP, 1991*).

- Fissurations liées à la présence d'une lentille argileuse sous le bâti (*Figure 1-5-a*)
- Fissurations liées à l'existence d'un sous-sol partiel en milieu argileux (*Figure 1-5-b*)

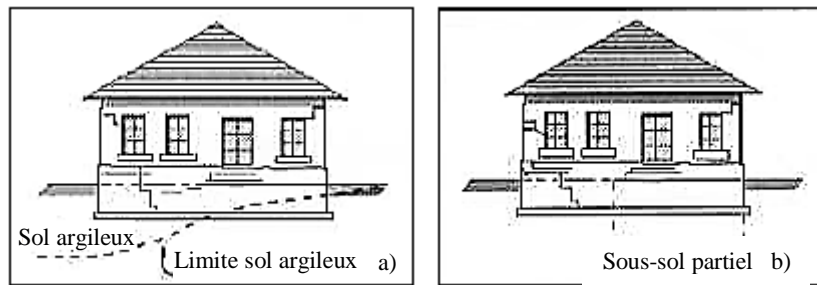


Figure. 1-5. Désordres partiels dus : a) à la variation d'épaisseur du sol argileux sensible ; b) à l'existence d'un sous-sol partiel (CEBTP, 1991).

- Décollement des parties accolées aux parties principales : absence de joints de structure entre la partie principale et les annexes (garage, terrasse, etc...) pouvant entraîner également des ruptures au niveau des raccords de canalisation (réseau d'eau par exemple, très néfaste en milieu argileux) (Figure 1-6).

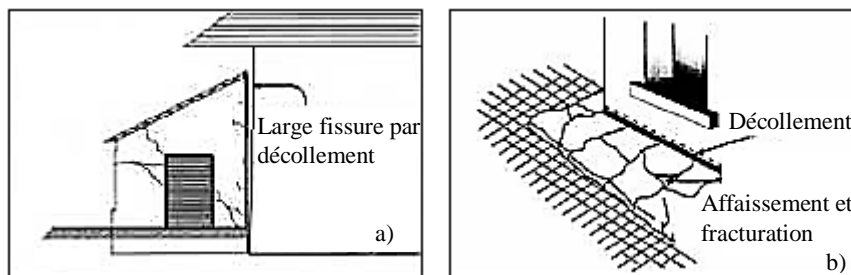


Figure. 1-6. Exemples de désordres affectant : a) un appentis ; b) les dallages extérieurs (CEBTP, 1991).

- Fissurations liées à la présence d'une végétation trop proche d'une construction (Figure 1-7) :



Figure. 1-7. Désordres partiels dus à la présence d'un arbre trop proche de l'angle du bâti (CEBTP, 1991).

1.2.3. Déformations des structures selon le type de mouvement de sol et le mode de fondations

D'après *Mouroux et al, 1988*, en gonflement ou en tassement, la déformation d'un sol d'assise de fondation, en fonction principalement de la rigidité de la structure supportée, peut prendre deux aspects :

- déformation par flexion ;
- déformation par cisaillement.

En effet, la fissuration de la construction est le résultat des contraintes de cisaillement dans la structure qui sont dues à des moments fléchissants dans les fondations causés par les différences mouvements le long du périmètre de la construction. La forme que prendra la fissuration résultante différera principalement suivant le mode de fondation de l'habitation et évoluera avec le temps.

1.2.3.1 Forme et direction des fissures selon le type de mouvement du sol

Dans le cas d'une déformation de type flexion supportée par une structure fondée sur une fondation continue, une face va être comprimée et l'autre face sera tendue et parcourue de fissures de tractions subverticales, alors que les fissures de cisaillement apparaîtront de façon générale dans toute la poutre et orientées à 45° (*Figure 1-8*).

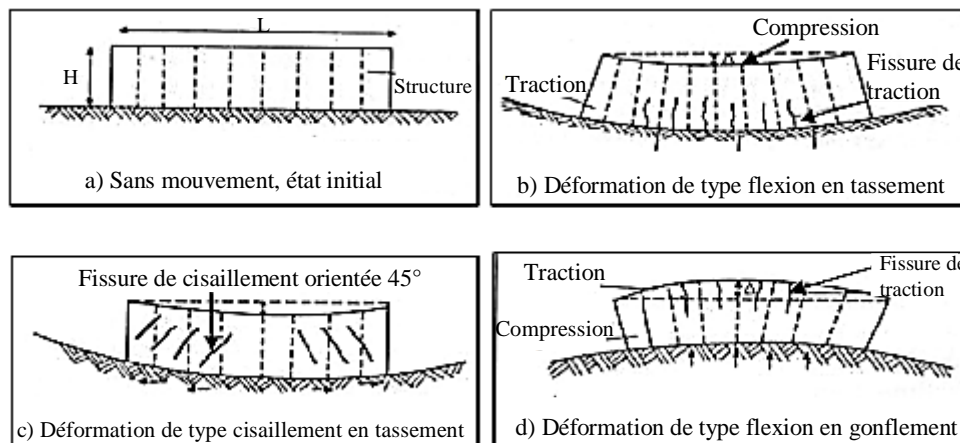


Figure. 1-8. Formes et direction des fissures selon le type de déformation (*Mouroux et al, 1988*).

Les fissures de traction et de cisaillement passeront par les points faibles de la structure, telles que les angles des ouvertures (portes, fenêtres). La fissuration par cisaillement apparaîtra dans une structure qui sera insuffisamment rigidifiée en général.

1.2.3.2. Forme de la fissuration en fonction du mode de fondation

Dans cette partie, on présente selon les quatre types de fondations les plus préconisées, des exemples d'action de gonflement ou de tassement différentiel sur un bâtiment en l'absence de précautions constructives vis-à-vis du retrait/gonflement des sols.

- Fondations sur radier général plus ou moins épais suivant les descentes de charges appliquées, avec une structure portée de type murs porteurs (*Figure 1-9*).

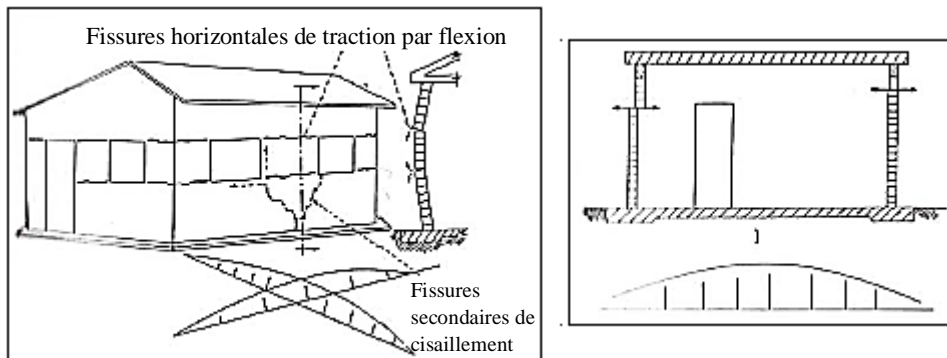


Figure. 1-9. Types de déformations pour un radier général (*Mouroux et al, 1988*).

- Fondations sur semelles filantes continues sous murs porteurs (*Figure 1-10*)

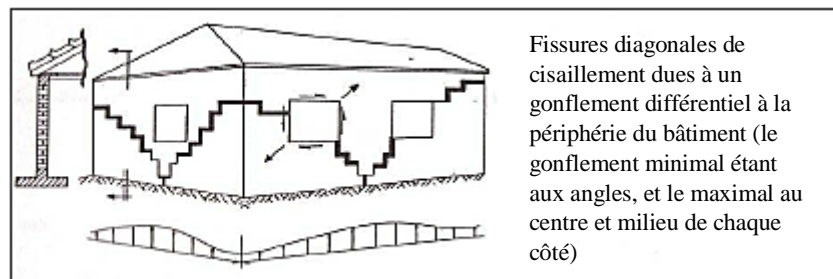


Figure. 1-10. Formes et direction des fissures pour des semelles filantes (*Mouroux et al, 1988*).

- Fondations sur semelles isolées sous murs porteurs ou poteaux et fondations sur plots/massifs de béton reliés en tête par des longrines sous poteaux (*Figure 1-11*)

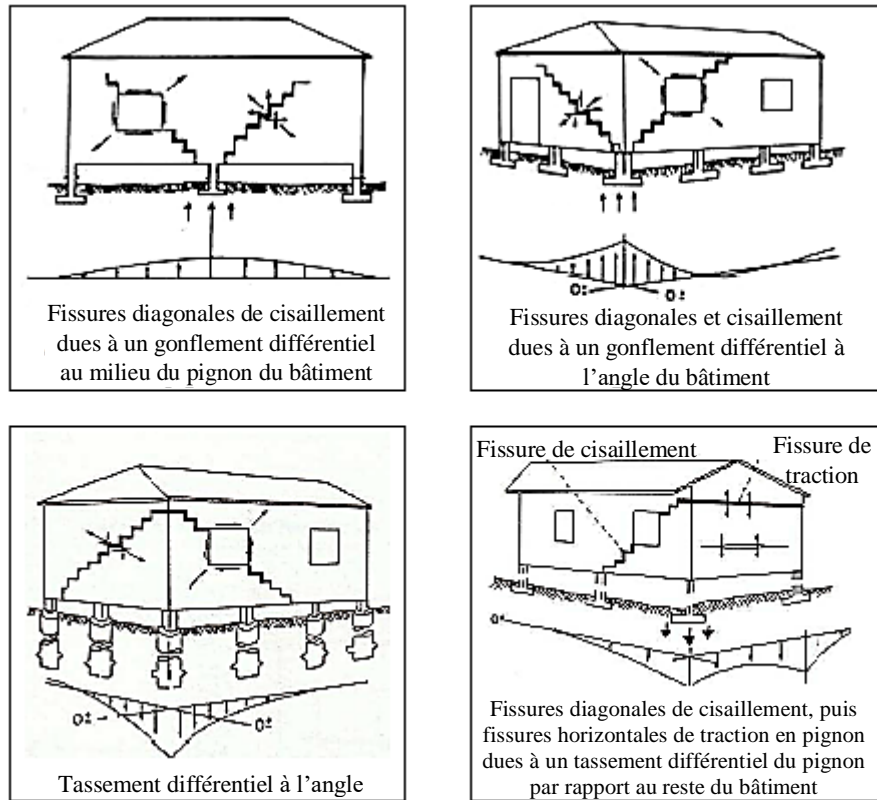


Figure. 1-11. Formes et directions des fissures pour des appuis isolés (Mouroux et al, 1988).

Finalement, les mouvements différentiels du terrain d'assise d'une construction se traduisent par l'apparition de désordres qui affectent l'ensemble du bâti. La nature, l'intensité et la localisation de ces désordres dépendent de la structure de la construction, du type de fondation réalisée et bien sûr de l'importance des mouvements différentiels de terrain subis. Afin de réduire les risques d'apparition de ces désordres, des études géotechniques spécifiques permettant l'identification de ce phénomène sont donc nécessaires afin d'en tenir compte dans les études de génie civil.

1.3. CLASSIFICATION DES SOLS GONFLANTS

Les méthodes de classification des sols gonflants sont souvent des méthodes indirectes car elles recourent rarement à l'analyse minéralogique ou à des essais mécaniques. Elles consistent à établir une corrélation entre le taux de gonflement ou la pression de gonflement et quelques paramètres géotechniques comme les limites d'Atterberg, la limite de retrait, la teneur en eau et la densité sèche, qui semblent être les facteurs les plus influents sur le gonflement des argiles. Ainsi, après avoir déterminé les paramètres géotechniques du sol, l'emploi de formules

empiriques permet de connaître rapidement le potentiel de gonflement de ce sol, c'est-à-dire d'estimer ou de quantifier le gonflement et/ou la pression de gonflement qui peuvent se développer en cas de variations des conditions hydriques et/ou mécaniques et de juger ainsi si le phénomène est à prendre en compte ou pas.

Les limites d'Atterberg et la limite de retrait sont des paramètres géotechniques qui jouent un rôle déterminant dans la classification des sols gonflants. En effet, l'indice de plasticité : $I_P = w_L - w_P$, peut s'interpréter comme la quantité d'eau nécessaire pour faire passer un sol de l'état solide ($w < w_P$) à l'état liquide ($w > w_L$). Ce passage de l'état solide à l'état liquide correspond à la saturation progressive de la capacité d'adsorption. Quand toute la capacité d'adsorption du sol est saturée, l'eau en excès reste à l'état libre, c'est-à-dire liquide. La définition de l'indice de plasticité I_P montre également que c'est un paramètre important dans les propriétés de rétention d'eau du sol et donc de gonflement.

Les sols argileux présentent un retrait volumique lors de l'évaporation de l'eau interstitielle. Le retrait volumique évolue de manière linéaire en fonction de la teneur en eau w jusqu'à une teneur en eau w_R définie comme la limite de retrait. En dessous de cette limite w_R , le sol perd de l'eau sans grande variation de volume. La limite de retrait et l'indice de retrait $I_R = w_L - w_R$ apparaissent donc comme des éléments fondamentaux pour l'étude des variations de volume des sols.

Le recensement à partir de la bibliographie (*Bultel F, 2001 ; Djedid et al, 2001*), range les classifications des sols gonflants en trois classes en fonction du nombre des paramètres utilisés.

- La première classification se base sur un seul paramètre. *Les tableaux 1-1, 1-2 et 1-3*, montrent la classification d'*Altmeyer, 1955*, de *Ranganatham et Satyanarayana, 1965* et de *Snethen, 1980* (cité dans *Derriche et Kebaili, 1998*). Les auteurs proposent des classifications qui donnent respectivement le potentiel de gonflement en fonction de la limite de retrait w_R , de l'indice de retrait I_R et de l'indice de plasticité I_P .

Une autre classification (*Tableau 1-4*) qui relie le taux de gonflement (ϵ_s) à l'indice de plasticité est proposée par *Seed et al, 1962* (cité dans *Djedid et al, 2001*). Le taux de gonflement (ϵ_s) est défini comme étant le pourcentage de gonflement d'un échantillon d'argile compacté à

CHAPITRE 01 : Généralités sur le problème de retrait/gonflement et son incidence sur les constructions.

l'optimum Proctor et soumis à une charge de 7 kPa. Ce taux de gonflement est donné par la relation suivante :

$$\varepsilon_s = 1.10^{-5} I_p^{2,24} \quad (1-1)$$

- La deuxième classification relie le potentiel de gonflement et/ou de retrait à deux paramètres. On distingue dans cette catégorie les classifications proposées respectivement par le BRE "Building Research Establishment" (Royaume-Uni, 1980) et par Ghen, 1988 (cités dans Derriche et Kebaili, 1998) et qui sont données dans les tableaux 1-5 et 1-6. La première est basée sur l'indice de plasticité et le pourcentage de la fraction argileuse (particules dont le diamètre est inférieur à 2 μm). La seconde est fondée sur la limite de liquidité et le pourcentage des particules dont le diamètre est inférieur à 74 micromètres.

Vijavergia et Ghazzaly, 1973, proposent une classification en fonction de la limite de plasticité w_p et de l'indice de plasticité I_p . Le diagramme de Casagrande est divisé par la ligne "A" en deux zones, les sols gonflants se plaçant au-dessus et les sols non gonflants en dessous. Dakshanamurphy et Raman, 1973, y introduisent des bornes en fonction de la limite de liquidité (Figure 1-12).

Limite de retrait w_R (%)	Potentiel de gonflement
< 10	Fort
10 - 12	Critique
> 12	faible

Tableau. 1-1. Potentiel de gonflement d'après Altmeyer, 1955).

Indice de retrait I_R	Potentiel de gonflement
0 - 20	Faible
20 - 30	Moyen
30 - 60	Fort
> 60	Très fort

Tableau. 1-2. Potentiel de gonflement d'après Ranganatham et Satyanarayana, 1965.

Indice de plasticité I_p	Potentiel de gonflement
> 35	Très élevé
22 - 48	Elevé
22 - 32	Moyen
< 18	Faible

Tableau. 1-3. Potentiel de gonflement d'après Snethen, 1980.

Taux de gonflement	ε_s (%)	Indice de plasticité I_p
Faible	0 - 1,5	0 - 10
Moyen	1,5 - 5	10 - 20
Elevé	5 - 25	20 - 35

Tableau. 1-4. Potentiel de gonflement d'après Seed, Woodward et Lungreen, 1962.

Indice de plasticité I_p (%)	$P < 2\mu m$	Potentiel de gonflement
> 35	> 95	Très élevé
22 - 48	60 - 95	Elevé
18 - 22	30 - 60	Moyen
< 18	< 30	faible

Tableau. 1-5. Potentiel de gonflement d'après *BRE (Building Research Establishment, 1980)*.

$P < 74\mu m$	Limite de liquidité w_L (%)	Pression de gonflement (6ans) (MPa)	Potentiel de gonflement
> 95	> 60	10	Très élevé
60 - 95	40 - 60	2,5 - 5	Elevé
30 - 60	30 - 40	1,5 - 2,5	Moyen
< 30	< 30	< 0,5	Faible

Tableau. 1-6. Potentiel de gonflement d'après *Ghen, 1988*.

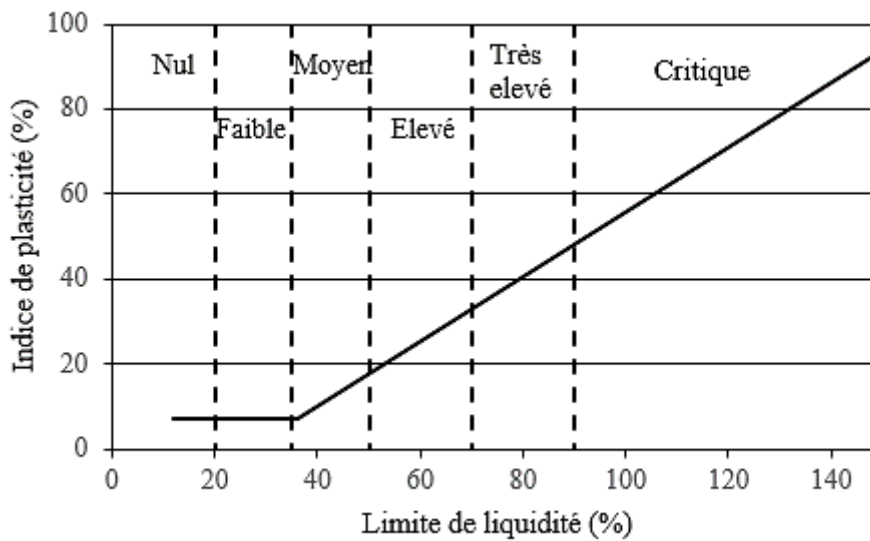


Figure. 1-12. Diagramme de classification du potentiel de gonflement (*Vijavergia et Ghazzaly, 1973*, complété par *Dakshanamurthy et Raman, 1973*).

Enfin, dans la catégorie des classifications utilisant trois paramètres, on cite la classification de *Holtz et Gibs, 1956* ; *Holtz, Dakshanamurthy et Raman, 1973* ; *Seed et al, 1962* (cités dans *Djedid et al. 2001*) et la classification de *Williams et Donaldson, 1980* (cités dans *Mouroux, 1988*). La première classification de *Holtz et Gibs, 1956*, donne le potentiel de retrait en fonction du pourcentage de la fraction argileuse, de l'indice de plasticité et de la limite de retrait. La seconde classification de *Holtz, Dakshanamurthy et Raman, 1973*, fournit le potentiel de

CHAPITRE 01 : Généralités sur le problème de retrait/gonflement et son incidence sur les constructions.

gonflement en fonction de l'indice de plasticité, de la limite de liquidité et de la limite de retrait. Les deux dernières classifications de *Seed et al, 1962* et celle de *Williams et Donaldson 1980*, sont données respectivement par les figures 1-13 et 1-14 données ci-après.

$P < 2 \mu m$	Indice de plasticité I_p (%)	La limite de retrait w_R (%)	Pourcentage de retrait	Potentiel retrait
>28	>35	<10	>30	Très élevé
20-30	20-40	7-10	20-30	Elevé
13-23	15-30	10-15	10-30	Moyen
<15	<18	>15	<10	Faible

Tableau. 1-7. Potentiel de gonflement d'après *Holtz et Gibbs, 1956*.

Potentiel de gonflement	Indice de plasticité I_p (%)	La limite de retrait w_R (%)	La limite de liquidité w_L (%)
Faible	< 18	> 15	20 - 35
Moyen	15 - 25	10 - 15	35 - 50
Fort	25 - 41	7 - 12	50 - 70
Très fort	> 35	< 11	> 70

Tableau. 1-8. Potentiel de gonflement d'après *Holtz, Dakshanamurphy et Raman, 1973*.

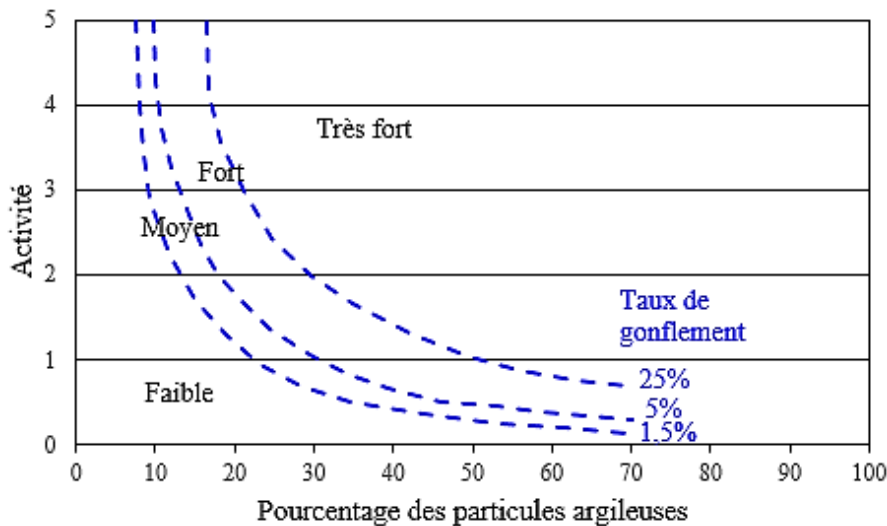


Figure. 1-13. Diagramme de classification du potentiel de gonflement (*Seed et al, 1962*).

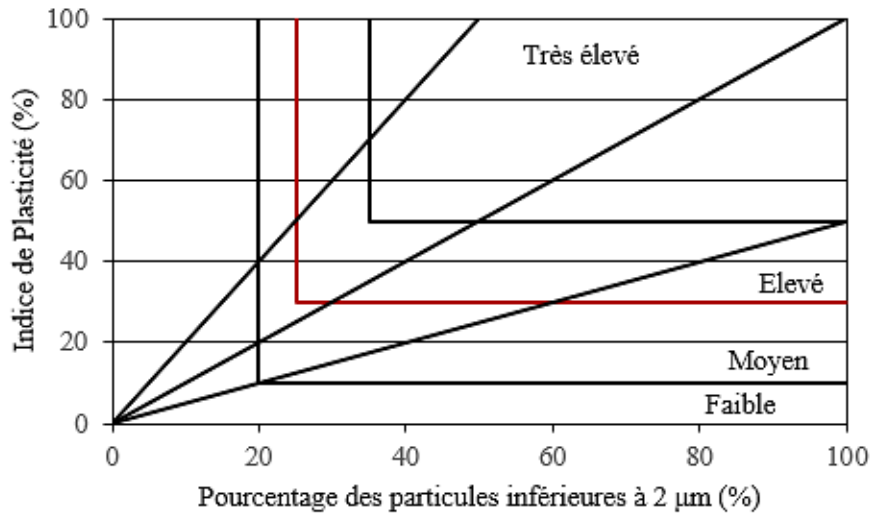


Figure. 1-14. Diagramme de classification du potentiel de gonflement (*Williams et Donaldson, 1980*).

1.4. PRINCIPALES CAUSES DES VARIATIONS DE VOLUME DU SOL

Le gonflement ou bien l'augmentation du volume du matériau peut être dû à : Un déchargement mécanique, une humidification ou une sorption, des variations chimiques qui induisent une déformation positive. En revanche, on utilise le terme tassement pour définir une diminution de volume du sol lors d'un chargement mécanique. La diminution de volume causée par un séchage est définie comme étant le retrait, et une saturation sous de fortes charges induit un effondrement.

Dans cette étude, seules les déformations dues aux phénomènes couplés hydromécaniques sont étudiées. Les déformations volumiques causées par des variations chimiques des minéraux du matériau ne feront pas partie de notre travail.

1.4.1. Modification des contraintes mécaniques

La modification de l'état de contrainte totale dans le sol, du fait par exemple de l'adjonction ou de l'enlèvement de charges ou de surcharges conduit, lorsqu'un nouvel équilibre s'est établi, à une déformation du sol, qui se traduit en général par un déplacement en surface (tassement, soulèvement). Ce déplacement est le résultat de la somme des déformations élémentaires créées en tout point du massif de sol par la modification de l'état des contraintes.

1.4.2. Modification des contraintes hydriques

La variation dans l'environnement hydrique du sol conduit à une modification des pressions interstitielles se trouvant dans ce milieu. Par exemple, la variation du niveau de la nappe modifie le champ de pression interstitielle aussi bien au-dessus qu'en-dessous du niveau de la nappe, influence l'état de contrainte effective, et induit des variations de volume dans le milieu.

Bishop et Blight, 1963, ont relié la contrainte effective σ' dans un sol non saturé à : la contrainte totale σ , la pression de gaz (*en général de l'air*) u_a et à la pression de l'eau u_w qui règnent dans les interstices entre les particules par la relation :

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) = P + \chi s \quad (1-2)$$

Où χ est le coefficient de *Bishop* généralement relié au degré de saturation, qui varie entre 0 pour un sol sec et 1 pour un sol saturé, $P = (\sigma - u_a)$ est la contrainte nette appliquée et $s = (u_a - u_w)$ est la pression interstitielle négative ou la succion.

Les différentes pressions de l'eau ou de l'air sont considérées par rapport à la pression atmosphérique. *L'équation. 1-2*, montre que, si la contrainte totale et la pression de l'air restent constantes et que la pression interstitielle diminue à la suite d'un abaissement du niveau de la nappe, le terme de succion $(u_a - u_w)$ croît, entraînant une augmentation de la contrainte effective, ce qui aura pour effet de comprimer le sol et de provoquer un tassement en surface. Cette équation ne traduit pas correctement le phénomène d'effondrement du sol (*Jennings et Burland, 1962*).

Par des effets capillaires, les sols situés au-dessus de la nappe, niveau défini tel que la succion soit égale à zéro, restent quasi saturés sur une hauteur importante pouvant atteindre plusieurs dizaines de mètres dans les sols argileux et avec une pression interstitielle de l'eau u_w négative.

1.4.3. Effet physico-chimique

La présence d'eau dans le sol et sa fixation au niveau de certaines particules élémentaires constituant l'argile, conduit à des phénomènes d'hydratation de ces particules entraînant une augmentation de volume.

Ce mécanisme d'hydratation est largement conditionné par :

- le type et la nature des minéraux argileux présents et leurs propriétés physico-chimiques ;
- la structure du matériau et des particules ;
- la pression interstitielle ou la succion régnant dans le sol ;
- la concentration ionique du fluide interstitiel, y compris l'eau adsorbée ;
- l'histoire du matériau et en particulier les phénomènes de cimentation.

Certaines familles de minéraux argileux, notamment les smectites et quelques interstratifiées, possèdent de surcroît des liaisons particulièrement lâches entre feuillets constitutifs, si bien que la quantité d'eau susceptible d'être adsorbée au cœur même des particules argileuses, peut être considérable, ce qui se traduit par des variations importantes de volume.

1.5. STRUCTURE MINÉRALOGIQUE DES ARGILES

Les minéraux argileux sont des silicates hydratés (il s'agit généralement de silicates d'aluminium, mais parfois de silicates de magnésium), dont la structure feuilletée permet de les ranger dans la famille des *phyllosilicates*. Ils proviennent de l'altération et de la dégradation des roches : altération physique sous l'effet des variations de température, et surtout altération chimique au contact de l'eau qui permet la dégradation en particules très fines. Les conditions dans lesquelles cette dégradation a eu lieu, ainsi que l'état d'avancement de cette dégradation peuvent expliquer la grande diversité des argiles (*Jackson et Sherman 1953*, cité dans *Gaombalet, 2004*). Leur phase solide est structurée suivant une organisation spatiale particulière : le feuillet, la particule et l'agrégat.

Le feuillet : il est défini comme une superposition de plan ionique organisé suivant deux types de couches :

Les couches tétraédriques (*figure 1-15*), de formule générale SiO_4 et dont l'épaisseur est de 3 \AA : les sommets du tétraèdre sont occupés par l'oxygène et le centre par un atome de silicium.

Les couche octaédriques (*figure 1-16*), de formule générale $Al_2(OH)_6$ ou $Mg_3(OH)_6$ et dont l'épaisseur est de 4 \AA : les sommets des octaèdres sont occupés par des hydroxyles OH et le centre par un atome d'aluminium ou un atome de magnésium.

Ces couches tétraédriques et octaédriques représentent l'élément constitutif de base d'une argile et jouent par conséquent un rôle très important dans la connaissance des caractéristiques de celle-ci et de son comportement hydromécanique.

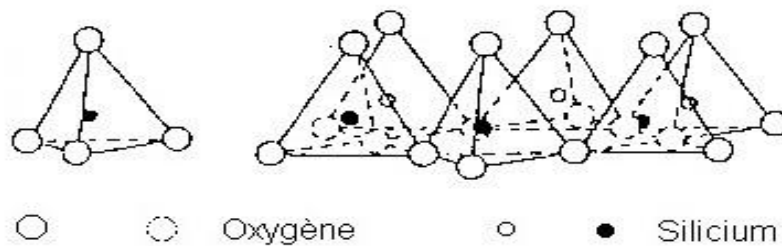


Figure.1-15. Représentation d'un tétraèdre et d'une couche tétraédrique.

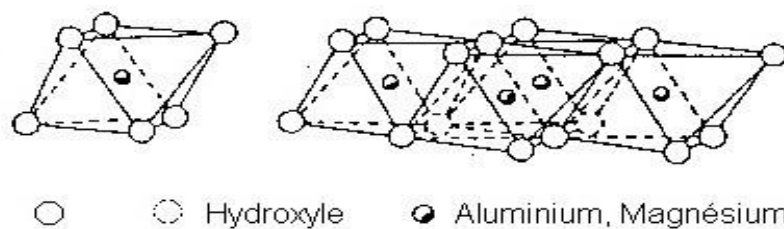


Figure. 1-16. Représentation d'un octaèdre et d'une couche octaédrique.

Le feuillet formé par la liaison d'une couche tétraédrique et d'une couche octaédrique (*Figure 1-17*) est dit de type *Te-Oc* ou *1:1*, l'épaisseur du feuillet est de l'ordre de $7,2 \text{ \AA}$. Tandis que le feuillet formé par l'intercalage d'une couche octaédrique entre deux couches tétraédrique est dit de type *Te-Oc-Te* ou *2:1*, dans ce cas l'épaisseur du feuillet est de l'ordre de $9,6 \text{ \AA}$ (*Mitchell, 1993*).

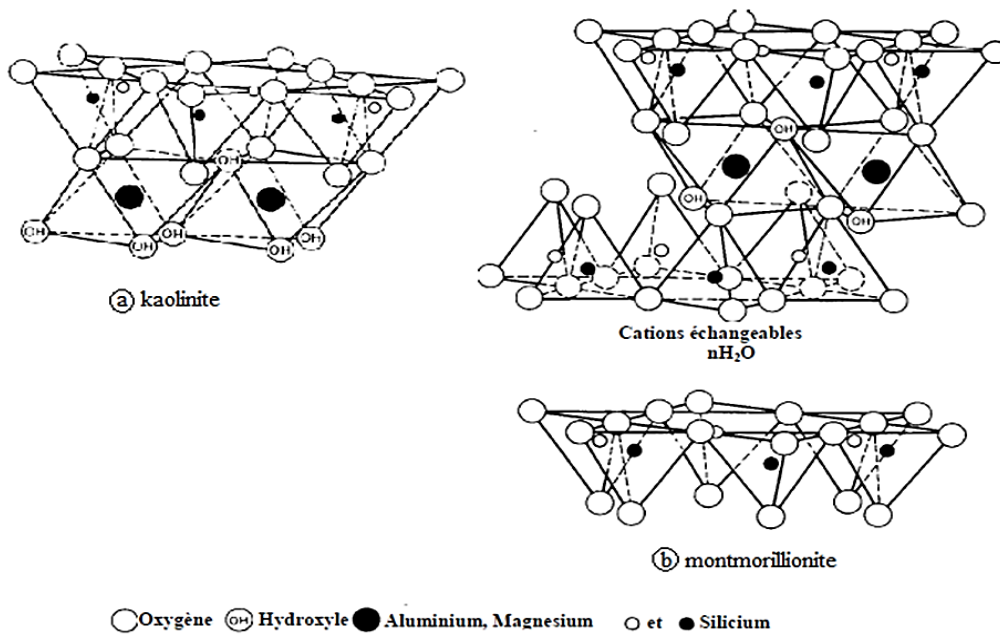


Figure. 1-17. Structure de kaolinite et de montmorillonite (Mitchell, 1993).

La particule : (appelée aussi *crystallite*) est une superposition ou bien un empilement de feuillets argileux suivant différentes configurations, qui peut atteindre une taille maximale de $2\mu m$. La position des feuillets les uns par rapport aux autres et le nombre de feuillets par particules, sont variables suivants le type d'argile considéré et sont également fonction de son état hydrique (Saiyouri, 1996). L'espace entre deux feuillets est appelé espace interfoliaire dont les dimensions peuvent atteindre plusieurs nanomètres.

Lorsque l'on s'intéresse à des particules argileuses, on peut observer deux types de porosités : la porosité interfoliaire définie entre deux surfaces internes d'une même particule et la porosité interparticulaire défini entre deux surfaces externes de deux particules.

Parfois quelques substitutions ou remplacement isomorphiques de Si^{4+} par Al^{3+} ou Fe^{3+} se produisent dans les couches tétraédriques, et de Al^{3+} par Mg^{2+} ou Fe^{2+} dans les couches octaédriques. Ces modifications sont appelées isomorphiques car elles ne changent pas la morphologie du minéral et les dimensions du feuillet. C'est pour cela que l'on dit que les feuillets d'une argile ne sont pas toujours électriquement neutres. La neutralisation incomplète de charge des atomes terminaux aux extrémités des couches et les charges de bordures qui

apparaissent quand un cristal se rompt est une autre source de charge non équilibrée sur les minéraux argileux.

Une des caractéristiques fondamentales des argiles est l'électronégativité des particules. Les particules argileuses ont une charge négative à la surface, des cations se trouvant près des feuillets s'introduisent dans l'espace interfoliaire pour compenser le déficit de charge. Ces cations peuvent être remplacé ou échanger, ils jouent un rôle important sur les propriétés des argiles.

On utilise la notion de capacité d'échange cationique (*CEC*) qui est une caractéristique importante dans la classification des argiles et une démarcation importante par rapport aux milieux granulaires.

L'agrégat : (*appelé aussi grain*) est un assemblage désordonné entre les particules d'argile dont la forme et les dimensions peuvent varier. A l'échelle de l'agrégat, trois niveaux structuraux peuvent alors être distingués : l'infrastructure qui correspond à la particule argileuse, la microstructure qui correspond aux agrégats formés par l'assemblage des particules argileuses et des autres éléments du sol, et la macrostructure qui correspond à l'assemblage macroscopique des agrégats. La représentation de cette structure est donnée sur *la figure 1-18*. L'approche microstructurale de base doit tenir compte de ces différents niveaux structuraux pour permettre une explication du comportement réel des argiles gonflantes. *Gens et Alonso, 1992*, ont limité le nombre de niveaux structuraux à deux, car il est difficile d'établir une relation entre ces différents niveaux. Le niveau microstructural où sont réunis l'infrastructure et la microstructure et le niveau macrostructural. C'est ce que les auteurs qualifient de double structure.

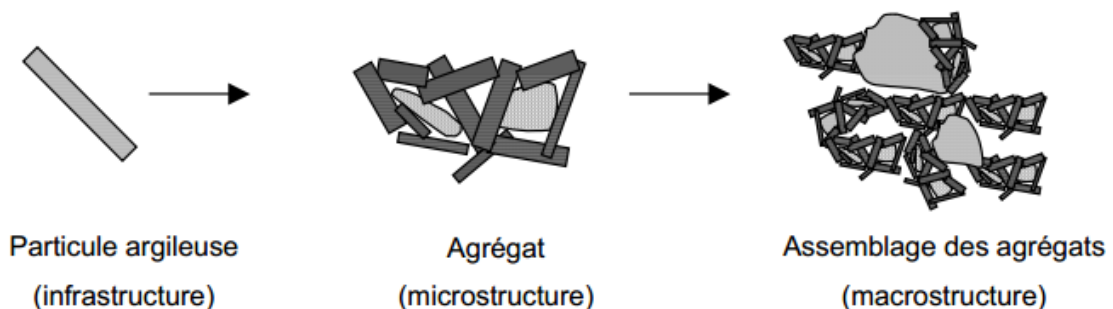


Figure. 1-18. Différents niveaux structuraux des sols gonflants (*Gens et Alonso, 1992*)

1.6. PROPRIETES PHYSICO-CHIMIQUES ET LIAISONS INTERFOLIAIRES

Le feuillet élémentaire idéal se compose d'un empilement de 2 à 3 unités de base. La structure rigide du feuillet élémentaire est obtenue par les liens de covalence et les liaisons ioniques. Des liaisons moins fortes mais essentielles, assurent l'assemblage des feuillets élémentaires.

Les forces de liaison entre feuillets sont principalement :

- les forces d'attraction moléculaires de *Van der Waals* qui sont des liaisons faibles ;
- les liaisons hydrogènes qui apparaissent avec des atomes fortement électronégatifs, comme par exemple l'oxygène dans le cas des argiles ;
- des substitutions isomorphiques apparaissent d'un cation d'une valence élevée par un cation d'une valence moins élevée au sein des tétraèdres et octaèdres. (Si^{+4} par Al^{+3} ou Fe^{+3} , Al^{+3} par Mg^{+2} ou Fe^{+2}). La capacité d'échange ionique (C.E.C) permet de mesurer la charge positive nécessaire pour arriver à l'électro-neutralité.

Les particules sont donc soumises à un ensemble de forces d'attraction et de répulsion qui varient avec la teneur en eau et dépendent des substitutions isomorphes. Malgré la simplicité apparente de la structure des argiles, on en dénombre un très grand nombre d'espèces, qui se distinguent par les défauts liés aux substitutions isomorphes au moment de la formation.

L'arrangement des particules des terrains argileux, qui interagissent avec l'eau et les ions qu'elle transporte, dépend beaucoup du milieu de déposition et notamment de sa salinité.

1.7. PRINCIPALES FAMILLES D'ARGILES

La classification géotechnique des argiles est un sujet difficile à cerner vu la diversité de leurs propriétés. Néanmoins, trois grands groupes d'argiles sont souvent rencontrés en géotechnique : les *kaolinites*, les *illites* et les *smectites*. Ces argiles pures représentent des références pour la classification des différentes argiles.

1.7.1. Les kaolinites

Les kaolinites sont des minéraux argileux dont le feuillet élémentaire comporte une couche tétraédrique et une couche octaédrique (*Te-Oc*). Les feuillets ont une équidistance fixe de 7 \AA . Les liaisons entre les feuillets sont de type hydrogène, qui à leurs tour confèrent avec les liaisons de *Van Der Waals* une grande stabilité à un empilement de feuillet vis-à-vis des actions de l'eau. Ces liaisons hydrogène qui peuvent être qualifiées de liaisons fortes entre les feuillets explique l'importance du nombre de feuillets par particule de kaolinite, et la faible valeur de la surface spécifique qui ne dépasse pas généralement $45 \text{ m}^2/\text{g}$. les substitutions isomorphes sont peu fréquentes dans ce type d'argile grâce à la stabilité physique de sa structure, et le pouvoir de fixation de cation ne dépasse pas $15 \text{ meq}/100\text{g}$.

Les particules de kaolinite sont de grandes plaquettes rigides. Les feuillets sont en contact les uns avec les autres d'une manière ordonnée, l'eau ne peut accéder qu'à la surface externe de la particule, théoriquement, l'eau interfoliaire n'a aucune existence dans ce type d'argile. On peut dire que les kaolinites sont insensibles à l'eau.

1.7.2. Les smectites

Les minéraux argileux de cette famille sont également formés de feuillets à trois couches, deux tétraédriques et une octaédrique (*Te-Oc-Te*). Ces feuillets qui ont une épaisseur d'environ 9.6 \AA sont empilés d'une manière désordonnée. Ce désordre ne permet pas le développement d'une liaison hydrogène ce qui facilite l'écartement des feuillets et l'adsorption des molécules variées (cations, eau, molécules organiques) au niveau de l'espace interfoliaire qui s'écarte. Les smectites sont très sensibles à l'eau et un important gonflement de la particule peut se produire, ce gonflement peut atteindre des valeurs supérieures à l'épaisseur du feuillet lui-même.

Les smectites ou les montmorillonites sont plus souvent calciques que sodiques suivant la nature du cation prédominant (calcium ou sodium). Il est connu que le sodium donne des propriétés de gonflement supérieures à celles données par la présence du calcium. Les feuillets des smectites peuvent s'intercaler régulièrement ou irrégulièrement avec d'autres feuillets argileux, souvent illitiques, le tout forme des interstratifiées. Les substitutions d'atomes sont importantes, la capacité d'échange de ces argiles est comprise entre 80 et $150 \text{ meq}/100\text{g}$.

1.7.3. Les illites

Les illites sont des minéraux argileux formés aussi de feuillets à trois couches, deux tétraédriques et une octaédrique (*Te-Oc-Te*). Les feuillets sont d'équidistance fixe de 10 \AA . Les illites ont la même composition que la montmorillonite mais avec une forte liaison entre les feuillets due à la présence de cation potassium K^+ . Cela leur donne un potentiel de gonflement moindre que celui des smectites et la constitution de particules de tailles importantes. Les particules sont généralement composées d'un empilement de 15 à 20 feuillets (*Bolt, 1956*, cité dans *Mrad, 2005*). Le pouvoir de fixation des cations de l'illite est compris entre 10 et 40 meq/100g.

Tableau. 1-9. Différentes caractéristiques des principaux types d'argiles.

Argile	Kaolinite	Illite	Smectite
Type de feuillet	1:1	2:1	2:1
Épaisseur de feuillet (Å)	7	10	9,6
Nombre de feuillet par particule	10-150	5-20	1-10 (montmorillonite sodique) 10-40 (montmorillonite calcique)
CEC (méq/100 g)	5-15	10-40	80-150
Surface spécifique (m^2/g)	10-45	80-100	700-900
Matériau interfoliaire	–	K^+	$H_2O, Na^+, Ca^{2+}, \dots$
Comportement dans l'eau	non-gonflant	peu-gonflant	gonflant

Dans le cas de l'illite et de la smectite, la structure du feuillet est la même et pourtant les CEC sont très différentes. Les kaolinites ont une surface spécifique et un pouvoir d'échange de cation faible. Leur constitution rend l'accès entre les couches minérales impossible à cause des fortes liaisons entre elles. Les smectites montrent une grande facilité de séparation des couches ce qui explique l'importance de leur surface spécifique et du pouvoir d'échange cationique. Les illites constituent un cas intermédiaire. Les argiles les plus fréquents dans les sols naturels sont les illites, les kaolinites, les interstratifiées et les smectites de type montmorillonite. Lorsque la teneur en montmorillonite dépasse 65 % ces argiles sont appelées des bentonites caractérisées par une capacité de gonflement très importante.

1.8. DOUBLE STRUCTURE DES SOLS GONFLANTS

Le comportement hydromécanique des sols gonflants a été directement relié à leur double structure interne. Plusieurs auteurs ont étudié la relation entre la micro et la macrostructure de ce type de sol et les paramètres hydromécaniques. *Gens et Alonso, 1992* et *Alonso et al, 1999*, ont considéré le schéma d'organisation comme fondement de son modèle de comportement des sols gonflants où sont réunies la macro et la microstructure.

La distribution de taille des pores (*Pore Size Distribution - PSD*) obtenue par la méthode de porosimétrie par l'intrusion du mercure (*Mercury Intrusion Porosimetry - MIP*) montre deux niveaux structuraux distincts (*Alonso et al, 1987*). Cette double structure des sols argileux a été aussi reconnue dans un grand nombre à partir d'études réalisées au microscope électronique à balayage.

La figure 1-19-a, présente un matériau constitué d'une matrice homogène formée à partir des argiles et d'autres constituants. Il est alors possible de distinguer deux types de pores : les vides intra-particulaires et les vides intra-matrices. Cette structure est typique des sols compactés du côté humide de l'optimum. *La figure 1-19-b* est représentative de la majorité des sols naturels ou compactés du côté sec de l'optimum, les particules argileuses s'associent aux autres constituants du sol pour former des agrégats. Deux niveaux structuraux peuvent alors être distingués : la microstructure qui correspond aux agrégats, et la macrostructure qui correspond à l'arrangement des agrégats entre eux. Les agrégats contiennent des pores qualifiés de micropores et les macropores sont situés entre les agrégats.

Remarque : le «micropore» est aussi appelé «pore intra-agrégat», «vide intra-particulaire», «vide interfoliaire» et le «macropore» peut être appelé «pore inter-agrégat» et «pore interparticulaire». L'ensemble micro et macrostructure est parfois définie comme «intra-pellet».

La structure interne des sols argileux est directement reliée à certaines caractéristiques du sol telles que : la conductivité hydraulique (*Romero et al, 1999*) ; les déformations volumiques lors de la consolidation (*Tessier et al, 1992*) ; les propriétés de la courbe de rétention (*Aung et al. 2001*), ainsi que les variations volumiques des macropores, dues aux influences de

chargements mécaniques et des succions contrôlées. (Lloret *et al*, 2003 ; Koliji *et al*, 2006 ; Hoffmann *et al*, 2007).

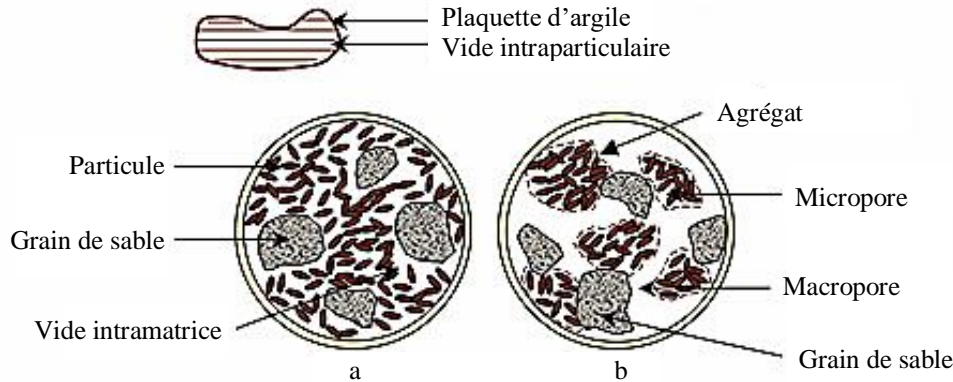


Figure. 1-19. Structure des sols gonflants (Gens *et Alonso*, 1992)

1.9. ÉVOLUTION DE LA STRUCTURE DES ARGILES EN FONCTION DES DIFFÉRENTES SOLLICITATIONS

La structure d'un sol est en état d'équilibre dans des conditions données. La modification des conditions hydrique et/ou mécanique, va provoquer une modification de cette structure. L'objectif de ce paragraphe est de montrer comment la structure d'un sol argileux change en fonction de différents types de sollicitations.

1.9.1 Influence d'une sollicitation hydrique : humidification

Saiyouri 1996, montre que dans le cas de deux montmorillonites, une sodique et une calcique, lors d'une humidification, le gonflement libre s'exécute en deux phases :

- un gonflement intra-cristallin (ou intra-particulaire) : Le gonflement intra-cristallin, correspond aux valeurs de succions supérieures à 6,92 MPa, composé d'un processus d'insertion de molécules d'eau couche par couche dans l'espace interfoliaire générant un gonflement de la particule elle-même. Ce processus génère progressivement une microdivision des particules, faisant passer le nombre de feuillets au sein d'une particule d'une centaine de feuillets, pour les fortes valeurs de succion ($s = 107 \text{ MPa}$), à une dizaine

de feuillets, pour les plus faibles valeurs de succions ($< 6,92 \text{ MPa}$). Ce qui conduit à la création de sous particules qui agissent indépendamment les unes par rapport aux autres (Figure 1-20).

- un gonflement inter-cristallin (ou interparticulaire) : Le processus précédent est suivi, pour des succions inférieures à $6,92 \text{ MPa}$, d'un gonflement inter-cristallin, produisant un éloignement progressif de ces sous-particules formées. Du point de vue de la structure interne des éprouvettes, le gonflement se traduit par une réduction de la macroporosité (Cui *et al*, 2002).

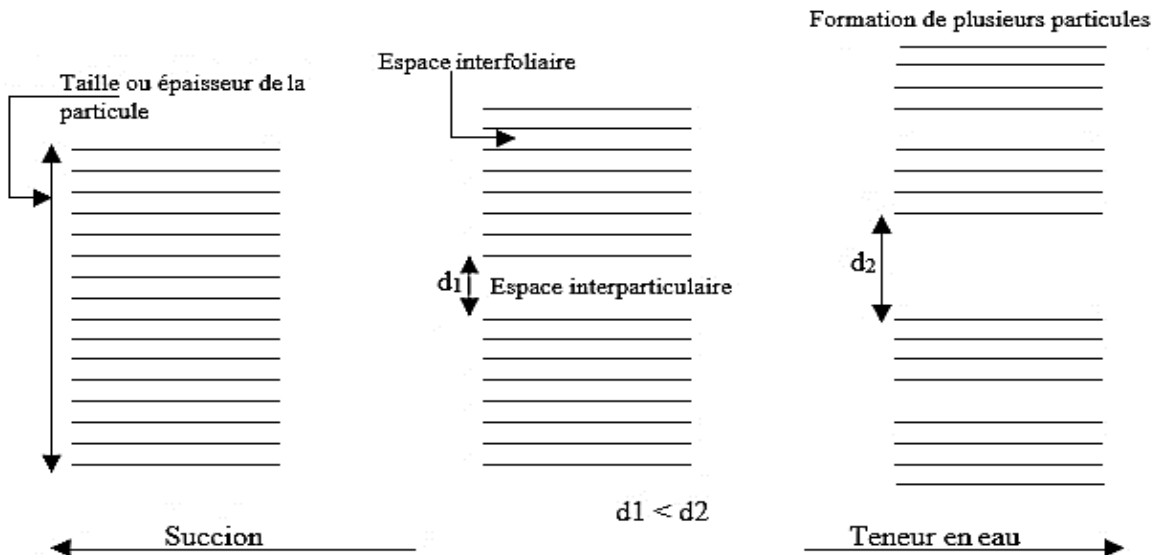


Figure. 1-20. Représentation schématique du fractionnement des particules lors de l'hydratation (Saiyouri, 1996)

1.9.2. Influence d'une sollicitation hydrique : Drainage

Au cours du drainage, les particules argileuses ont tendance à suivre en sens inverse le processus d'humidification qui est réversible. En revanche, le drainage tend à augmenter le nombre de feuillets par empilement élémentaire. Ainsi, d'après Tessier, 1991 (cité dans Mrad 2005), trois étapes successives peuvent être considérées au cours du drainage d'une montmorillonite calcique.

- Tout d'abord entre 0 et environ 1 MPa, où l'augmentation de succion provoque le départ d'eau située entre les empilements élémentaires, ce qui a pour effet une diminution de la distance interfoliaire.
- Le phénomène de départ d'eau située entre les empilements élémentaires se poursuit entre 1 et 5 MPa environ, mais associé à une formation d'empilements élémentaires de plus grande taille comprenant un nombre de feuilletts croissant.
- Au-delà de 5 MPa, l'état d'hydratation de l'espace interfoliaire change, l'eau interfoliaire tend à s'éliminer. Le nombre de feuilletts par empilement élémentaire continue de croître. Le départ d'eau progressif provoque ainsi une réduction de volume de la particule argileuse par diminution de la distance interfoliaire. Cette réduction du volume des particules argileuses produit une contraction macroscopique du matériau : c'est le phénomène de retrait. Cette contraction du matériau s'interrompt à partir d'un certain seuil de succion car l'air occupe toutes les espaces de macropores et l'état du volume constant sera atteint, la teneur en eau correspondante étant la limite de retrait. Il y a de plus au cours du drainage un développement de la macroporosité due à la contraction des agrégats.

1.9.3. Influence d'une sollicitation mécanique

La réduction d'indice des vides au cours d'une sollicitation mécanique était due à une réduction de la macroporosité, la microstructure restant pratiquement inchangée (*Delage et Lefebvre, 1984 ; Qi et al, 1996*). En effet, l'application des contraintes extérieures tend dans un premier temps à rapprocher les agrégats, ensuite à les aplatir, puis à les souder si les sollicitations sont importantes.

1.10. MECANISME DE RETRAIT/GONFLEMENT DES ARGILES

1.10.1. Gonflement des argiles

Dans cette partie, nous allons voir le mécanisme de gonflement au sens hydrique ainsi qu'au sens mécanique. Par la suite, les paramètres identifiant les sols gonflants ainsi que les différents essais de gonflement très utilisés en géotechnique seront également détaillés.

1.10.1.1. Mécanisme de gonflement

Le processus de gonflement met en jeu séparément ou de façon combinée des phénomènes physico-chimiques et mécaniques variés :

A. Gonflements au sens physico-chimique

Il est bien connu qu'au contact de l'eau, l'argile est un matériau qui a la faculté de gonfler. *Mouroux et al, 1988*, ont révélé aussi que le phénomène de gonflement paraît relever de deux causes (*Figure 1-21*)

- l'hydratation des espaces interfoliaires entraînant un accroissement de leurs dimensions (augmentation de la porosité interfoliaire) : gonflement cristallin ;
- la répulsion entre les particules (augmentation de la porosité interfoliaire et interparticulaire) : gonflement osmotique.

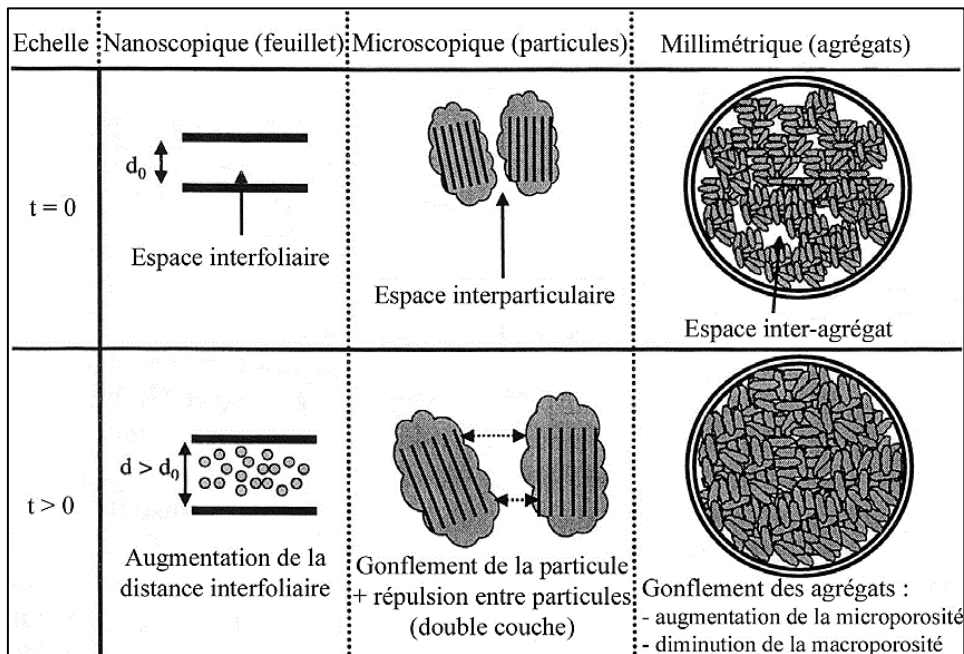


Figure. 1-21. Schéma présentant les différentes origines du gonflement (*Gens et Alonso, 1992*).

- ***Hydratation des espaces inter-foliaires :***

Les analyses minéralogiques montrent que certaines argiles, pour lesquelles les liaisons inter-feuillets sont très faibles, ont la propriété de fixer les molécules d'eau entre deux feuillets voisins. L'eau pénètre à l'intérieur des particules et s'organise en couches mono-moléculaires, puis interagit avec les feuillets et les cations déjà présents.

Cette hydratation favorise la création d'une pression, appelée *pression de disjonction*, qui a pour conséquence une augmentation de la distance interfoliaire et donc un gonflement de l'ensemble des deux feuillets, il s'agit alors d'un gonflement intra-particulaire ou interfoliaire appelé gonflement cristallin. C'est le cas des smectites telles que la montmorillonite sodique et dans une moindre mesure de la montmorillonite calcique. Ce gonflement intervient à l'échelle la plus petite de la structure argileuse mais peut présenter une ampleur très importante.

D'après *Tessier, 1990* (cité dans *Mrad, 2005*), ce type de gonflement représente environ une dizaine de % du gonflement macroscopique total. Il est donc nécessaire selon lui d'envisager un autre mécanisme de gonflement que celui relevant des seules variations inter-foliaires.

- ***Répulsion entre les particules :***

En dehors de cas de l'hydratation des espaces inter-foliaires, qui définit généralement les argiles dites "gonflantes", le gonflement est interparticulaire, c'est-à-dire que l'eau ne pénètre pas à l'intérieur des particules d'argiles. Ce gonflement interparticulaire, contrairement au gonflement interfoliaire, a une ampleur assez limitée, mais affecte toutes les argiles.

Comme les argiles sont composées de particules chargées négativement, contenant des cations que l'on peut qualifier d'échangeables et qui sont peu liés à la structure de l'argile. Ils peuvent être échangés par d'autres cations. En présence d'eau, qui contient toujours des ions chargés positivement, un déséquilibre de charge se produit entre le fluide et les surfaces des particules argileuses. Il s'en suit alors un mouvement des cations dans les deux sens, de la surface des particules vers la solution et inversement, appelé échange cationique. Le résultat de ce phénomène se manifeste par la création d'une atmosphère de cations échangeables dans une

zone voisine de la surface de la particule qui prend le nom de *double couche diffuse* (Figure. 1-22) ou *DDL* (*Diffuse Double Layer*).

L'adsorption des cations par les particules argileuses et la formation de la double couche diffuse sont responsables de la répulsion des deux particules (Mitchell, 1993). La théorie de la double couche diffuse a permis de démontrer que le recouvrement de deux couches diffuses de même signe est responsable de la répulsion de deux particules. Appliquée à la multitude de particules constituant une éprouvette d'argile, cette théorie permet donc d'expliquer le gonflement à l'échelle macroscopique.

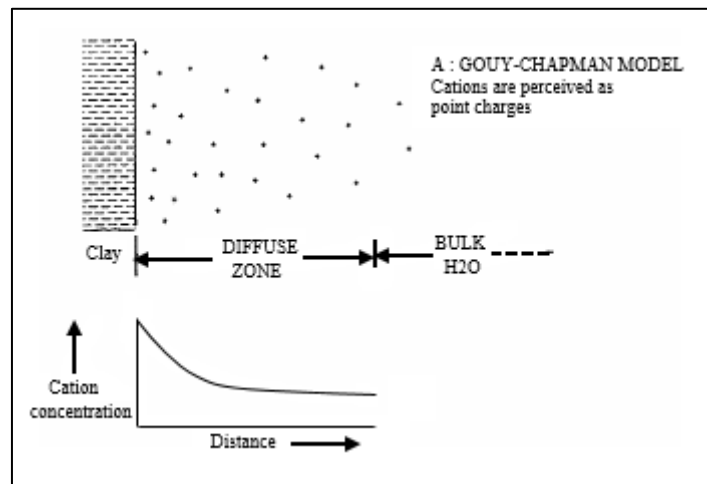


Figure. 1-22. Représentation schématique de la *double couche diffuse*

Une autre approche plus fréquemment utilisée permet, toujours selon Mitchell, 1993, d'expliquer le gonflement de manière plus pratique : c'est le concept de pression osmotique. Dans cette approche, du fait des différences de concentration au sein de la couche diffuse, des pressions osmotiques sont développées à chaque fois que les doubles couches de deux particules se chevauchent. La surface argileuse chargée négativement, jouerait alors un rôle comparable à celui d'une membrane semi-perméable, séparant deux solutions de concentration en sel différente (aucun cation ne vient cependant traverser la surface argileuse). La différence de pression osmotique créée entre les deux particules et la solution à l'équilibre environnant les particules d'argile est appelée "pression de répulsion inter-particule". On imagine bien qu'à l'échelle macroscopique, ce phénomène d'origine microscopique, répété un très grand nombre de fois, se répercute par l'apparition d'un gonflement observable.

B. Gonflement au sens mécanique

Le phénomène de gonflement, de même que le tassement, peut provenir d'une modification de l'état de contraintes dans le sol en présence d'eau. En effet, considérons un élément de sol saturé à l'équilibre. Si une contrainte extérieure σ_e est appliquée à cet élément de sol, l'eau étant moins compressible que le squelette solide, la contrainte σ_e est immédiatement reprise par la phase liquide et au temps initial $t = 0$ on :

$$u_w = \sigma_e \quad (1-3)$$

$$\sigma' = 0 \quad (1-4)$$

Avec u_w désignant la pression interstitielle à savoir la pression de l'eau des pores et σ' la contrainte effective, c'est-à-dire la contrainte qui s'exerce réellement sur le squelette solide.

Si l'on permet alors au sol de se drainer, un phénomène de consolidation va se développer, correspondant à l'expulsion de l'eau et au transfert de contrainte de l'eau sur le squelette solide. Un nouvel équilibre va alors s'établir pour l'état de contraintes :

$$u_w = 0 \quad (1-5)$$

$$\sigma' = \sigma_e \quad (1-6)$$

Si la contrainte σ_e est alors supprimée, le même phénomène se produit en sens inverse, et immédiatement :

$$u_w = -\sigma_e \quad (1-7)$$

$$\sigma' = \sigma_e \quad (1-8)$$

La pression interstitielle devient négative et opposée à la variation de contrainte totale. Dans des conditions de libre circulation de l'eau, un phénomène de gonflement va alors se développer, exprimant l'absorption de l'eau et le transfert de contrainte négative de l'eau sur le squelette solide, jusqu'à l'état final :

$$u_w = 0 \quad (1-9)$$

$$\sigma' = 0 \quad (1-10)$$

Il est donc possible d'affirmer que si la consolidation exprime une diminution de la pression interstitielle jusqu'à son annulation, le gonflement exprime quant à lui la diminution de la succion ($-u_w$) jusqu'à son annulation.

1.10.1.2. Définition des paramètres de gonflement

Les phénomènes physico-chimiques et les mécanismes intervenant à différentes échelles (auxquels s'ajoutent d'éventuelles modifications de la structure du terrain pendant le gonflement) rendent très difficile la caractérisation des paramètres hydromécaniques des sols gonflants.

Les principales grandeurs utilisées pour caractériser un sol gonflant sont *la pression de gonflement, le potentiel de gonflement et l'indice de gonflement*. Ces notions ne sont pas considérées comme des caractéristiques intrinsèques du matériau gonflant et ne peuvent pas recevoir de définition objective, car elles dépendent des conditions dans lesquelles se déroule le gonflement. Elles sont néanmoins très largement utilisées et ont largement influé sur les procédures d'essais en laboratoire.

- *La pression de gonflement* (σ_g) d'un élément de sol ou de roche, dont l'état physique initial est connu, peut être définie comme l'état de contrainte à exercer pour maintenir son volume constant pendant l'imbibition sans distorsion jusqu'à sa saturation complète. Cette définition de la pression de gonflement est la plus usitée mais elle n'est pas la seule.
- *Le potentiel de gonflement* (ε_g) d'un élément de sol, dont l'état physique initial est connu, est la déformation maximale ($\Delta H/H$) que provoque l'imbibition de cet élément soumis à un état de contrainte nulle ou quasi-nulle jusqu'à sa saturation complète.
- *L'indice de gonflement* (C_g) traduit l'importance de la déformation de gonflement induit par un déchargement par rapport à un état de contraintes donné. La déformation par gonflement est obtenue au bout d'un temps d'équilibre.

En principe, ces trois paramètres sont mesurés sur des éprouvettes en compression isotrope ou œdométrique. Contrairement à la pression de gonflement et au potentiel de gonflement obtenus à la saturation du sol, l'indice de gonflement est issu d'un déchargement mécanique. La plupart des méthodes de détermination des paramètres caractéristiques de gonflement se font en laboratoire sur des échantillons de sols intacts ou remaniés à l'aide des appareils classiques de laboratoire, œdomètre et cellule triaxiale.

Il existe de nombreuses méthodes de caractérisation du gonflement en laboratoire, reflétant la complexité du phénomène et la diversité des situations rencontrées. D'après *Alonso et al, 1987*, les méthodes fréquemment utilisées sont :

- la méthode de gonflement libre ;
- la méthode de gonflement sous charges constantes ;
- la méthode de gonflement à volume constant.

Le choix de la méthode et de l'état des échantillons (intacts ou remaniés) pour mesurer le gonflement dépend du problème posé et du but recherché.

A. Méthode de gonflement libre

Une éprouvette est insérée dans une cellule œdométrique classique, puis soumise à la charge du piston et enfin saturée. Ses déformations verticales sont mesurées, la déformation maximale rapportée à la hauteur initiale est le potentiel de gonflement. L'éprouvette est ensuite chargée de manière progressive. La pression verticale nécessaire pour ramener l'éprouvette à sa hauteur initiale est la pression de gonflement (*ASTM - méthode A*).

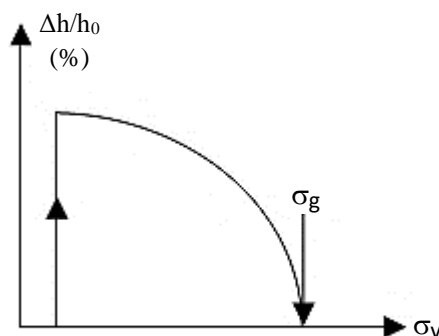


Figure. 1-23. Méthode de gonflement libre à l'appareil œdométrique.

B. Méthode sous charge constante

Quatre éprouvettes au moins sont soumises à quatre pressions verticales différentes dans des cellules œdométriques. Ces quatre éprouvettes sont ensuite saturées et le potentiel de gonflement final est déterminé dans chaque cas. La courbe $\Delta H/H$ en fonction de la pression appliquée lors de l'humidification est tracée.

Une interpolation linéaire est réalisée entre les quatre points pour estimer la pression pour laquelle le gonflement est nul. Cette pression correspond à la pression de gonflement. Le potentiel de gonflement dans cette méthode se définit comme la variation de hauteur sous une pression donnée. Deux variantes de cette procédure existent, différentes par le mode d'application de la charge verticale. Dans la procédure *ASTM-méthode B*, la charge est appliquée, puis la saturation suit 5 min après. La procédure *AFNOR* nécessite la stabilisation des déformations dues au chargement mécanique avant le début de la saturation.

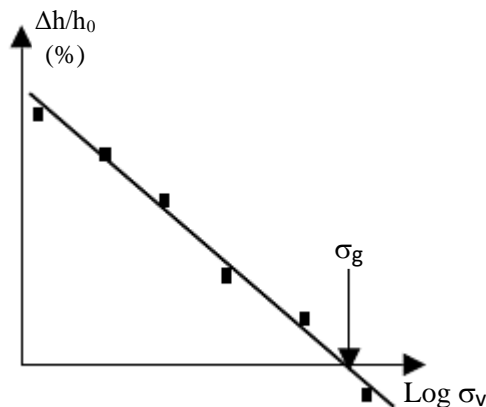


Figure. 1-24. Méthode de gonflement sous charge constante à l'appareil œdométrique.

C. Méthode à volume constant

Le principe est de saturer une éprouvette tout en maintenant son volume constant. La pression nécessaire pour maintenir le volume constant à la saturation complète est la pression de gonflement. Suivant la norme *ASTM-méthode C*, l'éprouvette est soumise avant humidification à une pression verticale voisine des conditions in situ, et ensuite saturée. Les déformations verticales sont empêchées en augmentant progressivement la charge appliquée avant l'effondrement. La pression de gonflement est alors la pression maximale appliquée. Il

existe des cellules spécialement conçues pour effectuer des essais à volume constant. Elles sont équipées d'un capteur de pression permettant de déterminer l'évolution de la pression exercée par le sol au cours de l'humidification.

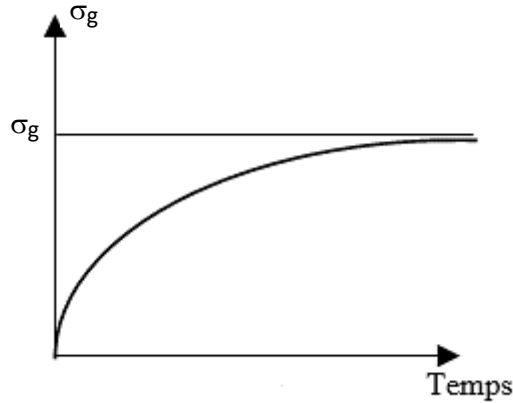


Figure. 1-25. Méthode de gonflement à volume constant à l'appareil œdométrique.

1.10.2. Retrait des argiles

Le retrait consiste en une diminution du volume du sol due à l'évaporation de l'eau présente dans ses pores.

1.10.2.1. Mécanisme de retrait

L'assèchement progressif du sol provoque des tensions capillaires et la formation de ménisques autour des particules du sol (*Biarez et al, 1988 ; Fleureau et al, 1993 ; Sidoroff et al, 1993 ; Taibi, 1994*). Les tensions capillaires sont à l'origine des contraintes de cisaillement. Plus l'eau s'évapore, plus les tensions capillaires augmentent et plus le rayon des pores diminue (*Equation Jurin-Laplace*). Parallèlement, la résistance à la traction du sol augmente. Quand cette résistance atteint les contraintes engendrées par les tensions capillaires, le retrait s'arrête, le volume du sol ne diminue plus. La teneur en eau pour laquelle le retrait cesse correspond à la limite de retrait.

Pendant le drainage d'un sol on peut observer trois phases successives (*Schubert, 1982* cité dans *Nowamooz 2007*). Dans la première phase, tous les macropores sont complètement saturés (*Figure. 1-26-a*). La deuxième phase, appelée phase transitionnelle, commence au point

d'entrée d'air due à l'évaporation de l'eau de surface des macropores. Le sol se désature et l'air entre dans les pores. En revanche, l'air sera enfermé dans les pores et quelques pores seront encore saturés (*Figure. 1-26-b*). Dans la dernière phase, le sol ne peut plus perdre de volume, l'air occupe tout l'espace des macropores et l'état de volume constant sera atteint (*Figure. 1-26-c*).

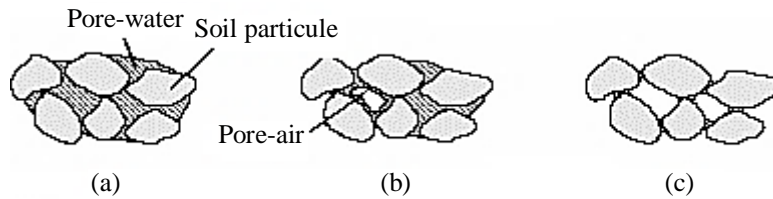


Figure. 1-26. Différentes phases du retrait (*Schubert, 1982 cité dans Nowamooz, 2007*).

Le déroulement du retrait peut être décrit en trois phases, en fonction de la diminution du volume d'eau et de sol : retrait normal, retrait résiduel et absence de retrait qui sont montrés sur la courbe de retrait (*Figure. 1-27*) (*Tripathy et al, 2002*).

- Retrait normal : la diminution du volume du sol est égale au volume d'eau perdu ; dans cette phase, le sol est toujours saturé et donc, l'air n'entre pas dans les pores.
- Retrait résiduel : une fois la limite de retrait atteinte, l'air entre et occupe les vides du sol (point d'entrée d'air), de telle sorte que la diminution du volume de sol est beaucoup plus faible que le volume d'eau perdue.
- L'absence de retrait : le volume du sol ne peut plus varier du fait de l'agencement des particules, mais l'eau continue de s'évaporer.

Le retrait évolue de manière linéaire jusqu'à une teneur en eau définie comme la limite de retrait (w_R). A partir de cette limite, le sol perd de l'eau sans grande variation de volume. On considère la limite de retrait comme l'intersection de deux segments présentant le retrait normal et l'absence de retrait.

Dans les sols naturellement structurés, il y a aussi une quatrième phase appelée retrait structural (*Figure. 1-27*). Le volume d'eau perdu est supérieur à la diminution du volume de

sol (*Yule et Richie, 1980*). Les sols restructurés n'ont pas cette étape (*Bronswijk, 1988*). Pour les sols gonflants, les variations de volume continuent même pour les teneurs en eau inférieures à celles de limite de retrait (*Figure. 1-27*).

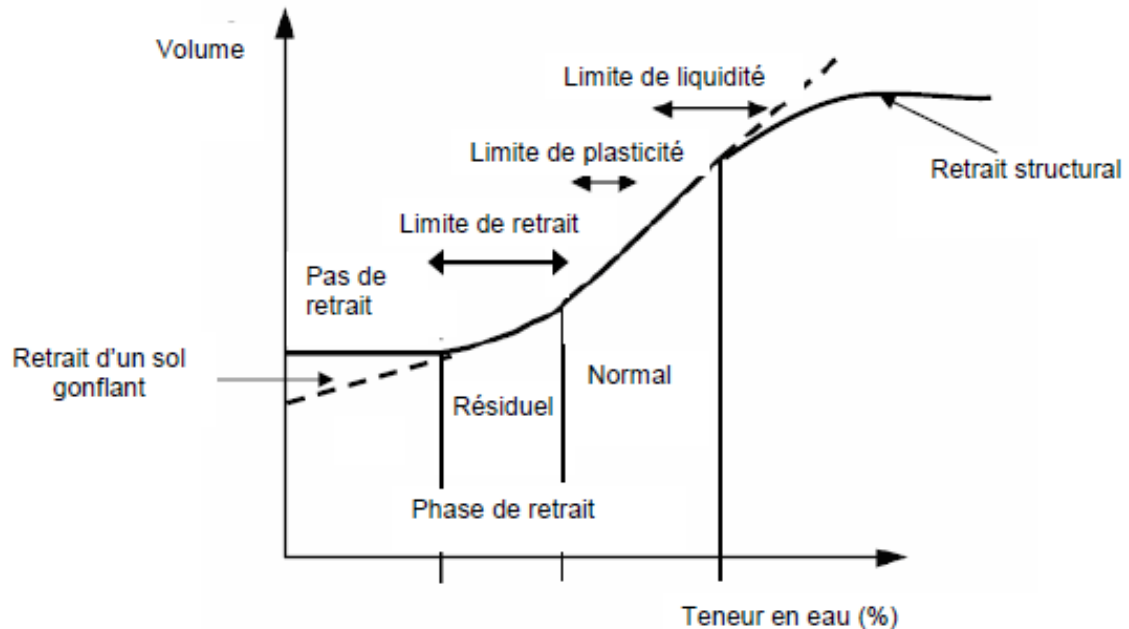


Figure. 1-27. Courbe de retrait classique (*Nowamooz, 2007*).

1.10.2.2. Détermination de la limite de retrait

Différents types d'essais de dessiccation (*Philipponat 1991, Biarez et al. 1988, AFNOR XP P94-060 parties 1 et 2*) sont réalisés pour caractériser la déformation ou le retrait des sols argileux.

L'essai de détermination de la limite de retrait conventionnelle consiste à préparer, à partir d'un échantillon de sol, une pâte constituée des éléments passant au tamis de $400 \mu m$ et à soumettre des éprouvettes de volume initial connu de cette pâte à dessiccation à l'air libre, puis à l'étuve où une mesure du volume est faite. En postulant que ce volume est identique à celui qui correspond à la limite de retrait et que la variation de volume n'est due qu'au départ de l'eau pendant la dessiccation, il est possible de déterminer la limite de retrait conventionnelle.

Un autre essai consiste à mesurer la variation de la hauteur d'une éprouvette cylindrique extraite d'un échantillon intact, disposée sur un bâti et soumise à dessiccation à l'air libre, puis à l'étuve. L'évolution de la variation de la hauteur avec la teneur en eau représente la courbe de retrait à partir de laquelle la limite de retrait effective est déterminée. Un exemple de mesure de la limite de retrait conventionnelle et effective par les deux méthodes précédentes est donné sur la figure 1-28.

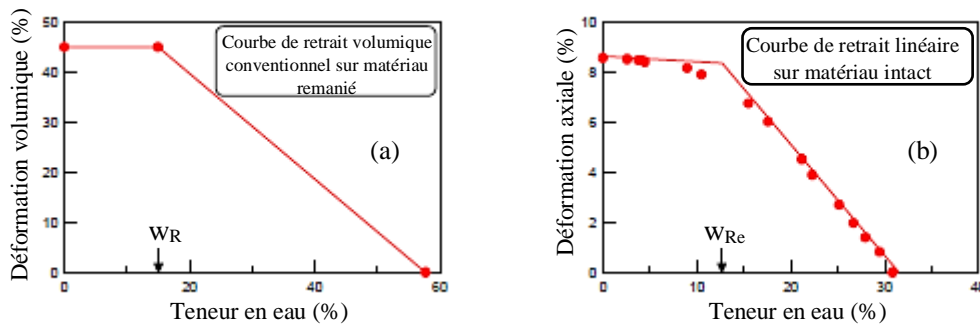


Figure. 1-28. Détermination des limites de retrait (a) conventionnelle sur un matériau argileux remanié et (b) effective sur le même matériau intact. (Nowamooz, 2007).

1.11. CONCLUSION

Dans la première partie de ce chapitre la nature du phénomène de retrait/gonflement et les manifestations des désordres qui en découlent ont été bien expliqués. Ensuite, les différentes méthodes de classification des sols gonflants ainsi que les principales causes des variations de volume ont été discutées.

Nous avons vu que la modification de l'état de contraintes totales dans le sol, (adjonction ou enlèvement de charges ou de surcharges) et/ou la variation dans l'environnement hydrique du sol (variation du niveau de la nappe) conduit à une déformation du sol, qui se traduit en général par un déplacement en surface (tassement, soulèvement), ainsi que les phénomènes d'hydratation des particules argileuses sont considérés comme des causes principales de variation du volume du sol.

CHAPITRE 01 : Généralités sur le problème de retrait/gonflement et son incidence sur les constructions.

La deuxième partie a été consacrée à l'identification et la description des argiles (sols gonflants). Nous avons abordé la complexité de la structure minéralogique des argiles et son évolution en fonction des différentes sollicitations.

Dans la dernière partie de ce chapitre, le mécanisme de retrait/gonflement a été discuté. Nous avons abordé aussi les méthodes fréquemment utilisées pour la détermination des principales grandeurs utilisées pour caractériser un sol gonflant au laboratoire.

CHAPITRE II
TECHNIQUES DE
MESURE ET DE
CONTROLE DE LA
SUCCION

2.1. INTRODUCTION

Dans le domaine de la mécanique des sols, on utilise le paramètre de la succion pour l'étude des sols non saturés car ce paramètre présente plusieurs intérêts.

En effet, la succion conditionne les mouvements et l'équilibre de l'eau dans les sols non saturés ; influençant ainsi le comportement mécanique des sols. Il est donc important de pouvoir mesurer la succion lorsqu'un sol est dans son état non saturé.

Pour avoir une meilleure maîtrise de l'influence de la succion sur le comportement hydromécanique des sols, il est primordial de savoir contrôler ou imposer la succion dans les essais géotechniques pour la détermination de la courbe de rétention, laquelle courbe joue un rôle très important dans la définition du comportement d'un sol non saturé.

Dans ce chapitre, la présentation des différents états de saturation d'un sol a été mise en relief, avec en prime abord la définition de la succion et ces différentes composantes. Par la suite, l'effet de la succion sur les particules solides ainsi que sur le comportement des sols non saturés a été mis en évidence.

Et en dernier, présentation des différentes techniques de mesure et d'imposition de la succion ainsi que les appareils œdométriques utilisant des dispositifs d'imposition de la succion.

2.2. LA SUCCION DANS LES SOLS

En plus des deux phases solide et liquide qui composent les sols saturés, les sols non saturés sont caractérisés par la présence d'une troisième phase gazeuse. Si l'on considère la pression de l'air comme origine des pressions, la présence de cette phase gazeuse se traduit par une pression interstitielle négative

La pression interstitielle négative donne aux sols non saturés des caractéristiques physiques et mécaniques qui les distinguent des sols saturés, et rendent ainsi insuffisantes la théorie de la mécanique des sols classique qui avait comme hypothèse principale la saturation du milieu.

2.2.1 États de saturation d'un sol

Dans le cas général, qu'ils soient naturels ou artificiels, les sols sont non saturés : ils contiennent à la fois une phase solide, une phase liquide et une phase gazeuse. D'après *Wroth et Houlby, 1985*, il est possible de distinguer trois catégories de sols non saturés :

- La phase liquide est continue, la phase gazeuse discontinue ;
- Les phases liquide et gazeuse sont continuées ;
- La phase liquide est discontinue, la phase gazeuse continue.

Aitchison, 1959 (cité dans Derfouf, 2014), définit quatre états de saturation :

- L'état saturé où le sol est saturé en eau et la succion est nulle ;
- L'état partiellement saturé où le degré de saturation est voisin de 100 % mais où la succion n'est plus nulle ;
- L'état non saturé où le degré de saturation est très inférieur à 100 % et la succion non nulle ;
- Le sol sec où le degré de saturation en eau est nul et la succion très forte.

2.2.2. Définition de la succion

La notion de la pression interstitielle négative, encore appelée succion a été initialement introduite par les agronomes. Dans le domaine de la mécanique des sols, elle est utilisée pour l'étude des sols non saturés. Dans un sens plus large, la succion présente la mesure de l'intensité de l'attraction exercée par le sol sur l'eau interstitielle. Ce phénomène permet à l'eau de s'élever à une hauteur supérieure à celle de l'état naturel.

Du point de vue thermodynamique, la succion est définie comme l'énergie libre de l'eau interstitielle. Cette énergie libre peut être quantifiée en termes de tension de la vapeur d'eau. La loi de *Kelvin (Equation. 2-1)* donne une expression de la succion en fonction de la tension de la vapeur d'eau (humidité relative).

$$s = -\gamma_w \cdot (R \cdot T / M_v \cdot g) \ln(p_v / p_{vs}) \quad (2-1)$$

Avec

s : succion totale (kPa) ;

R : constante des gaz parfaits ($8,31432 \text{ J}\cdot\text{mol}^{-1}\cdot\text{K}^{-1}$) ;

T : température absolue (K) ;

M_v : masse molaire de la vapeur d'eau ($18,016 \text{ g}\cdot\text{mol}^{-1}$) ;

g : accélération de la pesanteur ($9,81 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$) ;

p_v : pression partielle de vapeur (kPa) ;

p_{vs} : pression de vapeur saturante à la température T (kPa).

La succion est le paramètre le plus important du comportement hydrique et mécanique des sols non saturés. En général, plus le sol est sec, plus la succion est grande, le potentiel de succion variant alors entre 0 pour un sol saturé et 10^6 kPa pour un sol séché à l'étuve. (*Fleureau et al, 1993*).

2.2.3. Composantes de la succion

La succion totale du sol peut être vue comme la somme de deux composantes principales : la succion matricielle et la succion osmotique (*Aitchison, 1965 cité dans Fredlund et Rahardjo, 1993*). La succion matricielle exprime la capacité de rétention d'eau des composants du sol. La succion osmotique du sol est liée aux sels présents dans le sol.

2.2.3.1. Succion matricielle

La succion matricielle exprime la capacité de rétention d'eau des composants du sol, elle est dépendante des propriétés capillaires du milieu et des propriétés d'adsorption développées par les particules d'un sol. Elle est donc la somme d'une composante capillaire et d'une composante associée aux forces d'adsorption développées par les particules d'un sol.

A. Succion capillaire

Quand un liquide est en contact avec une substance solide ou gazeuse ou avec un autre liquide, il en résulte une tension due à l'attraction des molécules de l'intérieure du liquide sur celles de la surface de contact et cette tension entraîne une contraction de la surface. Cette tension est appelée tension interfaciale.

Quand l'interface est entre le liquide et sa vapeur saturante dans ce cas on parle de tension superficielle T_s qui est une caractéristique du liquide à une température déterminée. Par contre la tension interfaciale est liée à la substance qui est en contact avec le liquide.

La tension superficielle c'est la force par unité de longueur avec laquelle la surface du liquide se contracte. Elle est égale au travail nécessaire pour accroître d'une unité la surface du liquide. Sa valeur pour l'eau à 20°C est $T_s = 72,75 \cdot 10^{-3}$ N/m.

Lorsque trois phases, solide, liquide et gazeuse, sont en présence, par exemple une goutte d'eau posée sur une surface de verre et entourée d'air (*Figure 2-1-a*), la tangente à l'interface liquide-gaz forme avec le solide un angle déterminé β , appelé angle de contact, qui résulte de l'équilibre des trois tensions interfaciales liquide-gaz, liquide-solide et solide-gaz. Cet angle est constant pour une combinaison donnée de substances, mais il peut être différent suivant que le liquide avance ou recule sur le solide. Lorsque $\beta = 0$, le liquide tend à s'étaler à l'infini sur le solide : on dit qu'il le mouille parfaitement. Lorsque β est compris entre 0 et 90°, le liquide s'étale encore, mais le mouillage est imparfait.

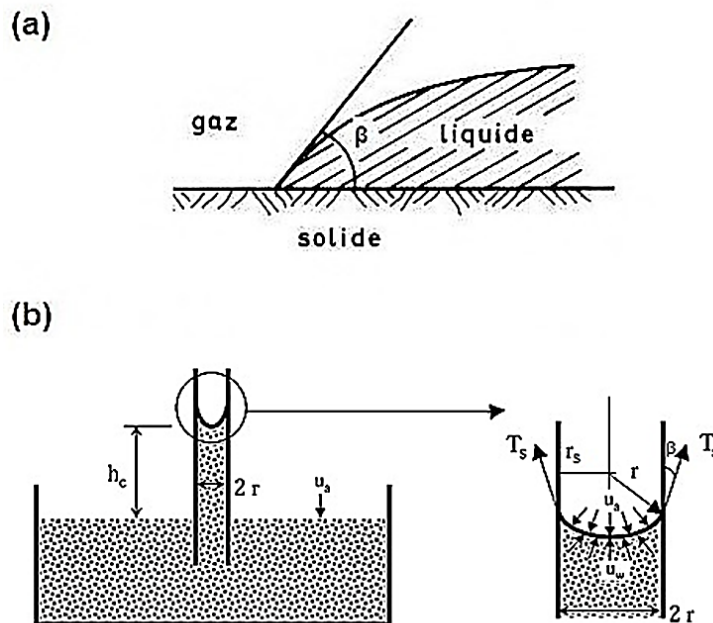


Figure. 2-1. (a) : angle de contact, (b) : Phénomène d'ascension capillaire.

La capillarité est souvent illustrée par le schéma de *la figure, 2-1-b*, décrivant la remontée capillaire h_c de l'eau dans un tube de rayon r plongé dans un récipient contenant de

l'eau. La relation entre le rayon de courbure du ménisque sphérique eau-air dans le tube et la différence de pression entre l'air et l'eau est donnée par la loi de *Laplace*, qui se simplifie dans l'hypothèse de pores cylindriques et prend l'expression de la loi de *Jurin* :

$$u_a - u_w = (2 T_s \cos\beta) / r \quad (2-2)$$

Avec

β : angle de contact ;

u_a : pression de l'air au-dessus de l'interface (kPa) ;

u_w : pression de l'eau en dessous de l'interface (kPa) ;

T_s : tension de surface (N.m⁻¹) ;

r : rayon du tube capillaire (m).

La hauteur d'ascension capillaire est donnée par l'équation 2-3.

$$h_c = 2 T_s \cos\beta / r \gamma_w \quad (2-3)$$

Avec

h_c : hauteur d'ascension capillaire (m) ;

γ_w : poids volumique de l'eau (kN.m⁻³).

Cette relation relie la pression capillaire au rayon du tube capillaire. Elle montre qu'au niveau du ménisque, plus le tube est petit, la pression d'eau est inférieure à la pression d'air, et donc plus la pression capillaire est élevée.

Dans un sol, les pores peuvent être assimilés à des tubes capillaires de faibles dimensions, de l'ordre du diamètre des grains les plus petits. L'eau qui occupe partiellement ces pores peut donc s'y trouver sous des pressions fortement négatives.

B. Succion d'adsorption

Dans les sols fins non saturés, contrairement aux sols grenus, l'action d'attraction de l'eau par le sol n'est pas seulement due à la capillarité, mais aussi aux actions d'adsorption physico-chimique car les argiles sont des particules globalement chargées négativement, et de ce fait, ont tendance à adsorber de l'eau à leur surface.

Mitchell, 1993 a proposé plusieurs mécanismes susceptibles d'expliquer le phénomène d'adsorption :

- Les liaisons hydrogène qui se développent entre les molécules d'eau et les atomes d'oxygène ou les hydroxydes situés sur la surface du feuillet argileux (*Figure. 2-2a*) ;
- L'eau nécessaire à l'hydratation des cations attirés électriquement par les défauts de charge du feuillet (*Figure. 2-2-b*) ;
- Les dipôles des molécules d'eau attirés électriquement par les feuillets argileux chargés négativement (*Figure. 2-2-c*) ;
- Les molécules d'eau liées à la surface argileuse par des forces de type *Van der Waals*.

La présence d'une zone à forte concentration ionique au voisinage de la surface des particules argileuses, provoque un autre champ de forces d'attraction de l'eau vers ces particules. Cette couche est appelée "*double couche diffuse*" (*cf. chapitre 01, § 1.10.1.1*) et agit comme une membrane semi-perméable : les ions de cette zone ont tendance à migrer vers l'eau interstitielle dont la concentration ionique est plus faible, mais sont retenus par l'attraction électrostatique des particules, tandis que l'eau interstitielle tend à migrer vers la double couche.

2.2.3.2. Succion osmotique

La composante osmotique de la succion est due à la présence d'ions en solution. La tendance des ions à s'hydrater et l'existence de différences de concentration entre plusieurs points du sol sont à l'origine de cette composante. Dans le cas où la concentration en sels de la solution de sol est faible, la succion osmotique peut être négligée et la succion totale se réduit à la succion matricielle. En géotechnique elle n'est en général pas prise en compte, car son influence serait négligeable (*Fredlund et Rahardjo, 1993*).

En général, la succion osmotique peut être définie comme étant la pression à appliquer pour empêcher l'équilibre entre deux solutions de concentrations différentes mises en contact par une membrane semi perméable (Derfouf, 2014).

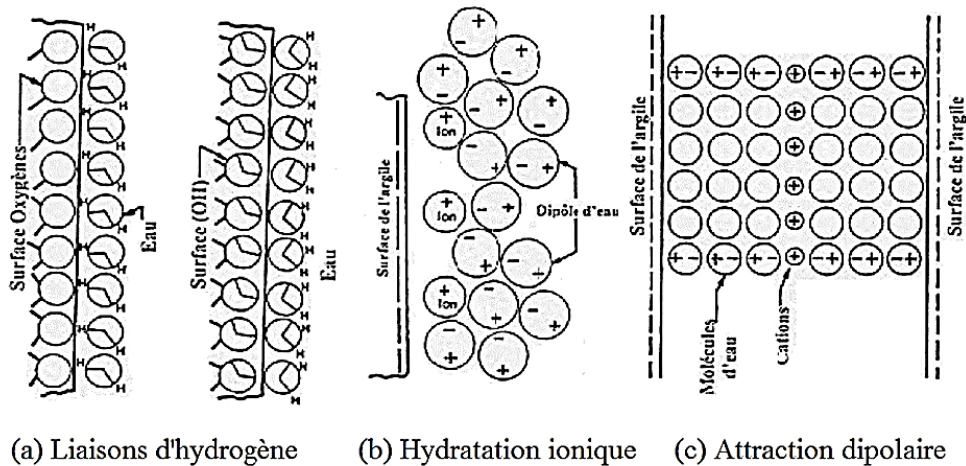


Figure. 2-2. Mécanismes possibles d'adsorption à la surface de l'argile (Mitchell, 1993).

2.3. EFFETS DE LA SUCCION SUR LES PARTICULES SOLIDES

Dans un sol non saturé, on peut admettre que les pores jouent un rôle semblable aux tubes capillaires. Les tensions superficielles dues aux ménisques trouvent une réaction sur les particules solides (Figure 2-3). Ces réactions engendrent certaines contraintes supplémentaires sur le squelette du sol. Elles modifient le champ de déformations et le comportement mécanique en général.

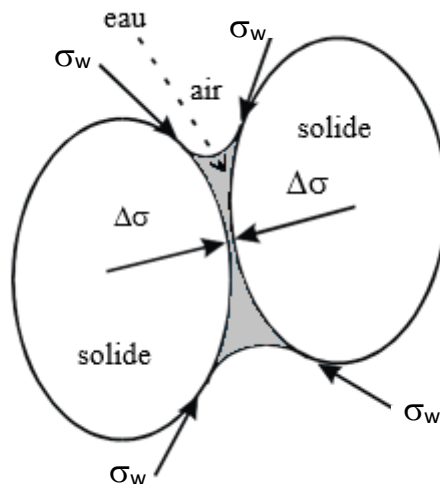


Figure. 2-3. Effets de la succion sur les grains du sol.

2.4. EFFETS DES DIFFERENTES COMPOSANTES DE LA SUCCION SUR LE COMPORTEMENT DES SOLS NON SATURES

Il faudrait déterminer quelles composantes de la succion jouent un rôle déterminant sur le comportement mécanique, et lesquelles de ces composantes il faut choisir comme variable indépendante.

Concernant la succion matricielle (capillaire + adsorption), son rôle est évident sur le comportement mécanique que ce soit au niveau des variations de volume que de la résistance au cisaillement, mais pour ce qui est du rôle de la succion osmotique, les avis divergent.

Au sujet de la résistance au cisaillement, *Alonso et al, 1987* rapportent un résultat de *Blight, 1983*, qui montre que la succion osmotique n'a pas un effet significatif. Par ailleurs, les résultats expérimentaux présentés par *Richards et al, 1984*, laissent supposer que la succion osmotique ne gouverne pas le comportement volumique.

Certains auteurs pensent que dans certains cas l'effet de la composante osmotique de la succion peut devenir significatif (*Fredlund et Rahardjo, 1993*), et doit être pris en compte dans la combinaison des variables de contrainte. *Sudhakar et Shivananda, 2005*, ont constaté que la valeur de la succion osmotique initiale influe sur le taux de gonflement observé sur une argile gonflante. *Krahn et Fredlund, 1972*, ont obtenus des résultats qui montrent que les variations de teneur en eau provoquent des variations considérables de la succion matricielle, alors que la composante osmotique n'est pratiquement pas affectée. La *figure 2-4* montre que les variations de la succion totale sont pratiquement équivalentes aux variations de la succion matricielle. Des études expérimentales complémentaires sont nécessaires pour arriver à un éventuel accord sur le rôle de la succion osmotique sur le comportement mécanique des sols non saturés.

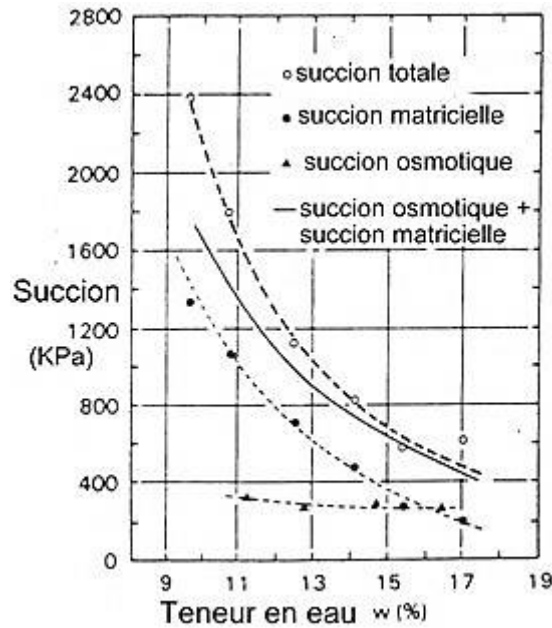


Figure. 2-4. Variation des succions totale, matricielle et osmotique en fonction de la teneur en eau pour une argile compactée (Krahn et Fredlund, 1972).

2.5. TECHNIQUES DE MESURE ET DE CONTROLE DE LA SUCCION

La recherche dans le domaine des sols non saturés exige de pouvoir mesurer, ou à défaut, imposer, la succion au cours d'un essai. L'objet de cette partie est de présenter les différentes techniques d'imposition et de mesure de la succion d'un sol.

La distinction doit être faite entre les méthodes qui permettent d'imposer ou de mesurer la succion totale et celles qui ne mesurent ou n'imposent que la succion matricielle. Lorsque le sol est en contact direct avec le dispositif de mesure ou d'imposition de la succion, on considère que seule la succion matricielle est imposée ou mesurée.

2.5.1. Techniques de mesure de la succion

2.5.1.1. Tensiomètre

C'est la technique la plus simple et la plus répandue, elle est essentiellement utilisée in situ. Par définition, la succion matricielle est donnée par :

$$s = u_a - u_w \quad (2-4)$$

Lorsque la pression d'air u_a est égale à la pression atmosphérique prise comme référence, on a :

$$s = - u_w \quad \text{avec} \quad u_w < 0 \quad (2-5)$$

Le tensiomètre est destiné à mesurer cette pression négative de l'eau directement dans le sol. Il est constitué par un petit réservoir d'eau désaérée (*Figure. 2-5*) dont une extrémité est recouverte par une couche de céramique poreuse imperméable à l'air, mais perméable à l'eau, afin d'empêcher le passage d'air. Il est connecté à un manomètre via un tube rempli d'eau désaérée.

Pour mesurer la pression négative du sol, on introduit le tensiomètre dans un trou foré préalablement dans le sol ou l'échantillon (*Figure. 2-5*). Lorsque l'eau du réservoir est en équilibre avec celle du sol, la pression négative du tensiomètre, mesurée par le manomètre, fournit directement la pression négative de l'eau du sol.

Lors de l'introduction du tensiomètre dans le sol, il est nécessaire d'assurer à tout moment un bon contact entre le sol et le réservoir d'eau, à travers la céramique poreuse, afin d'assurer une continuité de la phase d'eau entre le réservoir et le sol, et cela malgré le retrait éventuel du sol. La parfaite saturation de la pierre céramique par de l'eau désaérée est une condition essentielle au bon fonctionnement d'un tensiomètre.

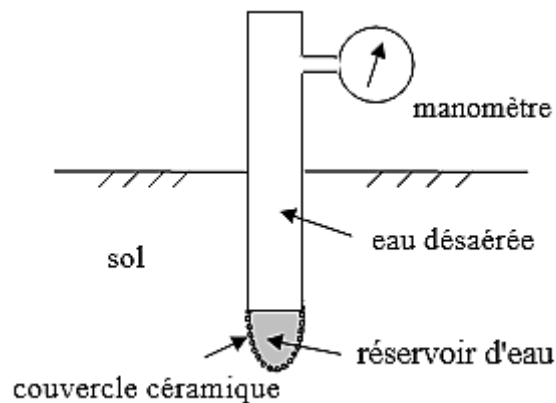


Figure. 2-5. Coupe schématique d'un Tensiomètre (*Xiang-Ling Li, 1999*).

Cette méthode est limitée à une succion maximale de l'ordre de 80 kPa à cause de l'apparition de bulles d'air à partir de cette valeur de succion (phénomène de cavitation). Cette limite classique de 80 kPa, a pu être repoussée à une valeur élevée de 1500 kPa dans le nouveau système tensiométrique (*Figure 2-6*) présenté par *Ridley et Burland, 1995*. Le principe de ce capteur est de réduire l'épaisseur de la chambre d'eau à une valeur proche du millimètre ; cette petite épaisseur d'eau joue un rôle important en réduisant la probabilité de trouver un noyau d'air permettant l'initiation de la cavitation.

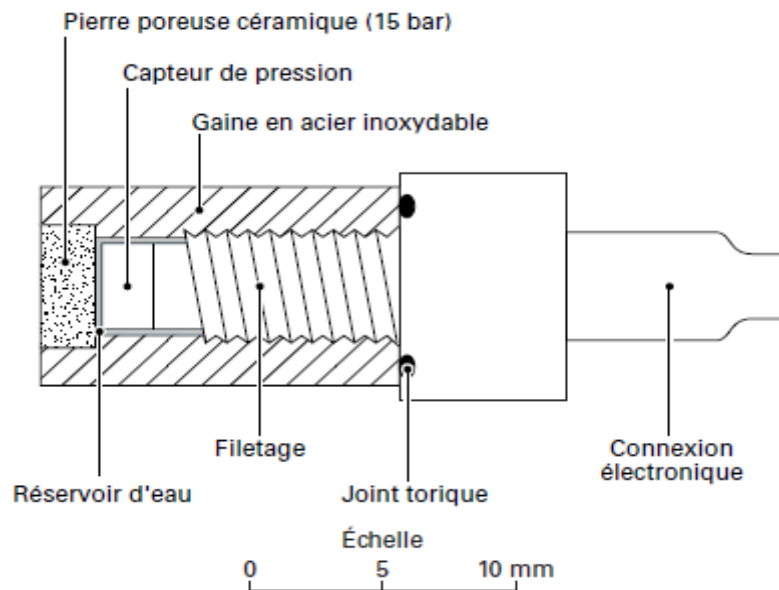


Figure. 2-6. Tensiomètre pour fortes succions de l'Imperial Collège (*Ridley et Burland, 1995*).

2.5.1.2. Plaque de succion

Le principe de la plaque de succion est le même que celui du tensiomètre ; elle sert aussi à mesurer la pression négative de l'eau d'un sol dont l'air est à la pression atmosphérique. Par contre, cette technique est essentiellement utilisée en laboratoire. *La figure 2-7* représente une coupe schématique de cet appareil. Cette méthode est également limitée à une succion maximale de l'ordre de 80 kPa.

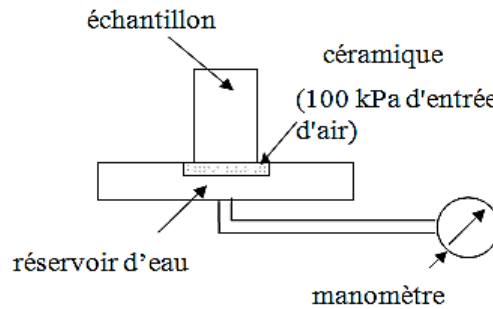


Figure. 2-7. Coupe schématique d'une plaque de succion (Xiang-Ling Li, 1999).

2.5.1.3. Méthode psychrométrique

Un psychromètre est un dispositif qui permet de déterminer l'humidité relative de l'air qui se trouve dans un échantillon du sol, grâce à la mesure de la température. Cette mesure de l'humidité relative, liée à la succion totale (cf. Equation 2-1), repose sur l'effet *Peltier* et l'effet *Seebeck* décrits brièvement ci-dessous (Fredlund et Rahardjo, 1993) :

Effet Peltier : Lorsqu'un courant électrique passe dans un circuit fait de deux métaux différents, une des jonctions va être chauffée, et l'autre refroidie. Ce phénomène est appelé *l'effet Peltier* (Figure 2-8-a).

Effet Seebeck : Une force électromotrice est générée dans un circuit formé de deux métaux différents lorsque les températures dans les deux jonctions sont différentes (Figure 2-8-b). Elle est proportionnelle à la différence de température entre les deux jonctions. Un microvoltmètre peut être installé dans le circuit afin de mesurer cette force électromotrice.

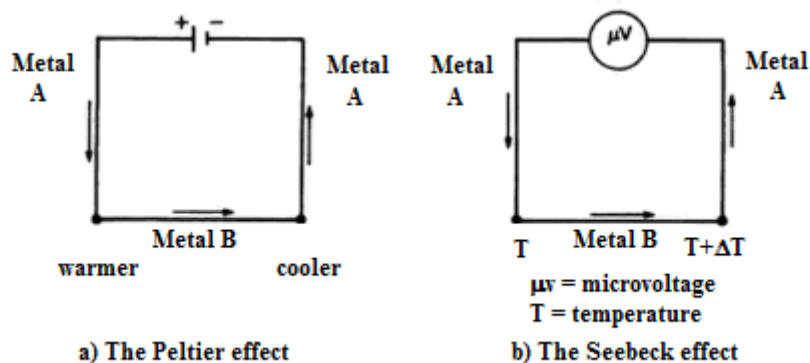


Figure. 2-8. Effet Peltier et effet Seebeck (Fredlund et Rahardjo, 1993).

Le principe de l'appareil est de mesurer la température d'une goutte d'eau qui s'évapore, cette température étant inférieure à la température ambiante. La différence entre les deux températures est une fonction de l'humidité relative.

La détermination de l'humidité relative se fait à l'aide d'un thermocouple. Ce dernier fonctionne de la façon suivante : dans un premier temps, la jonction du thermocouple est refroidie par *effet Peltier* en dessous du point de rosée, et il y a condensation d'une goutte d'eau liquide ; on laisse ensuite l'évaporation se produire, ce qui entraîne un abaissement de la température au niveau de la jonction et une force électromotrice due à l'*effet Seebeck* qui permet d'accéder à la valeur de l'humidité relative.

2.5.1.4. Méthode du papier filtre

La méthode du papier filtre est une méthode d'essai de laboratoire, c'est une technique de mesure indirecte, simple et facile à mettre en œuvre. La gamme de succion accessible par cette technique est comprise entre quelques kPa et plusieurs centaines de MPa.

Cette méthode de mesure de la succion repose sur le fait qu'à l'équilibre hydrique, le potentiel de l'eau du sol et le potentiel de l'eau d'un papier filtre en contact direct avec le sol sont identiques (*Figure 2-9*). Dans ce cas, l'équilibre se fait par transfert d'eau et on mesure la succion matricielle. Si le papier est suspendu au-dessus du sol (*Figure 2-10*), l'équilibre sera fait par transfert de vapeur d'eau, on mesure alors la succion totale.

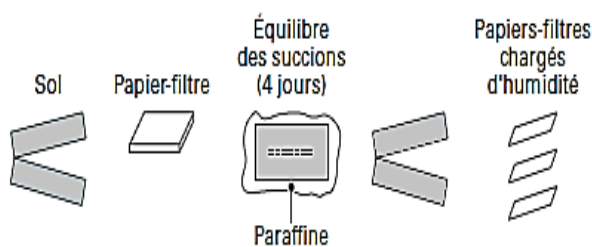


Figure. 2-9. Méthode du papier-filtre pour la mesure de la succion matricielle (*Delage et Cui 2001*).

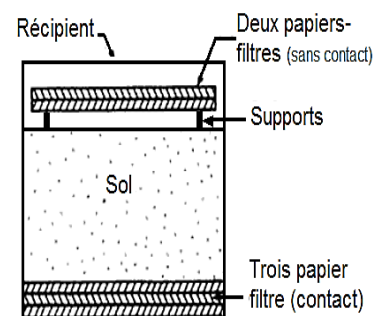


Figure. 2-10. Méthode du papier filtre pour la mesure de la succion totale et matricielle (*Fredlund et Rahardjo 1993*).

Après que l'équilibre hydrique est établi entre le papier filtre et le sol, la teneur en eau du papier filtre correspond à une valeur de succion, comme le montre la courbe d'étalonnage du papier filtre représentée sur la figure 2-11. La même courbe d'étalonnage est utilisée pour les mesures de la succion totale et matricielle (Fredlund et Rahardjo 1993).

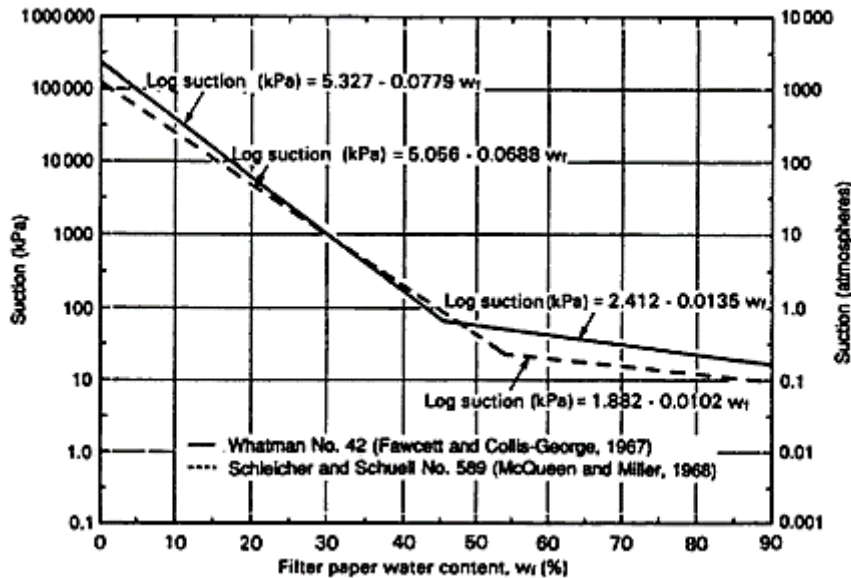


Figure. 2-11. Courbe d'étalonnage typique pour deux types de papier filtre (Fredlund et Rahardjo 1993).

Cette méthode qui permet d'obtenir une relation succion – teneur en eau, a été acceptée par ASTM comme une méthode standard de mesure de la succion du sol.

2.5.2. Techniques de contrôle de la succion

2.5.2.1. Méthode par translation d'axe

La méthode de translation d'axe consiste à imposer au sol une succion en appliquant une pression d'air u_a et une pression d'eau u_w , de façon à avoir une valeur de succion $s = u_a - u_w$ positive. Les dispositifs à partir desquels il est possible de faire varier soit la pression de l'air, soit la pression de l'eau d'un sol, permettent l'imposition de la succion (loi de Jurin-Laplace). L'utilisation de ce principe a donné naissance à deux types d'appareil.

A. Plaques tensiométriques

Dans la méthode des plaques tensiométriques, la pression de l'eau est diminuée et la pression de l'air maintenue à la pression atmosphérique. Cette méthode consiste à mettre l'eau d'un échantillon sous tension par simple différence de niveau, comme indiqué sur la figure 2-12.

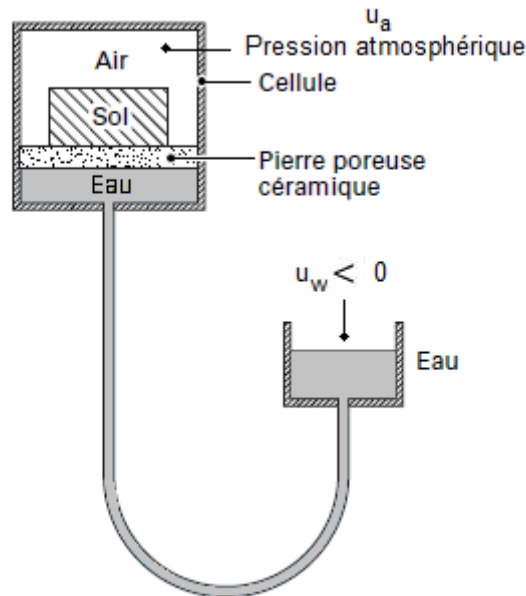


Figure. 2-12. Principe de la plaque tensiométrique (Delage et Cui, 2001).

En mettant l'échantillon au contact d'une pierre poreuse céramique saturée d'eau, connectée à un récipient d'altitude variable par le biais d'un tube en U. Un récipient placé plus bas que l'échantillon permet d'exercer une dépression égale à la hauteur d'eau. Ce système permet d'avoir une excellente précision aux très faibles succions, entre 0 et 10 kPa (1 m d'eau).

B. Appareil de Richards

Le principe de l'appareil de Richards, est d'augmenter la pression de l'air en gardant la pression de l'eau du sol à la pression atmosphérique (Figure 2-13). L'éprouvette de sol est placée dans une cellule étanche à l'air dont la base, sur laquelle repose l'échantillon, est constituée d'un disque en céramique avec une forte pression d'entrée d'air immergé dans un récipient d'eau à la pression atmosphérique. Ce type de disque permet le passage de l'eau mais pas l'air (passage sous forme d'air diffusé à long terme). On peut également utiliser des membranes semi-perméables cellulosiques, posées sur une pierre poreuse normale.

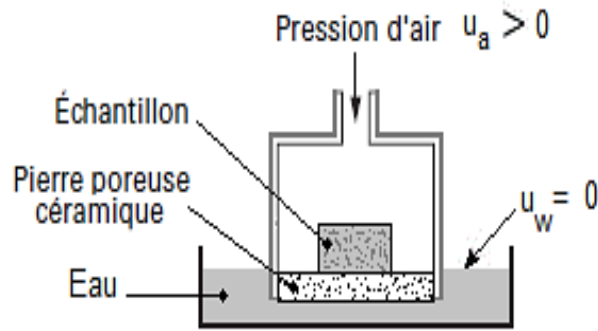


Figure. 2-13. Cellule de *Richards* pour le contrôle de succion par translation d'axe (*Delage et Cui, 2001*).

Il est nécessaire que le contact entre l'échantillon de sol à tester et l'élément poreux soit de très bonne qualité, pour faciliter la continuité de la phase liquide entre l'échantillon et la pierre poreuse fine. Il en résulte que la pression d'eau est maintenue nulle au sein de l'échantillon ($u_w = 0$). La pression d'air étant fixée à une valeur positive, on impose artificiellement une valeur de succion positive :

$$s = u_a - u_w = u_a \quad (2-6)$$

L'expérimentation consiste à placer l'échantillon sous pression jusqu'à ce que l'équilibre soit atteint, ce qui se produit en quelques jours pour des échantillons centimétriques. Une fois l'équilibre atteint, on relâche la pression et on extrait rapidement l'échantillon de la cellule, afin de déterminer par pesée sa teneur en eau sous la succion imposée.

Dans la plupart des cas, la succion maximale imposable avec ces appareils est de 1,5 MPa. Cependant, en utilisant une membrane semi-perméable et de l'azote sous pression à la place de l'air, *Villar, 1995* a porté la limite de cette technique à 14 MPa.

Il est à noter que n'importe quel appareil permettant de contrôler à la fois la pression de l'air et la pression de l'eau autorise l'imposition de la succion. Les plaques tensiométriques et l'appareil de *Richards* ne constituent que deux cas limites d'un tel appareil (*Cuisinier, 2002*).

2.5.2.2. Méthode osmotique

Cette méthode, est une application directe du principe de l'osmose. De l'eau pure et une solution de macromolécules sont mises en contact par l'intermédiaire d'une membrane semi-perméable qui laisse passer que les molécules d'eau (*Figure 2-14*). Par suite de la différence de concentration entre l'eau et la solution, l'eau pure a tendance à s'écouler vers la solution à travers la membrane afin d'obtenir un équilibre. Il y a donc un transfert d'eau de (A) vers (B) qui induit une élévation du niveau d'eau dans le bac (B) (création d'une pression hydrostatique). Cette élévation h vient compenser la pression de diffusion des molécules d'eau. La succion est donnée par :

$$s = u_a - u_w = \rho_w g h \quad (2-7)$$

Avec : ρ_w et la masse volumique de l'eau (g.cm^{-3}).

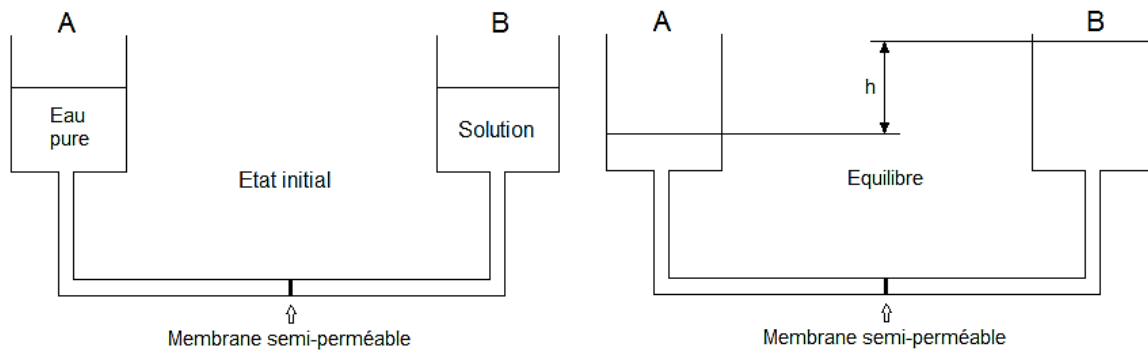


Figure. 2-14. Principe de l'imposition de succion par la méthode osmotique.

La méthode osmotique est une technique simple à mettre en œuvre. Son principe consiste à mettre l'échantillon de sol en contact avec une solution de macromolécules organiques de polyéthylène glycol PEG, par l'intermédiaire d'une membrane semi-perméable ne laissant passer que l'eau (*Figure 2-15*). Cette solution se trouve à une pression osmotique fixée par la concentration en PEG, et à l'équilibre la pression interstitielle de l'eau dans l'échantillon correspondra à cette pression osmotique.

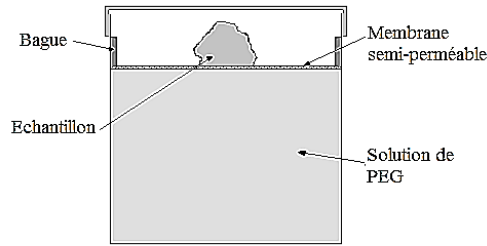


Figure. 2-15. Schéma du principe du montage osmotique.

Le poids moléculaire du PEG est le plus fréquemment de 6 000 ou de 20 000 Da (1 Dalton (Da) = $1,6605 \cdot 10^{-24}$ g), mais il est possible de trouver dans la littérature quelques résultats d'utilisation de PEG 1 500 ou 4 000. La valeur maximale de la succion imposée est d'environ 1,5 MPa avec du PEG 20 000. *Delage et al, 1998*, indiquent avoir atteint une succion maximale de 12,6 MPa avec du PEG 1 500 et de 9 MPa avec du PEG 6 000.

La courbe d'étalonnage de PEG en fonction de la succion imposée a été établie par plusieurs auteurs. *La figure 2-16* représente celle obtenue par *Williams et Shaykewich, 1969*, et complétée par *Delage et al, 1998*. Cette relation est indépendante du type de PEG et elle peut être approchée par une équation parabolique de forme :

$$s = 11C^2 \quad (2-8)$$

Où

s : est la succion (MPa)

C : est la concentration en PEG exprimée en g de PEG par g d'eau.

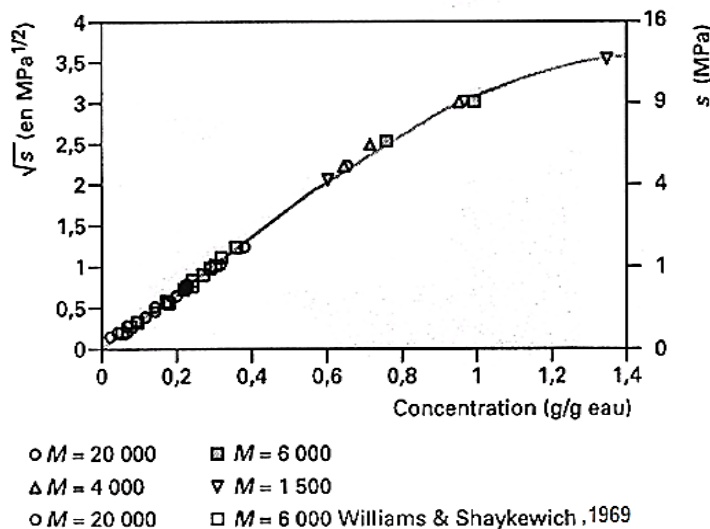


Figure. 2-16. Courbe d'étalonnage du PEG (*Delage et al, 1998*).

2.5.2.3. Dessiccateur à vide (Méthode à pression de vapeur)

Une solution saline à la propriété de maintenir l'humidité relative constante, l'humidité relative dépendant du sel utilisé ainsi que de sa concentration. Cette technique est généralement utilisée pour l'imposition de succions allant de quelques MPa jusqu'à des centaines de MPa. Elle est également basée sur *la loi de Kelvin (Equation. 2-9)* qui permet de relier l'humidité relative à la succion totale.

$$s = (\rho_w \cdot R \cdot T / M_v) \ln(Hr) \quad (2-9)$$

Avec

R : la constante des gaz parfaits ;

M_v : la masse molaire de la vapeur d'eau ;

Hr : l'humidité relative de l'air ;

ρ_w : la masse volumique de l'eau liquide à la température T.

Le principe général de la méthode est de disposer un échantillon du sol à l'intérieur d'une enceinte hermétique (appelée dessiccateur) contenant une solution saline (*Figure. 2-17*). Il est possible d'utiliser :

- Des solutions salines saturées, ce qui nécessite la connaissance de la solubilité du sel et de l'humidité relative imposée par ce sel à saturation ;
- Des solutions salines non saturées, pour lesquelles il est nécessaire de disposer de la relation entre concentration et humidité relative pour le sel.

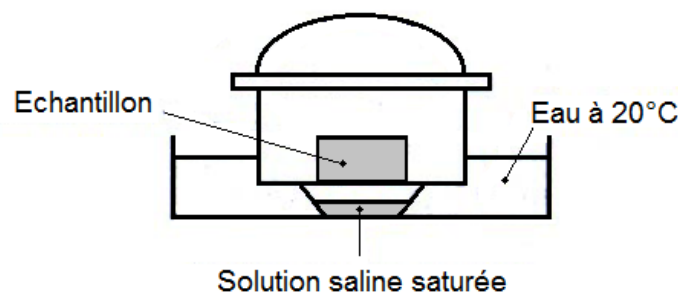


Figure. 2-17. Contrôle de succion par phase vapeur (*Delage et Cui, 2001*).

À l'intérieur du dessiccateur, le taux d'humidité relative de l'air Hr est fixé par la solution saline saturée. La succion est imposée au niveau des bords de l'échantillon par des transferts de vapeur d'eau. Lorsque l'équilibre entre le sol et la solution est atteint, la succion du sol est équivalente à l'humidité relative de la solution (*loi de Kelvin*). La valeur de l'humidité relative dépend à la fois de la solution employée (sel et concentration) et de la température. *Le tableau 2-1* fournit les valeurs d'humidité relative mesurées et les succions équivalentes correspondant à différentes solutions salines saturées.

Tableau 2-1 : L'humidité relative RH et la succion totale de différentes solutions salines saturées (*Delage et al, 1998*).

Solutions saturées	Température =20 °C		Température =30 °C	
	RH (%)	Succion (MPa)	RH (%)	Succion (MPa)
K ₂ SO ₄	97	4.113	96	5.512
KNO ₃	93	9.8	91	12.734
KCl	86	20.364	85	21.943
NaCl	76	37.055	75	38.843
NaNO ₂	66	56.104	63	62.385
Mg(NO ₃) ₂ , 6H ₂ O	55	80.721	52	88.294
K ₂ CO ₃ , 2H ₂ O	44	110.85	43	113.954
KCH ₃ CO ₂	20	217.31	22	204.44
KOH	9	325.125	7	359.059

2.6. DOMAINES D'APPLICATIONS

Les techniques de mesure et de contrôle (ou d'imposition) de la succion présentées ci-dessus sont couramment utilisées dans des recherches sur le comportement hydromécanique des sols non saturés.

Pour un sol donné, il est important de connaître la variation de la saturation ou de la teneur en eau en fonction de la succion. Il y correspond la courbe de rétention d'eau.

La détermination de la courbe de rétention d'eau peut se réaliser expérimentalement de deux manières différentes. La première est une mesure directe. On détermine la succion à différentes

teneurs en eau avec les techniques de mesure décrites ci-dessus. La deuxième est une méthode indirecte. Elle consiste à imposer une succion donnée au sol. Lorsque l'équilibre hydraulique est établi, on mesure la teneur en eau ou la saturation.

2.7. OEDOMETRES UTILISANT DES DISPOSITIFS D'IMPOSITION DE LA SUCCION

Les œdomètres sont l'un des principaux dispositifs utilisés en mécanique des sols. Ce type d'appareils permet d'identifier les paramètres de compressibilité d'un sol. Pour cette raison, un grand nombre d'appareils œdométriques ont été adaptés par différents auteurs de manière à pouvoir imposer la succion au cours d'un essai.

2.7.1. Œdomètre à surpression d'air

La cellule œdométrique à surpression d'air est similaire dans son principe à l'appareil de *Richards*. C'est une enceinte close dans laquelle une pression d'air u_a et une pression d'eau u_w peuvent être appliquées, de façon à avoir une valeur de succion $s = u_a - u_w$ positive. La pression de l'eau de l'éprouvette étant maintenue à la pression atmosphérique (*Figure 2-18*).

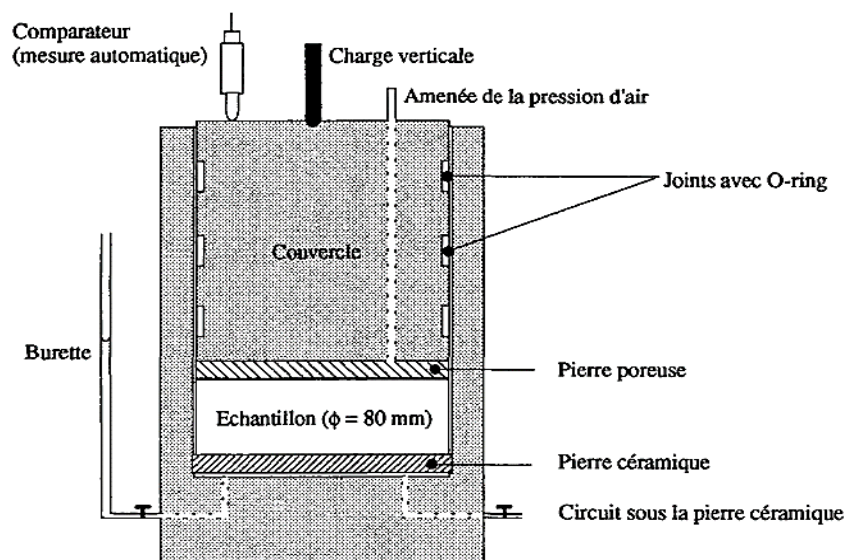


Figure. 2-18. Œdomètre à succion contrôlée par surpression d'air (*Geiser, 1999*).

De nombreux autres auteurs (*Geiser, 1999 ; Romero, 1999 ; Alshihabi et al. 2002 ; etc.*) utilisent comme support un disque céramique à pression d'entrée d'air élevée (HAED : *High air entry disc*). Ce type de disque permet le passage de l'eau mais pas l'air (passage sous forme d'air diffusé à long terme).

La figure 2-19 montre schématiquement l'appareil œdométrique à surpression d'air développé à LMS (*Cuisinier et Laloui, 2004*). Deux contrôleurs de pression volume sont utilisés dans cet appareil. Le premier, commande et régule la pression d'air à l'intérieur de l'échantillon, et le deuxième maintient la pression de l'eau à la base de l'échantillon constante. Le disque en céramique à la base de l'échantillon a une valeur d'entrée d'air de 500 kPa. La contrainte verticale est appliquée à l'échantillon de sol à travers une chambre supérieure, et qui correspond à un réservoir d'eau réalisé avec une membrane flexible et pressurisée avec un troisième contrôleur pression volume.

La plupart des essais à succion contrôlée actuellement disponibles correspondent à des succions de quelques centaines de kilo pascals. En utilisant à la place de l'air de l'azote sous pression et une membrane semi-perméable, *Villar, 1995* a réussi à imposer une succion maximale de 14 MPa. Dans de tels cas, l'appareil doit être en mesure de résister aux pressions élevées imposées.

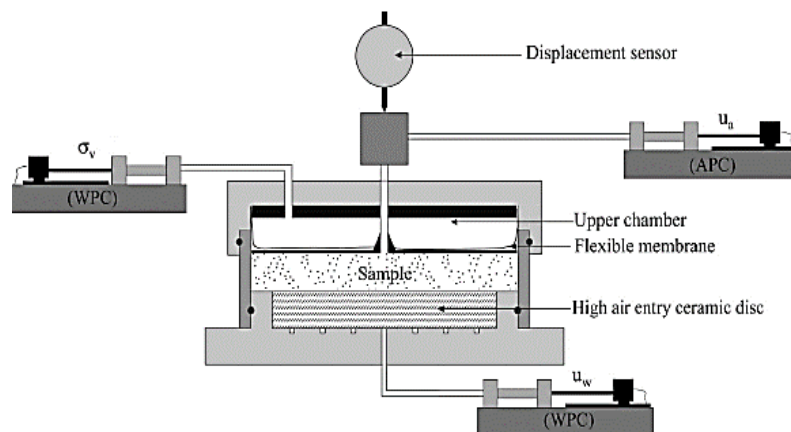


Figure. 2-19. Œdomètre à succion contrôlée par la méthode de translation d'axe.
APC : Contrôleur de pression d'air, WPC : contrôleur de pression de l'eau (*Cuisinier et Laloui, 2004*).

L'utilisation de la méthode de surpression d'air peut entraîner des fuites d'air. Par rapport aux fuites d'eau, les fuites d'air sont difficiles à détecter. Les différentes pertes d'air peuvent

avoir lieu à travers les flexibles et les connexions et aussi par diffusion à travers la pierre céramique, ce problème est lié à la diffusion de l'air dans le circuit de pression de l'eau. Plus les pressions d'air imposées sont élevées, le phénomène est d'autant plus important.

L'air diffusé s'accumule derrière la pierre poreuse (*HAED*), et entraîne une erreur soit dans la mesure de la pression d'eau (associée avec les tests non drainés), soit dans les volumes d'eau (associés avec les tests drainés). *Fredlund, 1973 (cité dans Derfouf, 2014)* a constaté qu'au bout de quelques jours, le volume d'air qui diffuse peut dépasser le volume total d'eau contenu dans l'échantillon.

Fredlund et Rahardjo, 1993 résument très bien le mécanisme et les conséquences de la diffusion que ce soit pour les tests drainés ou non drainés. Pour les essais non drainés, l'air diffuse à travers la pierre poreuse et forme des "bulles". Cela déplace l'eau et le force à remonter vers l'échantillon. La pression d'eau mesurée change pour atteindre graduellement la pression d'air appliquée. De ce fait, la succion du sol qui devrait tendre vers une valeur constante diminue. Le temps nécessaire à la diffusion dépend de l'épaisseur de la pierre, et de la succion appliquée ou mesurée.

Cette méthode est parmi les méthodes les plus utilisées, malgré cela, elle a quelques limitations. *Jotiskansa, 2005*, a signalé que cette méthode est sensée être valide pour les cas où le degré de saturation est inférieur à 80%. *Bocking et Fredlund, 1980, (cité dans Derfouf, 2014)* ont démontré que pour des degrés de saturation élevés, la perméabilité de l'air est effectivement nulle, et l'air se trouve en phase discontinue. Dans ce cas, une surpression d'air résulte en déformation volumique dû à la compression des bulles d'air.

En plus, la méthode de translation d'axe montre un autre inconvénient, qui est celui de la désaturation du disque en céramique quand il est exposé à l'air ou aux parties du sol sec. Ceci résulte dans la discontinuité entre l'eau à l'intérieur et à l'extérieur de l'échantillon et par conséquent, la pression d'eau dans l'échantillon peut différer de la pression de l'eau appliquée. Ceci diminue l'efficacité du disque pour faire obstacle à la diffusion de l'air.

2.7.2. Œdomètre a solution saline

Ce type d'œdomètre est basé sur le principe du dessiccateur. *Koligi, 2008*, a indiqué que l'adaptation de cette méthode pour les essais mécaniques a été réalisée pour la première fois par *Esteban, 1990*. Cette technique est généralement utilisée pour des études de comportement à succion élevée (supérieure à 3MPa). Il est possible de classer les appareils utilisant cette technique en deux catégories.

La première est celle qui se rapproche le plus du principe du dessiccateur (*Figure 2-20*) : une cellule œdométrique est placée dans une enceinte close dont l'humidité relative est maintenue constante. La solution saline est disposée dans un réservoir à l'intérieur de l'enceinte (*Villar et Martín, 1996 ; Bélanteur et al, 1997 ; Al-Mukhtar et al, 1999 ; Cuisinier et Masrouri, 2005*).

La deuxième catégorie est celle où une circulation d'air est assurée en permanence au niveau de l'éprouvette (*Bernier et al, 1997 ; Robinet et al, 1997 ; Alonso et al, 2005 ; etc.*). Dans ce cas, l'air mis en circulation est préalablement porté à une humidité relative déterminée dans un échangeur qui contient la solution saline. Un exemple d'appareil utilisant ce principe est donné sur la *figure 2-21*.

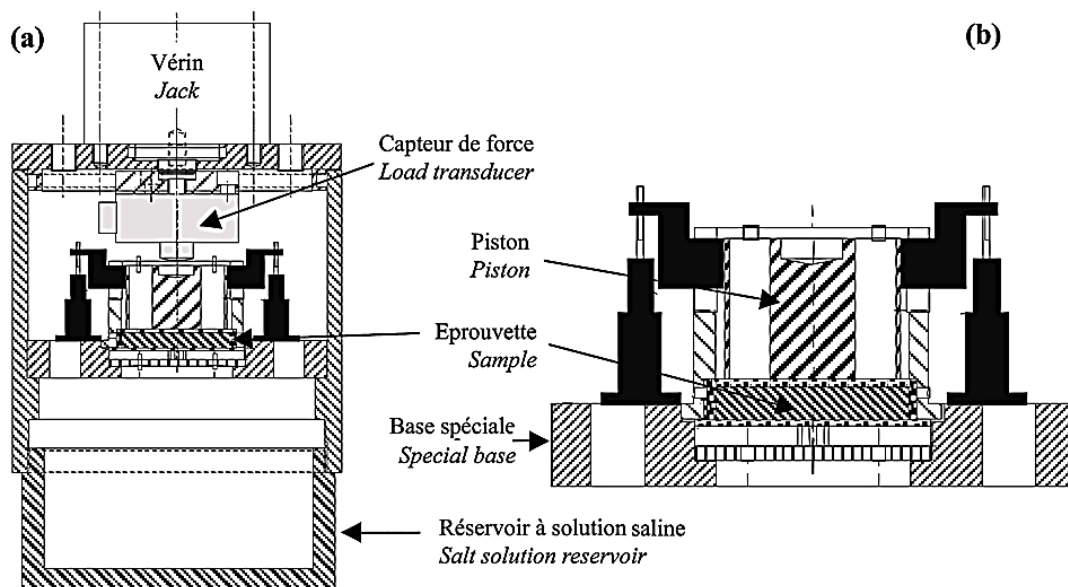


Figure. 2-20. Schéma d'un œdomètre à solutions salines : (a) vue générale ; (b) détail de l'emplacement de l'éprouvette (*Cuisinier et Masrouri, 2005*).

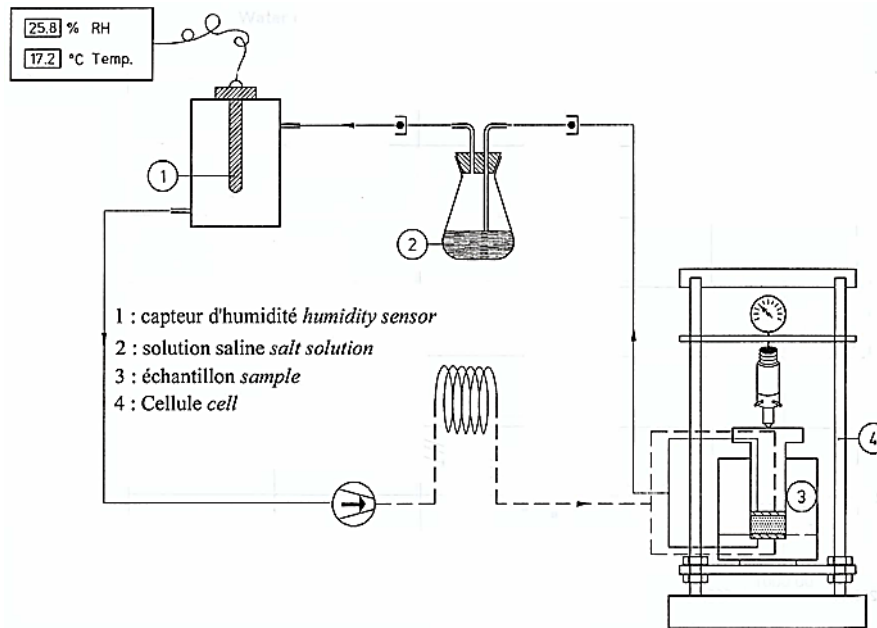


Figure. 2-21. Appareil œdométrique à solutions salines (Bernier et al. 1997).

Il est possible d'obtenir des différentes valeurs d'humidités relatives en utilisant des solutions volatiles (solution d'acide comme l'acide sulfurique) d'une densité donnée (Villar et Martin, 1996), des solutions salines saturées non volatiles (Cuisinier et Masrouri, 2005 ; Delage et al, 1998 ; Tang et Cui, 2005), ou une solution saline non saturée non volatile avec des concentrations différentes (Romero et al, 2001). Tang et Cui, 2005 ont signalé que l'utilisation d'une solution saline saturée par rapport à une solution non saturée, permet d'imposer une succion plus stable au cours d'un essai. D'autre part, les solutions non saturées ont l'avantage de donner une gamme de succions continue qui ne peut pas être obtenue en utilisant des solutions saturées.

Marcial et al, 2001, ont signalé que l'utilisation d'une pompe de circulation, permet de réduire le temps d'équilibre pour chaque étape de succion de 3 - 6 mois à 2 - 4 semaines. Bernier et al, 1997, affirment que le temps d'équilibre pourrait être réduit même à une semaine.

2.7.3. Œdomètre osmotique

L'adaptation de la technique osmotique aux appareils d'essais mécaniques a connu une grande réussite pour l'appareil œdométrique (Kassiff et Ben Shalom, 1971 ; Delage et al, 1992 ; Slatter et Allman, 2000 a et b ; Cuisinier et Masrouri, 2005, Nowamooz et Masrouri, 2008 ; Koligi, 2008 ; Derfouf et al, 2017 ; etc.). Le principe de cette méthode est de modifier une

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

La méthode osmotique a pour la première fois été mise en œuvre dans un œdomètre par *Kassif et Ben Shalom, 1971*. Dans leur dispositif, les pierres poreuses inférieures et supérieures sont remplacées par des membranes posées sur des tamis fins. Le piston et l'embase de la cellule sont modifiés de manière à permettre la circulation de la solution osmotique. (*Figure. 2-22*). La solution de PEG était mise en circulation entre le tamis et le métal de la cellule par un système de burettes. Chaque jour, la solution est changée afin d'assurer une concentration constante durant l'essai.

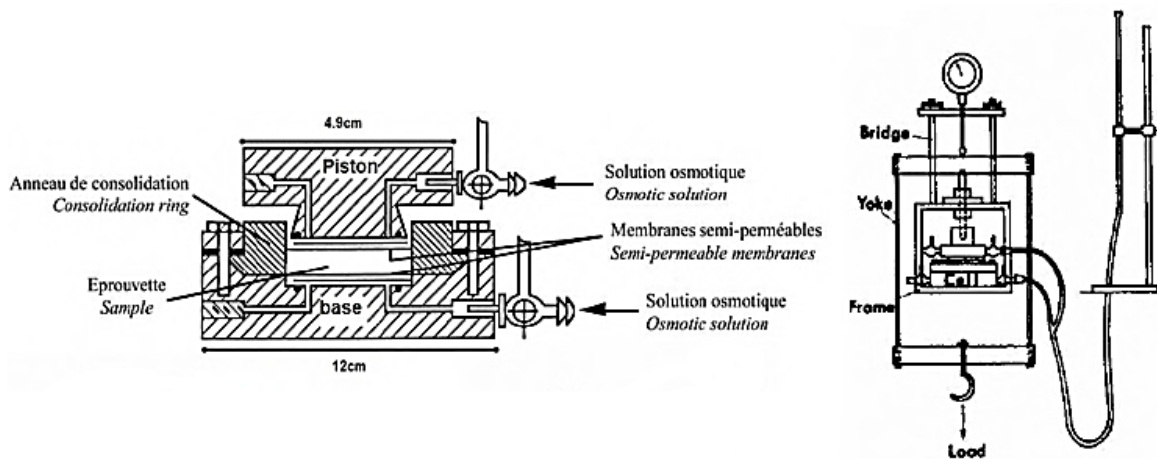


Figure. 2-22. Œdomètre osmotique développé par *Kassif et Ben Shalom, 1971*.

Ce système a été repris et amélioré par *Delage et al. 1992*, et ceci, par l'adjonction d'un circuit fermé activé par une pompe péristaltique entre la cellule osmotique et un réservoir contenant la solution du PEG, placé dans un bain thermostatique (*Figure 2-23*). L'étanchéité entre la membrane et le piston ou l'embase, est assurée par collage, renforcé par un joint torique.

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

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

La sensibilité aux bactéries peut être corrigée en ajoutant des gouttes de pénicilline, ou d'acide benzoïque dans la solution du PEG préparée (Kassiff et Ben Shalom, 1971, Ghembaza, 2004). Cuisinier, 2002, affirme avoir atteint deux mois et demi sans constatation de dégradation de la membrane cellulosique, par ailleurs, plus de trois mois ont été atteints par Monroy, 2005, en utilisant une membrane de type PES-UF : Poly-Ether Sulphonate Ultra-Filtration.

En ce qui concerne les sollicitations mécaniques, Delage et al, 1992, ont constaté que la membrane semi-perméable se comporte correctement au-delà de contraintes uniaxiales dépassant 1600 kPa.

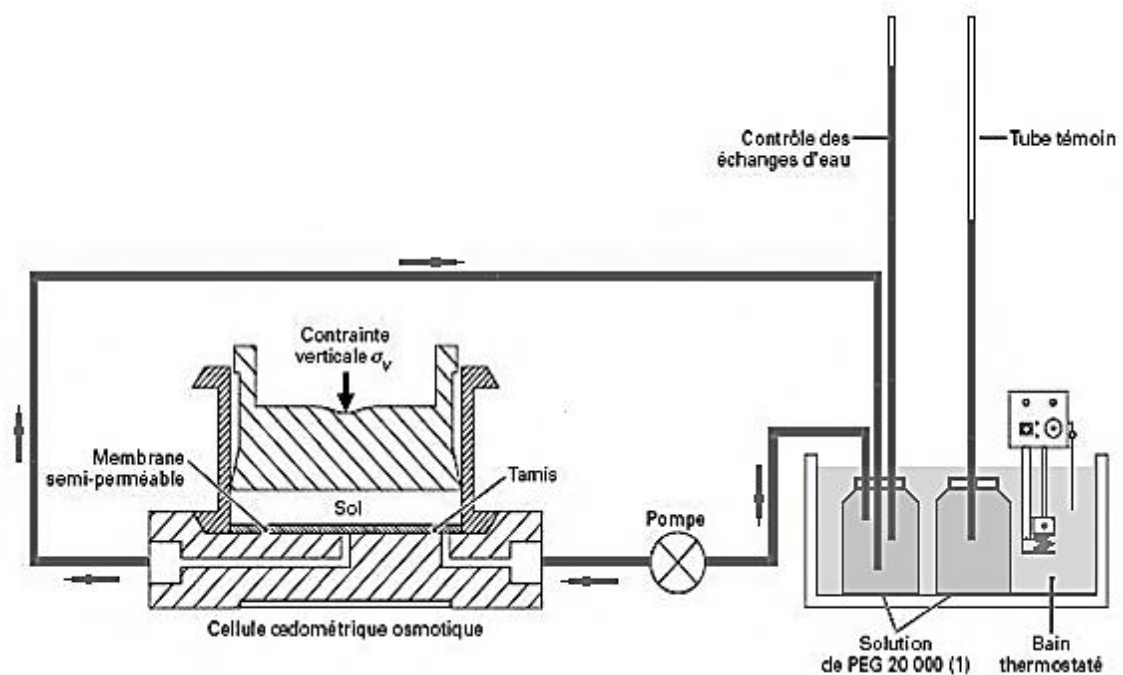


Figure. 2-23. Montage de l'œdomètre à succion contrôlée utilisé par Delage et, 1992.

2.8. CONCLUSION

La succion est une variable clé dans l'étude du comportement des sols non saturés, car elle conditionne les mouvements et l'équilibre de l'eau dans ces derniers. La meilleure connaissance du statut de l'eau et des propriétés de rétention et de transfert de l'eau dans les sols non saturés permet de mieux comprendre le comportement des ouvrages bâtis en sol non saturé.

La détermination expérimentale de la courbe de rétention d'eau du sol nécessite beaucoup de temps, d'effort et doit utiliser plusieurs techniques pour obtenir la courbe complète, chacune des techniques n'étant valable que dans un intervalle limité de succion. La mesure et le contrôle de la succion sont donc des opérations délicates, et les techniques utilisées présentent des avantages et des inconvénients.

Le tableau 2-2, fournit un ordre de grandeur de la succion applicable pour diverses méthodes, ainsi qu'un ordre de grandeur du temps nécessaire pour chaque technique.

Tableau 2-2 : Techniques de mesure et de contrôle de la succion (*Fredlund et Rahardjo, 1993*).

Méthode	Succion mesurée	Domaine d'application (kPa)	Temps d'équilibre	Paramètres sensibles
Psychromètre	totale	100-8000	des heures	Température
Dessiccateur à vide	totale	>1500	des mois	Température
Papier filtre	totale ou matricielle	100-10000	des semaines, 1 semaine	Température
Plaque de succion	matricielle	<90	des heures	bon contact
Tensiomètre	matricielle	<90	des heures	bon contact
Surpression d'air	matricielle	0-1500	des jours	Température
Osmotique	matricielle	0-1500	des jours	Température

Le psychromètre et le tensiomètre permettent de mesurer réellement la succion dans l'éprouvette. Par contre, les autres techniques (méthode par translation d'axe, méthode

osmotique, dessiccateur à vide) imposent une variation de succion ou sa mise en équilibre à une valeur donnée.

La réponse est lente dans la plupart des techniques, de quelques heures, mais le plus souvent des semaines ou des mois. En fait, quelle que soit la méthode utilisée, la mesure n'est correcte que si l'éprouvette atteint un état d'équilibre correspondant aux conditions d'essais, ce qui nécessite le plus souvent un temps considérable. De plus, la durée de mise en équilibre dépend des types de sols et de la taille des éprouvettes.

CHAPITRE III
COMPORTEMENT
HYDROMECHANIQUE
DES SOLS FINS NON
SATURES

3.1. INTRODUCTION

L'objectif de cette partie est d'élaborer une synthèse bibliographique des principaux résultats expérimentaux obtenus sur les sols gonflants, permettant de caractériser les principaux aspects du comportement hydromécanique de ces matériaux.

Dans une première partie, le comportement volumique des argiles lors de la modification de la succion sera décrit. Dans cette partie nous définissons la courbe de rétention d'eau et le phénomène d'hystérésis, ensuite les chemins de drainage-humidification sous une contrainte extérieure nulle ou constante d'une pâte saturée, d'un matériau surconsolidé et d'un matériau à l'état naturel seront présentés.

Dans la deuxième partie, la réponse des sols gonflants sur chemin œdométrique à succion contrôlée sera abordée. Dans cette section nous discuterons l'évolution des paramètres de compressibilité et la pression de préconsolidation apparente en fonction de la succion.

Enfin, l'influence des cycles de drainage-humidification sur le gonflement, et des chemins de contrainte suivis sur les déformations sera mise en évidence.

3.2. COURBE DE RETENTION

Pour un sol donné, des variations de succion vont entraîner des variations de la teneur en eau et par conséquent des variations du degré de saturation. On appelle *courbe de rétention d'eau* la courbe donnant la teneur en eau ou le degré de saturation en fonction de la succion.

La courbe de rétention d'eau est déterminée en soumettant un échantillon à un cycle de drainage ou d'humidification par application de paliers de succion croissante, puis décroissante. La *figure 3-1*, représente les courbes de rétention obtenues par *Indarto, 1991*, sur l'argile jaune ($w_L = 40\%$; $I_P = 20\%$). Différentes observations typiques des propriétés de rétention des sols non saturés peuvent être déduites de ces courbes. On note tout d'abord que le chemin parcouru lors du drainage, se situe au-dessus du chemin d'humidification, ce qui met en évidence un phénomène d'hystérésis. Le point d'entrée d'air indique une valeur de succion appelée succion de désaturation. Si l'on impose une succion inférieure à celle-ci, on observe qu'il n'y a presque

pas d'eau qui sort du sol ; il n'y a pas d'air qui pénètre dans le sol. Dès que la succion dépasse la succion de désaturation, la saturation diminue. Si le séchage continu, on observe qu'une certaine quantité d'eau reste dans le sol même si la succion est très grande. Cette eau reste dans le sol sous forme de ménisques isolés ou de couches immobiles adsorbées sur les particules de sol.

La courbe de rétention d'eau varie selon les types de sols. Plus le sol est fin, plus la succion d'entrée d'air est grande et plus les variations de succion sont importantes. Pour une argile, la succion peut atteindre des valeurs très importantes. Ceci est lié, d'une part, à l'adsorption qui crée une succion osmotique et, d'autre part, à la faible dimension des particules d'argile. Les pores sont alors plus petits, les rayons de courbure des ménisques plus faibles et, d'après la loi de *Jurin* (cf. Equation 2-2), la succion peut atteindre des valeurs plus élevées.

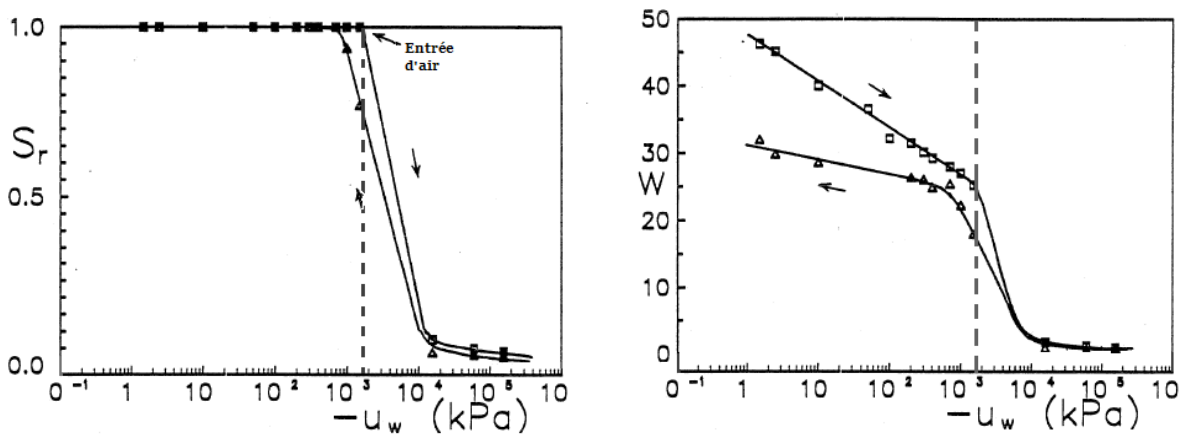


Figure. 3-1. Courbe de rétention d'eau : degré de saturation et teneur en eau en fonction de la succion (*Indarto, 1991*).

3.3. PHENOMENE D'HYSTERESIS

Si l'on trace la courbe de rétention d'eau lors d'un cycle de drainage-humidification (*Figure 3-1*), une caractéristique fondamentale du comportement hydrique des milieux poreux non saturés est l'hystérésis des courbes (*Biarez et al, 1988 ; Fleureau et al, 1993*). Le chemin parcouru lors du drainage, se situe au-dessus du chemin d'humidification car, la valeur de la teneur en eau à une succion donnée lors d'un cycle de drainage-humidification, dépend du chemin hydrique parcouru pour parvenir à ce point. Pour la désaturation à partir d'un état saturé,

la teneur en eau correspondant à une succion donnée, n'est pas la même que celle pour une humidification à partir d'un état sec pour la même valeur donnée de succion.

Cet hystérésis est typique des milieux poreux constitués de pores de tailles variables interconnectés en parallèle ou en série. La figure 3-2, illustre les mécanismes auxquels on attribue classiquement ce phénomène d'hystérésis (Delage et Cui, 2001).

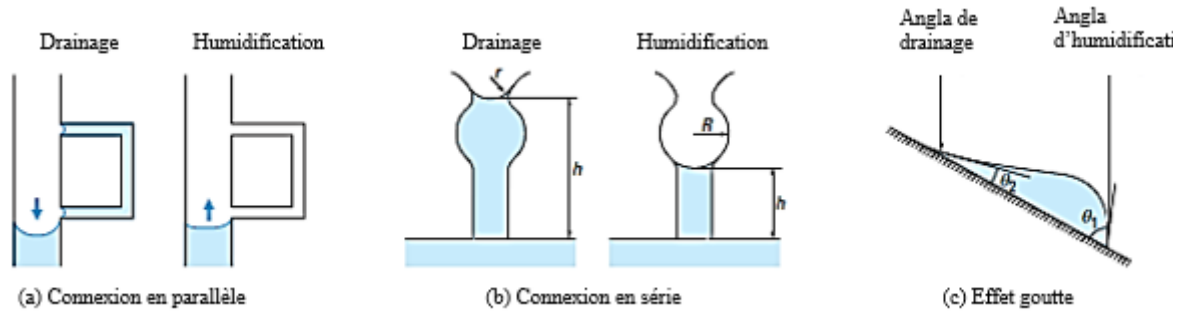


Figure. 3-2. Mécanismes entraînant le phénomène d'hystérésis (Delage et Cui, 2001).

- *Figure 3-2-a* : Lors d'un drainage, lorsque la succion correspond à la vidange du plus gros tube, le petit tube connecté en parallèle ne se vide pas, ce qui conduit à une teneur en eau plus forte ; lors d'une humidification, la teneur en eau à la même succion est plus faible du fait que le petit tube est vide ;
- *Figure 3-2-b* : Il y a aussi une explication liée à "l'effet goulot" qui provient de ce que les vides capillaires ne sont pas des tubes mais une succession de cavités de dimensions variables, cet effet entraîne également, à la même succion, une teneur en eau plus forte lors du drainage ;
- *Figure 3-2-c* : L'origine de l'hystérésis peut être illustrée aussi par une goutte d'eau glissant sur une vitre. La forme dissymétrique de la goutte résulte du fait que la pression capillaire est différente suivant que l'eau pousse l'air (point bas) ou que l'air pousse l'eau (point haut), car l'angle de contact est différent dans ces deux cas.

3.4. COMPORTEMENT VOLUMIQUE DES ARGILES SUR CHEMIN DE DRAINAGE-HUMIDIFICATION

En l'absence de variation de contrainte mécanique, le volume du sol peut varier si l'on soumet l'eau contenue dans l'échantillon à un état de tension. C'est la différence entre les pressions interstitielles de l'air et de l'eau nommée pression capillaire ou succion notée " s " qui est le paramètre déterminant des mouvements des fluides dans les milieux poreux.

Sur chemin de drainage-humidification, l'échantillon du sol est soumis à des variations de succion sous contrainte extérieure constante. Ce cas est traduit en pratique par plusieurs phénomènes en l'occurrence : retrait et gonflement des sols superficiels lors des variations du niveau de la nappe phréatique, géotechnique routière... etc.

L'intérêt des chemins de drainage-humidification est de permettre de faire une représentation globale des changements d'état, et de bien comprendre le rôle de la succion, pour un matériau dont son histoire est simple, ainsi de suivre l'évolution de la saturation et des déformations en fonction de la succion.

Robinet et al, 1997 ont réalisé à l'œdomètre des essais cycliques de sorption-désorption sous contrainte verticale constante de 5,5 MPa, sur un échantillon d'argile de *Boom* ($w_L = 59-76\%$; $I_p = 27-50\%$) obtenu à partir d'une boue consolidée. Les résultats obtenus sont représentés sur la figure 3-3.

L'évolution de l'indice des vides en fonction de la succion, fait apparaître trois zones :

- la première zone dont le comportement est de type surconsolidé, correspond aux faibles valeurs de succions ($s \leq 2$ MPa), pour laquelle la variation de l'indice des vides est faible ;
- Une seconde zone où la variation de l'indice des vides est plus significative, associée aux valeurs de succions variant entre 2 et 20 MPa, ce qui correspond à un comportement de type normalement consolidé ;

• Dans la troisième zone les valeurs de la succion sont supérieures à 20 MPa, et les variations de l'indice des vides sont faibles et réversibles. Les déformations dans cette zone sont élastiques. Ces résultats montrent également qu'un cycle de drainage-humidification entraîne un retrait irréversible.

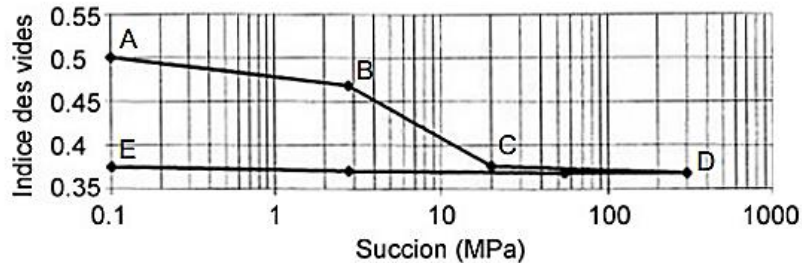


Figure. 3-3. Variation de l'indice des vides en fonction de la succion pour un échantillon d'argile de *Boom* sous contrainte verticale constant de 5,5 MPa (Robinet *et al*, 1997).

Fleureau et al, 1993, à partir de l'argile blanche ($w_L = 61\%$, $I_p = 30\%$) remanié ont trouvé que la pente de la partie en humidification (DE) est quasiment égale à celle de la partie surconsolidée en drainage (AB). *Biarez et al*, 1988 et *Fleureau et al*, 2002 ont obtenu le même type de comportement, les premiers à partir d'une kaolinite artificielle pure ($\gamma_s/\gamma_w = 2,65$; $w_L = 61\%$, $I_p = 31\%$) et les deuxièmes à partir d'un interstratifié smectite-kaolinite provenant du Sud-Ouest de la France (*Argile FoCa*, $w_L = 90-112\%$, $I_p = 55\%$).

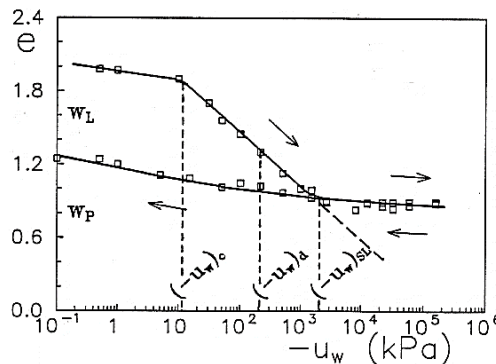


Figure. 3-4. Premier cycle de drainage-humidification sur l'argile blanche préparée sous forme d'une pâte à $w_i = 1.5 w_L$ (*Fleureau et al*, 1993).

Pour bien comprendre la signification des différentes phases du comportement observées dans la figure, 3-3 et la figure, 3-4, il faut associer au graphique les variations des autres paramètres comme l'indice des vides, la teneur en eau et le degré de saturation.

3.4.1. Chemin de drainage-humidification sur une pâte

La figure, 3-5, représente le premier cycle de drainage-humidification de la pâte d'argile de *Vieux pré* ($w_L = 32 \%$, $I_p = 19 \%$) dont la teneur en eau initiale est égale à 1.5 fois la limite de liquidité et la contrainte extérieure est nulle. Les trois graphes de la partie droite représentent respectivement les variations de l'indice des vides, du degré de saturation et de la teneur en eau avec la succion. Sur la partie gauche, l'évolution de l'indice des vides et de degré de saturation en fonction de la teneur en eau.

- A partir du point initial « a » au point d'entrée d'air « b », qui correspond à une succion $s_d = 0,7$ MPa, le sol reste saturé et se comporte de façon analogue à un sol saturé surconsolidé jusqu'à une succion s_0 de l'ordre de 3 kPa, ensuite le sol se comporte comme un sol saturé normalement consolidé sur chemin de consolidation isotrope, avec une variation sensible linéaire de l'indice des vides en fonction du logarithme de la succion.
- Une légère désaturation du sol entre le point « b » et le point « c », mais cela n'affecte pas la compressibilité de ce dernier. On note sur le diagramme $[e, w]$ que le point « c », dont la succion s_{SL} est de l'ordre de 2 MPa, correspond à la limite de retrait conventionnelle du sol défini par l'intersection de la droite de saturation d'équation : $e = G_s \cdot w$, ou G_s , représente la densité des grains solides, et de l'asymptote horizontale au palier de retrait pour $w = 0$.
- Entre les deux points « c » et « d », malgré la diminution très rapide jusqu'à 0 du degré de saturation, le matériau ne se déforme pratiquement plus. On constate sur le graphe $[S_r, w]$, que pendant cette phase de forte désaturation, la variation du degré de saturation est sensiblement proportionnelle à celle de la teneur en eau.

Pour le chemin d'humidification, on retrouve les mêmes phases de comportement :

- Du point « d » au point « c' », le comportement volumique est parfaitement réversible, mais on observe une hystérésis importante du degré de saturation.

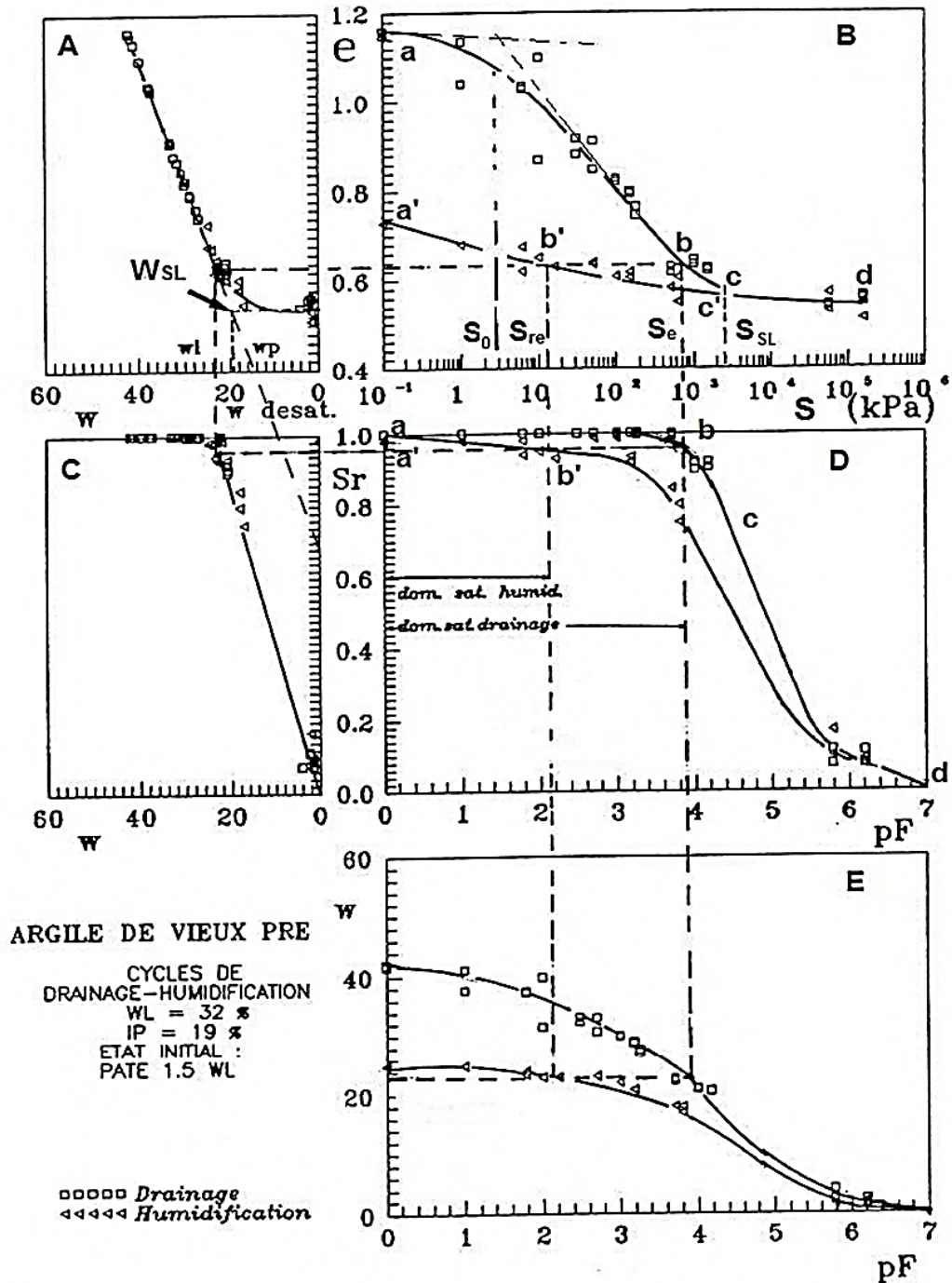


Figure. 3-5. Premier cycle de drainage-humidification sur l'argile de *Vieux pré* initialement sous forme de pâte à $w_i = 1.5 w_L$, (Indarto, 1991).

- Du point « c' » au point « b' », on remarque une résaturation du matériau, mais le matériau présente une forte irréversibilité dans le plan $[e, \log(s)]$; la succion de résaturation $s_{resat} = 10 \text{ kPa}$ est plus faible que la succion de désaturation.

- Enfin, entre les deux points « b' » et « a' », le sol se comporte comme un sol saturé surconsolidé.

La description du premier cycle de drainage-humidification de l'argile de *Vieux pré*, met en évidence trois phases dans le comportement du matériau, que l'on trouve dans tous les types d'argile, y-compris les argiles gonflantes (*Fleureau et al, 1993*) :

- Un domaine saturé, pour $s < s_d$: le sol subit des déformations plastiques importantes ;
- Un domaine non saturé, pour $s > s_{SL}$: le sol se déforme très peu et de façon élastique, c'est dans ce domaine que l'on observe la plus forte irréversibilité des variations de degré de saturation ;
- Le domaine intermédiaire, pour $s_d < s < s_{SL}$: le sol reste quasi-saturé ($S_r > 85\%$) et son comportement est peu différent de celui du sol saturé ; la phase eau reste généralement continue, mais présente des bulles d'air dispersées.

Les remarques précédentes s'appliquent globalement à tous les matériaux argileux remaniés ayant suivi le même processus de fabrication.

3.4.2. Chemins de drainage-humidification sur un matériau surconsolidé

Des essais de drainage ont été réalisés par *Biarez et al, 1988*, sur une kaolinite artificielle pure consolidée sous différentes contraintes (28 et 55 kPa) dans les conditions œdométriques (*Figure 3-6*). La courbe supérieure dans le repère, correspond aux échantillons n'ayant subi aucune préconsolidation (pâte saturée). Pour la courbe intermédiaire qui correspond aux échantillons soumis à une préconsolidation œdométrique de 28 kPa, on note que le chemin de drainage rejoint le chemin NC (sur la pâte saturée) dans le domaine saturé, de sorte que la désaturation survient au même moment dans le matériau surconsolidé et dans le matériau Normalement Consolidé, qui présentent les mêmes valeurs caractéristiques s_d , s_{SL} et w_{SL} et le même palier de retrait.

La courbe inférieure est relative à une contrainte œdométrique de 55 kPa. Le matériau surconsolidé se comporte de façon assez différente de la pâte et présente cette fois-ci des valeurs

caractéristiques et un palier différents. On note tout d'abord que l'indice des vides correspondant à une succion donnée est d'autant plus faible que la contrainte de préconsolidation est plus élevée. Ceci se traduit sur les courbes de retrait, par une limite de retrait plus faible pour les échantillons les plus fortement consolidés. Parallèlement, on observe une augmentation de la succion de désaturation et la succion de la limite de retrait avec la contrainte de préconsolidation. Celle-ci peut résulter de la réduction de la taille des pores lors de la consolidation.

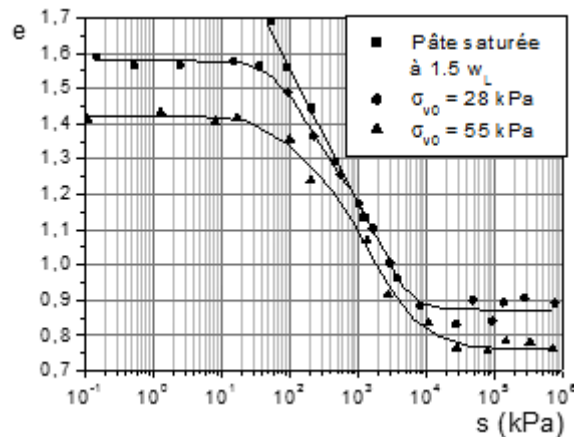


Figure. 3-6. Influence de la contrainte de consolidation des échantillons de kaolinite sur le chemin de drainage (Biarez et al, 1988).

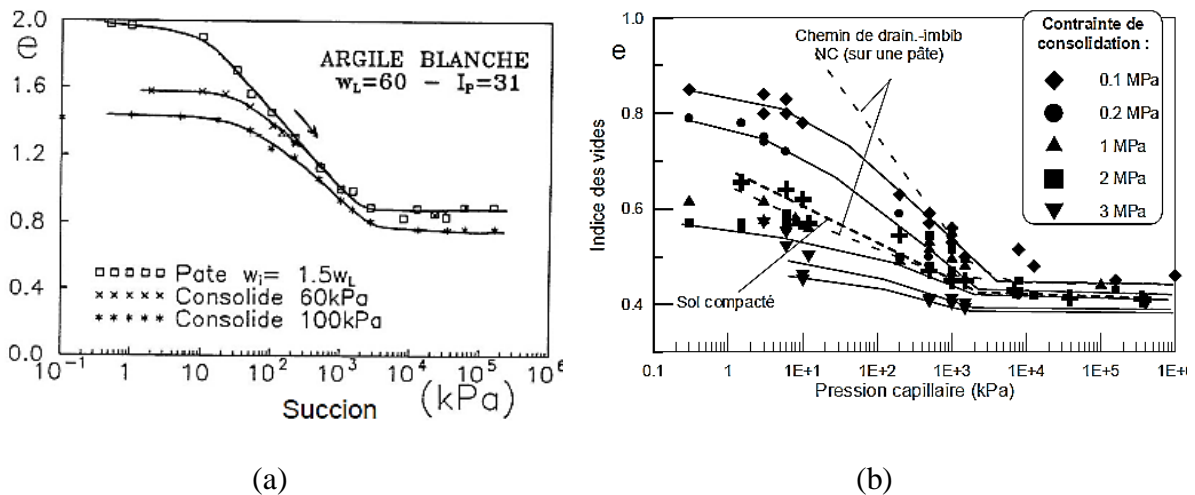


Figure. 3-7. Influence de la contrainte de consolidation sur les chemins de drainage : (a) Zerhouni, 1991 ; (b) Maouchi, 1998.

Des résultats concordants (Figure 3-7), obtenus par Zerhouni, 1991 et Maouchi, 1998, le premier à partir de l'argile blanche ($w_L = 60\%$; $I_p = 31\%$) consolidée sous 60 et 100 kPa et

le deuxième à partir du limon de *Jossigny* consolidé sous différentes contraintes élevées (0.1, 1 et 3 MPa).

Pour un cycle de drainage-humidification, *Maouchi, 1998*, a constaté que l'hystérésis des chemins de drainage-humidification, dans le plan [$e, \log(s)$], diminue quand la contrainte de consolidation augmente (*Figure. 3-8*), jusqu'à ce qu'il devienne négligeable pour une contrainte de consolidation de 1 MPa.

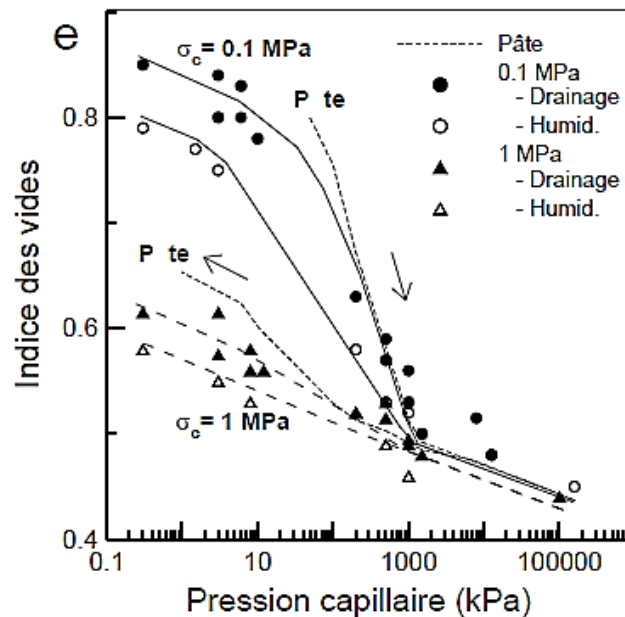


Figure. 3-8. Influence de la contrainte de consolidation sur la réversibilité des cycles de drainage-imbibition (*Maouchi, 1998*).

Pour examiner le rôle de la préconsolidation mécanique sur les irréversibilités sous un cycle de drainage-humidification, *Mrad, 2005*, cite le cas bibliographique de *Pakzad, 1995*, où l'auteur a réalisé des essais de drainage-humidification sur des argiles gonflante (smectite) et non-gonflante (kaolinite). Les échantillons utilisés sont initialement saturés et fortement consolidés sous trois contraintes verticales différentes (respectivement 0,5 ; 2 et 5 MPa). Ils sont ensuite soumis à un cycle de drainage-humidification à l'œdomètre entre 0 et 300 MPa de succion sous contraintes verticales constantes égales aux contraintes de consolidation. Les résultats présentés sur *la figure 3-9*, font apparaître une déformation irréversible qui diminue quand la contrainte de consolidation augmente.

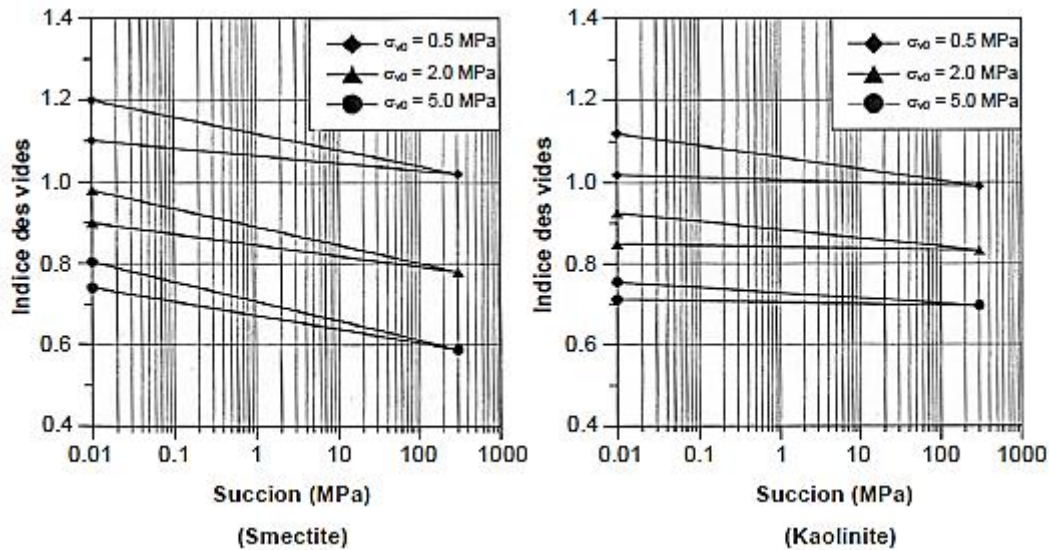


Figure. 3-9. Variation de l'indice des vides avec la succion lors d'un cycle séchage-humidification d'échantillons compactés sous différentes pressions de consolidation (Pakzad, 1995, cité dans Mrad, 2005).

3.4.3. Chemin de drainage-humidification sur un matériau à l'état naturel

Les sols naturels peuvent se trouver dans une très grande variété d'états et de natures, de sorte qu'il est difficile de faire un exposé synthétique. A titre d'exemple, deux cas seront présenté dans cette partie.

La figure 3-10, présente un chemin de drainage réalisé par Zerhouni, 1991, sur un sol superficiel de la région parisienne prélevé à une profondeur de 1 m à 1.5 m ($w_L = 59\%$; $I_P = 21\%$), durant une saison relativement humide (il est donc initialement pratiquement saturé), sa pression capillaire est assez faible (100 kPa).

Si l'on compare le chemin de drainage au chemin isotrope déduit des corrélations avec la limite de liquidité, on constate que les deux chemins sont pratiquement confondus, ce que confirme leur position par rapport au résultat de l'essai œdométrique. Le sol a une contrainte de consolidation assez faible, de l'ordre de 400 à 500 kPa. Il reste saturé jusqu'à une pression capillaire de 2 MPa et sa pression capillaire de retrait est approximativement de 20 MPa. On peut donc dire que le comportement de ce sol sur chemin de drainage est à peu près identique à celui d'un matériau remanié faiblement surconsolidé.

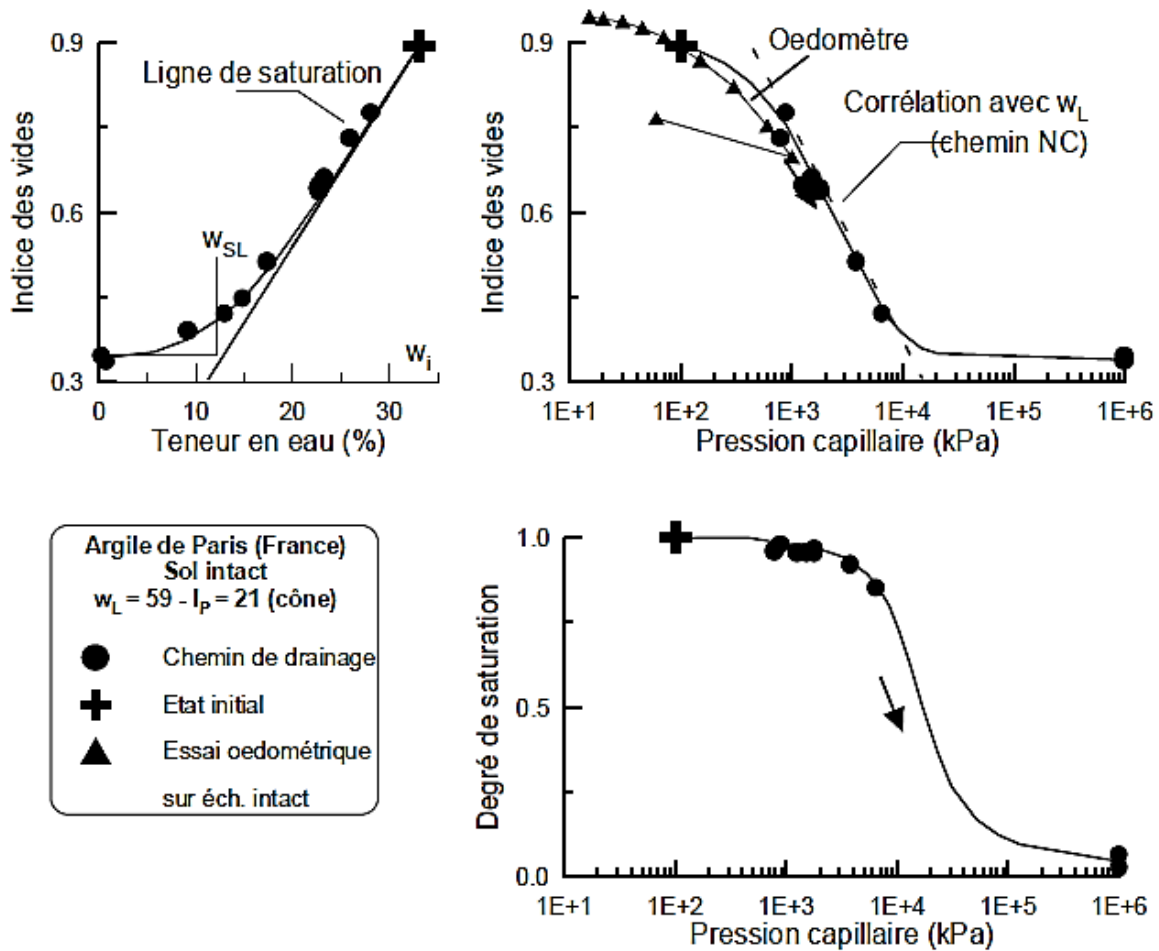


Figure. 3-10. Chemin de drainage sur un sol superficiel intact du bassin parisien (Zerhouni, 1991).

Dans le deuxième cas, des essais de drainage et d'humidification ont été effectués par Biarez *et al*, 1988, sur des échantillons non remaniés d'une marne ($\gamma_s/\gamma_w = 2,75$; $w_L = 34$ % ; $I_P = 13$ %), à partir de la teneur en eau naturelle ($w_i = 6,2$ %). Les résultats de ces essais ont été représentés sur la figure 3-11, en même temps que les résultats des essais sur des échantillons remaniés ($w_i = 1,2 w_L$) du même matériau.

Dans tout le domaine de la succion étudié, l'indice des vides des échantillons non remaniés reste inférieur à celui des échantillons remaniés. D'autre part, la variation totale d'indice des vides des échantillons non remaniés ($\Delta e = 0,22$) est très faible devant celle des échantillons remaniés ($\Delta e = 0,56$). Cette différence de comportement peut être attribuée à la forte cimentation de la marne in situ et à son état initial très compact.

La comparaison entre les courbes de retrait ($e = f(w)$) des matériaux remanié et non remanié montre très clairement que la limite de retrait dépend du remaniement : la valeur est de 17 % pour la marne remaniée tandis qu'elle n'est que de 4 % pour le sol naturel. On constate aussi que les échantillons non remaniés restent quasi saturés jusqu'à des valeurs de pression capillaire très élevées, de l'ordre de 30 MPa, au lieu de 400 kPa pour la marne remaniée. Ceci peut s'expliquer par le fait que la cimentation et la surconsolidation ont réduit la taille des pores de façon considérable, entraînant une augmentation de la pression capillaire de désaturation (cf. § 3.4.2).

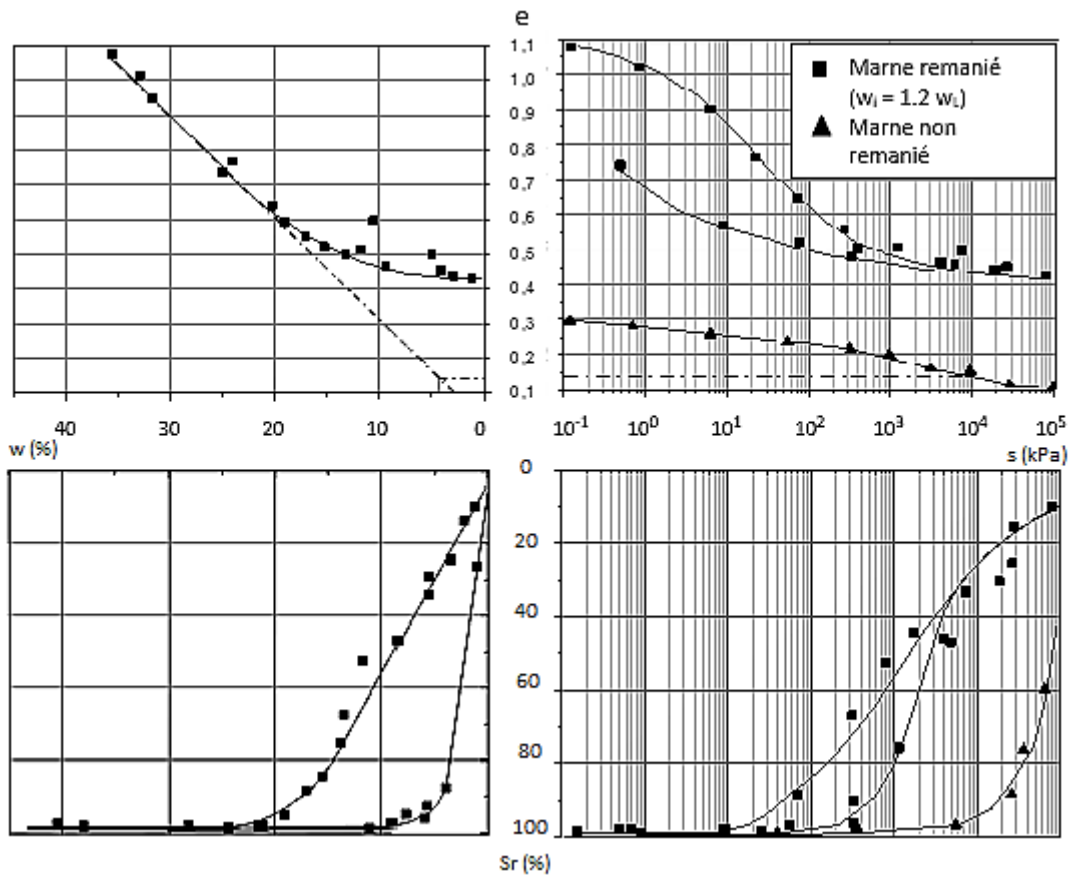


Figure. 3-11. Représentation globale d'un cycle de drainage-humidification sur la marne remaniée ($w_i = 1,2 w_L$) et des chemins de drainage-humidification sur la marne non remaniée ($w_i = 6,2 \%$) (Biarez *et al*, 1988).

Des paliers de retraits différents sont alors observés, celui de l'échantillon non remanié se trouve au-dessous de celui d'échantillon remanié, c'est-à-dire que le matériau non remanié est dans un état plus dense. Les caractéristiques des chemins sur le matériau remanié et sur le matériau non remanié sont très différentes dans tous les plans :

- La limite de retrait passe de 17 % (matériau remanié) à 4% (matériau non remanié) ;
- Le palier de retrait du matériau non remanié est largement au-dessous de celui du matériau remanié ;
- La pression de désaturation varie de 0,4 (matériau remanié) à 30 MPa (matériau non remanié)... etc.

Cela confirme que la limite de retrait du sol n'est pas un paramètre intrinsèque, mais dépend de son état initial et de la préparation des échantillons (*Biarez et al, 1988 ; Fleureau et al, 1993 ; Benchouk et al, 2013 ...etc.*).

Toutes ces différences dans les caractéristiques du retrait, peuvent être attribuées à la contrainte de préconsolidation du sol non remanié. Elle est due en partie à des liaisons physico-chimiques qui se sont créées entre les grains, en partie aux surcharges mécaniques que le matériau a connues dans les temps géologiques. La contrainte de préconsolidation du sol non remanié peut être estimée à partir de la courbe de drainage-humidification des deux matériaux, elle est représentée par le point d'intersection entre la ligne de compression *NC* du sol remanié et la ligne du chemin de drainage-humidification du matériau non remanié (*Fleureau et al, 1999*).

3.4.4. Effet de la succion sur la variation du volume des sols gonflants

La figure 3-12, représente sur le même graphique, d'une part la courbe du chemin de drainage tracée en fonction du logarithme de la succion, d'autre part les courbes de compression œdométriques et isotropes sur échantillons saturés de l'argile jaune ($w_L = 40\%$; $I_P = 20\%$) et d'une montmorillonite ($w_L = 170\%$; $I_P = 110\%$), en fonction du logarithme de la pression moyenne effective p' .

Fleureau et al, 1993, ont constaté que, dans le domaine saturé, pour les deux matériaux, les droites sont parallèles et les courbes du chemin de drainage ont la même allure que les courbes œdométriques et isotropes. Les auteurs ont considéré que la succion sur le chemin de drainage et la contrainte mécanique sur le chemin œdométrique et isotrope ont le même effet sur la variation de l'indice des vides tant que le matériau reste saturé.

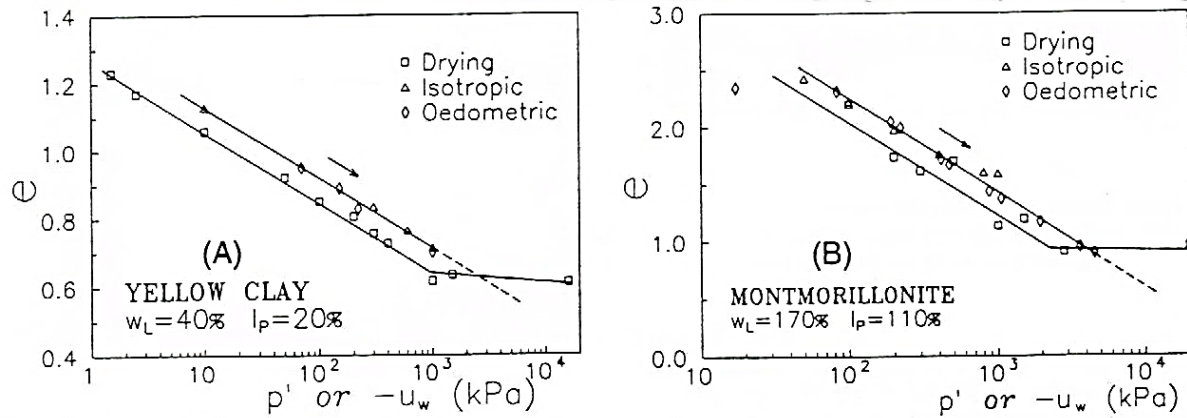


Figure. 3-12. Comparaison des courbes de drainage avec les courbes de compression œdométriques et isotropes (Fleureau et al, 1993).

En conclusion, dans le domaine où les échantillons restent saturés, des incréments identiques de succion ou de contrainte mécanique produisent la même variation d'indice des vides. Ceci a été démontré par Biarez et al, 1988, sur une kaolinite ($w_L = 61\%$; $I_P = 31\%$) ; Benchouk et al, 2013, sur une bentonite ($w_L = 130\%$; $I_P = 88\%$) et Li et al, 2017 sur, une argile gonflante ($w_L = 71\%$; $I_P = 34\%$), ...etc.

3.5. COMPORTEMENT VOLUMIQUE DES ARGILES LORS D'UN CHARGEMENT MECANIQUE

La différence significative du comportement entre les sols gonflants saturés et les sols peu ou non gonflants saturés s'observe essentiellement en décharge. Les résultats obtenus par Bélanteur et al, 1997 lors d'un cycle de charge-décharge-recharge sur une argile gonflante (smectite, $w_L = 112\%$; $I_P = 62\%$) et une argile non gonflante (kaolinite, $w_L = 40\%$; $I_P = 20\%$), présentés sur la figure 3-13, font apparaître que la pente de déchargement est d'autant plus grande que l'argile est gonflante.

Les résultats de Yahia-Aïssa, 1999, obtenus lors du cycle mécanique sur une argile très gonflante FoCa compactée et saturée, montrent que la pente de déchargement est sensiblement équivalente à la pente de chargement (Figure 3-14-a).

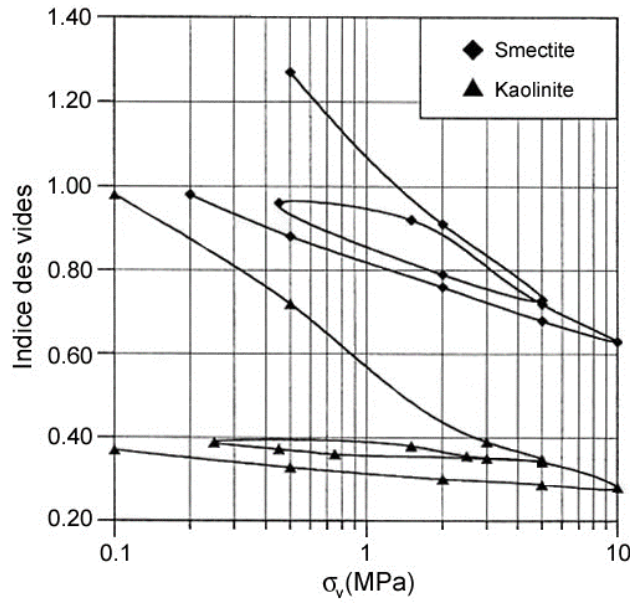


Figure. 3-13. Essais de compressions cycliques sur des argiles saturées (*Bélanteur et al, 1997*).

Par ailleurs, *Alshihabi, 2002*, a trouvé, en travaillant sur l'argile de *Bavent* ($w_L = 44 \%$; $I_P = 16 \%$), que la pente de déchargement est dix fois plus grande que celle de la partie surconsolidée pendant le chargement (*Figure 3-14-b*).

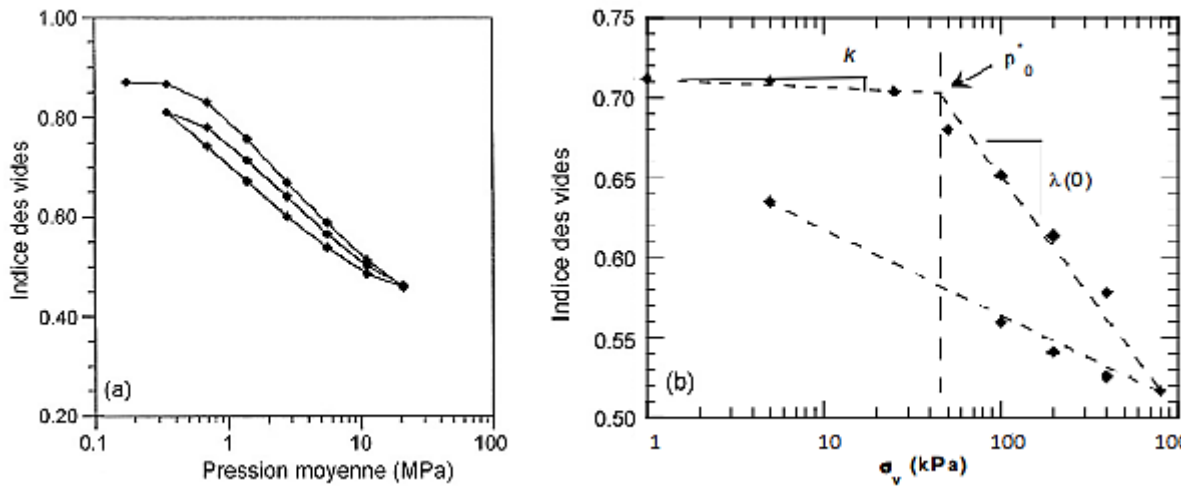


Figure. 3-14. Évolution de l'indice des vides avec la contrainte appliquée lors d'un cycle mécanique sur des échantillons d'argile de : a) *FoCa* compactée (*Yahia-Aïssa, 1999*), et b) *Bavent* saturée (*Alshihabi, 2002*).

En revanche, les résultats obtenus par *Cuisinier, 2002*, sur un mélange de bentonite et de limon de *Xeuilley* ($w_L = 42\%$ et $I_P = 5\%$) lors d'un cycle de chargement-déchargement sous succion nulle, montrent que la pente de décharge est faible et égale à celle de la partie surconsolidée de chargement. D'après ces différents résultats, on peut conclure que la pente de déchargement à l'état saturé est fortement liée au type de sol. Elle semble augmenter en fonction de la fraction d'argile gonflante présente dans le sol.

Le gonflement est une fonction de facteurs tels que la contrainte appliquée, la teneur en eau initiale, la succion initiale, le poids volumique sec initial et l'indice des vides initial. Les sols gonflants se distinguent des sols non gonflants par leur comportement hydromécanique qui fera l'objet d'étude de cette partie.

Les changements de l'état hydrique du sol au cours des chemins de drainage-humidification peuvent également affecter les propriétés hydromécaniques des sols de manière significative (*Tang et al, 2016 ; Wang et al, 2016 ; ...etc.*). Pour étudier ces propriétés, il est nécessaire de déterminer le comportement couplé de ces sols en fonction des contraintes appliquées et de la succion. Afin de prendre en compte la non saturation expérimentalement, de nombreuses techniques permettant le contrôle et l'imposition de la succion ont été développées et adaptées aux essais mécaniques comme les essais œdométriques et triaxiaux (*Cuisinier et Masrouri, 2005 ; Sun et al, 2004 ; Nowamooz et Masrouri, 2008 ; Estabragh et al, 2015 ; Zhang et al, 2016...etc.*). La majorité de ces travaux ont révélé une augmentation de la rigidité du matériau avec l'augmentation de la succion. (*Cui et Delage, 1996 ; Robinet et al, 1997 ; Yahia-Aïssa, 1999 ; Alshihabi, 2002 ; Collin et al, 2002 ; Lloret et al, 2003 ; Alonso et al, 2005 ; Derfouf et al, 2017 ; ...etc.*)

3.5.1. La compressibilité mécanique

Un exemple de comportement sur chemin de compression œdométrique à succion contrôlée obtenue par *Lloret et al, 2003* sur une bentonite compactée ($\gamma_{di} = 17 \text{ kN/m}^3$, $w_i = 13 \%$), est présenté sur *la figure 3-15*. Des tendances similaires sont observées dans plusieurs travaux publiés. Le comportement volumique sous un chargement œdométrique sous différents niveaux de succions peut être qualitativement résumé dans les points suivants :

- La réponse d'un sol est composée en deux domaines : élastique et plastique, comme dans le cas d'un essai conventionnel de compression saturée.
- La compressibilité dans la partie élastique κ_s est généralement peu affecté par la succion.
- La compressibilité dans la partie plastique λ_s décroît généralement avec la succion.

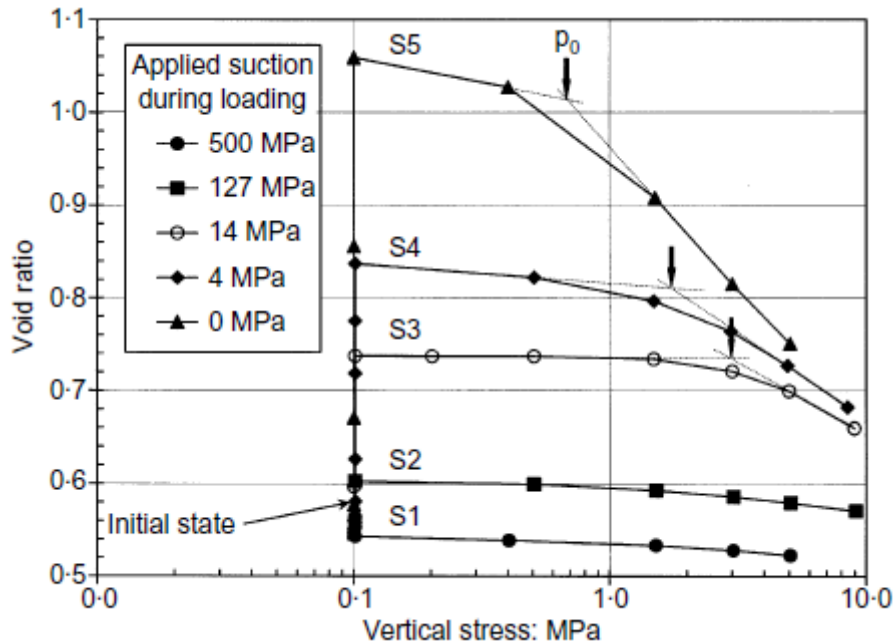


Figure. 3-15. Variation de l'indice des vides sur chemin de chargement œdométrique à succion contrôlée (Lloret et al, 2003).

De même, *Yahia-Aïssa, 1999*, a réalisé des essais de compression-décompression isotrope à succion contrôlée (entre 0 et 113 MPa) en utilisant la technique des solutions salines saturées. L'étude a été réalisée sur une argile gonflante *FoCa* fortement compactée ($w_i = 13\%$, $\gamma_{di} = 19,2 \text{ kN/m}^3$). Le programme expérimental consiste en une phase d'équilibre suivie par un chargement en cellule isotrope jusqu'à 60 MPa puis un déchargement puis un rechargement. Les résultats obtenus indiquent que la réponse mécanique dépend fortement de la succion (*Figure 3-16*). On observe un bon ordonnancement des différentes courbes et de leurs pentes en fonction de la succion imposée ; la pente de compression plastique λ_s , diminue avec la succion, ce qui rigidifie le matériau.

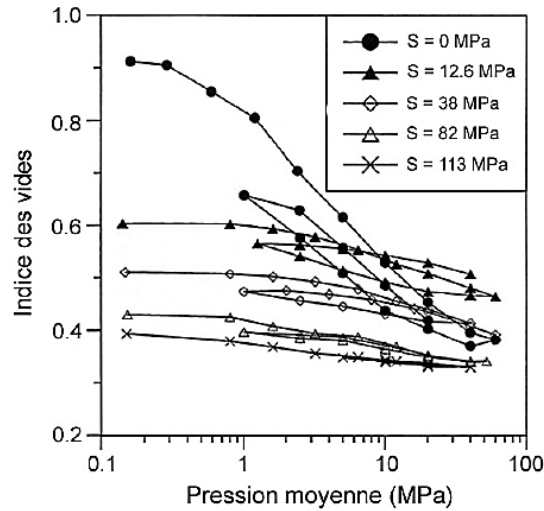


Figure. 3-16. Évolution de l'indice des vides lors du cycle chargement-déchargement-rechargement à succions contrôlées sur une argile gonflante *FoCa* fortement compactée (Yahia-Aïssa, 1999).

La plupart des résultats disponibles dans la littérature s'accordent sur le fait que la pente de compression plastique λ_s , diminue avec l'augmentation de la succion (Alonso *et al*, 1990 ; Robinet *et al*, 1997 ; Romero, 1999 ; Rampino *et al*, 2000 ; Alshihabi, 2002 ; Alonso *et al*, 2005 ; Derfouf, 2014 ; Qin *et al*, 2015...etc.). La figure 3-17, présente l'évolution de la pente λ_s avec la succion obtenue par Qin *et al*, 2015 à partir d'une bentonite compactée ($w_i = 10.5\%$, $\gamma_{di} = 17\text{ kN/m}^3$) et celle de Derfouf, 2014, à partir de l'argile de Boughrara ($w_L = 54\%$; $I_P=28\%$) consolidée à 100 kPa.

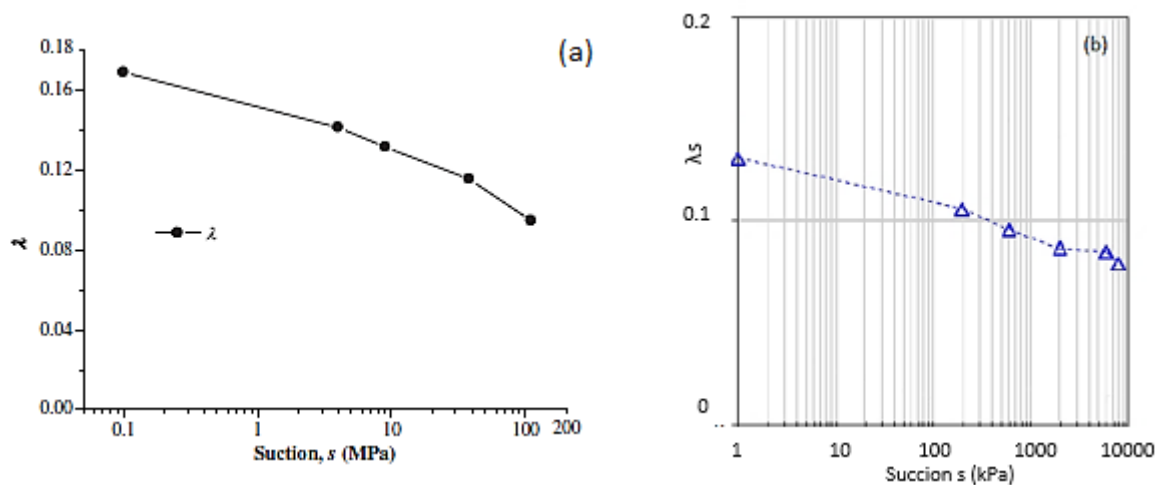


Figure. 3-17. Evolution de la pente de compressibilité vierge λ_s en fonction de la succion : (a) Qin *et al*, 2015 et (b) Derfouf, 2014.

Certains auteurs trouvent cependant que la pente λ_s peut varier d'une manière différente avec la succion (*Geiser, 1999 ; Cuisinier, 2002 ; Estabragh et Javadi, 2012... etc.*).

Une étude du comportement hydromécanique a été effectuée par *Cuisinier, 2002*, sur un mélange gonflant (40 % limon, 60 % Bentonite ; $w_L=87\%$, $I_p=21\%$), compacté statiquement à un poids volumique sec $\gamma_d = 12.7 \text{ kN/m}^3$ et une teneur en eau égale à 15 %. En partant d'une succion initiale de compactage de 20 MPa, les échantillons testés ont subi soit un drainage, soit une humidification selon la succion imposée (*imposition des différentes succions comprises entre 0 et 287,9 MPa*). Les résultats obtenus sont représentés sur la figure 3-18.

L'auteur a montré une évolution non monotone de la pente de λ_s , (*Figure. 3-19*) ; elle est quasi constante dans le domaine de faibles succions (*entre 0 et 2 MPa*) puis la compressibilité du matériau augmente entre 2 et 4 MPa. Au-delà de 4 MPa, l'augmentation de la succion se traduit par une décroissance très importante de la pente λ_s .

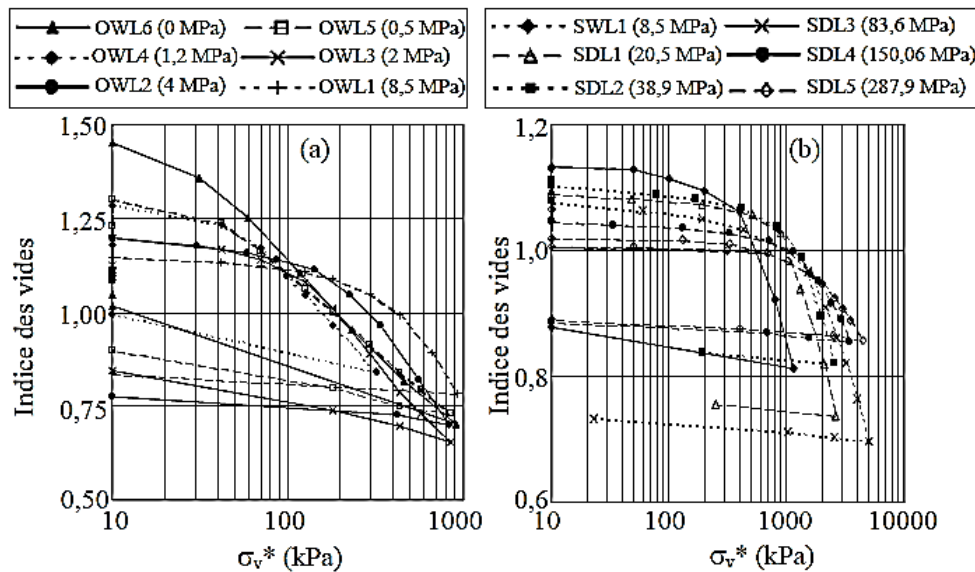


Figure. 3-18. Résultats d'essais œdométriques à succion contrôlée, (*Cuisinier, 2002*).

Geiser, 1999, à partir d'un limon compacté ($w_L = 25\%$, $I_p = 9\%$), a obtenu une relation λ_s - succion similaire à celle trouvée par *Cuisinier, 2002*. *Geiser* associe la succion pour laquelle la compressibilité est maximale au point d'entrée d'air (s_d) du matériau. Cet auteur met aussi en évidence l'influence du plan de représentation utilisé pour déterminer ces paramètres (*contraintes effectives ou bien contraintes nettes*).

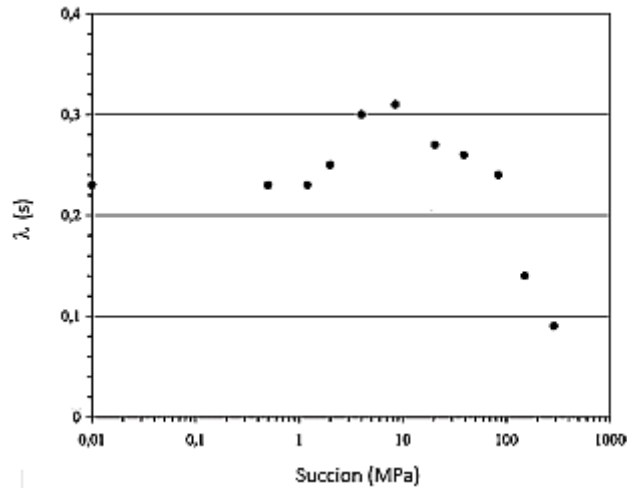


Figure. 3-19. Variation de λ_s avec la succion, (Cuisinier, 2002).

La figure 3-20, présente les courbes de compressibilité obtenues par Nowamooz, 2007, en travaillant sur le même matériau et les mêmes conditions initiales des échantillons de Cuisinier, 2002.

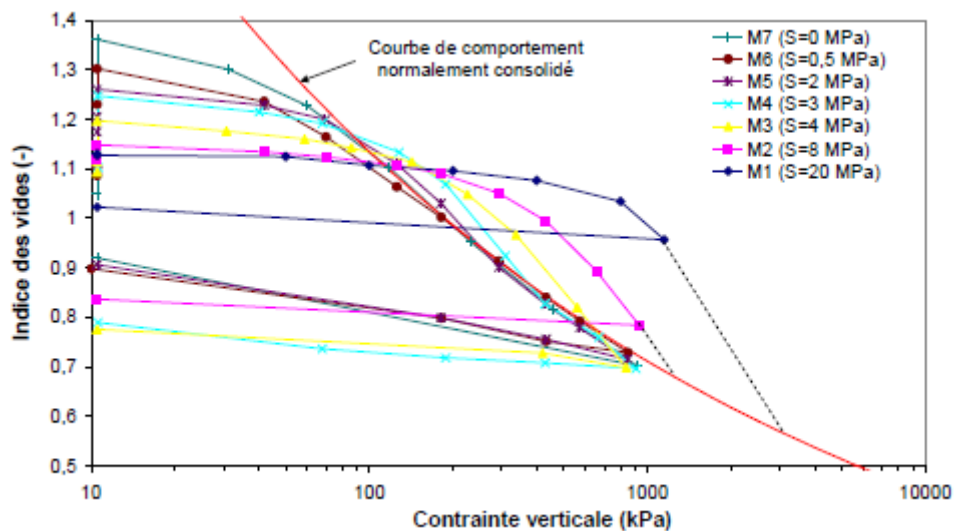


Figure. 3-20. Résultats d'essais œdométriques à succion contrôlée (Nowamooz, 2007).

Nowamooz, 2007, a constaté que la compressibilité λ_s reste constante pour les succions proches de la saturation ($succion \leq 3 \text{ MPa}$), pour ensuite diminuer avec l'augmentation de la succion (Figure 3-21).

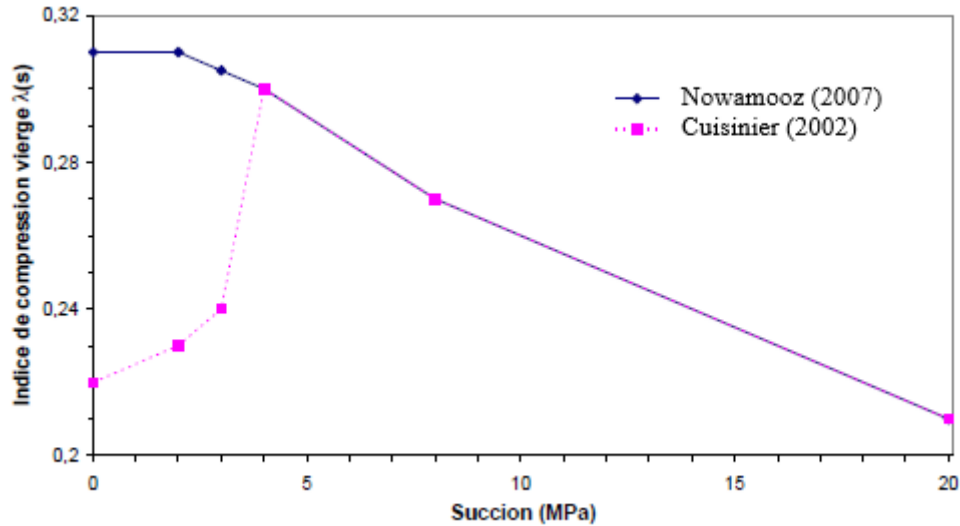


Figure. 3-21. Variation de la pente λ_s avec la succion selon *Cuisinier, 2002* et *Nowamooz, 2007*.

Cette différence vient de la procédure de détermination de cette pente. Les résultats de *Cuisinier* et *Nowamooz*, montrent que les courbes de compressibilité sous différentes succions croisent la courbe normalement consolidée du matériau saturé, par la suite, elles convergent vers l'état saturé sous les fortes contraintes appliquées (*Figure. 3-18 et 3-20*). Le sol continue son chemin sur la courbe de comportement normalement consolidée à partir d'une pression obtenue par l'intersection de cette courbe et la courbe de compressibilité à la succion imposée. Cette pression est nommée : pression de saturation : P_{sat} , et elle est d'autant plus importante que la succion imposée est élevée. On note que cette constatation est en accord avec les résultats de *Taibi, 1994* sur le limon de *Streebeek* ($w_L=27\%$, $I_p=4\%$) consolidé à 100 kPa ; *Guiras-Skandaji 1996* sur une argile compactée ($w_L=22.4\%$, $\gamma_d=14.9\text{ kN/m}^3$) ainsi que les résultats d'*Alshihabi 2002*, sur l'argile compactée de *Bavent* ($w_L = 44\%$, $I_p = 16\%$).

Au moment où *Cuisinier* ne considère pas cette pression dans le calcul de la compressibilité λ_s (pente de la droite AB, *figure 3-22*), *Nowamooz* considère la pente de la droite comprise entre la pression de saturation et la pression de préconsolidation apparente (droite A'B' ; *figure 3-22*) déterminée par l'intersection du prolongement des droites normalement consolidées et surconsolidées.

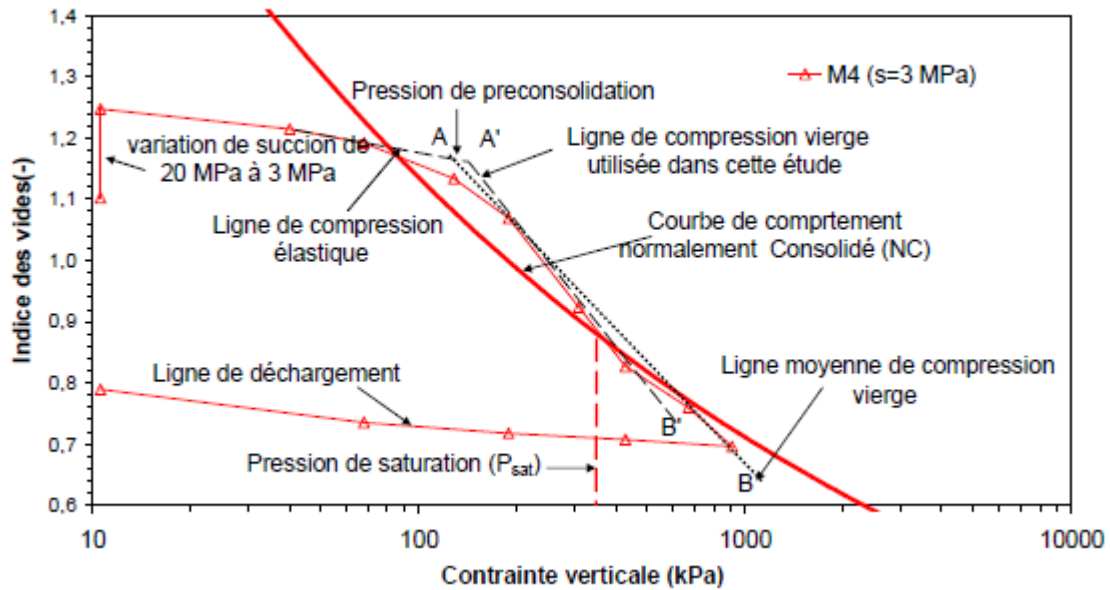


Figure. 3-22. Procédure de détermination de la compressibilité λ_s et la pression de préconsolidation apparente P_S^* , (Nowamooz, 2007).

Nowamooz, 2007, cite le cas bibliographique de Kogho et al, 2001, où les auteurs supposent que la pente λ_s peut varier de quatre manières différentes avec la succion (Figure 3-23). L'augmentation de la succion pourrait se traduire par une réduction de la pente λ_s , phénomène correspondant au cas n°4 sur la figure 3-22 qui a été observé par une majorité d'auteurs (Alonso et al, 1987 ; Cui, 1993 ; Rampino et al, 2000 ; ...etc.).

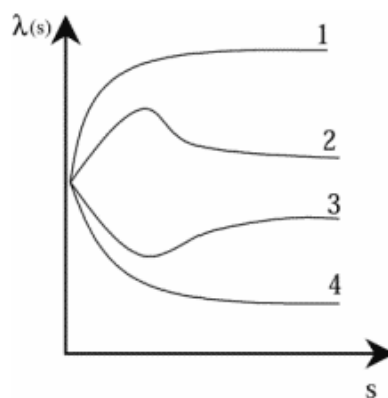


Figure. 3-23. Variation de la pente λ_s en fonction de la succion (Kogho et al, 2001, cité dans Nowamooz, 2007).

Estabragh et al, 2004 et 2012, en travaillant sur un limon ($w_L = 29\%$, $I_P = 19\%$) compacté ont montré qu'avec une faible énergie de compactage pour la préparation des éprouvettes, la

relation λ_s -suction est similaire au cas n°2, alors qu'avec une forte énergie de compactage cette relation se rapproche du cas n°4. D'après ces auteurs, les résultats traduisent le passage d'une structure interne des éprouvettes ouvertes avec une faible énergie à une structure plus homogène lorsque l'énergie est augmentée. Le rôle de la structure semble être confirmé par les résultats de *Futai et al, 2002*, qui en travaillant sur un silt argileux, trouvent une variation de λ_s qui correspond au cas n°1 de *la figure 3-23*.

Pour la pente de déchargement, κ_s , la majorité des résultats disponibles dans la littérature révèlent que cette pente pourrait être considérée comme étant indépendante de la suction (*Alonso et al, 1990*). Certains auteurs notent cependant une augmentation de κ_s (*Vicol, 1990*), ou sa diminution (*Rampino et al, 2000 ; Futai et al, 2002,*) avec la suction.

3.5.2. Pression de préconsolidation apparente

La notion de pression de préconsolidation doit être précisée dans le cas des sols non saturés. En effet, la pression de préconsolidation correspond, par définition, à la plus grande pression que le matériau a connue au cours de son histoire. Cette définition ne s'applique plus ici et, afin de lever la confusion entre la pression maximale réellement connue par le sol et l'influence de la suction sur ce paramètre, le terme de pression de préconsolidation apparente sera utilisé dans la suite du mémoire. La pression de préconsolidation apparente P_S^* augmente avec la suction, ce point ayant été mis en évidence par de nombreux auteurs : *Robinet et al, 1997*, sur une poudre de smectite ($w_L = 112 \%$, $I_P = 62 \%$) ; *Romero, 1999*, sur l'argile de *Boom* compactée ($w_L = 60 \%$, $I_P = 27-50 \%$) ; *Cuisinier, 2002*, sur un mélange limon-bentonite (60 % bentonite, 40 % limon ; $w_L = 87 \%$ et $I_P = 22 \%$) ; *Medjo Eko, 2002*, sur un sol argileux agricole de *Québec* ($w_L = 45 \%$, $I_P = 21 \%$) ; *Lloret et al, 2003*, sur une bentonite contenant plus de 90 % de montmorillonite ($w_L = 120 \%$, $I_P = 49 \%$) ; *Sun et al, 2004*, sur une argile peu gonflante de *Pearl* ($w_L = 49 \%$, $I_P = 27 \%$), et *Alonso et al, 2005*, sur un mélange sable-bentonite (20 % sable ; 80 % bentonite avec $w_L = 93 \%$ et $I_P = 46 \%$) ;

La figure 3-24-a, (cité dans Cuisinier, 2002), présente trois cas d'exemple de la variation de la pression de consolidation apparente avec la suction. Guiras-Skandaji, 1996, a travaillé sur une bentonite calcique compactée à l'optimum, Romero, 1999, sur l'argile de Boom compactée et Alonso et al, 2001, sur un mélange sable bentonite.

L'ensemble de ces résultats ainsi que d'autres, montre une croissance de la pression P_S^* avec la succion. Cependant, *Cuisinier, 2002*, a constaté que l'évolution de la pression de préconsolidation apparente passe par trois phases (*Figure 3-24-b*).

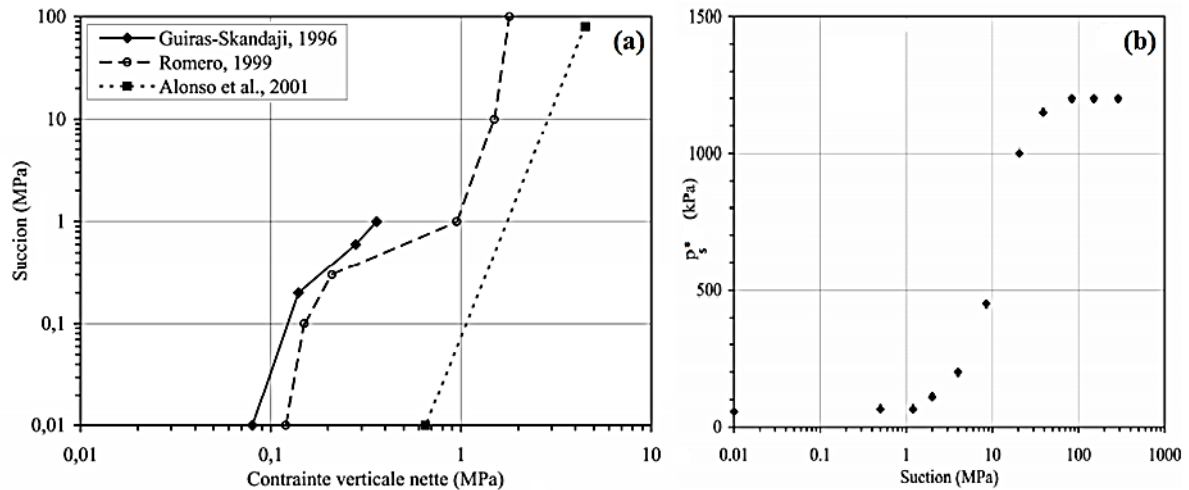


Figure. 3-24. Variation de la pression de préconsolidation apparente avec la succion, (*Cuisinier, 2002*).

La première phase correspond au domaine de faibles succions, ou la pression de préconsolidation apparente est généralement peu affectée par la succion. Dans cette phase le sol reste saturé, et la succion est inférieure à la succion d'entrée d'air. La phase d'eau est continue tandis que celle de l'air est discontinue, ce qui implique que la pression de préconsolidation apparente tend vers celle de l'état saturé.

Dans la deuxième phase, une variation de la pression de préconsolidation apparente est plus marquée avec la succion. Cette phase est caractérisée par la formation des bulles d'air, du fait que la succion d'entrée d'air est dépassée, engendrant ainsi des ménisques sur le contour des agrégats. La formation de ces ménisques provoque un réarrangement de la structure, incluant ainsi une densification et par conséquent la pression de préconsolidation se trouve largement influencé par la succion.

En fin, une troisième phase, où la pression de préconsolidation apparente commence à tendre vers une valeur asymptotique, et ceci pour des succions très élevées. À ces niveaux de succion, l'eau deviennent discontinus, et les ménisques se trouvent localisés aux points de contact entre

les agrégats, et ne provoquent aucun réarrangement de ces derniers. Ceci explique la stabilisation de la valeur de la pression de préconsolidation apparente.

3.6. INFLUENCE DES CYCLES DE SUCCION SUR LE GONFLEMENT

Plusieurs auteurs ont étudié l'évolution des propriétés de gonflement au cours des cycles hydriques successifs sur différents matériaux gonflants. En effet, le potentiel de gonflement et la pression de gonflement évoluent sous sollicitations cycliques avec le nombre de cycles d'humidification-drainage.

Al-Homoud et al, 1995, travaillant sur six sols intacts différents (*composés de 50 à 80 % d'argile dont 80 % sont de smectite-illite et le reste de kaolinite*), ont mis en évidence la diminution des propriétés du gonflement avec le nombre de cycles (*Figure 3-25*). Les résultats obtenus montrent un phénomène de fatigue du potentiel de gonflement qui résulte des cycles d'humidification-drainage. Le premier cycle cause la réduction maximale du potentiel de gonflement. Un équilibre est atteint après 4 à 5 cycles. Les auteurs attribuent ce phénomène de fatigue au réarrangement continu des particules du sol durant les cycles hydriques qui conduit de plus en plus à la destruction de la structure interne de l'argile. Cela conduit à une structure moins gonflante.

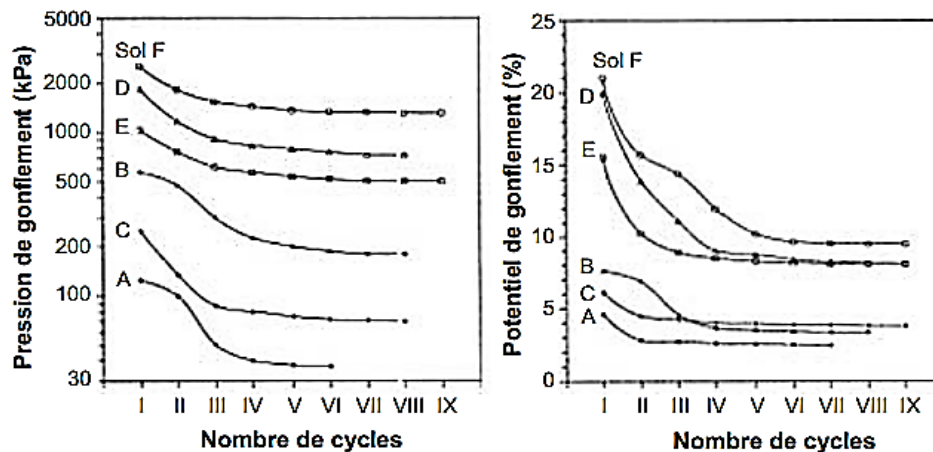


Figure. 3-25. Évolution des propriétés du gonflement avec le nombre de cycles hydriques sur six sols intacts (*Al-Hamoud et al, 1995*).

Alshihabi 2002, à partir de l'argile de *Bavent* compactée du côté humide de l'optimum ($w = 24\%$: compactage du côté humide ; $w_{OPN} = 19,6\%$; $\gamma_d = 1,71 \text{ kN/m}^3$), a observé une diminution du gonflement d'un cycle à l'autre (Figure 3-26). Il a constaté aussi que la teneur en eau en fin d'humidification (*sommet haut*) diminue d'un cycle à l'autre. Il a lié cette diminution de la teneur en eau aux déformations résiduelles observées au cours des cycles, et à l'hystérésis de la courbe de rétention.

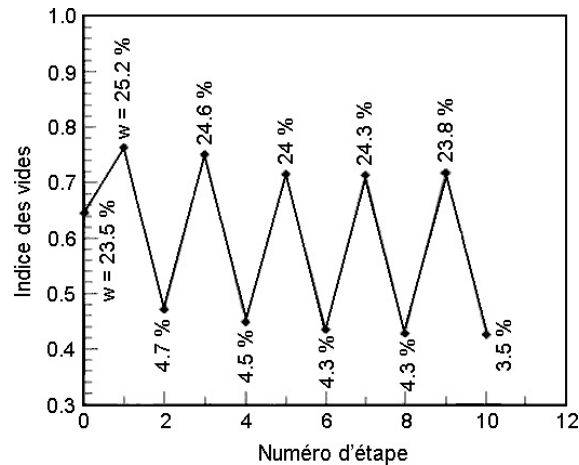


Figure. 3-26. Essai de cycles humidification-séchage sur l'argile de *Bavent* compactée du côté humide de l'optimum (Alshihabi, 2002).

Mrad, 2005, cite le cas bibliographique de Day, 1994 qui montre un phénomène inverse (*augmentation du potentiel de gonflement au fil des cycles*). Day 1994, dans une étude sur un silt argileux compacté du côté humide de l'optimum Proctor modifié, a observé que l'amplitude du gonflement-retrait augmente considérablement d'un cycle à l'autre (Figure 3-27). Day a expliqué ce phénomène par la destruction, causée par les cycles d'humidification-drainage, de la structure formée par le compactage à une teneur en eau du côté humide de l'optimum, ce qui rend le gonflement plus important. Ce même auteur en 1995 a constaté, à partir d'une étude sur un mélange de 80 % de quartz et 20 % de montmorillonite compacté sous différentes teneurs en eau initiales ($w = 10\%$: compactage du côté sec et $w = 30\%$: compactage du côté humide), que la teneur en eau initiale de compactage joue un rôle important (Figure 3-28). Le sol manifeste un phénomène de fatigue pour un compactage de côté sec ($w = 10\%$), et une augmentation du potentiel de gonflement pour un compactage de côté humide ($w = 30\%$). Après un certain nombre de cycles, l'amplitude du gonflement-retrait se stabilise.

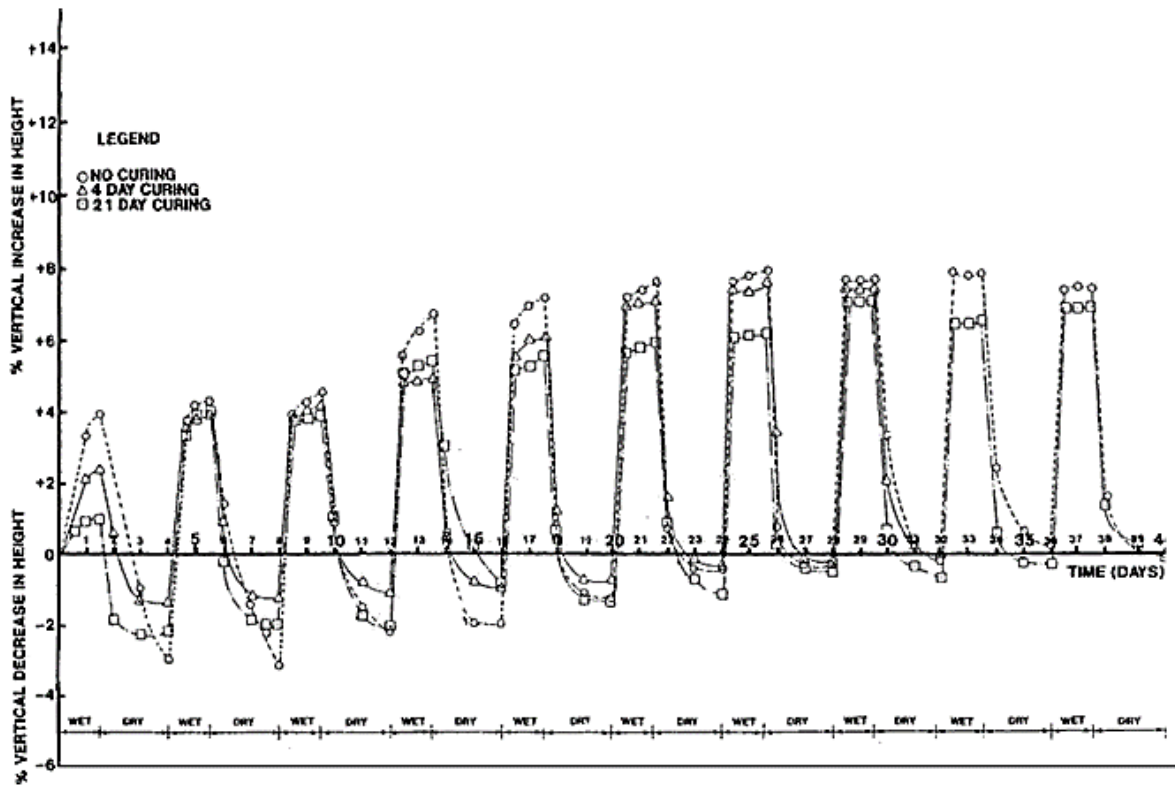


Figure. 3-27. Essais de gonflement-retrait réalisés sur un silt argileux compacté du côté humide de l'optimum (*Day 1994, cité dans Mrad, 2005*).

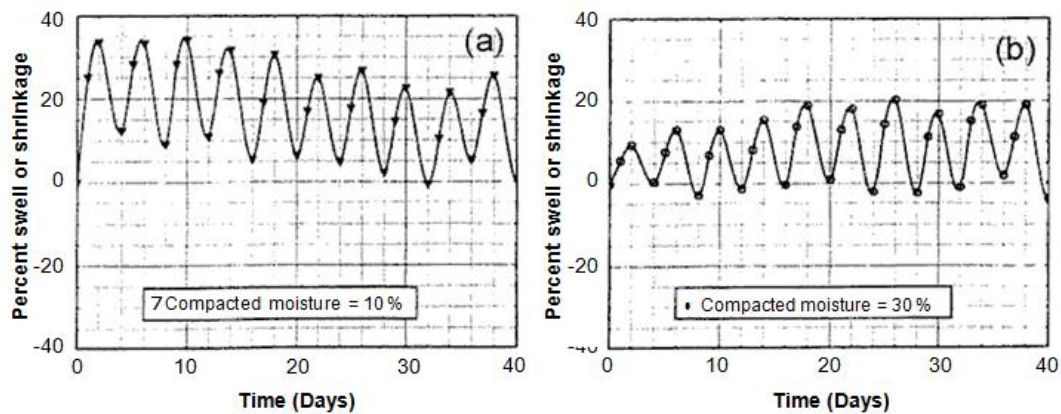


Figure. 3-28. Essais de gonflement-retrait sur un mélange de quartz et montmorillonite : a) compactage du côté sec ($w = 10\%$), b) compactage du côté humide ($w = 30\%$). (*Day 1995, cité dans Mrad, 2005*).

Asmaa et al, 2016, ont réalisé des essais cycliques de gonflement-retrait sur un sol gonflant de *Victoria–Australie* ($w_L = 73\%$; $I_p = 50\%$). Les échantillon ont été traités à la chaux et compactés du côté humide de l'optimale et soumis à des cycles de gonflement-retrait sous une surcharge de 25 kPa. Pour les échantillons non traité, les auteurs ont constaté que le gonflement

maximal se produit au cours du deuxième cycle puis un équilibre est atteint à partir du troisième cycle. Dès que les échantillons ont atteint l'équilibre, le chemin de gonflement-retrait devient élastique, le déplacement vertical dû au gonflement et au retrait étant le même (*Figure 3-29*).

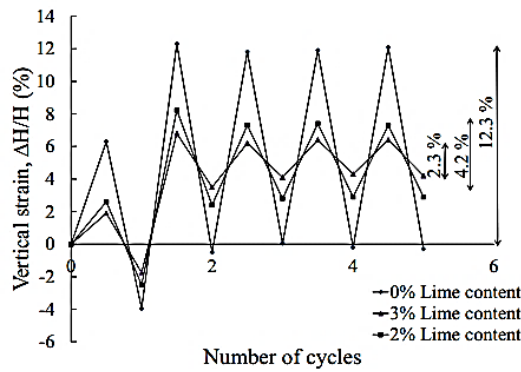


Figure. 3-29. Relations entre les déformations verticales et les cycles de gonflement-retrait (*Asmaa et al, 2016*).

En plus de ces modifications des propriétés de gonflement, les auteurs notent l'accumulation de déformations plastiques au cours d'essai de sollicitations hydriques cycliques. *Alonso et al, 1999* citent deux cas bibliographiques aux résultats opposés : *Pousada 1984*, montre une accumulation de déformations d'expansion alors que *Dif et Bluemel 1991*, montrent l'accumulation de déformations de compression avec le nombre de cycles. *La figure 3-30*, donne les résultats obtenus dans les deux cas.

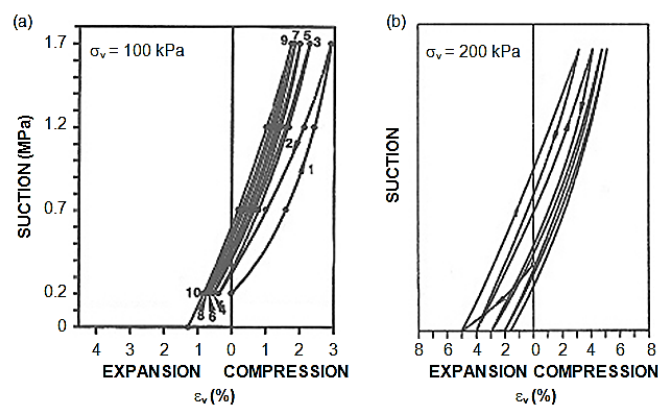


Figure. 3-30. Exemple d'accumulation des déformations dû aux cycles de succion : a) accumulation de déformation d'expansion (*Pousada 1984*), b) accumulation de déformation de compression (*Bluemel 1991*). (*Cité dans Alonso et al, 1999*).

Alonso et al, 1995 ont réalisé des essais de sollicitations hydriques cycliques sous différentes charges verticales constantes (*Figure 3-31*). Le matériau étudié était l'argile de *Boom* compactée. Leurs résultats montrent qu'il est possible d'obtenir une accumulation de déformations de compression ou d'expansion avec un même type de sol, uniquement en faisant varier la contrainte verticale. Ceci a été confirmé par les résultats obtenus par *Tripathy et al, 2002* sur un sol gonflant de l'*Inde* ($w_L = 100\%$; $I_P = 58\%$; $\gamma_s = 2.68 \text{ kN/m}^3$). *Alonso et al, 1995* avancent l'hypothèse qu'à faible contrainte, les agrégats peuvent gonfler librement tandis qu'à forte contrainte le gonflement des agrégats est empêché, il y a tendance à l'effondrement et donc l'apparition de déformations plastiques de compression.

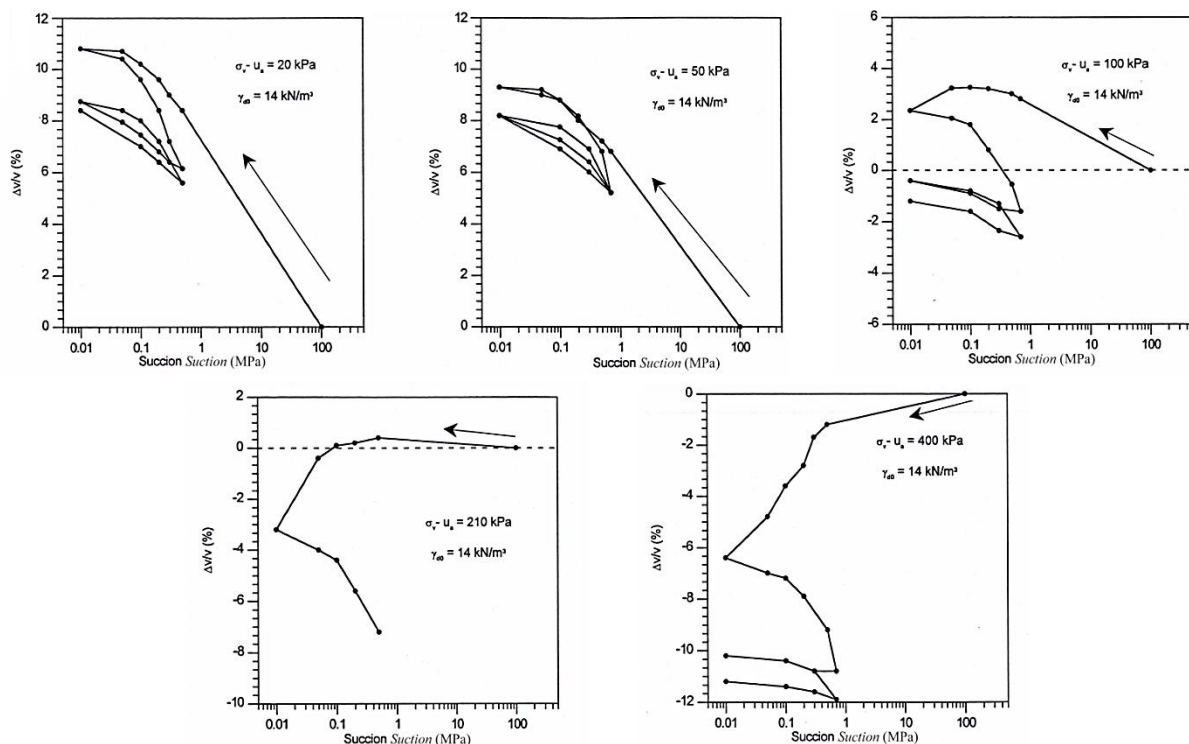


Figure. 3-31. variations de volume d'une argile gonflante lors de cycles d'humidification/dessiccation réalisés sous différentes charges verticales constantes (*Alonso et al, 1995*).

Tripathy et al, 2002 ont montré également que l'équilibre du chemin gonflement-retrait n'est pas influencé par les conditions initiales (poids volumique sec γ_d et teneur en eau w). Sur la *figure 3-32-b*, nous constatons que pour différents poids volumiques secs et teneurs en eau initiales, les déformations verticales entre retrait et gonflement se stabilisent autour d'une même valeur d'équilibre. En revanche, il varie avec la pression de surcharge : l'amplitude des déformations verticales diminue avec l'augmentation de la surcharge (*figure 3-32-a*).

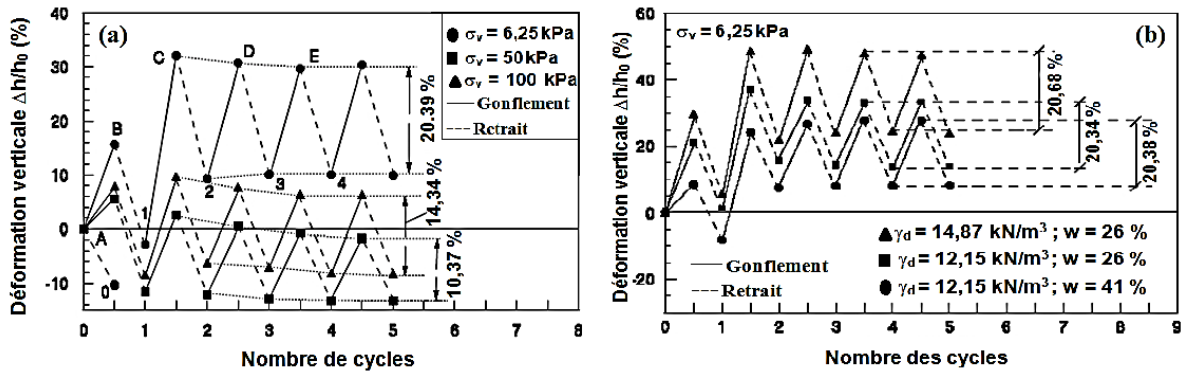


Figure. 3-32. Influence : a) de la pression de surcharge ; b) des conditions initiales sur les déformations verticales (Tripathy *et al*, 2002).

3.7. INFLUENCE DU CHEMIN DE CONTRAINTES SUR LES DEFORMATIONS

Alonso *et al*, 1990, ont constaté que dans le cas d'un sol non saturé non gonflant, le résultat d'un essai est indépendant du chemin de contrainte suivi si la succion n'est pas augmentée au cours de l'essai. Cuisinier, 2002 a testé cette hypothèse dans le cas des sols gonflants en réalisant deux essais comprenant une humidification en cours d'essai, chacun sous une charge verticale différente, sur un mélange limon-bentonite compacté à un poids volumique de $12,7\text{kN/m}^3$, avec une succion initiale d'environ 20,5 MPa. La figure 3-33-a, présente le chemin de contrainte suivis et la figure 3-33-b, la variation de l'indice des vides en fonction de la succion.

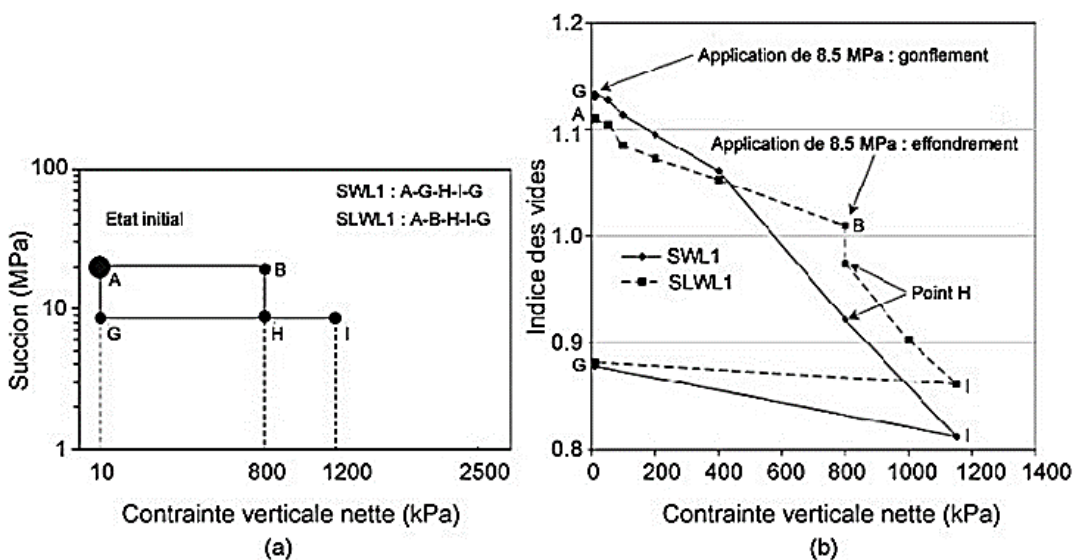


Figure. 3-33. Influence du chemin de contrainte sur les déformations : a) chemins suivis ; b) variations de l'indice des vides (Cuisinier, 2002).

Les essais *SWLI* et *SLWLI* comprennent tous les deux une phase de réduction de la succion initiale vers 8,5 MPa, sous une pression verticale de 10 et 800 kPa respectivement. Les chemins de contrainte suivis dans chacun de ces essais passent tous les deux par le point H (*La figure 3-33-a*), point pour lequel les indices des vides atteints dans chacun des essais peuvent être comparés. Les résultats obtenus (*La figure 3-33-b*) montrent que l'indice des vides atteint dépend du chemin de contrainte qui a été suivi.

La figure 3-34, montre la variation d'indice des vides de deux différents éprouvettes d'une même bentonite contenant plus de 90 % de montmorillonite et compactée jusqu'à une densité sèche de $17,2 \text{ kN/m}^3$ à l'état initial et final mais pour deux différents chemins de contraintes S1 et S5 (*Lloret et al, 2003*). Il a été noté que l'état final est différent, il existe donc une mesure de dépendance au chemin de contrainte. Les auteurs expliquent ces résultats par le fait que la destruction de la macrostructure peut être plus sévère dans le cas S5 à cause de grandes déformations de gonflement développées pendant l'humidification qui ne sont pas éliminées pendant le chargement.

Ce résultat est très intéressant car il marque une différence importante entre le comportement des sols non gonflants et des sols gonflants et l'extrême influence du chemin de contrainte suivi sur le comportement de ces derniers.

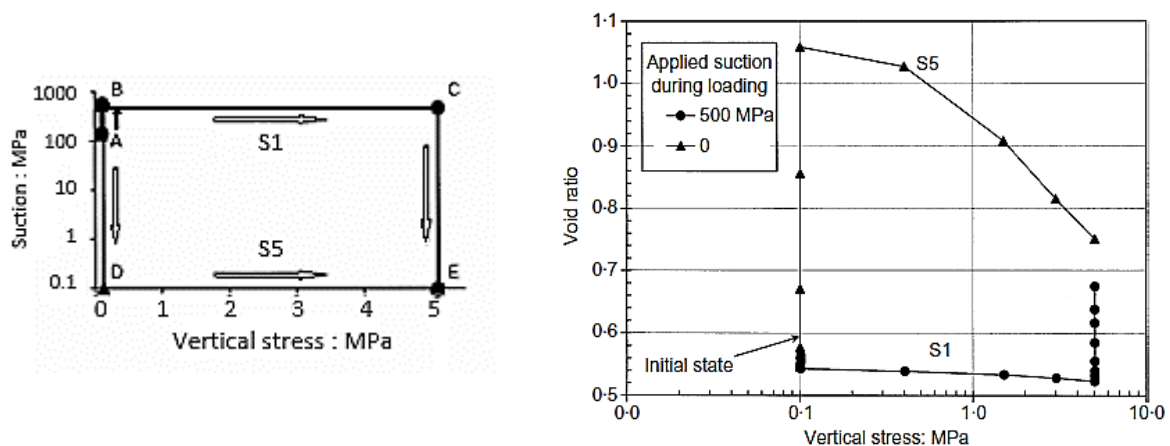


Figure. 3-34. Dépendance de la déformation au chemin de contraintes suivi (*Lloret et al, 2003*).

3.8. CONCLUSION

Cette partie a été consacrée à l'étude des conséquences des sollicitations hydriques et mécaniques sur le comportement hydromécanique des sols gonflants. De nombreuses études expérimentales du comportement des sols gonflants non saturés ont été réalisées, ce qui a permis la mise en évidence de leurs caractéristiques principales.

À partir de ce chapitre, nous pouvons résumer les points suivants :

- Pour les chemins drainage-humidification sous contrainte extérieure nulle, on note les constatations suivantes :

Existence d'un domaine saturé à succion non nulle, où l'effet de la succion est assimilé à une contrainte isotrope ou contrainte verticale. Dans ce domaine les déformations volumiques sont irréversibles, une fois la succion devient supérieure à celle de la limite de retrait, les déformations deviennent réversibles.

Le matériau surconsolidé se comporte de façon assez différente de la pâte et présente des valeurs caractéristiques et un palier de retrait différents (la succion de désaturation et de retrait s_d , s_{SL} , et la teneur en eau de retrait w_{SL}) : plus la contrainte de consolidation est élevée, plus l'indice des vides et la limite de retrait sont faibles.

L'hystérésis observée lors du chemin de drainage-humidification diminue avec l'augmentation de la contrainte de consolidation, jusqu'à une valeur où l'hystérésis devient pratiquement négligeable.

- Ensuite, pour les chemins de compression œdométrique à succion contrôlée, l'ensemble des études démontre l'extrême sensibilité des propriétés hydromécaniques des sols gonflants à toute variation de succion, comme par exemple l'augmentation de la pression de préconsolidation apparente et de la rigidité du sol avec l'augmentation de la succion. Pour la pente de déchargement κ_s , la majorité des auteurs suggèrent qu'elle est indépendante de la succion. La plupart des résultats disponibles dans la littérature s'accordent sur le fait que la

penne λ_s , diminue avec l'augmentation de la succion. Certains auteurs trouvent cependant qu'elle peut varier de manière différente avec la succion.

- Enfin, les essais cycliques d'humidification-drainage sur des sols intacts ou compactés ont montré soit une densification soit un gonflement du sol d'un cycle à l'autre selon les conditions de l'étude, une stabilisation est atteinte au troisième ou quatrième cycle. Il est possible d'obtenir une accumulation de déformations plastiques d'expansion ou de compression au cours de ces essais hydriques cycliques selon la contrainte verticale appliquée au cours de l'essai. Pour l'influence du chemin de contrainte suivi sur le comportement des sols gonflants, les résultats présentés marquent l'extrême influence du chemin de contrainte suivi sur le comportement de ces derniers.

CHAPITRE IV

APPROCHES DE MODELISATION DES SOLS NON SATURES

4.1. INTRODUCTION

Le chapitre précédent a permis d'avoir une vue globale des traits fondamentaux du comportement hydromécanique des sols gonflants non saturés. L'ensemble des données existantes a servi aux développements de modèles de comportement qui ont d'abord cherché à intégrer la succion dans leur formulation.

Deux temps forts sont remarquables dans l'évolution de ces modèles. Le premier correspond à la définition d'une seule variable d'état, correspondant à la contrainte effective au sein du milieu poreux non saturé. Le second est une rupture entre la notion de contrainte effective et la nécessité de décrire le milieu poreux non saturé par des variables indépendantes, qui sont généralement la contrainte totale nette et la succion. Néanmoins, le choix des variables d'état pour la description de la relation contrainte-déformation reste encore un problème ouvert.

Dans ce chapitre, nous évoquerons en premier point la question de l'extension du concept de la contrainte effective, ainsi que sa validité dans le domaine non saturé. Puis nous présenterons un modèle élastoplastique basé sur une définition généralisée de la contrainte effective.

Ensuite, les notions de surface d'état et de variables d'état indépendantes seront introduites. Nous présenterons également un modèle basé sur le concept de variables d'état indépendantes pour les sols non saturés et un autre pour les sols gonflants.

4.2. CONCEPT DE CONTRAINTE EFFECTIVE

La contrainte effective σ' , selon Terzaghi, s'exprime comme la différence entre la contrainte totale σ , et la pression interstitielle de l'eau u_w . Dans le cas des sols saturés, cette contrainte est définie comme étant l'unique facteur mécanique qui contrôle toute déformation volumique du matériau. Le concept peut être énoncé sous la forme de deux propositions (*Jennings et Burland, 1962*) :

- Tous les effets mesurables d'une variation de la contrainte externe, tels que les variations de volume et de résistance au cisaillement d'un sol, sont uniquement dus aux modifications de la contrainte effective.
- La contrainte effective σ' est définie comme étant l'excès de la contrainte totale appliquée σ par rapport à la pression interstitielle u_w , c'est-à-dire :

$$\sigma' = \sigma - u_w \quad (4-1)$$

De nombreux auteurs, comme *Bishop et Eldin, 1950* ; *Skempton, 1961*, ont vérifié la validité de ce concept pour les sols saturés, et ils ont montré que deux conditions sont nécessaires pour que cette définition soit rigoureusement valable :

- Les grains du sol sont incompressibles ;
- Le champ de contraintes intergranulaires, qui contrôle les surfaces de contact et la résistance au cisaillement, soit indépendant de la pression de confinement.

L'utilité du concept des contraintes effectives dans la prédiction du comportement des sols saturés a conduit de nombreux auteurs à étendre ce principe aux sols non saturés. Nombreuses expressions proposées ont montré une certaine concordance dans la prise en compte de certains paramètres tels que les contraintes totales, la pression interstitielle négative et les contraintes effectives.

4.2.1. Généralisation de la définition de la contrainte effective aux sols non saturés

En mécanique des sols non saturés, la notion de contrainte effective est peut-être aujourd'hui le concept le plus controversé, (*Taibi, 2007*). Pour les sols non saturés, elle est définie comme une fonction de la contrainte totale et de la pression interstitielle qui contrôle les effets mécaniques résultants des variations de contraintes (*Bishop et Blight, 1963*) et s'exerce exclusivement sur le squelette solide du sol (*Terzaghi, 1943*).

Les premiers auteurs abordant la mécanique des sols non saturés ont tenté d'adapter le concept de contrainte effective. Plusieurs formes de la contrainte effective ont été proposées

(*Croney et al, 1958 ; Bishop, 1959 ; Aitchison, 1961...*). L'expression la plus répandue est celle de *Bishop, 1959*, elle généralise toutes celles données par ces auteurs. Elle s'écrit :

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi (u_a - u_w) \quad (4-2)$$

Où χ est un paramètre qui définit la contribution de la succion dans la contrainte effective, compris entre 0 et 1, nul pour les sols secs et égal à 1 pour les sols saturés. *Bishop et Donald, 1961*, ont tenté une vérification expérimentale de cette expression à l'aide d'un essai triaxial où les pressions u_a et u_w étaient contrôlées. En admettant ensuite la validité de cette équation, ils ont pu calculer des valeurs de χ , en comparant à la rupture des résultats d'essais saturés fournissant la valeur de σ' , à ceux d'essais non saturés avec u_a et u_w connus. Ils proposent ainsi une relation entre χ et S_r , par la suite par but de simplification un nombre d'auteurs ont pris directement $\chi = S_r$.

La validité de cette expression a toutefois été mise en doute par de nombreux chercheurs, car l'évaluation des variations volumiques dans les sols non saturés à l'aide de cette équation a montré très rapidement ses limites pour les raisons suivantes :

- Ce principe ne peut prévoir le phénomène d'effondrement d'un sol lorsque celui-ci est humidifié sous charge importante ; en effet, d'après le principe de contrainte effective, une augmentation de la contrainte effective entraîne une diminution de l'indice des vides. Selon l'équation (4-2), un chemin d'humidification implique une diminution de contrainte effective. Or, lors de l'effondrement, la contrainte effective et l'indice des vides diminuent tous les deux ;
- La détermination expérimentale du paramètre χ est difficile. *Jennings et Burland, 1962 ; Gens, 1995...* etc., ont montré que le paramètre χ est en réalité une fonction très complexe et dépend probablement de beaucoup de facteurs : saturation, type du sol, microstructure du sol, chemin de contrainte appliqué au sol. *Matyas et Radhakrishna, 1968*, ont montré que pour un sol donné au même degré de saturation, la valeur de χ prise pour décrire le comportement volumique ou la résistance au cisaillement n'est pas forcément la même.

D'autres expressions du paramètre χ ont été développées après celle de *Bishop*. Le tableau 4-1, résume quelques-unes. Le problème essentiel pour la plupart d'entre elles, réside dans leur incapacité de prédire le phénomène d'effondrement.

Par ailleurs, les résultats obtenus par *Biarez et al, 1988 ; Zerhouni, 1991 ; Fleureau et al, 1993 ; Taibi, 1994...*, mettant en évidence la présence d'un domaine saturé à succion non nulle, dans lequel la logique des sols saturés et la notion classique de contrainte effective de *Terzaghi* restent valables, a poussé plusieurs chercheurs à réadopter ce concept.

L'ensemble des travaux publiés dans ce sens : *Kohgo et al, 1993 ; Taibi, 1994 ; Modaressi et Abou-Bekr, 1994 a et b ; Bolzon et al, 1996 ; Loret et Khalili, 2002 ; Khalili et Loret, 2001 ; Coussy et Dangla, 2002 ; Khalili et al., 2004*, ont montré que des déformations irréversibles telles que l'effondrement pouvaient être décrites correctement avec un concept de contrainte effective généralisée associé à une loi de comportement élastoplastique intégrant la définition d'une surface de charge en fonction de la succion.

4.2.2. Définition de la contrainte effective généralisée

La contrainte effective généralisée est égale à la somme de la contribution de la contrainte totale et de la contrainte capillaire π_{eq} . Elle s'écrit :

$$\sigma' = \sigma + \pi_{eq} \quad (4-3)$$

Plusieurs approches ont été suivies pour la définition de la contrainte capillaire. Parmi ces approches on trouve l'approche thermodynamique représentée par le modèle de *Coussy et Dangla, 2002*, et l'approche microstructurale représentée par le modèle de *Taibi, 1994*. Cette dernière consiste à assimiler le sol à un ensemble de sphères de même diamètre et à calculer la contrainte capillaire π_{eq} , générée par les phases air et eau, interagissant sur les billes et les ménisques.

Tableau. 4-1. Différentes expressions du paramètre χ de Bishop, d'après *Taibi, 2007*.

Expression de χ	Auteurs
$\chi = Sr$	<i>Bolzon et Schrefler 1995, Wheeler et al, 2003, Gallipoli et al, 2003 a et b</i>
$\chi = 1$ pour $s < s_e$ $\chi = \frac{s_e + \frac{a_e}{s - s_e + a_e} (s - s_e)}{s}$ pour $s \geq s_e$	<i>Kohgo et al, 1993</i>
$\chi = Sr (2 - Sr)$	<i>Gudehus (1995)</i>
$\chi = \begin{cases} 1 & \text{pour } \frac{s}{s_e} \leq 1 \\ \left(\frac{s_e}{s}\right)^{0.55} & \text{pour } 12 \geq \frac{s}{s_e} \geq 1 \end{cases}$	<i>Khalili et Khabbaz, 1998 ; Loret et Khalili, 2000 ; Loret et Khalili, 2002</i>
$\chi = \begin{cases} 0 & \text{pour } \frac{s}{s_e} \leq 1 \\ 0.45 & \text{pour } 25 \geq \frac{s}{s_e} > 1 \\ 0 & \text{pour } \frac{s}{s_e} > 25 \end{cases}$	<i>Khalili et al, 2004</i>
$\chi = \begin{cases} 1 & \text{pour } \frac{s}{s_e} \leq 1 \\ \left(\frac{s_e}{s}\right)^{0.55} & \text{pour } 25 \geq \frac{s}{s_e} > 1 \\ 25^{0.45} \left(\frac{s_e}{s}\right) & \text{pour } \frac{s}{s_e} > 25 \end{cases}$	<i>Russel et Khalili, 2006</i>
$\chi = Sr$ ou $\chi = \sqrt{Sr}$	<i>Sheng et al, 2003</i>
<i>Sr</i> : degré de saturation en eau ; <i>a_e</i> : paramètre fonction du sol ; <i>s_e</i> : succion d'entrée d'air (notée aussi <i>s_d</i>).	

4.2.3. Modèles élastoplastiques en contrainte effective généralisée

4.2.3.1. Modèle de *Modaressi et Abou-Bekr*

Dans *Modaressi et Abou-Bekr, 1994 a et b*, et *Abou-Bekr, 1995* ; les auteurs ont introduit la pression capillaire qui est une fonction hyperbolique de la succion. Elle varie à partir de la succion du point d'entrée d'air jusqu'à une valeur maximale. La définition de la contrainte capillaire introduite est basée sur le modèle microstructural proposé par *Taibi, 1994*, dans lequel l'auteur propose une expression qui ne prend pas en considération l'effet de mouillage. Cette fonction est choisie de façon à :

- Assurer la continuité entre le domaine saturé et non saturé ;
- Montrer un palier de valeur maximale pour des valeurs élevées de pressions capillaires.

L'expression de la fonction π_{eq} :

$$\pi_{eq} = \pi_{eq}^{max} th \left(\frac{s}{\pi_{eq}^{max}} \right) \quad (4-4)$$

Où :

π_{eq}^{max} : Caractérise le palier de la succion maximale ;

" *th* " : représente la fonction tangente hyperbolique.

Pour prendre en compte l'influence de la densité et la granulométrie sur la succion, la valeur maximale de la pression capillaire peut être calculée en fonction de l'indice des vides, la tension superficielle, et de la taille moyenne des grains caractérisée par le paramètre d_{10} . Le paramètre π_{eq}^{max} s'écrit suivant la relation basée sur le modèle microstructural de *Taibi 1994*, sous la forme suivante :

$$\pi_{eq}^{max} = \frac{2\pi \cdot T_s}{K(e) \cdot d_{10}} \quad (4-5)$$

Où :

T_s : est la tension superficielle à l'interface eau-air ;

Le terme $\pi = 3.141$;

$K(e)$: est une fonction d'interpolation pour les arrangements irréguliers de sphères donnée par :

$$K(e) = 0,32 e^2 + 4,06 e + 0,11 \quad (4-6)$$

La figure 4-1, montre la transition entre les deux états de saturation dans le plan (s, π_{eq}) . Pour les fortes succions, la contrainte capillaire atteint une asymptote horizontale où π_{eq} est égale à π_{eq}^{max} .

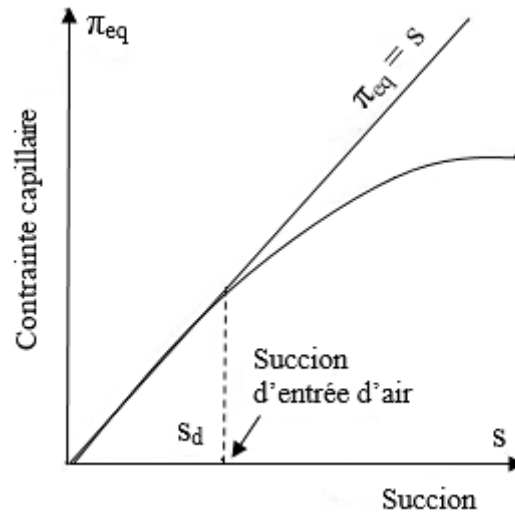


Figure.4-1. Variation de la contrainte capillaire en fonction de la suction, (Abou-Bekr, 1995).

Le modèle proposé par les auteurs est une généralisation du modèle élastoplastique de *Hujeux, 1985*. Le modèle est basé sur la décomposition des phénomènes irréversible en plusieurs mécanismes élémentaires couplés entre eux : un mécanisme isotrope et trois mécanismes déviatoires qui permettent de prendre en compte les anisotropies initiales et induites.

Chaque mécanisme déviatoire est relié à un plan qui a sa propre variable d'érouissage correspondant à la distorsion sur ce plan, et son critère de rupture et de type *Coulomb* avec la fonction de charge de *Cam-Clay*.

Ce modèle est généralisé au cas des sols non saturés en introduisant un érouissage capillaire, il est essentiellement régi par l'influence de la suction sur l'indice des vides. Ainsi, les variations de la suction font évoluer la pression de préconsolidation (*pression critique*). Ceci est explicitement pris en compte dans le mécanisme isotrope. En terme de plasticité, ceci est équivalent à une expansion du domaine élastique pris en compte par l'introduction d'une sorte de cohésion isotrope résultant de l'augmentation de la pression de consolidation due aux forces capillaires.

La fonction de charge isotrope est :

$$f_i = |P'| + d \cdot P_{cri}^{ns} \cdot r_i \quad (4-7)$$

$$P_{cri}^{ns} = P_{cri} - R(s) \quad (4-8)$$

$$P_{cri} = P_{cri}^0 \exp(-\beta \varepsilon_v^p) \quad (4-9)$$

$$d\varepsilon_v^p = \frac{1}{\beta} \frac{dP'}{P'} \quad (4-10)$$

$$P' = P - \pi_{eq} \quad (4-11)$$

P' : La pression moyenne effective ;

P_{cri}^{ns} : Pression critique dans le domaine non saturé ;

P_{cri} : Pression critique dans le domaine saturé ;

P_{cri}^0 : Pression critique à l'état initial ;

β : Compressibilité plastique ;

r_i : Le degré de mobilisation du mécanisme isotrope, variant d'une valeur minimale déterminant le domaine élastique à l'unité correspondant à la plasticité parfaite. L'évolution de ce paramètre est gérée par la variation de la déformation volumique plastique ;

$R(s) = k' \cdot \pi_{eq}$, est une fonction de la succion pour contrôler l'étendue du domaine élastique, où k' est un paramètre intrinsèque du matériau. Les auteurs affirment que cette fonction doit avoir des améliorations ;

d : Un paramètre mesurant la distance entre la droite d'état critique et la droite de consolidation isotrope normalement consolidé pour un sol saturé (*Figure. 4-2*).

D'après les résultats expérimentaux, l'ors d'un essai de drainage-humidification, la courbe tend vers un palier horizontal dans le plan $[e, \log(s)]$, lorsque la succion dépasse la succion de retrait (s_{SL}). Ceci correspond à l'asymptote de la fonction π_{eq} .

Dès que la succion atteint la valeur de s_{SL} :

- Le matériau est considéré non saturé ;
- L'auteur utilise la définition généralisée de la contrainte affective et l'expression de la fonction de charge isotrope ;

- Déformation volumique élastique ;

$$d\varepsilon_v^e = \frac{dP}{K(P')} \quad (4-12)$$

- Déformation déviatoire élastique ;

$$d\varepsilon_d^e = \frac{dq}{3G(P')} \quad (4-13)$$

Les modules élastiques volumique $K(P')$ et de cisaillement $G(P')$ sont donnés par les relations :

$$K(P') = K_i \cdot P_{ref} \cdot \left(\frac{P'}{P_{ref}} \right)^n \quad (4-14)$$

$$G(P') = G_i \cdot P_{ref} \cdot \left(\frac{P'}{P_{ref}} \right)^n \quad (4-15)$$

K_i et G_i étant les modules à la pression de référence P_{ref} et n l'exposant élastique variant entre 0 et 1 suivant la nature du matériau.

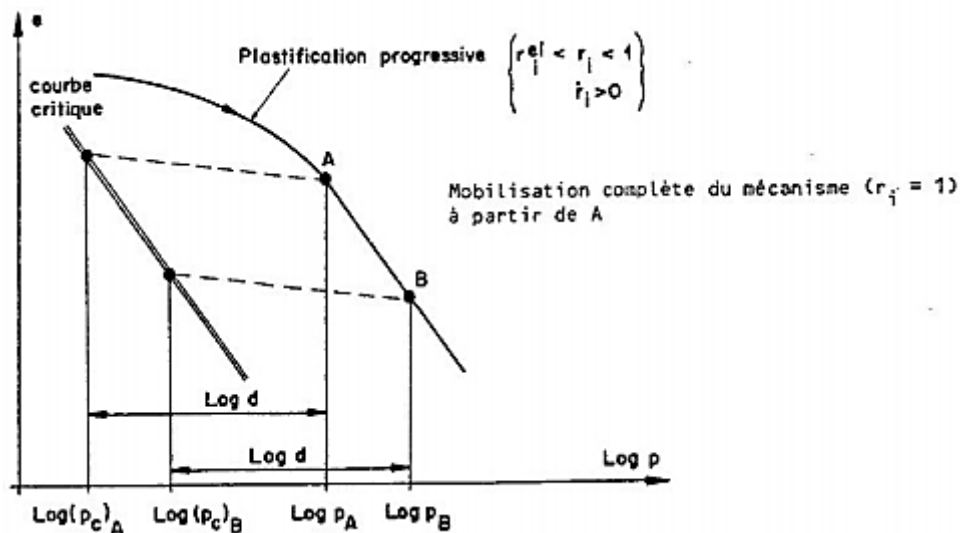


Figure.4-2. Mécanisme isotrope définition du paramètre d (Hajal, 1984, cité dans Abou-Bekr, 1995).

- *Déformation plastique* ;

L'évolution de la déformation volumique plastique se fait selon la loi de dilatance de *Roscoe* :

$$d\varepsilon_v^p = d\xi_i \left(\frac{q_i}{P'_i} + \sin\Psi \right) \quad (4-16)$$

Où Ψ représente l'angle de dilatance, ξ_i est le multiplicateur plastique correspondant au mécanisme i .

L'autre mécanisme de plasticité est la surface de charge de *Cam-Clay*, dans laquelle la notion de la mobilisation du mécanisme et la pression critique modifiée ont été introduites :

$$f_i = q' + MP' \left(1 - b \cdot \ln \frac{P'}{P_{cri}^{ns}} \right) \cdot r_k \quad (4-17)$$

q' : la contrainte effective déviatoire donnée par $\sqrt{3j_2(\sigma')^2}$ où $j_2(\sigma')$ est le deuxième invariant du tenseur déviateur des contraintes effectives ;

$M = 6 \sin\varphi / (3 - \sin\varphi)$, où φ est l'angle de frottement intrinsèque du matériau, et qui est supposé constant pendant la non saturation. La variation de l'angle de frottement apparent est due à la non saturation est pris en compte par P_{cri}^{ns} qui couple les deux mécanismes.

r_k : Le degré de mobilisation du cisaillement définissant le rapport entre le cisaillement mobilisé par le mécanisme et le maximum du cisaillement mobilisable ;

b : est un paramètre qui définit la forme de la surface de charge ($b = 0$ correspond au critère *Mohr-Coulomb*, tandis que $b = 1$ est celui de *Cam-Clay*).

Sur la *figure 4-3*, nous présentons les surfaces de charge dans les cas saturé ou sec ainsi que le cas non saturé.

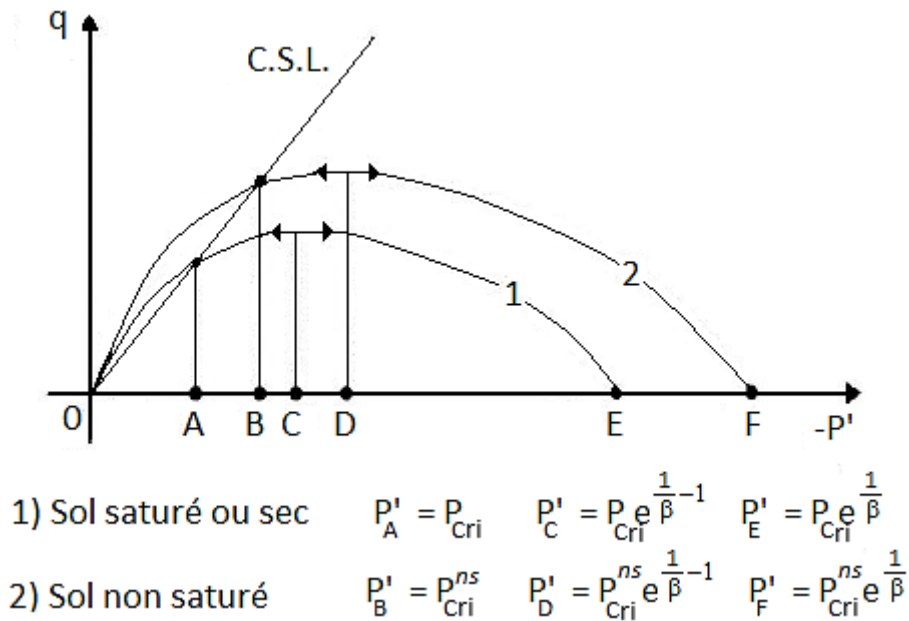


Figure. 4-3. Surface de charge du mécanisme déviatoire, (Abou-Bekr, 1995).

L'ensemble des données existantes nous a conduits à utiliser un modèle similaire à celui d'Abou-Bekr, 1995, basé sur le modèle microstructural de Taibi, 1994, qui sera utilisé par la suite pour interpréter les résultats obtenus.

4.3. CONCEPT DE SURFACE D'ETAT

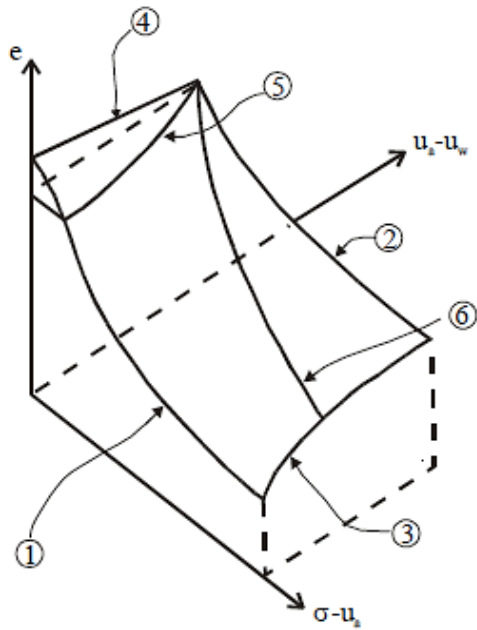
Une autre approche de la modélisation du comportement des sols non saturés est basée sur le concept de surface d'état.

La surface d'état peut être définie comme le lieu des points représentant tous les états possibles de l'évolution d'une variable de déformation (indice des vides ou degré de saturation), en fonction de deux variables d'état de contrainte (suction et la contrainte nette) dans l'espace.

La figure 4-4, présente une surface d'état obtenue par Matyas et Radhakrishna, 1968. Cette surface permet de décrire la variation de volume d'un sol non saturé en fonction des contraintes et de la suction de façon simple et indépendante.

L'allure de cette surface montre, en comparant les différents chemins, de nombreux aspects intéressants du sol :

- La comparaison entre le chemin de consolidation du sol élastique saturé (1) et le chemin à succion non nulle constante (2) dont la pente ($e / (\sigma - u_a)$) est moins forte, montre clairement que la compressibilité du sol diminue quand la succion augmente, c'est-à-dire quand le sol est plus sec ;
- La comparaison entre les chemins (3) et (4) montre les comportements gonflement-effondrement : le chemin (3) correspond à un chemin d'humidification sous une charge constante et importante, l'indice des vides diminue au cours de l'humidification, c'est l'effondrement. Par contre, le chemin (4) caractérise une humidification sous contrainte nulle, qui se produit avec une augmentation de l'indice des vides et représente un gonflement, que l'on peut relier au desserrement produit par le relâchement de l'attraction exercée entre les particules du sol du fait de la diminution de la succion ;
- Le chemin (5) représente, en fait, un chemin d'humidification à déformations volumiques empêchées (à volume constant). L'intersection du chemin (5) avec le plan ($\sigma - u_a, e$) donne la valeur de la pression de gonflement du sol. En dessous de cette valeur, l'humidification sous charge constante engendre un gonflement (chemin 4) ; au-dessus, elle engendre une diminution de volume donc un phénomène d'effondrement (chemin 3) ;
- Un essai de compressibilité classique de sol compacté (chemin 6) suffisamment sec se fait pour une valeur de la succion s qui reste positive, sans expulsion d'eau, à teneur en eau constante, avec augmentation du degré de saturation et diminution de la succion.



- 1- Consolidation du sol saturé ($u_a - u_w = 0$).
- 2- Compression à succion constante
- 3- Saturation sous charge constante
- 4- Gonflement sous charge nulle
- 5- Saturation d'un sol à volume constant
- 6- Compression à teneur en eau constante

Figure. 4-4. Surface d'état obtenue par *Matyas et Radhakrishna, 1968*.

4.4. APPROCHE EN VARIABLES D'ETATS INDEPENDANTES

La notion de surface d'état fournit un outil pour décrire la variation de volume d'un sol non saturé en fonction des contraintes nettes et de la succion de façon simple. Ce raisonnement a conduit de nombreux chercheurs à adopter des approches en variables d'état indépendantes.

Différents modèles élastoplastiques ont été développés pour décrire le comportement des sols non saturés, il semble que les modèles d'*Alonso et al, 1990* soient les plus intéressants. *Alonso et al, 1987 et 1990*, ont proposé un modèle élastoplastique pour les sols non saturés non gonflants *BBM (Barcelona Basic Model)*. Ce modèle est une extension du modèle de *Cam-Clay* modifié dans le domaine des sols non saturés, il a été révisé pour les sols gonflants sous l'appellation *BExM (Barcelona Expansive Model)* (*Gens et Alonso, 1992 ; Alonso et al, 1999*).

4.4.1. Modèle élastoplastique de Barcelone pour les sols non saturés

Parmi les modèles destinés aux sols non saturés, le modèle de *Barcelone BBM (Barcelona Basic Model)* pour les sols non saturés, présenté par *Alonso et al, 1987 et Alonso et al, 1990* permet de rendre compte d'un nombre important de phénomènes spécifiques aux sols non

saturés. Ce modèle utilise deux variables indépendantes : la contrainte moyenne nette P^* et la succion s . Il permet de prendre en compte :

- L'augmentation de la pression de préconsolidation apparente et la rigidité du sol avec la succion ;
- L'effondrement ou le gonflement en fonction de la charge appliquée lors de l'humidification ;
- Les déformations irréversibles produites par l'augmentation de la succion.

Ce modèle définit un domaine élastique limité par deux surfaces de charges (*Figure. 4-5*). La première de ces surfaces permet de reproduire l'augmentation de la pression de préconsolidation apparente avec la succion. Il s'agit de la courbe *LC (Loading Collapse)*. La deuxième surface permet de rendre compte de l'apparition de déformations plastiques au cours de la dessiccation d'un matériau au-delà d'un certain seuil de succion. Cette surface est supposée indépendante de la contrainte verticale nette ; il s'agit de la *SI (Suction Increase)*.

La courbe *SI* est donnée par la relation 4-18, la courbe *LC* par l'équation 4-19. Les paramètres s_0 et P_0^* sont les deux paramètres d'écroûissage.

$$s = s_0 \quad (4-18)$$

$$\left(\frac{P_s}{P_c}\right) = \left(\frac{P_0^*}{P_c}\right)^{\frac{\lambda(0)-\kappa}{\lambda(s)-\kappa}} \quad (4-19)$$

Où :

$\lambda(s)$: Pente de compression vierge à la succion s ;

$\lambda(0)$: Pente de compression vierge sous une succion nulle ;

P_c : pression de référence ;

P_s : Pression de préconsolidation apparente sous la succion s ;

P_0^* : Pression de préconsolidation apparente sous une succion nulle ;

s_0 : Plus grande succion connue par le sol.

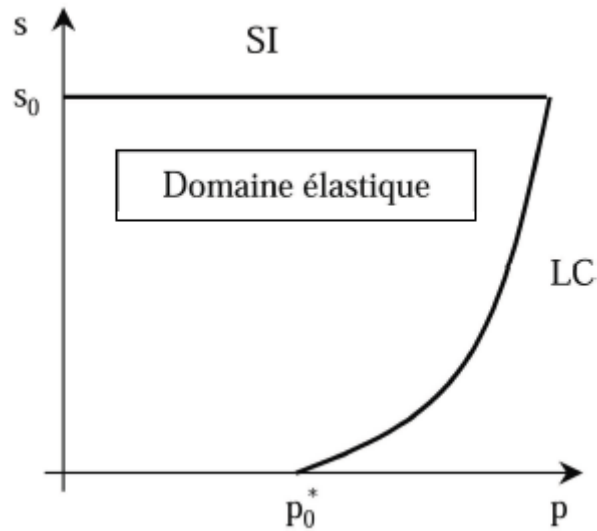


Figure. 4-5. Surfaces de plasticité dans le plan $(p^* - s)$ (Alonso *et al*, 1990).

- *Déformation volumique induite par un incrément de contrainte*

Un chargement mécanique à succion constante produit la déformation élastique suivante :

$$d\varepsilon_{vp}^e = \frac{\kappa}{v} \frac{dP^*}{P^*} \quad (4-20)$$

Avec :

v : volume spécifique, $v = 1 + e$;

κ : est la pente élastique de la courbe de compressibilité, indépendante de la succion.

Le chargement mécanique d'un sol à succion constante se traduit par une déformation plastique donnée par l'équation 4-21. Ce paramètre varie en fonction de la succion suivant la relation 4-22, qui correspond au cas n°4 de la figure 3-23.

$$d\varepsilon_{vp}^p = \frac{\lambda(s) - \kappa}{v} \frac{dP_0^*}{P_0^*} \quad (4-21)$$

$$\lambda(s) = \lambda(0) [(1-r) \exp(-\beta \cdot s) + r] \quad (4-22)$$

Avec :

r : Paramètre égal au rapport entre $\lambda(s \rightarrow \infty) / \lambda(0)$;

β : contrôle le taux d'augmentation de la raideur avec la succion.

La figure 4-6, montre l'influence d'un chargement mécanique sur la position des surfaces de charge. Le chemin I provoque un déplacement vers la droite de la courbe LC qui se traduit par une augmentation de P_0^* , la position de la courbe SI restant identique. Le chemin hydrique II provoque un écrouissage couplé succion-contrainte avec à la fois une augmentation de s_0 et de P_0^* .

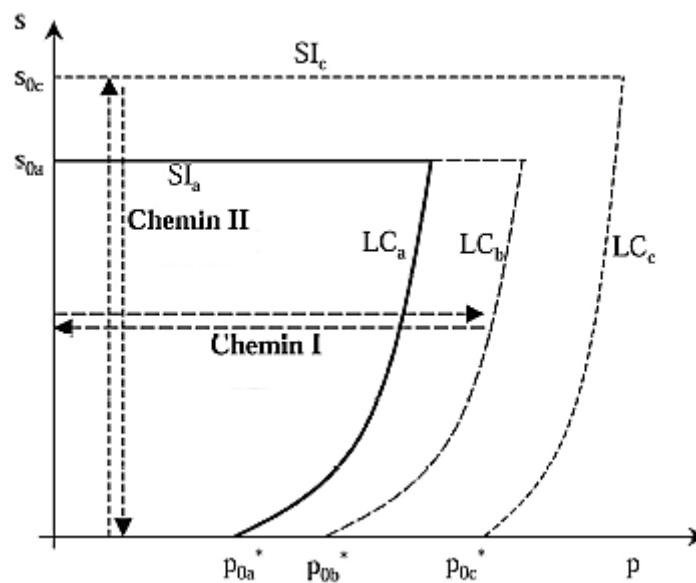


Figure. 4-6. Couplages des surfaces de charges LC et SI (Alonso *et al*, 1990).

- *Déformation volumique induite par un incrément de succion*

Une augmentation de la succion se traduira, dans la zone élastique par :

$$d\varepsilon_{vs}^e = \frac{\kappa_s}{v} \frac{ds}{(s+p_{atm})} \quad (4-23)$$

Avec :

κ_s : Coefficient de compressibilité pour des changements de succion dans le domaine élastique (pente de la partie d'humidification de la courbe drainage-humidification dans le diagramme $e-\ln(s)$) ;

p_{atm} : Pression atmosphérique.

La déformation volumique plastique est donnée par la relation :

$$d\varepsilon_{vs}^p = \frac{\lambda_s - \kappa_s}{v} \frac{ds_0}{(s_0 + p_{atm})} \quad (4-24)$$

Avec,

λ_s : Coefficient de compressibilité pour des incréments de succion dans le domaine plastique (pente de la partie de drainage de la courbe drainage-humidification dans le diagramme $e-\ln(s)$)

Les équations (4-21) et (4-24), définissent le mouvement de *LC* et *SI* de façon indépendante. Le couplage peut être effectué en faisant dépendre la position de la zone élastique de la déformation volumique plastique totale :

$$d\varepsilon_v^p = d\varepsilon_{vs}^p + \varepsilon_{vp}^p \quad (4-25)$$

En considérant les équations précédentes, les deux lois d'écroûissage proposées pour le modèle sont les suivantes :

- Loi d'écroûissage en chargement :

$$\frac{dp_0^*}{p_0^*} = \frac{v}{\lambda(0) - \kappa} d\varepsilon_v^p \quad (4-26)$$

- Loi d'écroûissage en succion :

$$\frac{ds_0}{(s_0 + p_{atm})} = \frac{v}{\lambda_s - \kappa_s} d\varepsilon_v^p \quad (4-27)$$

Ce modèle permet de décrire correctement la plupart des phénomènes observés sur les sols non saturés. Il s'agit notamment de l'effondrement sous charge, de l'augmentation de la pression de préconsolidation apparente avec la succion, et de la dépendance du résultat d'un essai vis-à-vis du chemin de contrainte.

Certaines limites peuvent être cependant décelées dans ce modèle, en plus du cas particulier des sols fortement expansifs. La pente $\lambda(s)$ varie de manière monotone (la pente $\lambda(s)$ diminue avec l'augmentation de la succion), alors que certains auteurs mettent en évidence des comportements plus complexes (cf. *Figure 3-23*). *Wheeler et al, 2002*, ont montré que le modèle *BBM* peut également être utilisé dans le cas où $\lambda(s)$ augmente avec l'augmentation de la succion.

Ainsi, ce modèle ne tient pas compte d'un domaine *quasi saturé* à succion non nulle. Ce domaine ne peut être négligé dès lors que l'on sait que certains types de sols restent *quasi saturés* jusqu'à des valeurs de succion de l'ordre du MPa (*Biarez et al, 1988*). De plus, le gonflement irréversible n'est pas pris en compte, de même que l'augmentation de la compressibilité du sol associé au gonflement.

4.4.2. Modèle élastoplastique de Barcelone pour les sols gonflants (*BExM*)

Les auteurs du modèle *BBM* ont proposé une évolution du modèle destinée aux sols fortement gonflants ; il s'agit du *BExM* (*B*arcelona *E*xpansive *M*odel) (*Gens & Alonso, 1992 ; Alonso et al, 1999*).

Ce modèle est basé sur le constat de l'existence de différents niveaux structuraux dans un sol gonflant. Les auteurs, par souci de simplification, ne retiennent que deux niveaux structuraux. La microstructure qui correspond aux minéraux actifs de l'argile constituant les agrégats, et la macrostructure qui tient compte du reste de la structure du sol et de l'arrangement des agrégats. Les hypothèses utilisées pour l'élaboration de ce modèle sont les suivantes :

- La microstructure reste saturée quel que soit le niveau de succion ; le concept de contrainte effective est donc considéré comme applicable au niveau microstructural ;
- Les équilibres mécaniques, hydriques et chimiques sont réalisés entre la macro et la microstructure ;
- Les déformations de la microstructure sont purement élastiques et volumiques ;

- Le couplage entre la microstructure et la macrostructure se traduit par la création de déformations plastiques macrostructurales $\varepsilon_{v\ mac}^p$ à partir de déformations microstructurales élastiques $\varepsilon_{v\ mic}^e$;
- Le comportement de la microstructure est indépendant du comportement de la macrostructure, l'inverse n'étant pas vrai.

La première hypothèse implique que l'incrément de déformation élastique microstructurale $\varepsilon_{v\ mic}^e$, ne dépend que de l'incrément de contrainte effective. Par conséquent, les déformations de la microstructure sont nulles si l'on suit un chemin de contrainte où $p^* + s$ reste constant. Ceci permet de définir dans le plan (p, s) une ligne d'équation $p + s = cte$. Cette ligne est orientée à 45° par rapport aux axes, elle représente les états pour lesquels il n'y a aucune déformation microstructurale (Figure 4-7). Cette ligne est la *NL* (*Neutral Line*), elle sépare la zone de gonflement microstructural de la zone de retrait microstructural.

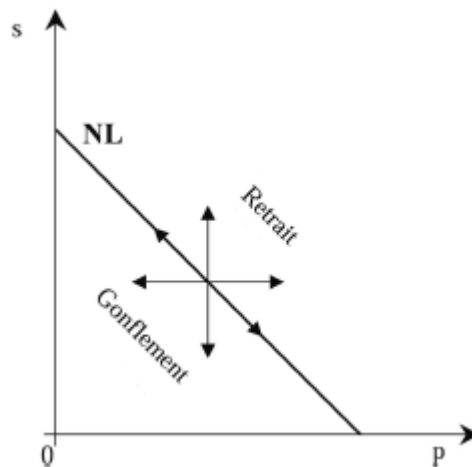


Figure. 4-7. Représentation de la courbe *NL* (Gens et Alonso, 1992).

Les déformations microstructurales élastiques $\varepsilon_{v\ mic}^e$ affectent l'organisation de la microstructure. Au-delà d'un certain point de variation de la contrainte effective au niveau microstructural, les déformations macrostructurales plastiques apparaissent avec deux cas possibles :

- Soit la contrainte effective ou la succion diminue, la microstructure gonfle provoquant l'apparition, au-delà d'un certain seuil, d'un gonflement irréversible, ce qui permet de définir la surface de charge *SD* (*Suction Decrease*) ;
- Soit la contrainte effective ou la succion augmente, la microstructure se rétracte créant une réduction de volume irréversible à partir d'un seuil, ce qui permet de définir la surface de charge *SI* (*Suction Increase*).

L'ensemble des surfaces de charge introduites dans le *BExM* est représenté sur *la figure 4-8*. Les auteurs supposent que la courbe *LC* telle que définie dans le modèle de Barcelone initial permet de décrire le comportement macrostructural. En première approximation, les deux surfaces *SI* et *SD* sont prises parallèles à la *NL*, c'est-à-dire qu'elles ne dépendent pas de l'état actuel de la macrostructure (saturation, degré de sur-consolidation...). En fait leur position ne dépend que de l'amplitude de variation de la contrainte effective au niveau microstructural.

A partir de l'expression de la *NL*, il est possible de définir l'équation de :

La surface de charge *SI* :

$$p^* + s - s_0 = 0 \quad (4-28)$$

Et de la surface de charge *SD* :

$$p^* + s - s_h = 0 \quad (4-29)$$

s_h : Succion au-delà de laquelle les déformations macrostructurales plastiques apparaissent lors de l'humidification lorsque la contrainte moyenne nette est nulle ;

s_0 : Succion au-delà de laquelle les déformations macrostructurales plastiques apparaissent lors de la dessiccation lorsque la contrainte moyenne nette est nulle.

En cas de gonflement microstructurale, il y a comblement des macropores par gonflement de la microstructure : le volume poreux macrostructural diminue alors que le volume poreux microstructural augmente. *Alonso et al, 1999*, définissent deux incréments de déformation

spécifiques, chacun correspondant à un niveau structural en utilisant un indice des vides microstructural (e_{mic}) et un autre macrostructural (e_{mac}).

$$d\varepsilon_{vmic} = \frac{de_{mic}}{(1 + e_{mic})} \quad (4-30)$$

$$d\varepsilon_{vmac} = \frac{de_{mac}}{(1 + e_{mac})} \quad (4-31)$$

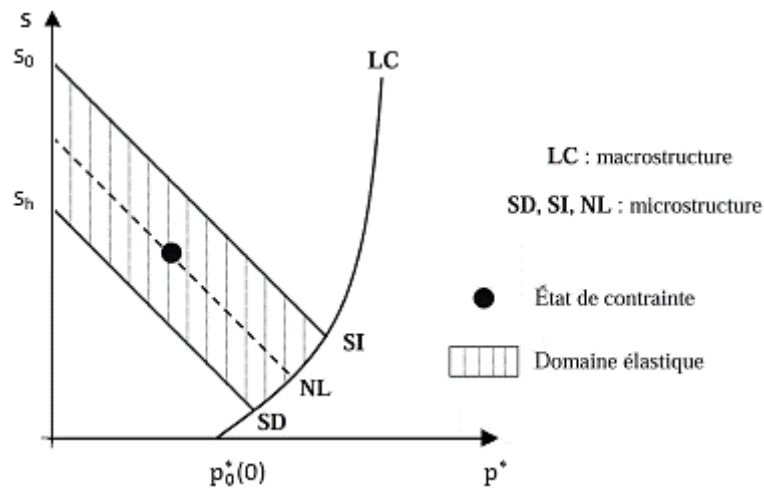


Figure. 4-8. Surfaces de charge du modèle *BExM* (*Gens et Alonso, 1992*).

Les deux domaines élastique et plastique, présentés sur *la figure 4-8*, permettent de définir les différents types de déformation volumique auxquels sera soumis un sol gonflant :

- **Zone élastique**

Dans la zone élastique on peut distinguer trois types de déformations :

- *Déformation macrostructurale hydrique* : cette déformation est due à une variation de la contrainte hydrique et vaut :

$$d\varepsilon_{vmac s}^e = \frac{\kappa_s}{(1 + e_{mac})} \frac{ds}{s + P_{atm}} \quad (4-32)$$

Formule issue du modèle initial de Barcelone (*BBM*).

- *Déformation macrostructurale mécanique* : cette déformation est due à une variation de la sollicitation mécanique et vaut :

$$d\varepsilon_{v\ mac\ p}^e = \frac{\kappa}{(1 + e_{mac})} \frac{dP^*}{P^*} \quad (4-33)$$

Formule issue du modèle initial de Barcelone (*BBM*).

- *Déformation microstructurale* : cette déformation est due à une variation de la contrainte effective et vaut :

$$d\varepsilon_{v\ mic}^e = \frac{d(P^* + s)}{K_m} \quad (4-34)$$

Avec deux lois constitutives alternatives pour K_m :

$$K_m = \frac{e^{-\alpha_m(P^* + s)}}{\beta_m} \quad (4-35)$$

Où α_m, β_m sont des constantes. Cette équation est directement issue de la théorie de la double couche diffuse (*DDL*).

Ou bien :

$$K_m = \frac{(1 + e_{mic})(P^* + s)}{\kappa_m} \quad (4-36)$$

Où K_m est l'indice de compressibilité de la microstructure. Cette équation est issue de la supposition d'un comportement parfaitement élastique pour la microstructure.

L'incrément de déformation volumique élastique totale est donnée par :

$$d\varepsilon_v^e = d\varepsilon_{v\ mic}^e + d\varepsilon_{v\ mac}^e \quad (4-37)$$

- *Zone plastique*

Le couplage micro-macro traduit le fait que l'activation des surfaces de charge *SI* et *SD*, provoque l'activation de la courbe *LC*, tandis que l'activation de *LC* ne provoque pas de déplacement des surfaces de charge *SD* et *SI*.

Dans la zone plastique, les déformations sont uniquement macrostructurales. Ces déformations sont liées aux déformations microstructurales et elles vont dépendre de la surface de charge traversée (*LC*, *SI* ou *SD*).

Si la surface de charge dépassée est *LC*, la déformation macrostructurale irréversible est donnée par :

$$d\varepsilon_{vmac}^p = \frac{\lambda(0) - \kappa dP_0^*}{1 + e_{mac}} \frac{dP_0^*}{P_0^*} \quad (4-38)$$

Formule issue du modèle initial de Barcelone (*BBM*).

Si la surface de charge traversée est *SI* une contraction du matériau va avoir lieu, et si *SD* est dépassée la tendance est au gonflement. Les relations reliant les déformations macrostructurales irréversibles ε_{vmac}^p aux déformations microstructurales réversibles ε_{vmic}^e sont exprimées par *Alonso et al, 1999*, sous la forme :

$$d\varepsilon_{vmac}^p = f_D d\varepsilon_{vmic}^e \quad \text{si } SD \text{ est activée} \quad (4-39)$$

$$d\varepsilon_{vmac}^p = f_I d\varepsilon_{vmic}^e \quad \text{si } SI \text{ est activée} \quad (4-40)$$

Où f_D et f_I sont deux fonctions de couplage micro-macrostructural qui doivent intégrer l'influence du rapport (P/P_s), où P est la contrainte nette appliquée. *Le tableau 4-2*, présente les différentes équations proposées pour ces deux fonctions de couplage.

Tableau. 4-2. Expressions de couplage entre la micro et la macrostructure.

Reference	Expression	Paramètres	Matériau
Alonso et al, 1999	$f_I = f_{I0} + f_{I1} \left(\frac{P}{P_s}\right)^{n_I}$	f_{I0}, f_{I1} et n_I	Argile de Boom
	$f_D = f_{D0} + f_{D1} \left(1 - \frac{P}{P_s}\right)^{n_D}$	f_{D0}, f_{D1} et n_D	
Lloret et al, 2003	$f_I = a_I + b_I \tanh \left[c_I \left(\frac{P}{P_s}\right) - d_I \right]$	a_I, b_I, c_I et d_I	Bentonite contenant plus de 90% de montmorillonite
	$f_D = a_D + b_D \tanh \left[c_D \left(\frac{P}{P_s}\right) - d_D \right]$	a_D, b_D, c_D et d_D	
Alonso et al. (2005)	$f_I = \frac{f_{I1} - f_{I2}}{\pi} a \tan \left[k_I \left(\frac{P}{P_s} - x_I\right) \right] + \frac{f_{I1} + f_{I2}}{2}$	f_{I1}, f_{I2}, k_I et x_I	Mélange de bentonite - sable
	$f_D = \frac{f_{D1} - f_{D2}}{\pi} a \tan \left[k_D \left(\frac{P}{P_s} - x_D\right) \right] + \frac{f_{D1} + f_{D2}}{2}$	f_{D1}, f_{D2}, k_D et x_D	

Les lois d'écroutissage des surfaces de charges du modèle sont données par :

$$\frac{dP_0^*}{P_0^*} = \frac{(1 + e_{mac})}{(\lambda(0) - \kappa)} (d\varepsilon_{vSI}^P + d\varepsilon_{vSD}^P + d\varepsilon_{vLC}^P) \quad (4-41)$$

$$ds_h = \frac{(1 + e_{mic})(p + s)}{\kappa_{mic}} (d\varepsilon_{vSI}^P + d\varepsilon_{vSD}^P) = ds_0 \quad (4-42)$$

Où : $d\varepsilon_{vSD}^P$, $d\varepsilon_{vSI}^P$, et $d\varepsilon_{vLC}^P$ sont les déformations plastiques dues à l'activation respectivement du *SD*, *SI* et *LC*.

Le modèle *BExM* a fait l'objet d'un grand nombre de travaux de validation (*Lloret et al, 2003, Alonso et al, 2005*). L'introduction des surfaces de charge *SD* et *SI* permet de reproduire le gonflement ou le retrait irréversible lors d'une humidification ou d'un séchage. De même, il autorise la modélisation des variations de volume enregistrées au cours de cycles hydriques successifs en intégrant l'influence de la charge verticale. Ce modèle introduit aussi un couplage entre le comportement hydrique du sol et son comportement mécanique.

Le modèle introduit le coefficient de *Bishop* (χ) comme un paramètre de calcul de la contrainte effective généralement supposé égal au degré de saturation. La détermination du

paramètre χ est difficile expérimentalement car ce paramètre dépend en réalité de nombreux facteurs tels que le type de sol, sa structure et son indice des vides. Pour simplifier ce problème, on suppose ce paramètre toujours égal à 1 dans le modèle. Cette hypothèse nécessite que la microstructure reste saturée quel que soit le niveau de succion, ce qui n'est pas forcément vérifié dans la gamme des très fortes succions.

Le calcul des déformations volumiques engendrées par des cycles hydriques repose sur la connaissance de deux fonctions de couplage qui restent difficiles à déterminer expérimentalement. Les modèles existants (*Alonso et al, 1999*) ne considèrent pas l'influence du degré de saturation.

4.5. INCLUSION DU VOLUME D'EAU SPECIFIQUE OU DU DEGRE DE SATURATION COMME 4^{ème} VARIABLE D'ETAT

Dans le modèle de *Barcelone (BBM)* présenté précédemment, la définition des variations de teneur en eau n'est pas considérée. Il ne fournit aucune information sur la variation de la teneur en eau (w) ou du degré de saturation (S_r). Ce modèle ne peut donc pas être utilisé, par exemple, pour prédire le comportement du sol non saturé durant un chargement non drainé lorsque la variation de la succion est déterminée par la condition que la teneur en eau demeure constante. Cette partie manquante du modèle *BBM* a été complétée par *Wheeler, 1996*, en introduisant :

- Le volume d'eau spécifique v_w (le volume de l'eau et des solides dans un élément de sol contenant une unité de volume de solides : $v_w = (v_w + v_s)/v_w$), définie par :

$$v_w = 1 + e.S_r = 1 + w G_s \quad (4-43)$$

- la variation de l'indice des vides d'air e_a , définie par :

$$e_a = (1-S_r).e = A(s) - \alpha(s). \ln\left(\frac{P_0^*}{P_{atm}}\right) \quad (4-44)$$

Où, $A(s)$ et $\alpha(s)$ sont deux paramètres qui dépendent de la succion, avec :

$$A(s) = \alpha(s) = 0 \text{ si } s = 0.$$

Wheeler, a déduit les variations de volume d'eau spécifique élastique (dv_w^e) et plastique (dv_w^p) de la variation volumique totale :

$$dv_w^e = -\frac{\kappa_s dP^*}{P^*} - \left\{ \frac{\kappa_s}{s + P_{atm}} + \frac{d(A(s))}{ds} - \frac{d(\alpha(s))}{ds} \ln \left[\frac{P_0^*}{P_{atm}} \right] \right\} ds \quad (4-45)$$

$$dv_w^p = -[\lambda(0) - \kappa(0) - \alpha(s)] \frac{dP_0^*}{P_0^*} \quad (4-46)$$

La loi d'écoulement se présente comme suit :

$$\frac{dv_w^e}{dv_w^p} = \frac{\lambda(0) - \kappa(0) - \alpha(s)}{\lambda(0) - \kappa(0)} \quad (4-47)$$

Rampino et al, 2000, ont utilisé le degré de saturation (S_r) à la place du volume d'eau spécifique (v_w) dans la construction de leur modèle :

$$S_r = \Gamma_{sr}(s) - \psi_{sr}(s) \ln \left(\frac{P^*}{P_{ref}^*} \right) \quad (4-48)$$

Où Γ_{sr} , est le degré de saturation sous la contrainte moyenne nette de référence P_{ref}^* , et ψ_{sr} , est la pente de la courbe donnant la variation du degré de saturation en fonction de la contrainte moyenne nette dans le plan [S_r , ($\ln P^*$)]. Selon les résultats de *Rampino et al, 2000*, cette courbe est une droite. Ces deux paramètres qui dépendent de la succion ne sont pas facilement déterminables.

4.6. CONCLUSION

À partir de ce chapitre, plusieurs conclusions importantes sortent de la modélisation du comportement hydrométrique des sols non saturés :

- Le concept de contrainte effective est applicable pour des succions inférieures à la succion d'entrée d'air ;

- L'utilisation de la contrainte effective, telle qu'elle est définie dans sa version initiale ne peut pas être adaptée pour décrire le comportement des sols non saturés ;
- Un bon choix d'une contrainte effective équivalente permet l'extension de ce concept pour les sols non saturé en utilisant des modèles plus complets, et dans un cadre de travail convenable comme celui de l'élastoplasticité ;
- Le concept de surface d'état fournit un outil facile pour décrire le comportement des sols non saturés sur des chemins de chargements monotones, ceci a permis de développer des modèles élastiques, facilement implantable dans les codes de calcul ;
- Le concept de variables d'état indépendantes utilisant généralement la contrainte nette et la succion comme variables, a permis de développer des modèles élastoplastiques, notamment celui de *Barcelone*, qui est très riche en possibilités, et permet de représenter pratiquement tous les phénomènes essentiels observés expérimentalement sur les sols non saturés. Ce modèle a d'ailleurs inspiré d'autres chercheurs, qui en ont proposé des extensions ou modifications pour l'adapter à certains résultats expérimentaux spécifiques, notamment l'introduction d'une quatrième variable hydrique (teneur en eau, ou degrés de saturation), pour permettre la description du comportement des sols non saturés dans les conditions non drainées. Cependant, certaines lacunes ont été décelées, notamment la non-prise en compte du domaine saturé à succion non nulle.

PARTIE II

ETUDE EXPERIMENTALE

CHAPITRE V

CARACTERISATION ET ESTIMATION DU POTENTIEL DE GONFLEMENT DES SOLS DE LA REGION DE BOUMAGUEUR

5.1. INTRODUCTION

Les sols argileux gonflants sont très répandus dans plusieurs régions de la wilaya de Batna située dans la partie nord orientale du pays. La région de Boumagueur située à l'ouest du chef-lieu de la wilaya de Batna, est pleinement concernée par le problème de retrait/gonflement des sols argileux.

Dans la première partie de ce chapitre seront présentés la situation géographique de la région d'étude de Boumagueur et les cas pathologiques dus au phénomène de retrait/gonflement dans cette région. Puis l'évolution géologique, l'hydrogéologie et la climatologie de la région seront discutées.

Par la suite et pour bien préciser la nature et les caractéristiques géotechniques du sol de la région d'étude, une enquête géotechnique a été faite, en consultant les différentes études géotechniques réalisées dans la région.

Enfin, une estimation du potentiel de gonflement selon les méthodes de classification et les essais mécaniques des sols de la région d'étude a été réalisée.

5.2. SITUATION GEOGRAPHIQUE DE LA REGION DE BOUMAGUEUR

Boumagueur est une commune algérienne située dans la wilaya de Batna qui se trouve dans le nord-est du pays. Le chef-lieu de la commune se trouve à 5 km au sud de la daïra de N'Gaous et à 85 km à l'ouest du chef-lieu de wilaya, sur la RN78 (*Figure 5-1*). Les coordonnées géographiques de la région de Boumagueur sont : une latitude de $35^{\circ} 30' 19''$, une longitude de $5^{\circ} 33' 09''$ et une altitude de 756 m. la superficie de cette commune est de 111.69 km^2

5.3. CAS PATHOLOGIQUES DANS LA REGION DE BOUMAGUEUR

Dans la région de Boumagueur, d'importants désordres dus au phénomène de retrait/gonflement des sols argileux (*Figure 5-2*), ont été constatés au niveau des différents éléments

CHAPITRE 05 : Caractérisation et estimation du potentiel de gonflement des sols de la région de Boumagueur.

des constructions (structures, maçonnerie,...etc.), au niveau des canalisations des eaux usées (rupture) et au niveau des ouvrages de génie civil (déformations des chaussées).

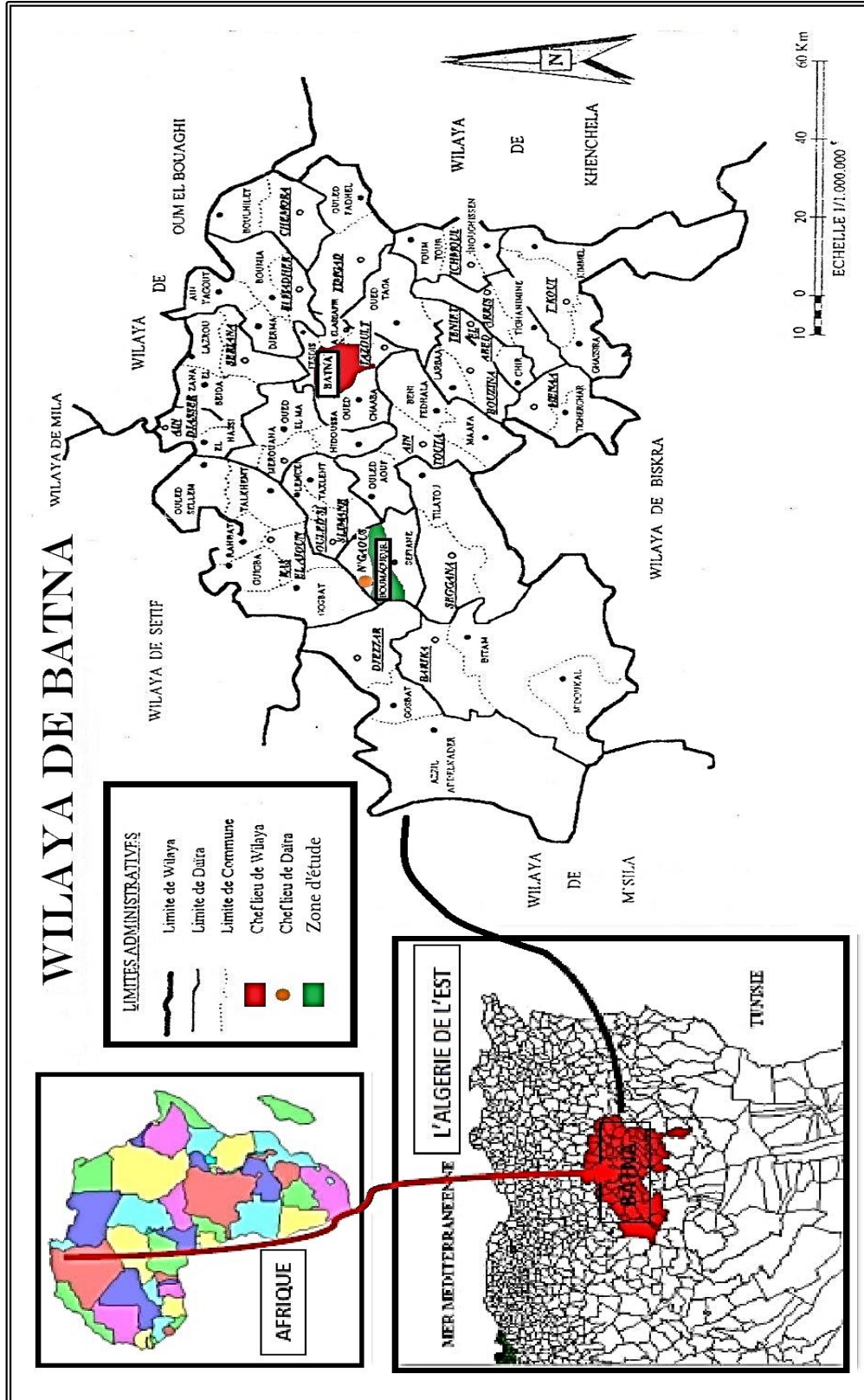


Figure. 5-1. Localisation géographique de la région de Boumagueur.

CHAPITRE 05 : Caractérisation et estimation du potentiel de gonflement des sols de la région de Boumagueur.

Lors de la visite du site étudié, plusieurs désordres provoqués par le phénomène de retrait/gonflement (*Figure 5-2*) ont été observés. Généralement, ces désordres touchent les constructions légères à simple rez-de-chaussée qui est le type de construction le plus répandu dans cette région et se manifestent sous forme de : décollement des parties accolées aux parties principales, décollement et déformation des dallages extérieurs ainsi que différentes fissures structurales d'ouvertures variables.



Figure. 5-2. Quelques cas pathologiques constatés dans la région de Boumagueur.

5.4. RECONNAISSANCE GEOLOGIQUE

La région d'étude de Boumagueur est située à l'ouest des Monts de Bélézma-Batna dont elle fait partie, et qui sont situés dans la partie Nord orientale du pays. Le nord algérien est constitué de plusieurs formations géologiques, la localisation du site étudié sur les cartes géologiques a montré que ce dernier est constitué, soit d'une formation de nature argileuse, soit d'une formation de nature marneuse, et parfois argilo-marneuse. Cette formation est mélangée dans certains endroits avec un ou plusieurs matériaux à l'exemple du sables, limons, cailloux, calcaires, gypses...etc.

L'essentiel de l'évolution géologique des Monts de Bélézma-Batna est matérialisé par un matériau rocheux constitué essentiellement des calcaires, des marnes, des grès et des argiles appartenant à une série allant du Jurassique au Quaternaire.

Pour la région d'étude de Boumagueur et d'après l'extrait de la carte géologique de N'Gaous 1/50000 et sa notice (*Figure 5-3*), les formations en présence sont datées du Tertiaire au Quaternaire. On distingue les formations lithologiques suivantes :

5.4.1. Le Tertiaire

Les terrains que l'on peut attribuer au Tertiaire est le Miocène en l'occurrence, ce dernier repose en discordance sur les terrains créacés. Il débute par des assises rouges constituées d'alternance rouges de marne-argileuse et de bancs conglomératiques à ciment calcairo-gréseux. Ses formations sont surmontées par des calcaires conglomératiques et des marnes gréseuses. Le Miocène se termine par un ensemble épais et renferme des marnes verdâtres, grisâtres, brunâtres et rougeâtres sableuses et riches en gypses et grès.

5.4.2. Le Quaternaire

Les formations du Quaternaire de la région de Boumagueur apparaissent sous forme de deux grands dépôts : Les travertins de source d'origine chimique qui sont bien développés dans cette région, caractérisés par des compositions et des encroûtements très variables, et une diversité dans les couleurs. Les dépôts détritiques, Ils représentent une grande diversité dans leurs âges

CHAPITRE 05 : Caractérisation et estimation du potentiel de gonflement des sols de la région de Boumagueur.

et leur contenus, ils sont généralement des dépôts de cônes glaciaires et terrasses. Ces dépôts sont composés essentiellement de galets, brèches, sables, limons, argiles sableuses, conglomérats et graviers, et ils recouvrent la majeure partie de la région de Boumagueur.

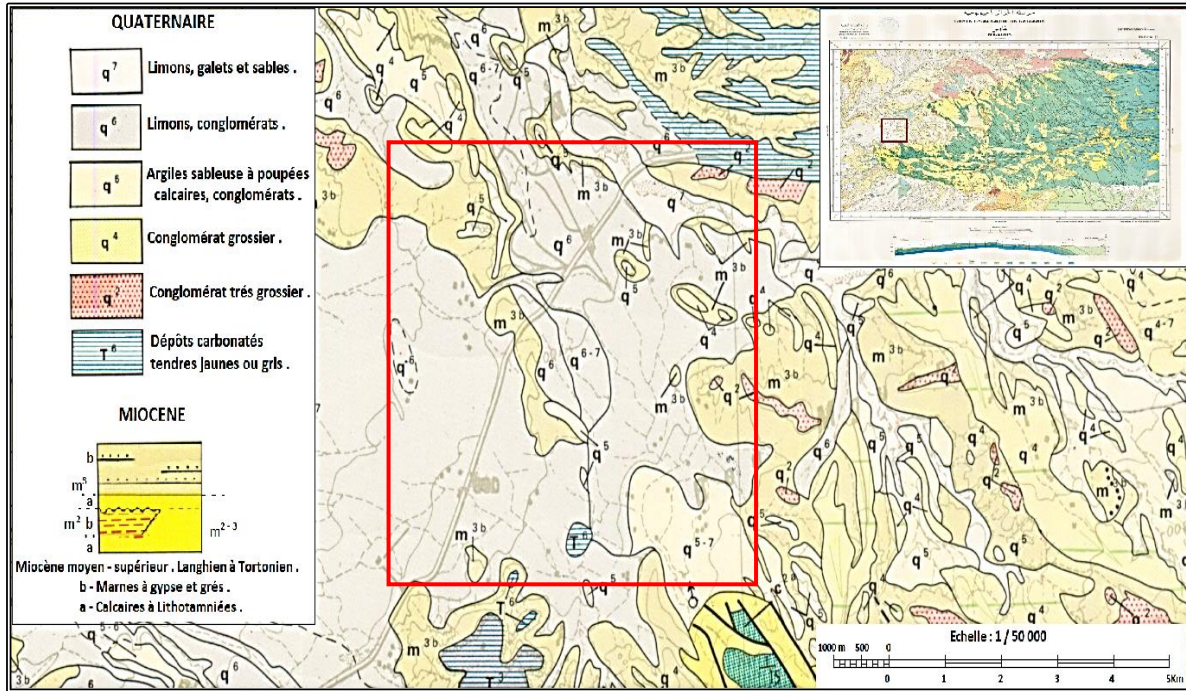


Figure. 5-3. Extrait de la carte géologique de N'Gaous (1/50000, Source : INSTITUT NATIONAL DE CARTOGRAPHIE ALGER)

A partir de cette analyse géologique basée sur une lecture cartographique et des investigations sur terrain, la région de Boumagueur montre des affleurements d'âge Tertiaire et Quaternaire essentiellement composés :

- Des roches sédimentaires d'âge Quaternaire renferment des calcaires, des galets, des brèches, sables, limons, argiles sableuses, conglomérats et graviers de couleur blanche quand elles sont pures, mais tirant vers le grisâtre, le jaunâtre, le rougeâtre ou le brunâtre, selon les impuretés qu'elles renferment.

- Des marnes, des argiles, des marnes argileuses et des calcaires conglomératiques d'âge Tertiaire, ces marnes sont parfois sableuses et riches en gypse.

5.5. RECONNAISSANCE HYDROGEOLOGIQUE ET HYDROLOGIE DE SURFACE

Dans la région de Boumagueur, le réseau hydrographique est moins dense et inactif (tous les Oueds existants sont à sec). Il se présente sous forme du grand Oued Lamhadjer (Nord-Est de la région) et quelques petits Oueds qui rejoignent tous le grand Oued de Barika qui passe par le Nord-Ouest de la région.

Il y avait dans la période de 1970 à 1990 une source principale dite la grande source de Boumagueur au Sud-Ouest de la région et une autre source secondaire dite de Gouriane qui se trouve également au sud de la région (accident sud du Kef Sefiane. *Bellion, 1976*), actuellement ces deux sources ont disparues.

L'hydrogéologie de la région se présente sous forme de deux (02) grands forages qui alimentent la région en eau potable, le premier se trouve au Nord-Est et le deuxième au Sud de la région dont la profondeur de la nappe phréatique est de 100 à 150 mètres. Pour l'irrigation, il y a d'environ dix (10) forages dont la profondeur de la nappe phréatique est d'une moyenne de 200 mètres vue l'épaisseur importante de la couche imperméable de la marne présente dans la région.

La figure 5-4, représente la description et la localisation de quelques forages réalisés dans la région de N'Gaous et Boumagueur. Cette figure montre l'épaisseur importante de cette couche imperméable de la marne que l'on peut attribuer au Tertiaire (*cf. § 5.4*)

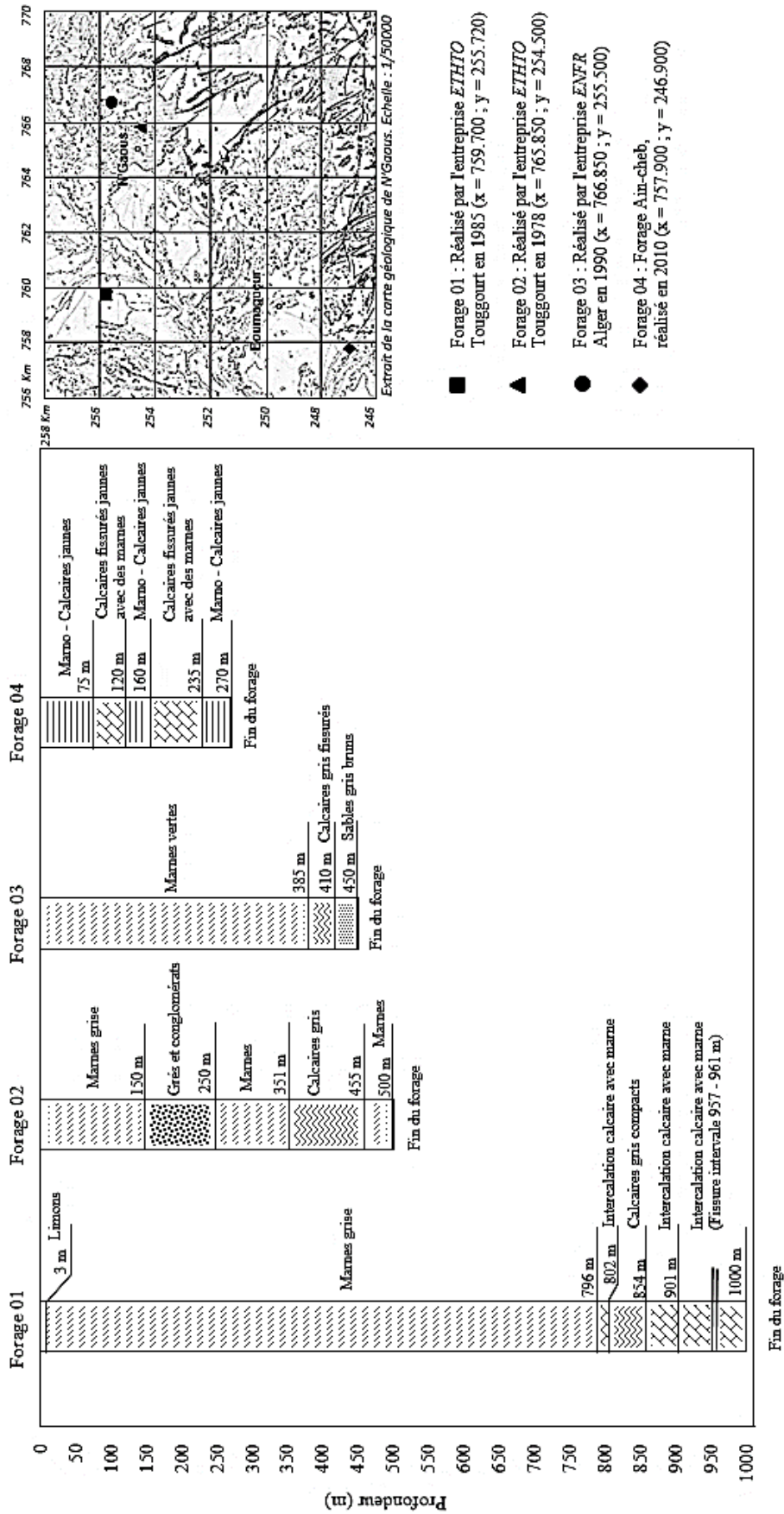


Figure. 5-4. Description et localisation de quelques forages réalisés dans la région de N'Gaous et Boumagueur.

5.6. RECONNAISSANCE CLIMATOLOGIQUE

Un bilan climatologique régional a été réalisé à partir des données climatologiques acquises de la station météorologique (ONM) de la wilaya de Batna (Les codes des stations météorologiques de la ville de Batna et de N'Gaous sont respectivement 070316 et 051306) et l'agence nationale des ressources hydrauliques (ANRH) de Constantine, a révélé que la région de Boumagueur présente un climat semi-aride. Ce bilan comporte la variation moyenne annuelle et mensuelle des précipitations, température et d'humidité relative de la période comprise entre 1990- 2010.

5.6.1. Pluviométrie

L'analyse de l'histogramme de *la figure 5-5* qui représente la variation annuelle des précipitations au cours de 20 ans (1990-2010) montre que :

- L'année la plus pluvieuse est l'année 2005 (précipitations annuelles de 464.5 mm).
- L'année la plus sèche est l'année 2000 (précipitation annuelles de 116.3mm).
- La distribution annuelle montre que la répartition des précipitations est irrégulière, la moyenne annuelle de la période de 1990-2010 est de 282.7 mm.

La variation moyenne mensuelle des précipitations de cette période présentée sur *la figure 5-6* met en évidence :

- Une période pluvieuse qui s'étale de Septembre à Mai où le maximum pluviométrique est observé pendant les mois froids.
- Les minimums pluviométriques s'observent durant la période estivale, c'est la caractéristique essentielle du régime pluviométrique du climat méditerranéen. Le nombre de jours de pluie pendant cette saison est réduit voir nul pour certains mois tel celui de Juillet qui est invariablement le plus sec.

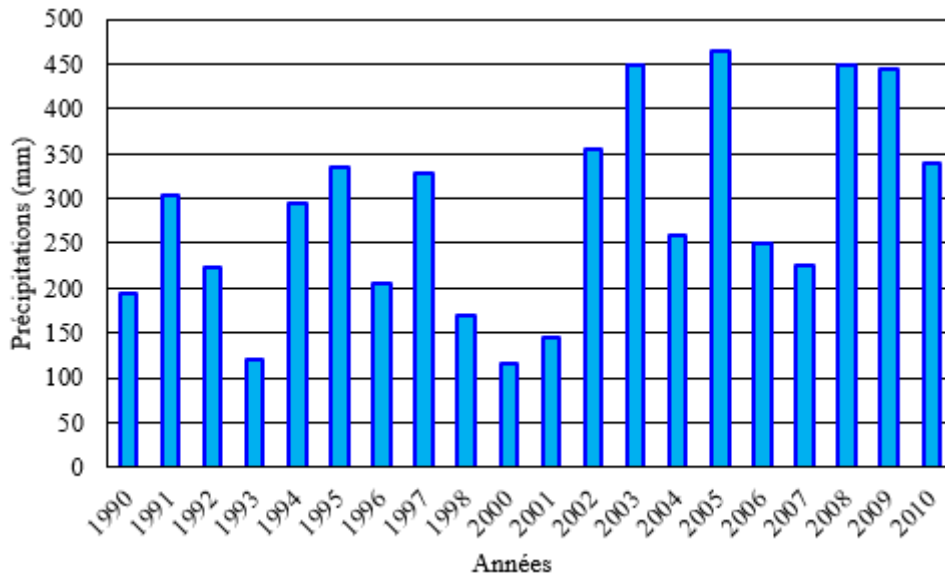


Figure. 5-5. Variation annuelle des précipitations durant la période 1990-2010.

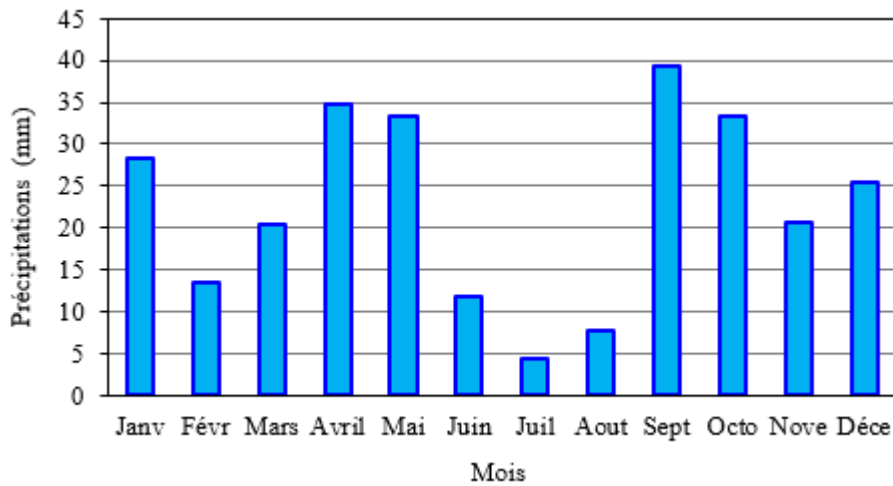


Figure. 5-6. Variation moyenne mensuelle des précipitations durant la période 1990-2010.

5.6.2. Température

L'examen de la variation de la température moyenne mensuelle (*Figure 5-7*), révèle que le mois de janvier est invariablement le mois le plus froid et le mois de juillet est le plus chaud. Les valeurs minimales de la température sont assez basses ; $-5,22\text{ }^{\circ}\text{C}$ pour le mois de janvier, et les valeurs maximales sont assez fortes $40,31\text{ }^{\circ}\text{C}$ pour le mois de juillet.

Les températures maximales et minimales présentent une distribution mensuelle selon un rythme saisonnier très puissant et régulier. Les valeurs maximales d'été atteignent 40° C. Par ailleurs, les valeurs maximales d'hiver oscillent autour de 19° C. Les valeurs minimales d'hiver varient de -4° à -5° C. L'amplitude hivernale est de 23° à 24° C, celle de la saison estivale varie entre 28° et 30° C. L'amplitude annuelle atteint 27° C.

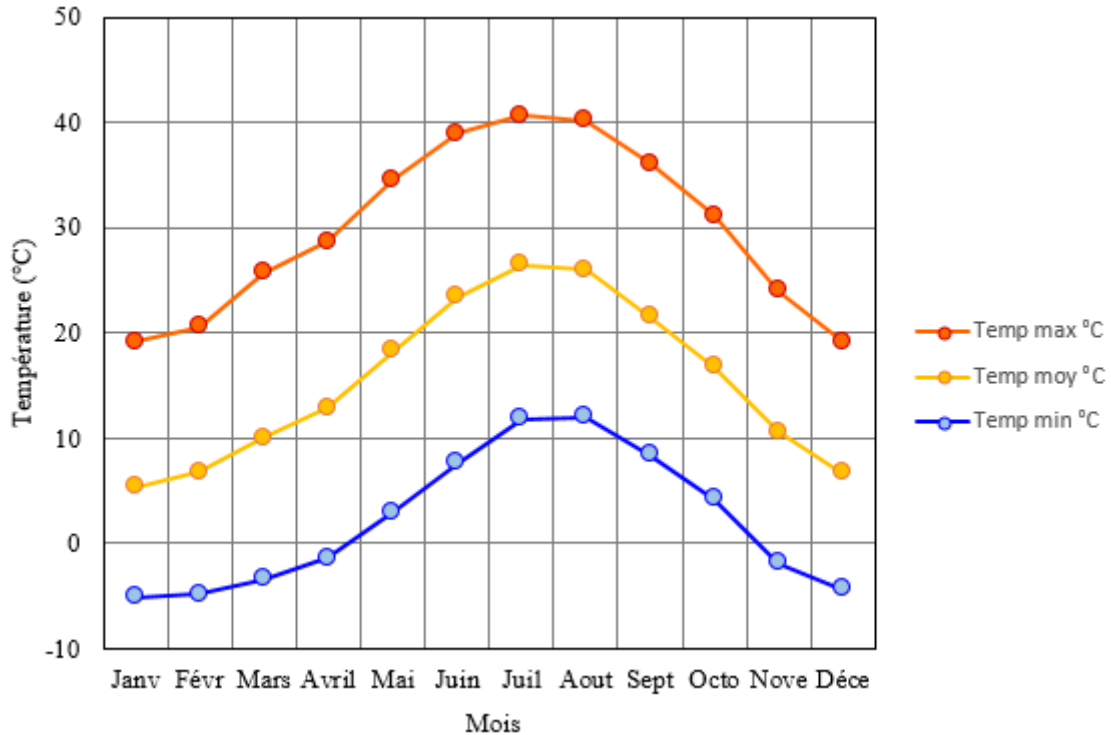


Figure. 5-7. Variation de la température mensuelle moyenne et extrême durant la période 1989-2008.

5.6.3. Diagramme ombrothermique

Pour apprécier la nature du climat on retient parmi les méthodes de représentation synthétique du climat, la méthode du diagramme ombrothermique (*Brancucci et Nola 1993 cité par Medjnoun, 2014*). Ce diagramme est construit sur les données de précipitations et de températures et permet une identification immédiate des périodes de sécheresse lorsqu'elles existent. Le diagramme ombrothermique de la région d'étude (*Figure 5-8*), montre l'existence d'un cycle d'humidification-séchage qui se reproduit chaque année, la période sèche s'étale de Mai à Septembre où la courbe des températures dépasse l'histogramme des précipitations. Par contre, la période humide est enregistrée entre Décembre et Janvier et aussi entre Mars et Avril

où les histogrammes dépassent la courbe des températures. Ce diagramme fait apparaître un grand écart entre les températures moyennes de l'été et celles de l'hiver.

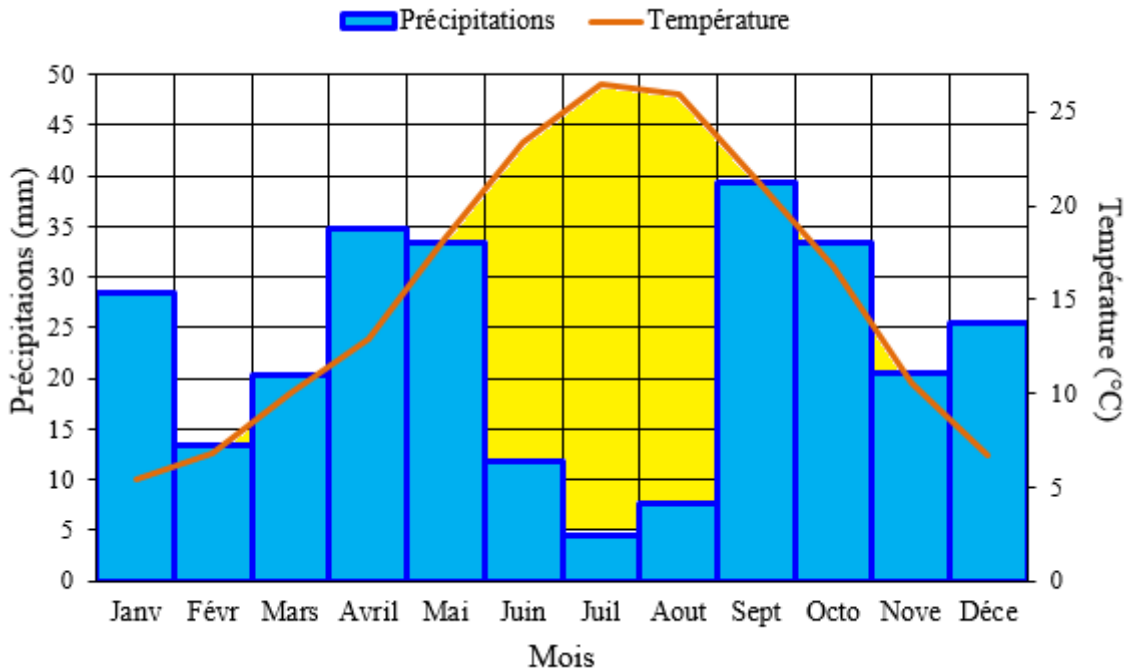


Figure. 5-8. Diagramme ombrothermique de la région d'étude de Boumagueur.

Le climat dominant dans la région d'étude selon la classification de *Köppen* qui est une classification des climats fondée sur les précipitations et les températures, est un climat de steppe froid (BSk). Il s'apparente aux climats désertiques, avec des journées chaudes, voire torrides, et des nuits froides. La pluviométrie est faible et irrégulière (pluviométrie comprise entre 200 et 400 mm/an), mais suffisante pour éviter la désertification. La température moyenne annuelle est de 16.6 °C, la moyenne de précipitations annuelles atteintes d'environ 282.7 mm.

5.6.4. Humidité relative

Vue la sensibilité des argiles à l'humidité, on a tracé la variation de l'humidité relative moyenne au cours de la période de 1990-2010. Selon *la figure 5-9*, une alternance marquée des périodes sèches et humides. L'humidité relative marque les plus grands pourcentages pendant les 09 mois de la période humide, avec des valeurs extrêmes dans le mois de janvier 74,55 %, par contre dans les 3 mois restants de la période sèche on trouve de faibles pourcentages avec les valeurs minimales de 39,2 %. Cependant, le taux d'humidité varie au cours de l'année d'une

CHAPITRE 05 : Caractérisation et estimation du potentiel de gonflement des sols de la région de Boumagueur.

valeur d'environ 35 %. Ces variations ont une répercussion importante sur le comportement des sols gonflants comme les argiles et les marnes. Elles provoquent de grandes variations dans les teneurs en eau, ce qui peut se traduire par d'importants mouvements de gonflement/retrait dans ces sols.

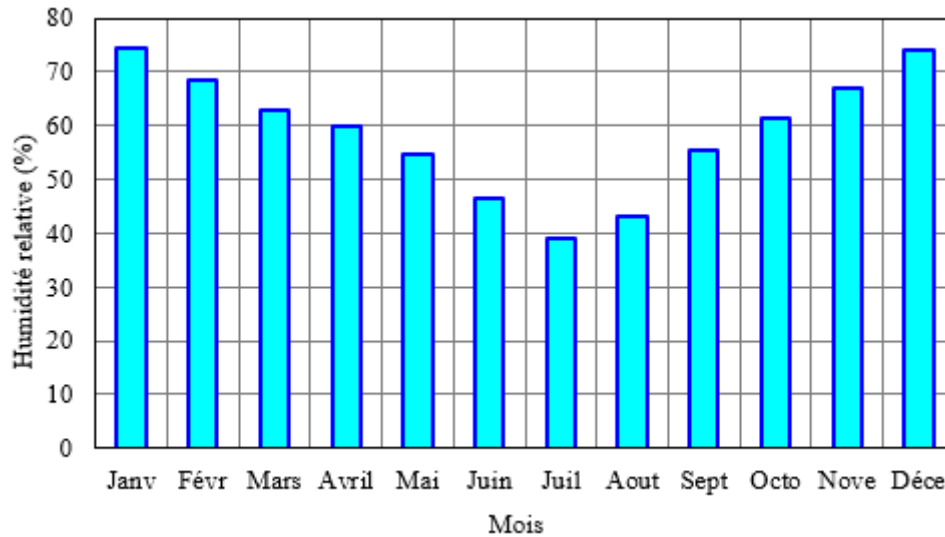


Figure. 5-9. Variation moyenne mensuelle d'humidité relative durant la période 1990-2010.

5.6.5. Indice d'aridité de MARTONNE (1927)

L'indice d'aridité de Martonne, noté I , cet indice permet de déterminer le degré d'aridité d'une région. Pour le calculer, on utilise la formule suivante :

$$I = \frac{P}{T + 10}$$

Où P désigne les précipitations moyennes annuelles et T la température moyenne annuelle. L'indice est d'autant plus grand que le climat est plus humide.

$0 < I < 10$ climat aride ou désertique ;

$10 < I < 20$ climat semi-aride ;

$20 < I < 30$ climat subhumide ;

$30 < I < 55$ climat humide.

Tableau. 5-1. Indice d'aridité de MARTONNE.

Région d'étude de Boumagueur	Précipitations (mm)	Température (°C)	Indice d'aridité (I)	Etage climatique
	273.20	25.38	10.76	Semi-aride

Selon le bilan climatologique régional réalisé dans cette partie, on trouve que le climat de la région d'étude ne diffère pas énormément du climat de la région nord-est du pays. Il est caractérisé par un climat steppique froid et semi-aride de type continental (hiver froid et été chaud). Ils s'apparentent aux climats désertiques, avec des journées chaudes, voire torrides, et des nuits froides.

La pluviométrie est faible et irrégulière, mais suffisante pour éviter la désertification et l'évaporation excède souvent les précipitations. Les précipitations moyennes annuelles de la période 1990-2010 sont estimées à 282.7 mm à la station de N'Gaous et une température moyenne annuelle de l'ordre de 16,65° C avec un maximum au mois de juillet égal à 40.31 C° et un minimum au mois de janvier égal à -5,22° C.

Ces variations de précipitations, température et d'humidité relative dans la région d'étude, ont une influence importante sur le comportement des sols gonflants comme les argiles et les marnes. Elles provoquent de grandes variations dans les teneurs en eau, ce qui peut se traduire par d'importants mouvements de gonflement/retrait dans ces sols.

5.7. RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE

De nombreuses études du sol ont été effectuées sur les sols de la région de Boumagueur. Ces études ont été réalisées par des laboratoires étatiques et/ou privés dans le cadre du développement urbain de cette ville.

Afin de bien préciser la nature et les caractéristiques géotechniques du sol de cette région, plus de 25 sondages carottés d'une profondeur de 10 m réalisés à l'intérieur du périmètre urbain de la région d'étude ont été consultés. Les caractéristiques géotechniques présentées dans cette section constituent une synthèse des résultats d'un grand nombre d'études réalisées dans cette région.

5.7.1. Stratigraphie de la région de Boumagueur

La synthèse des études et la description visuelle des sondages carottés réalisés dans la région nous ont permis d'établir la stratigraphie suivante :

Une couche superficielle d'argile peu sableuse, gypseuse, versicolore (jaunâtre, verdâtre, grisâtre et parfois noirâtre, à prédominance brunâtre) avec la présence des traces de limons et de marnes. Cette couche a une épaisseur variable (de 1 m jusqu'à 7 m) et recouvre la majorité des terrains de la région de Boumagueur.

Une deuxième couche sur laquelle repose la couche d'argile sableuse, constituée essentiellement des marnes, des marnes argileuses et des calcaires, ces marnes dont la couleur verdâtre à grisâtre sont parfois compactes, fissurées, sableuses et riches en gypse. Cette couche de marne a une épaisseur importante (*cf. Figure 5-4*) et affleure dans plusieurs endroits dans la région d'étude.

5.7.2. Caractérisation physique et géotechnique

Un profil des densités sèches et humides (*Figure 5-10*) a été réalisé à partir des résultats des différentes études disponibles. Une variation irrégulière des densités sèches et humides en fonction de la profondeur est observée. Cette variation irrégulière est due aux périodes pendant lesquelles sont effectués les prélèvements (périodes sèches ou humides) et également à la stratigraphie non homogène des couches en présence. On note que les valeurs de la densité humide varient entre 19 et 21 kN/m³, pour la densité sèche les valeurs oscillent entre 16 et 19 kN/m³.

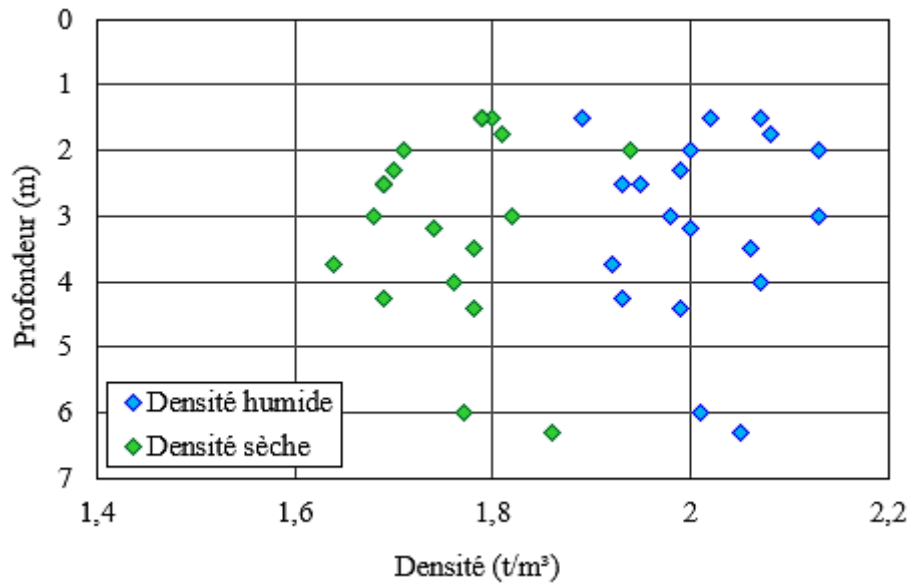


Figure. 5-10. Variations de la densité humide et sèche en fonction de la profondeur.

Les analyses granulométriques effectuées sur des différentes profondeurs (*Figure 5-11*), ont révélé que les sols testés présentent une grande prédominance de la fraction argileuse ($< 2 \mu\text{m}$) variant entre 35 et 75 % et contiennent aussi une quantité notable de limon et une proportion variable de sable fin.

L'analyse des courbes granulométriques nous a permis de tracer la variation du pourcentage des particules fines ($< 80 \mu\text{m}$) ainsi que la fraction argileuse ($< 2 \mu\text{m}$) en fonction de la profondeur.

L'examen des courbes de *la figure. 5-12*, met en évidence un pourcentage élevé des grains dont le diamètre est inférieur à $80 \mu\text{m}$ qui atteint la valeur de 98 % (*Figure 5-12-a*), il s'agit donc des sols fins. Pour la fraction argileuse, le pourcentage des grains dont le diamètre est inférieur à $2 \mu\text{m}$ est nettement supérieur à 35 % et atteint la valeur de 75 % (*Figure 5-12-b*), le sol est donc de nature argileuse.

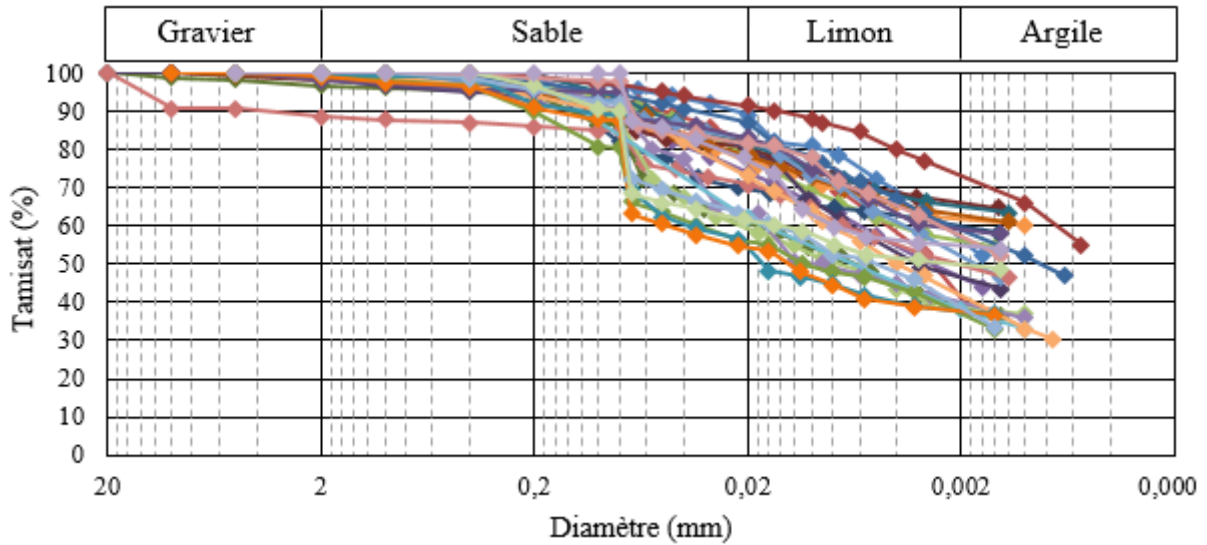


Figure. 5-11. Courbes des analyses granulométriques effectuées sur des différentes profondeurs dans la région de Boumagueur.

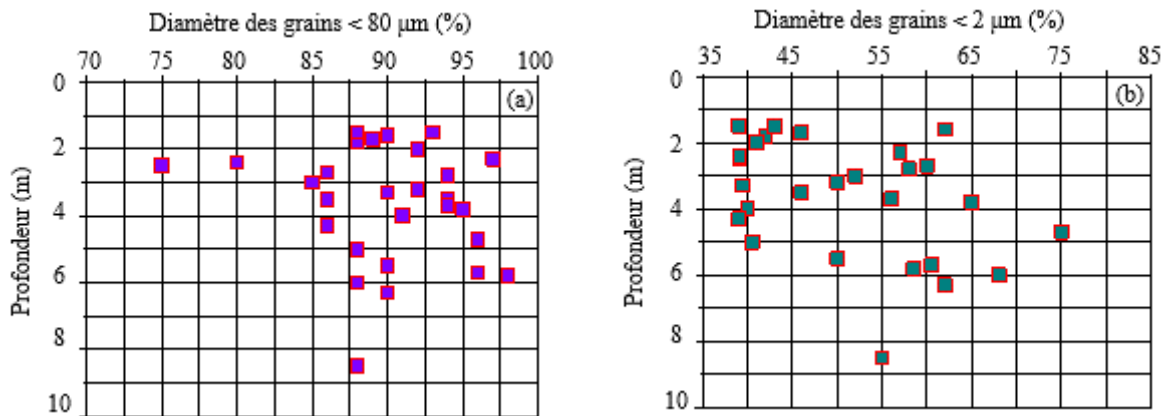


Figure. 5-12. Variation du pourcentage : a) des particules fines ($< 80 \mu m$) et b) de la fraction argileuse ($< 2 \mu m$) en fonction de la profondeur.

A partir de la classification triangulaire de *Casagrande* présentée sur la figure 5-13, on trouve que le sol de la région d'étude est constitué essentiellement des argiles et des argiles sableuses, à l'exception de quelques points qui se situent dans la zone des limons argileux.

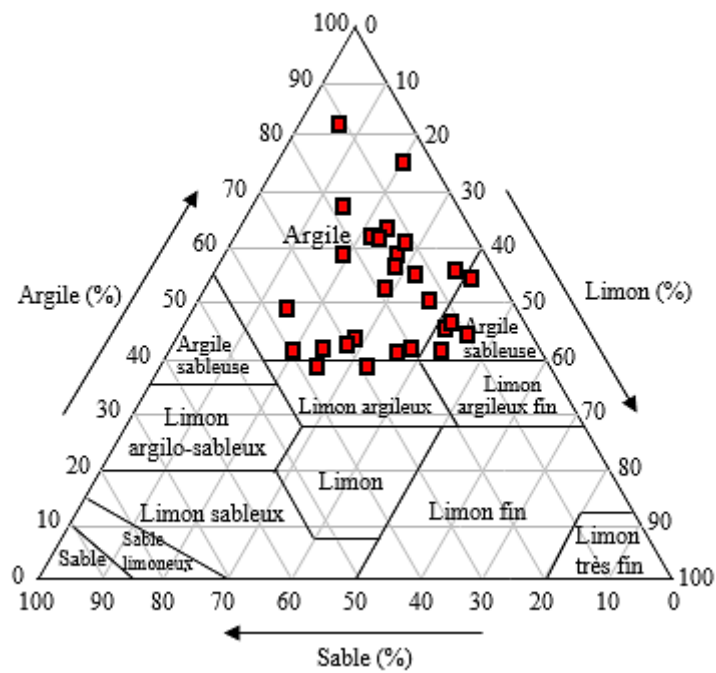


Figure. 5-13. Classification triangulaire de *Casagrande* des sols testés.

L'examen des résultats des essais des limites *d'Atterberg* (Figure 5-14), montre que les sols testés sont des argiles plastiques à très plastiques. Les valeurs de la limite de liquidité oscillent entre 45 % et 65 % et les valeurs de l'indice de plasticité varient de 25 % à 40 %. En effet, on trouve que la majorité des points se situent dans la zone des argiles de forte plasticité.

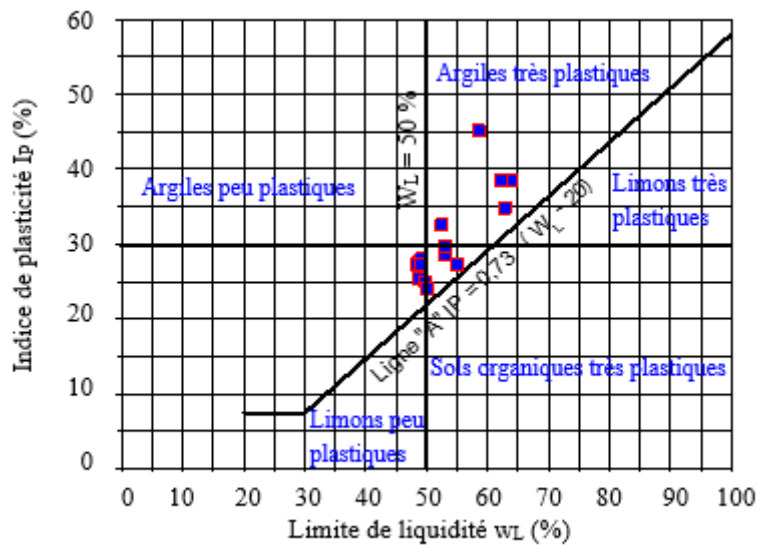


Figure. 5-14. Situation des sols testés sur l'abaque de plasticité de *Casagrande*.

La figure 5-15, représente l'évolution de la limite de liquidité et de l'indice de plasticité en fonction de profondeur. On note que les valeurs de la limite de liquidité et de l'indice de plasticité semblent augmenter avec la profondeur.

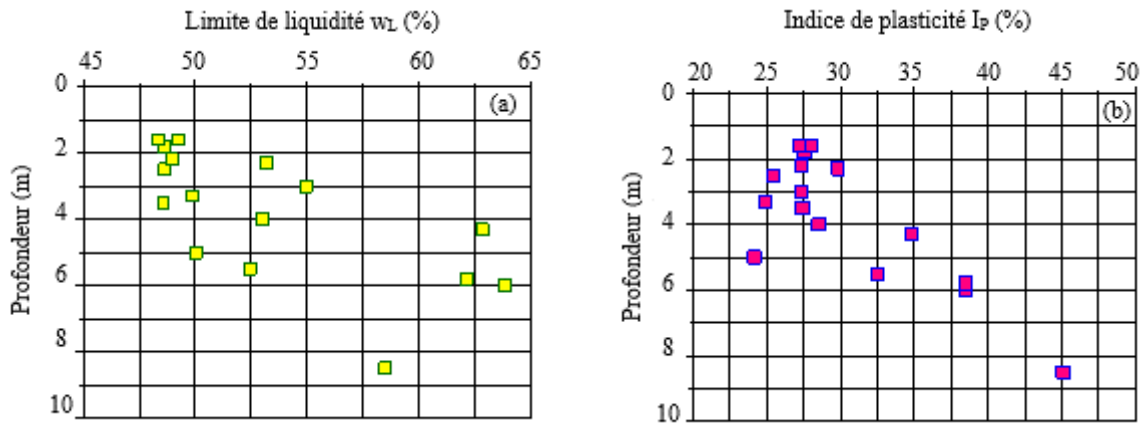


Figure. 5-15. Variation de : a) la limite de liquidité et b) de l'indice de plasticité en fonction de la profondeur.

A partir de la classification triangulaire (Figure 5-13) et l'abaque de plasticité de Casagrande (Figure 5-14), on déduit que les terrains de la région d'étude sont constitués essentiellement des argiles sableuses et des argiles qui sont peu à très plastiques.

5.8. ESTIMATION DU POTENTIEL DE GONFLEMENT A PARTIR DES MÉTHODES DE CLASSIFICATION

Les méthodes d'estimation du potentiel de gonflement se basent essentiellement sur les essais d'identification physiques et chimiques effectués sur des échantillons de sol intacts ou remaniés ; elles utilisent au maximum trois paramètres jugés avoir un rapport direct avec le gonflement des argiles (cf. Chapitre I, § 1.3).

Les figures suivantes présentent les résultats de l'estimation du potentiel de gonflement en utilisant la classification de *Vijaveria et Ghazzaly, 1973* et de *Williams et Donaldson, 1980* ainsi que la classification de *Seed et al, 1962* qui se base sur le pourcentage de la fraction

CHAPITRE 05 : Caractérisation et estimation du potentiel de gonflement des sols de la région de Boumagueur.

argileuse et l'activité de Skempton : $A_c = \frac{I_p}{<2\mu m}$. Les résultats obtenus permettent d'observer que les sols de la région de Boumagueur sont d'un potentiel de gonflement moyen à élevé.

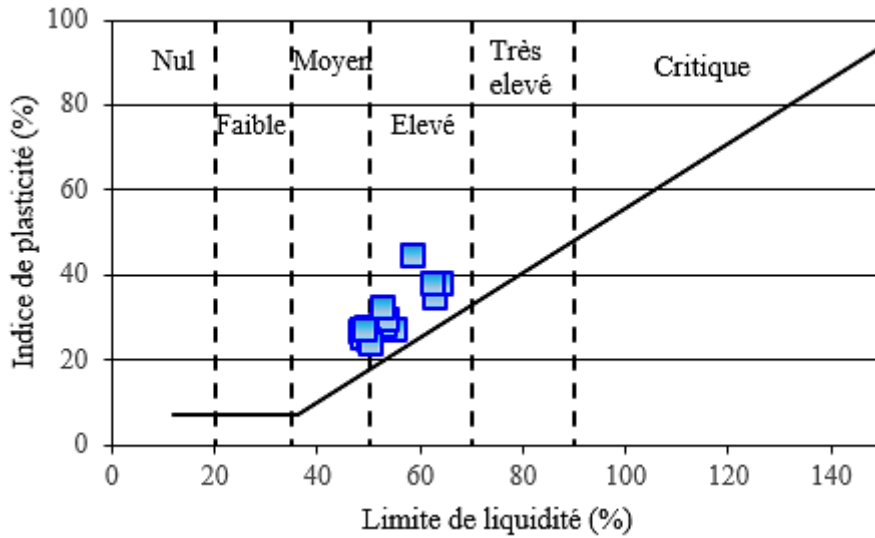


Figure. 5-16. Diagramme de classification du potentiel de gonflement d'après *Vijavergia et Ghazzaly, 1973*, complété par *Dakshanamurphy et Raman, 1973*.

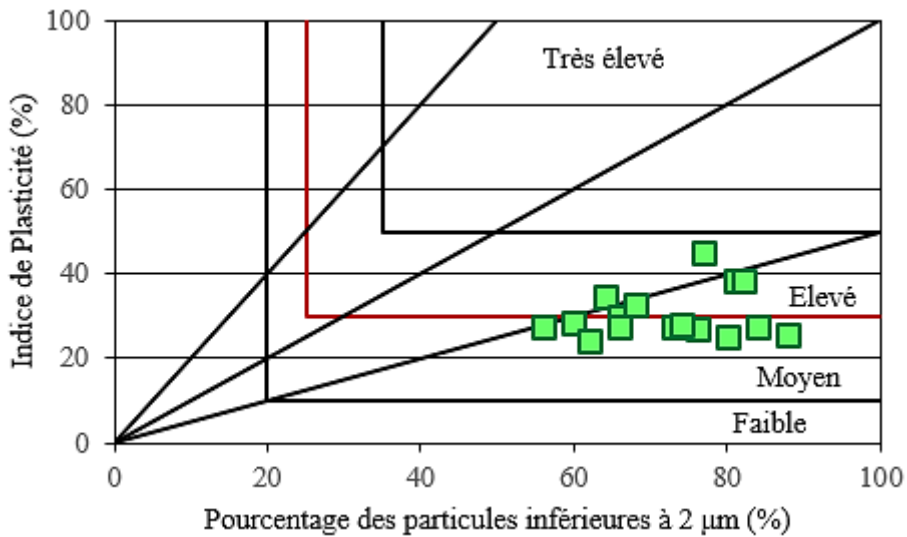


Figure. 5-17. Diagramme de classification du potentiel de gonflement d'après *Williams et Donaldson, 1980*.

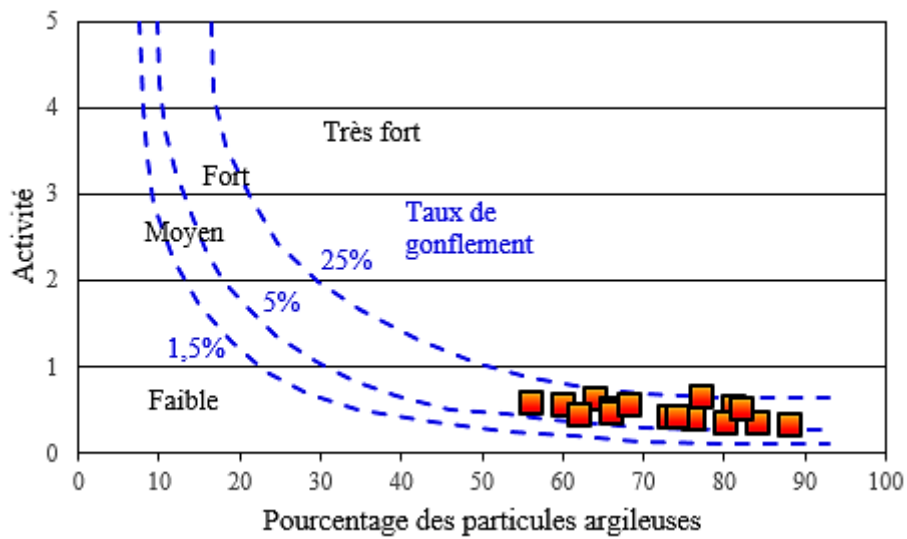


Figure. 5-18. Diagramme de classification du potentiel de gonflement d'après *Seed et al, 1962*.

L'estimation du potentiel de gonflement de chaque couche séparément, l'argile sableuse et la marne verdâtre est présentée dans le tableau 5-2. Les résultats obtenus montrent que la couche de l'argile sableuse est d'un potentiel de gonflement moyen à élevé, pour la couche de la marne verdâtre, elle est caractérisée par un potentiel de gonflement élevé à très élevé.

Tableau. 5-2. Estimation du potentiel de gonflement des couches du sol de la région d'étude.

	Argile sableuse	Marne verdâtre
<i>Altmeyer (1955)</i>	—	Critique
<i>Ranganatham et Satyanarayana, 1965</i>	—	Fort
<i>Snethen (1980)</i>	Moyen à élevé	Très élevé
<i>BRE (Building Research Establishment, 1980)</i>	Moyen à élevé	Elevé
<i>Ghen (1988).</i>	Elevé	Elevé à très élevé
<i>Holtz et Gibbs, 1956</i>	—	Elevé
<i>Holtz, Dakshanamurphy et Raman, 1973</i>	—	Fort

5.9. MESURE DU POTENTIEL DE GONFLEMENT À PARTIR DES ESSAIS MÉCANIQUES (MESURE DIRECTE)

Les essais mécaniques consistent à réaliser des essais de gonflements afin d'avoir la pression de gonflement et le taux de la déformation engendrés par le gonflement. Les méthodes de mesure basées sur des tests œdométriques (*cf. Chapitre I, § 1.10.1.2*) sont largement utilisées.

Chen, 1988 (Cité dans Medjnoun, 2014), classifie le potentiel de gonflement en se basant sur les pressions de gonflement comme suit :

- Gonflement très élevé pour des pressions supérieures à 1000 kPa ;
- Gonflement élevé pour des pressions comprises entre 250 et 500 kPa ;
- Gonflement moyen pour des pressions comprises entre 150 et 250 ;
- Gonflement faible pour des pressions inférieures à 50 kPa.

L'indice de gonflement peut aussi donner une estimation sur le potentiel de gonflement, cependant, sa valeur est indépendante des paramètres initiaux (teneur en eau et densité) car la mesure de l'indice de gonflement s'effectue après la phase de chargement dans des conditions saturées en eau, ce qui engendre la modification de la densité et de la teneur en eau des échantillons (*Medjnoun, 2014*).

- $C_s > 17 \%$, sol très gonflant ;
- $11 \% < C_s < 17 \%$, sol gonflant ;
- $7 \% < C_s < 11 \%$, sol moyennement gonflant ;
- $4 \% < C_s < 7 \%$, sol peu gonflant ;
- $C_s < 4 \%$, sol non gonflant

Les valeurs des pressions de gonflement déterminées à partir des différentes profondeurs dans la région de Boumagueur (*Figure 5-19*), montrent une variation de la pression de gonflement entre 50 et 80 kPa pour la couche de l'argile sableuse, ce qui correspond à un sol d'un potentiel de gonflement faible à moyen. Pour la couche de la marne verdâtre, la pression de gonflement varie de 80 kPa jusqu'à des valeurs de 180 kPa, il s'agit donc d'un sol moyennement gonflant.

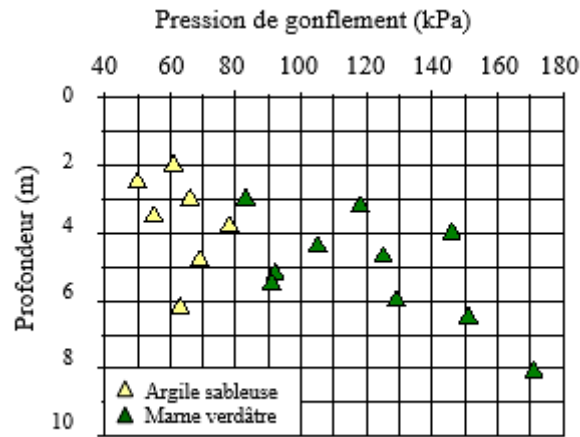


Figure. 5-19. Variation de la pression de gonflement des sols testés en fonction de la profondeur.

La figure 5-20 représente la variation de l'indice de compression C_c et de gonflement C_s en fonction de la profondeur. Pour la couche de l'argile sableuse, l'indice de compression C_c varie entre 10 et 22 % ; l'indice de gonflement varie entre 1 et 6 % ce qui correspond à un sol peu gonflant. Les valeurs de l'indice de compression C_c de couche de la marne verdâtre varient entre 20 et 40 % ; l'indice de gonflement varie entre 4 et 11 %, il s'agit donc d'un sol moyennement gonflant à gonflant

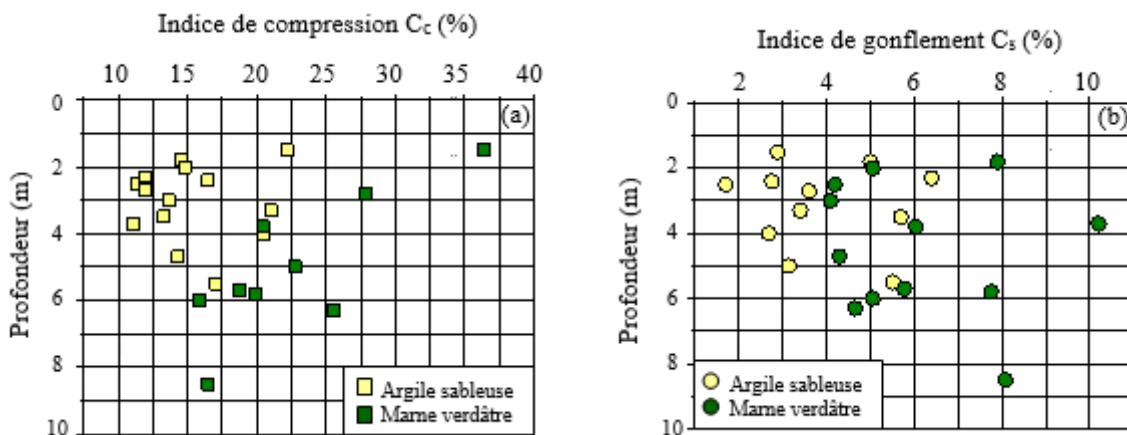


Figure. 5-20. Variation de a) l'indice de compression C_c et b) l'indice de gonflement C_s en fonction de la profondeur.

La synthèse des résultats des tests œdométriques montre que les sols de la région de Boumagueur sont caractérisés par un potentiel de gonflement faible à moyen pour la couche

d'argile sableuse. Pour la couche de la marne verdâtre, le sol est moyennement gonflant à gonflant.

5.10. CONCLUSION

Ce chapitre est consacré à la description et la caractérisation géologique, hydrogéologique, climatologique et géotechnique de la région d'étude de Boumagueur. Dans un premier temps, les visites sur site ont permis d'observer plusieurs cas pathologiques sous forme de fissurations d'ouvertures variables dans les constructions dues au phénomène de retrait/gonflement des sols gonflants.

L'étude géologique montre que le site étudié est composé d'une formation géologique constituée essentiellement de marne et d'argile mélangées parfois avec d'autres matériaux tels que les sables, les limons, les gypses et les grès.

Sur le plan climatique, le site se situe au nord-est de l'Algérie et il est soumis à un climat steppique froid et semi-aride de type continental (hiver froid et été chaud). Le site étudié est caractérisé par des périodes sèches et d'autres très humides ; l'alternance de ces périodes forme des cycles d'humidification-séchage. Ces cycles sont un facteur déclenchant du phénomène de retrait/gonflement dans les sites comportant des formations argileuses gonflantes ; en présence d'eau et d'humidité le sol augmente de volume et en présence de chaleur le sol subit un rétrécissement ce qui crée des fissures de différentes dimensions dans les constructions.

L'examen des résultats des essais de reconnaissance géotechniques réalisés dans la région d'étude nous a permis d'établir la stratigraphie suivante :

- Une couche superficielle d'argile sableuse d'une épaisseur variable, peu plastique avec un potentiel de gonflement moyen selon les méthodes de classification et les essais mécaniques (essais œdométriques). Cette couche recouvre la majorité des terrains de la région de Boumagueur ;
- Une couche d'une marne verdâtre à grisâtre d'une épaisseur importante, plastique à très plastique, caractérisée par un potentiel de gonflement élevé à très élevé selon les

méthodes de classification et moyen à élevé selon les essais mécaniques (essais œdométriques). Cette couche affleure dans plusieurs endroits dans la région d'étude.

D'une manière générale, les terrains de la région d'étude de Boumagueur sont constitués essentiellement de marne et d'argile. Ces argiles sont parfois sableuses et mélangées avec d'autres matériaux tels que le gypse et le grès, elles sont peu plastiques à plastique avec un potentiel de gonflement faible à moyen. Les marnes sont caractérisées par une plasticité élevée avec un potentiel de gonflement moyen à élevé.

CHAPITRE VI
CARACTERISATION DU
COMPORTEMENT DE LA
MARNE DE
BOUMAGUEUR SUR
CHEMIN DE DRAINAGE
HUMIDIFICATION

6.1. INTRODUCTION

La partie expérimentale de notre thèse a porté essentiellement sur l'étude du comportement hydromécanique d'un matériau gonflant. Après la présentation détaillée de la région de Boumagueur ainsi que la caractérisation géotechnique du sol qui s'y trouve dans le chapitre précédent ; la marne verdâtre de cette région fera l'objet de cette étude.

Les approches classiques de la mécanique des sols saturés sur lesquelles est basée la caractérisation géotechnique de la marne de Boumagueur présentée dans le chapitre précédent, sont parfois insuffisantes pour prédire le comportement de ce type de sol.

L'étude des chemins de drainage-humidification (dans lesquels le paramètre moteur essentiel est la succion, en l'absence de contrainte extérieure) est un passage obligé dans l'étude du comportement des sols fins non saturés. En effet, elle présente un double intérêt, d'une part parce qu'elle permet de mettre en évidence le rôle de la succion à laquelle est soumis le sol et de comprendre cet aspect important de son comportement, d'autre part parce que de nombreux phénomènes réels suivent, en première approximation des chemins de drainage où d'humidification : retrait/gonflement des sols à faible profondeur lors de la variation de la nappe phréatique, géotechnique routière, etc.

Ces essais de drainage-humidification montrent aussi l'intérêt d'une représentation globale de l'état du matériau au cours d'un cycle de drainage-humidification. Cette représentation permet notamment de suivre l'évolution de la saturation du sol et de relier les caractéristiques de retrait aux caractéristiques de drainage et d'humidification.

Dans ce chapitre, et après une caractérisation à l'état saturé du matériau étudié, on étudiera son comportement sur chemin de drainage-humidification. Les conditions initiales des échantillons se présentent sous forme de pâte saturée à $w_i \geq 1.2 w_L$, pâte saturée puis consolidée à 100 kPa, en plus des échantillons intacts à l'état naturel.

6.2. MATERIAU ETUDIE

Le matériau testé a été prélevé d'une zone située au lieu-dit El-Gharnoug dans le sud-ouest de la commune de Boumagueur à environ un (01) kilomètre au sud-ouest du centre de l'APC. Le site est généralement plat et recouvert par quelques plantations herbacées (*Figure 6-1*). Afin de mieux connaître la géologie du site, quatre sondages en carottage continu jusqu'à 10 m de profondeur réalisés par le laboratoire de l'habitat et de la construction LHC-Sud unité de Batna, ont été consultés. Ils sont notés *SC 01*, *SC 02*, *SC 03* et *SC 04*. Leur localisation est donnée sur *la figure 6-2*.



Figure. 6-1. Site de prélèvement d'El-Gharnoug.

La description visuelle des échantillons récupérés de chaque sondage, nous a permis d'établir la lithologie du site représentée dans *la figure 6-3*.

Le matériau gonflant objet de cette étude est la marne verdâtre extraite du sondage carotté *SC 04* à partir d'une profondeur de 2 m.

CHAPITRE 06 : Caractérisation du comportement de la marne de Boumagueur sur chemin de drainage-humidification.

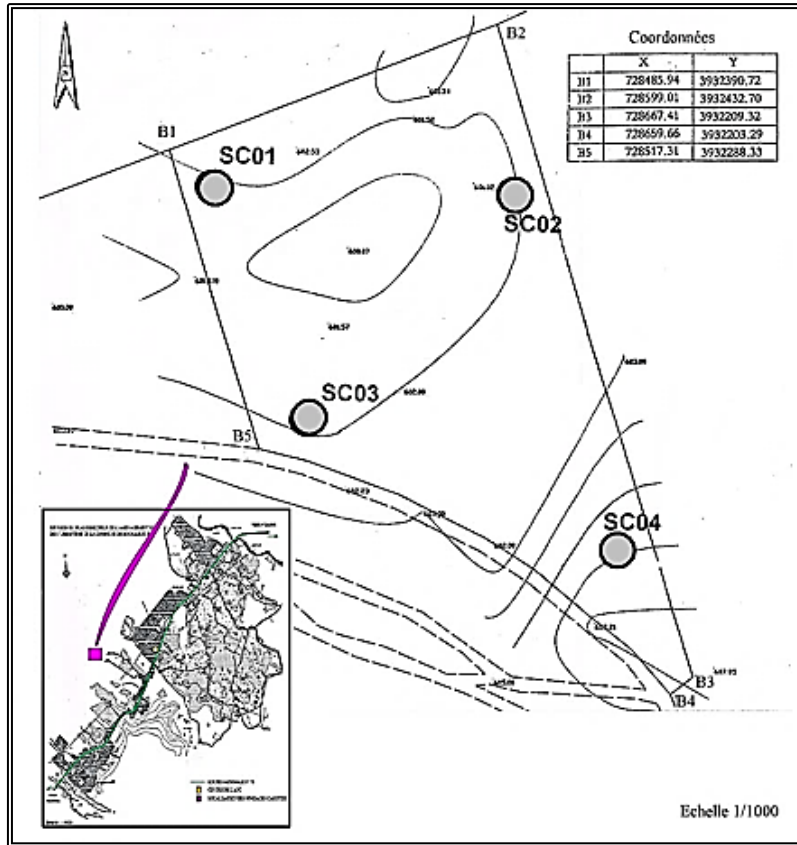


Figure. 6-2. Localisation des sondages carottés SC 01, SC 02, SC 03 et SC 04 (Source : Laboratoire LHC Sud, unité de Batna).

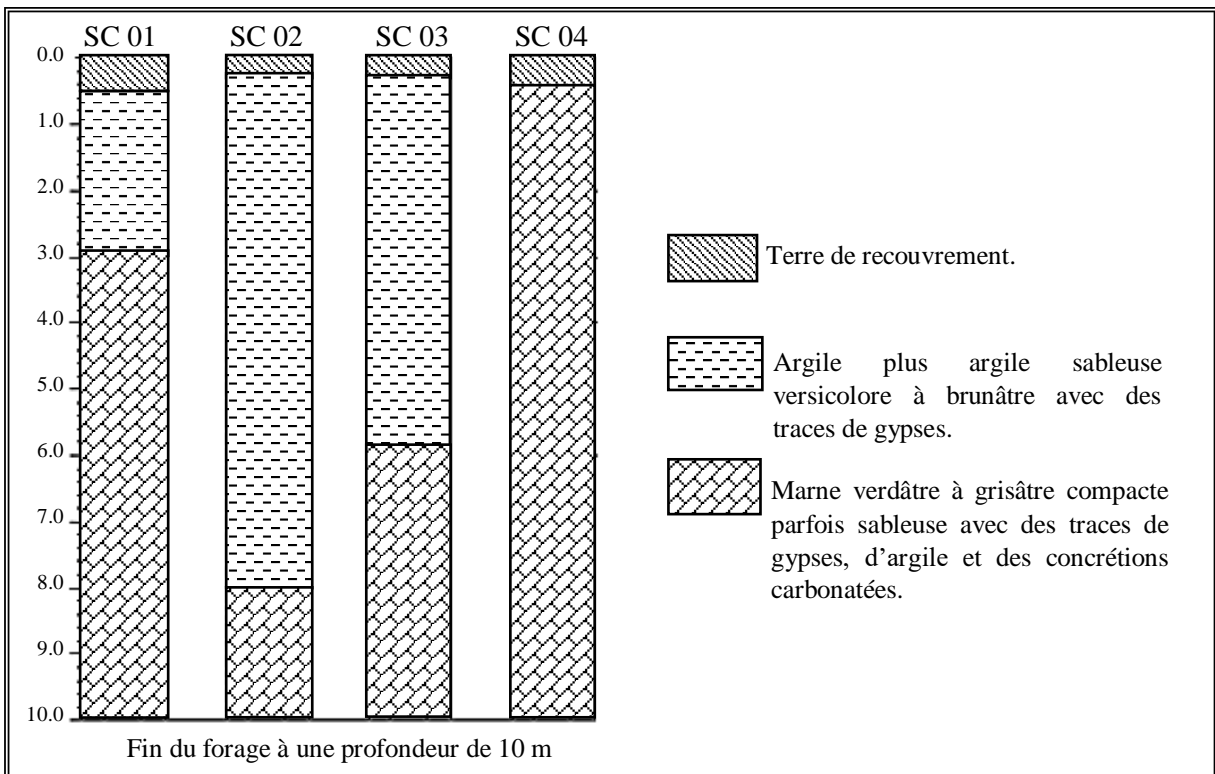


Figure. 6-3. Coupe lithologique des sondages carottés.

6.2.1. Identification physico-chimique

La figure 6-4, représente la courbe granulométrique du matériau étudié obtenue par la méthode de tamisage à sec après lavage et la sédimentométrie, respectivement selon la norme NF P94-056 et 057. D'après cette courbe, on constate que la fraction inférieure à $80 \mu m$ représente 98 %, et que la fraction argileuse ($\leq 2 \mu m$) représente 60 %.

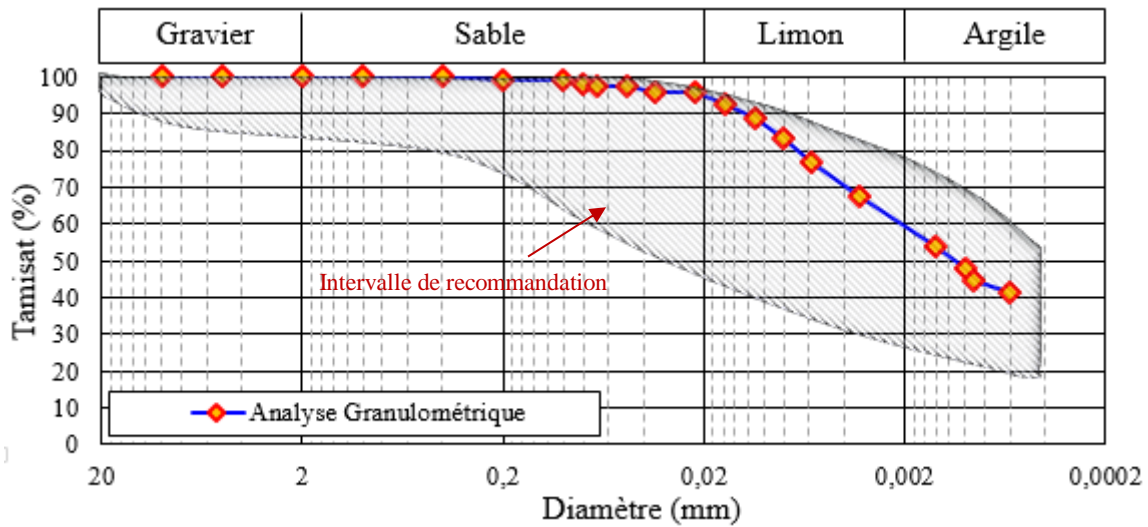


Figure. 6-4. Courbe granulométrique de la marne de Boumagueur.

Afin de compléter l'identification, une analyse granulométrique par diffraction au laser a été effectuée au laboratoire *LOMC* de l'université du Havre lors d'un séjour scientifique. Les résultats sont comparés aux résultats de la courbe granulométrique de la figure 6-4.

La granulométrie laser (norme NF ISO 13320-1) est une technique d'analyse basée sur la diffraction de la lumière laser par la matière. La détermination de la distribution granulométrique d'un échantillon de particules solides est déduite de l'interaction entre l'ensemble des particules et le rayonnement laser incident par l'analyse de la tache de diffraction du faisceau.

La méthode utilisée dans notre étude est celle par voie humide. Les échantillons pris en considérations sont ceux qui ont un diamètre inférieur à 2 mm, avec l'utilisation d'une masse de 1 g.

Les résultats de la granulométrie laser ainsi que les courbes granulométriques classiques sont représentées sur *la figure 6-5*.

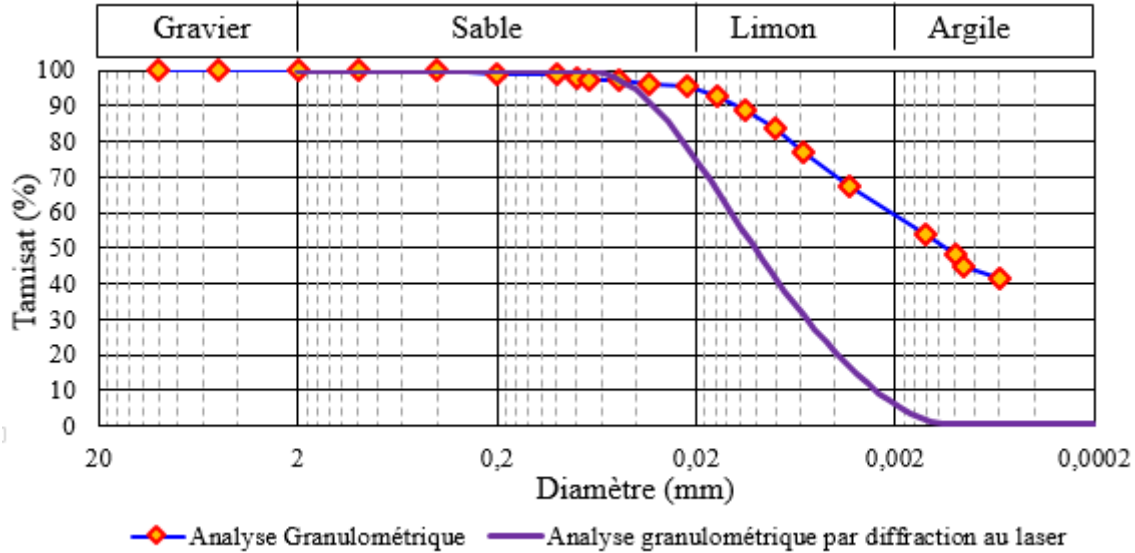


Figure 6-5. Résultats de l'analyse granulométrique par diffraction laser.

En comparant les deux courbes, on peut dire que pour la fraction de sol $< 80 \mu\text{m}$, les deux méthodes à savoir la granulométrie et le laser donnent pratiquement le même pourcentage ($> 95\%$). En revanche, pour les particules $< 2 \mu\text{m}$, on trouve 8 % au laser contre 60 % par la sédimentométrie. D'après ce résultat, la méthode laser semble donc sous-estimer le pourcentage de particules fines par rapport à la méthode classique. C'est pour cela qu'il faut faire attention en utilisant cette méthode, dans ce sens *Meunier et Nauroy, 2004 (cité dans Benchouk, 2014)* décrivent plusieurs techniques pour améliorer les résultats obtenus par granulométrie laser.

Notons enfin, que la granulométrie laser a un très grand avantage par rapport à une sédimentométrie classique, c'est qu'elle ne nécessite que quelques minutes pour obtenir des résultats comparativement au 24 h minimum d'une sédimentométrie.

Les résultats des essais de plasticité montrent que le matériau étudié présente une limite de liquidité de l'ordre de 61,5 % et un indice de plasticité de 32 %. Selon le diagramme de Casagrande (*Figure 6-6*), le matériau se situe dans la gamme des argiles très plastiques.

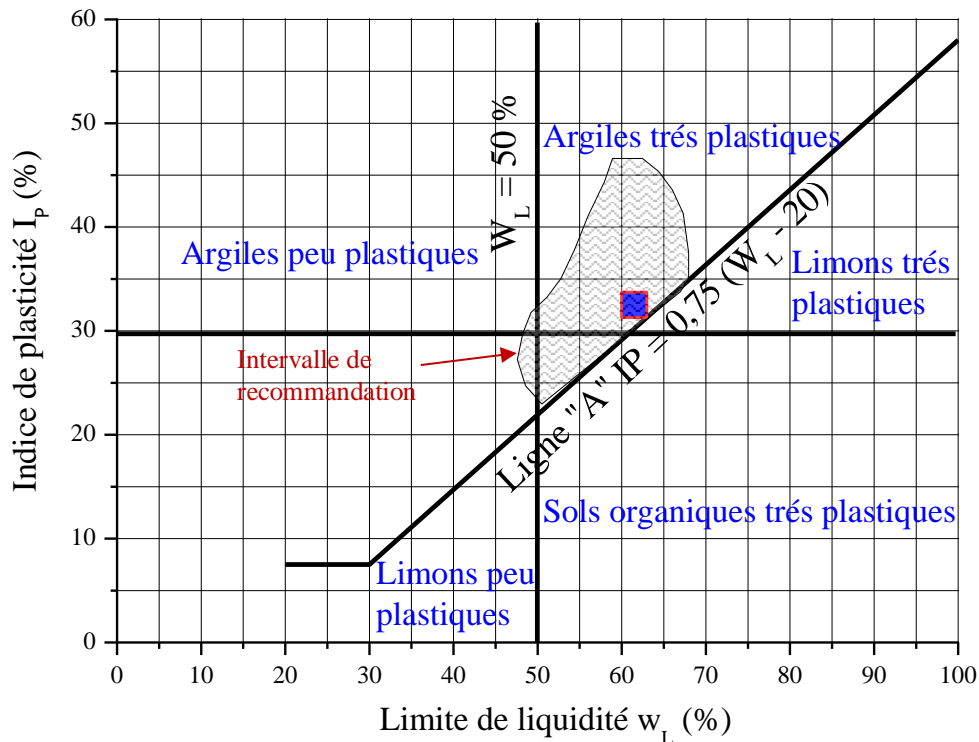


Figure. 6-6. Position de la marne de Boumagueur sur le diagramme de Casagrande.

L'identification physique et chimique a donné lieu aux résultats répertoriés dans *le tableau 6-1*. La valeur du bleu vaut 7.2, ce qui permet d'estimer la valeur de la surface spécifique par la formule de *Tran Ngoc Lan, 1977*, et qui donne une valeur de 150.7 m²/g.

Le calcul du coefficient d'activité par la formule de *Skempton 1953*, donne une valeur de 0.53. Le taux de matière organique est d'environ 8.5 % et celui du carbonate de calcium est de 46 %.

En analysant les résultats en termes de granulométrie, limite de liquidité, valeur du Bleu, taux du carbonate de calcium et matières organiques, on arrive à la conclusion que le matériau étudié est une marne très plastiques et d'après la classification USCS/LCPC, le matériau étudié est désigné par : fO-At, argile très plastique faiblement organique.

Tableau. 6-1. Résultats d'identification du matériau étudié.

Identification physique			Norme
▪ Granulométrie			NF P 94-056
Gravier	(%)	-	
Sable	(%)	5	
Limon	(%)	35	
Argile	(% < 2µm)	60	NF P 94-057
	(% < 80µm)	98	
▪ Limite d'Atterberg			NF P 94-051
Limite de liquidité w_L	(%)	61.5	
Limite de plasticité w_P	(%)	29.5	
Indice de plasticité I_P	(%)	32	
▪ Densité des grains solides		2.65	NF P 94-054
Identification chimique			
▪ Valeur de bleu VB		7.2	NF P 94-068
▪ Surface spécifique totale	(m ² /g)	150.7	
▪ Teneur en CaCO ₃	(%)	46	NF P 94-048
▪ Teneur en matière organique	(%)	8.5	XP P 94-047
▪ Activité des argiles		0.53	

6.2.2. Composition chimique des minéraux

L'analyse chimique du matériau étudié a été réalisée par fluorescence X au niveau de la cimenterie d'Ain-Touta, Batna. Les résultats de cette analyse (*Tableau 6-2*) font ressortir la forte proportion de la silice d'environ 49 % comparée à celle de l'alumine qui est d'environ 14.5 %, ces deux éléments sont les principaux composants des argiles.

Tableau. 6-2. Composition chimique des minéraux.

Silice	Alumine	Fer	Calcium	Magnésium	Potassium	Sodium	Soufre	Chlore
SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	K ₂ O	Na ₂ O	SO ₃	Cl
49.00%	14.34%	5.43%	10.87%	2.86%	1.81%	0.52%	1.96%	0.02%

6.2.3. Minéralogie

La composition minéralogique du matériau étudié a été déterminée par la diffraction aux rayons X (*Figure 6-7*) au Centre d'Étude et de Service Technologique de l'Industrie des Matériaux de Construction (*CETIM*) situé à Boumerdès. Les essais sont réalisés sur des échantillons sous forme de poudres d'argiles d'un diamètre inférieur à $2\mu\text{m}$. Ces poudres sont obtenues par la méthode de broyage.

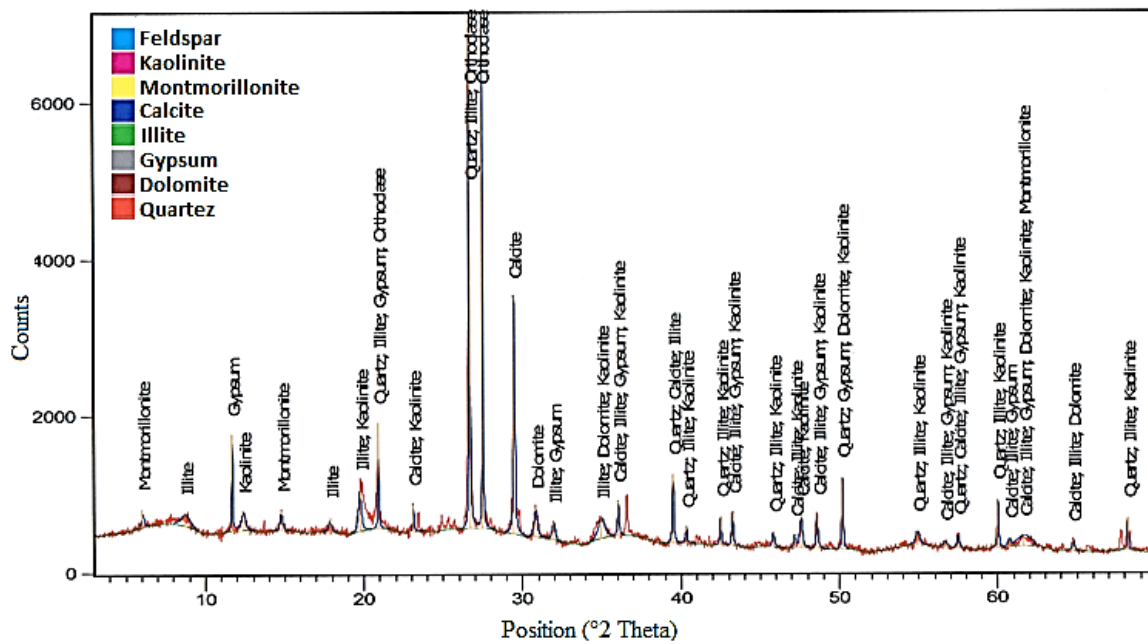


Figure. 6-7. Résultat de la diffraction aux rayons X de la marne de Boumagueur.

Le sol contient 19% quartz et 60% de minéraux argileux, dont 40% est de montmorillonite, 5% d'illite et 15% de kaolinite. *Le tableau 6-3* montre le pourcentage de chaque composant minéral du matériau étudié.

Tableau. 6-3. Composition minéralogique du matériau étudié.

Quartz	Calcite	Gypsum	Dolomite	Feldspar	Montmorillonite	Illite	Kaolinite
19%	16.5%	0.1%	2%	2.4%	40%	5%	15%

6.3. PREPARATION DES ECHANTILLONS

Dans le cadre de cette étude, les échantillons ont été préparés :

- Sous forme de pâte saturée ($w_i \geq 1.2w_L$) ;
- Initialement sous forme de pâte saturée, puis consolidée à 100 kPa ;
- Échantillons intacts à l'état naturel.

Le matériau a été fourni intact (non remanié) par le laboratoire LHC-Sud unité de Batna sous forme des carottes (sondage carotté) de diamètre de 150 mm et d'une hauteur variable (*Figure 6-8*). Donc, pour sa préparation aux différents essais projetés, on a suivi les étapes suivantes :

- Broyage des blocs d'argiles ; Étuvage du matériau à une température de 105°C ;
- Pour les échantillons sous forme de pâte à $w_i \geq 1.2w_L$ et consolidés à 100 kPa, on pèse une portion suffisante du matériau puis on la malaxe avec une quantité d'eau distillée nécessaire à l'obtention de la teneur en eau désirée, par le moyen d'un malaxeur mécanique comme le montre la *figure 6-9*. L'opération de consolidation est effectuée dans un œdomètre en utilisant une cellule œdométrique modifiée spécialement conçue à cet effet (*Figure 6-10*). Elle permet d'obtenir des échantillons de diamètre de 70 mm et d'une hauteur plus de 50 mm.



Figure 6-8. Matériau intact (non remanié) sous forme des carottes.



Figure. 6-9. préparation de la pâte saturée.



Figure. 6-10. Consolidation des échantillons sous forme de pâte.

6.4. CARACTERISATION A L'ETAT SATURE

Pour étudier l'influence de la succion sur le comportement hydromécanique, il est essentiel de connaître le comportement du matériau saturé, qui sera utilisé comme état de référence.

6.4.1. Comportement sur chemin œdométrique

L'essai œdométrique consiste à appliquer des charges croissantes suivant une progression géométrique telle que le rapport $(\sigma_{i+1} - \sigma_i)/\sigma_i = 1$, chaque charge étant maintenue constante durant une période qui est habituellement de 24h. Après que la charge maximale soit atteinte, on procède au déchargement. L'essai se termine par un déchargement comportant au moins quatre paliers, dont le dernier correspond à la charge du piston de l'appareil œdométrique.

Trois essais œdométriques saturés ont été réalisés sur une pâte saturée avec une teneur en eau initiale supérieure ou égale à $1.2 w_L$, une pâte saturée puis consolidée à 100 kPa et sur des échantillons intacts à l'état naturel.

CHAPITRE 06 : Caractérisation du comportement de la marne de Boumagueur sur chemin de drainage-humidification.

L'ensemble des courbes obtenues pour la pâte saturée et la pâte consolidée sont représentées sur la figure 6-11. Sur les mêmes graphiques, nous avons ajouté la corrélation de *Biarez et Favre, 1975*, donnée pour le chemin de compression isotrope (Équations. 6-1 et 6-2) :

$$w = w_L, \text{ ou } e = (\gamma_s / \gamma_w) \cdot w_L, \text{ pour } P' = 7 \text{ kPa.} \quad (6-1)$$

$$w = w_P, \text{ ou } e = (\gamma_s / \gamma_w) \cdot w_P, \text{ pour } P' = 1000 \text{ kPa.} \quad (6-2)$$

Les conditions initiales et finales des différents échantillons sont données dans le tableau 6-4.

Tableau. 6-4. Caractéristiques initiales et finales des essais œdométriques réalisés sur la marne de Boumagueur.

Etat initial	w_i (%)	e_i	Sr_i (%)	γ_d (kN/m^3)	w_f (%)	e_f	Sr_f (%)
Pâte saturée à $w_i \geq 1.2 w_L$ (ES1)	91	2.05	100	—	32	0.97	87.5
Pâte consolidée à 100 kPa (ES2)	45.5	1.33	91	—	34.5	0.93	98
Echantillon intact -gonflement libre- (ES3)	14	0.43	86	18.5	28	0.62	100

Pour les échantillons remaniés (pâte saturé et pâte consolidée), les essais œdométriques ont été réalisés suivant la norme française NF P 94-090-1. Pendant la phase de chargement de la pâte saturée, le matériau est dans un état normalement consolidé (NC), il suit une ligne dans le plan [$\log(\sigma), e$], avec une pente C_c .

Pour la pâte saturée consolidée, le matériau suit d'abord un chemin surconsolidé avec une pente C_s allant jusqu'à la valeur de la contrainte de préconsolidation ($P_0 = 100$ kPa). Au-delà de cette valeur, le matériau rejoint le chemin normalement consolidé de la pâte saturée, il suit une ligne d'une pente C_c parallèle à celles du chemin de la pâte saturée et de la ligne de compression isotrope donnée par la corrélation de *Biarez et Favre, 1975*.

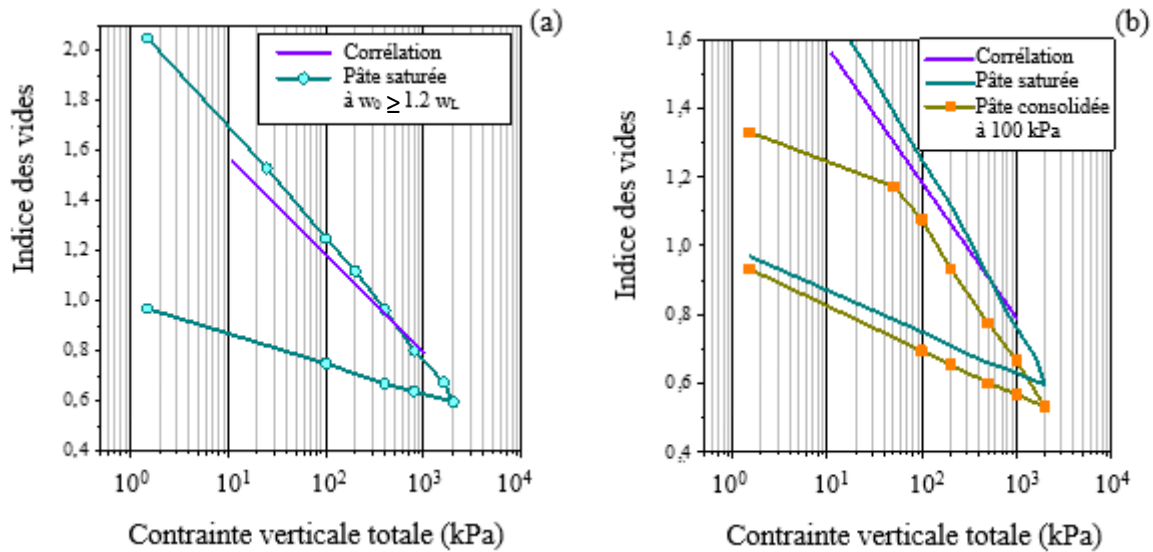


Figure. 6-11. Essai œdométrique sur : (a) Pâte saturée à $w_i \geq 1.2 w_L$ et (b) pâte consolidée à 100 kPa.

Pour les échantillons non remaniés (intacts à l'état naturel), la réalisation des essais œdométriques à l'aide de la norme française NF P 94-090-1 s'est avérée difficile car cette norme exige dans le cas où le sol est sensible à l'eau, d'empêcher tout gonflement par l'ajout de charge progressive. Pour cela, la réalisation de cette procédure est un peu délicate dans notre laboratoire, du fait que l'expérience avec ce matériau a montré que la durée du gonflement avant la stabilisation des déformations est proche de 72 heures (*Figure 6-12*), ce qui rend l'opération du blocage du gonflement par l'ajout de charge manuellement très difficile. Donc comme alternative, nous avons eu recours à la norme ASTM 4546-03, méthode A, dite méthode de gonflement libre, dans laquelle on laisse l'échantillon gonfler sous la charge du piston, et après stabilisation, on commence le chargement par dédoublement de charge. La pression de gonflement est définie comme étant la charge qui annule la déformation engendrée par le gonflement.

Une première analyse suggère que le chemin suivi par l'échantillon intact dans son état naturel (*Figure 6-13*) montre un comportement surconsolidé jusqu'à une valeur de pression de préconsolidation apparente d'environ 120 kPa. Au-delà de cette valeur, le matériau tend à rejoindre un chemin normalement consolidé. Les valeurs de l'indice de compressibilité élastique et plastique sont respectivement de 7.3% et 28%.

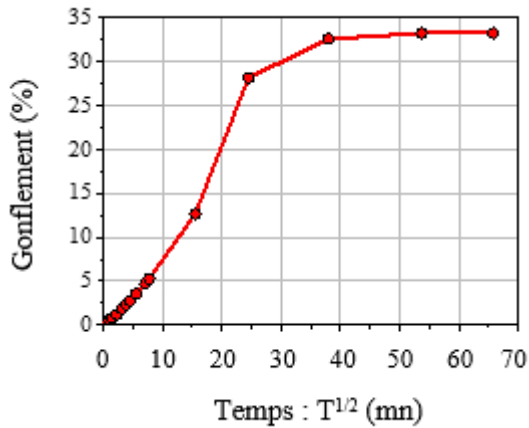


Figure. 6-12. Variation du gonflement sous la charge du piston en fonction du temps.

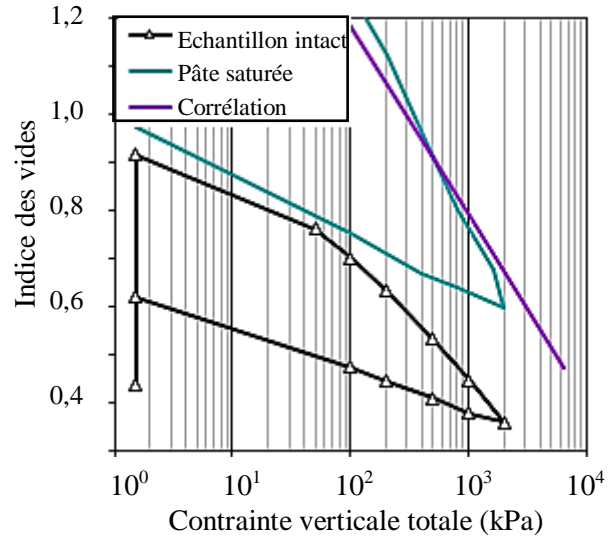


Figure. 6-13. Essai de gonflement libre sur un échantillon intact à l'état naturel.

Les valeurs des coefficients de compression (C_c et λ) et de gonflement (C_s et κ), calculés pour les différents essais réalisés ont été regroupées dans le tableau 6-5. Pour le coefficient C_c , ce dernier est calculé entre les deux derniers points de la courbe de chargement, tandis que C_s est calculé entre le dernier point de chargement et le point qui correspond au poids du piston. Dans le même tableau, les valeurs de la pression de préconsolidation (P_0) déterminées à partir de l'intersection des droites de la partie surconsolidée et normalement consolidée ont été ajoutées.

Les corrélations de *Biarez et Favre, 1975*, établies pour C_c et C_s sont données par l'équation (6-3) et (6-4) :

$$C_c = 0,009 (w_L - 13) \text{ avec } (w_L \text{ en } \%) \quad (6-3)$$

$$C_c/C_s \approx 4 \quad (6-4)$$

Tableau. 6-5. Paramètres de compressibilité des essais œdométriques.

Essai	$C_c - (\lambda)$	$C_s - (\kappa)$	C_c/C_s	P_0 (kPa)
Corrélation	0.436 – (0.189)	0.110 – (0.047)	4	—
ES1	0.420 – (0.182)	0.110 – (0.047)	3.81	—
ES2	0.415 – (0.180)	0.110 – (0.047)	3.77	100
ES3	0.280 – (0.121)	0.073 – (0.031)	3.8	120

6.5. COMPORTEMENT SUR CHEMIN DE DRAINAGE HUMIDIFICATION

Nous désignons par chemins de drainage-humidification des chemins dans lesquels le paramètre moteur essentiel est la succion, en l'absence de contrainte extérieure.

Sur chemin de drainage-humidification, l'échantillon de sol est soumis à des variations de succion sous contrainte extérieure constante (nulle dans cette étude). Ce cas est traduit en pratique par plusieurs phénomènes en l'occurrence : retrait et gonflement des sols superficiels lors des variations du niveau de la nappe phréatique, géotechnique routière ... etc.

L'essai consiste à imposer aux échantillons du sol une suite de succions croissantes jusqu'au séchage complet (drainage), puis à les réhumidifier en imposant une suite de succions décroissantes (humidification). A l'équilibre, sous chaque succion, on mesure les caractéristiques finales des échantillons (volume total, teneur en eau), pour en déduire les paramètres d'état : indices des vides, degré de saturation.

6.5.1. Choix des méthodes d'imposition de la succion

Afin de balayer une large gamme de succion, deux techniques expérimentales ont été utilisées pour déterminer la courbe de rétention du matériau. La technique osmotique pour l'imposition des succions dans la gamme de succions inférieure à 8.5 MPa et celle des solutions salines saturées pour l'imposition de très fortes succions. Les essais ont été réalisés à différents états initiaux, sur des échantillons remaniés et non remaniés.

6.5.1.1 Technique de contrôle par la méthode osmotique

La technique osmotique est basée sur l'utilisation de membranes semi-perméables et d'une solution aqueuse de molécules organiques de polyéthylène glycol (PEG). Comme l'eau peut traverser la membrane alors que les molécules de PEG en solution ne le peuvent pas du fait de leur grande taille. Un échantillon mis au contact d'une membrane semi-perméable derrière laquelle circule une solution de PEG, est soumis à une succion d'autant plus forte que la concentration en PEG est élevée.

CHAPITRE 06 : Caractérisation du comportement de la marne de Boumagueur sur chemin de drainage-humidification.

La préparation des solutions a été réalisée en utilisant du PEG 6000 et 20000. Les membranes utilisées sont en triacétate de cellulose de référence commerciale : Spectra/Por® n°3 avec un MWCO (*Molecular Weight Cut-Off*) de 3500 Dalton pour le PEG 6000, et Spectra/Por® n° 4 avec un MWCO de 12000 Dalton pour le PEG 20000 (1 Dalton, Da = $1,6605 \cdot 10^{-24}$ g).

Le rapport entre la concentration de la solution et la succion est indépendant du type de PEG, il est approché par une équation parabolique donnée par *Delage et al. 1998 (Equation 2-8)*.

Les étapes de la préparation du dispositif expérimental, de la méthode osmotique, sont résumées comme suit :

- Préparation de la concentration du PEG avec 500 g d'eau distillée. Cette quantité est suffisamment importante afin que les variations de volume de la solution lors du drainage-humidification, n'influencent pas sur la valeur de la succion imposée.
- Mettre dans un agitateur mécanique jusqu'à disparition des cristaux de PEG.
- Ajouter quelques grammes d'acide benzoïque ou quelques gouttes d'antibiotique du type pénicilline dans la solution afin d'éviter l'effet des bactéries présentes dans le sol, qui peuvent détériorer la membrane.
- Laisser reposer la solution pendant 48 h avant de commencer les essais ; ce délai est indispensable pour la stabilisation de sa densité (*Cui, 1993*). Les membranes semi-perméables doivent être laissées dans l'eau distillée pendant un jour avant de les utiliser.
- Fixer la membrane semi-perméable dans le bûcher contenant du PEG par l'intermédiaire d'une bague en PVC tout en assurant un contact parfait entre la solution et la membrane. Eviter toute présence de bulles d'air afin de garantir la continuité des échanges entre la solution et l'échantillon.
- Poser les échantillons sur les membranes correspondant au PEG utilisé.
- Finalement, les bûchers seront fermés par des couvercles (para film) afin d'éviter toute évaporation. On laisse les bûchers jusqu'à la stabilisation des transferts (*Figure 6-14*).



Figure. 6-14. Dispositif d'essai pour la technique osmotique.

Les différentes concentrations de PEG 6000 (MWCO 3500) et PEG 20000 (MWCO 12000) utilisées ainsi que l'ensemble des succions imposées par cette technique, sont indiquées dans le *tableau 6-6*. Pour imposer des valeurs nulles de la suction, la solution de macromolécule dans les béchers sera remplacée par l'eau. L'équilibre dépend de la taille des échantillons et s'effectue généralement en moins de 15 jours pour des échantillons de volume de 1 cm^3 . La *figure 6-15*, représente l'évolution du poids des échantillons secs en fonction du temps pendant un essai d'humidification sous une suction nulle. A partir de cette courbe, on trouve que le temps nécessaire pour atteindre l'équilibre est d'environ deux semaines.

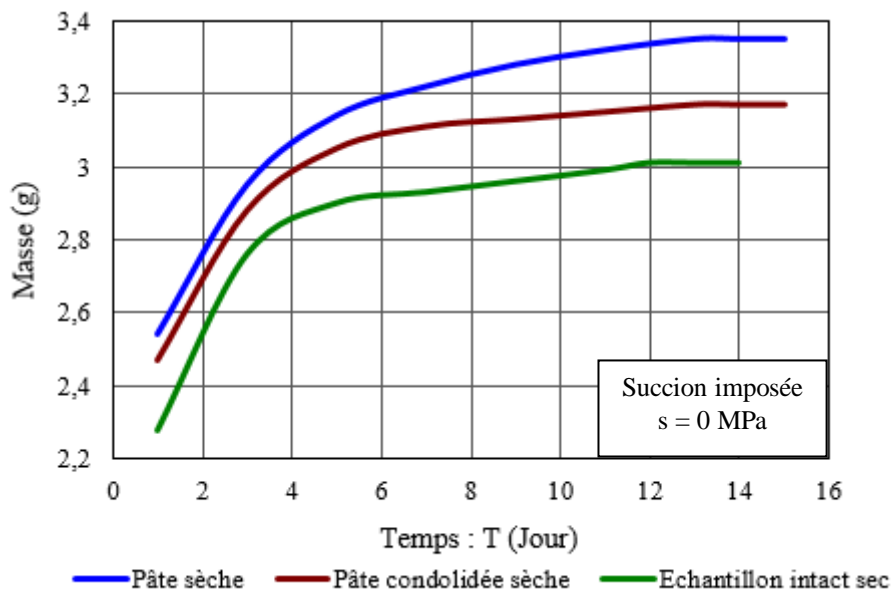


Figure. 6-15. Evolution de la masse des échantillons secs en fonction du temps pendant un essai d'humidification par la méthode osmotique.

Tableau. 6-6. Succions imposées par la technique osmotique.

Technique Osmotique		
Type de PEG	Succion (MPa)	Masse du PEG(g)/500 ml de solution
20 000	0.05	33.71
	0.1	47.67
	0.2	67.48
	0.4	95.35
	0.6	116.75
	0.8	134.85
	1	150.76
	1.5	184.64
6 000	2	213.2
	3	261.1
	6	369.25
	8	426.4

6.5.1.2. Technique de contrôle par phase vapeur (ou technique des solutions salines saturées)

Le principe de cette méthode consiste à placer un échantillon du sol dans une enceinte hermétique (dessiccateur) contenant une solution saline. A l'intérieur du dessiccateur, le taux d'humidité relative de l'air Hr est fixé par la solution saline saturée. La succion est imposée sur les bords de l'échantillon à travers l'humidité relative de l'air Hr .

Les transferts hydriques se font ici alors en phase vapeur et sont donc beaucoup plus lents et peuvent durer jusqu'à plusieurs semaines. La détermination des succions est déduite de la loi de Kelvin (Equation 2-9).

Le paramètre humidité relative est très important, d'où la vérification de l'humidité relative des solutions salines saturées ainsi que la température est nécessaire, pour cela on les mesure pour chaque solution avant la mise des échantillons dans les dessiccateurs, en mettant un humidimètre à sonde à l'intérieur de ces derniers (Figure 6-16).



Figure. 6-16. Humidimètre à sonde pour la mesure de l'humidité relative et de la température des solutions salines saturées.

Les étapes de la préparation du dispositif expérimental relatif à la méthode des solutions salines, sont résumées comme suit :

- Préparer la solution dans 500 g d'eau distillée. La présence des cristaux indique que la solution est saturée (*Figure 6-17*).
- Mettre les échantillons sur la grille du dessiccateur (aucun contact n'est permis entre la solution et les échantillons : échange par vapeur).
- Bien sceller les dessiccateurs afin que l'air ambiant n'y pénètre pas.
- Mettre les dessiccateurs dans une armoire thermostatée où la température est réglée à 20°C.
- On laisse les dessiccateurs jusqu'à la stabilisation des transferts. Les transferts hydriques se font en phase vapeur et sont donc beaucoup plus lents. *La figure 6-19*, représente l'évolution du poids des échantillons humides en fonction du temps pendant un essai de drainage sous une succion de 500 MPa. A partir de cette courbe, on trouve qu'une durée d'environ deux mois à deux mois et demi est nécessaire pour atteindre l'équilibre.

Vu que le nombre de dessiccateurs disponibles dans notre laboratoire est insuffisant pour manipuler le nombre important des échantillons, on a utilisé des bocaux dans lesquels une nacelle composée de trois niveaux (pour augmenter le nombre d'échantillons manipulés) est

CHAPITRE 06 : Caractérisation du comportement de la marne de Boumagueur sur chemin de drainage-humidification.

fixée dans leurs couvercles. Sur *la figure 6-18*, on donne une photo représentant le montage de cette technique.

La série des succions imposées par cette technique ainsi que les sels utilisés sont donnés dans *le tableau 6-7*.



Figure. 6-17. Préparation d'une solution saline saturée.



Figure. 6-18. Dispositif d'essai pour la technique de contrôle par phase vapeur.

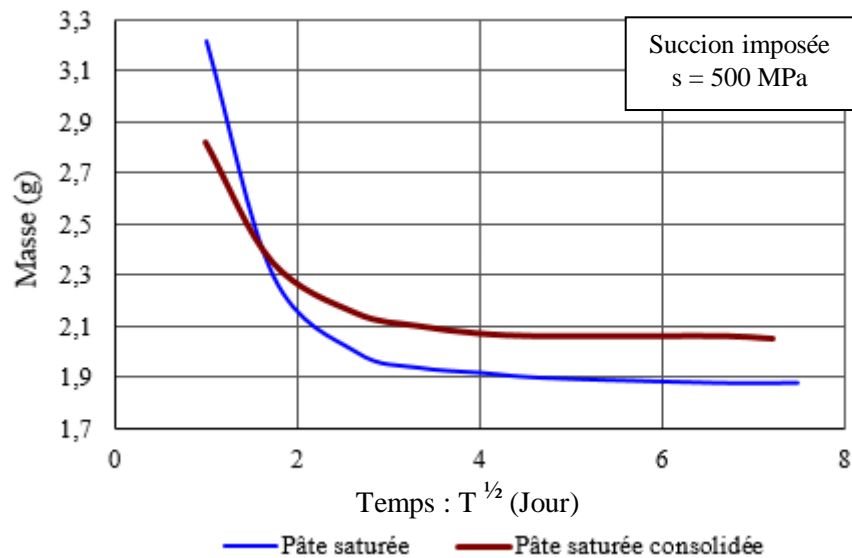


Figure. 6-19. Evolution de la masse des échantillons humides en fonction du temps pendant un essai de drainage par la méthode des solutions salines saturées.

Tableau. 6-7. Caractéristiques des solutions salines utilisées à 20°C.

Technique de contrôle par phase vapeur			
Solution saline saturée	Humidité relative Hr (%)	Succion (MPa)	Masse du sel(g)/500ml d'eau
NaCl	37.7	137.3	179.45
KCl	85	22.59	345
(NH ₄) ₂ SO ₄	81	29.9	375.65
NaCl	76	38.15	360
MgCl ₂ , 6H ₂ O	32.5	156.22	730
KOH	9	326	1000
H ₂ SO ₄	8.5	500	1 litre (*)

(*) : solution concentrée à 98%

6.5.2. Détermination des paramètres d'états

La méthode de détermination des volumes externes (totaux) des échantillons après l'équilibre est basée sur une mesure hydrostatique dans une huile utilisée pour remplir les pores sans gonfler l'échantillon (*Tessier, 1975, cité dans Derfouf, 2014*). Cette huile, qui est généralement du kerdane (densité γ_k / γ_w de l'ordre de 0.785), est non miscible avec l'eau et s'évapore à l'étuve à 105°C. Le dispositif expérimental utilisé est représenté sur *la figure 6-20*. Il s'agit donc d'une méthode destructive, qui nécessite un nouvel échantillon pour chaque point de mesure. En fait, compte tenu de la faible dimension des échantillons, la mesure est faite systématiquement sur 2 échantillons au moins, pour chaque valeur de succion.

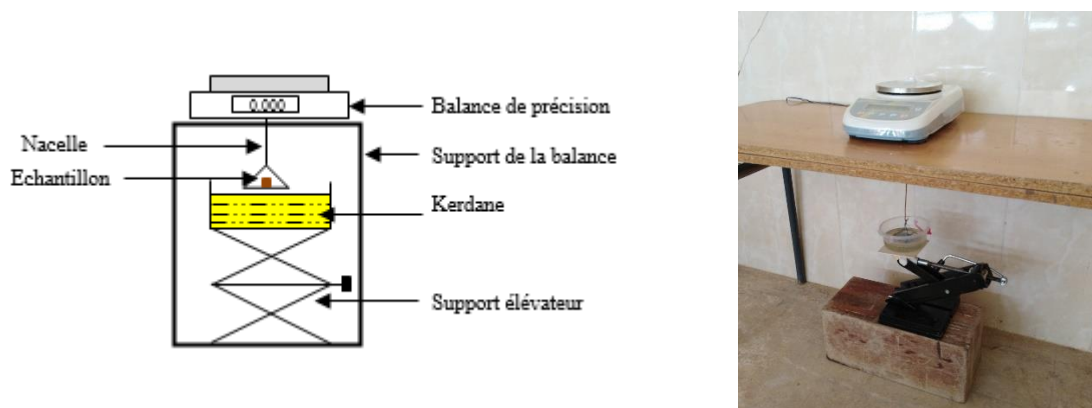


Figure. 6-20 .Dispositif de mesure pour la pesée hydrostatique au kerdane.

CHAPITRE 06 : Caractérisation du comportement de la marne de Boumagueur sur chemin de drainage-humidification.

L'échantillon après avoir atteint l'état de stabilisation, est pesé dans un premier temps pour déterminer son poids humide P_h . Il est ensuite immergé dans le kerdane (*Figure. 6-21*), et ceci afin de permettre le remplissage des pores superficiels. Après, l'échantillon est retiré du kerdane, puis superficiellement essuyé pour éliminer l'excédent d'huile. Il est ensuite pesé pour déterminer son poids humide plus la quantité du kerdane absorbé, soit Ph_k . Par la suite, une pesée hydrostatique dans le kerdane a été faite afin d'obtenir le poids immergé de l'échantillon P_{imm} . Le poids sec P_s s'obtient après passage à l'étuve. Le volume total de l'échantillon est calculé de la manière suivante :

$$V = (Ph_k - P_{imm}) / (\gamma_k / \gamma_w) \quad (6-5)$$

Les autres paramètres se déduisent aisément :

Le poids volumique humide $\gamma_h = P_h / V$ (6-6)

La teneur en eau $w = (P_h - P_s) / P_s$ (6-7)

Le poids volumique sec $\gamma_d = \gamma_h / (1 + w)$ (6-8)

L'indice des vides $e = (\gamma_s / \gamma_d) - 1$ (6-9)

Le degré de saturation $S_r = w (\gamma_s / \gamma_w) / e$ (6-10)



Figure. 6-21. Immersion des échantillons dans le kerdane.

6.5.3. Etats initiaux des échantillons

Pour les essais de drainage-humidification, les états initiaux des échantillons se présentent sous forme :

- De pâte saturée à une teneur en eau initiale $w_i \geq 1.2w_L$;
- D'échantillons obtenus à partir d'une pâte saturée, puis consolidés sous une contrainte statique de 100 kPa ;
- D'échantillons intacts à l'état naturel.

Pour les échantillons sous forme de pâte saturée et pâte consolidée et sur chemin de drainage, les échantillons initialement saturés sont soumis à différentes valeurs de succions croissantes. Pour le chemin d'humidification, les échantillons initialement saturés sont d'abord séchés à l'air libre pendant une semaine, puis dans une étuve à 50 ° C pendant 24 heures. Cette procédure empêche l'apparition des microfissures. Les échantillons séchés sont ensuite soumis à différentes valeurs de succions décroissantes, à partir de 500 MPa. Lorsque l'équilibre est atteint pour chaque succion imposée, les paramètres d'état des échantillons sont ensuite mesurés (indice de vide, teneur en eau, densité sèche ...).

Afin d'étudier l'effet de la variation de la succion sur le sol à l'état naturel, il est nécessaire de déterminer la succion initiale des échantillons. La détermination de cette valeur marque la limite entre les deux chemins de telle manière que, si les valeurs de la succion imposée sont supérieures à la succion initiale, un chemin de drainage est suivi et, si des valeurs inférieures sont imposées, un chemin d'humidification est suivi.

Pour ce faire, nous avons utilisé la méthode du papier filtre (ASTM D 5298). Cette méthode consiste à insérer une triple épaisseur de papier-filtre dans l'éprouvette dont on veut déterminer la succion et à attendre l'équilibre des succions entre le sol et le papier-filtre, en évitant toute évaporation (On peut paraffiner l'éprouvette ou l'envelopper soigneusement d'un sac plastique). Après un temps d'équilibre de 15 jours (*Leong et al, 2002*), on extrait les papiers filtres de l'éprouvette et l'on détermine la teneur en eau de la feuille centrale, non polluée, par une pesée au 1/10000°. Les valeurs de succions mesurées sont déduites à partir de la courbe

d'étalonnage du papier filtre whatman 42 (cf. *Chapitre II*, § 2.5.1.4) exprimée par la relation 6-11 et 6-12.

$$\text{Log } s = 5.327 - 0.0779 w_{PF} \quad \text{pour } w < 45.3 \% \quad (6-11)$$

$$\text{Log } s = 2.412 - 0.0135 w_{PF} \quad \text{pour } w \geq 45.3 \% \quad (6-12)$$

Avec w_{PF} est la teneur en eau du papier filtre après équilibre.

La figure 6-22, représente les différentes étapes de la méthode de mesure de la succion initiale à l'aide de la technique du papier filtre.



Figure. 6-22. Préparation des échantillons pour la mesure de la succion initiale du sol par la méthode du papier filtre.

6.5.4. Cycle de drainage-humidification sur une pâte saturée à $w_i \geq 1.2 w_L$.

Les courbes obtenues, sont représentées dans 5 plans dans la figure 6-23, notés de (a) à (e). Ceux de gauche relient l'indice des vides et le degré de saturation avec la teneur en eau, tandis que ceux de droite relient simultanément l'indice des vides, le degré de saturation et la teneur en eau avec la succion.

A travers cette figure, on remarque une bonne corrélation entre les différentes valeurs obtenues, bien que la technique osmotique impose la succion matricielle, et la technique des

solutions salines saturées, impose la succion totale. A noter aussi que pour des commodités de représentation graphique, une succion de valeur égale à 1 kPa correspond réellement à une succion nulle.

Plan (a), $e = f(w)$: Cette courbe montre la variation de l'indice des vides en fonction de la teneur en eau (courbe de retrait) du sol. La saturation du sol se traduit par une droite passant par l'origine du repère, d'équation : $e = (\gamma_s / \gamma_w) w$, (avec γ_s / γ_w : densité des grains solides). L'intersection de cette ligne avec l'asymptote horizontale de la courbe lorsque la teneur en eau tend vers zéro correspond à la limite de retrait du matériau w_{SL} . La limite de retrait w_{SL} est de l'ordre de 14% correspondant à un indice des vides e_{SL} de l'ordre de 0,41. Lorsque la teneur en eau devient inférieure à la limite de retrait, l'indice des vides tend vers une valeur constante. A titre de comparaison, les valeurs de la limite de liquide w_L et de plasticité w_P ont été rapportées sur l'axe des teneurs en eau.

Sur le deuxième plan b, $e = f(s)$: Nous observons une variation importante de l'indice des vides avec la succion, qui s'apparente à la courbe de compressibilité classique d'un sol saturé. Contrairement à cette dernière, elle présente un palier quasi-horizontale lorsque la succion devient supérieure à une valeur seuil correspondant à la succion de la limite de retrait s_{SL} . On note une forte irréversibilité entre le drainage et l'humidification avant le palier, et une quasi-réversibilité sur le palier.

Dans ce plan, il est donc possible de distinguer deux domaines de variation de l'indice des vides, le premier étant caractérisé par des déformations importantes de l'ordre de 48.5 % (Tableau 6-8), tandis que pour le deuxième, elles sont quasi-nulles. La limite entre ces deux domaines correspond au point où le matériau ne se déforme pratiquement plus. La succion correspondante est la succion de la limite de retrait ($s_{SL} = 10$ MPa) correspond à l'indice des vides de retrait ($e_{SL} = 0.41$). La corrélation de *Biarez et Favre, 1975*, donnée pour le chemin de compression isotrope a été ajoutée sur le même plan.

Le plan (c), $S_r = f(w)$: met en évidence le domaine de teneur en eau dans laquelle le sol reste saturé. Lorsque la teneur en eau devient inférieure à celle du point d'entrée d'air, le degré de saturation diminue très rapidement, presque linéairement avec la teneur en eau ($\Delta S_r = 90$ %, *Tableau. 6-8*).

La courbe du plan d, $Sr = f(s)$, montre sur le chemin de drainage deux parties sensiblement linéaires correspondant d'une part à un degré de saturation proche de 100% et d'autre part à la désaturation très rapide du matériau. L'intersection entre les deux lignes caractérise le point d'entrée d'air auquel correspond à la succion de désaturation notée s_d et égale à 2 MPa. Sur le chemin d'humidification, la succion de resaturation $s_{resat} = 1$ MPa a été déterminée en utilisant la même méthode. Cette procédure de détermination du point d'entrée d'air permet d'éviter toute confusion entre la succion de désaturation et la succion s_0 , définie par *Alonso et al, 1990*, comme étant la succion maximale reconnue par le sol, et qui est souvent déterminée dans le plan (e) ou (b) (cf. *Chapitre III, §.3.4.1*).

On note que le sol reste quasi-saturé pour des succions inférieures à la succion de désaturation, une fois la succion dépasse cette valeur, le degré de saturation diminue rapidement pour atteindre une valeur résiduelle d'environ 4 %.

L'effet de la succion sur l'indice des vides apparait donc étroitement lié à la saturation du matériau : la phase de compressibilité maximale de la marne correspond au domaine où le sol est quasi saturé, tandis que l'indice des vides ne varie presque plus lorsque le degré de saturation descend au-dessous de 90 %.

Le plan (e), $w = f(s)$ correspond à la courbe de rétention d'eau du sol (*SWRC : Shrinkage water retention curve*). Ce plan traduit globalement l'effet de la succion sur un paramètre mixte, mais facile à mesurer : la teneur en eau, qui rend compte à la fois de la variation globale de volume du sol, et du remplissage des pores. Tant que la succion est inférieure à s_{SL} , les variations de la teneur en eau correspondent aux variations de l'indice des vides. Lorsque la succion augmente, la teneur en eau diminue fortement. Dans le domaine où la succion est supérieure à la succion de retrait, la variation de l'indice des vides est quasi-nulle mais la teneur en eau continue à diminuer.

Si l'on considère le chemin d'humidification, on constate que les chemins de drainages et d'humidification présentent une hystérésis importante des cycles, qui est une caractéristique fondamentale du comportement des milieux poreux non saturés (*Fleureau et al. 1993*).

CHAPITRE 06 : Caractérisation du comportement de la marne de Boumagueur sur chemin de drainage-humidification.

Selon le domaine de succion considéré et dans les trois plans de droite (indice des vides, degré de saturation et teneur en eau en fonction de la succion), on peut constater ce qui suit :

Pour des succions supérieures à s_{SL} , et à l'exception du plan (d), les chemins de drainage et d'humidification sont réversibles. Dans ce domaine, la variation du degré de saturation sur chemin d'humidification est de l'ordre 72 % (Tableau 6-9), tandis que sur le chemin de drainage elle vaut presque 86.5 % (Tableau 6-8).

Dans le domaine intermédiaire $s_{SL} \leq s \leq s_{resat}$, le matériau se restaure et présente cette fois une forte irréversibilité caractérisée par la variation globale du volume de sol et du remplissage des pores. Un gonflement de l'ordre de 13 % est observé dans le plan (b), accompagné d'une légère augmentation de la teneur en eau de 5 % dans le plan (e).

Pour des succions inférieures à s_{resat} , le sol est quasiment saturé, et l'hystérésis demeure dans les deux plans : $e = f(s)$ et $w = f(s)$. Le gonflement s'accroît pour atteindre 28.5 % pour une augmentation de la teneur en eau de 18 %.

Tableau. 6-8. Variation des paramètres d'état en fonction du domaine de succion sur chemin de drainage (Essai D1).

Type d'essai	Intervalle de succion	Δe	$\Delta e / (1+e_0)$ (%)	ΔS_r (%)	Δw (%)
D1	$s \leq s_d$	0.85	-34	4	31.5
	$s_d \leq s \leq s_{SL}$	0.24	-14.5	3.5	9
	$s \geq s_{SL}$	0	0	86.5	13
$e_0 = 1.501$, les valeurs négatives indiquent un retrait.					

Tableau. 6-9. Variation des paramètres d'état en fonction du domaine de succion sur chemin d'humidification (Essai D1).

Type d'essai	Intervalle de succion	Δe	$\Delta e / (1+e_0)$ (%)	ΔS_r (%)	Δw (%)
D1	$s \geq s_{SL}$	0	0	72	13
	$s_{SL} \leq s \leq s_{resat}$	0.18	13	16	5
	$s \leq s_{resat}$	0.45	28.5	7	18

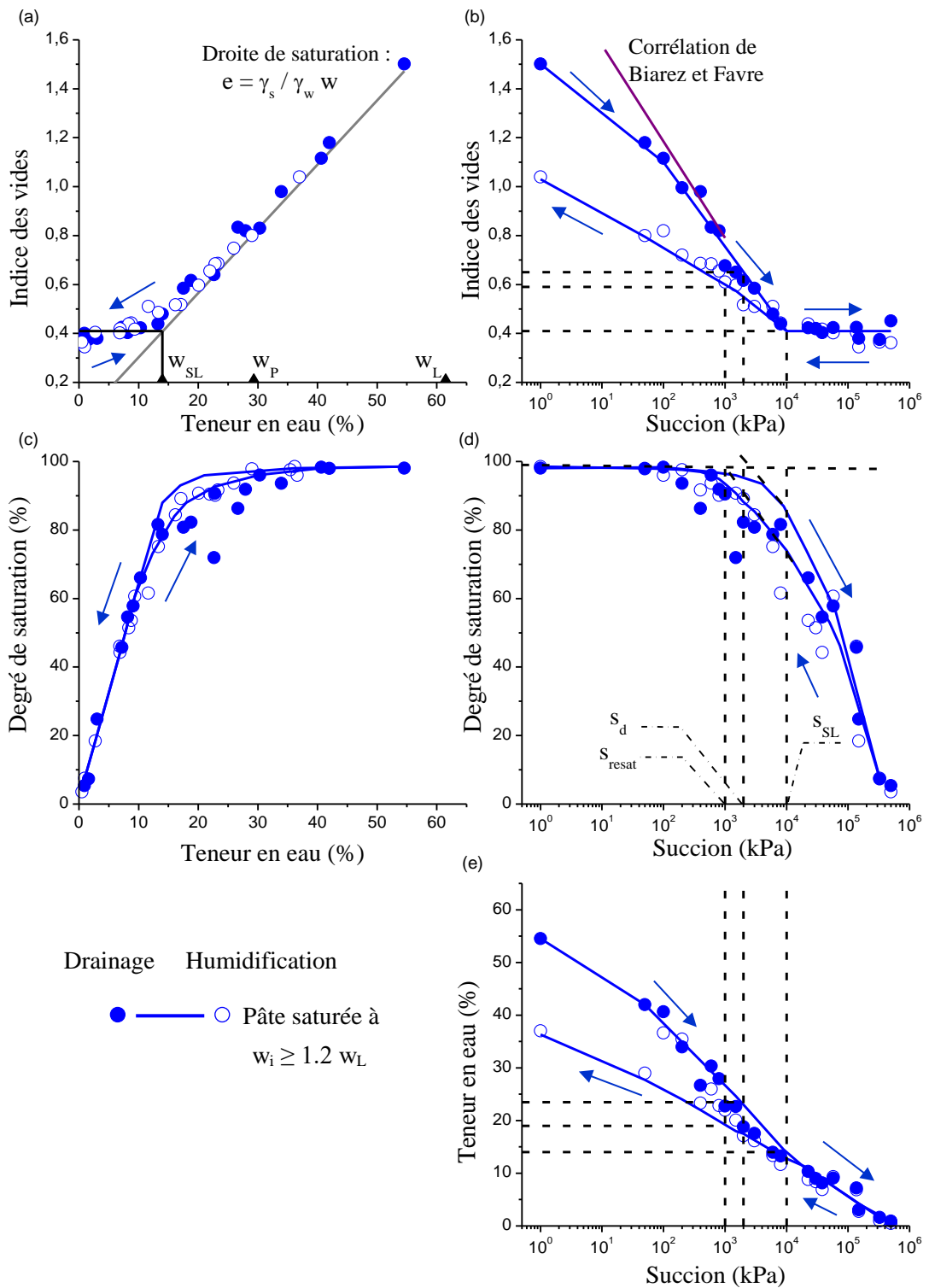


Figure. 6-23. Chemin de drainage-humidification sur la marne de Boumagueur sous forme de pâte saturée à $w_i \geq 1.2 w_L$ (Essai : D1).

Dans *les tableaux 6-8 et 6-9*, nous avons reporté la variation des différents paramètres : indice des vides, degré de saturation, teneur en eau, sur le chemin de drainage et d'humidification de l'essai D1, en fonction des domaines de succion. Dans *le tableau 6-10*, nous avons résumé les différents paramètres d'état du même essai en termes d'indice des vides, degré de saturation et teneur en eau, correspondant à la succion de désaturation (succion d'entrée d'air), la succion de retrait et de resaturation.

Tableau. 6-10. Paramètre d'états caractéristiques de l'essai D1 en fonction de la succion.

Type d'essai	Succion (MPa)	e	Sr (%)	w (%)
D1	$s_d = 2$	0.65	94	23
	$s_{SL} = 10$	0.41	90.5	14
	$s_{resat} = 1$	0.59	92	19

6.5.5. Cycle de drainage-humidification sur une pâte consolidée à 100 kPa

Les plans de *la figure 6-24*, représentent le chemin de drainage-humidification de la pâte saturée consolidée à 100 kPa. Les chemins de drainage-humidification de la pâte saturée du même matériau ont été rajoutés sur les mêmes plans.

Le chemin de drainage-humidification de la pâte consolidée (Essai D2) est similaire à celui de la pâte préparée initialement sous forme de pâte saturée (Essai D1), surtout dans les plans (a), (c) et (d), où les courbes se superposent. On note toutefois qu'il existe quelques différences :

Sur le plan b, le chemin de drainage de l'essai D2, commence par un indice des vides $e_i=1.278$, inférieur à celui de la pâte saturée, car la pâte consolidée se trouve dans un état plus dense de celui de la pâte saturée. Tout d'abord, il suit un chemin surconsolidé, pour ensuite tendre à rejoindre le chemin normalement consolidé de la pâte, à une succion d'environ 100kPa. Ensuite, le chemin suivi par les des deux matériaux est pratiquement le même, ce qui se traduit par les mêmes valeurs caractéristiques : w_{SL} , s_{SL} , s_d .

Sur les chemins d'humidification et malgré la dispersion de certains points expérimentaux liés aux incertitudes de mesure, on note que le chemin suivi par les deux matériaux est

pratiquement le même tout au long de l'humidification, autrement dit avant et après la succion de retrait. Cela peut s'expliquer par le fait que le séchage dans une étuve a effacé la consolidation mécanique initiale de la pâte consolidée. D'une autre façon, le séchage de la pâte saturée et de la pâte consolidée à 105 °C, crée dans le sol des contraintes capillaires bien supérieures à 100kPa, donc les deux matériaux auront finalement la même contrainte de consolidation et par conséquent l'état initial de la pâte saturée et de la pâte consolidée après séchage à l'étuve est presque le même. *Fleureau et al. 1993*, a estimé que, lorsque les échantillons sont séchés dans une étuve à 105 ° C pendant 24 heures, la succion atteinte est de l'ordre de 1000 MPa

Dans les tableaux 6-11 et 6-12, nous avons reporté la variation des différents paramètres : indice des vides, degré de saturation, teneur en eau, sur le chemin de drainage et d'humidification de l'essai D2, en fonction des domaines de succion. Les paramètres d'état (indice des vides, degré de saturation et teneur en eau) correspondant à la succion de désaturation, la succion de retrait et la succion de résaturation du même essai, sont similaires à ceux de l'essai D1, ils ont été résumés sur le tableau 6-13.

Tableau. 6-11. Variation des paramètres d'état en fonction du domaine de succion sur chemin de drainage (Essai D2).

Type d'essai	Intervalle de succion	Δe	$\Delta e / (1+e_0)$ (%)	ΔS_r (%)	Δw (%)
D2	$s \leq s_d$	0.63	-27.5	3.5	23
	$s_d \leq s \leq s_{SL}$	0.24	-14.5	3.5	9
	$s \geq s_{SL}$	0	0	86.5	13
$e_0 = 1.278$, les valeurs négatives indiquent un retrait.					

Tableau. 6-12. Variation des paramètres d'état en fonction du domaine de succion sur chemin d'humidification (Essai D2).

Type d'essai	Intervalle de succion	Δe	$\Delta e / (1+e_0)$ (%)	ΔS_r (%)	Δw (%)
D2	$s \geq s_{SL}$	0	0	72	13
	$s_{SL} \leq s \leq s_{resat}$	0.18	13	16	5
	$s \leq s_{resat}$	0.45	28.5	7	18

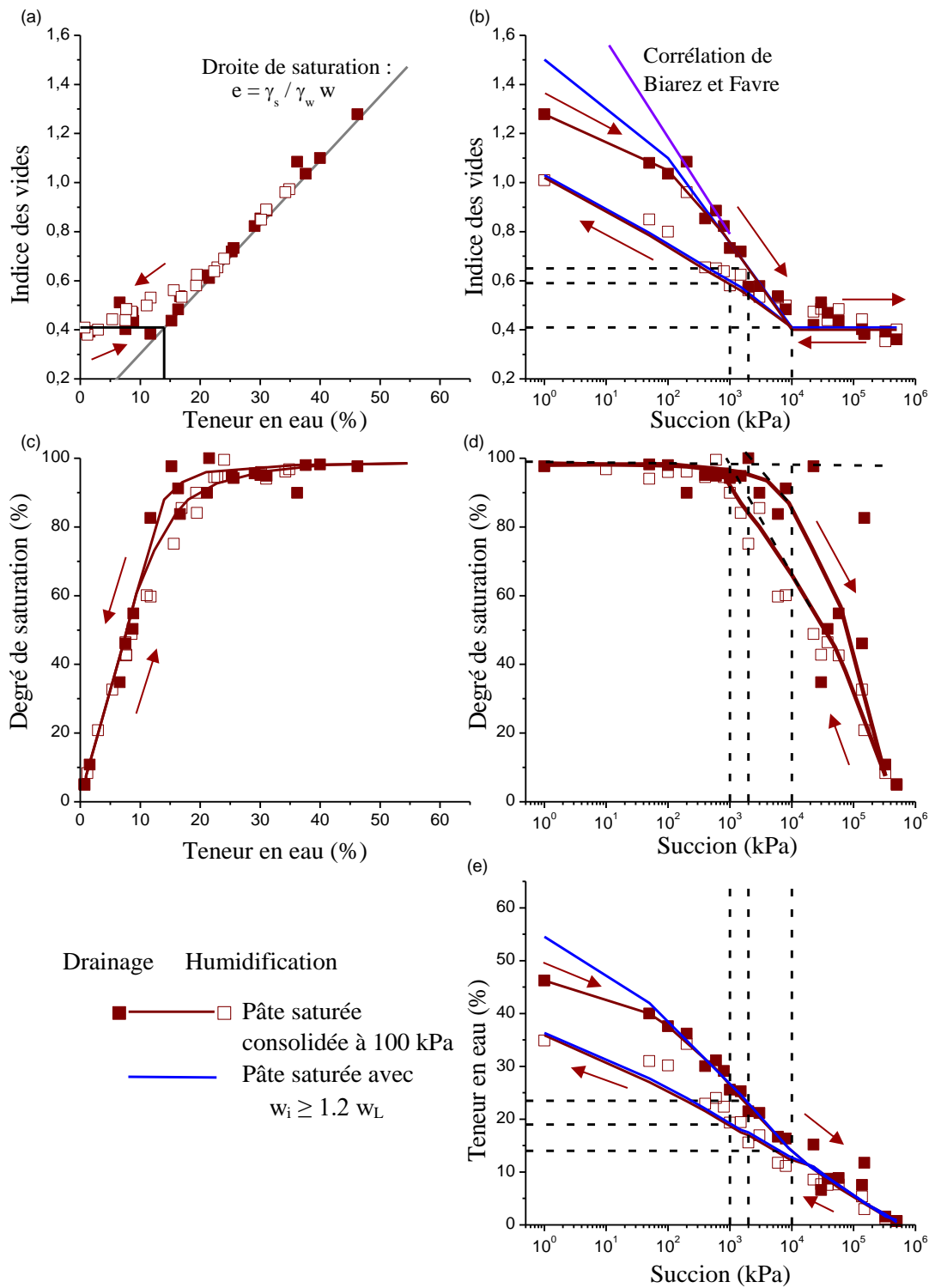


Figure. 6-24. Chemin de drainage-humidification sur la marne de Boumagueur sous forme de pâte consolidée à 100 kPa (Essai : D2).

Tableau. 6-13. Paramètre d'états caractéristiques de l'essai D2 en fonction de la succion.

Type d'essai	Succion (MPa)	e	Sr (%)	w (%)
D2	$s_d = 2$	0.65	94	23
	$s_{SL} = 10$	0.41	90.5	14
	$s_{resat} = 1$	0.59	92	19

6.5.6. Identification du comportement dans le domaine saturé

Pour préciser le comportement observé dans le domaine saturé, une comparaison entre les déformations résultantes de l'essai de drainage-humidification et celles résultantes d'un essai œdométrique a été faite. Nous avons présenté sur le même graphique (*Figure. 6-25 et 6-26*), d'une part, les courbes de drainage-humidification tracées en fonction du logarithme de la succion, et d'autre part les courbes de chargement et déchargement œdométrique en fonction du logarithme de la contrainte moyenne effective. On a ajouté aussi la corrélation de *Biarez et Favre, 1975* du chemin isotrope.

Sur le chemin œdométrique, la contrainte moyenne effective est calculée comme suit :

$$P' = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) / 3 \quad (6-13)$$

$$\text{Avec : } \sigma'_3 = \sigma'_2 = K_0 \sigma'_1 \quad (6-14)$$

Où, $K_0 = 1 - \sin \varphi'$ (relation de *Jaky*) et φ' l'angle de frottement interne effective du sol, la contrainte moyenne effective devient :

$$P' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_2) / 3 = (\sigma'_1 + 2K_0 \sigma'_1) / 3 \quad (6-15)$$

$$P' = \sigma'_1 (1 + 2K_0) / 3 \text{ avec } K_0 \approx 0.5 \quad (6-16)$$

On constate que, tant que les échantillons restent saturés ($s \leq s_d$), le chemin de drainage est parallèle à la droite de compression œdométrique et la corrélation du chemin isotrope. La comparaison entre les coefficients de compressibilité C_c et C_s d'une part, et d'autre part, les indices de drainage (C_d) et d'humidification (C_h) (définis selon *Biarez et al, 1988*, comme étant

CHAPITRE 06 : Caractérisation du comportement de la marne de Boumagueur sur chemin de drainage-humidification.

respectivement la pente des chemins de drainage et d’humidification dans le domaine saturé), montre que le coefficient de compressibilité C_c , et l’indice de drainage C_d , sont presque du même ordre. De même pour le coefficient de compressibilité élastique C_s et l’indice d’humidification C_h . Il s’en suit que les corrélations de *Biarez et Favre, 1975*, établies pour C_c et C_s , restent applicables pour C_d et C_h :

$$C_d = 0.009 (w_L-13), \text{ et } C_d/C_h \approx 4 \quad (6-17).$$

$$C_c/C_s \approx 4 \quad (6-18)$$

Tableau. 6-14. Comparaison des paramètres de compressibilité des essais de drainage-humidification et des essais œdométriques.

Essai	C_c ou C_d (I)	C_s ou C_h (II)	(I/II)
Corrélation	0.436	0.110	4
ES1	0.420	0.110	3.81
ES2	0.415	0.110	3.77
D1	0.394	0.120	3.28
D2	0.394	0.120	3.28

On peut conclure de ces observations que des incréments identiques de succion ou de contrainte mécanique produisent la même variation d’indice des vides, tant que le matériau reste saturé. Ceci rejoint les résultats de nombreux auteurs tels que : *Biarez et al, 1988 ; Zerhouni, 1991 ; Fleureau et al, 1993 ; Benchouk et al, 2013 ; Derfouf, 2014 et Li et al, 2017... etc.*

Par conséquent, il est possible d’établir une équivalence entre une contrainte mécanique externe et la succion, ce qui mène à dire, que, l’expression de la contrainte effective de *Terzaghi* reste valable pour des valeurs de succions inférieures à la succion d’entrée d’air (sur chemin de drainage), et de resaturation (sur chemin d’humidification), autrement dit dans le domaine où le sol reste saturé avec une succion non nulle.

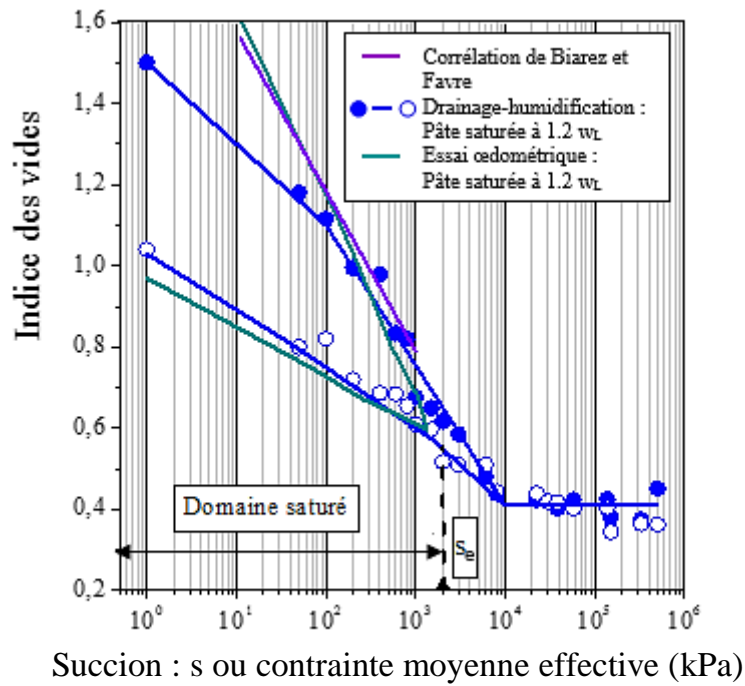


Figure. 6-25. Comparaison entre le chemin de drainage-humidification de l'essai D1 avec le chemin œdométrique (ES1).

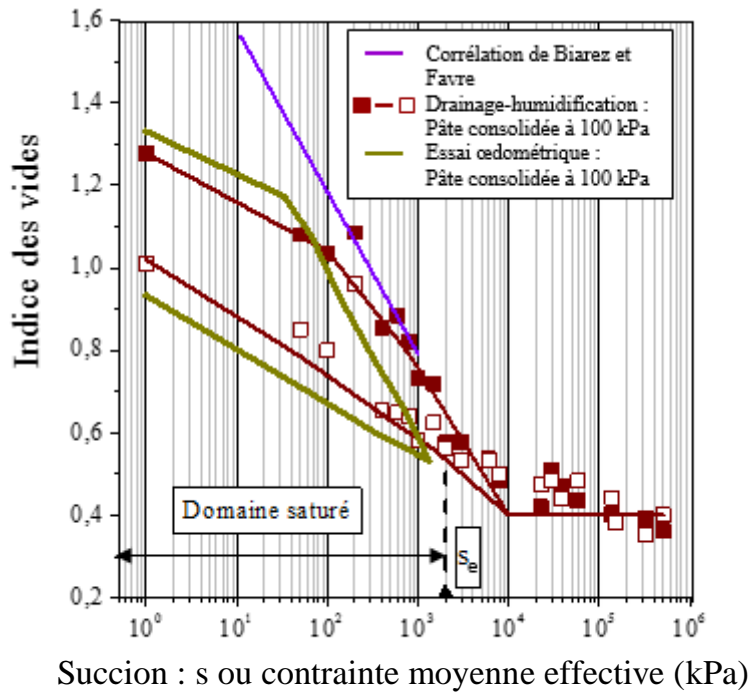


Figure. 6-26. Comparaison entre le chemin de drainage-humidification de l'essai D2 avec le chemin œdométrique (ES2).

Selon *Taibi, 1994*, ce comportement typique sur chemin de drainage humidification peut être expliqué, en supposant un milieu granulaire. Sur le chemin de drainage, le domaine où l'indice des vides varie beaucoup avec la succion ($s \leq s_d$) correspond à l'état où le matériau reste saturé. A l'échelle des grains (*Figure. 6-27*), le séchage provoque la formation de ménisques d'eau uniquement sur le contour d'un arrangement aléatoire. L'eau est continue à l'intérieur de l'échantillon et remplit tout l'espace poral. L'effet de la succion dans ce cas est identique à une contrainte isotrope sur le contour de l'échantillon. Cet effet se traduit à l'échelle des grains par des forces de contact intergranulaires F inclinées d'un angle $\delta = \varphi_u$ (angle de frottement entre les grains), ce qui provoque des variations volumétriques plastiques (compression C_c). Par conséquent, dans ce domaine le chemin de drainage est identique au chemin de compression œdométrique et isotrope du même sol saturé, mais à pression interstitielle positive ou nulle.

En revanche, dans le second domaine ($s \geq s_{SL}$), l'eau n'est plus continue dans l'échantillon, et se trouve localisée aux points de contact entre les grains. Dans ce cas, ces ménisques capillaires induisent des forces F qui sont orthogonales aux plans de contact, et ne provoquent plus de réarrangement des grains, donc plus de variations volumétriques plastiques.

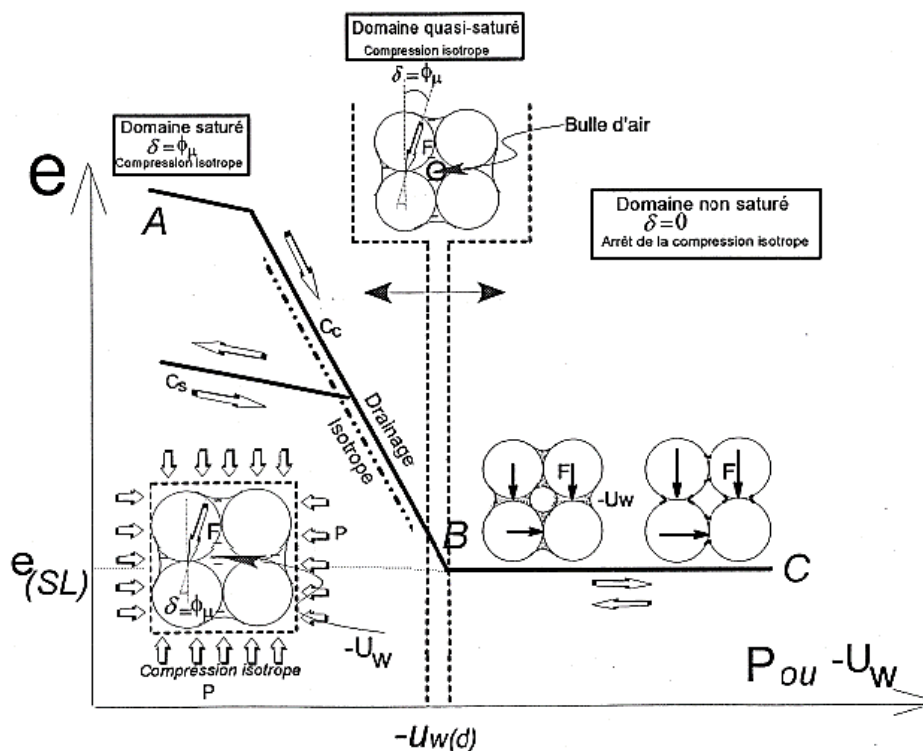


Figure. 6-27. Chemin de drainage d'un milieu granulaire (*Taibi, 1994*).

En général, la succion de désaturation est plus faible que la succion correspondant à la limite de retrait. Donc, on peut parler d'un domaine intermédiaire quasi-saturé ($s_d \leq s \leq s_{SL}$) où le matériau se désature faiblement. Dans ce cas, l'air dans le sol se trouve sous forme de bulles isolées dans les interstices, et ne joue aucun rôle dans la résistance du matériau. En revanche, il joue un rôle primordial dans la compressibilité du fluide interstitiel, par conséquent la compressibilité du matériau sur le chemin C_c est continue dans ce domaine.

6.5.7. Cycle de drainage-humidification sur un échantillon intact à l'état naturel

Dans cette partie, les états initiaux des échantillons sont présentés sous la forme :

- Échantillons intacts à l'état naturel ($e_i = 0.43$; $w_i = 14\%$; $Sr_i = 86\%$.) ;
- Échantillons intacts à l'état naturel, séchés à l'air libre puis dans une étuve à 50°C.

La succion matricielle initiale des échantillons intacts a été déterminée par la méthode du papier filtre (ASTM D 5298), elle est de l'ordre de 20 MPa. Pour le chemin de drainage-humidification, les échantillons à l'état naturel ont été soumis à différentes valeurs de succion. Si les valeurs de succion imposées sont supérieures à la succion initiale (20 MPa), un chemin de drainage est suivi et si des valeurs inférieures sont imposées, le chemin suivi est un chemin d'humidification.

Pour la construction d'un chemin d'humidification, les échantillons à l'état naturel sont d'abord séchés à l'air libre pendant une semaine puis dans une étuve à 50 ° C pendant 24 heures. Cette procédure empêche l'apparition des microfissures. Les échantillons séchés sont ensuite soumis à différentes valeurs décroissantes de succion, à partir de 500 MPa. À la fin du chemin d'humidification, les échantillons ont été soumis à nouveau à un chemin de drainage en soumettant les échantillons à différentes valeurs croissantes de succion jusqu'à une succion de 500 MPa. Lorsque l'équilibre est atteint pour chaque succion imposée, les paramètres d'état des échantillons sont ensuite mesurés (indice des vides, teneur en eau, degré de saturation).

La figure 6-28, montre les chemins de drainage-humidification suivis pour les échantillons intacts à différents états initiaux.

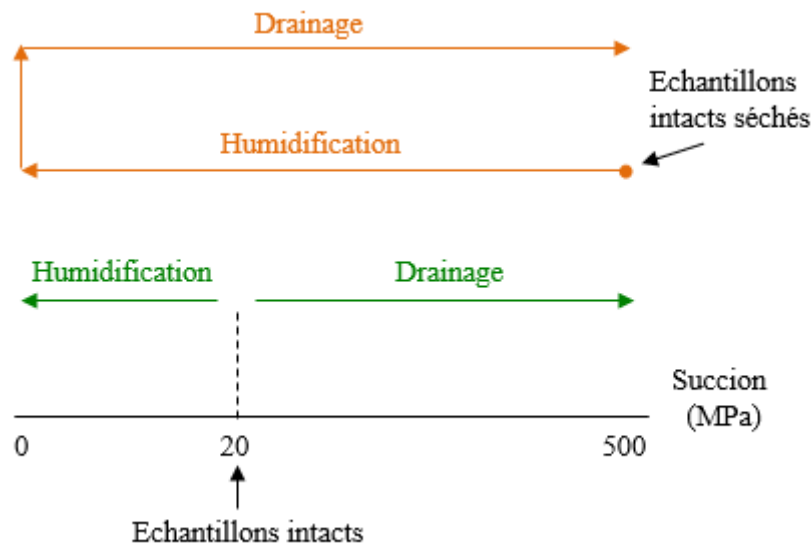


Figure. 6-28. Chemins de drainage-humidification suivis pour les essais sur des échantillons intacts à l'état naturel.

Les résultats du chemin de drainage-humidification des échantillons intacts, sont représentés sur les figures 6-29 et 6-30.

Les échantillons à l'état naturel présentent un comportement extrêmement différent. Les résultats du chemin de drainage-humidification effectué sur le sol intact sont illustrés sur la figure 6-29, où le chemin de drainage-humidification de la pâte saturée du même matériau, qui coïncide approximativement avec le chemin de compression isotrope donnée par la corrélation de Biarez et Favre, 1975, est également présenté.

Le premier point que l'on peut constater à partir des résultats obtenus de la figure 6-29, est que le point initial obtenu par la méthode du papier filtre est bien positionné sur la courbe de drainage-humidification, montrant la fiabilité des mesures de succion avec cette méthode. A noter, que la valeur de succion mesurée correspond à la succion matricielle puisque le papier filtre sec a été mis en contact avec les échantillons (Figure 6-22).

Il est également à noter que l'état initial de l'échantillon intact se positionne légèrement inférieur à la ligne du comportement normalement consolidée. Le chemin de drainage suivi à partir de l'état initial tend d'abord à rejoindre la ligne du comportement normalement consolidée, avant d'atteindre le palier de retrait.

Le chemin d'humidification suivi à partir de l'état initial est un chemin de déchargement surconsolidé. La continuité des chemins de drainage et d'humidification montre clairement le comportement typique d'un sol surconsolidé.

Les caractéristiques des chemins sur la pâte saturée et sur le matériau intact sont très différentes dans tous les plans, par exemple :

Sur la courbe de retrait $e = f(w)$, on note que la valeur de la limite de retrait de l'échantillon à l'état naturel est de l'ordre de 10% correspondant à un indice des vides de 0,31 et que la limite de retrait dans le plan $e = f(s)$ est de l'ordre de 40 MPa. Dans le même plan et à partir de l'état initial jusqu'à un état saturé, un gonflement de 40% a été marqué. Pour la courbe (d) : $Sr = f(s)$, on note que la succion de resaturation sur chemin d'humidification est de l'ordre de 2 MPa pour les échantillons intacts à l'état naturel.

La comparaison entre ces valeurs avec celles de la pâte saturée et de la pâte consolidée montre très clairement que la limite de retrait dépend du remaniement, car il est noté que les valeurs de l'indice des vides et la teneur en eau de la limite de retrait du matériau non remanié (matériau intact) sont plus faibles à celles du matériau remanié (pâte saturée et pâte consolidé) et que la succion de la limite de retrait est plus élevée. Ceci peut s'expliquer par le fait que la cimentation et la surconsolidation ont réduit la taille des pores de façon considérable, entraînant une augmentation de la succion de retrait (cf. *Chapitre III, § 3.4.2*). D'après *Fleureau et al, 1993* et *Sidoroff et al, 1993*, cette différence dans la succion de retrait est probablement due à l'anisotropie initiale de la microstructure du sol non remanié par rapport au sol remanié.

On observe alors des paliers de retrait différents, celui de l'échantillon intact à l'état naturel étant au-dessous à celui de la pâte saturée, c'est-à-dire que le matériau intact est dans un état plus dense. La succion de la limite de retrait est plus élevée et la teneur en eau de la limite de retrait est plus faible pour les échantillons à l'état naturels. Cela confirme que la limite de retrait du sol n'est pas un paramètre intrinsèque, mais dépend de son état initial et de la préparation des échantillons (*Biarez et al, 1988 ; Fleureau et al, 1993 ; Benchouk et al, 2013 ...etc.*).

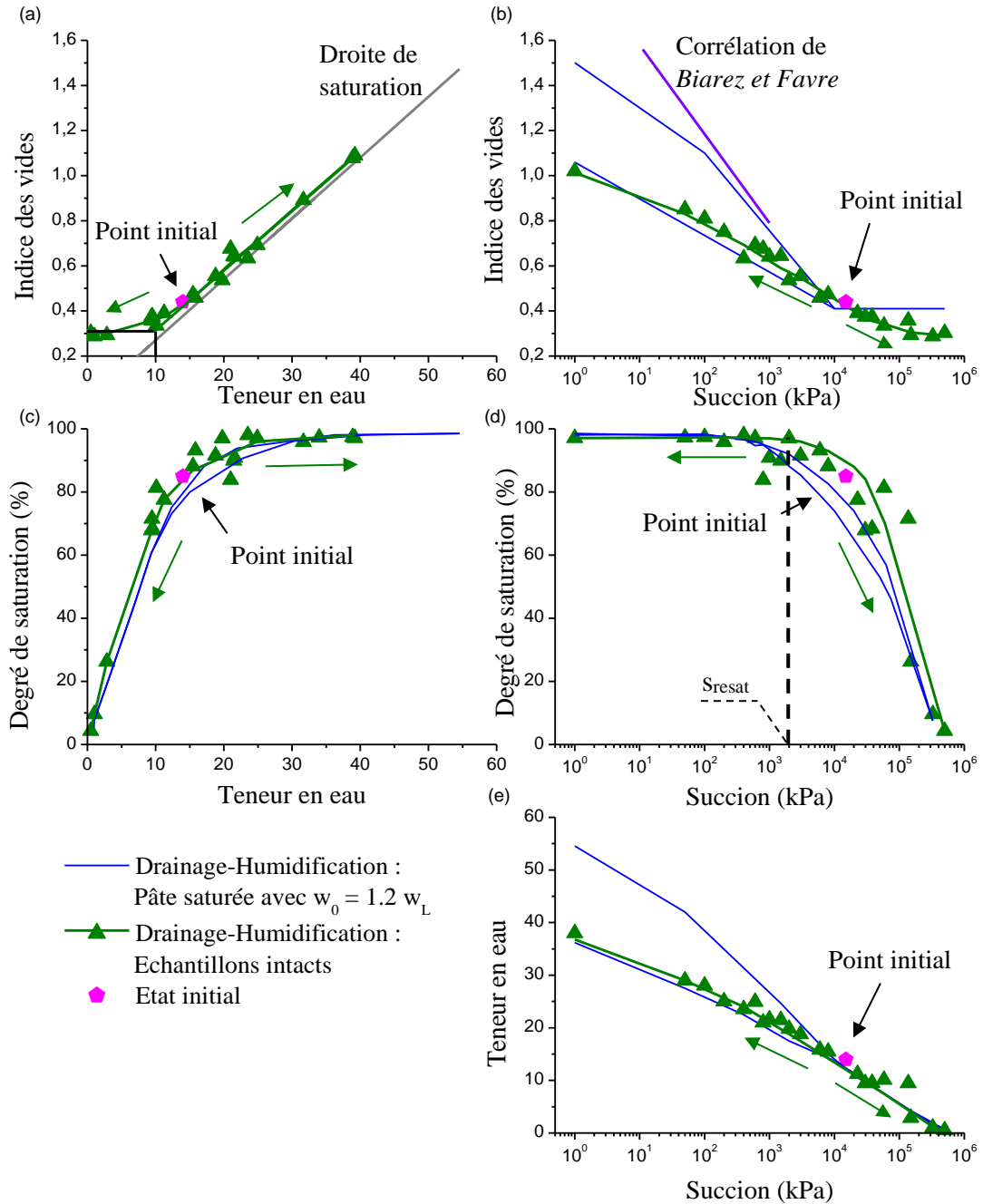


Figure. 6-29. Chemin de drainage-humidification sur la marne de Boumagueur sous forme d'échantillon intact à l'état naturel (Essai : D3).

Toutes ces différences du comportement et des caractéristiques du retrait, peuvent être attribuées à la contrainte de préconsolidation du sol non remanié. Elle est due en partie à des liaisons physico-chimiques qui se sont créées entre les grains, en partie aux surcharges mécaniques que le matériau a connu dans les temps géologiques.

Sur le chemin d'humidification et à partir d'un état sec (*Figure 6-30*), il est à noter que pour les succions supérieures à la succion initiale de l'échantillon intact, le chemin d'humidification coïncide avec le chemin de drainage du matériau intact à l'état naturel. Ceci peut s'expliquer par le fait que le sol est fortement désaturé, l'eau se présentant sous forme de ménisques aux points de contact entre les particules de sol. Ces ménisques génèrent les forces capillaires normales aux plans de contact et ne provoquent donc pas de réarrangement des particules, que ce soit lors du drainage ou d'humidification. Ceci explique également la présence de ce palier de retrait dans le plan $e = f(s)$.

Lorsque la succion devient inférieure à la succion initiale du matériau intact à l'état naturel, l'humidification sature progressivement l'échantillon et les forces capillaires ne sont plus normales aux plans de contact entre les particules, d'où leur réarrangement, puis une augmentation de l'indice des vides.

À la fin du chemin d'humidification, les échantillons ont été soumis à nouveau à un chemin de drainage. Il est à noter que ce chemin de drainage est confondu avec les chemins d'humidification. Il s'agit d'un chemin surconsolidé quasi-élastique et réversible, semblable aux chemins de chargement-déchargement mécaniques des sols saturés surconsolidés.

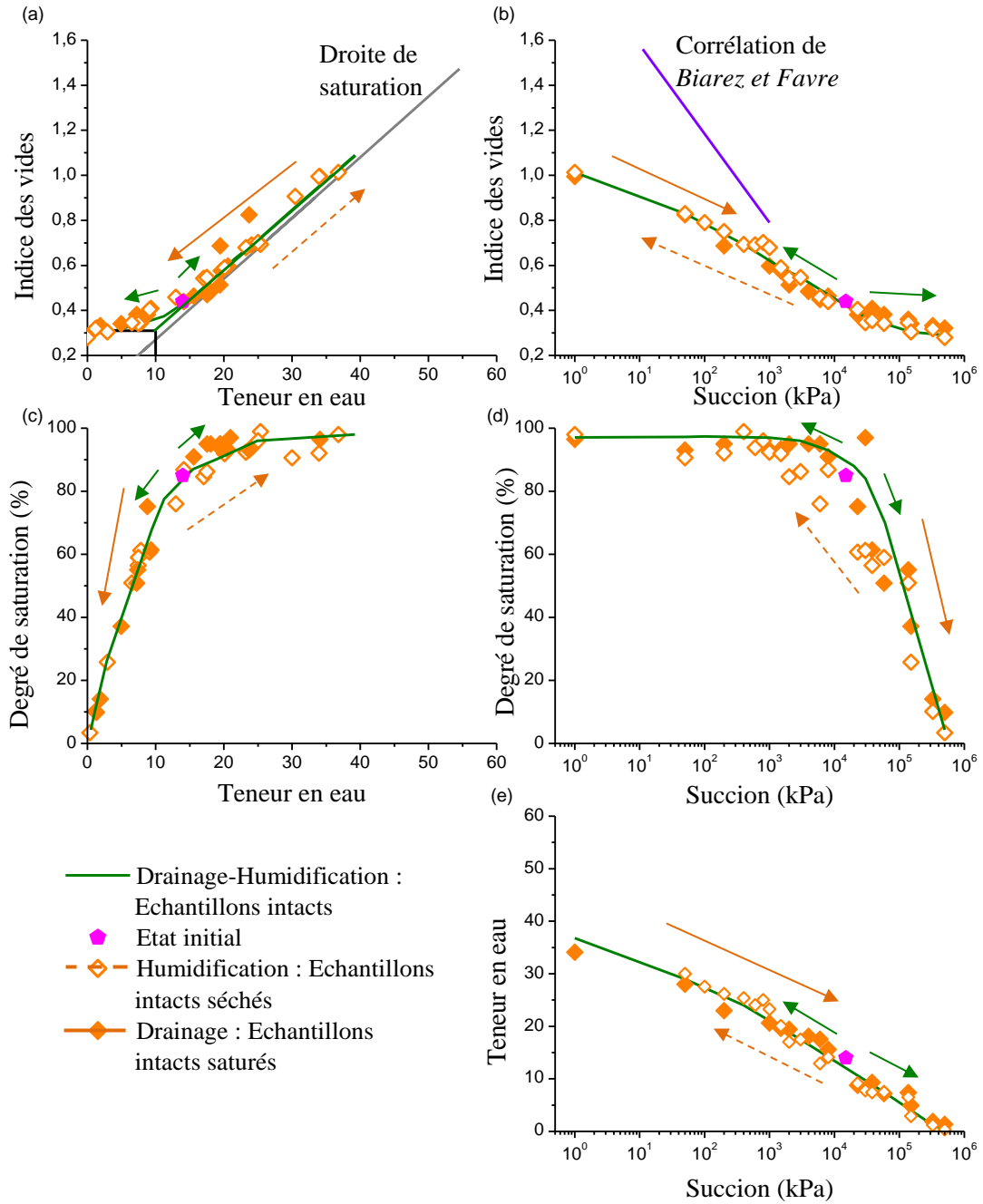


Figure. 6-30. Chemin de drainage-humidification-drainage sur la marne de Boumagueur sous forme d'échantillon intact à l'état naturel (Essai : D4).

6.6. CONCLUSION

Ce chapitre a été consacré à la présentation du matériau d'étude, à savoir la marne de Boumagueur. La caractérisation à l'état saturé de ce matériau nous a permis de disposer d'un état de référence à succion nulle. Les états initiaux des échantillons se présentaient sous forme de pâte saturée avec $w_i \geq 1.2 w_L$ et consolidée à 100kPa, ainsi que des échantillons intacts à l'état naturel.

Les essais œdométriques réalisés nous ont permis de déterminer la droite normalement consolidée, ainsi que les différents paramètres de compressibilité des échantillons étudiés.

Ce chapitre a été aussi le cadre pour présenter les résultats des essais de drainage-humidification réalisés, et qui peuvent être résumés dans les points suivants :

Concernant les échantillons préparés sous forme de pâte saturée à $w_i \geq 1.2 w_L$ et consolidée à 100 kPa, ces deux états présentaient les mêmes caractéristiques de désaturation et de retrait en termes de teneur en eau et de succion. De plus, dans le domaine saturé, on peut parler d'une équivalence entre l'effet de la succion et de la contrainte mécanique, justifiant une interprétation des résultats en contrainte effective de *Terzaghi*.

En ce qui concerne les échantillons intacts à l'état naturel, ces essais nous ont permis de mettre en évidence les points de différence de comportement avec les échantillons préparés initialement sous forme de pâte, et de voir l'effet de l'état initial sur un tel chemin.

On a constaté que les échantillons intacts à l'état naturel présentaient un comportement extrêmement différent à celui du matériau remanié (pâte saturée et pâte consolidé). Des paliers de retrait différents ont été observés alors, celui de l'échantillon intact à l'état naturel étant au-dessous à celui de la pâte saturée, c'est-à-dire que le matériau intact est dans un état plus dense. Il est noté aussi que les valeurs de l'indice des vides et la teneur en eau de la limite de retrait du matériau non remanié sont plus faibles à celles du matériau remanié, et que la succion de la limite de retrait est plus élevée. La comparaison entre ces valeurs montre très clairement que la limite de retrait du sol n'est pas un paramètre intrinsèque, mais dépend du remaniement et de son état initial.

CHAPITRE VII
COMPORTEMENT DE
LA MARNE DE
BOUMAGUEUR SUR
CHEMIN
ŒDOMETRIQUE A
SUCCION CONTROLEE

7.1. INTRODUCTION

Après avoir accompli l'étude sur chemin de drainage-humidification de la marne de Boumagueur, nous présentons dans ce chapitre les résultats expérimentaux découlant d'un programme d'essais réalisés à l'appareil œdométrique à succion contrôlée, destiné à préciser certains aspects du comportement hydromécanique de la marne de Boumagueur sur un tel chemin.

Premièrement, l'effet de la succion en présence de charge mécanique sur les déformations engendrées, ainsi que sur la compressibilité du matériau sera étudié. Par la suite, une interprétation des résultats en contrainte effective de Terzaghi et en contrainte effective généralisée sera effectuée.

7.2. CHOIX DE LA TECHNIQUE D'IMPOSITION DE LA SUCCION

Concernant la technique de contrôle par phase vapeur, cette dernière n'est pas envisageable vu le peu de moyens dont dispose notre laboratoire ainsi que ses limites dans l'imposition de faibles succions, ce qui ne s'adapte pas avec le but de notre travail. Pour l'utilisation de la technique de translation d'axe, cette deuxième alternative est confrontée à quelques problèmes ; les moyens insuffisants dont nous disposons et les limites de cette technique concernant la succion maximale à appliquer et qui reste dans la majorité des cas inférieure à 1500 kPa, ainsi que les problèmes liés à la diffusion de l'air à travers la pierre céramique, et qui nécessitent eux aussi tout un dispositif qui permet de la diminuer.

L'examen de ces deux méthodes ainsi que la méthode osmotique a révélé que cette dernière se rapproche davantage des conditions réelles dans lesquelles se déroulent les écoulements non saturés. Dans la méthode osmotique, la succion n'est pas imposée artificiellement par une surpression d'air, mais par une succion de l'eau avec un simple matériel, et sans danger de manipulation des hautes pressions. Egalement avec cette méthode, il est possible d'imposer des variations de succion, douces et progressives comme c'est le cas dans la nature, et qui peuvent atteindre une valeur de 8.5 MPa.

7.3. DEVELOPPEMENT D'UN ŒDOMÈTRE OSMOTIQUE A DOUBLE ECHANGE

Afin d'étudier le comportement couplé en fonction des contraintes mécaniques appliquées et de la succion imposée, un œdomètre osmotique a été développé.

En s'inspirant des travaux de *Derfouf, 2014* et *Derfouf et al, 2017*, un œdomètre qui permet l'imposition de la succion à l'aide de la technique osmotique a été réalisé. En gardant les dimensions d'une cellule œdométrique classique existante pour les sols saturés ; les plans d'usinage de la cellule osmotique ont été établis au laboratoire Eau et Ouvrages dans Leur Environnement « *LEOLE* » à l'université de Tlemcen lors d'un séjour scientifique. Une coupe transversale de la cellule œdométrique modifiée est représentée par *la figure 7-1*, cet appareil a été conçu de façon à permettre :

- Une imposition de la succion par la base et la tête de l'échantillon, ce qui homogénéise la succion sur la hauteur de l'échantillon.
- Appliquer des charges élevées sans avoir de problème de circulation du PEG notamment quand la concentration de ce dernier devient élevée.

7.3.1. Description de la cellule œdométrique modifiée

7.3.1.1. Embase de la cellule

L'embase de la cellule (1) est modifiée de façon à permettre l'imposition de la succion par la base de l'échantillon, et ceci en usinant un réservoir (2) de 70 mm de diamètre et de 10 mm de hauteur, surélevé par une plaque perforée (3) ; suffisamment rigide pour supporter les contraintes appliquées à l'échantillon de sol. Cette plaque repose sur un joint torique (13) logé sur le périmètre du réservoir, afin d'assurer son étanchéité. Ce dernier est relié d'un côté au piston par le biais d'un tube flexible et un robinet (14), et de l'autre, par un deuxième robinet (14) raccordé au réservoir de la solution de PEG par un autre tube flexible.

7.3.1.2. Bague rigide de l'échantillon

Un joint torique (13) fixé sur le périmètre assure l'étanchéité entre la membrane semi-perméable (12) posée sur la plaque perforée (3) et l'échantillon du sol. L'ensemble de ces modifications assurent une étanchéité parfaite après le serrage vertical de la bague de la cellule (4) et la bague de l'échantillon (11) par les boulons de fixation (7).

7.3.1.3. Piston de la cellule

Dans cette cellule, le piston (5) assure la transmission de la charge appliquée ainsi que l'imposition de la succion sur la face supérieure de l'échantillon. De la même façon, un réservoir (6) de 59 mm de diamètre et de 5 mm de hauteur est usiné, à la base du piston sous lequel est placée une plaque rigide perforée (9). L'étanchéité est assurée par un joint torique (8) logé sur le périmètre du réservoir du piston et placé sur la plaque rigide perforée.

L'œdomètre modifié, permet l'imposition des succions jusqu'à une valeur de 8 MPa en utilisant le PEG 6000 ; la contrainte verticale maximale est de l'ordre de 2000 kPa. La hauteur initiale et le diamètre de l'échantillon du sol sont respectivement de 20 et 70 mm.

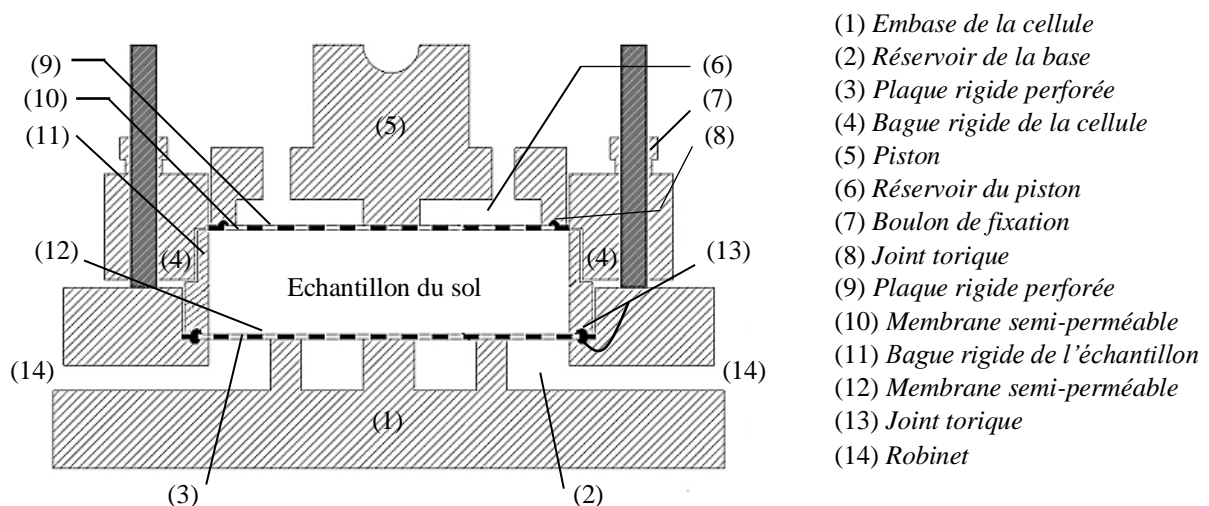


Figure. 7-1. Coupe transversale de la cellule œdométrique osmotique à double échange.

7.4. DESCRIPTION DU SYSTEME EXPERIMENTALE A ŒDOMÈTRE OSMOTIQUE

L'ensemble du système expérimental comprend les éléments suivants :

- Une cellule œdométrique modifiée d'une façon à permettre l'imposition de la succion sur les deux surfaces supérieure et inférieure de l'échantillon ;
- Un système de pompe péristaltique et de tubes flexibles assurant la circulation de la solution de PEG à travers l'embase et le piston de la cellule œdométrique tout au long des essais, ce qui a permis de faire circuler la solution dans toute la surface inférieure et supérieure de l'échantillon du sol ;
- Deux plaques perforées suffisamment rigides pour supporter les contraintes appliquées à l'échantillon du sol, une placée sur le réservoir de la base de la cellule et l'autre au-dessous du réservoir du piston qui permettent d'éviter le comblement du système de circulation lors du gonflement de l'éprouvette. Les trous des plaques perforées ont un diamètre de 1 mm, ce dernier a été choisi pour que l'échantillon du sol soit en contact avec la solution par l'intermédiaire de la membrane semi-perméable sans avoir son enfoncement dans les trous pendant l'application de la charge mécanique, et donc éviter l'enfoncement de la membrane semi-perméable et sa déchirure ;
- Sur les plaques perforées, et entre l'échantillon du sol et la solution de PEG une membrane semi-perméable a été introduite pour empêcher le passage des macromolécules de la solution vers l'éprouvette mais elle permet les échanges d'eau ;
- Un réservoir de solution osmotique d'un litre, ce qui est suffisamment important pour que les échanges d'eau entre la solution et l'éprouvette ne fassent pas varier significativement au cours de l'essai la concentration de la solution et donc la succion imposée. Le réservoir sera placé dans un bain d'eau thermostaté maintenu à une température de $20 \pm 0,1^\circ\text{C}$ afin que les mesures ne soient pas affectées par la dilatation thermique de la solution.

- Le réservoir de la solution osmotique est relié à un tube capillaire gradué qui permet l'estimation du volume d'eau échangé entre l'éprouvette et la solution osmotique au cours d'un essai. L'évaporation qui peut avoir lieu au niveau des différentes parties du système de circulation, a été minimisée par le positionnement d'un papier cellophane autour de la cellule œdométrique.

Les solutions osmotiques sont préparées avec de l'eau distillée. Il est indispensable de laisser s'écouler environ deux jours entre la préparation et l'utilisation d'une solution ; ce délai permet en effet la stabilisation de la densité de la solution (Cui, 1993). Les membranes semi-perméables doivent être laissées dans l'eau distillée pendant un jour avant de les utiliser. Les bactéries naturellement présentes dans le sol, peuvent causer des dégradations des membranes semi-perméables utilisées. Afin de limiter leur action et de prolonger la durée de vie de la membrane, quelques gouttes d'antibiotique du type pénicilline ont été ajoutées dans chaque solution élaborée. Cette méthode permet la réalisation d'essais d'une durée de deux mois et demi sans constater de dégradation de la membrane (Cuisinier, 2003).

Un schéma du montage expérimental est représentée sur la figure 7-2, ainsi qu'une vue de l'ensemble du dispositif expérimental en cours d'un essai est illustrée sur la figure 7-3.

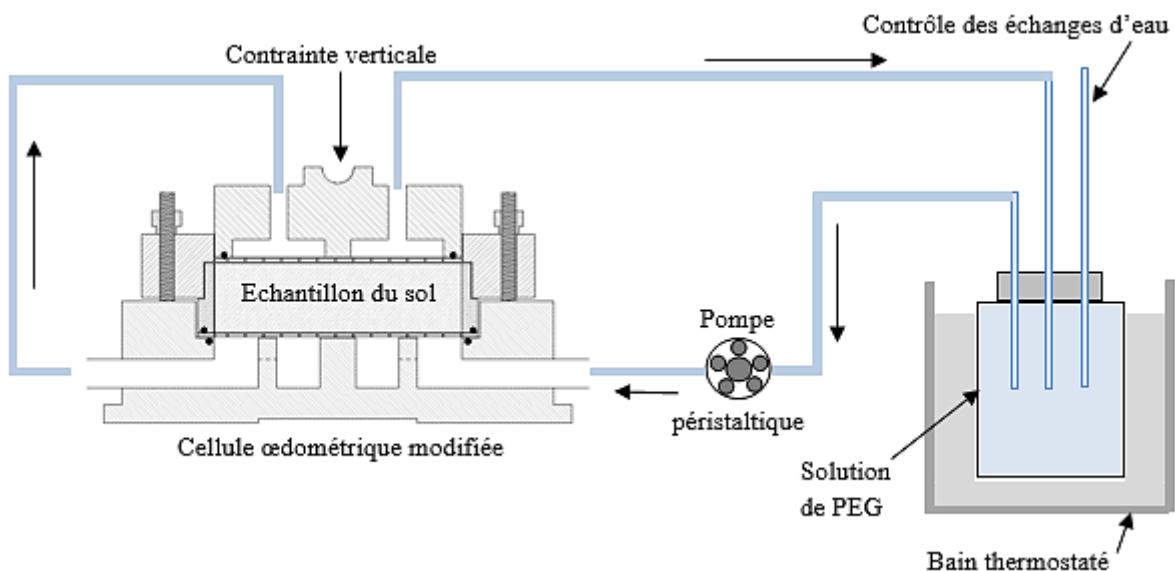


Figure 7-2. Schéma du montage expérimental de l'œdomètre osmotique.



Figure. 7-3. Vue de l'ensemble de l'essai œdométrique utilisant la cellule osmotique à double échange.

7.4.1 Influence du type de PEG utilisé

Le type de PEG utilisée au cours de tous les essais œdométriques à succion contrôlée est le PEG 6000, avec une membrane semi-perméable de référence commerciale Spectra /Por® n°3 avec un MWCO (Molecular Weight Cut-Off) de 3500 Dalton.

L'influence du type de PEG sur le comportement du matériau a été étudiée par *Cuisinier, 2003*. Deux essais similaires ont été entrepris, chacun respectant le même chemin de contrainte mais utilisant une macromolécule différente pour préparer la solution osmotique. Au cours des essais, les éprouvettes sont soumises à une succion de 1,2 MPa en une seule étape sous une faible contrainte, puis elle sont chargées et déchargées mécaniquement en plusieurs paliers. Les résultats obtenus (*Figure 7-4*) montrent qu'il n'y a pas d'influence significative du type de PEG sur le comportement hydromécanique du matériau.

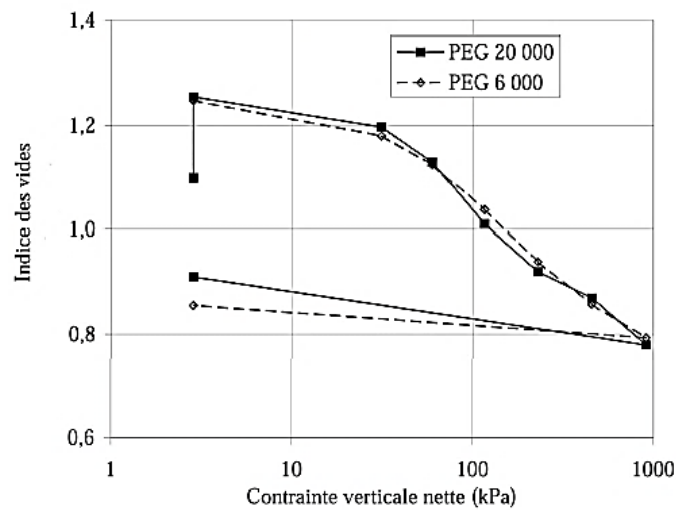


Figure. 7-4. Influence du poids moléculaire du PEG sur la compressibilité (*Cuisinier, 2003*).

7.4.2. Mode de chargement mécanique

Le mode de chargement mécanique qui a été retenu dans les essais utilisant les œdomètres osmotiques est le chargement par paliers successifs, les dispositifs ne permettant pas d'appliquer un chargement continu. Cependant, le chargement par paliers peut perturber l'interprétation d'essais hydromécaniques. En effet, les différents paramètres mécaniques qui peuvent être obtenus à partir des courbes de compressibilité dépendent du mode de chargement adopté.

Cui 1993, a comparé les résultats d'essais à succion contrôlée avec chargement par paliers ou quasi-continu. Dans le cas de chargement discontinu, la pression de préconsolidation apparente est sous-estimée de même que les pentes de compressibilité. De même, *Cui et Delage 1996*, ont comparé les résultats d'essais à succion contrôlée avec chargement par paliers chaque

48 h avec ceux obtenus par un chargement quasi continu. Dans le cas du chargement par étapes, la pression de préconsolidation apparente est sous-estimée de même que les pentes de compressibilité. Ainsi, *Guiras – Skandaji 1996*, a montré selon que les incréments de charge étaient effectués toutes les 24 h ou bien après avoir atteint l'équilibre des déformations, les paramètres étaient significativement différents. Un temps d'attente de 24 h conduit à sous-estimer la pression de préconsolidation apparente ainsi que les pentes de compressibilité.

Afin de limiter l'influence du mode de chargement retenu, il a été décidé d'attendre la stabilisation des déformations de l'éprouvette avant d'appliquer l'incrément de charge suivant.

7.4.3. Mesure des déplacements verticaux

Les déplacements verticaux sont mesurés à l'aide d'un capteur de déplacement de type *LVDT* (*Linear Variable Differential Transformer*). Les déformations verticales ont été corrigées en prenant en compte les déformations du système "bâti-cellule-capteur" qui ont été évaluées en utilisant une cale en acier pouvant être considérée comme indéformable.

7.4.4. Mesure des échanges hydriques

Les variations de la teneur en eau de l'échantillon durant un essai correspondent aux échanges entre l'échantillon et la solution de PEG circulant dans un circuit fermé. Ces échanges peuvent être estimés soit par mesure des variations du volume ou de la masse du flacon de la solution.

Dans ce travail, comme celui de *Delage et al, 1992*, nous avons essayé de mesurer les variations des échanges hydriques, par mesure du volume du réservoir. Pour cela, un tube capillaire gradué a été relié au réservoir de la solution osmotique avec un suivi périodique du niveau de tube capillaire.

Malheureusement, cette technique n'a pas réussi, et ceci, à cause des pulsations de la pompe péristaltique qui entraînent des fluctuations permanentes de la solution dans le tube capillaire, bien que la vitesse de la pompe fût réglée au minimum. En plus de ce problème, l'apparition de quelques fuites du PEG dans certaines connexions a perturbé aussi la mesure des échanges

hydriques. Dans cette situation, l'état d'équilibre en termes d'échange hydrique entre l'échantillon et la solution du PEG est considéré comme atteint lorsque les déformations se stabilisent.

7.5. PROGRAMME EXPERIMENTAL

Le programme expérimental consiste à réaliser une série d'essais œdométriques de chargement-déchargement sous différents niveaux de succions constantes sur des échantillons intacts à l'état naturel. La succion initiale des échantillons est de l'ordre de 20 MPa, déterminée par la méthode du papier filtre. Chaque essai est composé de trois phases :

Phase 1 : Cette phase consiste à mettre l'échantillon dans l'œdomètre osmotique. L'échantillon est taillé aux dimensions de la bague œdométrique ($H=20$ mm), puis rechargé à 1.5 kPa (charge du piston). Puis, une protection de l'échantillon contre l'évaporation, en entourant la cellule complètement avec du papier cellophane.

Phase 2 : Phase de mise en succion. Dans cette phase, différentes valeurs de succions ont été imposées dans la gamme de succion entre 0 et 8 MPa. L'application de la succion dans cette phase en faisant circuler du PEG derrière la membrane semi-perméable dans le circuit fermé à des concentrations différentes selon la succion désirée. Pour l'imposition d'une succion nulle, en faisant circuler de l'eau distillée au lieu du PEG, ou directement inonder l'échantillon en remplissant l'espace annulaire entre l'échantillon et la bague œdométrique avec de l'eau distillée. Sachant que la succion initiale des échantillons (20 MPa) est supérieure aux succions imposées (gamme de succions imposées entre 0 et 8 MPa), il en résulte alors une humidification des échantillons, et donc un phénomène de gonflement sera observé. Il a été remarqué que le temps nécessaire pour la stabilisation des déformations durant cette phase dépend de la succion imposée, et il est d'environ dix jours lorsqu'une succion de 2 MPa est imposée. On peut donc penser que ce temps de 10 jours représente un maximum.

Phase 3 : phase de chargement-déchargement mécanique, tout en maintenant la succion imposée constante. Au cours de cette phase, l'application de la charge se fait directement et par doublement de la charge appliquée. Le temps nécessaire pour la stabilisation de la déformation dépend de l'ampleur de la charge appliquée et de la succion imposée. Généralement 6 à 10 jours

ont été consacrés pour chaque palier de chargement, et d'environ 13 à 14 jours pour le déchargement. Ainsi, on peut dire que la durée moyenne de chaque essai est entre deux mois et demi à trois mois.

Sur *la figure 7-5*, on présente le suivi des déformations en fonction du temps des essais œdométriques à succion contrôlée. Ces courbes représentent la deuxième et la troisième phase du programme expérimental (mise en succion et chargement-déchargement mécanique).

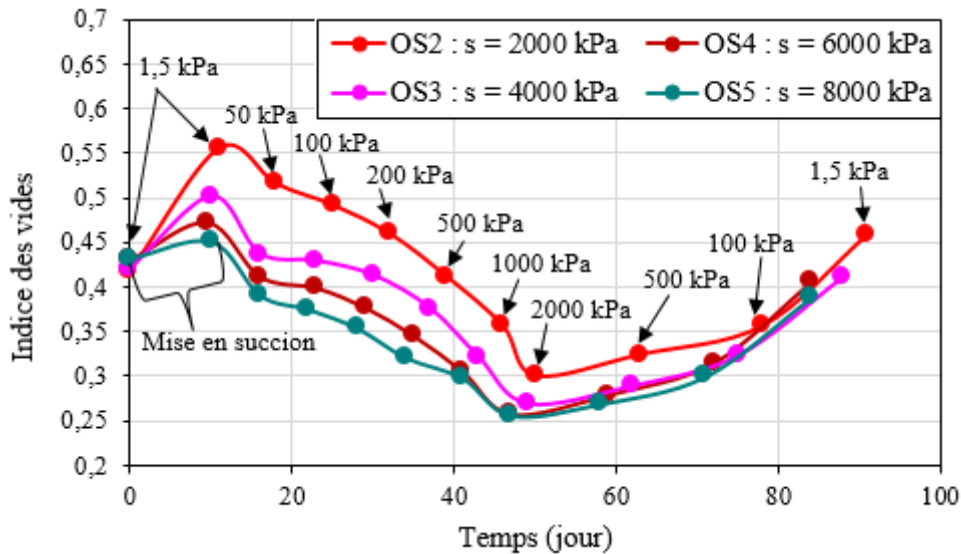


Figure. 7-5. Temps nécessaire pour les essais œdométriques à succion contrôlée : mise en succion – chargement – déchargement mécanique. (les valeurs indiquées correspondent à la contrainte verticale appliquée).

La figure 7-6, représente les chemins succion-contrainte suivis pour l'ensemble des essais œdométriques à succion contrôlée. L'état initial de tous les échantillons correspond au point «1» correspondant à une faible contrainte verticale d'environ 1.5 kPa (Charge du piston) et une succion initiale d'environ 20 MPa. Tout d'abord, chaque échantillon est soumis à une succion imposée donnée. Lorsque l'équilibre est atteint, l'échantillon a été chargé puis déchargé sous une succion constante.

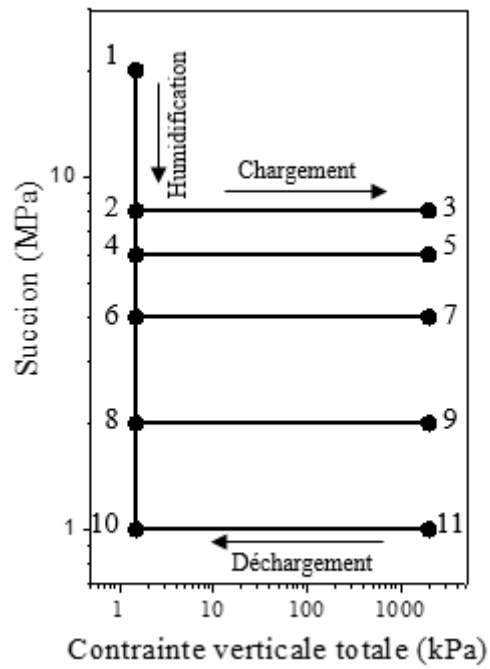


Figure. 7-6. Chemin de succion-contrainte suivi lors des essais œdométriques à succion contrôlée.



Figure. 7-7. Points de déformations de la surface de l'échantillon et de la membrane semi-perméable dus au chargement mécanique.

À la fin de chaque essai, un diagnostic visuel de la membrane et de la surface de l'échantillon en contact avec elle est réalisé (Figure 7-7). Vu que l'application de charges de plus en plus

élevée entraîne un enfoncement de la membrane dans les trous de la plaque perforée, élément support de cette dernière, ce qui peut entraîner sa déchirure, et la migration de la solution du PEG dans l'échantillon. Pour l'ensemble des essais, il semble que la membrane résiste bien aux sollicitations imposées.

7.5.1. Détermination des paramètres d'états

La teneur en eau initiale w_i est déterminée à partir des chutes du matériau au moment de la taille des échantillons. Les faibles écarts entre les différentes valeurs de teneur en eau nous confirment l'homogénéisation de l'éprouvette.

La détermination des paramètres d'états initiaux (e_i et Sr_i) pour chaque essai se fait comme suit :

- 1- détermination de la teneur en eau, w_i ;
- 2- Détermination du poids humide de l'échantillon P_h ;
- 3- Les dimensions de l'échantillon étant connues, on peut déterminer facilement son volume total (V) puis l'indice des vides initial :

$$e_i = \left(\gamma_s / \left(\frac{P_h / V}{(1+w_i)} \right) \right) - 1 \quad (7-1)$$

- 4- Le degré de saturation initial :

$$Sr_i = \frac{w_i}{e_i} \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} \right) \quad (7-2)$$

Le contrôle des conditions initiales a montré que les échantillons intacts à l'état naturel ont une teneur en eau d'environ 14 % et un indice des vides initial compris entre 0.42 et 0.44.

Les paramètres d'états finaux sont déduits comme suit :

- 1- Mesure de la teneur en eau finale de l'échantillon w_f ;
- 2- Détermination de l'indice des vides final ;

$$e_f = e_i - \left(\frac{\Delta h}{h_0} (1 + e_i) \right) \quad (7-3)$$

Avec h_0 : la hauteur initiale de l'échantillon, et Δh la variation de la hauteur de l'échantillon entre le début et la fin de l'essai.

- 3- Déduction du degré de saturation final ;

$$Sr_f = \frac{w_f}{e_f} \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} \right) \quad (7-4)$$

7.5.2. Phase de la mise en succion

Au cours de la phase d'imposition de la succion, un chemin d'humidification sera suivi, sachant que la succion initiale des échantillons est supérieure à la succion imposée. La relation suivante sera utilisée pour le calcul des déformations résultantes de l'imposition de la succion.

$$\varepsilon_s = (e_s - e_i) / (1 + e_i) ;$$

ε_s : Déformation due à la succion (%) ;

e_i : Indice des vides initial.

e_s : Indice des vides après la phase de la mise en succion ;

Les valeurs d'indice des vides et des déformations finales, obtenues à la fin de la phase de mise en succion sont représentés sur *la figure 7-8*. Pour comparaison, nous avons reporté sur la même figure quelques points représentatifs de la courbe d'humidification de l'essai D3 (essai de drainage-humidification sur échantillon intact à l'état naturel), tracée en termes d'indice des vides et déformations en fonction de la succion.

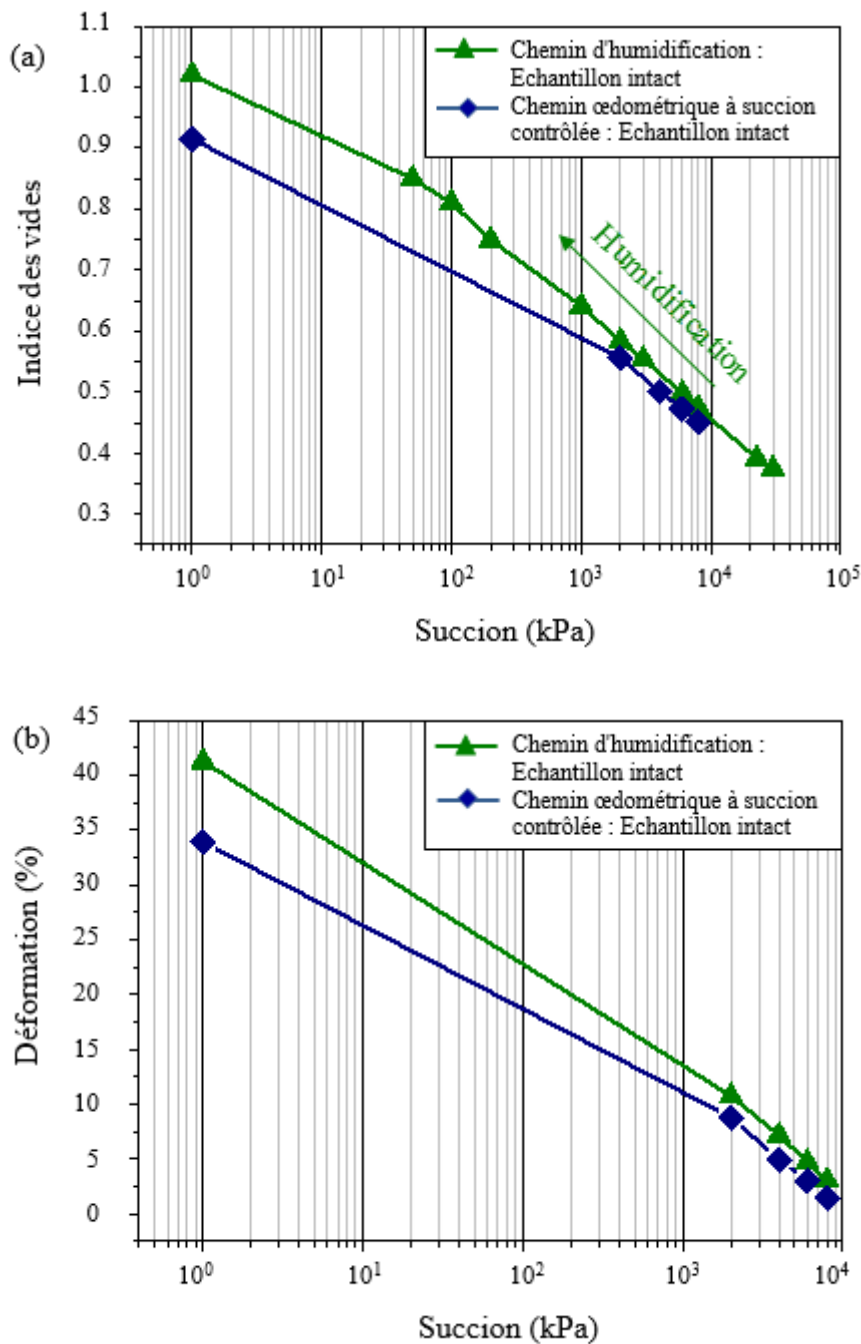


Figure. 7-8. Comparaison entre les déformations finales des essais œdométriques à succion contrôlée, à la fin de la phase de mise en succion et la courbe de drainage-humidification des échantillons intacts à l'état naturel (Essai D3).

La courbe obtenue a une allure similaire à la courbe d'humidification de l'essai D3, caractérisée par une déformation d'autant plus importante que la succion diminue, elle est décalée par rapport à la courbe d'humidification de l'essai D3, et se positionne au-dessous d'elle. Ce décalage entre les deux courbes est dû au fait que :

- Les échantillons soumis à un chemin d’humidification libre (sous aucune charge extérieure), se déforment librement dans les 3 directions, qui peuvent être assimilées à une déformation isotrope ;
- D’autre part, les échantillons soumis à un chemin d’humidification dans une cellule œdométrique à succion contrôlée et sous contrainte mécanique (même si celle-ci reste faible = 1.5 kPa), ne se déforment que dans le sens uniquement imposé par l’œdomètre (chemin K_0), la déformation latérale étant nulle, donc déformation anisotrope.

Ceci peut expliquer pourquoi l’humidification isotrope libre donne un indice des vides final légèrement supérieur à celui d’humidification anisotrope.

7.5.3. Phase de chargement-déchargement mécanique

Après la phase de la mise en succion, lorsque l’équilibre des déformations est atteint, l’échantillon a été chargé puis déchargé sous une succion constante. La *figure 7-9* représente les courbes œdométriques à succion contrôlée de tous les essais effectués, dans le plan indice des vides-contrainte verticale totale [$e, \log(\sigma_v)$]. L’ensemble des caractéristiques physiques initiales et finales sont données dans *le tableau 7-1*.

Tableau. 7-1. Caractéristiques physiques initiales et finales des essais œdométriques à succion contrôlée des échantillons intacts à l’état naturel.

Essai	Chemin de contrainte suivi	Succion imposée (MPa)	w_i (%)	Sr_i (%)	e_i	$e_{1.5s}$	e_f	w_f (%)	Sr_f (%)
OS1	1-10-11-10	0	14	85	0.436	0.915	0.685	28.1	100
OS2	1-8-9-8	2	13.6	86	0.419	0.556	0.459	19	100
OS3	1-6-7-6	4	13.5	85	0.420	0.501	0.435	16.2	98.6
OS4	1-4-5-4	6	13.8	85	0.430	0.473	0.406	15.1	98.5
OS5	1-2-3-2	8	14	86	0.431	0.451	0.388	14.4	98.3

$e_{1.5s}$: représente l’indice des vides après mise en succion, sous une charge de 1.5 kPa.

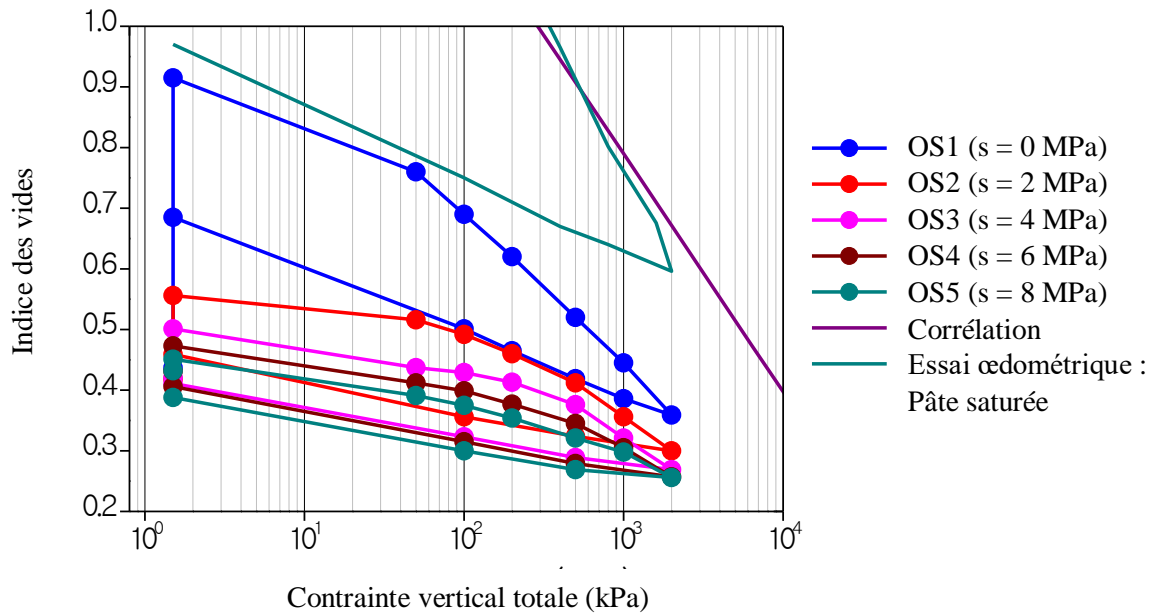


Figure. 7-9. Courbes œdométriques à succion contrôlée de la marne de Boumagueur, tracées en contraintes totales.

La variation de la teneur en eau et du degré de saturation entre l'état initial et final peut être expliquée comme suit :

Les valeurs initiales du degré de saturation et de la teneur en eau correspondent à une succion d'environ 20 MPa. Les succions imposées varient de 0 à 8 MPa, ces valeurs sont inférieures à la succion initiale, par conséquent, les échantillons suivent un chemin d'humidification, d'où leur teneur en eau et degré de saturation augmentent.

Après l'équilibre de la phase de mise en succion, les échantillons sont soumis à un chargement mécanique en compression avec une succion contrôlée, ce chargement induit une réduction d'indice des vides augmentant donc le degré de saturation. Le déchargement mécanique ne permet pas une augmentation significative d'indice des vides, donc le degré de saturation ne diminue presque plus.

Pour les essais, OS1 et OS2 où les succions imposées sont respectivement 0 et 2 MPa, on trouve que les valeurs mesurées de " S_{rf} " des échantillons (en tenant compte des incertitudes

de mesure) dépassent la valeur maximale théorique et varient de 106 à 108%. Dans ce cas-là, les valeurs sont arrondies automatiquement à 100 % dans le tableau 7-1.

Si on examine de près la courbe de variation du degré de saturation en fonction de la succion de l'essai D3 (cf. Chapitre VI, Fig. 6-29-d) représentée sur la figure 7-10, on note que les échantillons intacts à l'état naturel restent saturés, tant que la succion reste inférieure ou égale à la succion de resaturation qui est d'environ 2 MPa (le point à partir duquel le sol commence à se resaturer, sur chemin d'humidification). Il est donc tout à fait logique de trouver des valeurs du degré de saturation final de 100%.

Pour des succions imposées supérieures à la succion de resaturation (Essais OS3, OS4 et OS5), le sol commence à se désaturer et par conséquent le degré de saturation commence à diminuer.

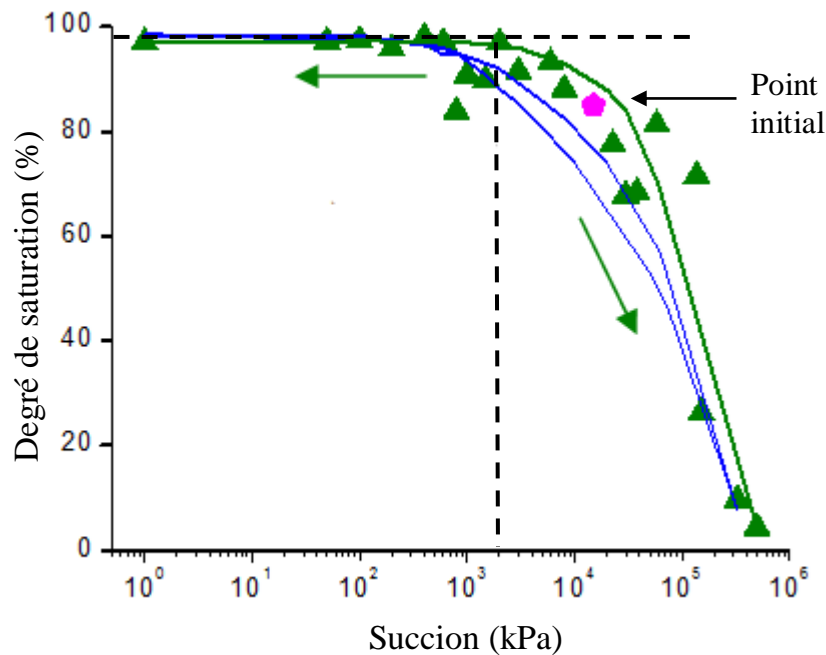


Figure. 7-10. Variation du degré de saturation en fonction de la succion (Essai D3 : Drainage-humidification des échantillons intacts à l'état naturel).

7.6. EFFET DE LA SUCCION SUR LA COMPRESSIBILITE

Sur la *figure 7-11*, nous avons tracé l'évolution des pentes de chargement plastique λ_s et de déchargement κ_s , calculées dans le plan des contraintes totales en fonction de la succion. Nous avons aussi ajouté la pente de chargement de la partie surconsolidée $\kappa_{s\ char}$. Le calcul de λ_s se fait entre les deux derniers points de chargement, tandis que celui de κ_s , il est réalisé entre le dernier point de chargement et le point qui correspond, au poids du piston (1.5 kPa). L'ensemble de ces valeurs est donné dans *le tableau 7-2*.

Nous avons aussi ajouté les valeurs des pentes λ_0 et κ_0 de l'essai œdométrique saturé sur échantillon intact à l'état naturel (Essai ES3). Les résultats montrent qu'il y a une dépendance entre la succion et la pente λ_s , de façon à ce que cette dernière diminue avec l'augmentation de la succion, ce qui rejoint la majorité des résultats trouvés dans la littérature (*Alonso et al, 1990, Cui et Delage, 1996 ; Alonso et al, 2005 ; Derfouf, 2014 ; Qin et al, 2015...etc.*). De l'état saturé ($s = 0$ kPa) à l'état où $s = 8000$ kPa, la pente λ_s à diminué de plus de 50 %.

Concernant la pente de déchargement κ_s , il semble que cette dernière est indépendante de la succion. Par contre, on remarque que l'ensemble des valeurs de cette pente, sont inférieures à celle calculée à l'état saturé (Essai ES3 et OS1) où le paramètre κ_s prend sa valeur maximale, ce qui rejoint les observations de *Rampino et al, 2000*.

Une même évolution de la pente de chargement de la partie surconsolidée $\kappa_{s\ char}$, a été constaté, on note également qu'elle est indépendante aussi de la succion et a une valeur moyenne de 0.017.

Tableau. 7-2. Valeurs des pentes de compressibilité en fonction de la succion.

Essai	ES3	OS1	OS2	OS3	OS4	OS5
Succion imposée (kPa)	0	0	2000	4000	6000	8000
λ_s	0.121	0.119	0.080	0.075	0.069	0.060
κ_s	0.031	0.038	0.022	0.020	0.021	0.021
$\kappa_{s\ char}$	0.045	0.044	0.017	0.018	0.017	0.017

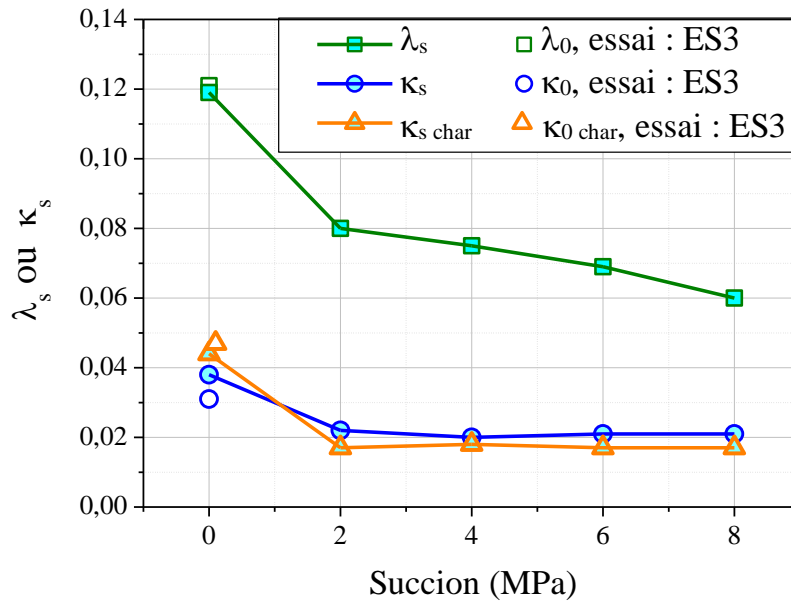


Figure. 7-11. Évolution de la compressibilité λ_s , κ_s et $\kappa_s \text{ char}$, en fonction de la succion, interprétation en contraintes totales.

L'ensemble des valeurs de la pression de préconsolidation apparente, du potentiel et de la pression de gonflement, calculées dans le plan des contraintes totales sont données dans le tableau 7-3.

Les valeurs de la pression de préconsolidation apparente P_s obtenues ont été tracées en fonction de la succion imposée dans la figure 7-12. La pression de préconsolidation apparente diminue avec la diminution de succion lors d'un chemin d'humidification. Cela indique que la pression de préconsolidation apparente d'un sol gonflant ne dépend pas seulement de sa densité, mais elle dépend également de la succion imposée au sol.

Les variations du potentiel de gonflement $\Delta H/H$ en fonction de la succion imposée ont été également rapportées dans le même graphique (Figure 7-12). Lors d'humidification, il a été constaté que la diminution de la succion se traduit par une augmentation du potentiel de gonflement jusqu'à une valeur maximale pour une succion imposée nulle (essai ES3 et OS1), correspondant à un état saturé du sol. Pour cette valeur maximale du potentiel de gonflement, *Cuisinier et Masrouri, 2005*, expliquent que dans ce cas, la majeure partie des macropores de l'échantillon était occupée par des particules d'argile gonflantes.

Tableau. 7-3. Valeurs de la contrainte de préconsolidation apparente, du potentiel et de la pression de gonflement en fonction de la succion.

Essai	ES3	OS1	OS2	OS3	OS4	OS5
Succion imposée (kPa)	0	0	2000	4000	6000	8000
P_s (kPa)	120	120	295	415	480	645
$\Delta H/H$ (%)	32.8	33.2	10.2	5.6	3.1	1.3
Pression de gonflement (kPa)	1000	1000	455	150	18.5	6

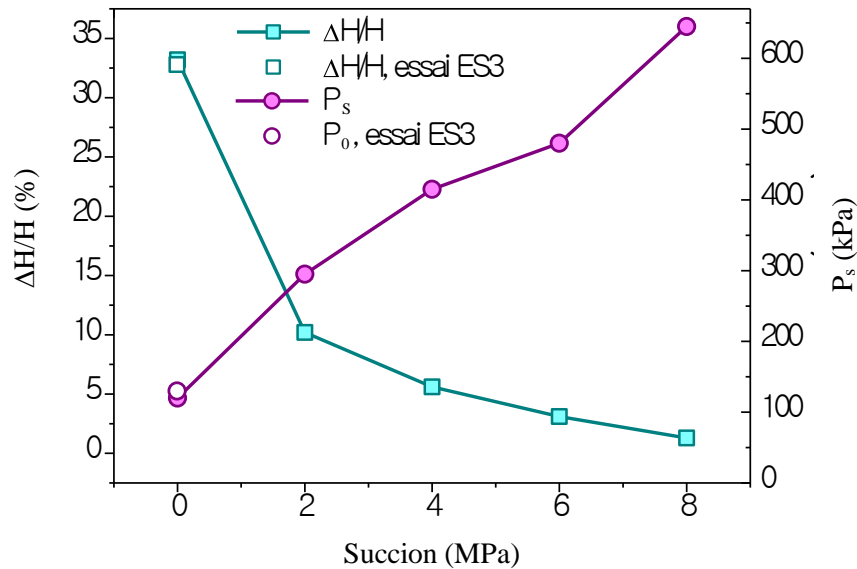


Figure. 7-12. Variation de la pression de préconsolidation apparente P_s et du potentiel du gonflement en fonction de la succion.

Sur la *figure 7-13*, où l'examen de l'évolution de la pression de gonflement en fonction de la succion imposée a été rapporté, on note une augmentation de la pression de gonflement avec la diminution de la succion jusqu'à une valeur maximale d'environ 1000 kPa, pour une succion imposée nulle (essai ES3 et OS1), correspondant à un état saturé du sol.

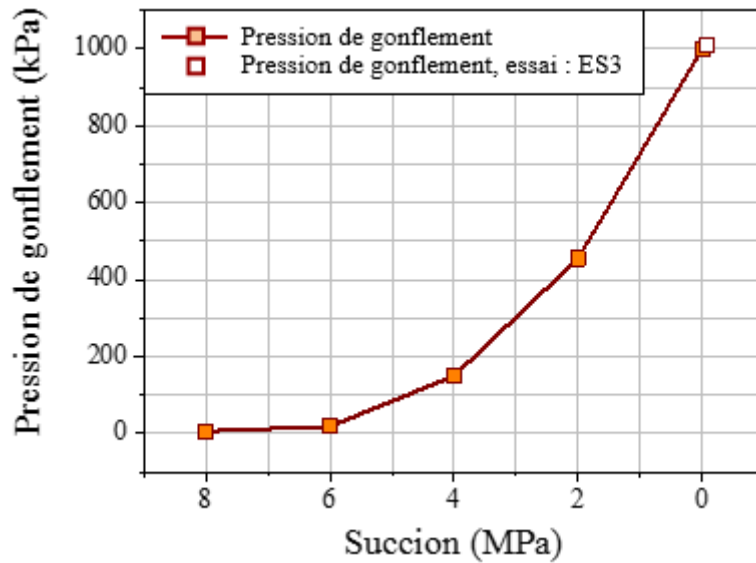


Figure. 7-13. Evolution de la pression de gonflement en fonction de la succion.

7.7. INTERPRETATION DES RESULTATS EN CONTRAINTE EFFECTIVE

7.7.1. Contrainte effective de Terzaghi

Pour vérifier l'applicabilité du concept de contraintes effectives de Terzaghi, les courbes œdométriques à succion contrôlée ont été retracées dans le plan $[e, \log(\sigma_v + s)]$, (Figure. 7-14), où $(\sigma_v + s)$ représente la contrainte effective de Terzaghi.

Les résultats montrent que les courbes obtenues, sont dispersées et mal positionnées par rapport à la droite de la ligne *NC* saturée, à l'exception de la courbe de l'essai OS2 ($s = 2000\text{kPa}$) qui est parallèle à cette droite. *Taibi 1994*, a montré que les courbes doivent être parallèles et se regrouper autour du chemin normalement consolidé saturé pour justifier une interprétation en contrainte effective.

Le calcul des pentes λ_s , dans le plan des contraintes effectives (Figure 7-15), montre que pour des succions supérieures à 2000 kPa, les valeurs de λ_s s'éloignent de plus en plus de la pente de la droite *NC* saturée (ES1), quand la succion augmente. Pour l'essai de succion imposée de 2000 kPa, la valeur de λ_s reste proche de la pente de la droite *NC* de l'essai ES1.

CHAPITRE 07 : Comportement de la marne de Boumagueur sur chemin œdométrique à succion contrôlée.

On peut dire qu'à partir d'un certain niveau de succion qui est de l'ordre de 2000 kPa, ces essais ne sont plus interprétables avec le concept de contrainte effective de Terzaghi.

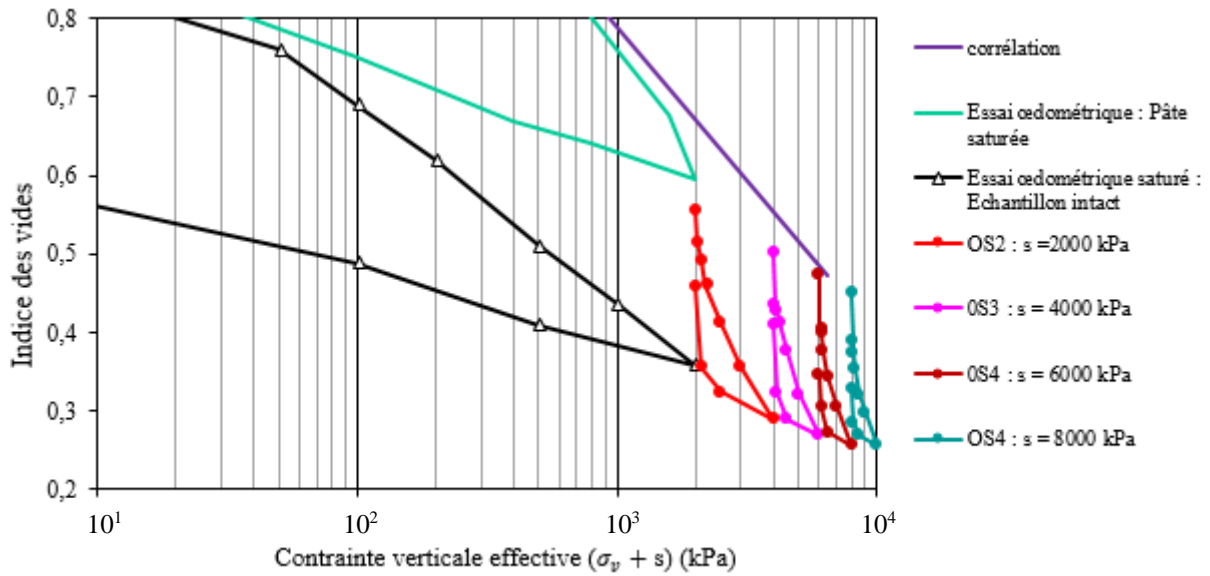


Figure. 7-14. Courbes œdométriques à succion contrôlée de la marne de Boumagueur, tracées en contraintes effectives de Terzaghi.

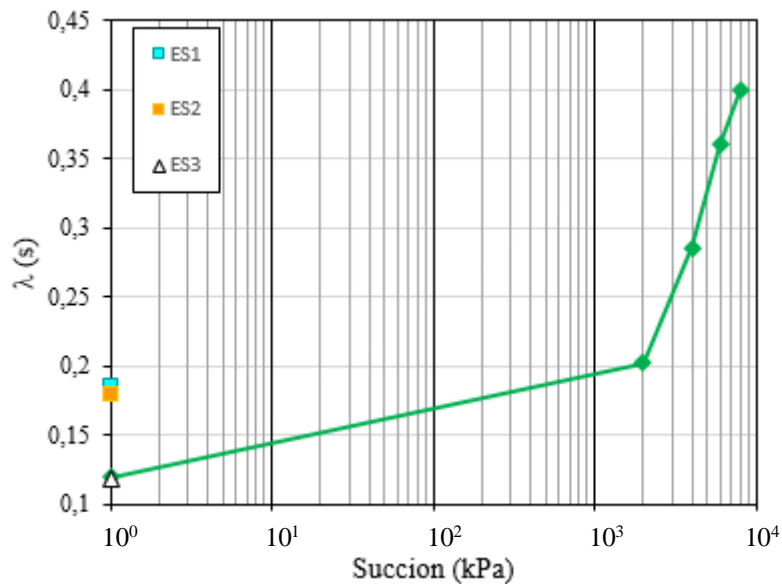


Figure. 7-15. Évolution de la compressibilité λ_s en fonction de la succion-interprétation en contraintes effectives de Terzaghi.

7.7.2. Interprétation en contrainte effective généralisée

Pour l'interprétation des essais, le principe de contrainte effective généralisée a été choisi. Afin de calculer la contrainte effective généralisée, nous avons choisi deux expressions, la première est celle utilisée par *Modaressi et Abou-Bekr, 1994*, donnée par l'équation (4-4), et la deuxième, est celle définie par *Taibi, 1994* (équation 7-5).

$$\begin{cases} \pi_{eq} = \frac{\pi T_s}{2K(e)R^2} \left[4R + \frac{3T_s - \sqrt{8T_s R(s) + 9T_s^2}}{s} \right] & \text{pour } s > s_e \\ \pi_{eq} = s & \text{pour } s \leq s_e \end{cases} \quad (7-5)$$

Où :

R : Le rayon des particules généralement pris égal à $d_{10}/2$ (avec $d_{10} = 2.5 \mu\text{m}$, cette valeur est déduite à partir de la courbe d'analyse granulométrique par laser, cf. figure 6-5) ;

T_s : La tension superficielle ;

s_e : La succion d'entrée d'air. Dans notre cas, on prend la valeur de la succion de restauration au lieu de la succion d'entrée d'air, car tous les essais œdométriques à succion contrôlée suivent un chemin d'humidification. (Succion initiale des échantillons est supérieure aux succions imposées) ;

$K(e)$: Une fonction de l'indice des vides tenant en compte la densité d'arrangement (Équation. 4-6).

Ce principe intervient quand le sol devient non saturé, c-à-d au-delà de la succion de resaturation, estimée dans notre étude à 2000 kPa (Figure 7-10). Dans notre cas, on a constaté que les essais réalisés à des succions supérieures à cette valeur ne justifient pas une interprétation en contrainte effective de Terzaghi. Les nouvelles courbes sont retracées sur la figure 7-16, avec la nouvelle définition de la contrainte effective généralisée.

Les résultats montrent que les courbes obtenues se situent à gauche de la droite NC saturée (ES1), et on observe clairement que les courbes sont bien parallèles. La position des courbes est directement liée à la contrainte effective généralisée déduite des équations 4-5 et 7-5, et qui sont à leur tour fortement influencées par la valeur de d_{10} . La détermination de la valeur du paramètre d_{10} à partir de la courbe de la granulométrie par laser semble sous-estimée.

CHAPITRE 07 : Comportement de la marne de Boumagueur sur chemin œdométrique à succion contrôlée.

D'une part, on trouve qu'une valeur de $2.5 \mu m$ pour d_{10} concernant les limons, par contre le sol étudié est une argile très plastique. D'autre part, étant donné que la base de cette définition est dédiée aux sols granulaires, pour lesquels la notion du diamètre représentatif est claire, et qui est souvent pris égal à d_{10} , on peut se poser la question sur l'utilisation de cette valeur pour les sols argileux.

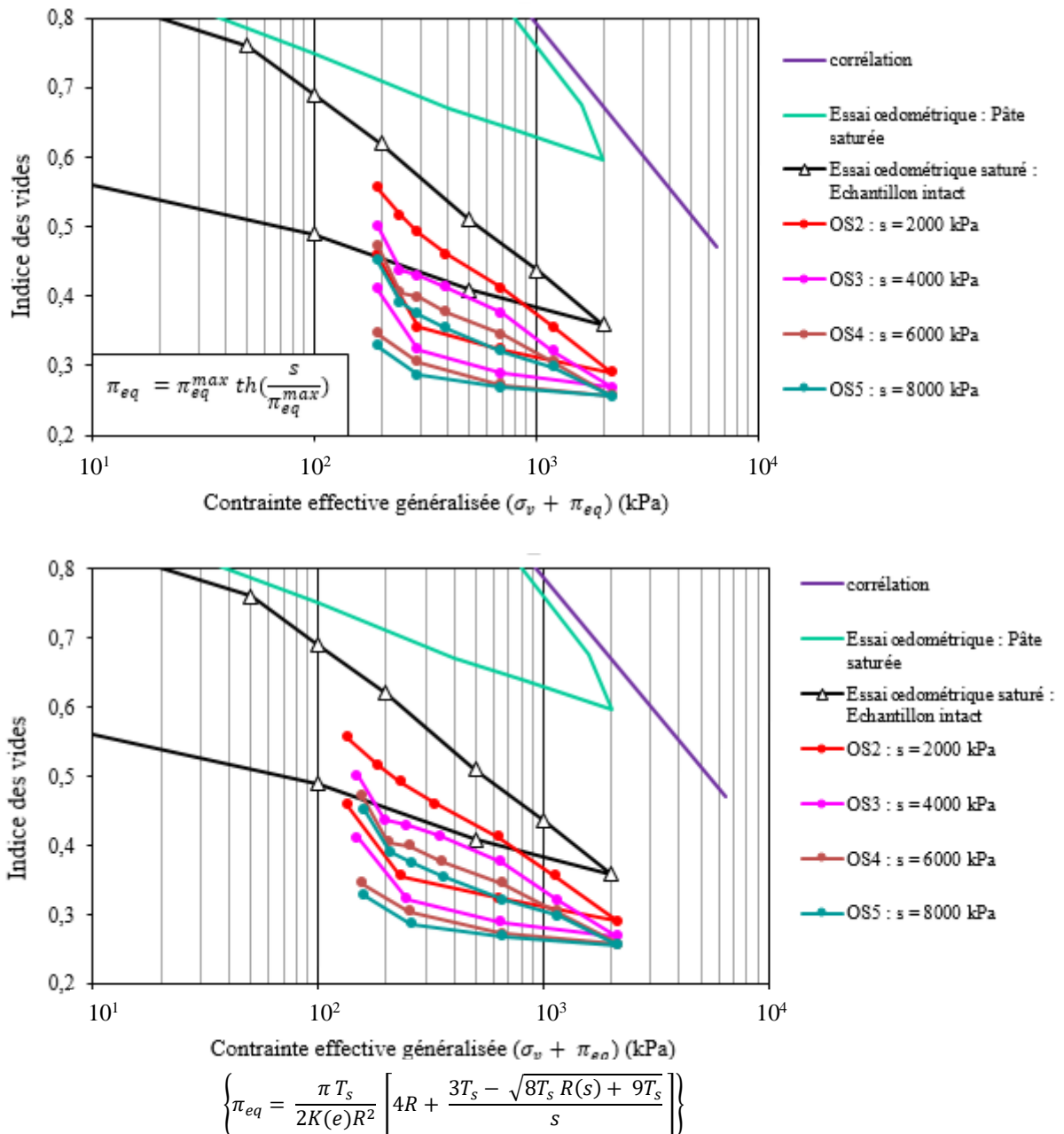


Figure. 7-16 : Courbes œdométriques à succion contrôlée sur la marne Boumagueur, tracées en contrainte effective généralisée calculée avec $d_{10} = 2.5 \mu m$, déduit à partir de la courbe de la granulométrie par laser.

Une estimation de la valeur de d_{10} pour l'introduire dans la définition de la contrainte effective généralisée a été réalisée à partir de la courbe granulométrique. On a constaté qu'une valeur de $0.25 \mu m$, ($R = \frac{d_{10}}{2} = 0.125 \mu m$) permet à la plupart des courbes d'être parallèles et s'aligner correctement sur une droite bien parallèle à la droite NC saturée avec un léger décalage vers la gauche (*Figure. 7-17*).

Cette valeur choisie nous semble raisonnable pour une argile très plastique comme la marne de Boumagueur, et que dans le cas des sols fins, le diamètre à prendre en compte n'est pas nécessairement directement lié à la granulométrie mesurée. Des résultats récents sur le sable de *Perafita*, montrent qu'en présence d'une quantité importante de particules fines, le paramètre R peut être inférieur à d_{10} avec un rapport qui peut atteindre $1/20$, (*Modaressi, 2004*).

On remarque que l'ensemble des courbes sont bien positionnées et s'alignent correctement sur une droite bien parallèle à la droite NC saturée de l'essai ES1 avec un léger décalage vers la gauche. Ce décalage est probablement dû à la consolidation mécanique des échantillons intacts à l'état naturel ($P_0 = 120$ kPa) ainsi qu'à la forte consolidation hydrique sachant que la succion initiale est de 20 MPa.

Ceci permet de conclure que la contrainte effective généralisée définie à partir de la contrainte capillaire permet d'interpréter le comportement de la marne de Boumagueur sur chemin œdométrique. La dimension équivalente des particules, représentée dans ce cas par le paramètre d_{10} semble bien adaptée. Cependant, d'autres chemins de contraintes sont nécessaires pour valider cette valeur.

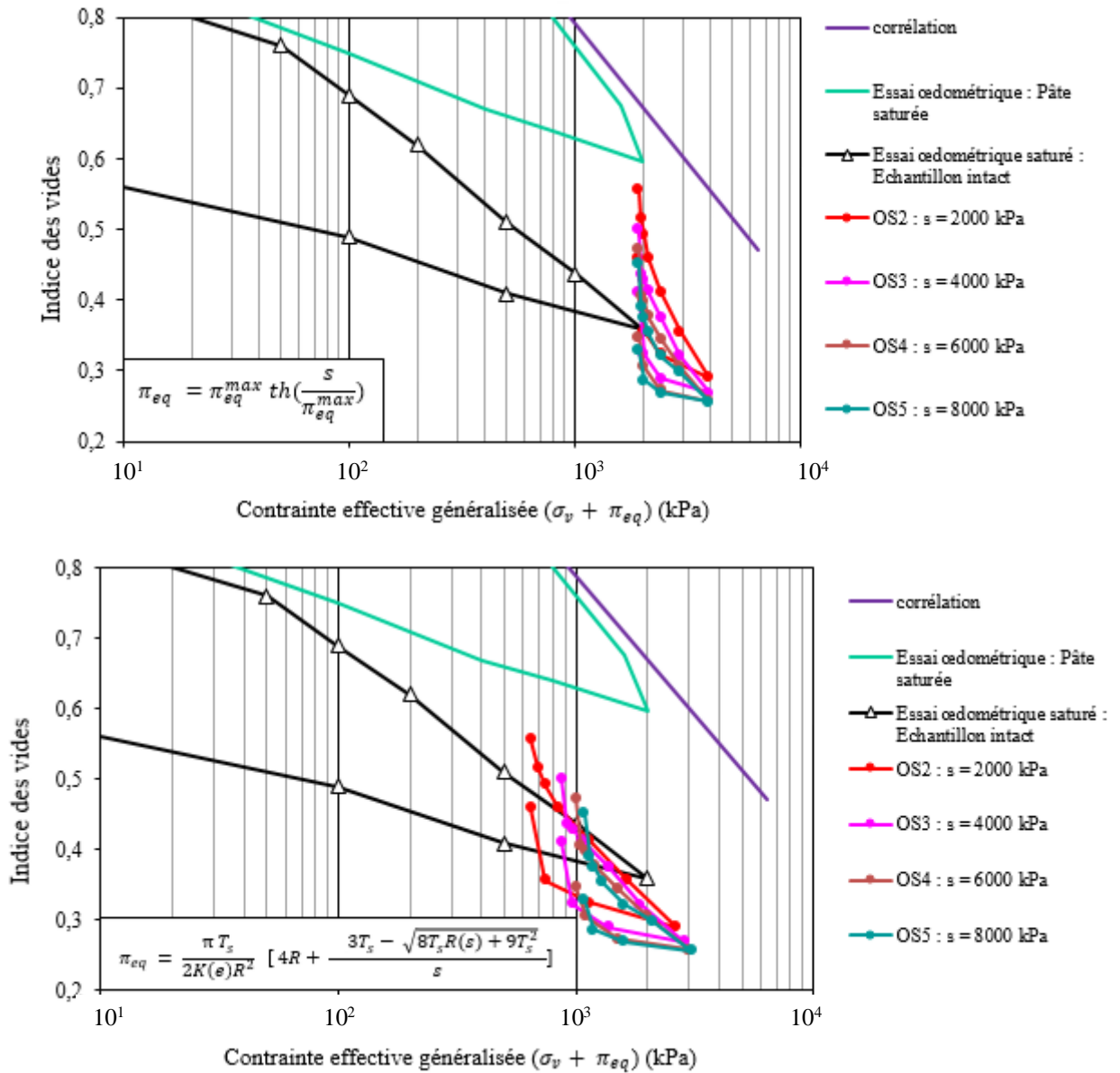


Figure. 7-17 : Courbes œdométriques à succion contrôlée sur la marne Boumagueur, tracées en contrainte effective généralisée calculée avec $d_{10} = 0.25 \mu m$.

7.8. CONCLUSION

Ce chapitre a permis de présenter les résultats expérimentaux sur la marne de Boumagueur, obtenus sur chemin d'humidification sous une charge constante ainsi que sur chemin œdométrique à succion contrôlée.

Le gonflement engendré lors de l'humidification des échantillons intacts sous une charge constante (chemin œdométrique), est moins marqué que celui engendré lors de l'humidification libre. Les échantillons soumis à un chemin d'humidification libre (sous aucune charge extérieure), se déforment librement dans les 3 directions, qui peuvent être assimilées à une déformation isotrope. Par contre, les échantillons soumis à un chemin d'humidification dans une cellule œdométrique à succion contrôlée et sous contrainte mécanique, la déformation latérale étant nulle et l'échantillon ne se déforme que dans le sens uniquement imposé par l'œdomètre, il en résulte alors une déformation anisotrope. Ceci peut expliquer pourquoi l'humidification isotrope libre donne un indice des vides final légèrement supérieur à celui d'une humidification anisotrope.

En ce qui concerne les essais de compressibilité à succion contrôlée, la compressibilité du sol étudié est fortement influencée par toute variation de succion. La pente de compression plastique λ_s diminue et la contrainte de préconsolidation apparente augmente avec l'augmentation de la succion, cela indique que la pression de préconsolidation apparente d'un sol gonflant n'est pas seulement fonction de sa densité, mais dépend également de la succion imposée. Pour la pente de déchargement κ_s , il a été constaté que ce paramètre n'est pas fortement influencé par la succion mais prend sa valeur maximale pour une succion nulle.

Les résultats de cette partie montrent l'extrême sensibilité du comportement hydromécanique du matériau étudié à toute variation de la succion, et nous ont permis de déterminer les paramètres du comportement hydromécanique de la marne de Boumagueur sur chemin œdométrique qui seront par la suite utilisés dans le chapitre suivant pour la simulation de ces essais.

PARTIE III

SIMULATION NUMERIQUE

CHAPITRE VIII
SIMULATION
NUMERIQUE DES
ESSAIS NON
SATURÉS SUR LA
MARNE DE
BOUMAGUEUR

8.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous allons présenter d'une façon succincte un modèle de comportement proposé par *Dumont et al, 2010* et *Dumont, 2011*. Le modèle Cam-Clay modifié est utilisé comme support afin d'intégrer les effets de la non saturation et de la température pour les sols saturés et non saturés. Dans cette présentation, nous allons nous limiter à la partie qui prend en compte les effets de la non saturation. Ce modèle a l'avantage d'utiliser une approche unifiée pour la modélisation des sols saturés et non saturés, basée sur une définition généralisée de la contrainte effective qui représente la somme des effets de la contrainte totale P et de la contrainte capillaire π_{eq} (cf. *Chapitre IV, §4.2.2*).

La capacité du modèle à reproduire qualitativement et quantitativement les résultats expérimentaux sur chemins de drainage-humidification et de chargement-déchargement à succion contrôlée sera ensuite examinée.

8.2. REPRESENTATION SUCCINTE DU MODELE

Comme le modèle de *Modaressi et Abou-Bekr, 1994*, la définition de la contrainte capillaire est basée sur le modèle microstructural proposé par *Taibi, 1994*, dans lequel l'auteur propose une expression qui ne prend pas en considération l'effet de mouillage. Cette expression est donnée dans l'équation 8-1 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \pi_{eq} = \frac{2\pi T_s}{K(e)R} \left[\frac{\exp\left[2(s-s_e)/\frac{2\pi T_s}{K(e)R}\right]-1}{\exp\left[2(s-s_e)/\frac{2\pi T_s}{K(e)R}\right]+1} \right] \quad \text{pour } s > s_e \\ \pi_{eq} = S \quad \text{pour } s \leq s_e \end{array} \right. \quad (8-1)$$

Où :

R : Le rayon des particules généralement pris égal à $d_{10}/2$;

T_s : La tension superficielle ;

s_e : La succion d'entrée d'air ;

$K(e)$: Une fonction de l'indice des vides tenant en compte la densité d'arrangement.

$$K(e) = 0,32 e^2 + 4,06 e + 0,11 \quad (8-2)$$

Pour les fortes succions, la contrainte capillaire atteint une asymptote horizontale où π_{eq} est égale à π_{eq}^{max} exprimée comme suit :

$$\pi_{eq}^{max} = \frac{2\pi T_s}{K(e)R} \quad (8-3)$$

La figure 8-1, montre la forme des équations 8-1 en considérant un rayon des grains de $0.125\mu m$. La valeur de la contrainte capillaire est prise égale à la succion pour des succions inférieures à la succion d'entrée d'air $s_e = 2000$ kPa. Dans ce cas-là, le principe de la contrainte effective de Terzaghi est supposé valable (cf. Chapitre VI, § 6.5.6). Dès que cette valeur seuil est dépassée ($s > s_e$), la contrainte capillaire calculée augmente avec la succion pour atteindre une asymptote pour des succions plus élevées.

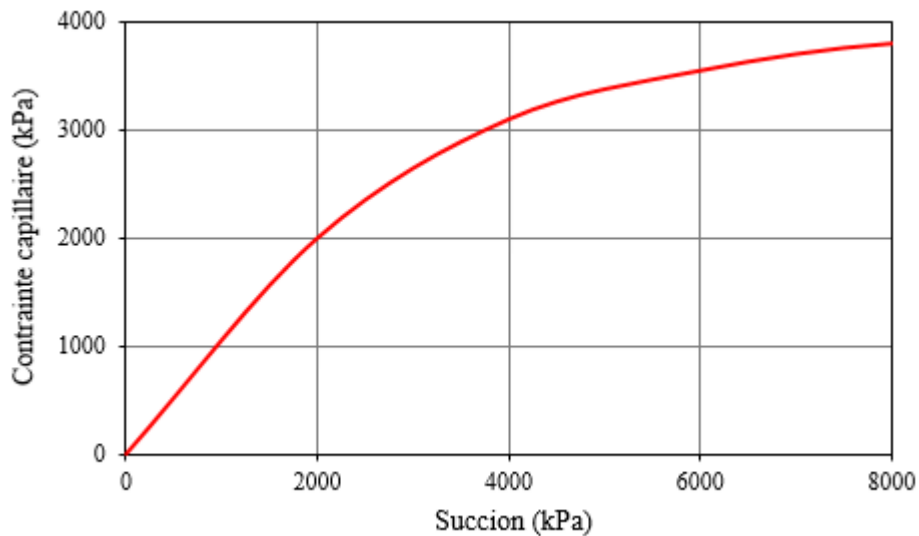


Figure.8-1. Variation de la contrainte capillaire en fonction de la succion donnée par l'équation 8-1.

Les équations et les paramètres permettant de décrire le comportement hydrique et mécanique se présentent de la façon suivante :

- Déformation élastique

$$d\varepsilon_v^e = \frac{\kappa_0}{1 + e_0} \frac{dP'}{P'} \quad (8-4)$$

κ_0 est le coefficient de déchargement pour un changement de contrainte effective P' .

- Déformations déviatoires élastiques

$$d\varepsilon_s^e = \frac{dq}{3G} \quad (8-5)$$

Avec q est le déviateur de contraintes, et G est le module de cisaillement.

- Surface de charge

La surface de charge f développée pour ce modèle est exprimée par deux relations distinctes qui dépendent du rapport de la pression de préconsolidation effective en succion non nulle $P'_s(\pi_{eq})$ et un paramètre r , et elle est continue pour :

$$P' = \frac{P'_s(\pi_{eq})}{r} \quad (8-6)$$

$$f = \begin{cases} \frac{q^2}{M^2 P'} + P' \frac{2}{r} P'_s(\pi_{eq}) & \text{pour } P' < \frac{P'_s(\pi_{eq})}{r} \\ (r-1)^2 \frac{q^2}{M^2 P'} + P' \frac{2}{r} P'_s(\pi_{eq}) = \left(\frac{2}{r}-1\right) \frac{P'_s(\pi_{eq})}{P'} & \text{pour } P' > \frac{P'_s(\pi_{eq})}{r} \end{cases} \quad (8-7)$$

Le paramètre r permet d'ajuster la surface de charge en privilégiant plus ou moins le domaine élastique du domaine plastique sur un chemin déviatoire. La *figure 8-2* montre l'influence de ce paramètre sur la surface de charge dans le plan $[P', q]$ pour trois valeurs de r ($r = 1.6 ; 2$ et 2.4). Pour chaque valeur de r , l'intersection entre la droite d'état critique et la surface de charge correspond à la valeur $P' = \frac{P'_s(\pi_{eq})}{r}$ est le maximum de la surface de charge. Ainsi, le domaine élastique est influencé par la valeur de r retenue.

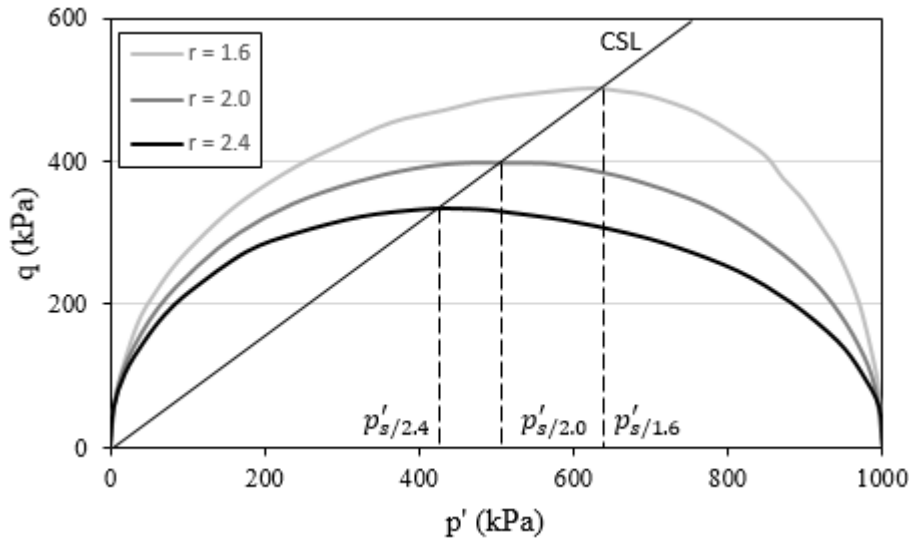


Figure.8-2. Influence de r sur la surface de charge dans le plan de contrainte $[P', q]$, $M=0.8$, $P'_s = 1\text{MPa}$ (Dumont, 2011).

- Écrouissage positif sous sollicitation hydrique

Le comportement des sols non saturés ainsi que la contrainte de préconsolidation P'_s , sont fortement influencés par la succion et par conséquent la contrainte capillaire. Ces effets se traduisent particulièrement par l'apparition d'un écrouissage positif. Afin de prendre en compte cet écrouissage positif, l'auteur a introduit un paramètre empirique k (obtenu à partir d'essais expérimentaux appropriés) en association avec la contrainte capillaire π_{eq} .

L'évolution de la contrainte de préconsolidation influencée par la contrainte capillaire est donnée par la relation :

$$P'_s(\pi_{eq}) = P'_0 + k(\pi_{eq} - s_e) \quad (8-8)$$

Avec P'_0 est la contrainte effective de préconsolidation à l'état saturé. Ce phénomène d'écrouissage positif ne survient que pour des succions supérieures à la succion d'entrée d'air.

- Coefficient de compressibilité plastique

Une expression similaire à celle proposée par *Alonso et al, 1990* (cf. Equation 4-22), est donnée pour le coefficient de compressibilité $\lambda(\pi_{eq})$ qui est supposé influencé par la succion. Son évolution en fonction de la contrainte capillaire est donnée par la relation :

$$\lambda(\pi_{eq}) = \lambda_0[(1 - r) \exp(-\beta\pi_{eq}) + r] \quad (8-9)$$

Avec :

r : Paramètre égal au rapport entre $\lambda(s \rightarrow \infty) / \lambda(0)$;

β : Un paramètre qui contrôle le taux d'augmentation de la raideur du sol avec la succion ;

$\lambda(\pi_{eq})$: Intervient lorsque la succion s est supérieure à la succion du point d'entrée d'air s_e .

Tant que cette condition n'est pas satisfaite, la pente λ est considérée constante et s'identifie à λ_0 , bien que la succion ne soit pas nulle.

- Déformations volumiques plastiques

Les déformations volumiques plastiques sous l'effet de la pression moyenne pour une succion donnée sont décrites par la relation incrémentale suivante :

$$d\varepsilon_v^p = \frac{\lambda(\pi_{eq}) - \kappa_0}{1 + e_0} \frac{dP'}{P'} \quad (8-10)$$

A l'état saturé : $\lambda(\pi_{eq} = 0) = \lambda_0$

- Déformations déviatoires plastiques

Les incréments de déformations déviatoires plastiques sont déterminés tels que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d\varepsilon_s^p}{d\varepsilon_v^p} = \frac{\frac{2q}{M^2 P'}}{1 - \frac{q^2}{M^2 P'^2}} \quad \text{pour } P' < \frac{P'_s(\pi_{eq})}{r} \\ \frac{d\varepsilon_s^p}{d\varepsilon_v^p} = \frac{\frac{2q}{M^2 P'}(r-1)^2}{1 - \frac{(r-1)^2 q^2}{M^2 P'^2} - \left(\frac{2}{r} - 1\right) \frac{P'_s(\pi_{eq})^2}{P'^2}} \quad \text{pour } P' > \frac{P'_s(\pi_{eq})}{r} \end{array} \right. \quad (8-11)$$

8.3. INFLUENCE DES PARAMETRES SUR LA REPONSE DU MODELE

Après la présentation du modèle et avant de voir la simulation des essais expérimentaux, nous examinerons l'influence de quelques paramètres sur la réponse du modèle sur chemin œdométrique à succion contrôlée. L'ensemble des entrées du modèle utilisées sont rassemblées dans le *tableau 8-1*. La procédure consiste à faire varier un paramètre tandis que les autres sont considérés comme constants.

Un programme écrit par l'auteur en GWBasic, sera utilisé pour la réalisation des simulations. Ce programme est composé de quatre sous-routines dont leurs noms indiquent le type de sollicitation imposée. Ces sous-routines sont : Hydrique, Isotrope, Thermique et Déviatoire.

Tableau. 8-1. Valeurs des paramètres du modèle utilisés.

Paramètres	Valeur	Equation
P_0	120 kPa	—
λ_0	0.182	—
κ_0	0.05	—
$R (=d_{10}/2)$	0.125 μm	—
T_s (à 22°)	7.28×10^{-5} kN/m	—
r	0.4	8-9
β	0.0003	8-9
k	0.45	8-8

La contrainte moyenne totale initiale est prise égale à 1.5 kPa, et la succion initiale et d'entrée d'air sont respectivement égales à 5000 kPa et 2000 kPa. À partir d'un indice des vides initial $e_i = 0.5$, et dans ces conditions-là, l'échantillon sera chargé jusqu'à une contrainte totale de 2000kPa, puis déchargé jusqu'à 1.5 kPa.

8.3.1. Influence de P'_0 et k

P'_0 , représente la limite élastique dans le domaine saturé. A l'état saturé, la variation de la pression de préconsolidation n'influe pas sur les valeurs des pentes de compressibilité élastique ou plastique. Ce paramètre influe simplement la valeur de la contrainte à partir de laquelle les déformations plastiques apparaissent.

Dans le domaine non saturé, et pour exprimer l'écroûissage positif, c'est-à-dire, l'augmentation de la limite élastique avec l'augmentation de la contrainte capillaire, l'auteur a introduit un paramètre k (Equation 8-8). La considération de valeurs croissantes de ce paramètre augmente davantage la valeur de la contrainte effective de préconsolidation à l'état non saturé P'_s . Pour de faibles valeurs du paramètre k , la valeur des déformations en fin de phase de chargement sont plus importante.

8.3.2. Influence de s_e et d_{10}

Les paramètres s_e et d_{10} entrent directement dans le calcul de la contrainte capillaire qui influe fortement sur le paramètre $\lambda(\pi_{eq})$ (Equation 8-9). D'après les courbes représentées sur les figures 8-3 et 8-4, on constate qu'une augmentation de s_e ou de d_{10} , induit une diminution de la contrainte capillaire équivalente qui induit à son tour une augmentation de $\lambda(\pi_{eq})$.

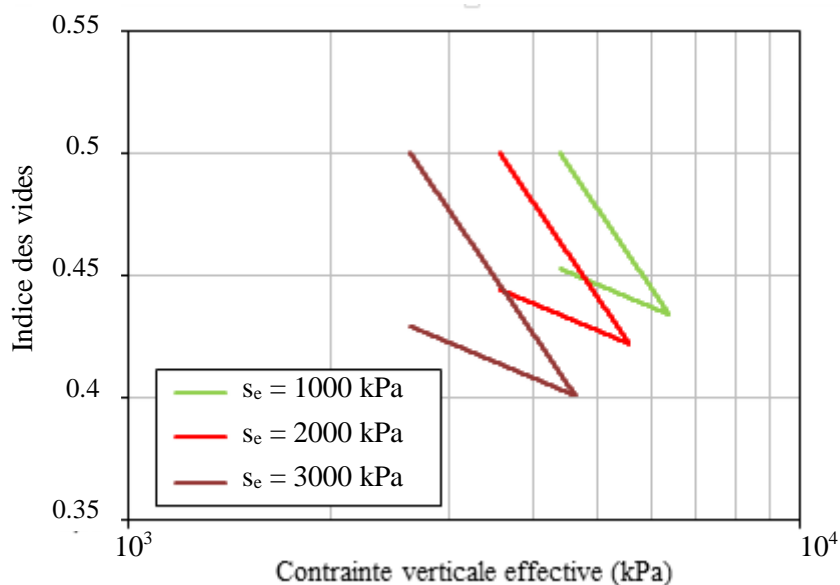


Figure.8-3. Influence du paramètre s_e dans le plan des contraintes effectives.

Une augmentation de la succion d'entrée d'air de 1 à 3 MPa, entraîne une diminution de la contrainte capillaire d'environ 40 % et une augmentation de $\lambda(\pi_{eq})$ d'environ 3.5 %. La variation de la valeur de d_{10} de $0.025 \mu m$ à $2.5 \mu m$, est suivie d'une diminution de la contrainte capillaire d'environ 45 % et une augmentation de $\lambda(\pi_{eq})$ d'environ 4.5 %

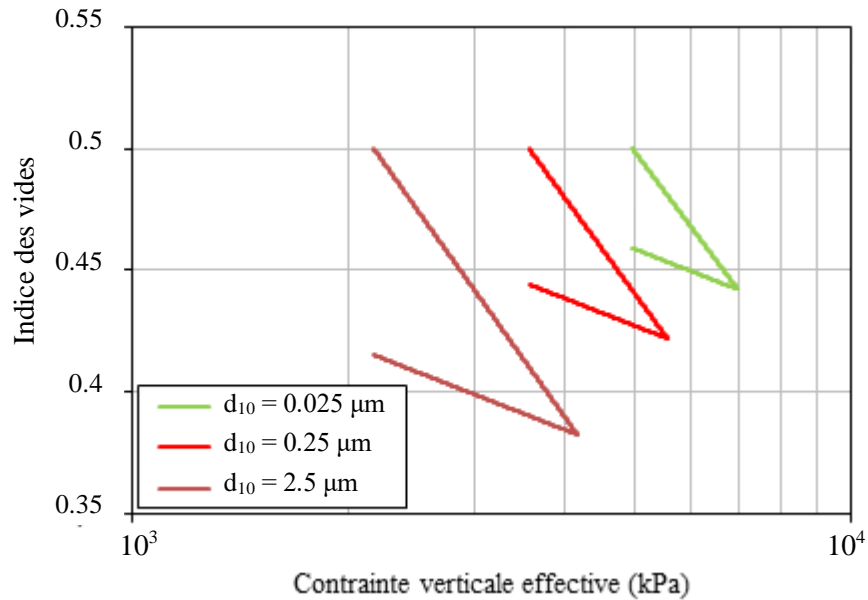


Figure.8-4. Influence du paramètre d_{10} dans le plan des contraintes effectives.

8.3.3. Influence des paramètres de compressibilité λ_0, κ_0

Rappelons que le modèle de *Dumont et al, 2010*, considère que le paramètre λ_0 reste constant tant que la succion est inférieure à la succion d'entrée d'air. Au-delà de cette valeur, la pente de compressibilité plastique $\lambda(\pi_{eq})$ est calculé selon une loi exponentielle (*Equation 8-9*), en fonction de la contrainte capillaire et deux paramètres r et β . Pour la pente de compression élastique κ_0 , cette dernière est supposée constante.

Sur les courbes représentées (*Figures. 8-5 et 8-6*), et comme prévu, le choix des valeurs croissantes de λ_0 ou κ_0 , induit des déformations plus importantes sur le chemin de chargement-déchargement.

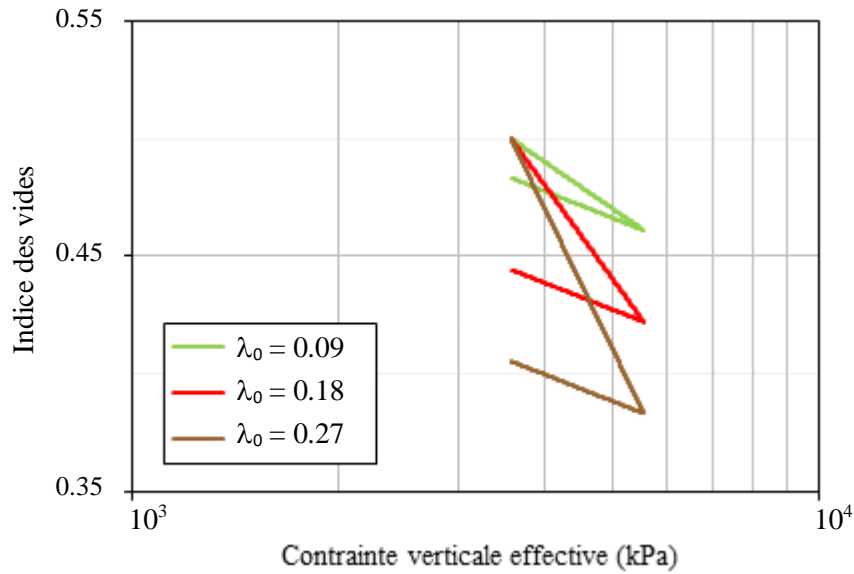


Figure.8-5. Influence du paramètre λ_0 dans le plan des contraintes effectives.

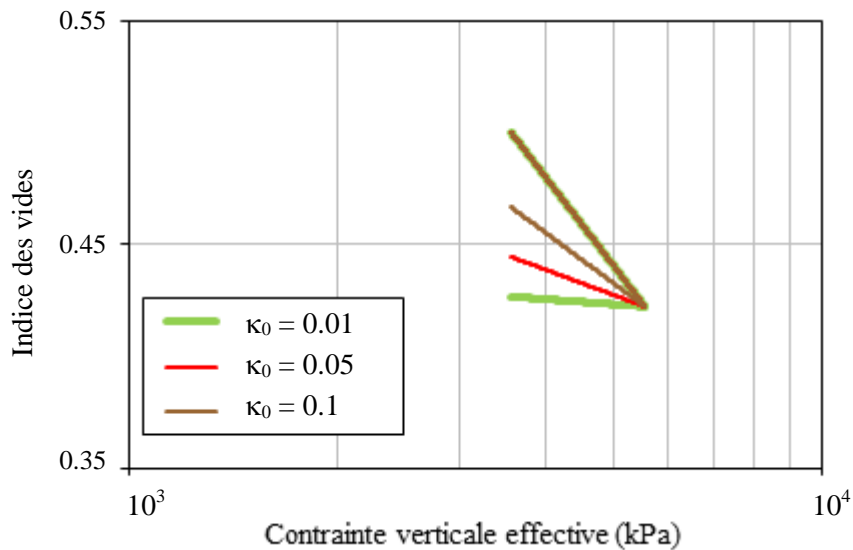


Figure.8-6. Influence du paramètre κ_0 dans le plan des contraintes effectives.

Sur les figures 8-7 et 8-8, nous avons examiné l'effet des paramètres r et β sur l'équation 8-9. La valeur de λ_0 est prise égale à 0.18 et $s_e = 2$ MPa. A partir de ces courbes, on note que l'équation 8-9 est décroissante pour des valeurs de r inférieures à 1 et croissante pour des valeurs supérieures à 1. Pour $r = 1$, $\lambda(\pi_{eq}) = \lambda_0$.

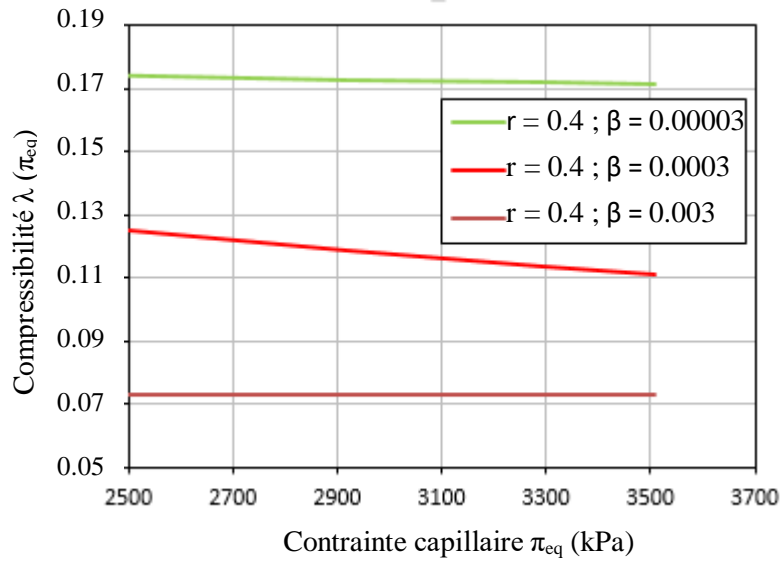


Figure.8-7. Influence du paramètre β sur la forme de la fonction 8-9.

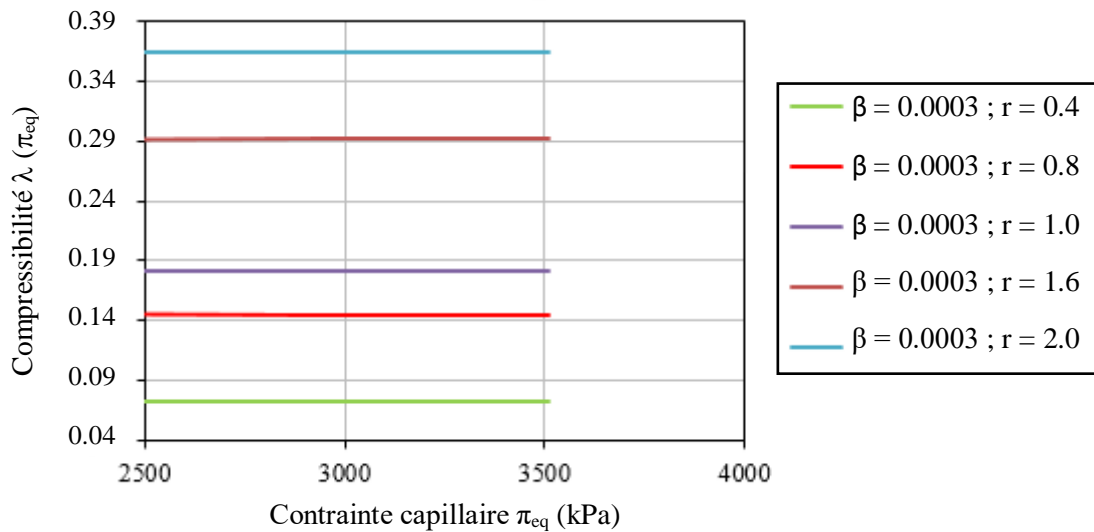


Figure.8-8. Influence du paramètre r sur la forme de la fonction 8-9.

Sur les courbes de chargement-déchargement (*Figure 8-9 et 8-10*), la considération de valeurs croissantes de β , ou décroissantes de r conduit à des compressibilités plastiques moins importantes.

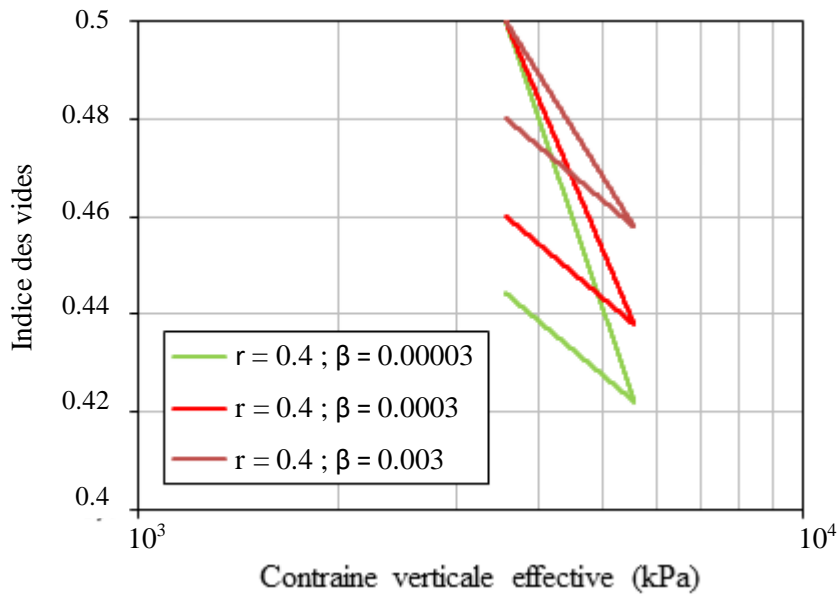


Figure.8-9. Influence du paramètre β dans le plan des contraintes effectives.

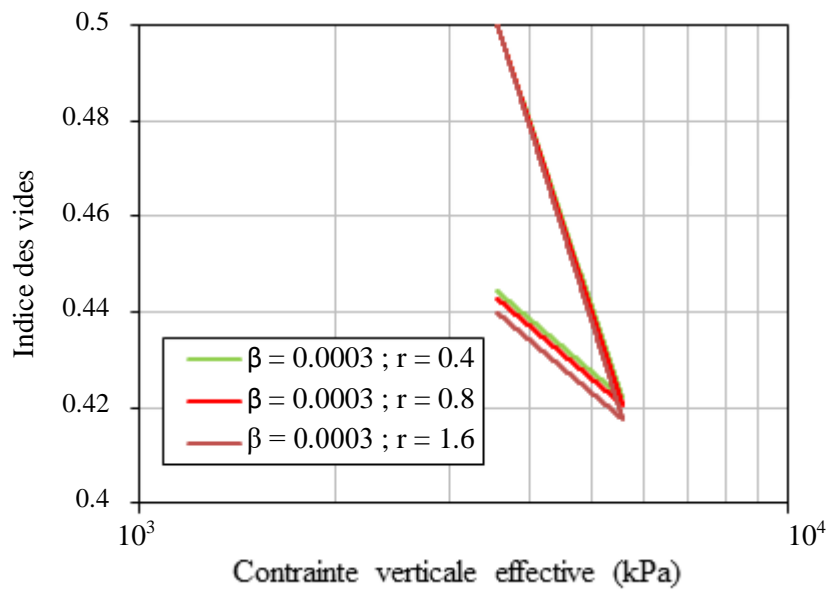


Figure.8-10. Influence du paramètre r dans le plan des contraintes effectives.

8.4. SIMULATION DES ESSAIS EXPERIMENTAUX

Après l'utilisation de ce programme, on a constaté que l'auteur discrétise l'intervalle de chargement hydrique ou mécanique en un nombre fixe d'incrément. Cet intervalle de chargement représente l'incrément en succion (ds) ou en contrainte totale (dP), qui entre dans la détermination de la variation de la contrainte effective dP' (Équation 8-4 et 8-10).

Dans ce cas-là, la réponse du modèle dépend fortement du pas choisi. Parmi les conséquences de cette discrétisation, la courbure observée sur chemin de déchargement des essais œdométriques dans le plan des contraintes totales (voir les simulations des chemins œdométriques à succion contrôlée).

Pour l'ensemble des simulations qui seront présentées, la valeur de la tension superficielle sera égale à 7.28×10^{-5} kN/m, et le rayon des grains R est égale à 1.25×10^{-7} m.

8.4.1. Essais de caractérisation à l'état saturé

Sur *les figures 8-11 à 8-13*, on présente les résultats des simulations de l'ensemble des courbes expérimentales des essais de caractérisation à l'état saturé réalisés sur une pâte à $w_i \geq 1.2w_L$ (essai ES1), sur une pâte consolidée à 100 kPa (Essai ES2) et sur un échantillon intact à l'état naturel (Essai ES3). Les paramètres du modèle qui ont permis ces simulations sont regroupés dans *le tableau 8-2*.

Tableau. 8-2. Valeurs des paramètres du modèle pour les essais ES1, ES2 et ES3.

Paramètres	ES1	ES2	ES3
P_0	1 kPa	100 kPa	120 kPa
λ_0	0.182		
κ_0	0.05		
$R (=d_{10}/2)$	0.125 μm		
T_s (à 22°)	7.28×10^{-5} kN/m		
r	0		
β	0		
k	/		

Les valeurs des pentes de compressibilités λ_0 et κ_0 , ont été déterminées à partir de l'essai œdométrique saturé sur la pâte, et les pressions de préconsolidation à l'état saturé sont déterminées à partir des essais œdométriques saturés de chaque cas simulé. Les valeurs qui n'interviennent pas dans ces simulations sont prises nulles.

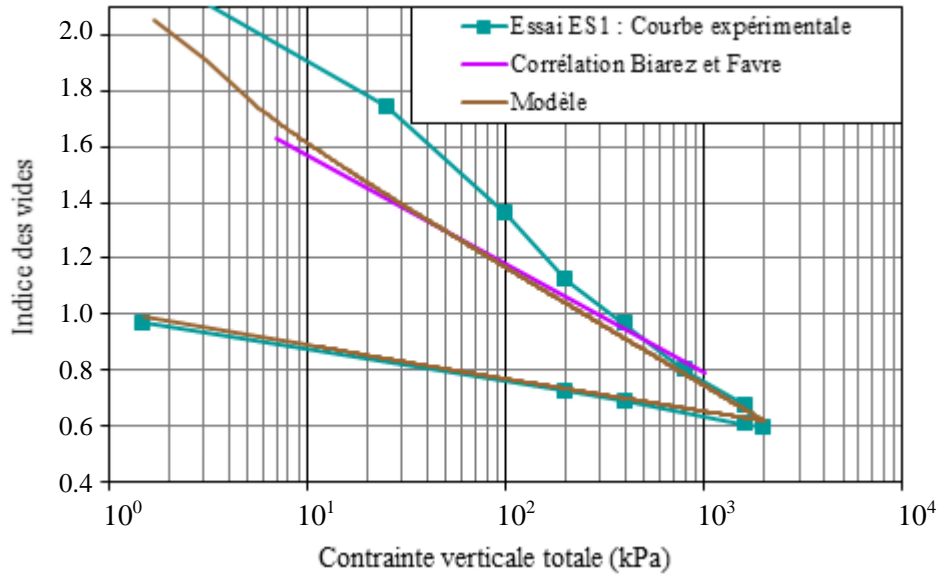


Figure.8-11. Simulation de l'essai ES1.

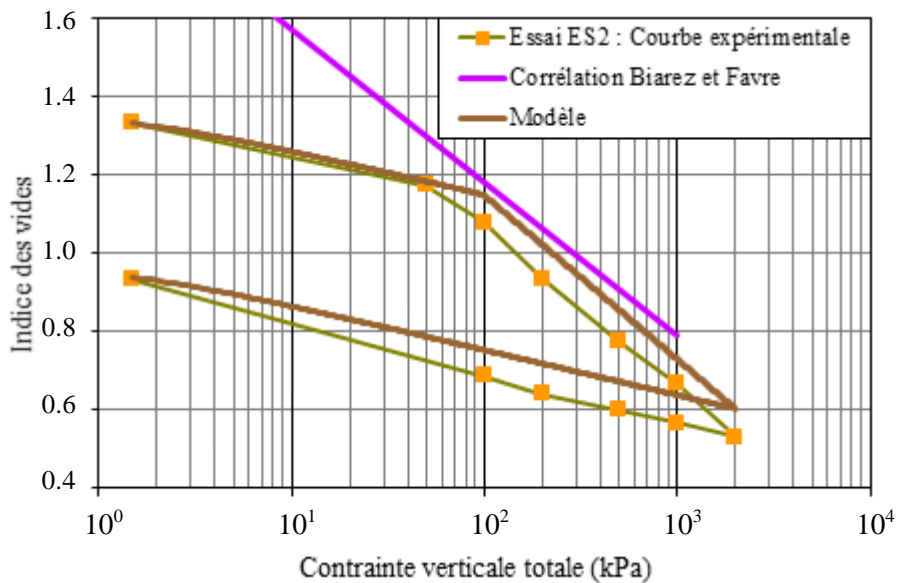


Figure.8-12. Simulation de l'essai ES2

Pour l'essai réalisé sur la pâte saturée (Essai ES1), et pendant la phase de chargement, le comportement est élastoplastique en raison de l'état Normalement Consolidé (NC) du milieu. L'indice des vides suit une droite dans le plan $[\log P, e]$ (i.e. $[\log P', e]$, puisque le milieu est saturé) avec une pente λ_0 .

Dans le cas de l'essai ES2, le sol suit tout d'abord un chemin élastique de pente κ_0 , puisque la contrainte effective initiale est inférieure à la contrainte de préconsolidation. Au-delà de cette

valeur, la courbe de chargement suit une droite d'une pente λ_0 jusqu'à la fin du chargement. Pendant le déchargement le matériau suit une droite avec une pente κ_0 .

Dans le cas de l'essai ES3, on note que la courbe simulée est décalée de la courbe expérimentale et se positionne légèrement en dessous d'elle. Ce décalage est dû au fait que le modèle considère que le sol même à l'état non remanié (intact à l'état naturel), suit à l'état saturé un chemin élastique de pente κ_0 pour des contraintes inférieures à la contrainte de préconsolidation. Au-delà de cette valeur, la courbe de chargement suit un chemin d'une pente λ_0 jusqu'à la fin du chargement. Cela n'est pas le cas pour les échantillons intacts à l'état naturel, car expérimentalement, on a trouvé que pour des contraintes supérieures à la contrainte de préconsolidation le matériau intact tend à rejoindre le chemin NC de la pâte saturé suivant une droite d'une pente légèrement inférieure à λ_0 (pente du chemin NC saturé).

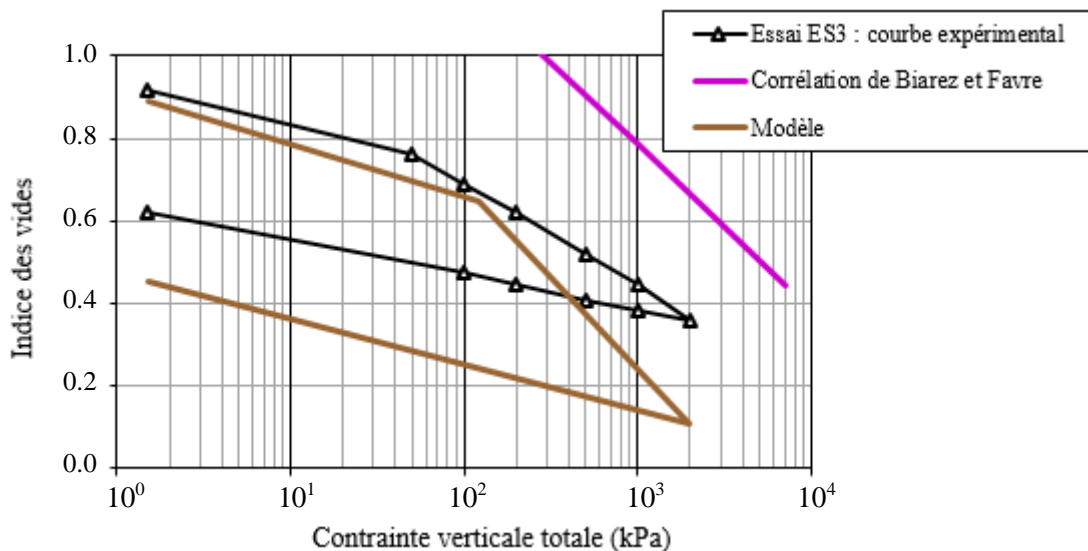


Figure.8-13. Simulation de l'essai ES3.

8.4.2. Essais de drainage-humidification

Sur les figures de 8-15 à 8-17, on présente les résultats des simulations de l'ensemble des courbes expérimentales des essais de drainage-humidification réalisés sur une pâte à $w_i \geq 1.2w_L$ (Essai D1), sur une pâte consolidée à 100 kPa (Essai D2) et sur un échantillon intact à l'état naturel (Essai D3). Les paramètres du modèle qui ont permis ces simulations, sont regroupés dans le tableau 8-3.

Tableau. 8-3. Valeurs des paramètres du modèle pour les essais D1, D2 et D3.

Paramètres	D1	D2	D3
s_e	10 MPa	10 MPa	40 MPa
P_0	1 kPa	100 kPa	120 kPa
λ_0	0.182		
κ_0	0.05		
$R (=d_{10}/2)$	0.125 μm		
T_s (à 22°)	7.28×10^{-5} kN/m		
r	0		
β	0		
k	/		

On précise que la valeur du point d'entrée d'air correspond à la succion de retrait. Ce choix est basé sur la réversibilité des chemins de drainage-humidification, qui n'est observée que si la succion de retrait est atteinte. D'autre part, des simulations avec la valeur de la succion d'entrée d'air ont montré que le palier de retrait obtenu par le modèle se situe largement au-dessus de celui obtenu par les résultats expérimentaux (Figure. 8-14).

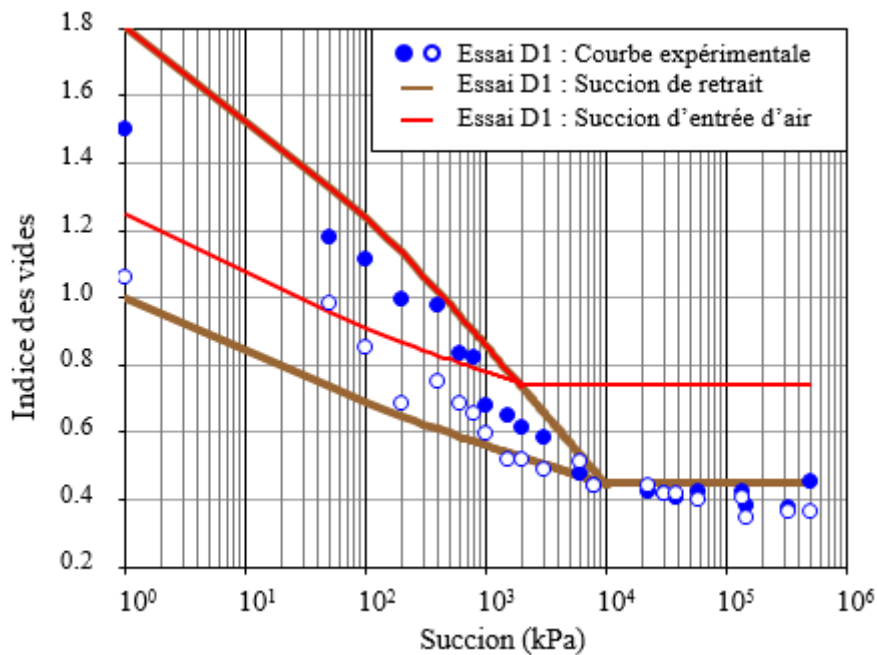


Figure. 8-14. Position du palier de retrait en fonction de la succion du point d'entrée d'air et la succion de retrait.

En partant d'une pâte saturée (Essai D1), et pendant la phase de drainage, le milieu est encore saturé ($s < s_d$), le comportement est d'abord élastoplastique en raison de l'état Normalement Consolidé (NC) du milieu. L'indice des vides suit une droite dans le plan $[\log(s), e]$ (i.e. $[\log P', e]$, puisque la contrainte extérieure est nulle) avec une pente λ_0 . Dans le même temps, la contrainte capillaire est égale à la succion et à la contrainte de préconsolidation. On observe ainsi que dans le domaine saturé, un drainage sur un matériau NC a le même effet qu'un chargement mécanique. Dans le cas de l'essai D2, le sol suit tout d'abord un chemin élastique de pente κ_0 , puisque la contrainte effective initiale est inférieure à la contrainte de préconsolidation. Au-delà de cette valeur, la courbe de drainage suit le même chemin que celui de l'essai D1.

L'indice des vides atteint un minimum dans le plan $[\log(s), e]$, pour une valeur de la contrainte effective égale à π_{eq}^{max} (contrainte $P=0$). Lorsque $\pi_{eq} = \pi_{eq}^{max}$, l'indice des vides ne sera plus influencé par une augmentation de la succion. D'autre part, la phase de drainage dans le domaine non saturé induit un écrouissage positif qui se traduit par une augmentation de la contrainte de préconsolidation $P'_S(\pi_{eq})$.

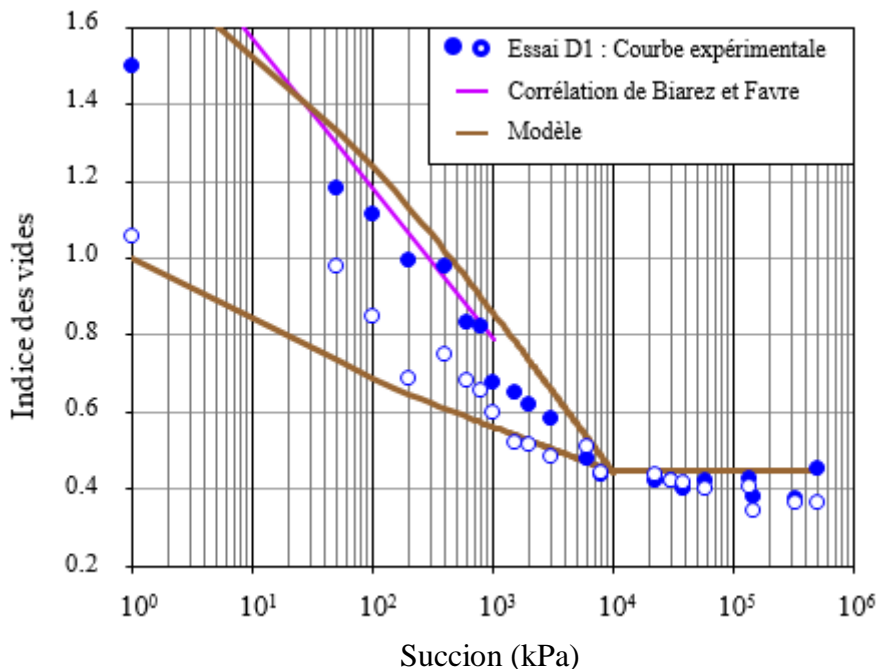


Figure. 8-15. Simulation de l'essai D1.

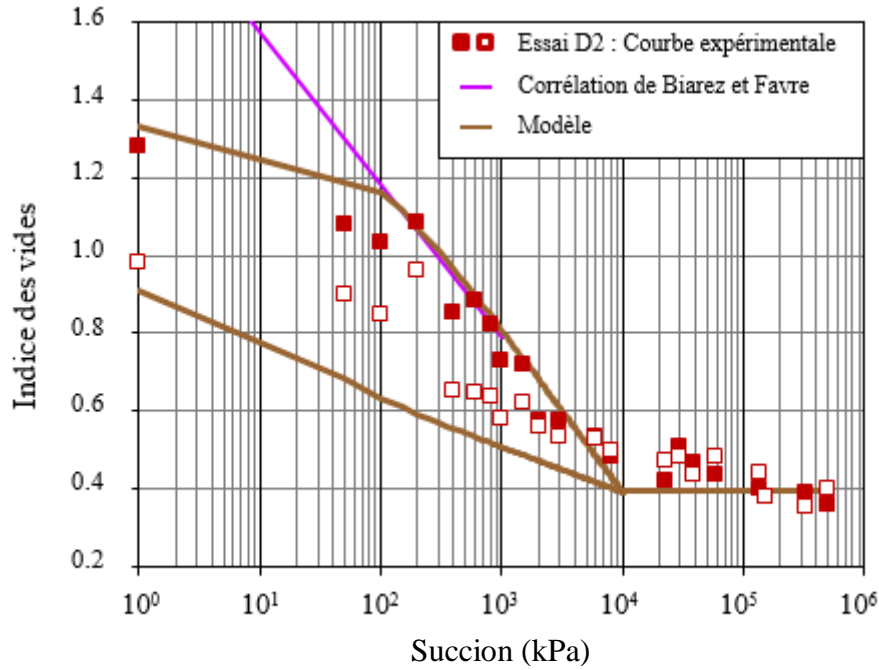


Figure. 8-16. Simulation de l'essai D2.

A la fin du drainage, on simule la phase d'humidification en diminuant la succion. On observe dans la zone non saturée ($s \geq s_{SL}$) un comportement réversible. Pour des succions $s < s_{SL}$, l'indice des vides suit une droite dans le plan $[\log(s), e]$ avec une pente κ_0 .

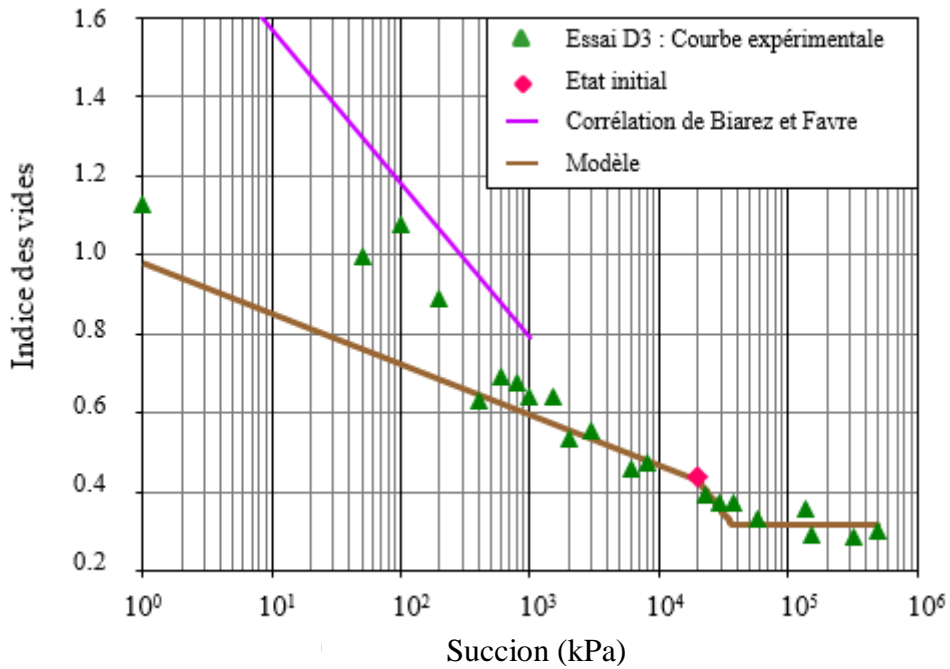


Figure. 8-17. Simulation de l'essai D3.

En partant de l'état initial d'un échantillon intact à l'état naturel, et pendant le drainage, le matériau tend à rejoindre le palier de retrait suivant une droite d'une pente λ_0 . Pour des suctions $s \geq s_{SL}$, l'indice des vides ne sera plus influencé par une augmentation de la succion et atteint un minimum dans le plan $[\log(s), e]$. Pour la phase d'humidification, l'échantillon et à partir de son état initial, suit une droite d'une pente κ_0 .

Ces simulations du cycle de drainage-humidification montrent les déformations irréversibles induites par la contrainte capillaire dans le domaine saturé et les déformations réversibles dans le domaine non saturé. D'une manière qualitative on peut dire que :

- La forme générale des courbes de drainage-humidification est reproduite par le modèle ;
- Le passage est continu entre le domaine saturé et le domaine non saturé ;
- Obtention des déformations irréversibles dans le domaine saturé ;
- Le palier d'indice des vides minimal dans le domaine non saturé est reproduit par le modèle.

8.4.3. Essais œdométriques à succion contrôlée

La simulation des essais œdométriques à succion contrôlée représentée dans *les figure 8-19 à 8-27*, comprend la phase 3 des essais qui correspond à la phase de chargement-déchargement sous une succion constante. L'ensemble des paramètres qui ont permis ces simulations sont donnés dans *le tableau 8-4*.

Le choix du paramètre s_e s'est basé sur les résultats des *figures 7-10, 7-14*, dans lesquelles on a constaté que le sol sur chemin d'humidification, se resature pour des suctions inférieures ou égales à 2000 kPa. Une raison en plus, est que la contrainte effective de Terzaghi a permis d'interpréter les résultats obtenus pour des suctions inférieures ou égales à 2000 kPa.

Les valeurs des pentes de compressibilité (λ_0 et κ_0) restent inchangées par rapport aux simulations précédentes, et la pression de préconsolidation adoptée correspond à l'essai ES3. On rappelle que l'essai E3 correspond à l'essai œdométrique saturé sur un échantillon intact.

Tableau. 8-4. Valeurs des paramètres du modèle pour les essais œdométriques à succion contrôlée.

Paramètres	Valeur
s_e	2 MPa
P_0	120 kPa
λ_0	0.182
κ_0	0.05
$R (=d_{10}/2)$	0.125 μm
T_s (à 22°)	7.28×10^{-5} kN/m
r	0.4
β	3×10^{-4}
k	0.45

Interprétation des courbes

La contrainte de préconsolidation à l'état saturé est de 120 kPa, cependant la succion initiale est de 20 MPa et la contrainte extérieure est de 1.5 kPa. L'imposition de succion inférieure à la succion initiale induit une humidification. Sur un tel chemin, et pour $s \leq s_e$, la contrainte de préconsolidation reste constante. Au-delà d'une succion $s = 2000$ kPa, un écroûissage positif dû à la non-saturation se produit. Durant la phase de chargement, et pour des contraintes effectives inférieures à la contrainte de préconsolidation actuelle, le sol suit un chemin élastique, et un chemin plastique de pente $\lambda(\pi_{eq})$ dans le cas contraire.

Bien que l'aspect qualitatif et quantitatif des courbes œdométriques soit assez bien reproduit, on note les remarques suivantes :

- Dans le domaine saturé à succion non nulle, les résultats ont montré que la contrainte de préconsolidation ne dépend pas uniquement des conditions de contraintes appliquées mais aussi de la succion imposée. Cependant, cet aspect n'est pas pris en compte par le modèle, qui considère que la contrainte de préconsolidation dans ce domaine est indépendante de la succion.

- La même remarque peut être faite concernant la pente de compressibilité plastique. Dans ce domaine ($s \leq 2000$ kPa), l'évolution de la compressibilité plastique en fonction de la contrainte capillaire (pour $s \leq s_e$, $\pi_{eq} = s$), montre que cette dernière diminue avec l'augmentation de la succion. Cependant, le modèle considère que cette pente est indépendante de la succion dans ce domaine.
- Pour la pente de compressibilité élastique, le modèle suppose que cette dernière est constante. On remarque que l'échantillon pendant le déchargement suit un chemin de pente κ_0 , puit une courbure est observée sur ce chemin dans le plan des contraintes totales. Ceci peut être expliqué par la réponse du modèle qui dépend fortement du pas choisi lors de la discrétisation de l'intervalle de l'incrément du chargement.
- On note que les courbes simulées sont légèrement décalées vers le bas par rapport aux courbes expérimentales. Ceci est expliqué par le fait que le modèle utilisé ne peut faire des simulations satisfaisantes si l'état initial du matériau est un état non saturé fortement consolidé. Pour faire face à ce problème, l'état initial du matériau (matériau consolidé non saturé), ne doit pas être introduit directement dans le modèle. En partant d'un état initial saturé normalement consolidé ($s_i = 0$ kPa, $P_0 = 0$ kPa), on aboutit par le biais des simulations à l'état naturel du matériau.

Après cette étape, on réalise les simulations des essais œdométriques à succion contrôlée qui sont composés de deux phases : celle de l'imposition de la succion et celle du chargement-déchargement. Cette procédure a induit le léger décalage remarqué entre les courbes expérimentales et simulées. *La figure 8-18*, représente le chemin suivi pour la simulation de l'état naturel du sol puis des essais œdométriques à succion contrôlée.

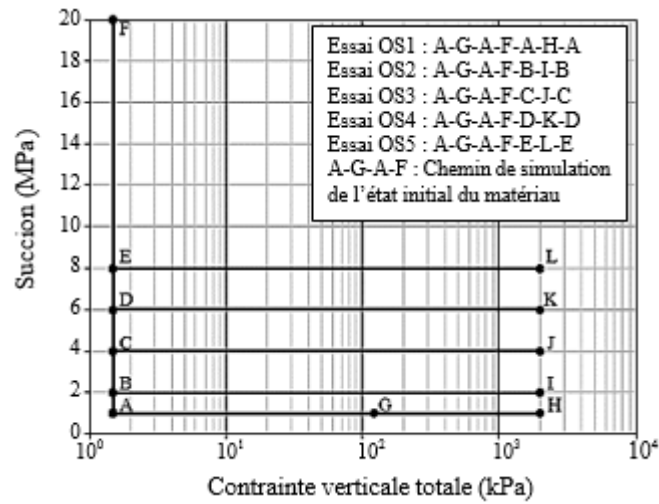


Figure. 8-18. Chemin de contrainte suivie des simulations des essais œdométriques à suction contrôlée.

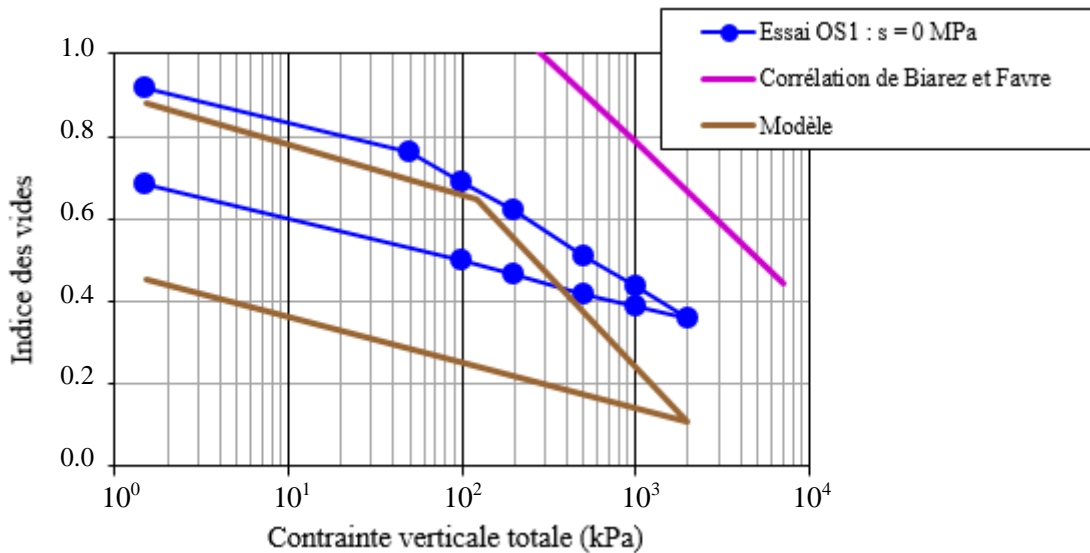


Figure.8-19. Simulation de l'essai OS1 dans le plan des contraintes totales.

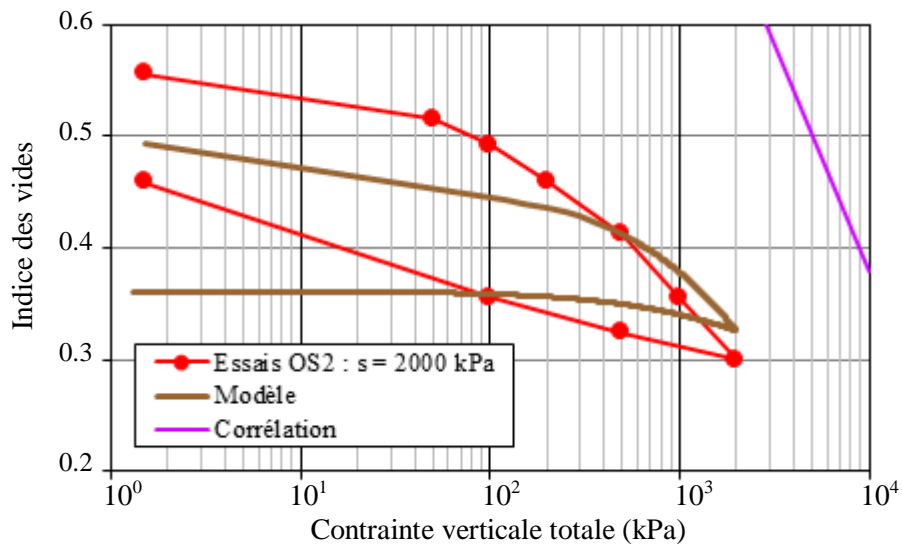


Figure.8-20. Simulation de l'essai OS2 dans le plan des contraintes totales.

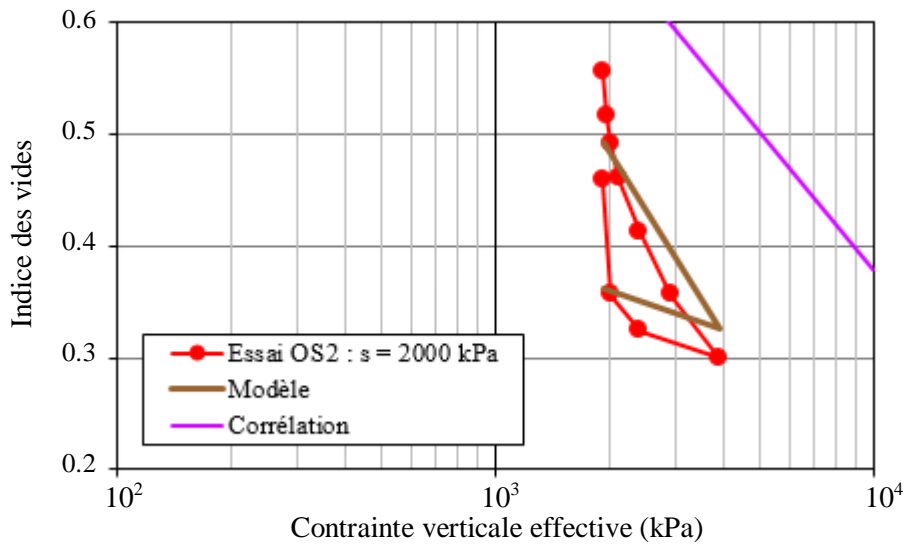


Figure.8-21. Simulation de l'essai OS2 dans le plan des contraintes effectives.

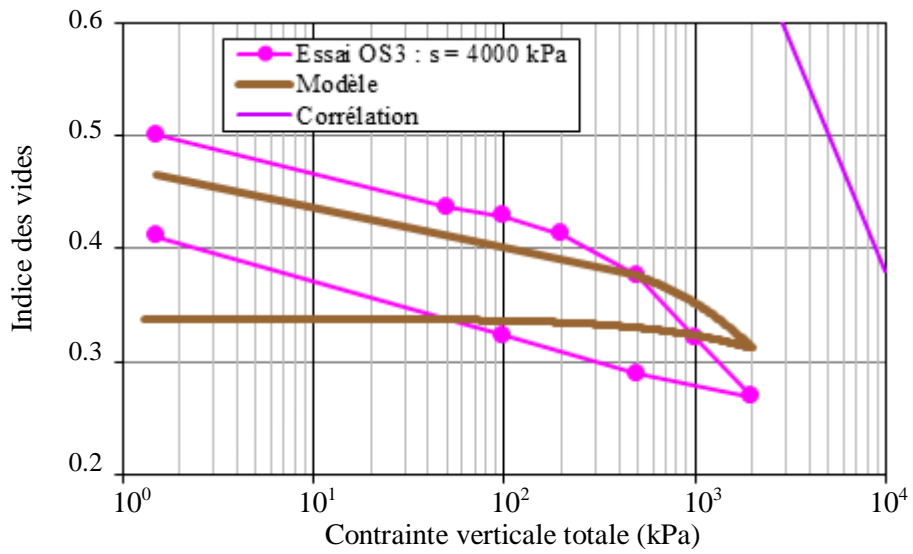


Figure.8-22. Simulation de l'essai OS3 dans le plan des contraintes totales.

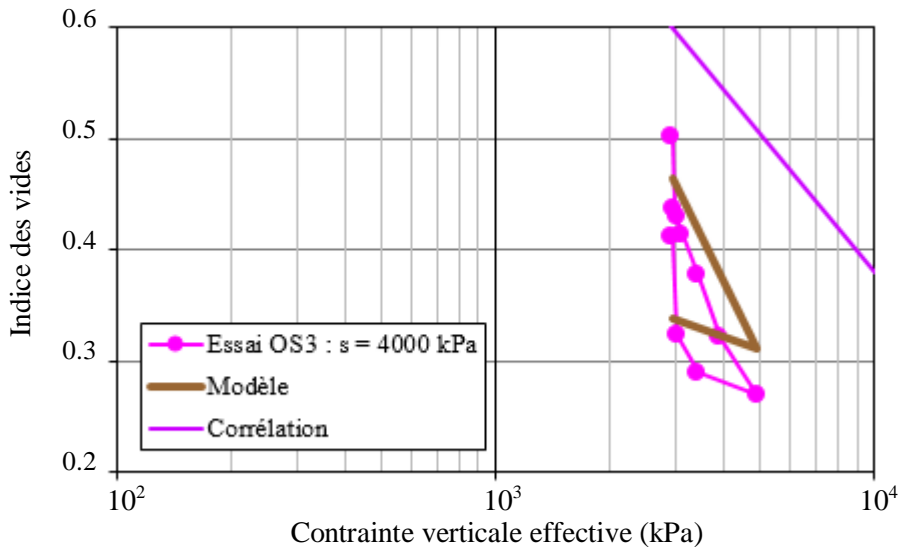


Figure.8-23. Simulation de l'essai OS3 dans le plan des contraintes effectives.

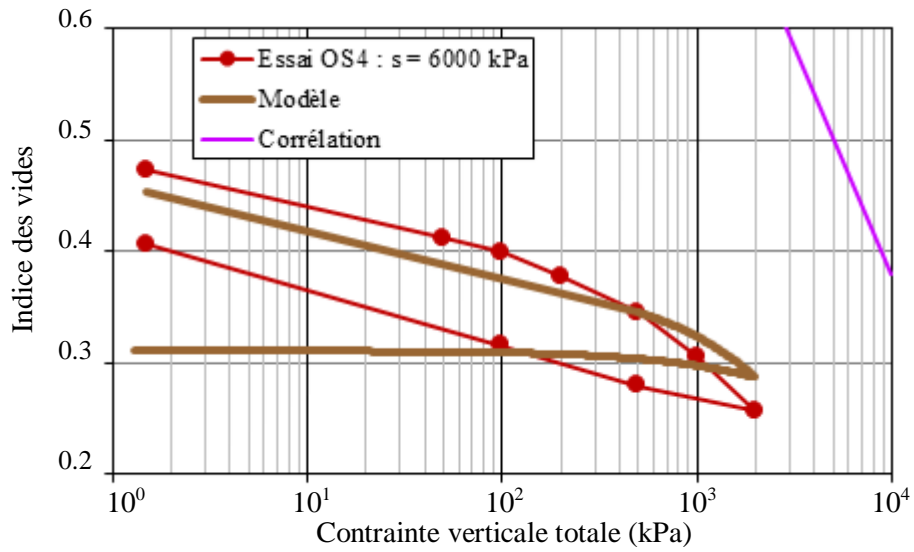


Figure.8-24. Simulation de l'essai OS4 dans le plan des contraintes totales.

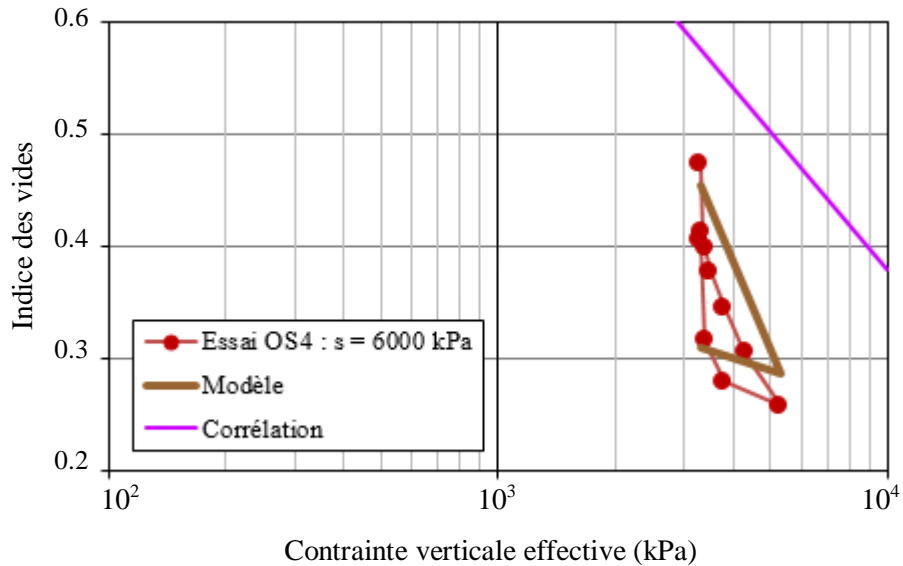


Figure.8-25. Simulation de l'essai OS4 dans le plan des contraintes effectives.

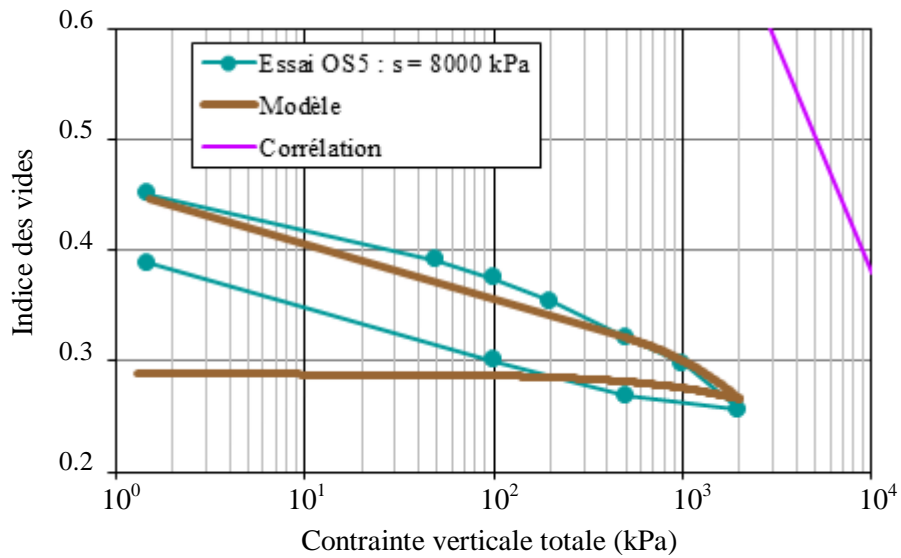


Figure.8-26. Simulation de l'essai OS5 dans le plan des contraintes totales.

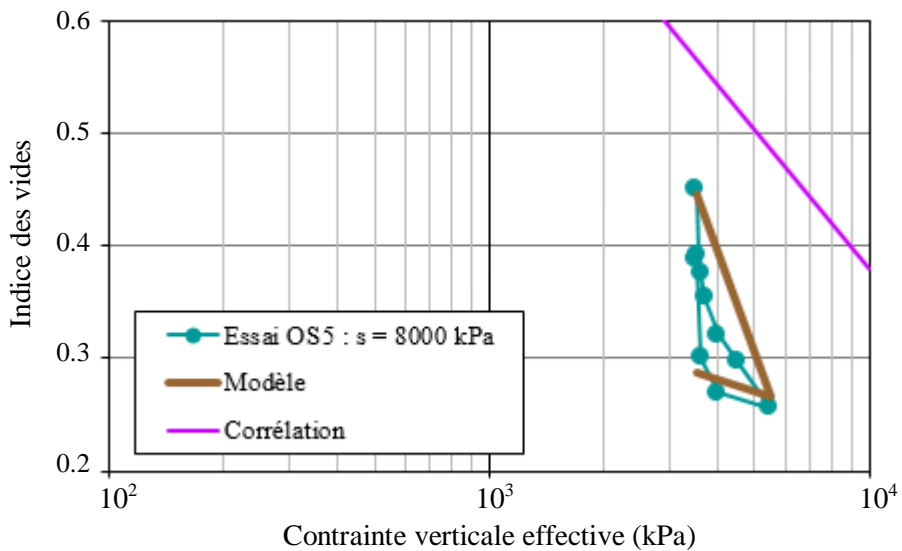


Figure.8-27. Simulation de l'essai OS5 dans le plan des contraintes effectives.

8.5. CONCLUSION

Ce chapitre présente une approche unifiée pour la modélisation du comportement mécanique des sols saturés et des sols non saturés basée sur le concept de contrainte effective tel qu'il a été écrit par Terzaghi pour le domaine saturé et sur une définition généralisée de la contrainte effective pour le domaine non saturé. Le modèle est écrit dans le cadre de l'élastoplasticité et introduit un écrouissage en succion.

On doit rappeler dans ces conclusions que la modélisation du domaine non saturé est basée sur un nombre très réduit de paramètres. Aussi, les passages entre les domaines saturé et non saturé se font sans difficulté du moment qu'on utilise la même approche pour les deux domaines.

Les simulations qualitatives et quantitatives qu'on a présenté montrent que le modèle reproduit correctement les principales caractéristiques du comportement mécanique des sols non saturés.

Certaines lacunes ont été décelées, notamment la non-prise en compte du modèle du cas de l'augmentation de la contrainte de préconsolidation ainsi que la diminution de la compressibilité plastique dans le domaine saturé à succion non nulle.

CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES

Ce travail s'inscrit dans le contexte des préoccupations actuelles liées aux problèmes de retrait/gonflement, et constitue une contribution expérimentale à la compréhension et à la caractérisation de ce phénomène dans des sols argileux. Le travail réalisé consiste, d'une part, en une caractérisation géologique, hydrogéologique, climatologique et géotechnique de la région de Boumagueur, ainsi que l'estimation et la mesure du potentiel de gonflement du sol de cette région ; et d'autre part, de traiter plusieurs aspects importants qui peuvent se résumer dans les points suivants : le développement et la mise en œuvre de techniques expérimentales pour les sols non saturés ; l'application de ces techniques pour la caractérisation du comportement hydromécanique du sol de la région ; la simulation des mesures effectuées par un modèle de comportement élastoplastique basé sur le concept de contrainte effective généralisée.

Le site étudié est composé d'une formation géologique constituée essentiellement de marne et d'argile mélangées parfois avec d'autres matériaux tels que le sable, le gypse, les grès,...etc. Du point de vu climat, le site se situe au nord-est de l'Algérie et il est soumis à un climat semi-aride, donc il est caractérisé par des périodes sèches et d'autres très humides, l'alternance de ces périodes forme des cycles d'humidification-drainage. Ces cycles sont un facteur déclenchant du phénomène de retrait/gonflement dans le cas des formations argileuses gonflantes. La synthèse des résultats des méthodes de classification ainsi que des essais mécaniques montre que les sols de la région de Boumagueur sont caractérisés par un potentiel de gonflement moyen à fort.

Pour effectuer les essais de caractérisation du comportement hydromécanique, on s'est basé sur deux techniques d'imposition de succion à savoir la technique osmotique et la technique de contrôle par phase vapeur. La première technique a servi à l'adaptation d'un œdomètre à double échange.

Le sol utilisé dans le cadre de ce travail est la marne de Boumagueur, classifiée selon la classification unifiée USCS / LCPC comme une argile très plastique faiblement organique : At-fO. Le protocole expérimental proposé comprenait en plus des essais d'identification et œdométriques saturés, des essais de drainage-humidification, des essais œdométriques à succion contrôlée. Les conditions initiales des essais se résument comme suit : pâte saturée à

$w_i \geq 1.2w_L$, pâte saturée puis consolidée à 100 kPa, ainsi que des échantillons intacts à l'état naturel.

L'interprétation de l'ensemble des résultats expérimentaux obtenus permet de proposer un comportement général pour la marne de Boumagueur.

Sur chemin de drainage-humidification

- La caractérisation hydrique sur chemin de drainage-humidification a permis de définir les caractéristiques de désaturation et de retrait en termes de teneur en eau et de succion. Ce chemin est caractérisé par une hystérésis hydrique dans le domaine saturé qui disparaît après désaturation.
- Pour la marne initialement saturée, un domaine saturé à succion non nulle a été mis en évidence. Dans ce domaine on peut parler d'une équivalence entre l'effet de la succion et celui de la contrainte mécanique, justifiant une interprétation des résultats en contrainte effective de Terzaghi.
- L'influence de la préconsolidation mécanique a été mise en évidence. On notera d'une manière générale et sur chemin de drainage que, si la contrainte de préconsolidation est atteinte et que le sol reste saturé, la courbe de drainage des échantillons saturés consolidés à 100 kPa, rejoint la courbe de drainage de la pâte saturée.
- En ce qui concerne les échantillons intacts à l'état naturel, ces essais nous ont permis de mettre en évidence les points de différence de comportement avec les échantillons préparés initialement sous forme de pâte, et de voir l'effet de l'état initial sur un tel chemin.

Sur chemin œdométrique à succion contrôlée

En ce qui concerne les essais de compressibilité à succion contrôlée, la compressibilité du sol étudié est fortement influencée par toute variation de succion. La pente de compression plastique λ_s diminue et la contrainte de préconsolidation apparente augmente avec l'augmentation de la succion. Cela indique que la pression apparente de préconsolidation d'un

sol gonflant n'est pas seulement fonction de sa densité, mais dépend également de la succion imposée. Pour la pente de déchargement κ_s , il a été constaté que ce paramètre n'est pas fortement influencé par la succion mais prend sa valeur maximale pour une succion nulle.

Un choix s'est fait sur le modèle *Dumont et al, 2010*, qui est un modèle basé sur une définition généralisée de la contrainte effective, écrit à l'origine pour la simulation du comportement THM des sols saturés et non saturés, dont on s'est limité à sa partie hydromécanique. L'ensemble des simulations qualitatives et quantitatives des essais de drainage-humidification ainsi que des essais œdométriques à succion contrôlée ont montré l'aptitude du modèle à reproduire l'ensemble de ces résultats et ceci avec un nombre de paramètres assez réduit tout en assurant un passage continu entre le domaine saturé et non saturé.

En général, l'étude expérimentale réalisée dans ce travail a démontré l'extrême sensibilité du comportement hydromécanique de la marne de Boumagueur à toute variation de succion. Ceci nous incite à prendre des mesures préventives pour faire face à tout problème qui peut survenir dans les constructions. Les principales mesures préventives concernent la suggestion de réaliser une étude de sol préalable pour dimensionner des fondations adéquates et optimiser et homogénéiser la profondeur d'ancrage de ces dernières, le mode de construction lui-même (obligation de mise en place de chaînages, joints de rupture entre bâtiments accolés) et la maîtrise de l'environnement immédiat des constructions (maîtrise des eaux de ruissellement, raccords souples au niveau des canalisations enterrées, éviter les fuites de canalisations, ... etc.). En plus de cela et pour les bâtis existants il est nécessaire de bien diagnostiquer et interpréter les désordres suite à un sinistre ; de reprendre certaines fissurations par ancrage, serre-joints, plaques d'acier ou par des ciments spécifiques (selon l'élément touché, fondations, murs : cloisons, extérieures ou porteurs, ... etc.) et si c'est nécessaire on procède au traitement du sol pour minimiser l'ampleur du gonflement de ce dernier.

PERSPECTIVES

Comme perspectives, il serait intéressant :

- De faire une étude in-situ du retrait et du gonflement afin de bien comprendre ce phénomène et de développer des moyens de mesure plus pertinents, cela nous aiderait à trouver des solutions plus efficaces à ce problème et des techniques adéquates pour la stabilisation de ce type de sol.
- De développer un dispositif œdométrique qui permet l'imposition des valeurs de succion très élevées qui peuvent atteindre plusieurs centaines de MPa.
- De réaliser des essais triaxiaux sur la marne de Boumagueur, ce qui permettrait de compléter la caractérisation de ce matériau sur chemin déviatoire.
- D'améliorer le modèle de *Dumont et al, 2010* afin qu'il puisse prendre en compte la modélisation des échanges hydriques par l'intégration d'une variable en plus, comme le degré de saturation, la teneur en eau volumique ou le volume spécifique de l'eau.

ANNEXE I : PLAN DE REALISATION DE LA CELLULE OEDOMETRIQUE A
DOUBLE ECHANGE

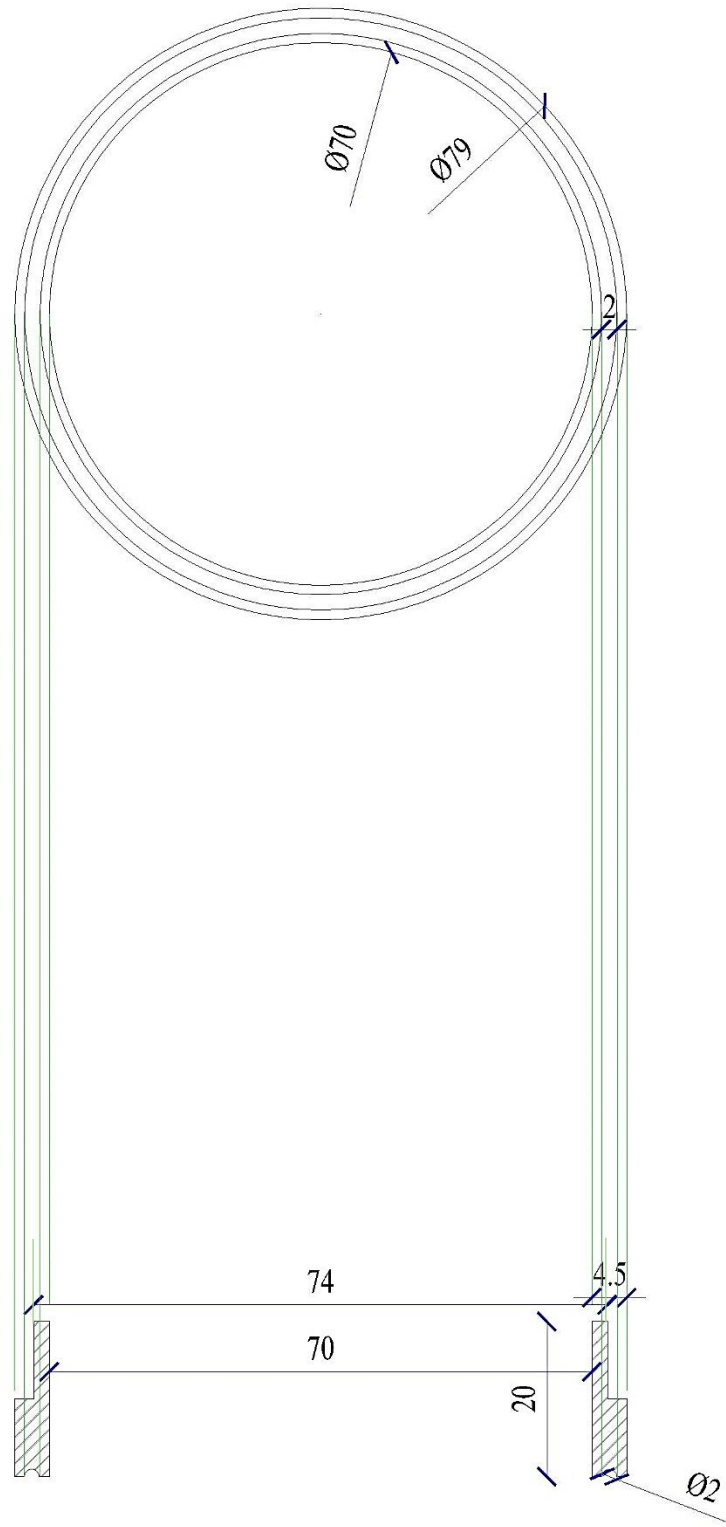


Figure. I-1. Détail de la bague rigide de l'échantillon.

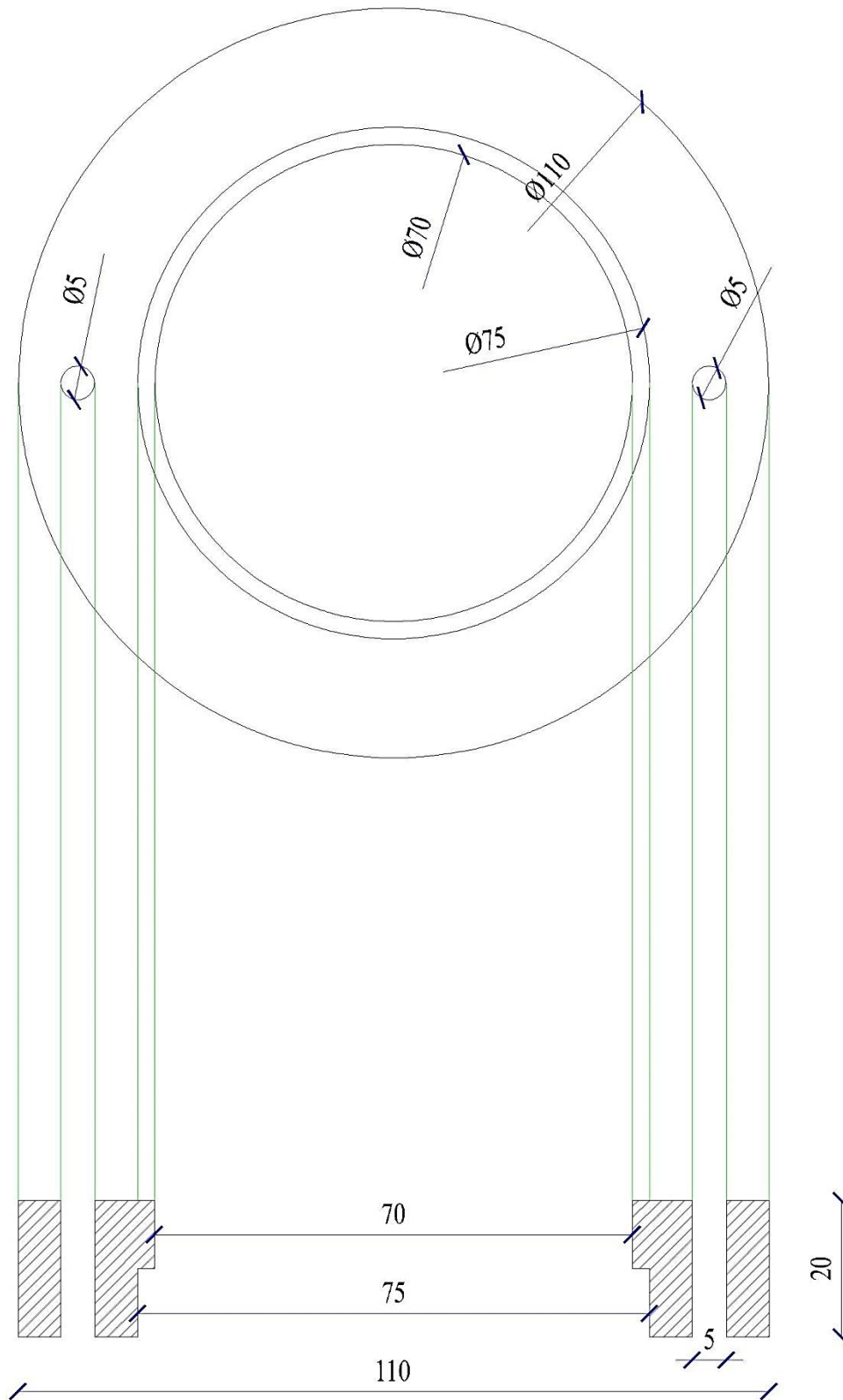


Figure. I-2. Détail de la bague rigide de la cellule.

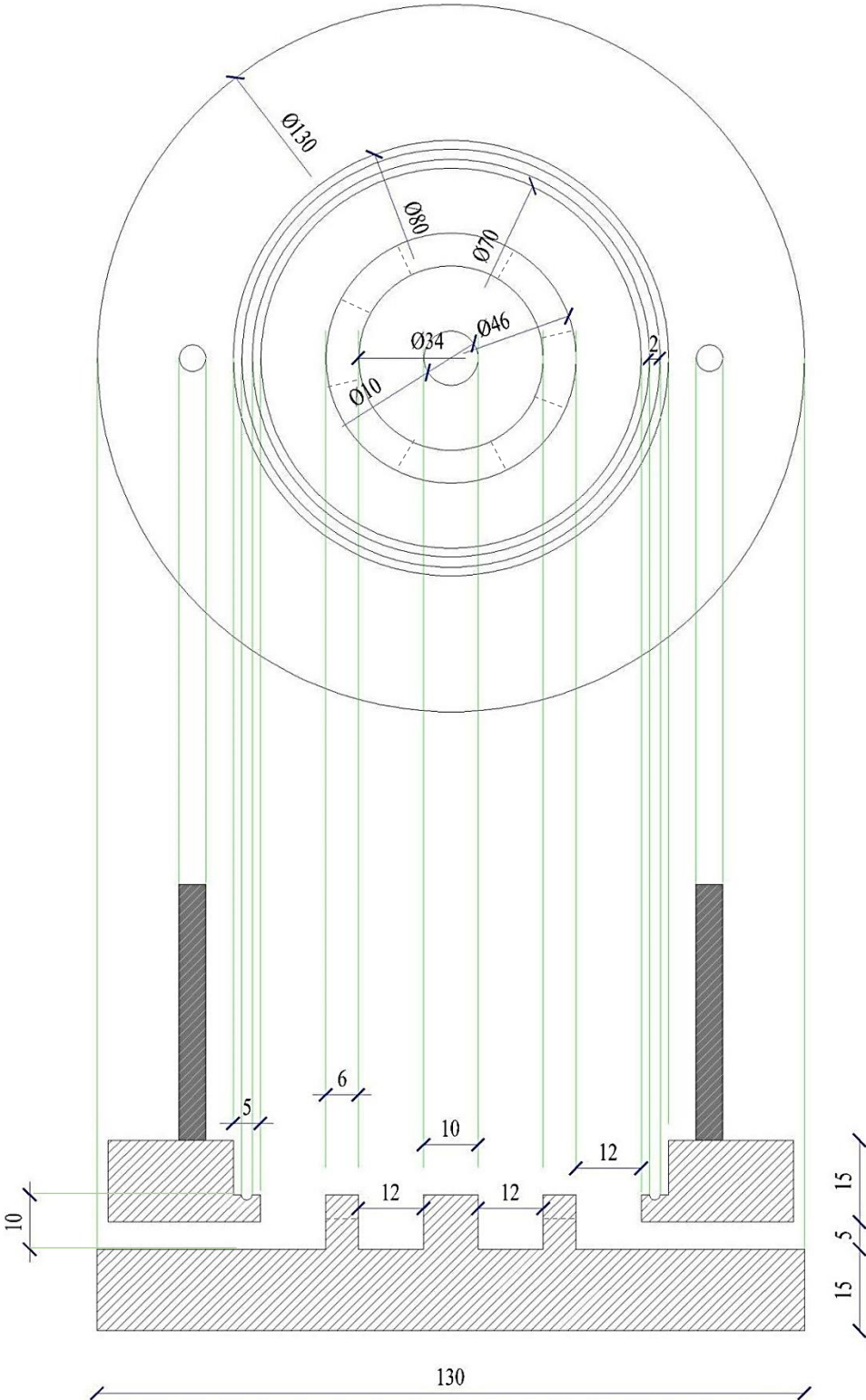


Figure. I-3. La base de la cellule.

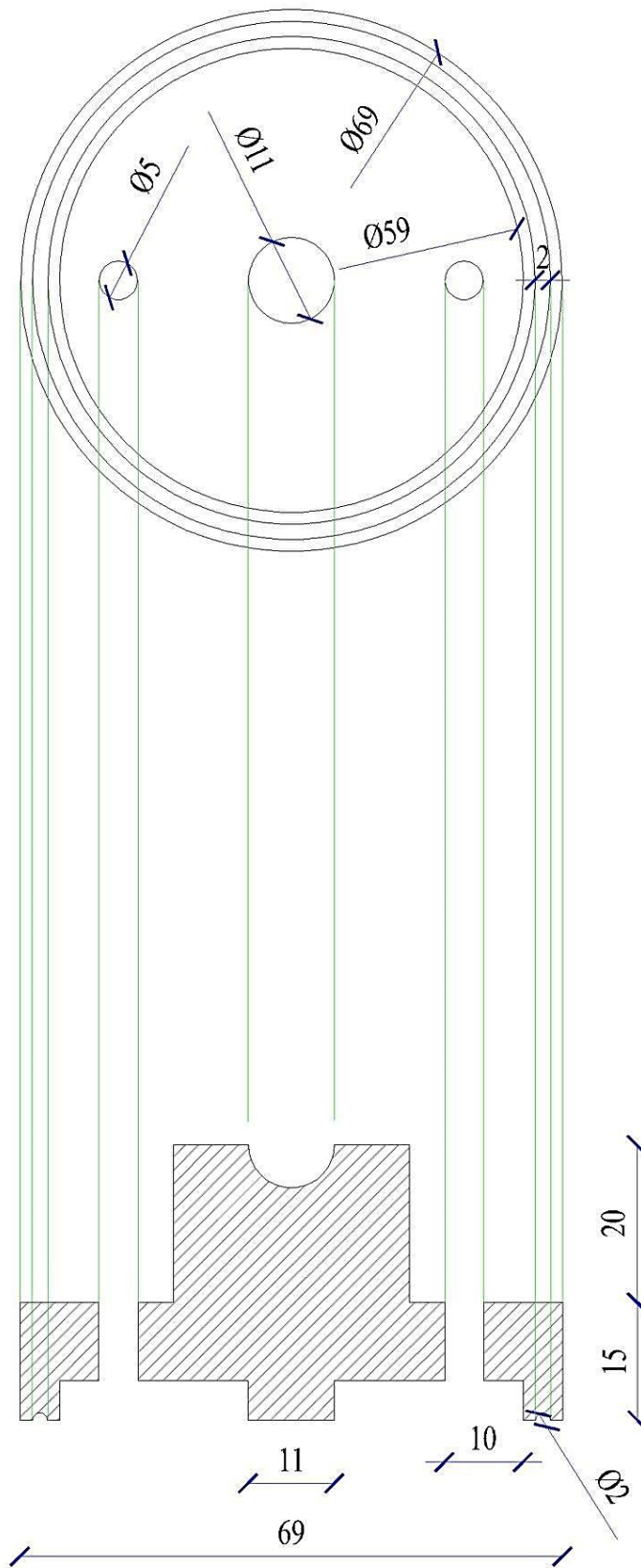


Figure. I-4. Détail du piston.

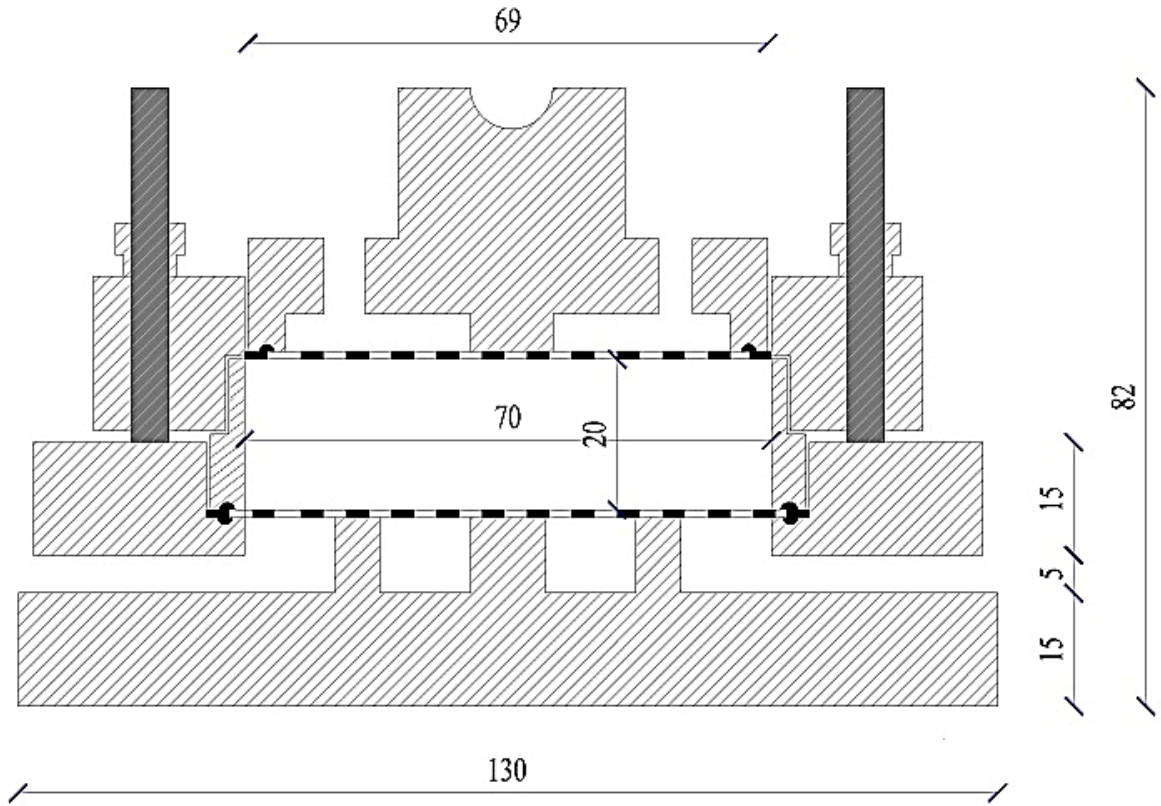


Figure. I-5. Cellule œdométrique complète.

**ANNEXE II : APPROCHE MICROSTRUCTURALE POUR LA DEFINITION DE LA
CONTRAINTE CAPILLAIRE (TAIBI 1994)**

Le concept de contrainte effective généralisée, nécessite un bon choix de la contrainte effective équivalente et par conséquent une bonne définition de la contrainte capillaire.

Plusieurs approches ont été suivies pour la définition de la contrainte capillaire. Parmi ces approches on trouve l'approche microstructurale représentée par le modèle de *Taibi, 1994*. Cette dernière consiste à assimiler le sol à un ensemble de sphères de même diamètre et à calculer la contrainte capillaire générée par les phases air et eau, interagissant sur les billes et les ménisques.

Une manière simple d'approcher la contrainte capillaire est de partir de l'expression des forces intergranulaires existantes entre deux particules d'un milieu idéalisé à l'échelle microscopique. La méthode consiste à calculer la force capillaire f_u exercée par l'eau entre deux grains de sol représentés par des sphères rigides de même diamètre D (*Figure II-1*). Dans ce cas, la section du ménisque est supposée circulaire, de rayon r , et que les billes sont parfaitement mouillables par le liquide de telle sorte que le ménisque se raccorde tangentiellement aux billes ($\varphi = 0$) ; par ailleurs, on néglige l'effet de la gravité et la pression dans la phase gazeuse est celle de l'atmosphère ($u_a = 0$). On considère deux situations en fonction de l'état de saturation :

1) **Pour les faibles degrés de saturation** : lorsque la succion est supérieure à la succion d'entrée d'air s_e , un paramètre marquant la transition entre l'état non saturé et saturé, la phase liquide est discontinue (la perméabilité hydraulique est proche de 0) et la phase gazeuse est continue.

L'eau forme des ménisques (représentés par des tores sphériques) aux points de contact entre les particules et la pression de l'eau au sein des ménisques est négative ($u_w < u_a$).

L'expression des forces d'attraction entre deux sphères, est dérivée des propriétés des interfaces solide-eau-air et de la géométrie du ménisque. La force capillaire f_u , due au ménisque entre les deux sphères peut s'exprimer comme le produit de la pression négative et de S , section du ménisque dans le plan tangent (*Figure II-1-a*) :

$$f_u = (u_a - u_w) \cdot S = -u_w \cdot S$$

D'après la loi de *Laplace*, la pression négative est égale au produit de la tension superficielle T_s par la somme des deux courbures principales, de rayon r et l :

$$f_u = T_s \left(\frac{1}{r} - \frac{1}{l} \right) \cdot S$$

Le passage d'un milieu discontinu au milieu continu se fait en considérant des assemblages réguliers de billes. Quatre types d'assemblage ont été étudiés (*Figure II-2*), avec un indice des vides compris entre 0.35 (arrangement dodécaédrique) et 1.95 (tétrahédrique). Les paramètres pour des valeurs d'indice des vides intermédiaires sont obtenus par interpolation.

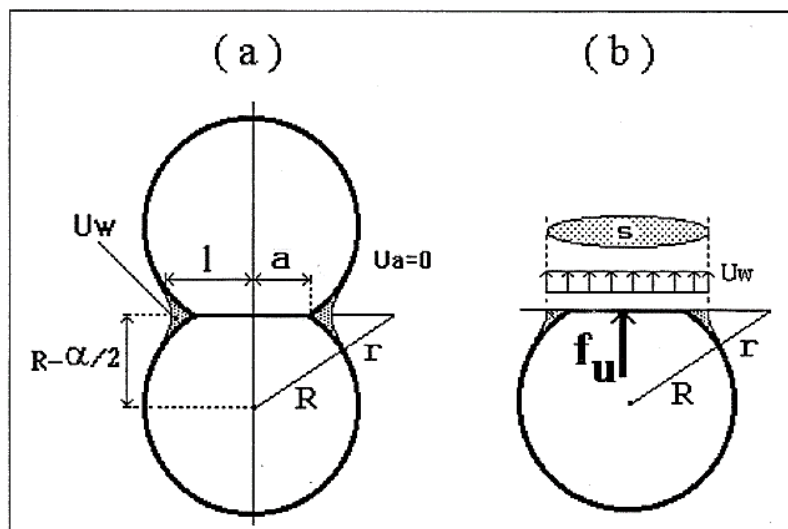


Figure. II-1. Modèles de billes : notions (*Taibi 1994*).

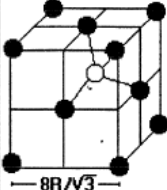
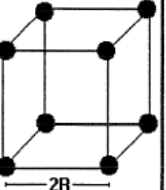
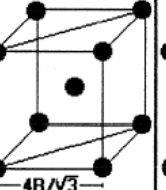
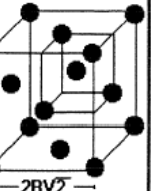
Type d'arrangement	Tétrahédrique	Cubique	Octaédrique	Dodécaédr
Nombre de points de contact	4	6	8	12
Volume élémentaire				
Indice des vides	1.95	0.91	0.47	0.35

Figure. II-2. Différents types d'arrangements réguliers de particules sphériques.

Dans un volume élémentaire représentatif (VER), la contrainte capillaire σ_c (considérée isotrope) est définie par :

$$\sigma_c = \frac{\Sigma f_{ui}}{S_{VER}}$$

Où Σf_{ui} est la somme vectorielle des forces s'exerçant dans cette direction et S_{VER} , l'air de la section du V.E.R. normal à cette direction (*Figure II-3*).

σ_c , est une fonction de la succion s , de l'indice des vides du matériau e , du diamètre des sphères D et exprimée telle que :

$$\sigma_c = \frac{\pi T_s}{2K(e)R^2} \left[4R + \frac{3T_s - \sqrt{8T_s \cdot R \cdot s + 9T_s^2}}{s} \right]$$

$$K(e) = 0.32 e^2 + 4.06 e + 0.11$$

Où T_s est la tension de surface eau-air, R le rayon des particules et $K(e)$ est une fonction d'interpolation pour les arrangements irréguliers de sphères.

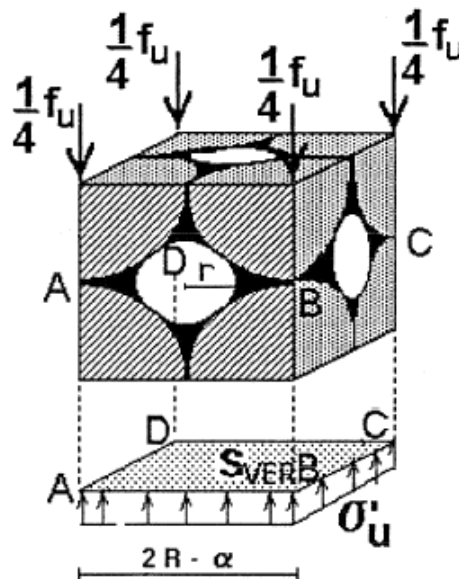


Figure. II-3. Volume élémentaire représentatif (VER) pour a arrangement cubique.

2) **Pour les forts degrés de saturation** : Si on draine un matériau depuis un état initial saturé, on observe une diminution de la teneur en eau et une diminution de volume du matériau, celui-ci restant ainsi quasi-saturé. Dans cette situation, la contrainte effective de Terzaghi reste applicable et σ_c est égale à s . Ce phénomène est valable tant que la succion est inférieure à une succion critique notée s_e correspondant à la succion du point d'entrée d'air. Au-delà, de cette valeur, la contrainte capillaire définie précédemment est utilisée.

La figure II-4, illustre la transition entre les deux états de saturation dans le plan (s, σ_c) . Pour les fortes succions, la contrainte capillaire atteint une asymptote horizontale où σ_c est égale à σ_{cmax} exprimée telle que :

$$\sigma_{cmax} = \frac{2\pi \cdot T_s}{K(e) \cdot R}$$

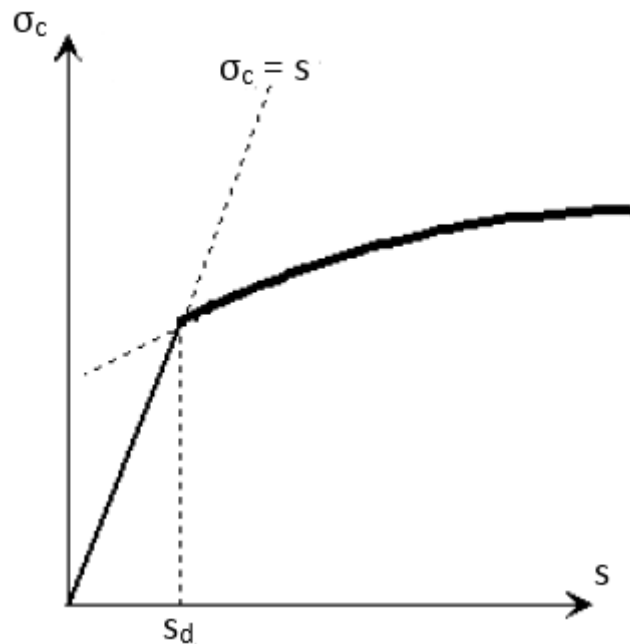


Figure. II- 4. Variation de la contrainte capillaire en fonction de la succion.

ANNEXE III : ESSAIS DE LABORATOIRE REALISES SUR LA MARNE DE BOUMAGUEUR

Essai	Nombre d'essais
Teneur en eau initial w_i	Plusieurs
Densité sèche γ_d	Plusieurs
Densité humide γ_h	Plusieurs
Densité des grains solide γ_s	03
Indice des vides e	Plusieurs
Degré de saturation S_r	Plusieurs
Teneur en CaCO ₃	02
Teneur en matière organique	02
Limite de liquidité w_L	03
Limite de plasticité w_P	03
Granulométrie et sédimentométrie	02
Granulométrie laser	01
VBS	02
Diffraction de rayon X	02
Fluorescence X	02
Essai œdométrique saturé sur une pâte saturé	03
Essai œdométrique saturé sur une pâte consolidée	02
Essai œdométrique saturé sur échantillon à l'état naturel	03
Essai de drainage-humidification sur une pâte saturé	02
Essai de drainage-humidification sur une pâte consolidée	02
Essai de drainage-humidification sur échantillon à l'état naturel	05
Essai œdométrique à succion contrôlée	06

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- **Abou-Bekr N. (1995).** Modélisation du comportement mécanique et hydraulique des sols partiellement saturés. Thèse de Doctorat, École Centrale de Paris. France
- **AFNOR. (1991).** Sols : reconnaissance et essais - Détermination de la masse volumique des particules solides des sols - Méthode du pycnomètre à eau. NF P94-054
- **AFNOR. (1992).** Sols : reconnaissance et essais - Analyse granulométrique des sols - Méthode par sédimentation. NF P94-057.
- **AFNOR. (1995).** Sols : reconnaissance et essais - Détermination des limites d'Atterberg - Limite de liquidité à la coupelle - Limite de plasticité au rouleau. NF P94-051
- **AFNOR. (1993).** Sols : reconnaissance et essais – Mesure de la quantité et de l'activité de la fraction argileuse. Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol par l'essai à la tâche. NF P94-068
- **AFNOR. (1998).** Sols : reconnaissance et essais - Détermination de la teneur pondérale en matières organiques d'un sol - Méthode par calcination. XP P94-047
- **AFNOR. (1996).** Sols : reconnaissance et essais –Détermination de la teneur en carbonate – Méthode du calcimètre. NF P94-048
- **AFNOR. (1996).** Sols : reconnaissance et essais - Analyse granulométrique des sols - Méthode par tamisage à sec après lavage. NF P94-056
- **AFNOR. (1997).** Sols : reconnaissance et essais – Essai œdométrique – Partie 01 : Essai de compressibilité sur matériaux fins quasi saturés avec chargement par paliers. NF P94-090-1.
- **Aitchison G.D. (1961).** Relationship of moisture, stress and effective stress functions in unsaturated soils. *Conference: Pore Pressure and Suction in Soils*. Butterworths: London.
- **Al-Homoud A., Basma A., Husein M. A., Al Bashabsheh M. (1995).** Cyclic swelling behavior of clay. *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 121, n°7, pp. 562-565.
- **Al-Mukhtar M., Qi Y., Alcover J.F., Bergaya F. (1999).** Oedometric and water retention behavior of highly compacted unsaturated smectites. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 36, n° 4, pp. 675-684.
- **Alonso E.E., Gens A., Hight D.W. (1987).** General report. Special problem soils. *Proceedings of the 9th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin*, vol 3, pp 1087-1146.
- **Alonso E.E., Gens A., Josa A. (1990).** A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique*, vol 40, n° 3, pp. 405-430.
- **Alonso E. E., Lloret A., Gens A., Yang D. Q. (1995).** Experimental behaviour of highly expansive double-structure clay. *Proceedings of the First International Conference on Unsaturated Soils (UNSAT-95) Paris*. France.
- **Alonso E.E., Vaunat J., Gens A. (1999).** Modeling the mechanical behaviour of expansive clays. *Engineering Geology*, vol 54, pp 173-183.

-
- **Alonso E. E., Romero C., Hoffmann E., Garcia-Escudero. (2005).** Expansive bentonite–sand mixtures in cyclic controlled-suction drying and wetting. *Engineering Geologie Journal*, vol 81 pp 213-266.
 - **Alshihabi O. (2002).** Étude en laboratoire du comportement d'un sol compacté non saturé. Influence des cycles de séchage-humidification. *Thèse de doctorat*. Université des Sciences et Technologies. Lille. France.
 - **Alshihabi, O., Shahrour, I., Mieussens, C. (2002).** Experimental study of the influence of cyclic drying-wetting on the compressibility of a compacted soil. *Proceedings of the 3rd International Conference. Unsaturated Soils, UNSAT 2002*, Recife, Brazil.
 - **Aung K.K., Raharjo H., Leong E. C., Toli D. G. (2001).** Relationship between porosimetry measurement and soil–water characteristic curve for an unsaturated residual soil. *Geotechnical and Geological Engineering*, vol 19, n° (3-4), pp 401-416.
 - **Asmaa A., Mahdi M. D., Robert E., Arul A., Suksun H. (2016).** Swell-Shrink Cycles of Lime Stabilized Expansive Subgrade. *Procedia Engineering*, vol 143, pp 615–622.
 - **ASTM D 4546 – 03. (1990).** Standard Test Methods for One-dimensional swell or settlement potential of cohesive soils. ISBN: 08031-2129-6. vol 4.08, pp 693-699.
 - **ASTM D 5298 – 03, (1995).** Standard Test Method for Measurement of soil potential (suction) using filter paper. ISBN: 0-80312129-6. vol 4.09, pp 154-159.
 - **Bahar R., Kenai S. (2002).** Désordres dus à l'infiltration des eaux : cas de la ville d'El-Affroun. *Revue Française de Géotechnique*, n°101, pp 91–103.
 - **Bélanteur N., Tachrifet S., Pakzad M. (1997).** Étude des comportements mécanique, thermo-mécanique et hydro-mécanique des argiles gonflantes fortement compactées. *Revue Française de Géotechnique*, n° 78, pp. 31-50.
 - **Bellion Y. (1976).** Étude géologique et hydrogéologique de la terminaison occidentale des Monts du Bellezma. *Thèse de doctorat de 3^{ème} cycle*. Université de Paris IV, Paris. France.
 - **Benchouk A. (2014).** Comportement hydromécanique des sols fins compactés au voisinage de la saturation. *Thèses de doctorat*. Université de Tlemcen. Algérie.
 - **Benchouk A., Derfouf F.M., Abou-Bekr N., Taibi S. (2013).** Behavior of some clays on drying and wetting paths. *Arabian Journal of Geosciences*, 6, n° 12, pp 4565–4573.
 - **Benhamou Y., Ameur M., Mekerta B., Kazi-Aoual F., Semcha A., Sadok A. (2015).** Pathologies des sols dans la région de Saida. *Le 3^{ème} Colloques international. Sols non saturés du grain à l'ouvrage. UNSAT 2015*. Batna-Algérie.
 - **Bernier F., Volckaert G., Alonso E.E., Villar M.V.M., (1997).** Suction-controlled experiments on Boom clay. *Engineering Geology*, vol. 47, pp.325-338.
 - **Biarez J., Favre J.L, (1975).** Parameters filing and statistical analysis of data in soil mechanics. *Proceedings of the second International conference on Application of Statistics and Probabilities in Soils Mechanics*, vol 2, pp 249- 264. Aachen. Germany.
-

-
- **Biarez J., Fleureau J.M., Zerhouni M.I., Soepandji B.S. (1988).** Variations de volume des sols argileux lors de cycles de drainage-humidification. *Revue Française de Géotechnique*, n°41, pp 63-71.
 - **Bishop A.W. (1959).** The principle of effective stress. *Technisk Ukeblad*, vol 106, n° 39, pp 859-863.
 - **Bishop A.W., Blight G.E. (1963).** Some aspects of effective stress in unsaturated and saturated soils. *Géotechnique*, vol 13, n° 3, pp 177-197.
 - **Bishop A.W., Donald I.B. (1961).** The experimental study of partly saturated soil in triaxial apparatus. *Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. vol. 1, pp. 13-21. Paris. France.
 - **Bishop A.W., Eldin A.K.G. (1950).** Undrained triaxial tests on saturated sands and their significance in general theory of shear strength. *Géotechnique*, vol. 2, n° 1, pp 13-32.
 - **Bolzon G., Schrefler B.A., Zienkiewicz O.C. (1996).** Elastoplastic soil constitutive laws generalised to partially saturated states. *Geotechnique*, vol 46, n° 2, pp 79-89.
 - **Bronswijk J.J.B. (1988).** Modelling of water balance, cracking and subsidence of clay soils. *Journal of Hydrology*, vol 97, n° (3-4), pp. 199–212.
 - **Bultel F. (2001).** Prise en compte du gonflement des terrains pour le dimensionnement des revêtements des tunnels. *Thèse de Doctorat*, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. Paris, France.
 - **CEBTP. (1991).** Détermination des solutions adaptées à la réparation des désordres des bâtiments provoqués par la sécheresse. Guide pratique élaboré par le CEBTP, sous l'égide de : l'AQC, l'APSA, l'AFAC, la CCR et la FNB. Fascicule 1 : Bases de référence. Fascicule 2 : Principes et méthodologie. Fascicule 3 : Annexes techniques.
 - **Collin F., Li X.L., Radu .P., Charlier R. (2002).** Thermo-hydro-mechanical coupling in clay barriers. *Engineering Geology*, vol. 64, pp. 179-193.
 - **Coussy O., Dangla P. (2002).** Approche énergétique du comportement des sols non saturés. dans Coussy O et Fleureau J.M (dir), *Mécanique des sols non saturés*, Hermès, Paris : pp. 137-174.
 - **Cronley D., Coleman J.D., Black W.P.M., (1958).** The movement and distribution of water in soil in relation to highway design and performance. *Proceedings of the Thirty-Seventh Annual Meeting of the Highway Research Board*. Washington. USA. n° 40, pp 226-252.
 - **Cui Y. J. (1993).** Étude du comportement d'un limon compacte non saturé et de sa modélisation dans un cadre élastoplastique. *Thèse de doctorat*. Ecole des Ponts et Chaussées. Paris. France.
 - **Cui Y.J., Delage P. (1996).** Yielding and plastic behaviour of an unsaturated compacted silt. *Géotechnique*, vol. 46, n° 2, pp. 291-311.
 - **Cui Y.J., Yahia-Aissa M., Delage P. (2002).** A model for the volume change behavior of heavily compacted swelling clays. *Engineering Geology*, vol. 64, pp. 233-250.
-

-
- **Cuisinier O. (2002).** Comportement hydromécanique des sols gonflants compactés. *Thèse de Doctorat*, École Nationale Supérieure de Géologie, Nancy. France.
 - **Cuisinier O., Laloui L. (2004).** Fabric evolution during hydromechanical loading of a compacted silt. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol 28, n°6, pp 483-499.
 - **Cuisinier O., Farimah Masrouri. (2005).** Hydromechanical behaviour of a compacted swelling soil over a wide suction range. *Engineering Geology*, vol 81, pp 204– 212
 - **Delage P., Lefebvre G. (1984).** Study of the structure of a sensitive Champlain clay and of its evolution during consolidation. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 21, pp. 21-35.
 - **Delage P., Howat M.D., Cui Y.J. (1998).** The relationship between suction and swelling properties in a heavily compacted unsaturated clay, *Engineering Geology*, vol , n°1, pp. 31-48.
 - **Delage P., Suraj De Silva G.P.R., Vicol T. (1992).** Suction controlled testing of non saturated soils with an osmotic consolidometer. *7th International Conference On Expansive Soils*. Dallas. USA.
 - **Delage P., Cui Y.J. (2001).** L'eau dans les sols non saturés. Extrait de la collection : *Techniques de l'Ingénieur*, article C 301.
 - **Derfouf F.M. (2014).** Contribution à l'étude des sols fins non saturés : Aspects du comportement volumique. *Thèses de doctorat*. Université de Tlemcen. Algérie.
 - **Derfouf F.M., Abou-Bekr N., Taibi S., Allal M.A., Benchouk A. (2017).** Hydromechanical behaviour of a marl on controlled suction oedometer path. *Eur. J. Environ. Civ. Eng.*, 1-20.
 - **Derriche. Z, Kebaili M. (1998).** Prévion du gonflement des argiles d'In-ménas. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, pp. 15-23.
 - **Derriche Z., Iguechtal L., Tas M. (1999).** Comportement des ouvrages dans les argiles expansives d'In-Amenas. *Revue Française de Géotechnique*, n°89, pp 55-65.
 - **Djedid A., Bekkouche A., Aissa Mamoune S.M. (2001).** Identification et prévision du gonflement de quelques sols de la région de Tlemcen (Algérie). *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, n°233, Juillet-Aout 2001, pp 67-75.
 - **Dumont M. (2011).** Contribution à l'étude du comportement THM des sols partiellement saturés - Aspects expérimentaux et modélisation-. *Thèse de Doctorat*. Université du Havre. France.
 - **Dumont M., Taibi S., Fleureau J.M., Abou-Bekr N., Saouab A. (2010).** Modelling the effect of temperature on unsaturated soils behaviour. *Comptes Rendus Geoscience*, vol 342, pp 892-900.
 - **Estabragh A.R., Javadi A.A., Boot J.C. (2004).** Effect of compaction pressure on consolidation behaviour of unsaturated silty soil. *Canadian Geotechnical Journal*, vol 41, n°3, pp 540–550.
 - **Estabragh A.R., Javadi A.A. (2012).** Effect of suction on volume change and shear behaviour of an overconsolidated unsaturated silty soil. *Geomechanics and Engineering*, vol 4, n° 1, pp 55-65.
-

-
- **Estabragh A.R., Parsaei B., Javadi A.A. (2015).** Laboratory investigation of the effect of cyclic wetting and drying on the behaviour of an expansive soil. *Soils and Foundations*, vol 55, n° 2, pp 304-314.
 - **Fleureau J.M., Kheirbek-Saoud S., Soemitro R. Taibi S. (1993).** Behavior of clayey soils on drying-wetting paths. *Canadian Geotechnical Journal*, vol 30, n° 2, pp 287-296.
 - **Fleureau J.M., Verbrugge J.C., Huergo P.J., Correia A.G., Kheirbek-Saoud S. (2002).** Aspects of the behaviour of compacted clayey soils on drying and wetting paths. *Canadian Geotechnical Journal*, vol 39, n°6, pp 1341-1357.
 - **Fredlund D.G., Rahardjo H. (1993).** Soils mechanics for unsaturated soils. *John Wiley publications*. New York. USA.
 - **Futai M.M., Almeida M., Conciani W., Filho F. (2002).** Experimental and theoretical evaluation of plate load test in collapsible soil. *Proceedings of the 3rd International Conference on Unsaturated Soils*, Recife, Brazil.
 - **Gaombalet J. (2004).** Le gonflement des argiles et ses effets sur les ouvrages souterrains de stockage. *Thèse de doctorat*. Ecole Polytechnique. France.
 - **Geiser F. (1999).** Comportement mécanique d'un limon non saturé. Etude expérimentale et modélisation constitutive. *Thèse de doctorat*. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne. Suisse.
 - **Gens A. (1995).** Constitutive modelling: Application Of compacted soils. *Proceeding of the first international conference on unsaturated soils (UNSAT 95)*. Paris. France. vol, 3, pp 1179-1200.
 - **Gens A., Alonso E.E. (1992).** A framework for the behaviour of unsaturated expansive clays. *Canadian Geotechnical Journal*, vol 29, pp 1013-1032.
 - **Ghembaza M.S. (2004).** Etude du comportement thermo-hydro-mécanique des sols argileux soumis à une pression interstitielle négative. *Thèse de doctorat*. Université du Havre. France.
 - **Guiras-Skandaji H. (1996).** Déformabilité des sols argileux non saturés : étude expérimentale et application à la modélisation. *Thèse de Doctorat*. École Nationale Supérieure de Géologie, Nancy. France.
 - **Hachichi A., Fleureau J.M. (1999).** Caractérisation et stabilisation de quelques sols gonflants d'Algérie. *Revue Française de Géotechnique*, n°86, pp 37-51.
 - **Hoffmann C., Alonso E.E., Romeo E. (2007).** Hydromechanical behaviour of bentonite pellet mixtures. *Physics and Chemistry of the Earth*, vol. 32, pp. 832-849.
 - **Indarto. (1991).** Comportement mécanique et hydrique des matériaux compactés et de remblais. *Thèse de Doctorat*. Ecole Centrale de Paris. France.
 - **Jennings J.E.B., Burland J.B. (1962).** Limitations to the use of effective stresses concept in partly saturated soils. *Géotechnique*, vol 12, pp 125-144.
-

-
- **Jotisankasa A. (2005).** Collapse behavior of a compacted silty clay. PhD thesis, Imperial College, London. England.
 - **Kassiff G., Ben Shalom A. (1971).** Experimental relationship between swell pressure and suction. *Géotechnique*, vol 21, n° 3, pp 245-255.
 - **Khalili N., Geiser F., Blight G.E. (2004).** Effective stress in unsaturated soils: A critical review with new evidence. *International Journal of Geomechanics*, vol 4, n° 2, pp 115-126.
 - **Khalili N., Loret B. (2001).** An elastoplastic model for non-isothermal analysis of flow and deformation in unsaturated porous media: formulation. *International Journal of Solids and Structures*, vol 38, n° 46-47, pp 8305–8330.
 - **Khemissa et Mekki. (2007).** Caractérisation des argiles expansives de de M'Sila (ALGERIE). *Colloque « Sols et Matériaux à Problèmes »*. Tunisie.
 - **Kohgo Y., Nakano M., Miyazaki T. (1993).** Theoretical aspects of constitutive modelling for unsaturated soils. *Soil and Foundations*, vol. 33, n°4, pp. 49-63.
 - **Koliji A., Laloui L., Cuisinier O., Vuillet L. (2006).** Suction induced effects on the fabric of a structured soil. *Transport in Porous Media Journal*, n°64, pp 261-278.
 - **Koligi A. (2008).** Mechanical behaviour of unsaturated aggregated soils. *PhD thesis*. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne. Suisse.
 - **Krahn J., Fredlund D. G. (1972).** On total, matric and osmotic suction. *Soil Science*, vol 114, n° 5, pp 339-348.
 - **Leong E.C., He L., Rahardjo H. (2002).** Factor affecting the filter paper method for total and matric suction measurements. *Geotechnical Testing Journal*, vol 25, n° 3, pp 1-12.
 - **Li Z.S., Benchouk A., Derfouf F.M., Abou-Bekr N., Taibi S., Souli H., Fleureau, J.M. (2017).** Global representation of the drying–wetting curves of four engineering soils: experiments and correlations. *Acta Geotechnica Journal*, vol 13, n° 1, pp 51–71.
 - **Lloret M., Villar M., Sanchez A., Gens X., Pintado E., Alonso E.E. (2003).** Mechanical behaviour of heavily compacted bentonite under high suction changes. *Géotechnique*, vol 53, n° 1, pp 27-40.
 - **Loret B., Khalili N. (2002).** An effective stress elastic-plastic model for unsaturated porous media. *Mechanics of Materials*, vol 34, n° 2, pp 97–116.
 - **Maouchi D. (1998).** Comportement des sols compactés sur quelques chemins à pression négative contrôlée. *Thèse de Doctorat*. Ecole Centrale de Paris, France.
 - **Marcial D., Delage, P., Cui Y.J. (2001).** Compressibility of two swelling clays under high pressure. In Adachi K and Fukue M (eds), *Clay Science for engineering*. Rotterdam: Balkema. ISBN: 90-5809-175-9, pp. 571-576.
 - **Matyas E.L., Radhakrishna H.S. (1968).** Volume change characteristics of partially saturated soils. *Géotechnique*, vol 18, n° 4, pp 432-448.
-

-
- **Medjnoun Amal. (2014).** Analyse, caractérisation, prévision et modélisation du comportement des argiles gonflantes. Thèse de doctorat. Université de Tizi-Ouzou. Algérie.
 - **Medjnoun A., Khiatine M., Bahar R. (2014).** Caractérisation minéralogique et géotechnique des argiles marneuses gonflantes de la région de Médéa, Algérie. *Bull Eng Geol Environ*, vol 73, n° 04, pp 1259-1272.
 - **Medjo Eko R. (2002).** Validation of an extended critical state model using the mechanical behaviour of an agricultural soil. *Soil & Tillage Research*, vol. 68, pp. 1-16.
 - **Mitchell J.K. (1993).** Fundamentals of soil behaviour. 2^{ème} edition. *John Wiley and Sons*, New York, ISBN: 0-471-85640-1.
 - **Modaressi A. (2004).** Cours Mécanique et hydraulique avancée des sols. Ecole centrale de Paris. France.
 - **Modaressi A., Abou-Bekr N. (1994-a).** Constitutive model for unsaturated soils: validation on a silty material. In Smith I.M (ed), *Proceeding of the 3rd European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering*. Manchester, England. Rotterdam: Balkema, pp 91-96.
 - **Modaressi A. Abou-Bekr N. (1994-b).** A unified approach to model the behaviour of saturated and unsaturated soils. In Siriwardane H.J and Zaman M.M (eds), *Proceeding of the 8th Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics*. Morgantown, USA. Rotterdam : Balkema, pp 1507- 1513.
 - **Monroy R. (2005).** The influence of load and suction changes on the volumetric behaviour of compacted London Clay. *PhD thesis*, Imperial College London. England.
 - **Mouroux P., Margon P., Pinte J.C. (1988).** La Construction Economique Sur Les Sols Gonflants. *Manuels et Méthodes, BRGM*, vol 14, France.
 - **Mrad M. (2005).** Modélisation du comportement hydromécanique des sols gonflants non saturés. *Thèse de doctorat*. Institut National Polytechnique de Lorraine, Nancy. France.
 - **NF ISO 13320-1 (2000).** Qualité du sédiment - Analyse granulométrique. Méthode par diffraction Laser.
 - **Nowamooz H. (2007).** Retrait-gonflement des sols argileux compactés et naturels. *Thèse de doctorat*, Institut National Polytechnique de Lorraine, Nancy, France.
 - **Nowamooz H., Farimah M. (2008).** Hydromechanical behaviour of an expansive bentonite/silt mixture in cyclic suction-controlled drying and wetting tests. *Engineering Geology*, vol 101, pp 154–164
 - **Philiponat G. (1991).** Retrait des argiles, proposition de méthodologie. *Revue Française de Géotechnique*, n°57, pp. 5-22.
 - **Qi Y., Al-Mukhtar M., Alcover J.F., Bergaya F. (1996).** Coupling analysis of macroscopic and microscopic behaviour in highly consolidated Na-laponite clays. *Applied Clay Science*, vol. 11, pp. 185-197.
-

-
- **Qin P.J., Ye W.M., Chen Y.G., Chen B., Cui Y.J. (2015).** Influence of strain-rate on hydromechanical behavior of highly compacted GMZ01 bentonite. *Engineering Geology*, vol 195, pp 85–92.
 - **Rampino R., Mancuso C., Vinale F. (2000).** Experimental behaviour and modelling of an unsaturated compacted soil. *Canadian Geotechnical Journal*, vol 37, n° 4, pp. 748-763.
 - **Richards B.G., Peter P. Martin R. (1984).** Finite element analysis of volume change in expansive clays. *Proceeding of the 5th International Conference. Expansive Soils*. Adelaide, Australia.
 - **Ridley A.M., Burland J.B. (1995).** A pore water pressure probe for the in situ measurement of a wide range of soil suctions. *Proceeding of the international conference held in London*. England.
 - **Robinet J.C., Pasquiou A., Jullien A., Belanteur N., Plas F. (1997).** Expériences de laboratoire sur le comportement thermo-hydro-mécanique de matériaux argileux remaniés gonflants et non gonflants. *Revue Française de Géotechnique*, n°81, pp 53-80.
 - **Romero E. (1999).** Characterization and thermo-hydro-mechanical behaviour of unsaturated boom clay: an experimental study. *PhD thesis*. Polytechnic University of Catalonia, Barcelona. Spain.
 - **Romeo E., Lloret A., Gens A. (1999).** Water permeability, water retention and microstructure of unsaturated Boom clay. *Engineering Geology*, vol 54, pp 117-127.
 - **Romero E., Gens A., Lloret A. (2001).** Temperature effects on the hydraulic behaviour of an unsaturated clay. *Geotechnical and Geological Engineering*, vol 19, n° (3-4), pp 311- 332.
 - **Saiyouri N. (1996).** Approche microstructurale et modélisation des transferts d'eau et du gonflement dans les argiles non saturées. *Thèse de Doctorat*, École Centrale de Paris. France.
 - **Skempton A.W. (1953).** The colloidal activity of clays. *Proceeding of the third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol 1, pp.57-61.
 - **Skempton A. W. (1961).** Horizontal stresses in an over-consolidated eocene clay. *Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol. 1, pp. 351-357.
 - **Slatter E.E., Allman A.A., Smith D.W. (2000-a).** Suction controlled testing of unsaturated soils with an osmotic oedometer. *Proceeding of International Conference on Geotechnical and Geological Engineering*. Geo-Eng 2000, Melbourne, Australia.
 - **Slatter E.E., Jungnickel C.A., Smith D.W., Allman M.A. (2000-b).** Investigation of suction generation in apparatus employing osmotic methods. *Unsaturated soils for Asia. Proceedings of the Asian Conference on Unsaturated Soils, UNSAT-ASIA 2000*. Singapore.
 - **Sidoroff F., Cambou B., Mahboubi A. (1993).** Contact force distribution in granular media. *Mechanics of Materials*, vol 16(1-2), pp 83–89.
 - **Sudhakar M. R., Shivananda P. (2005).** Role of osmotic suction in swelling of salt-amended clays. *Canadian Geotechnical Journal*, vol 42, n° 1, pp 307-315.
-

-
- **Sun D.A., Matsuoka H., XU Y.F. (2004).** Collapse behaviour of compacted clays in suction controlled triaxial tests. *Geotechnical Testing Journal*, vol 27, n°4, pp 362-370.
 - **Taïbi, S. (1994).** Comportement mécanique et hydraulique des sols soumis à une pression interstitielle négative – Etude expérimentale et modélisation-. *Thèse de Doctorat*. Ecole centrale de Paris. France.
 - **Taïbi S. (2007).** Contribution à l'étude du comportement Thermo-Hydro-Mécanique des sols non saturés, Application à la géotechnique environnementale. *Mémoire d'habilitation à diriger des recherches*. Université du Havre. France.
 - **Tang A.M., Cui Y.J. (2005).** Controlling suction by the vapour equilibrium technique at different temperatures and its application in determining the water retention properties of MX80 clay. *Canadian Geotechnical Journal*, vol 42, n° 1, pp 287–296.
 - **Tang C.S., Wang D.Y., Shi B. Li J. (2016).** Effect of wetting–drying cycles on profile mechanical behavior of soils with different initial conditions. *Catena*, vol 139, pp 105–116.
 - **Terzaghi K. (1943).** Theoretical Soil Mechanics. Wiley. New York. USA.
 - **Tessier D., Lajudi A., Petit J.C. (1992).** Relation between the macroscopic behaviour of clays and their microstructural properties. *Applied Geochemistry*, vol 7, pp 151-161.
 - **Tessier D., Blaise F., Coquet Y., Courbet C., Priem J., Lemaire Y., Trillaud S. (2006).** Analyse comparative de politiques de prévention du risque de « sécheresse géotechnique ». Modélisation et visualisation du phénomène. *Rapport INRA réalisé pour le compte du MEDD*, Versailles. France.
 - **Tran Ngoc Lan. (1977).** Nouvel essai d'identification des sols : l'essai au bleu de méthylène. *Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussées*, pp 136- 137.
 - **Tripathy S., Subba Rao K.S., Fredlund D.G. (2002).** Water content – void ratio swell-shrink paths of compacted expansive soils. *Canadian Geotechnical Journal*, n° 39, pp. 938-959.
 - **Vicol T. (1990).** Comportement hydraulique et mécanique d'un sol fin non saturé. Application à la modélisation. Thèse de doctorat. Ecole Nationale Des Ponts Et Chaussée. Paris. France.
 - **Villar M.V. (1995).** First Results of Suction Controlled Oedometer Tests in Highly Expansive Montmorillonite. In Alonso E.E., Delage P. (eds.), *Proceedings of the 1st International Conference on Unsaturated Soils (UNSAT 95)*, Paris, France. Rotterdam: Balkema, vol. 1, pp 207-213.
 - **Villar M.V., Martin P.L. (1996).** Suction-controlled oedometer tests in montmorillonite clay: preliminary results. *Engineering Geology of Waste Disposal*, vol. 11, pp. 309- 312.
 - **Wang D.Y., Tang C.S, Cui Y.J., Bin S., Jian L. (2016).** Effects of wetting–drying cycles on soil strength profile of a silty clay in micro-penetrometer tests. *Engineering Geology*, vol 206, pp 60–70.
 - **Wheeler S.J. (1996).** Inclusion of specific water volume within an elasto-plastic model for unsaturated soil. *Canadian Geotechnical Journal*, vol 33, n°1, pp 42-57.
-

-
- **Wheeler S.J., Gallipoli D. Karstunen M. (2002).** Comments on use of the Barcelona Basic Model for unsaturated soils. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol 26, pp 1561-1571.
 - **Williams J., Shaykewich C. F. (1969).** An evaluation of polyethylene glycol PEG 6000 and PEG 20000 in the osmotic control of soil water matrix potential. *Canadian Journal of Soil Science*, vol 49, pp 397-401.
 - **Wroth C.P., Houlsby G.T. (1985).** Soil mechanics – Property characterization and analysis procedures. *Proc. 11th Int. Conf. on Soil Mech. Found. Eng.*, San Francisco. USA.
 - **Xiang-Ling Li, (1999).** Comportement Hydromécanique des Sols Fins : de l'état saturé à l'état non saturé. *Thèse de doctorat.* Université de Liège. Belgique.
 - **Yahia-Aïssa M. (1999).** Comportement hydromécanique d'une argile gonflante fortement compactée. *Thèse de doctorat.* École Nationale des Ponts et Chaussées. Paris. France.
 - **Yenes M., Nespereira J., Blanco J.A., Suárez M., Monterrubio S., Iglesias C. (2010).** Shallow foundations on expansive soils: a case study of the El Viso Geotechnical Unit, Salamanca, Spain. *Bull Eng Geol Environ.* n°71, pp 51-59.
 - **Yule D.F., Richie J.T. (1980).** Soil shrinkage relationships of Texas vertisols. *Soil science society of America journal*, vol 44, pp 1285–1291.
 - **Zerhouni M.I. (1991).** Rôle de la pression interstitielle négative dans le comportement des sols -Application aux routes. *Thèse de Doctorat.* École Central de Paris. France.
 - **Zerhouni M.I., Jacquard C., Ghozali L. (2009).** Méthodologie d'étude pathologique des constructions vis-à-vis des problèmes de retrait et gonflement des sols. *Colloque International, Sols Non Saturés et Environnement « UNSATlemcen09 ».* Tlemcen. Algérie.
 - **Zhang J., Sun D., Zhou A., Jiang T. (2016).** Hydromechanical behaviour of expansive soils with different suctions and suction histories. *Canadian Geotechnical Journal*, vol 53, n° 1, pp 1-13.