

UNIVERSITE DES SCIENCES ET TECHNOLOGIES DE LILLE

THESE DE DOCTORAT

Préparée au

Laboratoire de Mécanique de Lille (U.R.A. CNRS 1441)  
Ecole Universitaire d'Ingénieurs de Lille

Spécialité

**GENIE CIVIL**

Titre

**ETUDE EN LABORATOIRE DU GONFLEMENT DES SOLS : MISE AU POINT D'UN  
OEDOMETRE FLEXIBLE ET ETUDE DU GONFLEMENT TRIDIMENSIONNEL**

Par

**Timothée WINDAL**

Soutenue le 19 décembre 2001 devant le jury composé de :

Messieurs :

J.P. MAGNAN	Président
S.H. CHEN	Rapporteur
J.M. FLEUREAU	Rapporteur
P. DELAGE	Examineur
J.F. SERRATRICE	Examineur
I. SHAHROUR	Directeur de thèse

# AVANT PROPOS

Ce travail de thèse a été mené au département Sols et Structures du Laboratoire de Mécanique de Lille à l'Ecole Universitaire d'Ingénieurs de Lille sous la direction du Professeur I. SHAHROUR, à qui je tiens à exprimer mes remerciements pour l'aide constante qu'il m'a apportée durant la préparation de cette thèse ainsi que pour les encouragements qu'il m'a prodigués.

Je tiens à remercier particulièrement Monsieur S.H. CHEN, Professeur à l'université de Wuhan (Chine) pour avoir accepté d'être rapporteur de mon de travail de thèse.

Monsieur J.M. FLEUREAU, Professeur à l'Ecole Centrale de Paris, a accepté de rapporter ma thèse. Qu'il trouve ici l'expression de mes sincères remerciements.

Je remercie également Monsieur J.P. MAGNAN, Professeur au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, pour avoir présidé ma soutenance de thèse et avoir lu mon rapport avec attention.

J'adresse mes plus vifs remerciements à Monsieur P. DELAGE, Directeur de Recherche au CERMES, qui a bien voulu examiner ce travail.

Monsieur J.F. SERRATRICE, Ingénieur de Recherche au Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées d'Aix-en-Provence a examiné ce travail de thèse. Je lui témoigne ici ma reconnaissance pour ses suggestions et son accueil chaleureux lors d'un stage effectué au sein de son laboratoire.

Monsieur L. LANCELOT, Maître de Conférence à l'Université des Sciences et Technologies de Lille, m'a fait profiter de son expérience. Je lui en suis très reconnaissant.

Je n'oublierai pas d'exprimer mes remerciements aux enseignants de l'EUDIL, à mes camarades chercheurs et techniciens qui m'ont apporté leur aide et leur soutien ; je pense particulièrement à Messieurs O. ALSHIHABI, N. ATTA, R. BOUFERRA, M. MALLET, H. MROUEH, J.P. NOEL, M. SADEK, M. SIBAI, J.M VAILLANT.

Enfin, je remercie Mademoiselle C. AMIOT pour son soutien durant ces trois années de thèse et pour son aide à la relecture de ce document.

# SOMMAIRE

<b>RESUME.....</b>	<b>1</b>
<b>NOTATIONS.....</b>	<b>3</b>
<b>INTRODUCTION GENERALE.....</b>	<b>6</b>

## Chapitre I : Analyse bibliographique

<b>I.1 INTRODUCTION.....</b>	<b>9</b>
<b>I.2 ORIGINES DU GONFLEMENT – PHÉNOMÈNES EN PRÉSENCE.....</b>	<b>10</b>
I.2.1 STRUCTURES MOLÉCULAIRES DES ARGILES – GONFLEMENT INTERFOLIAIRE.....	10
I.2.2 TEXTURE DES SOLS ARGILEUX – GONFLEMENT INTERPARTICULAIRE.....	12
I.2.3 CAPILLARITÉ.....	12
I.2.4 CAS PARTICULIERS DES SOLS ARGILEUX SURCONSOLIDÉS.....	13
<b>I.3 CARACTÉRISATION DES MATÉRIAUX GONFLANTS.....</b>	<b>16</b>
I.3.1 LES PARAMÈTRES CARACTÉRISTIQUES.....	16
I.3.2 LES DIFFÉRENTS TYPES D’ESSAIS.....	17
I.3.3 COMPARAISON DES DIFFÉRENTES MÉTHODES D’ESSAIS.....	21
I.3.4 CARACTÉRISATION EMPIRIQUE DU GONFLEMENT ET INFLUENCE DES PRINCIPAUX PARAMÈTRES PHYSIQUES DU SOL.....	22
<b>I.4 ASPECTS PHÉNOMÉNOLOGIQUES DU GONFLEMENT.....</b>	<b>26</b>
I.4.1 CINÉTIQUE DE GONFLEMENT.....	26
I.4.2 ASPECT TRIDIMENSIONNEL DU GONFLEMENT.....	27
<b>I.5 APPLICATIONS AUX TUNNELS.....</b>	<b>39</b>
I.5.1 DÉSORDRES OBSERVÉS DANS LES TUNNELS.....	39
I.5.2 MÉCANISMES DE GONFLEMENT AUTOUR DES TUNNELS.....	41
I.5.3 MODÈLES DE COMPORTEMENT DE SOLS GONFLANTS.....	45
I.5.4 CALCUL DES TUNNELS DANS LES SOLS GONFLANTS.....	49
<b>I.6 CONCLUSION.....</b>	<b>59</b>

## Chapitre II : Conception d'un oedomètre flexible

<b>II.1 INTRODUCTION.....</b>	<b>62</b>
<b>II.2 DISPOSITIF EXPÉRIMENTAL.....</b>	<b>62</b>
II.2.1 BÂTIS OEDOMÉTRIQUES.....	63
II.2.3 CELLULE FLEXIBLE.....	65
II.2.4 SYSTÈME DE MESURE.....	69
<b>II.3 MODE OPÉRATOIRE ET PROTOCOLES D’ESSAIS.....</b>	<b>70</b>
<b>II.4 RÉPÉTABILITÉ DES ESSAIS.....</b>	<b>71</b>
<b>II.5 CONCLUSION.....</b>	<b>73</b>

## **Chapitre III : Etude sur un matériau compacté : l'argile de Bavent**

<b>III.1 INTRODUCTION .....</b>	<b>76</b>
<b>III.2 MATÉRIAU ÉTUDIÉ.....</b>	<b>76</b>
III.2.1 MODE DE COMPACTAGE DU MATÉRIAU ET PRÉPARATION DES ÉCHANTILLONS .....	76
III.2.2 CARACTÉRISTIQUES GÉOTECHNIQUES .....	77
<b>III.3 PROGRAMME EXPÉRIMENTAL .....</b>	<b>78</b>
III.3.1 PRÉSENTATION .....	78
III.3.2 ESSAI DE GONFLEMENT EN PARALLÈLE.....	79
III.3.3 ESSAI DE GONFLEMENT DE TYPE HUDER ET AMBERG.....	79
III.3.4 ESSAI DE GONFLEMENT À DÉFORMATION AXIALE BLOQUÉE .....	80
<b>III.4 RÉSULTATS OBTENUS.....</b>	<b>80</b>
III.4.1 ESSAI DE GONFLEMENT EN PARALLÈLE.....	80
III.4.2 ESSAI DE TYPE HUDER & AMBERG.....	87
III.4.3 ESSAIS DE GONFLEMENT À DÉFORMATION AXIALE BLOQUÉE.....	96
<b>III.5 CONCLUSION .....</b>	<b>99</b>

## **Chapitre IV : Etude sur des matériaux intacts**

<b>IV.1 INTRODUCTION.....</b>	<b>102</b>
<b>IV.2 ESSAI DE GONFLEMENT SUR LA MARNE DU BASSIN DE MARSEILLE .....</b>	<b>102</b>
IV.2.1 CARACTÉRISTIQUES GÉOTECHNIQUES .....	102
IV.2.2 PROGRAMME EXPÉRIMENTAL .....	104
IV.2.3 PRÉSENTATION DES RÉSULTATS .....	105
<b>IV.3 ESSAI DE GONFLEMENT SUR LA MARNE DE TARTAIGUILLE .....</b>	<b>119</b>
IV.3.1 CARACTÉRISTIQUES DU MATÉRIAU .....	119
IV.3.2 ESSAIS RÉALISÉS .....	119
IV.3.3 PRÉSENTATION DES RÉSULTATS .....	119
<b>IV.4 CONCLUSION.....</b>	<b>121</b>
 <b>CONCLUSION GENERALE.....</b>	 <b>122</b>
 <b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....</b>	 <b>124</b>

## RESUME

Le travail de thèse porte sur une étude expérimentale du comportement des matériaux gonflants. Il s'intéresse plus particulièrement au comportement tridimensionnel et à l'anisotropie du gonflement. Le travail a été réalisé à l'aide d'un oedomètre flexible qui permet l'étude du gonflement suivant des chemins de chargement variés.

Le travail de thèse comporte quatre parties :

La première concerne l'étude bibliographique du comportement des sols gonflants et son influence sur les ouvrages souterrains. Les différents mécanismes de gonflement, la caractérisation de ces sols par des essais de laboratoire ainsi que les principaux résultats sur l'aspect tridimensionnel du gonflement sont abordés. Cette partie s'achève par une analyse des principaux désordres rencontrés dans les tunnels et par une revue des différents modèles développés pour le dimensionnement de tunnels.

La deuxième partie est consacrée à la présentation du dispositif expérimental réalisé. Après une description de l'appareillage, de son dimensionnement et de son étalonnage, on présente le mode opératoire suivi pour la réalisation des essais de gonflement. Une étude de répétabilité de différents types d'essais réalisés est présentée.

La troisième partie présente les résultats d'une étude expérimentale réalisée sur une argile compactée dans le but de valider notre dispositif expérimental et d'étudier le comportement tridimensionnel des matériaux gonflants sur des chemins proches de ceux du sol en place. Les résultats mettent en évidence l'interaction des chemins de chargement dans une direction sur le gonflement dans les autres directions.

Enfin, la dernière partie décrit les résultats des essais de gonflement réalisés sur deux matériaux « intacts » intervenant dans des projets de construction de tunnels. Les résultats obtenus confirment les tendances observées sur le matériau compacté et montrent l'influence de la stratification du sol sur l'anisotropie du gonflement.

Mots clés : Sol gonflant, oedomètre flexible, gonflement tridimensionnel, marne, argile compactée, pression latérale.

## **ABSTRACT**

This work includes an experimental study of the swelling behavior of soil. It is concerned more particularly with three-dimensional behavior and the anisotropy of swelling. The study is performed using a flexible odometer, which allows to investigate the swelling of soil under different loading paths.

The thesis is composed of four chapters :

The first one concerns a bibliographical study of the behavior of swelling grounds and its influence on underground works. The various mechanisms of swelling, the characterization of these grounds as well as the main results on three-dimensional aspect of swelling are outlined. This part ends with an analysis of the main disorders met in tunnels and with a review of the various models developed for the calculation of tunnels.

The second chapter is devoted to the flexible odometer used in this study. After a description of this device, its design and its calibration, the swelling test procedure is presented. A repeatability study of various types of tests carried out in this work is also presented.

The third chapter presents the results of an experimental study carried out on compacted clay. This study is aimed at validating our experimental device and studying the three-dimensional behavior of soil under loading path close to those in situ. The results demonstrate the interaction between the loading path in a direction and the swelling in the other directions.

Finally, the last chapter describes the results obtained from swelling tests carried out with “intact” materials involve in tunnel projects. These results confirm the tendencies observed with the compacted material and show the influence of the soil stratification on the swelling anisotropy.

Keys words : Expansive soil, flexible odometer, three-dimensional swelling, marl, compacted clay, lateral pressure.

## NOTATIONS

$w$	teneur en eau
$w_{\text{initiale}}$	teneur en eau initiale
$w_{\text{finale}}$	teneur en eau finale
$w_l$	limite de liquidité
$w_p$	limite de plasticité
$w_s$	limite de retrait
$I_p$	indice de plasticité
$I_s$	indice de retrait
$\gamma$	poids volumique du sol
$\gamma_d$	poids volumique du sol sec
$e$	indice des vides
$S_r$	degré de saturation
$E$	module d'Young du terrain
$\nu$	coefficient de Poisson du terrain
$c$	cohésion du terrain
$\phi$	angle de frottement interne du terrain
$K_0$	coefficient des terres au repos
$\sigma_g$	pression de gonflement
$\sigma_c$	contrainte en dessous de laquelle il n'y a plus de gonflement
$\varepsilon_g$	déformation de gonflement axiale
$k_g$	déformation de gonflement axiale lorsque la contrainte axiale varie de $\sigma_g$ à 1kPa
$K_i$	indice de gonflement
$K_f$	facteur de gonflement
$t_{0,5}$	temps de demi-gonflement (loi hyperbolique de Vayssade)
$\varepsilon_g^f$	déformation de gonflement au bout d'un temps infini (loi hyperbolique de Vaysade)
$I_{1\sigma}$	premier invariant du tenseur des contraintes
$I_{1\varepsilon}^g$	premier invariant du tenseur des déformations de gonflement
$\sigma_X$	contrainte axiale au point X
$I_{1X}$	premier invariant du tenseur des contraintes au point X

$\underline{\underline{\sigma}}^e$	tenseur des contraintes initiales
$\underline{\underline{\sigma}}$	tenseur des contraintes après déchargement
$\sigma_{gj}$	contrainte normale de $\underline{\underline{\sigma}}^e$ dans les directions principales de $\underline{\underline{\sigma}}$
$\sigma_j$	contrainte normale principale de $\underline{\underline{\sigma}}$
$\varepsilon_g^j$	déformation de gonflement dans la direction j
$\dot{\varepsilon}_g^j$	dérivée temporelle de $\varepsilon_g^j$
$\sigma_n$	composante dans la direction $\vec{n}$ du vecteur contrainte $\sigma_{ij}n_j$
$\varepsilon_{ij}$	somme de la déformation de gonflement et de la déformation élastique
$\eta_g$	paramètre temporel de gonflement
$\vec{n}$	vecteur normal à la stratification
$P_i$	pression de contact moyenne à l'interface sol/revêtement d'un tunnel circulaire
$\beta$	coefficient d'ellipticité de chargement pour une répartition elliptique des contraintes autour d'un tunnel circulaire
$Q_i$	Contrainte appliquée sur le contour de la couche de sol gonflant permettant de simuler son gonflement
$K_{an}$	rigidité de la cellule flexible
$E_{an}$	module d'Young du matériau constituant la cellule flexible
$\varepsilon_r$	déformation circonférentielle de la cellule flexible
$R$	rayon interne de la cellule flexible
$E_c$	module d'Young du caoutchouc
$\nu_c$	coefficient de Poisson du caoutchouc
$\varepsilon_a$	déformation axiale
$\Delta\varepsilon_a$	variation de la déformation axiale
$\sigma_a$	contrainte axiale
$\Delta\sigma_a$	variation de la contrainte axiale
$\Delta\sigma_{a\max}$	variation de contrainte axiale maximale
$p$	pression latérale
$\Delta p$	variation de la pression latérale
$\Delta p_{\max}$	variation de la pression latérale maximale
$\Delta p_i$	variation de pression latérale instantanée
$\Delta p_g$	variation de pression latérale après une diminution instantanée



$p_{\text{moy}}$  pression moyenne ( $p_{\text{moy}} = \frac{(\sigma_a + 2 \times p)}{3}$ )

$q$  déviateur ( $q = \sigma_a - p$ )

## **INTRODUCTION GENERALE**

Le gonflement de certains sols ou certaines roches sédimentaires constitue un phénomène très important en génie civil, car il peut être à l'origine de nombreux désordres tant pour les structures de surfaces (bâtiments, ouvrages de soutènement, remblais) que pour les ouvrages enterrés (tunnels, forages pétroliers, pieux, réseaux). En 1978, la National Science Foundation a classé le gonflement des sols, aux Etats-Unis, parmi les catastrophes naturelles les plus coûteuses. Les formations susceptibles de gonfler sont largement représentées sur la surface du globe. A titre d'exemple, en Europe centrale, les roches sulfatées, les marnes et les schistes argileux couvrent de larges étendues où de nombreux désordres sur les tunnels ont été observés. Nous pouvons également citer les célèbres « black cotton soils » résultant de l'altération de certaines roches volcaniques en climat tropical humide et qui occupent dans les pays en voie de développement de larges vallées urbanisées ou en voie de l'être.

Les tunnels construits dans des sols gonflants sont exposés à des risques importants de désordre. Le soulèvement puis la dislocation du radier sont des dommages fréquemment observés. Le développement de ce phénomène est lié au temps. Ainsi, pour le tunnel du Upper-Hauenstein, on mesurait, 120 ans après sa construction, une vitesse de soulèvement du radier 10 mm/an (Robert, 1991). Des mesures de pression ont permis de mettre en évidence les fortes pressions de contact à l'interface revêtement/sol. Steiner (1993) a recensé des pressions de contact variant de 0,15 à 0,7 MPa pour des schistes et des pressions plus importantes (2 à 2,5 MPa) pour les tunnels construits dans des matériaux contenant de l'anhydrite. Le calcul de tunnel construits dans des sols gonflants requiert l'élaboration des modèles de gonflement tridimensionnels qui permettent de déterminer les contraintes et les déformations induites par le gonflement dans les trois directions. Certains auteurs ont proposé des modèles tridimensionnels

(Wittke, 1979 ; Froehlich, 1989 ; Kiehl, 1990 ; Bultel, 2001) dont la vérification requiert des essais de gonflement spécifiques avec des mesures dans les directions axiale et latérale.

La modélisation du phénomène de gonflement constitue une tâche très ardue. En effet, ce phénomène se produit à différentes échelles et fait intervenir des aspects physico-chimiques et mécaniques. Les aspects physico-chimiques concernent la constitution minéralogique du sol et la nature de l'eau de saturation. Les aspects mécaniques portent sur divers facteurs, notamment la structure du sol, la densité sèche, la teneur en eau, le confinement et l'histoire de chargement.

De nombreux travaux ont montré l'influence des conditions de chargement sur le développement de la pression de gonflement. Lors des essais de gonflement à l'oedomètre, l'autorisation d'une faible déformation axiale réduit fortement la pression de gonflement. Ce résultat met en évidence l'importance de la prise en compte de l'interaction entre le massif et le soutènement pour la détermination des efforts s'exerçant sur le tunnel. En effet, pour les tunnels construits dans des sols surconsolidés où la rigidité relative sol/tunnel permet, lors du gonflement, une déformation du massif, les pressions développées sont relativement moins importantes que dans le cas d'un sol moins raide où la rigidité relative sol/tunnel peut empêcher toute déformation du massif.

Afin de pallier le manque d'essais et de mieux comprendre le comportement tridimensionnel des sols gonflants, nous avons au cours de ce travail mis au point un dispositif expérimental qui permet de mieux reproduire les conditions de gonflement in situ. En effet, ce dispositif présente une flexibilité latérale qui autorise la déformation latérale au cours du gonflement et permet la mesure de la pression latérale. Ce dispositif a été utilisé pour étudier le gonflement d'une argile compactée et de marnes intactes.

Le travail de thèse est présenté en quatre chapitres :

Le premier chapitre concerne l'étude bibliographique du comportement des sols gonflants et leurs interactions avec les ouvrages souterrains. Nous aborderons les différents mécanismes du gonflement, la caractérisation de ces sols par des essais de laboratoire ainsi que les principaux résultats sur l'aspect tridimensionnel du gonflement. Cette partie s'achève par une analyse des principaux désordres rencontrés dans les tunnels et par une revue des différents modèles développés pour le dimensionnement des tunnels.

Le deuxième chapitre est consacré à la présentation du dispositif expérimental réalisé. Après une description de l'appareillage, de son dimensionnement et de son étalonnage, on

présentera le mode opératoire suivi pour la réalisation des essais de gonflement. Cette partie comporte également une étude de répétabilité des différents types d'essais réalisés.

Le troisième chapitre présente les résultats d'une étude expérimentale réalisée sur une argile compactée dans le but de valider notre dispositif expérimental et d'étudier le comportement tridimensionnel des matériaux gonflants pour des chemins proches de ceux du sol en place.

Enfin, le dernier chapitre décrit les résultats des essais de gonflement réalisés sur deux matériaux « intacts » intervenant dans des projets de construction de tunnel. Les matériaux concernés sont des marnes du bassin de Marseille et des marnes de Tartaiguille.

# CHAPITRE I

## ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE

### I.1 Introduction

Le phénomène de gonflement des sols est lié principalement aux variations importantes de teneur en eau qui s'opèrent lors d'un apport d'eau extérieur et/ou d'une modification de l'état de contrainte. Nous préciserons dans un premier temps les différents types de sols susceptibles de gonfler et les mécanismes du gonflement qui prennent place à l'échelle microscopique et dont les effets (déformation et pression de gonflement) se répercutent à l'échelle macroscopique.

Nous aborderons ensuite la caractérisation macroscopique des matériaux gonflants en laboratoire et la définition des paramètres de gonflement pour le dimensionnement d'ouvrages. On décrira les paramètres caractérisant le gonflement par décompression et/ou par apport d'eau.

Pendant longtemps l'approche de la caractérisation du gonflement fut unidimensionnelle bien que ce phénomène se manifeste de manière tridimensionnelle. Nous présenterons quelques résultats significatifs obtenus par différents auteurs sur le gonflement tridimensionnel.

Enfin, la dernière partie de l'étude bibliographique sera consacrée plus particulièrement aux ouvrages souterrains tels que les tunnels qui, à cause de leurs coûts importants, nécessitent des études de dimensionnement poussées. Après avoir présenté les pathologies observées dans les tunnels construits en terrain gonflant, on abordera le développement des modèles de gonflement et les méthodes de calcul pour le dimensionnement de tunnels en terrain gonflant.

## **I.2 Origines du gonflement – Phénomènes en présence**

Certains matériaux sont susceptibles de gonfler au contact de l'eau. On trouve parmi ceux-ci les sols argileux naturels, les sols argileux compactés, les marnes, les roches argileuses et les roches composées d'anhydrite (Serratrice, 1996). C'est la variation de la teneur en eau qui est le facteur déclenchant du gonflement. L'acquisition de cette eau se fait suivant différents modes et à des échelles différentes suivant la nature des argiles.

Chaque type d'argile est caractérisé par une structure et une texture propres. Les différentes structures caractérisent l'organisation microscopique et moléculaire des feuillets argileux ainsi que leur assemblage en micro-agrégat, parfois appelé plaquette. A l'échelle microscopique et moléculaire, les structures sont spécifiques à chaque famille minéralogique d'argile (Mouroux et al., 1987).

A une échelle macroscopique et granulométrique, on met en évidence différentes textures de matériaux argileux qui caractérisent l'assemblage de ces plaquettes en macro-agrégats de taille millimétrique ou centimétrique. Ces textures sont principalement gouvernées par l'état de consolidation des argiles et l'histoire de leur dépôt ou de leur formation. Structure et texture sont très fortement liées et déterminent les caractéristiques de gonflement des argiles (Mouroux et al., 1987).

Devant la complexité des phénomènes à l'échelle microscopique, on utilise généralement des méthodes de caractérisation du phénomène de gonflement aux échelles macroscopiques. Cependant, une étude minéralogique et de texture permet d'obtenir des informations qualitatives sur l'ampleur du gonflement et de mettre en évidence les mécanismes mis en jeu.

### **I.2.1 Structures moléculaires des argiles – gonflement interfoliaire**

Les matériaux argileux sont constitués de petites particules qui forment le squelette solide du sol, dont la partie poreuse est en partie ou en totalité occupée par l'eau. Ces particules, aussi appelées plaquettes, sont elles-mêmes structurées en association de feuillets élémentaires. Chaque feuillet élémentaire, composé d'un empilement de couches silicieuses et alumineuses (figures I.1 et I.2), est séparé du suivant par un espace interfoliaire occupé ou non par de l'eau et/ou des cations. Des arrangements et de la composition chimiques de ces couches dépendent la nature du matériau argileux et sa capacité à gonfler. Les minéraux argileux sont donc des combinaisons de couches élémentaires entre elles et avec d'autres ions annexes tels que le

potassium, le sodium et le chlore. Ils peuvent être classés en quatre groupes principaux : la kaolinite, la montmorillonite, l'illite et la chlorite (Mouroux et al., 1987).

La montmorillonite est le type d'argile qui présente le plus fort potentiel de gonflement. Son feuillet élémentaire est constitué de deux couches silicieuses et une couche alumineuse qui confèrent à la particule une énergie de liaison très faible entre ses feuillets (figure I.3). La substitution des ions  $Al^{3+}$  par les ions  $Mg^{2+}$  dans les couches d'alumine impose aux feuillets un déficit de charge qui est compensé par des ions  $Ca^{2+}$  ou  $Na^+$ . Les molécules d'eau ou cations peuvent se fixer dans l'espace interfoliaire, ce qui entraîne une augmentation de la distance entre les feuillets et donc un gonflement à l'échelle macroscopique, appelé gonflement intraparticulaire ou interfoliaire. Ce mécanisme de gonflement est spécifique aux argiles de la famille des smectites, en particulier les montmorillonites et à certaines chlorites. Ce phénomène est celui qui présente la plus grande ampleur lors du gonflement.



En vertu du droit d'auteur, ces inclusions ne peuvent figurer dans la thèse en ligne.

**Figure I.1** Tétrahédre de silice (a) et arrangement selon un plan des tétraèdres (b), d'après Grim (1962).

**Figure. I.2** Octaèdre d'alumine (a), et arrangement suivant un plan des octaèdres (b), d'après Grim (1962)



En vertu du droit d'auteur, cette inclusion ne peut figurer dans la thèse en ligne.

**Figure I.3** Feuillet élémentaire de la montmorillonite, d'après Grim (1962).

### **I.2.2 Texture des sols argileux – gonflement interparticulaire**

Les couches silicieuses et alumineuses comportent des défauts dans leur structure. En effet, certains cations échangeables sont remplacés par d'autres de moindre valence. Cette substitution confère à la particule d'argile un déficit de charge positive qui permet aux cations hydratés et aux molécules d'eau polaires de venir se fixer au voisinage de sa surface ou dans l'espace interfoliaire. Il se forme ainsi autour de la particule d'argile une double couche, l'une fortement liée à la particule et d'une faible épaisseur, de l'ordre de 20 Å, l'autre plus importante, pouvant atteindre 400 Å et plus faiblement liée. Cette double couche joue le rôle de membrane semi-perméable et est à l'origine de phénomènes d'osmose. Si la concentration de l'eau proche des particules d'argile est plus importante que celle de l'eau située dans les pores plus larges, la pression osmotique générée par la différence de concentration provoque la migration des molécules d'eau vers les particules. La fixation des molécules d'eau implique l'augmentation de la distance entre particules, ce qui provoque à l'échelle macroscopique un gonflement appelé gonflement interparticulaire. Ce type de gonflement concerne toutes les argiles mais son ampleur est moins importante que pour le gonflement interfoliaire.

La texture des sols argileux peut varier fortement en fonction du type de minéraux argileux, du mode de sédimentation ou encore de l'état de consolidation, qui influence le gonflement interparticulaire. Un sol argileux profond ou surconsolidé qui présente une organisation serrée et orientée des particules d'argiles ne présente pas le même gonflement qu'un sol argileux dont la sédimentation a été rapide et récente et pour lequel la distance entre plaquettes et la teneur en eau est maximale. De plus, il est rare de rencontrer des sols argileux composés uniquement d'argile et, au sein même de la fraction argileuse, plusieurs types d'argiles peuvent coexister. La texture argileuse se superpose donc aux organisations des autres éléments des sols. Les considérations ayant trait à la structure et à la texture des argiles atteignent donc vite leur limite tant la nature réelle des sols argileux est complexe (Mouroux et al., 1987).

### **I.2.3 Capillarité**

Le phénomène de capillarité découle d'une propriété des fluides appelée tension superficielle qui se développe à l'interface de matériaux différents. A l'intérieur d'un volume de sol, ce phénomène se produit lorsque l'eau, les grains et l'air entrent en contact (Holtz et Kovacs, 1991).

Dans les matériaux poreux, la présence des ménisques crée des forces capillaires (figure I.4) qui sont d'autant plus grandes que le matériau est dessaturé. A l'équilibre, la différence de



pression entre l'eau et l'air dépend des caractéristiques géométriques des pores, de la tension interfaciale du couple air eau et de la mouillabilité du solide.

On caractérise ces forces capillaires à travers la succion matricielle qui prend en compte les forces attractives de capillarité et d'adsorption résultant de l'interaction de l'eau interstitielle et de la phase solide du milieu poreux (Daupley, 1997). Toute variation de succion dans un milieu déformable entraîne des déformations et donc des variations de volume.

Les variations de volume qui apparaissent au niveau d'un élément de sol peuvent provenir outre de la modification de l'état de contrainte, des interactions eau-solide à l'échelle des particules (gonflement interfoliaire et interparticulaire) et des phénomènes de capillarité. Pour les sols argileux non saturés, ces deux phénomènes se superposent.



En vertu du droit d'auteur, cette inclusion ne peut figurer dans la thèse en ligne.

**Figure I.4** Deux grains de sol retenus ensemble par une pellicule capillaire, d'après Holtz et Kovacs (1991).

#### **I.2.4 Cas particuliers des sols argileux surconsolidés**

Mariotti (1976) a décrit le phénomène de gonflement des sols argileux surconsolidés comme une forme des phénomènes dits de consolidation.

Comme nous l'avons vu précédemment, les particules d'argile sont entourées de couches d'eau successives plus ou moins liées. Si l'on considère une argile vierge, les particules reposent les unes sur les autres par l'intermédiaire des couches d'eau faiblement liées (figure I.5). Cette même argile soumise à des pressions présentera un arrangement de particules plus ou moins parallèles avec des contacts au niveau de couches plus proches de la particule. Au fur et à mesure de l'augmentation des contraintes, les contacts entre particules se font sur des couches d'eau de plus en plus liées à la particule. Les figures I.6 et I.7 montrent le passage des contacts d'une couche supérieure à une couche inférieure lors de l'application d'une surpression. L'eau des contacts est alors libérée pour rejoindre l'eau libre initiale créant des surpressions passagères par la faible perméabilité du milieu. On assiste donc à un rapprochement suivi d'un réarrangement

des particules dû aux nouvelles conditions de contact et au nouvel équilibre entre les forces de liaison et les pressions des forces extérieures.

Dans le cas des sols très fortement surconsolidés, le rapprochement des particules augmente les forces d'attraction des particules et entraîne des soudures solide-solide, accompagnées ou non de soudures chimiques, état qui correspond au cas de certains argilites ou schistes très tendres dont le caractère déjà semi-rocheux est apparent.

La consolidation rapproche les particules, augmentant ainsi les forces de liaisons solide-solide qui empêchent le retour des molécules d'eau. Cependant, le retour des molécules d'eau au niveau des contacts ne se fait pas de la même façon partout dans le sol. Il se forme des groupements de particules avec des liaisons très fortes séparés par des bandes où l'équilibre devient de plus en plus précaire au fur et à mesure que progresse le déchargement (figure I.8 ). Ce floconnement peut être accentué par la répétition de cycles de contraintes déviatoriques ou de cycles imbibition dessiccation. Cet assemblage de très petits flocons est particulier au sol argileux surconsolidé (figure I.9).

D'après Marriotti (1976), les sols surconsolidés par dessiccation sont particulièrement exposés à l'expansion en raison de la ramification poussée de la structure floconneuse. Ces sols présentent une double structure avec un réseau très ramifié de surfaces de séparation le long desquelles les cheminements sont très rapides et favorisent les phénomènes d'expansion aussi bien que les phénomènes de retrait.

Dépôt à l'état vierge

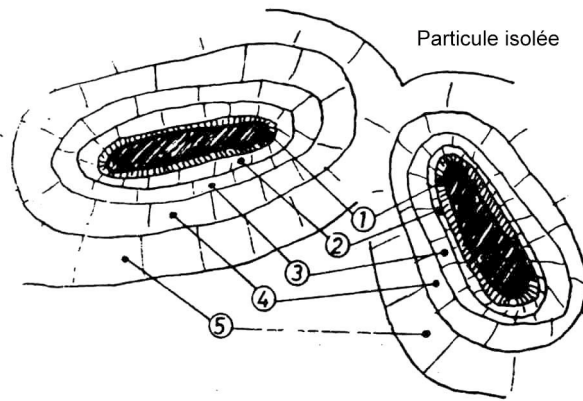


Figure. I.5

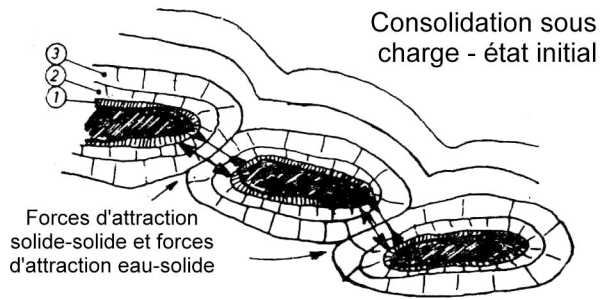


Figure I.6

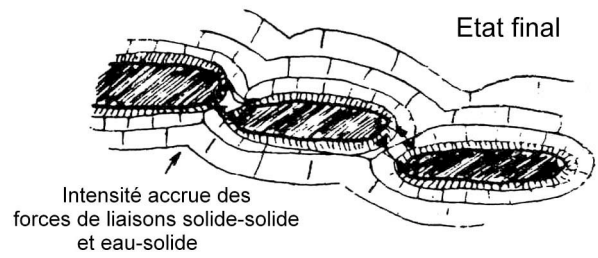


Figure I.7

Argiles surconsolidées à structures "en flocons"

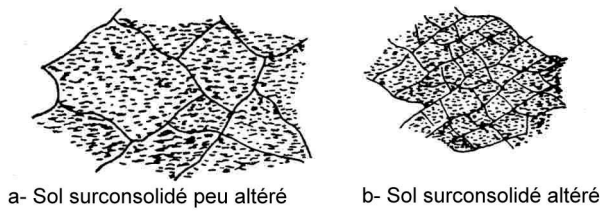


Figure I.8

Argiles préconsolidées - déchargement

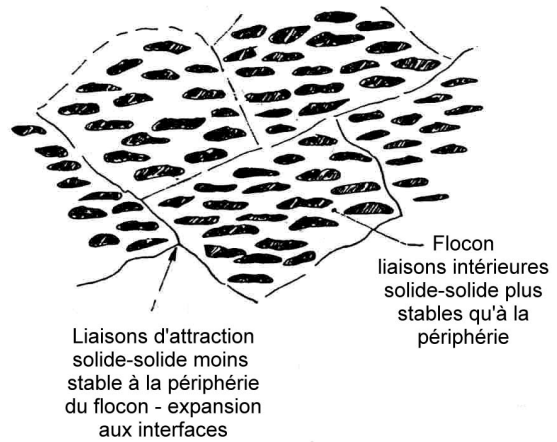


Figure.I.9

### I.3 Caractérisation des matériaux gonflants

L'analyse de la structure des argiles gonflantes et des mécanismes mis en jeu permet d'expliquer le phénomène. Cependant, la quantification du gonflement passe nécessairement par la réalisation d'essais de laboratoire. Nous présentons dans cette section les paramètres et les procédures d'essais permettant de caractériser le gonflement.

#### I.3.1 Les paramètres caractéristiques

La caractérisation des matériaux gonflants est rendue très complexe par la superposition des phénomènes physico-chimiques et mécaniques. Bien que le phénomène du gonflement prenne place aux échelles microscopiques et au niveau des particules, c'est une approche macroscopique qui est utilisée dans la pratique pour la caractérisation des matériaux gonflants.

La diversité des ouvrages rencontrés en génie civil a donné lieu à plusieurs notions pour caractériser le comportement des sols gonflants : la pression de gonflement, le facteur de gonflement, l'indice de gonflement et le gonflement libre. La connaissance de la pression de gonflement est indispensable pour calculer les poussées que peuvent exercer les sols gonflants au voisinage de revêtements ou de soutènements (routes, canaux, tunnels...). Par ailleurs, la loi de variation du gonflement en fonction de l'état de contrainte est mieux adaptée pour dimensionner des structures légères (bâtiments de faible hauteur, chaussées...) (Didier et al, 1987).

Il semble y avoir un consensus sur la définition de la **pression de gonflement**, qui représente la contrainte à appliquer au sol pour qu'il garde un volume constant au cours de l'imbibition. Cependant, il existe de nombreuses méthodes pour déterminer cette pression qui donnent des résultats différents (Sridharan et al., 1986 ; Erol et al., 1987).

Le **facteur de gonflement** exprime la déformation de gonflement induite par l'imbibition par rapport à un état de contrainte donné. On notera ce paramètre  $K_f$ .

L'**indice de gonflement** traduit l'importance de la déformation de gonflement induite par un déchargement par rapport à un état de contrainte donnée. La déformation de gonflement est obtenue en retranchant de la déformation due à la variation de contrainte, la déformation instantanée. On notera ce paramètre  $K_i$ .

On détermine également le **gonflement libre**, qui représente la déformation de gonflement maximale d'un élément de sol soumis à l'imbibition sous faible contrainte.

Cependant cette charge varie suivant les auteurs, ce qui complique les comparaisons. Le gonflement libre seul n'est pas suffisant pour caractériser les matériaux gonflants car on constate qu'il n'y a pas de relation entre la pression de gonflement et le gonflement libre. Ainsi, certains matériaux possèdent une pression de gonflement très élevée, mais présentent un gonflement libre très faible ; pour d'autres c'est l'inverse.

Finalement, la caractérisation des sols gonflants se fait principalement par la détermination de deux paramètres, la pression de gonflement et le facteur de gonflement ou la pression de gonflement et l'indice de gonflement. Le couple « pression de gonflement,-facteur de gonflement » est destiné à déterminer la déformation et la pression appliquées sur un ouvrage lorsqu'un terrain est susceptible de gonfler par apport d'eau. Par contre, dans le cas d'une excavation pour laquelle le gonflement résulte des effets combinés d'un apport d'eau et d'un déchargement mécanique, le phénomène est mieux caractérisé par le couple « pression de gonflement-indice de gonflement ». Cependant, les paramètres de gonflement ne peuvent être considérés comme intrinsèques au matériau, ils dépendent de son état (teneur en eau, structure, nature de l'eau...) et des conditions d'essais. En fonction de l'ouvrage étudié et des conditions du site, on fixe les paramètres de gonflement et les procédures d'essais à effectuer.

### **I.3.2 Les différents types d'essais**

La détermination des paramètres caractéristiques de gonflement se fait généralement en laboratoire bien que certains auteurs (Mariotti 1976, Ofer et Blight 1985, Magnan 1993) aient réalisé des essais in situ. Peu de résultats in situ sont disponibles, car ces essais sont coûteux et souvent très longs. On préfère réaliser des essais sur des échantillons de sols intacts ou remaniés à l'aide des appareils classiques de laboratoire : l'oedomètre et la cellule triaxiale. La complexité du phénomène et la diversité des situations rencontrées ont entraîné l'apparition de nombreuses méthodes pour caractériser le gonflement, que l'on peut classer en quatre catégories (Serratrice et Soyez, 1996) : les essais de gonflement libre, les essais sous plusieurs paliers de charge imposés, les essais de gonflement en parallèle et les essais à volume constant. En effet, il semble difficile de caractériser le gonflement des sols par une procédure unique. Chaque méthode d'essai tente de simuler le plus fidèlement possible les conditions in situ. Bien que ces essais soient dans la plupart des cas réalisés à l'oedomètre, ils peuvent être transposés dans leur principe à la cellule triaxiale, qui permet de reproduire certains chemins de contraintes.

Essai de gonflement libre ou méthode de prégonflement

Jennings et Knight (1957) furent les premiers à utiliser cette méthode pour déterminer les paramètres caractéristiques de gonflement. La courbe 1 de la figure I.10 illustre le chemin suivi par l'échantillon. On laisse gonfler l'éprouvette sous une faible contrainte jusqu'à la stabilisation de la déformation qui correspond au gonflement libre. Puis, on ramène l'échantillon à sa taille initiale par paliers de chargement avec stabilisation des déformations sous chaque palier. La pression de gonflement correspond à la pression à appliquer pour que l'échantillon retrouve sa taille initiale.

L'inconvénient de cette méthode est qu'elle n'est pas représentative du chemin de contrainte suivi par le sol lorsqu'il subit un gonflement sous confinement. De plus, cette procédure peut entraîner une modification de la structure pendant le gonflement avant le retour à une déformation nulle. Cependant, elle nécessite l'utilisation d'une seule éprouvette et permet d'obtenir, outre la pression de gonflement et le gonflement libre, la courbe de consolidation du sol saturé.

Essai de gonflement sous plusieurs paliers successifs de charges imposés

Huder et Amberg (1970) ont proposé une procédure où l'échantillon, placé dans un oedomètre, subit un cycle et demi de charge et décharge pour éliminer l'effet du carottage et de la mise en place dans l'oedomètre (chemin 1,2,3 sur la figure I.11). Il est ensuite mis en présence d'eau sous une contrainte  $\sigma_a$ . Après stabilisation du gonflement, l'échantillon est déchargé par palier avec stabilisation entre chaque palier. La courbe 5 est ainsi obtenue. En admettant que l'on puisse comparer les courbes 3 et 5, c'est à dire qu'il n'y ait pas de modification de la structure du matériau pendant l'essai, la différence entre ces deux courbes représente l'indice de gonflement. La pression de gonflement peut être déduite de cet essai par le prolongement et l'intersection des courbes 3 et 5. La détermination de l'indice de gonflement peut être faussée par la dépendance entre les paliers de déchargement. En effet, la cinétique du gonflement est très lente et donc le gonflement n'a pas le temps de se développer totalement sous chaque palier, ce qui reporte la partie du gonflement qui aurait dû se développer sous un certain palier au palier suivant. Si le gonflement en A est trop important, c'est à dire que la contrainte d'imbibition est trop éloignée de la pression de gonflement, on peut aboutir à une extrapolation erronée de cette dernière.

Essai de gonflement en parallèle ou sous des pressions différentes

Cette méthode consiste à préparer plusieurs échantillons, qui sont soumis à des essais de gonflement libre sous différents chargements. On trace ensuite l'évolution de la déformation

(gonflement ou compression), à partir de l'imbibition, en fonction de la contrainte axiale (essai oedométrique) ou moyenne (essai triaxial) (courbe 2, figure I.10). La pression de gonflement est celle qui correspond à une déformation nulle. Le facteur de gonflement est directement déterminé par le coefficient directeur de la droite.

Cette méthode présente l'inconvénient d'utiliser plusieurs éprouvettes, ce qui entraîne un risque d'hétérogénéité des échantillons. C'est pourquoi, elle est plutôt utilisée pour des matériaux remaniés. Cependant, le facteur de gonflement n'est pas affecté par la dépendance entre chaque palier de gonflement comme c'est le cas pour l'essai de gonflement sous plusieurs paliers de charge imposés. Cet essai est plus à même de simuler les conditions de gonflement rencontrées in situ (Sridharan et al., 1986, Edil et Alazany 1992). En effet, le gonflement vertical in situ se fait généralement à charge verticale constante.

#### Essai de gonflement à volume constant ou méthode directe

L'essai de gonflement à volume constant consiste à empêcher toute variation de volume de l'échantillon sous imbibition. Le principal inconvénient de cette méthode est la difficulté de maintenir le volume constant. Un premier procédé consiste à charger l'échantillon par petits paliers au fur et à mesure que se développe le gonflement. Cependant, la réponse du sol aux sollicitations n'est pas instantanée et de petites oscillations assimilables à des cycles de chargement-déchargement apparaissent (chemin 3, figure I.10). Ces cycles peuvent entraîner des problèmes de répétabilité car ils ne sont jamais identiques (Fourie, 1991). Pour éviter ces inconvénients, une autre méthode consiste à utiliser des appareils de mesure de rigidité très importante afin d'empêcher au maximum l'apparition de déformations (Seed et al, 1962).

La pression de gonflement est donc égale à la pression finale qu'il faut appliquer pour qu'il n'y ait plus de déformation sous imbibition. On peut supposer avec ce type d'essai que la structure du sol ne varie pas ou varie très peu au cours du gonflement, ce qui n'est pas le cas dans l'essai de gonflement libre.



En vertu du droit d'auteur, cette inclusion  
ne peut figurer dans la thèse en ligne.

**Figure I.10** Différentes méthodes d'essais de gonflement d'après Sridharan et al. (1986).



En vertu du droit d'auteur, cette inclusion  
ne peut figurer dans la thèse en ligne.

**Figure I.11** Essai de gonflement selon la méthode de Huder et Amberg (1970)



### I.3.3 Comparaison des différentes méthodes d'essais

Plusieurs auteurs (Sridharan et al., 1986 ; Schreiner et Burland, 1991 ; Erol et al., 1987) ont étudié l'influence des différents modes d'essais sur les paramètres caractéristiques du gonflement et en particulier sur la pression de gonflement. Leurs résultats ont montré que les valeurs de la pression de gonflement dépendent fortement du mode d'essai choisi. Comme l'illustre la figure I.10, la pression de gonflement obtenue par la méthode du prégonflement est la plus importante ; celle obtenue par la méthode du gonflement en parallèle la plus faible et enfin la pression à volume constant se situe entre les deux. Khaddaj (1992) a également comparé les différents modes opératoires à l'oedomètre sur des échantillons intacts d'argiles des Flandres (figure I.12). Ces résultats ont confirmé que la méthode du prégonflement donne les pressions de gonflement les plus élevées, mais la pression de gonflement obtenue par la méthode à volume constant est plus faible que pour la méthode de gonflement en parallèle. On voit donc à travers ces différentes méthodologies d'essais que le chemin de contrainte suivi par l'échantillon au cours du gonflement influence fortement les valeurs de pression de gonflement

Bien qu'il soit difficile de comparer les valeurs des paramètres caractéristiques du gonflement dans la littérature, Robert et Fabre (1987) ont toutefois répertorié quelques valeurs de déformation de gonflement libre et de pression de gonflement à volume constant obtenues par différents auteurs sur différents sols (tableau I.1).



En vertu du droit d'auteur, cette inclusion ne peut figurer dans la thèse en ligne.

**Figure I.12** Influence du mode d'essai sur la pression de gonflement, (Khaddaj, 1992).

**Tableau I.1** Quelques valeurs de gonflement mesurées, d'après Robert et Fabre (1987).

En vertu du droit d'auteur, cette inclusion  
ne peut figurer dans la thèse en ligne.

#### **I.3.4 Caractérisation empirique du gonflement et influence des principaux paramètres physiques du sol**

Dans le but d'estimer le potentiel de gonflement d'un sol avec des essais rapides, de nombreux auteurs ont établi des corrélations entre le gonflement libre ou la pression de gonflement et les paramètres géotechniques du sol. Les paramètres qui semblent influencer le gonflement des argiles sont : les limites d'Atterberg, la limite de retrait, la teneur en eau, la densité sèche et le pourcentage des particules d'argile ( $< 2 \mu\text{m}$ ). Plusieurs corrélations ont été proposées. Elles permettent de savoir s'il y a lieu de prendre en compte le phénomène de gonflement dans le dimensionnement des structures sans toutefois quantifier le phénomène de façon très précise. L'énumération exhaustive de ces corrélations serait fastidieuse ; nous en citerons quelques-unes à titre d'exemples.

L'indice de plasticité est un paramètre qui caractérise les propriétés de rétention d'eau du sol. Il est à cet égard caractéristique des mécanismes physico-chimique d'interaction eau-minéral

argileux. C'est pourquoi un certain nombre de corrélations ont été recherchées entre les limites d'Atterberg et les paramètres caractéristiques du gonflement.

Seed et al. (1962) ont proposé une méthode d'estimation du gonflement libre d'échantillon compacté à partir de la teneur en argile du sol (teneur en particules de dimensions inférieures à 2  $\mu\text{m}$ ) et de l'activité du matériau, qui est le rapport de l'indice de plasticité à la teneur en argile (figure I.13). Le gonflement libre est défini comme le pourcentage de gonflement d'un échantillon compacté à l'optimum Proctor et chargé sous 7 kPa. La relation s'applique au sol contenant entre 8 et 65% d'argile et s'écrit :

$$\varepsilon_g = 21,6 \cdot 10^{-5} (I_p)^{2,44}$$

Le tableau I.2 donne la relation entre le gonflement libre et l'indice de plasticité ainsi que le potentiel de gonflement estimé.

La limite de retrait  $w_s$  et l'indice de retrait  $I_s$  apparaissent également comme des facteurs fondamentaux pour l'étude des variations de volume. Altemeyer (1955) puis Ranganatham et Satyanarayana (1965) ont proposé des classifications à partir de ces paramètres, qui sont présentées dans les tableaux I.3 et I.4.

Komornik et David (1969) puis Vijayvergiya et Ghazzaly (1973) ont proposé pour les sols remaniés une estimation du gonflement libre  $\varepsilon_g$  (en %) et de la pression de gonflement  $\sigma_g$  (en kPa) en fonction de la densité sèche  $\gamma_d$  (en  $\text{kg/m}^3$ ), de la limite de liquidité  $w_L$  (en %) et de la teneur en eau  $w$  (en %) :

$$\begin{cases} \lg \sigma_g = 0,0208w_1 + 0,000665\gamma_d - 0,0269w + 0,1321 & \text{(Komornik et David, 1969)} \\ \lg \varepsilon_g = 0,033w_1 - 0,083w + 0,458 & \\ \lg \sigma_g = 0,033w_1 + 0,083w - 1,967 & \text{(Vijayvergiya et Ghazzaly, 1973)} \end{cases}$$

et

$$\begin{cases} \lg \varepsilon_g = 0,033w_1 - 0,00321\gamma_d - 6,692 & \\ \lg \sigma_g = 0,033w_1 + 0,00321\gamma_d - 5,151 & \text{(Vijayvergiya et Ghazzaly, 1973)} \end{cases}$$

Williams et Donaldson (1980) ont déterminé une relation liant la déformation de gonflement aux paramètres caractéristiques du sol et à la contrainte de chargement  $\sigma_a$  :

$$\varepsilon_g = \left(5,3 - \frac{147e}{I_p} - \lg \sigma_a\right) (0,525 I_p + 4,1 - 0,85w)$$

où  $e$  désigne l'indice des vides du sol,  $I_p$  l'indice de plasticité en pour-cent,  $w$  la teneur en eau en pour-cent et  $\sigma$  la contrainte de chargement en kPa. On obtient la pression de gonflement pour une déformation de gonflement nulle, ce qui donne :

$$\lg \sigma_g = 5,3 - \frac{147e}{I_p}$$

D'après Williams et Donaldson (1980), la pression de gonflement est indépendante de la teneur en eau initiale du matériau. Chen (1988), en se basant sur les travaux de Kassif et Baker (1971) stipule également que la pression de gonflement ne dépend pas de la teneur en eau mais seulement de la densité sèche et de la teneur en argile.

Finalement, on constate que la diminution de la teneur en eau initiale du sol induit une augmentation de la variation de volume du sol lors de l'imbibition. Par contre, l'influence de la teneur en eau sur la pression de gonflement est controversée. Certains auteurs comme Williams et Donaldson (1980) ou Chen (1988) considèrent que la pression de gonflement est une donnée intrinsèque du matériau qui ne dépend que de la nature minéralogique des argiles et de la densité sèche du sol. D'autres, comme Komornik et David (1969) ou Vijayvergiya et Ghazzaly (1973) affirment que la pression de gonflement dépend également des conditions hydriques du matériau et, en particulier, de sa teneur en eau.

Une étude comparative menée par Johnson et Snethen (1978) sur 20 sols différents et utilisant plusieurs méthodes empiriques a montré que la fiabilité des méthodes variait beaucoup. Il semble que les méthodes basées sur les limites d'Atterberg donnent les meilleures concordances. De même, Derriche et Kebaili (1998) ont mené une étude d'applicabilité de ces méthodes sur des argiles du sud-est de l'Algérie. Ils ont constaté des écarts importants entre les mesures et les prévisions et concluent que les corrélations sont inadéquates pour prédire le gonflement des sols d'In-Aménas. Il est important de souligner que ces corrélations doivent être utilisées à titre indicatif, puisqu'elles ont été établies à partir d'échantillons remaniés. Elles ne tiennent pas compte de la texture, de la fissuration ou de l'état de contrainte in situ, qui ont une influence majeure sur le comportement in situ des sols.

**Tableau I.2** : Relation entre l'indice de plasticité et le potentiel de gonflement (Seed et al., 1962).



En vertu du droit d'auteur, cette inclusion ne peut figurer dans la thèse en ligne.



En vertu du droit d'auteur, cette inclusion ne peut figurer dans la thèse en ligne.

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

**Tableau I.3** : Relation entre le potentiel de gonflement et la limite de retrait (Altemeyer, 1955).



En vertu du droit d'auteur, cette inclusion ne peut figurer dans la thèse en ligne.

**Tableau I.4** : Relation entre le potentiel de gonflement et l'indice de retrait (Ranganatham et Satyanarayana, 1965)



En vertu du droit d'auteur, cette inclusion ne peut figurer dans la thèse en ligne.

## I.4 Aspects phénoménologiques du gonflement

Après avoir présenté les paramètres caractéristiques du gonflement et les différentes procédures permettant de les déterminer, nous nous attacherons à présenter les aspects phénoménologiques du gonflement et en particulier sa cinétique et son aspect tridimensionnel.

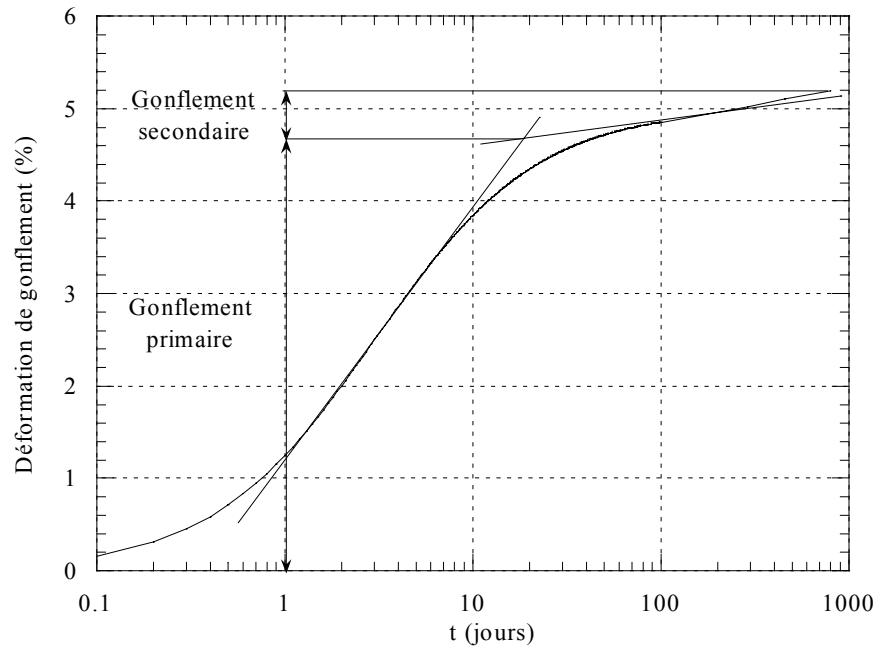
### I.4.1 Cinétique de gonflement

Les essais de gonflement en laboratoire ou le suivi des mouvements de sols en terrain gonflant montrent que le gonflement est un phénomène très lent. Après plusieurs années, les déformations observées dans certains tunnels ne sont toujours pas stabilisées (Tunnel de Chamoise, Bultel 2001). Le gonflement en laboratoire est plus rapide, car les conditions d'hydratation sont favorables. Le temps de stabilisation du gonflement d'échantillon est variable suivant la nature du matériau, son état de contrainte et ses dimensions, mais en général il est compris entre quelques jours et quelques mois. L'évolution du gonflement, que ce soit à contrainte constante, à volume constant ou suite à un déchargement, fait apparaître un gonflement primaire et un gonflement secondaire (figure I.14). De nombreux travaux ont mis en évidence ce phénomène (Parcher et Liu, 1965 ; Komornik et Zeitlen, 1965 ; Serratrice 1996).

D'un point de vue empirique, certains auteurs (Dakshanamurthy, 1978 ; Vayssade, 1978 ; Parcevaux, 1980 ; Didier et al., 1987) ont montré que l'évolution du gonflement en fonction du temps pouvait être représentée par une loi hyperbolique de type :

$$\varepsilon_g = \frac{\varepsilon_g^f}{1 + \frac{t_{0,5}}{t}}$$

où  $\varepsilon_g$  est la déformation de gonflement de l'échantillon au temps  $t$ ,  $\varepsilon_g^f$  le gonflement final au bout d'un temps infini et  $t_{0,5}$  le temps de demi-gonflement, temps pour lequel la moitié du gonflement est atteinte. Une loi semblable peut être obtenue pour décrire le développement de la pression de gonflement (Didier et al., 1987). Il semble également que cette loi soit valable pour les mesures in situ, en particulier dans la galerie de reconnaissance du tunnel de Chamoise où il a été possible de suivre les déformations du terrain liées au gonflement (Robert et Fabre, 1987).



**Figure I.14** : Evolution du gonflement en fonction du temps.

#### I.4.2 Aspect tridimensionnel du gonflement

L'oedomètre, par sa simplicité d'utilisation, fut le premier appareil à être utilisé pour déterminer les caractéristiques du gonflement des sols. Aujourd'hui encore, c'est l'appareil qui reste le plus utilisé et qui est recommandé par les organismes de normalisation ou les comités techniques (AFNOR, 1995 ; ASTM, 1985 ; ISRM, 1989 ; ISSMFE, 1991 ; BS, 1990) pour la réalisation des essais de gonflement. L'essai de gonflement oedométrique est un essai unidimensionnel qui permet d'obtenir les paramètres caractéristiques de gonflement dans une direction mais ne donne pas accès aux paramètres de gonflement dans les autres directions. Il est adapté à la prévision de dommages résultant d'un soulèvement vertical du sol comme ceux survenus dans les ouvrages de fondation ou les radiers. Bien que la plupart des dommages causés par le gonflement des sols soient dus à la composante verticale du gonflement, plusieurs auteurs font mention de cas où la composante horizontale de gonflement fut prépondérante dans les dommages occasionnés aux ouvrages. Les ouvrages concernés par le gonflement horizontal sont les murs de soutènement, les tunnels, les conduites souterraines et les pieux. Le problème de l'isotropie du gonflement se pose : peut-on considérer que le gonflement se développe dans toutes les directions de la même façon ? Pour répondre à cette question, d'autres appareillages ont été mis au point afin de pouvoir caractériser le gonflement dans la direction horizontale. Deux principaux types d'appareillages sont utilisés : l'oedomètre modifié et la cellule triaxiale. Il n'existe actuellement que peu de résultats sur le comportement tridimensionnel du gonflement des sols intacts et un peu plus pour les sols compactés.

#### I.4.2.1 L'oedomètre modifié

##### Essai à déformation latérale nulle

Komornik et Zeitlen (1965) ont modifié l'oedomètre usuel pour pouvoir mesurer la pression de gonflement latérale. Cet oedomètre est équipé d'une paroi mince dans sa partie centrale permettant l'utilisation de jauges de contraintes pour la mesure de la pression latérale. Il est possible avec cet appareil de mesurer les pressions de gonflement qui se développent latéralement dans des conditions proches de celles des terres au repos. Le principe de cet appareil est d'autoriser une déformation très faible de l'oedomètre afin de pouvoir déterminer la pression radiale. La nature du dispositif expérimental est adaptée à la détermination de la pression de gonflement par la méthode à volume constant. La figure I.15 illustre les résultats obtenus pour un échantillon d'argile compacté ( $\rho_d=1400\text{kg/m}^3$ ,  $w=20\%$ ) lors d'un essai de gonflement réalisé avec cet appareil. Le principal inconvénient de cette méthode réside dans la souplesse de la cellule oedométrique, qui est nécessaire pour mesurer la pression de gonflement, mais qui peut modifier cette pression comme on le verra dans ce travail de thèse.

Pour éviter ce problème, Ofer (1981) a utilisé le même type d'appareil que Komornik et Zeitlen, mais permettant de déterminer la pression latérale de gonflement en annulant les déformations latérales par application d'une contre-pression d'air (figure I.16). Ce dispositif permet de réaliser au choix des essais à diamètre constant ou des essais à déformation radiale permise. Ofer a montré que, pour des essais de gonflement, même une faible déformation latérale de l'échantillon pouvait entraîner une valeur beaucoup plus faible de la pression latérale. La figure I.17 montre les valeurs de pression de gonflement latérale pour des échantillons compactés obtenues en autorisant ou non une déformation radiale sous charge axiale constante. Les pressions de gonflement latérales pour un essai où l'on autorise une déformation radiale de 0,1 à 0,2 % sont de 30 à 40 % plus faibles que pour un essai à déformation latérale nulle. Cependant, l'annulation de la déformation latérale de l'échantillon provoque de petits cycles de charge et décharge qui peuvent influencer le comportement observé. Komornik et David (1969) ainsi que Didier (1972) ont également mis en évidence, pour les essais à volume constant à l'oedomètre classique, que le moindre déplacement autorisé réduisant fortement la pression de gonflement, d'où la nécessité d'un système permettant une mesure très fine du déplacement ou un appareil de très forte rigidité. On voit donc, à travers ces résultats, que les conditions d'essai sont très importantes pour la détermination de la pression de gonflement.



La même cellule oedométrique a été reprise par Edil et Alanasy (1992) puis par Erol et Ergun (1994). Leurs résultats sur des échantillons de sol remanié montrent que, pour des essais de gonflement sous charge verticale constante, l'augmentation de celle-ci réduit l'expansion verticale mais amplifie la pression de gonflement horizontale (figure I.18b). La figure I.18b montre les valeurs des pressions latérales maximales et finales obtenues sous différentes charges axiales constantes, ainsi que les pressions de gonflement radiales en fonction de la pression de gonflement axiale pour un essai à volume constant. Il semble, d'après Edil et Alanasy (1992), que ce soit le fait de réduire le gonflement dans la direction verticale qui augmente le gonflement dans la direction horizontale et donc la pression de gonflement. Le transfert de charge verticale peut également expliquer l'augmentation de la pression de gonflement latérale bien que son influence soit mineure.

Les travaux de Erol et Ergun (1994) ont mis en évidence que, pour de faibles charges axiales, la pression de gonflement atteint un pic puis diminue fortement alors que, pour des charges axiales plus importantes, cette tendance est moins nette (figure I.18a). La figure I.18b présente les pressions de gonflement latérales finales et maximales pour des essais à charges axiales différentes. Des résultats similaires ont été obtenus par Chen (1988).

Le développement de la pression de gonflement latérale peut provoquer des états d'extension importants dans l'échantillon, surtout pour des essais à faible charge axiale. Serratrice (1998) a réalisé des essais de gonflement avec mesure de la pression latérale sur des matériaux intacts (marne d'Effingen). La figure I.19 présente les chemins de contraintes dans un diagramme ( $p_{moy}$ ,  $q$ ) suivis par six échantillons lors du gonflement. Ces états d'extension peuvent provoquer la rupture de l'échantillon et ont tendance à diminuer avec l'augmentation de la pression verticale (Ofer, 1981). D'ailleurs, Blight et Williams (1971) attribuent le pic de pression latérale parfois obtenu lors d'essais de gonflement à la rupture de l'échantillon en extension.

Pour les matériaux intacts se pose également le problème de la mise en place de l'échantillon dans la cellule oedométrique. En effet, il est très difficile d'ajuster parfaitement l'échantillon à l'oedomètre. Or, si un vide subsiste, une partie du gonflement s'exprimera sous forme de déformation, faussant ainsi les valeurs de pression de gonflement sous condition oedométrique.



En vertu du droit d'auteur, cette inclusion ne peut figurer dans la thèse en ligne.

**Figure I.15** Développement de la pression latérale de gonflement et de la déformation axiale de gonflement en fonction du temps sous charge axiale constante ( $0,6 \text{ kg/cm}^2$ ), (Komornik et Zeitlen, 1965).



En vertu du droit d'auteur, cette inclusion ne peut figurer dans la thèse en ligne.

**Figure I.16** Oedomètre modifié permettant de déterminer la pression de gonflement radiale en annulant les déformations, (Ofer, 1981).

**Figure.I.17** Influence de la déformation latérale sur la pression de gonflement, (Ofer,1981).



En vertu du droit d'auteur, ces inclusions ne peuvent figurer dans la thèse en ligne.

**Figure I.18a** Evolution de la pression latérale en fonction de la déformation axiale pour des essais de gonflement à contrainte axiale constante, (Erol et Ergun, 1994).

**Figure I.18b** Influence de la contrainte verticale sur la pression de gonflement latérale, (Erol et Ergun, 1994).



En vertu du droit d'auteur, cette inclusion ne peut figurer dans la thèse en ligne.

**Figure I.19** Chemins de contraintes suivis par 6 échantillons de marne d'Effingen (tunnel de Chamoise) lors de l'imbibition dans un oedomètre  $K_0$  (Serratrice, 1998).

Essais à l'aide d'une cellule flexible et essais à déformation axiale contrôlée

Franklin (1984) a étudié le gonflement des roches en développant un appareil qui se base sur le principe de l'oedomètre. Cet appareillage (figure I.20) nommé "the ring swell test" est constitué d'un anneau de confinement flexible dont la rigidité peut être modifiée d'un échantillon à l'autre permettant ainsi d'imposer différents niveaux de confinement. La pression de gonflement est mesurée à l'aide de jauges de déformations placées sur l'anneau flexible. La contrainte axiale est appliquée en resserrant les écrous des deux tiges du bâti de chargement (figure I.20) et est contrôlée par l'intermédiaire de jauges de déformation situées sur ces tiges. La contrainte axiale est régulièrement ajustée lors du gonflement afin de maintenir une pression constante ou une déformation axiale nulle.

L'ajustement de l'échantillon dans l'anneau est réalisé par une technique d'encapsulation à l'aide de soufre, permettant ainsi le suivi du retrait lors de cycles humidification et séchage. Cette technique assure également le bon contact entre l'anneau et l'échantillon, ce qui est difficile à réaliser dans l'oedomètre classique pour les sols intacts. Cependant, l'épaisseur de soufre influence la rigidité latérale globale de l'appareillage.

Trois essais de gonflement ont été réalisés sur des schistes noirs avec des rigidités différentes pour l'anneau de confinement. La figure I.21 montre l'évolution des déformations circonférentielles en fonction du temps. Les principaux inconvénients de cette méthode sont la déformation volumique du soufre lorsqu'il se refroidit, ce qui explique la contraction de l'anneau observée au départ et la diminution du confinement par la présence du soufre. L'insert de la figure I.21 donne le taux de déformation circonférentielle en fonction de la rigidité de l'anneau (rapport entre la contrainte radiale et la déformation circonférentielle). On observe, comme on pouvait s'y attendre, que la déformation circonférentielle diminue avec l'augmentation de la rigidité de l'anneau. D'après les résultats obtenus par Franklin, on peut, connaissant la rigidité de l'anneau et les déformations circonférentielles, déterminer la pression développée latéralement. Nous avons alors tracé la pression latérale développée en fonction de la rigidité de l'anneau (figure I.22), mais aucune relation ne peut en être déduite. En effet, on s'attendrait à observer une pression latérale plus importante pour une rigidité plus élevée. Ceci peut être expliqué soit par l'hétérogénéité des échantillons, qui peuvent ne pas présenter le même potentiel de gonflement, soit par l'imprécision des mesures pour les faibles déformations ou encore par la variation de l'épaisseur de soufre qui modifie la rigidité globale de l'anneau. Il serait intéressant de préciser ces résultats sur d'autres essais réalisés avec l'anneau flexible en explorant une gamme de rigidité plus large afin de déterminer l'influence de la déformation radiale sur la pression de gonflement.

Des essais semblables mais dans la direction axiale ont été réalisés par Kabbaj (1989). La pression de gonflement axiale est déterminée grâce à un anneau dynamométrique. La variation de la rigidité de cet anneau a montré une nette influence sur la valeur de pression de gonflement. L'augmentation de la rigidité de l'anneau d'un rapport de 4,3 a entraîné une augmentation de la pression de gonflement d'un rapport de 1,4 et une diminution de la déformation axiale d'un rapport de 0,32.



En vertu du droit d'auteur, cette inclusion ne peut figurer dans la thèse en ligne.

**Figure I.20** Cellule flexible (droite) et son bâti de chargement (gauche), (Franklin, 1984).



En vertu du droit d'auteur, ces inclusions ne peuvent figurer dans la thèse en ligne.

**Figure I.21** Déformation circonférentielle de trois échantillons de schiste noir imbibés dans des anneaux d'épaisseurs 2,54, 5,08, et 7,62 mm, (Franklin, 1984).

**Figure I.22** Pression latérale développée en fonction de la rigidité de l'anneau, tracée d'après les résultats de Franklin (1984).

#### I.4.2.2 Etude à la cellule triaxiale

La cellule triaxiale a été utilisée pour déterminer les caractéristiques du gonflement. Elle permet de contrôler les conditions aux limites en déplacement ou en contrainte et ainsi de reproduire pour une large part les conditions aux limites in situ.

##### *Mesure des variations de volume*

Alors que la cellule oedométrique est bien adaptée à la mesure de variation de volume, la cellule triaxiale pose plus de problèmes, en particulier pour la mesure de la déformation radiale. Certains auteurs (Parcher et Liu, 1965 ; Dakshanamurthy, 1979) ont utilisé les mesures de variation de volume d'eau de la cellule pour déterminer les déformations latérales. Cependant, ces mesures sont discutables (Fourie, 1991) car, pour la cellule triaxiale classique, les tuyaux ont une faible rigidité, ce qui peut perturber les mesures. Les mesures de volume d'eau entrant et sortant de la cellule doivent être corrigées afin de tenir compte de la flexibilité de la cellule, des tuyaux et de la compressibilité du fluide. Johnson (1989) a utilisé une cellule triaxiale à deux chambres de confinement afin de limiter les variations de volume dues à la flexibilité de l'ensemble de la cellule. Il semble que les méthodes basées sur une mesure directe de la déformation avec, par exemple, un anneau de déformation soient plus fiables (Fourie, 1991), mais elles restent sujettes à l'hypothèse d'une déformation cylindrique de l'échantillon.

L'utilisation de la cellule triaxiale pour la mesure de la pression de gonflement permet d'éliminer le frottement qui agit sur la paroi de l'oedomètre et perturbe les mesures. De plus, la préparation d'échantillon de sols naturels argileux est parfois rendue difficile à cause de leur fragilité et de leur stratification. Il se forme fréquemment des écailles sur la surface latérale des éprouvettes qui entraînent la formation de vides sur cette surface. A l'oedomètre, ces vides permettent au sol de gonfler localement. Par contre, dans la cellule triaxiale, la pression latérale, appliquée au moyen d'un liquide, agit sur la totalité de la surface des éprouvettes (Aboushook et al, 1983).

Comme pour les essais réalisés à l'oedomètre, on retrouve les différentes méthodes d'essais qui peuvent se combiner pour la détermination des pressions de gonflement axiale et radiale.

Parcher et Liu (1965) ont réalisé des essais de gonflement libre sur des sols compactés et intacts fortement surconsolidés (Permian Red Clay) à l'aide d'un appareillage permettant la mesure des déformations radiale et axiale indépendamment. Les échantillons tant reconstitués qu'intacts ont présenté une forte anisotropie de gonflement (figure I.23), la tendance des

échantillons à gonfler radialement étant plus importante que dans la direction axiale. De plus, la comparaison d'un essai de gonflement sur deux échantillons d'un même sol, l'un reconstitué, l'autre intact a mis en évidence une amplitude de gonflement beaucoup plus grande pour les échantillons reconstitués. Les auteurs ont avancé les liens importants de cimentation du matériau intact pour expliquer la différence d'amplitude du gonflement. Le sens de l'anisotropie paraît inattendu vu l'orientation horizontale probable des particules d'argile. Les auteurs émettent l'hypothèse d'une plus grande capacité de l'eau à être imbibée sur les bords plutôt que sur les faces planes des particules d'argile.



En vertu du droit d'auteur, cette inclusion ne peut figurer dans la thèse en ligne.

**Figure I.23** Gonflement vertical et horizontal en fonction du temps pour des échantillons remaniés et intacts, (Parcher et Liu, 1965).

Une tendance opposée a été observée par Froehlich (1989) pour des échantillons de roche argileuse. L'étude fut réalisée sur cinquante échantillons de roche provenant de cinq formations différentes pour lesquels une forte anisotropie a été observée. En moyenne, les déformations orthogonales aux couches de stratification sont neuf fois supérieures à celles parallèles à ces mêmes couches. Il apparaît donc, à travers ces essais de gonflement libre, que les sols ou roches gonflants peuvent présenter une forte anisotropie de gonflement, probablement due à l'anisotropie de leur structure. Shanker et al. (1981) ont montré également une anisotropie du gonflement sur des essais à l'oedomètre (méthode du prégonflement) en comparant des essais faits avec des échantillons horizontaux et verticaux (Sols intacts). Il est donc très important lors du prélèvement des échantillons de repérer correctement leur orientation.

Certains auteurs (Dakshanamurthy, 1979 ; Tisot et Aboushook, 1983) ont utilisé une approche isotrope du gonflement sur des échantillons de sols compactés en déterminant une

pression de gonflement moyenne par la méthode des pressions différentes sous plusieurs rapports de contraintes. Il semble que cette pression moyenne ne soit pas influencée par ce rapport. Les travaux de Dakshanamurthy (1979) montrent que les déformations axiale et radiale diminuent avec l'augmentation de la pression moyenne appliquée et dépendent du rapport des contraintes axiale et radiale. On observe également une amplitude de gonflement différente pour les déformations axiale et radiale sous chargement isotrope, ce qui met en évidence le caractère de gonflement anisotrope des échantillons compactés.

Fourie (1991) a réalisé des essais de gonflement sous pressions différentes sur des sols compactés à l'aide de la cellule triaxiale. Une comparaison avec le même type d'essais mais réalisé à l'oedomètre a montré que la pression de gonflement verticale à l'oedomètre était deux fois moins importante que la pression latérale obtenue à la cellule triaxiale. Toutefois, les essais n'ont pas été réalisés dans les mêmes conditions. En effet, dans l'oedomètre les déformations latérales sont bloquées lorsqu'on mesure les déformations axiales alors que dans la cellule triaxiale, une pression constante est appliquée dans la direction axiale lorsqu'on mesure les déformations radiales. Ces conditions différentes sont susceptibles d'influencer les mesures de pression de gonflement.

Yesil et al. (1993) ont utilisé une cellule triaxiale pour étudier le gonflement d'échantillons remaniés, sous la forme d'une relation entre la pression et la déformation de gonflement axiale sous différentes pressions de confinement. Cette relation est obtenue par la décharge axiale (une fois le gonflement par apport d'eau terminé) d'un essai de gonflement à déformation axiale et pression radiale constantes. La figure I.24 présente les résultats obtenus sur des échantillons de marne. Les conditions d'essai, en l'occurrence la pression radiale, influent fortement sur les valeurs de l'indice de gonflement et de la pression de gonflement axiale qui est déterminée à déformation axiale et pression radiale constantes. Il est à noter que l'indice de gonflement tient compte des déformations élastiques dues au déchargement axial. Plus la contrainte radiale est importante et donc plus les déformations radiales sont empêchées, plus la pression de gonflement axiale est importante et plus l'indice de gonflement est important.

Réciproquement, El Gamali et al. (1994) ont déterminé la pression de gonflement latérale de sols argileux (argile de Berrechid) à l'aide de la cellule triaxiale par la méthode des pressions différentes en imposant différentes conditions dans la direction axiale. Dans l'un des cas, on applique une pression verticale constante égale à la pression latérale ; dans l'autre la déformation axiale est empêchée. La pression de gonflement latérale obtenue pour une pression verticale constante est de 60 % plus importante que celle obtenue à déformation axiale nulle. On voit donc



à travers cet exemple que les conditions aux limites dans la direction verticale affectent la pression de gonflement et le potentiel de gonflement horizontal.

Johnson (1989) a utilisé une cellule triaxiale à deux chambres de confinement pour réaliser des essais de gonflement à volume constant sur des échantillons intacts d'argile. Il a obtenu des pressions de gonflement latérale et axiale identiques bien que les échantillons aient présenté une anisotropie de structure. L'auteur attribue ces résultats au fait que, la succion étant une force isotrope, la pression de gonflement devrait se développer sans aucune direction préférentielle.

Devant l'hétérogénéité des mesures de pressions de gonflement axiale et radiale obtenues par la méthode à volume constant sur des échantillons intacts d'argile, Aboushook et al. (1983) ont mis en évidence l'existence d'une courbe enveloppe dans le diagramme ( $p$ ,  $q$ ) qui recouvre l'ensemble des états relatifs à la fin du gonflement correspondant à différents chemins de contraintes de différents blocs d'un même type de sol (figure I.25). Les chemins de contraintes correspondant aux différents échantillons d'un même sol sont tangents à une enveloppe unique au niveau de leurs points maximaux. Cette procédure permet de mieux prendre en compte l'hétérogénéité du sol en étant plus représentatif du comportement gonflant. On remarque que la pression de gonflement axiale est supérieure à celle dans la direction latérale. Sur cette même figure, Aboushook et al. ont présenté la courbe enveloppe du sol compacté B ainsi que celle d'une bentonite. On constate que ces courbes sont plus proches d'un comportement isotrope de gonflement (pression de gonflement axiale et radiale identiques) que les sols intacts qui présentent une forte anisotropie en termes de pression de gonflement. Ceci s'explique par la différence de structure entre les sols intacts et remaniés. De même, Huder & Amberg (1970) ont montré pour la roche de Belchen que la pression de gonflement dans un essai à volume constant produite par un échantillon remanié est plus petite que celle d'un échantillon non remanié (Einstein et Bischoff, 1976).



En vertu du droit d'auteur, cette inclusion  
ne peut figurer dans la thèse en ligne.

**Figure I.24** Relation entre la déformation axiale de gonflement et le logarithme de la contrainte axiale pour différentes pressions de confinement, (Yesil et al., 1993).



En vertu du droit d'auteur, cette inclusion  
ne peut figurer dans la thèse en ligne.

**Figure I.25** Enveloppes caractéristiques de gonflement des sols intacts (A, B, C, D et E) et des sols compactés à différents  $\gamma_d$  et  $w$  initiaux, (Aboushook et al., 1983).

## **I.5 Applications aux tunnels**

Le phénomène de gonflement est à l'origine de nombreux désordres dans les tunnels construits en terrain gonflant. Afin d'assurer la pérennité des ouvrages, le gonflement doit être pris en compte lors du dimensionnement des tunnels. Avant de présenter les principaux modèles de gonflement développés pour le dimensionnement de tunnels en terrain gonflant, on décrit les principaux dommages observés dans les tunnels ainsi que les mécanismes du gonflement et les conditions dans lesquelles le gonflement se produit dans les excavations souterraines. Les modèles de sols gonflants reposent notamment sur l'étude et les résultats des différents essais réalisés en laboratoire qui permettent de mieux comprendre le phénomène de gonflement. A ce titre, nous présenterons l'analogie entre le gonflement en laboratoire et le gonflement in situ proposée par Robert et Fabre (1987).

### **I.5.1 Désordres observés dans les tunnels**

Le retour d'expérience est une source importante d'informations qui permet de mieux comprendre les effets du gonflement sur les ouvrages. A travers l'analyse d'ouvrages déjà construits, de nombreux auteurs ont mis en évidence les désordres qui apparaissent dans les tunnels (Einstein et Bischoff, 1976 ; Robert et Fabre, 1987 ; Kovari et al., 1995 ; Steiner, 1993). Généralement, le gonflement se manifeste par un soulèvement du radier et la convergence des pénédroits. Il est plus rare de voir un soulèvement de la clé de voûte. Le gonflement induit également des pressions sur le revêtement du tunnel.

Le déplacement de la surface du sol se localise principalement dans la partie du radier parce que c'est dans cette zone que, par gravité, l'eau est mise en contact avec le terrain encaissant et provoque par hydratation l'apparition du gonflement. Einstein (1979) rapporte le cas impressionnant du tunnel de Kappelisberg où le soulèvement total de l'arche inversée a atteint 4,7 m avec une vitesse dans les premières années (1881-87) de 0,25 m par an. Plusieurs remises à niveau du radier furent nécessaires pour retrouver son niveau initial. Le tableau I.5 indique la vitesse et le soulèvement de radier de quelques ouvrages souterrains soumis au gonflement. Les vitesses de soulèvement sont variables d'un ouvrage à l'autre : le soulèvement peut être très rapide et se produire lors de la construction comme pour le tunnel de Ricken ou de Hauenstein ou au contraire beaucoup plus lent comme le tunnel de Bözberg (Einstein, 1996).

**Tableau I.5** Déplacements et vitesse de déplacements dans certains tunnels d'après Robert (1990), cité dans Verdel (1993).



En vertu du droit d'auteur, cette inclusion ne peut figurer dans la thèse en ligne.

Pour les ouvrages les plus récents, des mesures de pression ont été réalisées soit à l'interface entre le revêtement et le sol, soit directement à l'intérieur du support ou encore par un calcul à rebours. Les mesures de pression in situ à l'interface comme les mesures de pression de gonflement en laboratoire montrent que des pressions considérables sont développées lorsque les déformations sont empêchées. Des pressions de contact de 3,5 MPa ont été mesurées au tunnel de Belchen (Einstein, 1979)

Steiner (1993) a comparé sur plusieurs exemples de tunnels construits dans des matériaux gonflants les pressions obtenues in situ et en laboratoire. Il apparaît que les pressions de gonflement obtenues en laboratoire sont généralement deux fois plus importantes que celles obtenues in situ. Chen (1988) estime également que la valeur de la pression réelle exercée sur le revêtement ne serait seulement que la moitié de celle obtenue en laboratoire. Il semble que les essais de laboratoire ne reflètent pas correctement les conditions du sol en place. Nous verrons par la suite quelles peuvent en être les causes.

Les pressions qui se développent à l'interface sol/revêtement causent bien entendu de nombreux dommages aux ouvrages, mais ceux-ci varient suivant l'âge de l'ouvrage, la méthode d'exécution et le type de gonflement rencontré (gonflement en masse ou localisé). On constate généralement les désordres suivants (Robert et Fabre, 1987) : soulèvement et dislocation du radier, bombement et convergence entre piédroits, pincement de la voûte en clé, instabilités localisées dans le soutènement.

L'étude des désordres montre que la présence d'eau est un élément essentiel du gonflement. L'apport d'eau peut avoir plusieurs origines. L'eau peut provenir d'un apport extérieur comme la rupture des voies de drainage ou la méthode d'exécution qui utilise de l'eau.

Elle peut également provenir du massif lui-même. Terzaghi (1936) rapporte le cas d'un tunnel où il fut observé que l'eau nécessaire au gonflement pouvait provenir par diffusion du massif rocheux lui-même. Kovari et al. (1981) ainsi que Grob (1972) donnent une interprétation analogue : le relâchement des contraintes autour de l'excavation a pour effet de faire percoler l'eau dans cette zone. Les interprétations de Terzaghi et Grob sont citées dans Froehlich (1989). Le développement du gonflement est donc possible, même si toute arrivée d'eau provenant du tunnel est empêchée.

### **I.5.2 Mécanismes de gonflement autour des tunnels**

Robert et Fabre (1987) ont décrit les différentes phases de construction d'un tunnel en terrain gonflant. Avant le creusement de l'excavation, le terrain en place dans son état initial peut avoir développé partiellement, totalement ou pas du tout, son potentiel de gonflement. Le développement du potentiel de gonflement dépend des conditions de contraintes et d'hydratation du matériau. Lors du creusement, l'état de contrainte du terrain autour de l'ouvrage est profondément modifié. Une fissuration se développe, le plus souvent autour des zones excavées, facilitant le passage de l'eau. Le gonflement peut donc se produire, éventuellement, sous forme volumique, suite au déchargement ou à une arrivée d'eau. Une fois le revêtement posé, les déformations sont ralenties et le gonflement se manifeste par une augmentation de contrainte à l'interface terrain, revêtement.

Einstein et Bischoff (1976) ont proposé une description des différents phénomènes de gonflement qui peuvent se produire lors d'une excavation. Le gonflement peut être défini comme une augmentation du volume de terrain naturel en fonction du temps causée par la modification des contraintes, l'augmentation de la teneur en eau ou une combinaison des deux facteurs. Selon l'interaction ou l'ordre d'apparition de ces causes, Einstein et Bischoff (1976) décrivent plusieurs types de phénomènes.

*Phénomène 1* : Le gonflement peut résulter d'une modification de l'état des contraintes notamment sous la forme d'une diminution ou d'une rotation des contraintes, par exemple par la suite de l'érosion du terrain en couverture, de la création d'une vallée par une rivière ou par l'ouverture d'une excavation souterraine. Un phénomène semblable peut être observé à plus petite échelle causé par le rebondissement des particules.

*Phénomène 2* : Une augmentation de volume en fonction du temps est souvent liée à l'adsorption ou à l'absorption de l'eau, résultant de différences de concentrations, de liaisons intergranulaires non saturées ou partiellement saturées ou de différences de potentiel.

*Phénomène 3* : Les modifications de contraintes entraînent l'adsorption et/ou l'absorption de l'eau qui provoque une augmentation supplémentaire de volume. L'augmentation de volume due à la modification des contraintes, et celle due à l'adsorption ou l'absorption de l'eau peuvent apparaître simultanément ou l'une après l'autre.

*Phénomène 4* : Ce phénomène est le contraire du phénomène 3. Dans ce cas, l'augmentation différée du volume, par suite de l'adsorption et/ou l'absorption de l'eau, entraîne une modification des contraintes qui provoque une augmentation supplémentaire de volume. Ici encore les deux types d'augmentation de volume peuvent apparaître simultanément ou l'une après l'autre.

*Phénomène 5* : L'adsorption de l'eau accompagnée d'un affaiblissement des liaisons et/ou d'une réduction des contraintes effectives peut provoquer en fonction du temps une diminution de la résistance au cisaillement. Cette diminution de la résistance au cisaillement provoque, à son tour, des déplacements dont les caractéristiques sont similaires à celles du gonflement, notamment dans le cas des excavations souterraines, bien qu'il s'agisse fondamentalement d'un phénomène de fluage. Le phénomène 5 peut se produire simultanément avec les phénomènes 3 et 4.

Les commentaires ci-dessus montrent qu'il est difficile de distinguer les différents types de gonflement. Le gonflement au sens strict (phénomènes 1 à 4) est souvent associé au fluage (phénomène 5). La complexité des comportements en fonction du temps, du terrain et de l'ensemble terrain-ouvrage explique les difficultés d'élaborer des modèles mécaniques pour les différents phénomènes qui peuvent intervenir lors du gonflement.

#### Analogies avec le gonflement en laboratoire

L'essai de Huder & Amberg a permis de déterminer les premières relations entre déformations et contraintes dans le cas d'un sol gonflant. Pour représenter les modifications du terrain en place du point de vue des contraintes et des déformations, Robert et Fabre (1987) ont proposé des scénarios d'essais, variantes de l'essai de Huder & Amberg, qui donnent une illustration des phénomènes.

Première variante : Hydratation et déchargement simultanés

Dans ce scénario, l'échantillon est chargé à sec, à une contrainte  $\sigma_L$ , supérieure à la pression de gonflement  $\sigma_G$  (point L sur la figure I.26). Mis en présence d'eau, l'échantillon ne gonfle pas car  $\sigma_L$  est supérieure à  $\sigma_G$ . L'état de l'échantillon, à ce moment, est toujours

représenté par le point L. Puis l'échantillon est déchargé de  $\sigma_L$  à  $\sigma_G$ , il n'apparaît toujours pas de gonflement, mais une déformation élastique. L'état de l'échantillon est représenté par le point G. Enfin, l'échantillon est déchargé de la contrainte  $\sigma_G$  à la contrainte  $\sigma_M$  (point M). Le gonflement se développe alors librement à la pression constante  $\sigma_M$ . Après le développement total du gonflement, l'état de l'échantillon est représenté par le point N, intersection de la droite de décharge sous imbibition obtenue à partir de l'essai de Huder & Amberg et de la droite verticale d'abscisse  $\sigma_M$ .

A partir de ce premier scénario, très proche de l'essai de Huder & Amberg, on peut établir des analogies avec le gonflement in situ. Le point L, après hydratation, correspond à l'état d'un matériau in situ présentant une potentialité de gonflement qui ne pourra s'exprimer que par une diminution de la contrainte. Le point G correspond au même état in situ que le point L mais sous une contrainte plus faible. Le point N correspond à l'état du matériau in situ ayant pu exprimer une partie de son potentiel de gonflement grâce à une diminution de contrainte.

#### Deuxième variante : Hydratation postérieure au déchargement

L'état initial de l'échantillon (point L) est le même que celui de la variante précédente (figure I.27). L'échantillon est déchargé à sec de la contrainte  $\sigma_L$  à la contrainte  $\sigma_G$  ce qui produit une légère déformation élastique. Si l'on admet que l'apport d'eau ne modifie pas le module d'Young et le coefficient de Poisson, ce déchargement est identique à celui de la première variante et l'état de l'échantillon est représenté par le point G. L'échantillon est déchargé à sec de  $\sigma_G$  à  $\sigma_M$  de façon élastique pour aboutir à un état représenté par le point M. L'échantillon est ensuite hydraté et trois sous-variantes sont alors possibles :

- la pression est maintenue constante et le gonflement se développe jusqu'au point N
- on empêche la déformation de l'échantillon et le gonflement s'exprime en développant une contre-pression à volume constant jusqu'au point P.
- la pression est maintenue constante une certaine durée, pendant laquelle le gonflement s'exprime librement jusqu'au point R, puis on empêche la déformation de l'échantillon et le gonflement continue à s'exprimer sous forme d'une augmentation de contrainte jusqu'au point T.

Dans cette deuxième variante, on peut également établir des analogies avec le gonflement in situ. Le point L correspond à l'état d'un matériau in situ qui ne pourra exprimer son potentiel de gonflement qu'après diminution de contrainte et apport d'eau. Le point M correspond à l'état d'un matériau in situ qui ne pourra exprimer son potentiel de gonflement qu'après un apport

d'eau. Le point N est celui d'un matériau qui a pu exprimer son potentiel de gonflement sous forme volumique après diminution de contrainte et apport d'eau (cas d'un tunnel non revêtu). Au point P correspond l'état d'un matériau in situ dont les conditions en contrainte et en eau lui permettent de gonfler, mais dont le confinement interdit toute déformation et implique que le gonflement s'exprime sous forme de contrainte. C'est le cas d'un tunnel creusé sans eau, où est mis en place un revêtement infiniment rigide et où après coup, les conditions hydrauliques permettent l'hydratation du matériau encaissant et le développement d'une contre pression qui s'exerce sur le revêtement. Au point T correspond l'état intermédiaire où le matériau in situ a pu gonfler de façon avant de voir ses déformations bloquées par le revêtement mis en place.

Dans leur approche, Robert et Fabre (1987) considèrent que le comportement élastique et le comportement gonflant se superposent et que l'ordre d'imbibition et déchargement n'a pas d'influence sur l'état final du sol. Ils supposent donc que le facteur de gonflement et l'indice de gonflement sont égaux. L'analogie entre le matériau in situ et l'échantillon dans l'oedomètre suppose également qu'il n'existe qu'une direction de gonflement libre possible et que le matériau est parfaitement confiné dans le plan perpendiculaire à cette direction.



En vertu du droit d'auteur, ces inclusions ne peuvent figurer dans la thèse en ligne.

**Figure I.26** Variante de l'essai Huder & Amberg, hydratation et déchargement simultané (Robert et Fabre, 1987)

**Figure I.27** Variante de l'essai Huder & Amberg, hydratation après déchargement (Robert et Fabre, 1987)



### I.5.3 Modèles de comportement de sols gonflants

La modélisation du phénomène de gonflement a pour but de prévoir les déformations et les contraintes induites au voisinage des ouvrages afin de pouvoir les dimensionner. On distingue parmi les différents types de modélisation les modèles empiriques, les modèles basés sur des lois de gonflement, les modèles rhéologiques, les modèles dérivés des modèles rhéologiques ainsi que les modèles hydromécaniques (Einstein, 1994). Bien qu'il soit difficile d'extrapoler le comportement in situ du gonflement du sol à partir des seuls essais de laboratoire, ces modélisations permettent une meilleure compréhension du comportement des structures soumises au gonflement du sol. Nous nous intéresserons plus particulièrement aux modèles basés sur les lois de gonflement. Ces modèles ont été développés spécialement pour le dimensionnement de tunnels ; les lois de gonflement prennent comme hypothèse que le sol a un comportement linéaire élastique et augmente de volume lorsque les contraintes diminuent. Ces modèles décrivent donc le phénomène de gonflement consécutif à un déchargement du matériau. L'application de ces modèles suppose qu'il y ait un apport d'eau suffisant pour que le matériau puisse développer son potentiel de gonflement. Nous verrons par la suite comment ces modèles sont utilisés pour le dimensionnement d'ouvrages souterrains.

#### I.5.3.1 Modèles unidimensionnels

Les modèles unidimensionnels sont les applications directes de la loi de gonflement obtenue à partir des essais réalisés à l'oedomètre. L'essai de Huder & Amberg a permis de mettre au point les premières relations entre contraintes et déformations dans le cas d'une roche ou d'un sol gonflant. L'expérience montre que la courbe donnant la déformation axiale de gonflement  $\varepsilon_g$  en fonction du logarithme de la contrainte axiale  $\sigma_a$  est une droite (figure I.28) qui peut être formalisée par la relation suivante :

$$\varepsilon_g = K_i \times \lg\left(\frac{\sigma_a}{\sigma_g}\right)$$

$\sigma_g$  correspond à la contrainte au-delà de laquelle il n'y a plus de gonflement (pression de gonflement d'Huder & Amberg). Elle est déterminée par l'intersection de la droite avec l'axe des abscisses.  $K_i$  est le paramètre de gonflement qui décrit la pente de la droite et correspond à l'indice de gonflement. Cette relation n'est valable que pour des contraintes  $\sigma_a$  comprises entre  $\sigma_c$  et  $\sigma_g$ .  $\sigma_c$  est la contrainte en-dessous de laquelle il n'y a plus de gonflement. Elle est généralement prise égale à 5 kPa. La formulation de la loi s'écrit donc :

$$\varepsilon_g = \begin{cases} 0 & \sigma_a > \sigma_g \\ K_i \lg\left(\frac{\sigma_a}{\sigma_g}\right) & \sigma_c < \sigma_a < \sigma_g \\ K_s \lg\left(\frac{\sigma_c}{\sigma_g}\right) & \sigma_a < \sigma_c \end{cases}$$

Cette loi de gonflement néglige l'effet des variations de contraintes ou de déformations dans les autres directions sur le gonflement dans la direction axiale.



En vertu du droit d'auteur, cette inclusion ne peut figurer dans la thèse en ligne.

**Figure I.28** Relation entre les déformations de gonflement  $\varepsilon_g$  et la contrainte axiale  $\sigma_a$  lorsque les déformations latérales sont nulles (Wittke, 1990).

### I.5.3.2 Modèles tridimensionnels

#### Modèle de Wittke

Wittke et Pierau (1979) ont généralisé le calcul du gonflement en tenant compte du caractère tridimensionnel des contraintes et des déformations. Le développement de leur modèle est basé sur l'essai de Huder & Amberg. Sous l'hypothèse d'un comportement élastique isotrope, Wittke détermine le premier invariant du tenseur des contraintes ( $I_{1\sigma}$ ) appliqué à l'échantillon en fonction de la contrainte axiale. Le premier invariant du tenseur de déformation de gonflement ( $I_{1\varepsilon}^g$ ) est égal dans le cas d'un essai oedométrique à la déformation axiale de gonflement.

$$I_{1\sigma} = \frac{1+\nu}{1-\nu} \sigma_a \qquad I_{1\varepsilon}^g = \varepsilon_g$$

Finalement, en substituant  $I_{1\sigma}$  et  $I_{1\varepsilon}^g$  dans la loi de gonflement de Huder & Amberg, Wittke obtient une relation liant la déformation volumique due au gonflement à l'état de contrainte tridimensionnel :

$$I_{1\varepsilon}^g = K_i \lg \frac{I_{1\sigma}(1-\nu)}{\sigma_g(1+\nu)}$$

où  $\nu$  est le coefficient de Poisson du matériau. C'est donc le premier invariant des contraintes qui contrôle le gonflement. Les paramètres de cette loi ( $\sigma_g$  et  $K_i$ ) sont obtenus à partir d'un essai d'Huder & Amberg.  $\sigma_g$  est la pression de gonflement au sens d'Huder & Amberg et  $K_i$  correspond à l'indice de gonflement qui est obtenu en déterminant la pente de la droite reliant  $I_{1\varepsilon}^g$  à  $I_{1\sigma}$  (figure I.29).

N'ayant aucune information sur la distribution des déformations selon les trois directions, Wittke suppose que la répartition se fait proportionnellement à la variation de contrainte entre l'état avant construction de l'ouvrage et l'état après construction de l'ouvrage.



En vertu du droit d'auteur, cette inclusion ne peut figurer dans la thèse en ligne.

**Figure I.29** Déformation volumique de gonflement  $I_{1\varepsilon}^g$  en fonction du premier invariant des contraintes  $I_{1\sigma}$  (Wittke, 1990)

### Modèle de Kiehl

En se basant sur des essais de gonflement tridimensionnel sur des roches argileuses, Kiehl (1990) montre que le gonflement dans une direction induit par un déchargement dépend seulement de la contrainte normale dans cette direction. Il développe une loi de gonflement tridimensionnelle avec prise en compte du temps. La relation obtenue entre la contrainte et la

déformation de gonflement est similaire à l'expression obtenue par Huder & Amberg. L'état initial pour cette loi de gonflement est un état de contrainte  $\underline{\underline{\sigma}}_g$  sous lequel le gonflement s'est déjà produit. Kiehl fait l'hypothèse que la pression de gonflement du matériau est égale à la contrainte in situ. La décharge qui modifie l'état de contrainte  $\underline{\underline{\sigma}}_g$  en  $\underline{\underline{\sigma}}$  induit un gonflement.

Pour qu'une décharge ait lieu, il faut que les inégalités suivantes soient vérifiées :

$$\frac{\sigma_j}{\sigma_{gi}} < 1 \quad j \in \{1,2,3\}$$

où  $\sigma_i$  sont les contraintes normales principales de  $\underline{\underline{\sigma}}$  et  $\sigma_{gi}$  les contraintes normales de  $\underline{\underline{\sigma}}_g$  dans les directions principales de  $\underline{\underline{\sigma}}$ . La formulation mathématique de la loi de gonflement s'écrit :

$$\dot{\varepsilon}_g^j(t) = \frac{1}{\eta_g} [K_i L_j(t) - \varepsilon_g^j(t)]$$

$$\text{avec } L_j(t) = \begin{cases} \lg\left(\frac{\sigma_j}{\sigma_{gi}}\right) & \sigma_c < \sigma_j < \sigma_{gi} \\ \lg\left(\frac{\sigma_c}{\sigma_{gi}}\right) & \sigma_j \leq \sigma_c \end{cases}$$

$$\text{et } \varepsilon_g^j(t) = 0 \quad \sigma_j > \sigma_{gi}$$

$\varepsilon_g^j$  représente la déformation de gonflement dans la direction  $j$ ,  $\sigma_c$  la pression en dessous de laquelle il n'y a plus de gonflement.  $K_i$  est l'indice de gonflement et  $\eta_g$  le paramètre caractérisant la cinétique de gonflement. Il suffit d'un essai oedométrique classique de type Huder & Amberg pour déterminer ces paramètres. En effet, la détermination de  $K_i$  dans une direction ne dépend pas des conditions imposées dans les autres directions. Kiehl a également proposé une généralisation de son modèle au cas d'un gonflement orthotrope. Pour ce modèle, les coefficients  $K_i$  sont différents pour les directions normales et parallèles à la stratification.

### Modèle de Froehlich

Sur la base d'essais orientés confinés ou non, Froehlich (1989) met en évidence une forte anisotropie de gonflement. A partir de ces résultats, il développe un modèle simplifié de comportement linéaire élastique isotrope qui prend en compte un gonflement normal à la stratification :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1+\nu}{E} \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \sigma_{kk} \delta_{ij} + K_i n_i n_j f(\sigma_n)$$

$$\sigma_n = \sigma_{ij} n_i n_j$$

$$f(\sigma_n) = \lg\left(\frac{\sigma_n}{\sigma_g}\right) \text{ si } \sigma_n \geq \sigma_g$$

$$f(\sigma_n) = 0 \text{ si } \sigma_n < \sigma_g$$

avec  $\sigma_g$  : pression de gonflement,

$K_i$  : indice de gonflement,

$\vec{n}$  : vecteur normal à la stratification.

$\varepsilon_{ij}$  est la somme de la déformation élastique et de la déformation due au gonflement. Dans ce modèle, le gonflement parallèle à la stratification est négligé. Les paramètres  $\sigma_g$  et  $K_i$  sont déterminés à partir d'un essai d'Huder-Amberg.

## I.5.4 Calcul des tunnels dans les sols gonflants

### I.5.4.1 Méthodes analytiques

#### Méthode de Grob

La méthode de Grob (1972), la plus ancienne méthode de calcul du gonflement pour les tunnels, permet de calculer le soulèvement total d'un point situé sous le radier d'un tunnel suivant une procédure inspirée du calcul des tassements (Robert et Fabre, 1987). Le principe consiste à découper l'élément de sol en fines tranches d'épaisseur  $h$ , de calculer l'augmentation d'épaisseur  $\Delta h$  provoquée par le gonflement pour chacune de ces tranches et de faire la somme de ces  $\Delta h$  pour obtenir le déplacement en surface. L'augmentation de l'épaisseur de la tranche est déterminée par le modèle unidimensionnel présenté au paragraphe I.5.3.1 :

$$\frac{\Delta h}{h} = K_i \lg\left(\frac{\sigma_a}{\sigma_g}\right)$$

où  $\sigma_a$  est la contrainte verticale après creusement et  $\sigma_g$  la contrainte verticale initiale. Le déplacement en surface est alors la somme des déplacements dus au comportement élastique du

sol et des déplacements dus au gonflement. Le temps n'étant pas pris en compte, le déplacement du radier correspond à la valeur maximale lorsque tout le gonflement est induit.

#### Hypothèses de calcul

Grob suppose que l'état de contrainte et les conditions aux limites de la tranche de terrain d'épaisseur  $h$  sont les mêmes que dans l'oedomètre, c'est à dire :

- aucune déformation horizontale,
- la contrainte verticale après creusement est constante sur toute l'épaisseur de la tranche de terrain considérée.

En ce qui concerne la pression de gonflement, elle est prise égale à la contrainte verticale en place avant creusement.

Cette méthode a été généralisée pour pouvoir déterminer le déplacement d'un point quelconque situé autour de l'excavation en prenant les hypothèses suivantes :

- le gonflement ne peut se développer que suivant la direction du rayon passant par le point P du cercle circonscrit à l'excavation dont on veut obtenir la convergence,
- la valeur du gonflement ne dépend que de la variation de la contrainte radiale,
- la pression de gonflement est égale à la valeur de la contrainte radiale avant creusement.

Le calcul du déplacement au niveau du revêtement est basé sur le même principe que la méthode de Grob.

Ces méthodes de calcul souffrent de leurs hypothèses très simplifiées. En effet, le fait d'égaliser la pression de gonflement à la pression géostatique est rarement vérifié dans la pratique, les désordres rencontrés ne sont pas proportionnels à la profondeur des ouvrages. Robert et Fabre (1987) citent le cas du tunnel SNCF de Marnoz où ont été observés des soulèvements du radier de l'ordre de 0,75 mètre, pour une épaisseur de couverture de 2 à 15 mètres. Kovari et al. (1981) émettent certaines réserves sur cette hypothèse. En effet, lors de la décharge, il se peut que le sol ne gonfle pas car la contrainte in situ est supérieure à la pression de gonflement ou car la contrainte in situ est inférieure à la pression de gonflement mais l'absence d'eau empêche le gonflement.

Le matériau in situ est supposé être dans les mêmes conditions que l'échantillon dans l'oedomètre c'est à dire qu'aucune déformation horizontale n'est permise, ce qui n'est pas vérifié en réalité.

Il semble donc que la méthode de Grob souffre de trop d'hypothèses simplificatrices pour pouvoir déterminer de façon satisfaisante le déplacement du radier. Cependant, en déterminant des valeurs de pression de gonflement plus réalistes à partir d'essais en laboratoire, cette méthode permet une première approche de dimensionnement.

#### Méthode d'Einstein-Bischoff-Hofman

Einstein, Bischoff et Hofman furent les premiers à avoir pris en compte le caractère tridimensionnel du gonflement du point de vue des contraintes, les déformations restant unidimensionnelles. En comparant des essais de gonflement libre à déformation radiale empêchée ou permise, Einstein et Bischoff (1976) ont montré que la contrainte de confinement latérale influence le gonflement, non seulement dans sa direction, mais également dans les directions libres. Des essais effectués sur des échantillons cylindriques de marne montrent qu'un échantillon sans pression latérale développe une déformation axiale (4,2%) supérieure à celle d'un même échantillon dont les déformations latérales sont empêchées (2%). A partir de ces constatations les auteurs ont conclu que « le fait de réduire le gonflement dans une direction a pour effet de réduire le gonflement dans les autres directions ». Didier (1983) conclut de façon contraire à partir des mesures réalisées dans un oedomètre où le confinement est plus ou moins assuré dans le boîtier de l'appareil (Robert et Fabre, 1987). Ce principe doit donc être vérifié. Une fois ce principe admis, ce n'est plus la contrainte axiale qui contrôle le gonflement mais la contrainte moyenne. Einstein et al. ont développé une méthode de dimensionnement des tunnels en terrain gonflant qui prend en compte la contrainte moyenne. Cette méthode consiste à comparer le gonflement sous le radier à l'essai oedométrique de Huder & Amberg (figure I.30).

Si l'on considère le comportement du sol élastique, le premier invariant de contrainte en G dans l'oedomètre s'écrit :

$$I_{1G} = \frac{1 + \nu}{1 - \nu} \sigma_g$$

où  $\sigma_g$  est la contrainte axiale exercée sur l'échantillon et  $\nu$ , coefficient de Poisson du matériau.

On a de même au point D' :

$$I_{1D'} = \frac{1 + \nu}{1 - \nu} \sigma_{D'}$$

Au point D, le gonflement s'est produit sous charge axiale constante avec le développement d'une surcontrainte latérale ( $2\Delta\sigma_D$ ) due au confinement latéral de l'oedomètre, d'où :

$$I_{1D} = \frac{1+\nu}{1-\nu} \sigma_D + 2\Delta\sigma_D$$

On suppose ici que le coefficient de Poisson reste identique après hydratation.

Un raisonnement analogue peut être tenu au point B correspondant au point où les déplacements dus au gonflement sont égaux aux déplacements provoqués par un déchargement complet sans gonflement :

$$I_{1B} = \frac{1+\nu}{1-\nu} \sigma_B + 2\Delta\sigma_B$$

Les auteurs ont montré numériquement au moyen de quelques essais (Einstein et al., 1972, cité dans Einstein et Bischoff, 1976) que  $I_{1B} = I_{1G}$ , d'où :

$$2\Delta\sigma_B = \frac{1+\nu}{1-\nu} (\sigma_g - \sigma_B)$$

Pour ce point, il apparaît tout à fait nécessaire de réaliser des essais de gonflement triaxiaux pour infirmer ou confirmer cette hypothèse (Robert et Fabre, 1987).

Einstein et al. comparent ensuite le gonflement sous le radier à ce qui se passe dans l'essai oedométrique de Huder & Amberg, puisque les déplacements latéraux sont considérablement empêchés et que la réduction des contraintes correspond plus au moins à l'effet du creusement.

Les auteurs reprennent l'équivalent de l'hypothèse de Grob concernant la pression de gonflement, c'est à dire qu'avant creusement, on a :

$$I_{1G} = \frac{1+\nu}{1-\nu} \sigma_g$$

Immédiatement après le creusement, mais avant que le gonflement ait eu lieu, le premier invariant du tenseur des contraintes s'écrit :

$$I_{1D'} = \frac{1+\nu}{1-\nu} \sigma_{D'}$$

Après gonflement, on a :

$$I_{1D} = I_{1D'} + 2\Delta\sigma_D$$

Les auteurs distinguent alors deux zones :



- une première zone où le gonflement est faible (de l'ordre de la déformation élastique) parce que les contraintes de gonflement  $\Delta\sigma_D$  permettent un confinement qui limite les déformations volumiques et augmente jusqu'à ce que l'on ait :

$$I_{1D} = \frac{1+\nu}{1-\nu}\sigma_{D'} + 2\Delta\sigma_D = I_{1G} = I_{1B}$$

Cette zone correspond dans l'oedomètre au domaine où la contrainte axiale est supérieure à la contrainte axiale en B :

- une deuxième zone où le gonflement est très important parce que les contraintes de gonflement ne sont pas assez élevées pour faire en sorte que  $I_{1D}$  soit égal à  $I_{1B}$ .

Une illustration de ces deux zones est présentée sur la figure I.31 pour une excavation souterraine où la contrainte verticale est supérieure à la contrainte horizontale.

Zone 1 : cette zone est appelée zone de gonflement initial et correspond au domaine où  $I_{1D} > I_{1B}$ ,

Zone 2 : Cette zone est appelée zone de gonflement principal et correspond au domaine où  $I_{1D} < I_{1B}$ , domaine qui s'étend en voûte et surtout en radier dans le cas d'un profil plein cintre avec un radier plat.

Cette méthode permet comme celle de Grob de calculer les déplacements dus au gonflement au niveau du radier. L'état initial des contraintes est tout d'abord déterminé, suivi des zones de gonflement. Des essais de gonflement de type Huder & Amberg sont ensuite réalisés sur des échantillons prélevés dans la zone de gonflement principal pour obtenir les paramètres de gonflement ( $K_i$  et  $\sigma_g$ ). Cette zone est découpée en tranches, les déformations de chaque tranche sont calculées à l'aide des essais de Huder & Amberg puis sommées pour obtenir le déplacement du radier (figure I.32).

Cette méthode repose sur un principe qui doit être vérifié expérimentalement. De plus, l'essai oedométrique représente un essai unidimensionnel. Par conséquent, cet essai peut être représentatif des conditions au milieu du radier, mais non de celles des bords.



En vertu du droit d'auteur, cette inclusion ne peut figurer dans la thèse en ligne.

**Figure I.30** Essai de gonflement à l'oedomètre d'après Einstein et Bischoff (1976)



En vertu du droit d'auteur, ces inclusions ne peuvent figurer dans la thèse en ligne.

**Figure I.31** Zone de gonflement, d'après Einstein et Bischoff (1976).

**Figure I.32** Détermination des déplacements dus au gonflement, d'après Einstein et Bischoff (1976).

### Méthode de Gysel

Gysel (1987) a développé une méthode analytique s'inspirant de la méthode des lignes caractéristiques pour déterminer les pressions s'exerçant sur le revêtement d'un tunnel profond et circulaire en terrain gonflant. L'état de contrainte initiale est supposé anisotrope et la loi de gonflement utilisée est celle proposée par Wittke et Pierau (1979). Gysel suppose le comportement du sol élastique et la répartition elliptique des pressions à l'interface tunnel/sol après gonflement. La répartition des contraintes elliptiques est caractérisée par la pression de contact moyenne à l'interface ( $P_i$ ) et le coefficient d'ellipticité du chargement ( $\beta$ ) (figure I.33). La résolution du problème consiste à déterminer ces deux grandeurs. Elles sont déterminées par l'étude du comportement du terrain et du revêtement en pied droit et en voûte. La détermination des états de contrainte initial et final permet de mettre en évidence une zone gonflante se situant sous le radier et au-dessus de la voûte (si  $K_0 < 1$ ). On peut alors à partir des formulations analytiques tracer des réseaux de courbes correspondant à l'équilibre du terrain et du revêtement en pied et en voûte. Chaque réseau de courbes permet de déterminer une courbe caractéristique pour chaque condition d'équilibre. L'intersection de ces deux courbes caractéristiques nous donne le couple solution ( $\beta, P_i$ ) (figure I.34).



En vertu du droit d'auteur, ces inclusions ne peuvent figurer dans la thèse en ligne.

**Figure I.33** Répartition elliptique des contraintes autour du tunnel, (Gysel, 1987)

**Figure I.34** Courbe caractéristiques dont l'intersection détermine le couple  $P_i$  et  $\beta$ , (Gysel, 1987)

#### I.5.4.2 Méthode numérique : méthode des éléments finis

##### Application du modèle de Wittke

Wittke et Pierau (1979) ont introduit leur modèle de gonflement dans un code de calcul utilisant la méthode des éléments finis afin de pouvoir déterminer les déformations et les contraintes causées par le gonflement sur des ouvrages tels que les tunnels ou les excavations. Ils déterminent l'état de contrainte primaire avant le creusement et l'état de contrainte secondaire immédiatement après le creusement et avant gonflement, ce qui permet d'obtenir le premier

invariant du tenseur des déformations grâce au modèle de gonflement. Ces déformations sont réparties proportionnellement à la variation des contraintes principales entre l'état primaire et secondaire. Cependant les déformations de gonflement ne se développent pas entièrement à cause du confinement assuré par le sol. Les déformations et contraintes induites par le gonflement sont alors obtenues par un calcul itératif utilisant la méthode des contraintes initiales.

Wittke et Pierau (1979) ont testé leur modèle sur deux ouvrages souterrains : le tunnel de Waggenburg et le tunnel du métro de Stuttgart.

Le tunnel de Waggenburg comporte deux galeries d'essais qui ont été creusées à partir d'une galerie existante. La première galerie a été uniquement soumise à l'humidité atmosphérique et un soulèvement du radier de 25 mm a été observé au bout de deux ans, ce qui est proche du soulèvement (19 mm) obtenu avec le calcul par éléments finis. Par contre, la deuxième galerie qui a été mise en imbibition, a présenté un soulèvement du radier de 45mm au bout de 3 ans. La prévision par le calcul (19 mm) était trop faible. Wittke explique cette différence par une désintégration du matériau par excès d'eau. Cependant, on peut se demander si les conditions d'hydratation dans l'essai de Huder & Amberg ne sont pas tout aussi brutales et fortes que dans le cas de l'irrigation de la deuxième galerie, et on peut donc s'interroger sur la valeur de l'argument de Wittke (Robert et Fabre, 1987). On peut aussi remarquer que l'état d'un échantillon au niveau du radier n'est pas le même que celui d'un échantillon placé dans un oedomètre. En effet, pour ce dernier, l'échantillon est confiné latéralement ce qui permet de limiter la désintégration du matériau.

Les figures I.35a et I.35b présentent respectivement la modélisation du tunnel de Stuttgart et les résultats des calculs et des mesures. Les déformations calculées sont très supérieures aux déformations mesurées et même une diminution du paramètre  $K_i$  ne permet pas de se rapprocher des valeurs mesurées. La méthode ne rend pas compte de l'influence de ce paramètre qui apparaît dans l'essai de Huder-Amberg comme caractéristique du gonflement.



En vertu du droit d'auteur, ces inclusions ne peuvent figurer dans la thèse en ligne.

**Figure I.35a** Modélisation du métro de Stuttgart, d'après Wittke et Pierau (1979).

**Figure. I.35b** Déplacements relatifs mesurés et calculés entre le radier et la voûte du tunnel du métro de Stuttgart, d'après Wittke et Pierau (1979).

#### Application du modèle de Froehlich

Le modèle développé par Froehlich (1989) a été introduit dans un code de calcul par éléments finis. Les calculs sont effectués selon la méthode des déformations initiales. L'auteur a étudié les effets d'un gonflement anisotrope sur un tunnel à radier plat en faisant varier l'épaisseur du domaine de gonflement annulaire.

La figure I.36 représente la répartition des déplacements sur une section du tunnel. On constate que les déplacements sont bien plus importants dans le radier, que le toit s'affaisse très faiblement et que les parois latérales s'écartent légèrement. Ces déformations dépendent fortement de l'épaisseur du domaine de gonflement (figure I.37) et des caractéristiques mécaniques du massif rocheux. Plus son module d'Young est élevé, plus les déplacements de la partie gonflante sont importants.

#### Méthode de Robert et Saïta

Robert et Saïta (1997) ont proposé de traiter le phénomène de gonflement pour les ouvrages souterrains à l'aide d'une modélisation numérique dont le principe est « de prendre en compte dans la détermination de la pression finale du gonflement la variation de volume consécutive au déplacement du radier ». Cette modélisation prend directement en compte les résultats de l'essai de Huder & Amberg et donc la caractérisation telle qu'elle se pratique en laboratoire. Le principe de cette méthode consiste à considérer immédiatement sous le radier et à son contact, une couche de terrain gonflant d'épaisseur  $H$  et à admettre que cette tranche de terrain se comporte exactement comme l'échantillon dans l'oedomètre (figure I.38a). La

variation d'épaisseur de cette couche ( $\Delta H$ ) et la pression  $\sigma_a$  s'exerçant sur le radier sont donc liées par la relation de Huder & Amberg :

$$\frac{\Delta H}{H} = K_i \cdot \lg\left(\frac{\sigma_a}{\sigma_g}\right)$$

avec  $\sigma_g$ , pression de gonflement au sens de Huder et Amberg.

Les auteurs ont pris le parti de ne pas modéliser le comportement de la couche gonflante mais d'appliquer sur son contour une pression  $Q_i$  permettant de simuler une augmentation  $\Delta H_i$  de son épaisseur qui a pour effet de créer une contre pression  $(\sigma_a)_i$  sur le radier. Pour différentes valeurs de  $Q_i$ , plusieurs couples  $((\sigma_a)_i, Q_i)$  sont obtenus, ce qui permet de tracer une courbe  $\frac{\Delta H_i}{H} = f[\lg(\sigma_a)_i]$ , (figure I.38b).

Cette méthode a permis d'expliquer, dans le cas du tunnel de Lambsec, l'apparente contradiction entre les valeurs de pression de gonflement mesurées en laboratoire et les valeurs de pression mesurées in situ ou estimées par un calcul à rebours.



En vertu du droit d'auteur, ces inclusions ne peuvent figurer dans la thèse en ligne.

**Figure I.36** Déplacements à la paroi du tunnel, (Froehlich, 1989)

**Figure I.37** Affaissement du toit et soulèvement du radier en fonction du domaine de gonflement, de forme annulaire entourant le tunnel, (Froehlich, 1989)



En vertu du droit d'auteur, ces inclusions ne peuvent figurer dans la thèse en ligne.

**Figure I.38a** Modélisation de la couche gonflante, (Robert et Saïta, 1987).

**Figure.I.38b** Détermination de  $\sigma_a$ , (Robert et Saïta, 1987).

## I.6 Conclusion

Les dommages occasionnés par le gonflement aux ouvrages de génie civil montrent l'importance de ce phénomène et la nécessité de le caractériser pour limiter ses effets dévastateurs. L'étude quantitative du gonflement débuta dans les années 1970 avec les travaux de Huder & Amberg. Depuis, de nombreuses études ont été réalisées, mettant en évidence la complexité du phénomène et la difficulté de prendre en compte à l'échelle macroscopique les mécanismes physico-chimique et mécanique qui agissent à différentes échelles.

L'étude en laboratoire du gonflement est délicate à cause de la durée d'essai relativement longue et de la multiplicité des facteurs influençant le gonflement. Les différents modes opératoires et les appareillages mettent en évidence que le gonflement est fortement influencé par le chemin de chargement imposé à l'échantillon. Il est donc très important de reproduire au mieux les conditions in situ pour être à même de déterminer les paramètres de gonflement correspondants au chemin réel de chargement. Cependant, l'essai oedométrique classique ou modifié n'autorise pas ou très peu de déformation latérale, condition qui n'est pas respectée in situ (Ofer, 1980), ce qui a pour effet de générer une pression de gonflement latérale plus importante que celle in situ et qui affecte probablement le gonflement dans la direction verticale.

Dans la nature, le gonflement s'effectue dans les trois directions plutôt que dans une seule. Par ailleurs, plusieurs auteurs ont mis en évidence que l'autorisation d'une petite déformation axiale (Seed et al., 1962 ; Kabbaj, 1989) ou latérale (Ofer, 1981) faisait chuter la pression de gonflement. Il faut donc bien maîtriser les mesures de variation de volume si l'on veut caractériser correctement le gonflement.

Différents essais de gonflement ont mis en évidence le caractère anisotrope du gonflement et donc la nécessité d'étudier ce comportement d'une manière tridimensionnelle.

Des essais comparatifs réalisés sur un même sol intact et remanié ont montré l'importance de réaliser des essais sur des matériaux intacts si l'on veut obtenir des résultats représentatifs du comportement du sol in situ. A l'heure actuelle, il n'existe que des résultats partiels sur l'aspect tridimensionnel du gonflement des sols intacts, un peu plus pour les sols compactés.

De nombreux modèles de sols gonflants ont été développés pour dimensionner les tunnels en terrain gonflant. Parmi ceux-ci, les modèles de comportement de sols gonflants basés sur des lois de gonflement ont été construits pour la plupart à partir de la caractérisation expérimentale de Huder & Amberg. Ces modèles ne prennent pas en compte le temps. Ils permettent de caractériser le phénomène de gonflement à long terme lorsque les écoulements hydrauliques se sont stabilisés. Bien que certains modèles prennent en compte le caractère tridimensionnel du gonflement, ils ont été développés en général sur la base d'essais unidimensionnels et leur validation sur des ouvrages souterrains doit être poursuivie. La modélisation du comportement des sols gonflants souffre à l'heure actuelle d'un manque d'essais représentatifs. Le perfectionnement de la modélisation se fera avant tout par une amélioration des essais de gonflement et notamment par une caractérisation tridimensionnelle de ce phénomène. De nombreux modèles sont basés sur le fait que la réduction du gonflement dans une direction a pour effet de réduire le gonflement dans les autres directions. Il est donc important de réaliser des essais complémentaires pour confirmer ce phénomène.

Le retour d'expérience montre qu'en général les résultats obtenus en laboratoire sont pessimistes par rapport à ceux observés sur ouvrages. Plusieurs explications peuvent être avancées : effet d'échelle, condition d'imbibition défavorable en laboratoire, mauvaise reproduction des conditions de chargement in situ. C'est sur ce dernier point que nous allons tenter d'apporter des éléments de réponse dans les prochains chapitres. Dans ce but, nous avons mis au point un dispositif expérimental permettant d'étudier le gonflement tridimensionnel d'échantillon pour des conditions de chargement plus proches de celles in situ.



## **CHAPITRE II**

### **CONCEPTION D'UN OEDOMETRE FLEXIBLE**

## II.1 Introduction

L'étude des désordres imputables au gonflement des sols a montré que, dans de nombreux cas, la composante horizontale du gonflement est prépondérante dans les dommages causés aux ouvrages. Sa détermination est donc nécessaire dans tout calcul de structures où les contraintes horizontales interviennent. Par ailleurs, l'analyse bibliographique a mis en évidence que la pression de gonflement obtenue en laboratoire était en général supérieure à la pression mesurée in situ (Steiner, 1993 ; Chen, 1988). Ceci peut s'expliquer par le fait que les essais de laboratoire ne reflètent qu'imparfaitement les conditions in situ et peuvent conduire à des résultats pessimistes. En particulier, les essais à l'oedomètre classique qui sont préconisés par les instances de normalisation imposent une déformation latérale nulle qui n'est pas toujours représentative des conditions de terrain en place car, suivant la rigidité de l'ouvrage ou la rigidité du sol environnant, le sol gonflant peut se déformer.

Afin d'étudier le comportement des sols gonflants en laboratoire en imposant des conditions aux limites plus réalistes, nous avons développé au sein de notre laboratoire une cellule flexible. Ce dispositif permet de mesurer la pression latérale de gonflement d'un échantillon cylindrique tout en autorisant une certaine déformation radiale de l'échantillon qui est contrôlée par la flexibilité de la cellule. Les conditions aux limites latérales imposées à l'échantillon par le sol ou les ouvrages environnants sont alors représentées par des ressorts dont la rigidité peut varier en fonction des caractéristiques de la cellule. Pour la condition dans la direction axiale, nous avons simulé deux situations rencontrées in situ : soit le sol est libre de gonfler axialement sous une certaine contrainte, soit il en est empêché. L'intérêt d'un tel dispositif est de fournir des informations sur le gonflement tridimensionnel des sols dans des conditions proches de celles in situ afin de pallier le manque d'essais tridimensionnels qui freine le développement de modèles de comportement de sols gonflants.

On se propose dans ce chapitre de présenter le dispositif expérimental utilisé, le mode opératoire et le protocole d'essai suivis. Ce chapitre comporte également une étude de répétabilité des différents types d'essais réalisés avec le dispositif expérimental mis au point au cours de la thèse.

## II.2 Dispositif expérimental

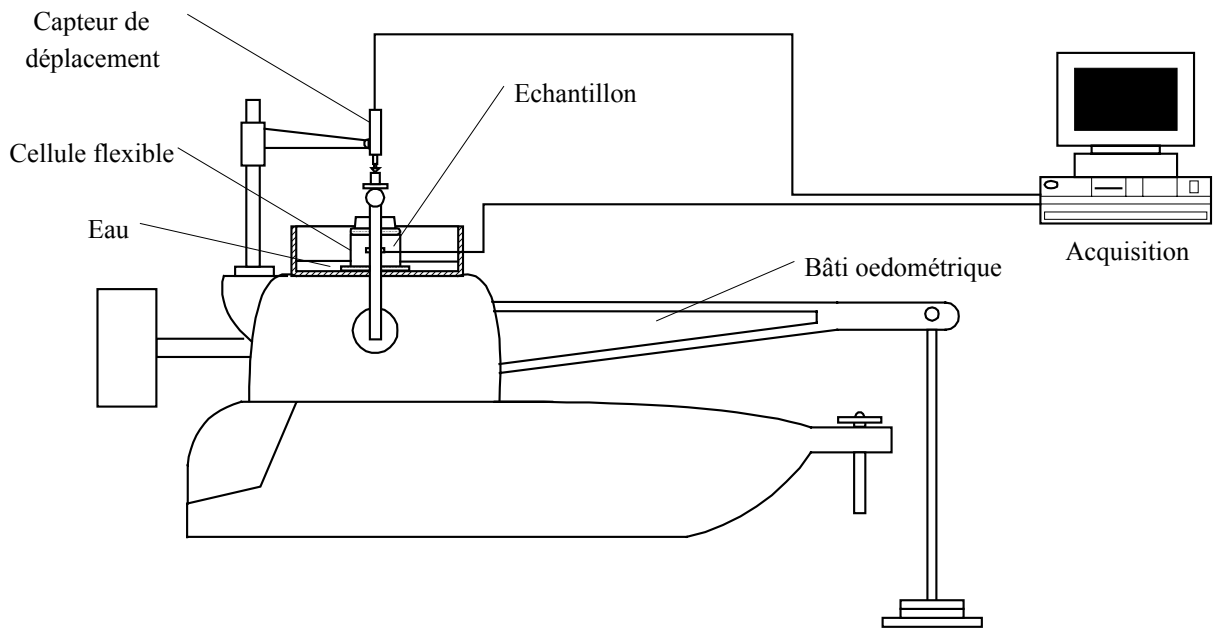
Le dispositif expérimental mis au point permet l'étude du gonflement d'échantillons cylindriques soumis à l'imbibition puis au déchargement tout en autorisant une certaine

déformation latérale de l'échantillon. Les différents essais de gonflement ont été réalisés à l'aide de la cellule flexible qui autorise, en fonction de la rigidité relative sol/cellule, une déformation latérale au cours du gonflement. En ce qui concerne la condition dans la direction axiale, il est possible d'imposer deux types de conditions : soit l'échantillon est soumis à une contrainte axiale, soit on bloque la déformation axiale par un bâti de grande rigidité. Une centrale d'acquisition est utilisée pour enregistrer le déplacement axial, la pression de gonflement axiale, et la déformation latérale de la cellule qui permet, après étalonnage, de déduire la pression latérale de gonflement. Nous présenterons successivement les dispositifs permettant de réaliser des essais de gonflement à contrainte axiale imposée ou à déformation axiale bloquée, et ensuite nous décrirons la cellule flexible développée au cours de ce travail.

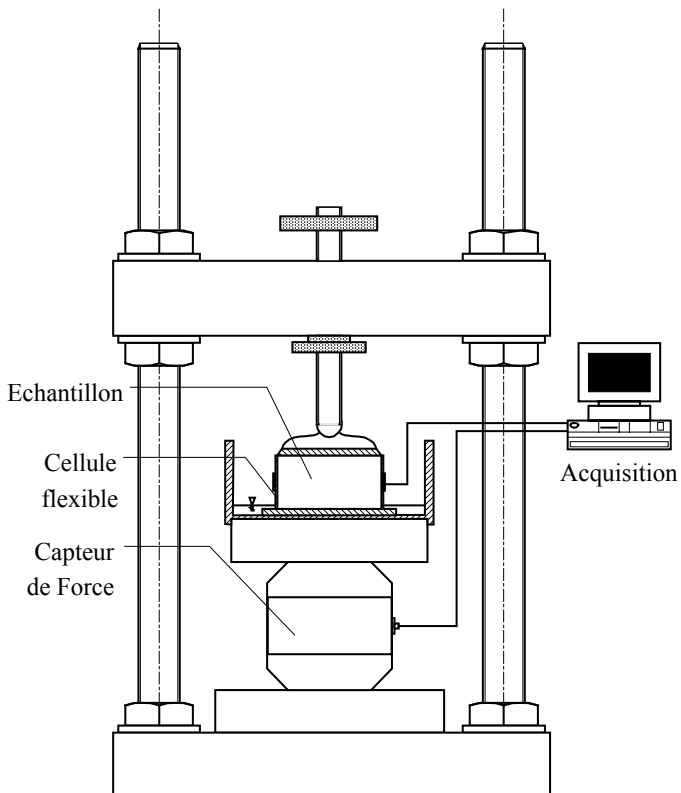
### **II.2.1 Bâti oedométriques**

Le dispositif expérimental permettant de réaliser des essais de gonflement à contrainte axiale imposée est présenté sur la figure II.1. Il est composé d'un bâti oedométrique à chargement par l'avant de type Wykeham (WF24251) ou Controls (26-T302) et d'une cellule flexible. La cellule flexible est placée dans un réceptacle muni de pierres poreuses permettant l'imbibition du matériau. On mesure au cours du gonflement la déformation axiale à l'aide d'un capteur de déplacement et la déformation de la cellule flexible à l'aide de jauges de déformations.

L'analyse bibliographique sur les différents types d'appareillages permettant d'imposer une déformation axiale nulle a mis en évidence deux types de dispositifs. Un dispositif qui permet d'appliquer à chaque petite déformation de l'échantillon une contrainte supplémentaire afin de ramener l'échantillon à sa taille initiale, un autre de très forte rigidité capable de bloquer tout gonflement. C'est cette dernière méthode que nous avons utilisée. La figure II.2 illustre le dispositif expérimental conçu pour réaliser des essais à déformation axiale bloquée. Celui-ci est constitué d'un bâti très rigide muni d'un capteur de force et de la cellule flexible placé dans son réceptacle équipé de pierres poreuses. Le bâti rigide est composé de deux plateaux reliés par quatre tiges filetées et un capteur de force fixé sur le plateau inférieur sur lequel on vient placer la cellule flexible et son réceptacle. Une tige filetée est vissée sur le plateau supérieur et bloque la déformation axiale lors du gonflement.



**Figure II.1** Schéma du dispositif expérimental permettant de réaliser des essais à contrainte axiale imposée.



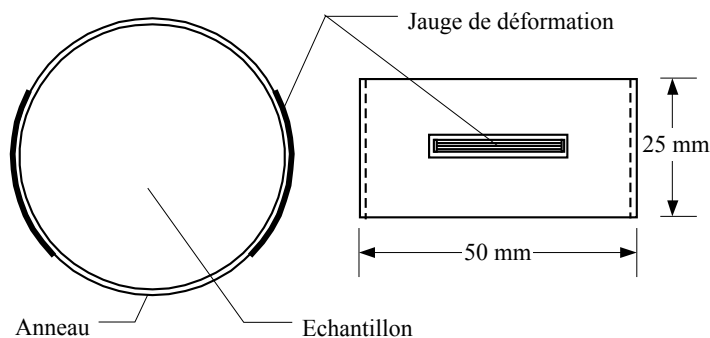
**Figure II.2** Dispositif expérimental permettant de réaliser des essais à déformation axiale bloquée.

## II.2.3 Cellule flexible

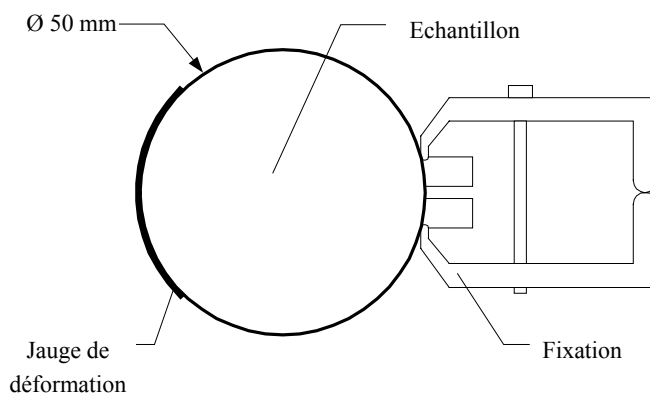
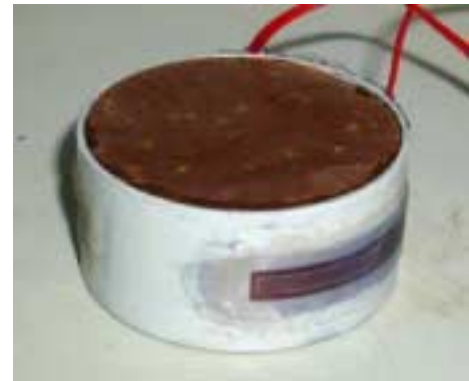
### II.2.3.1 Principe

La cellule flexible a été conçue pour étudier le gonflement d'échantillons cylindriques de sol en autorisant une déformation latérale au cours du gonflement. La cellule est constituée d'un anneau flexible instrumenté par des jauges d'extensométrie placées sur la circonférence extérieure de l'anneau qui permettent de mesurer la déformation latérale de l'échantillon. Compte tenu du comportement élastique linéaire de l'anneau, sa déformation circonférentielle est directement proportionnelle à la pression interne appliquée sur l'anneau. Ainsi, il est possible après étalonnage de déterminer la pression latérale développée lors du gonflement. La déformation radiale permise est contrôlée par la rigidité relative anneau/sol. Nous présentons sur la figure II.3.a le schéma de principe et une photo de l'anneau flexible.

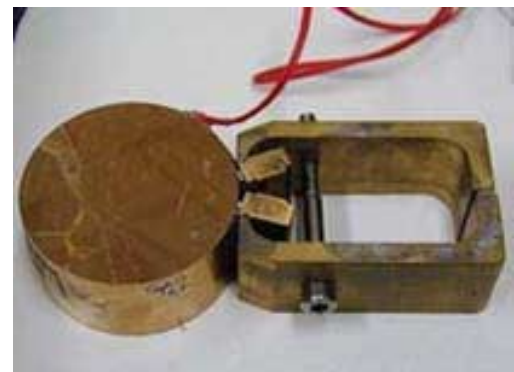
Pour les cellules flexibles possédant des épaisseurs très faibles, il n'a pas été possible d'usiner l'anneau. C'est pourquoi, ce dernier a été fabriqué par cintrage et fixation des deux extrémités (figure II.3.b).



(a)



(b)



**Figure II.3** Schémas et photos de la cellule flexible.

Pour imbiber l'échantillon, l'ensemble cellule flexible plus échantillon est placé dans un réceptacle muni de pierre poreuse. Suivant le type de condition que l'on veut appliquer axialement, l'ensemble est placé soit dans le bâti classique soit dans le bâti très rigide.

### II.2.3.2 Dimensionnement

Dans l'essai oedométrique classique, la rigidité relative de l'échantillon par rapport à la bague oedométrique est considérée comme infinie ce qui permet de reproduire une condition de déformation latérale nulle. Pour autoriser une certaine déformation radiale de l'échantillon, il a fallu réduire cette rigidité relative. On définit la rigidité de la cellule flexible par le paramètre  $K_{an}$  qui relie la pression interne  $p$  à la déformation circonférentielle de l'anneau :

$$p = -K_{an} \varepsilon_r$$

Le matériau considéré étant élastique et l'épaisseur de l'anneau étant très faible par rapport à son rayon, nous pouvons en déduire à l'aide de la résistance des matériaux l'expression suivante :

$$K_{an} = \frac{eE_{an}}{R}$$

avec  $e$  l'épaisseur de l'anneau,  $R$  son rayon intérieur et  $E_{an}$  le module d'Young de son matériau.

La rigidité des cellules flexibles est choisie en fonction de la rigidité du sol à étudier et de la déformation que l'on veut autoriser. Cette rigidité peut être modifiée en faisant varier l'épaisseur de l'anneau, le matériau constituant et le diamètre. Nous avons fixé les dimensions des échantillons pour tous les essais et fait varier le matériau et l'épaisseur de l'anneau. Les échantillons utilisés dans notre étude possèdent un diamètre de 50 mm et une hauteur de 25 mm.

#### *Matériau utilisé*

Nous avons utilisé l'aluminium pour les oedomètres de forte rigidité, car son faible module d'Young permet d'avoir des épaisseurs d'anneau plus importantes pour une rigidité donnée et donc de faciliter l'usinage. Ces anneaux ont été peints pour éviter des problèmes de corrosion. Pour les oedomètres flexibles de plus faible rigidité, nous avons utilisé du cuivre au béryllium pour ses très bonnes caractéristiques mécaniques car, pour de très faibles épaisseurs d'anneau (de l'ordre du 1/10 de millimètre), les contraintes sont relativement importantes. Le cuivre au béryllium possède un module d'Young voisin de 133000 MPa et une limite d'élasticité comprise entre 930 MPa et 1100 MPa.

*Epaisseur de l'anneau*

Nous avons fait varier l'épaisseur de l'anneau pour modifier sa rigidité. Le tableau II.1 récapitule les caractéristiques des cellules flexibles utilisées dont les rigidités varient de 300 à 3000 MPa.

**Tableau II.1** Caractéristiques des cellules flexibles utilisées.

Matériau	Cuivre au béryllium	Aluminium	Cuivre au béryllium	Cuivre au béryllium	Aluminium
Epaisseur (mm)	0,05	0,12	0,1	0,15	1
$K_{an}$ (MPa)	310	370	580	850	3045

## II.2.1.3 Etalonnage

La déformation circonférentielle de la cellule que l'on mesure par l'intermédiaire de jauges de déformation est proportionnelle à la pression interne appliquée dans la cellule. Si l'on applique une pression interne connue, il est possible d'étalonner ce dispositif. Celui-ci est étalonné par le chargement d'un échantillon de caoutchouc placé dans cette cellule (figure II.5)

En effet, si l'on considère le comportement du caoutchouc élastique, la pression  $p$  développée latéralement s'écrit :

$$p = \frac{\nu_c}{(1 - \nu_c) + \frac{E_c}{K_{an}}} \sigma$$

où  $E_c$  et  $\nu_c$  représentent respectivement le module d'Young et le coefficient de Poisson du caoutchouc. Nous avons déterminé les paramètres élastiques de cet échantillon par un essai de compression simple avec mesure des déformations axiale et radiale. La figure II.6 présente l'évolution de ces déformations en fonction de la contrainte axiale. Nous obtenons un module d'Young de 3 MPa et un coefficient de Poisson de 0,50.

Pour des rigidités de cellule flexible comprises entre 300 et 3000 MPa, nous commençons, en égalant  $p$  à  $\sigma$  une erreur inférieure à 2%. Nous présentons sur la figure II.7 l'étalonnage de différentes cellules.

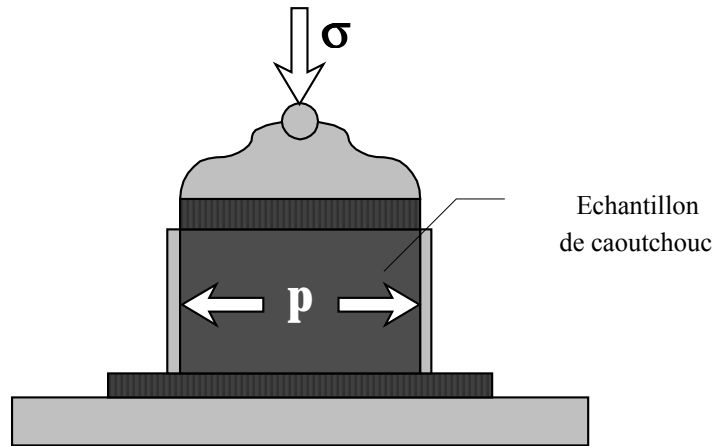


Figure II .5 Etalonnage de la cellule flexible

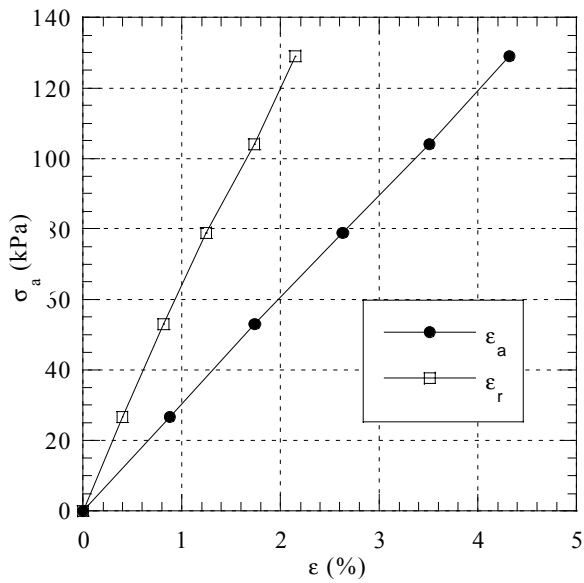


Figure II.6 Détermination des paramètres élastiques de l'échantillon de caoutchouc.

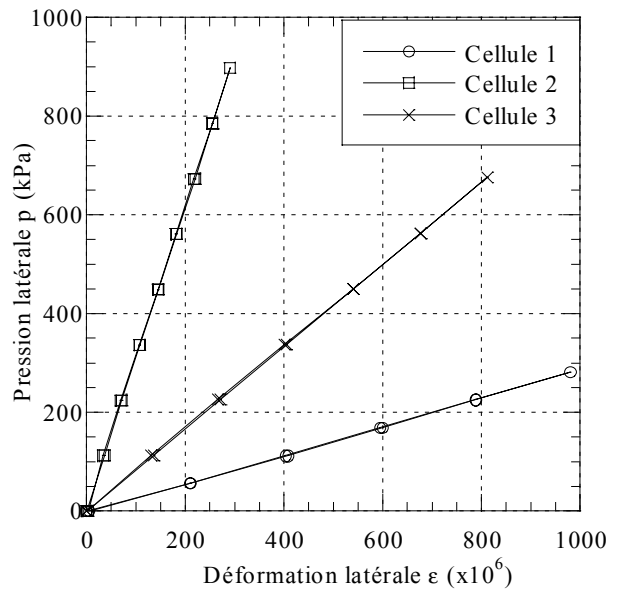


Figure II.7 Courbe d'étalonnage de différentes cellules flexibles.



## II.2.4 Système de mesure

Lors des essais de gonflement à la cellule flexible, on mesure soit la force axiale et la déformation circonférentielle de la cellule pour les essais à déformation axiale bloquée soit le déplacement axial et la déformation circonférentielle de la cellule pour les essais à contrainte axiale imposée. Les caractéristiques de l'instrumentation sont présentées ci-dessous.

### *Déplacement axial*

Pour la mesure du déplacement axial, nous avons utilisé un capteur de type LSCT (Linear Strain Conversion Transducer). Ce capteur est caractérisé par une étendue de mesure de 10 mm et une non linéarité de 0,1 % de l'étendue de mesure. Le corps du capteur est fixé sur une tige du bâti oedométrique.

### *Force axiale*

Pour l'essai à déformation axiale bloquée, la force axiale est mesurée par un capteur de force de type jauge de contrainte qui possède une étendue de mesure de 500 daN et une erreur de linéarité de 0,1% de l'étendue de mesure.

### *Déformation circonférentielle*

La mesure de la déformation de l'anneau est effectuée à l'aide des jauges collées sur la cellule flexible. Ces jauges sont protégées de l'humidité par un revêtement à base de silicone. Elles sont utilisées en montage demi-pont avec jauges de compensation en température qui permet d'éliminer les perturbations des mesures dues à la dilatation thermique. Les caractéristiques des jauges sont : une longueur de grille de 30 mm, un facteur de jauge de 2,09 et une résistivité de 120 Ohms. La pression latérale développée sur la paroi interne de l'anneau est déduite de la déformation circonférentielle de l'anneau par étalonnage.

### *Acquisition*

L'acquisition du déplacement axial, de la déformation circonférentielle et de la force axiale est réalisée en continu par une chaîne d'acquisition HP 75000 série B et un micro-ordinateur reliés par une liaison de type HPIB. La chaîne d'acquisition est munie d'une carte de 16 entrées tension et de deux cartes pour la mesure de deux fois huit jauges de déformation.

## II.3 Mode opératoire et protocoles d'essais

### *Étalonnage*

Avant chaque essai, la cellule flexible est étalonnée selon la procédure explicitée ci-dessus. Lorsque l'essai est terminé, la cellule est de nouveau étalonnée afin de vérifier qu'il n'y a pas de dérive pendant l'essai.

### *Préparation des échantillons*

Suivant le type de matériau testé, les échantillons sont préparés soit à l'aide d'un tour manuel soit à l'aide d'une trousse coupante pour les matériaux tendres. Ils sont taillés de façon à avoir un diamètre de 50 mm et une hauteur de 25 mm puis mesurés et pesés. Les parois de la cellule flexible sont graissées afin de limiter le frottement latéral. L'échantillon est introduit dans la cellule flexible entre deux pierres poreuses sèches et deux feuilles de papier filtre. L'ensemble cellule flexible plus réceptacle permettant l'imbibition est placé sur le bâti oedométrique. Les différents capteurs sont mis en place et les réglages effectués. A la fin de l'essai, l'échantillon est à nouveau pesé et mesuré.

### *Protocoles d'essais*

En fonction du type de condition dans la direction verticale, deux types d'essais peuvent être réalisés.

#### - Essai d'Huder & Amberg

L'essai d'Huder & Amberg est réalisé avec le bâti oedométrique classique. L'échantillon subit un cycle de chargement-déchargement-rechargement par paliers en un temps relativement bref afin de garder le matériau dans son état naturel. Sous une contrainte donnée, on procède à l'imbibition de l'échantillon par sa face inférieure. La phase d'imbibition se termine avec la stabilisation de la déformation axiale. On décharge ensuite l'échantillon par paliers successifs toujours sous imbibition jusqu'à une faible contrainte (10 kPa). Le gonflement est enregistré en continu pendant ces paliers de gonflement. On considère que la stabilisation est atteinte lorsque la variation de déformation axiale est inférieure à 0,01% pendant une période de 24 heures (Didier, 1972).

- Essai à déformation axiale bloquée

L'échantillon est chargé axialement sous une faible contrainte (10 kPa) par l'intermédiaire de la vis filetée du bâti rigide (Figure II.2) qui est ensuite bloquée. L'échantillon est alors mis en imbibition par sa face inférieure. On mesure en continu les pressions axiale et latérale.

## II.4 Répétabilité des essais

Afin de s'assurer du bon fonctionnement du dispositif expérimental mis au point, nous avons réalisé sur un matériau compacté deux essais de type Huder & Amberg et deux essais à déformation axiale nulle.

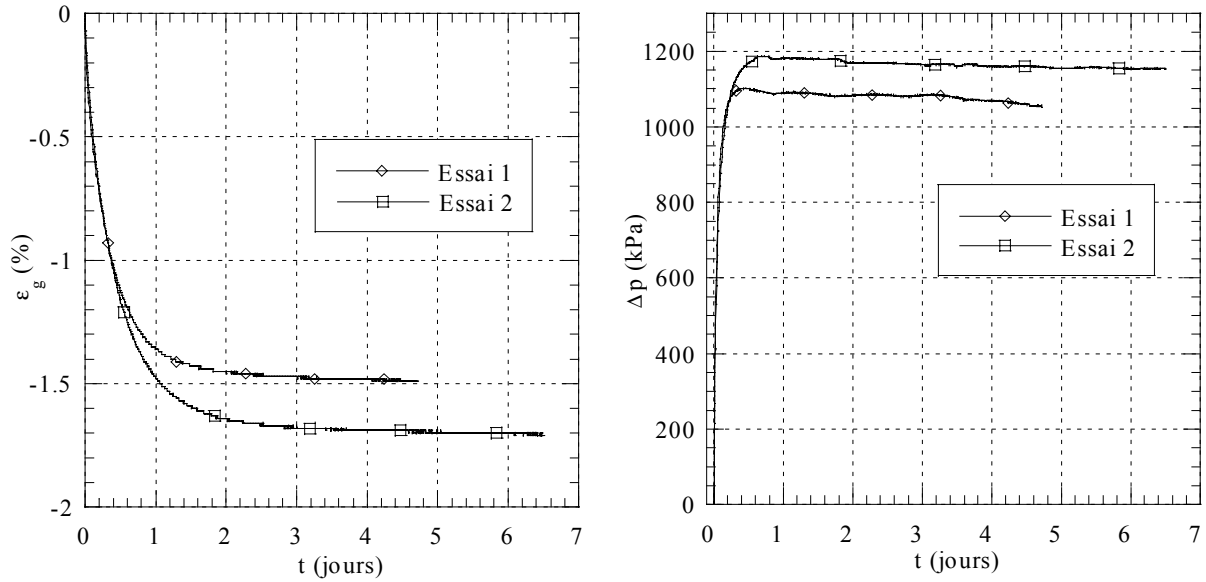
La figure II.8 présente l'évolution de la déformation axiale et de la pression latérale pendant la phase d'imbibition. La cellule flexible utilisée pour ces essais possède une rigidité de 3045 MPa et le cycle de chargement-déchargement-rechargement a été effectué jusqu'à une contrainte axiale de 745 kPa. On note que l'écart entre les valeurs des déformations axiales à la stabilisation est de 12 % tandis que l'écart entre les valeurs de pression latérale maximale est de 7 %.

La figure II.9 illustre la phase de déchargement par palier en termes de déformation axiale et de pression latérale. L'état initial est pris à la fin de la phase d'imbibition sous contrainte axiale constante. On observe également un bon accord entre les deux essais. La relation liant la déformation axiale à la décharge à la contrainte axiale peut être approximée par une droite dans le diagramme semi-logarithmique. L'écart entre les pentes des droites est inférieur à 8%. Les chemins de contrainte suivis par les deux échantillons au cours de la décharge sont très proches.

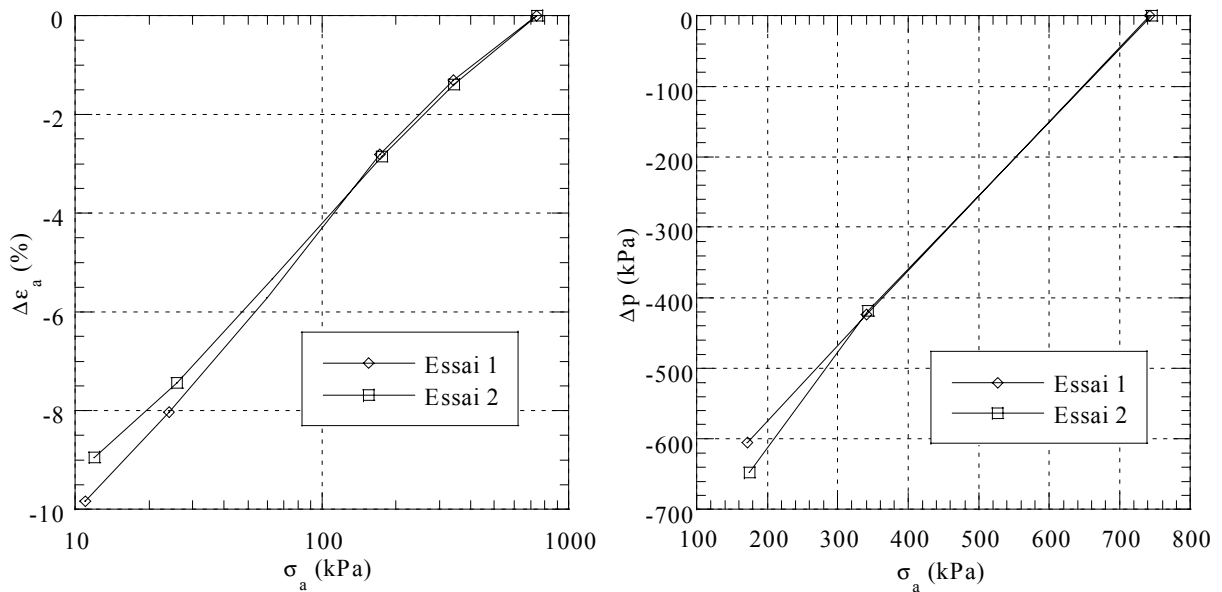
Finalement, l'appareillage utilisé pour les essais sous plusieurs paliers successifs de charges imposées a montré sa capacité à donner des résultats fiables tant pour les phases d'imbibition que de décharge.

Deux essais à déformation axiale bloquée ont été réalisés avec la cellule de 3045 MPa de rigidité sous une contrainte axiale initiale de 10 kPa. Les courbes sont présentées sur la figure II.10. Elles montrent l'évolution en fonction du temps de la variation de pression axiale et de la variation de pression latérale. L'échantillon de l'essai 1 présente une cinétique légèrement plus

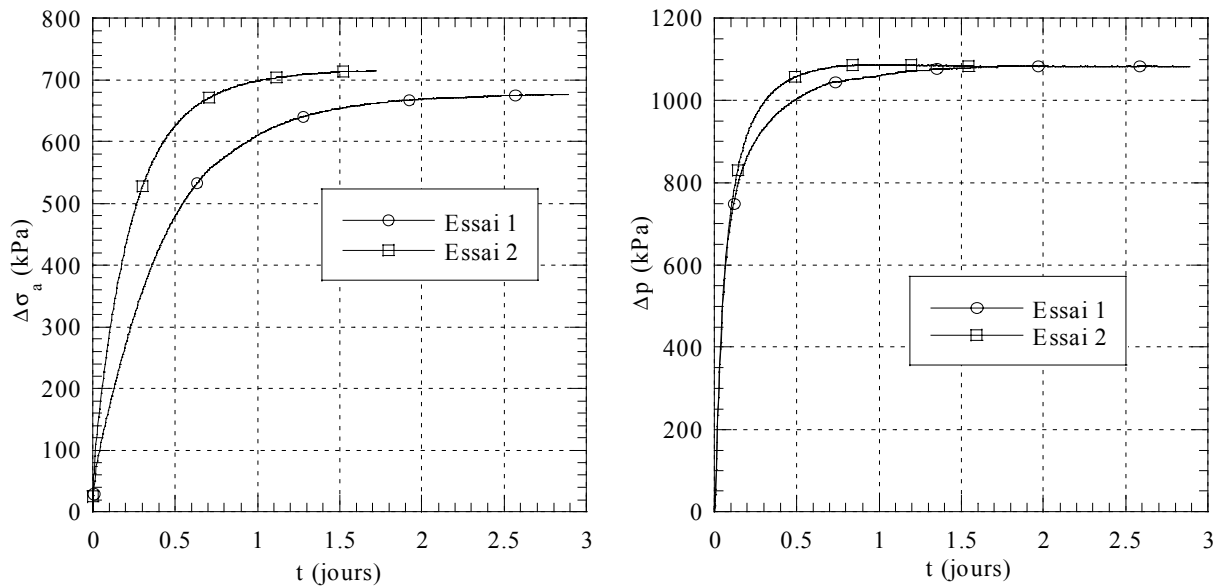
lente mais les valeurs finales sont en bon accord. L'écart entre les valeurs maximales de pression de gonflement axiales et radiales obtenues pour ces deux essais est inférieur à 5% (Tableau II.2).



**Figure II.8** Essais de répétabilité (argile de Bavent compactée) - phase d'imbibition  
 (a) déformation de gonflement (b) variation de pression latérale



**Figure II.9** Essais de répétabilité (argile de Bavent compactée) – phase de déchargement  
 (a) déformation axiale (b) variation de pression latérale



**Figure II.10** Essais de répétabilité – Essai à déformation axiale nulle  
 (a) Variation de pression axiale (b) Variation de pression latérale

**Tableau II.2** Variations de la pression axiale et de la contrainte latérale maximale pour un essai à déformation axiale bloquée.

	$\Delta\sigma_a$ (kPa)	$\Delta p$ (kPa)
Essai1	677	1085
Essai2	714	1087

## II.5 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté le dispositif expérimental mis au point et les modes opératoires suivis. Ce dispositif permet l'étude du gonflement tridimensionnel d'un échantillon cylindrique sous diverses conditions dans les directions axiale et radiale. On peut, en faisant varier la rigidité de la cellule, autoriser plus ou moins la déformation radiale. L'appareillage permet deux types de conditions dans la direction axiale : soit l'échantillon est libre de gonfler sous une certaine contrainte axiale constante, soit il en est empêché (déformation axiale bloquée).

Des tests de répétabilité ont permis de valider le dispositif expérimental et les modes opératoires suivis. A travers ces tests, la cellule flexible a montré sa capacité à mesurer la pression latérale développée lors du gonflement.

Dans les chapitres suivants, nous présentons l'étude du gonflement du matériau compacté et intact à l'aide de la cellule flexible. Nous nous proposons d'étudier l'effet tridimensionnel du gonflement en mesurant simultanément dans les directions axiale et radiale la déformation ou la pression induite par le gonflement. Afin d'étudier l'influence de différents chemins de chargement, on fera varier la rigidité de la cellule et les conditions aux limites dans la direction axiale. Les résultats obtenus permettront de constituer une base de données pour l'élaboration ou la validation de modèles de sols gonflants.

## **CHAPITRE III**

### **ETUDE SUR UN MATERIAU COMPACTE : L'ARGILE DE BAVENT**

### **III.1 Introduction**

L'étude expérimentale présentée dans ce chapitre vise d'une part à valider l'appareillage et le mode opératoire utilisés et d'autre part à étudier la réponse tridimensionnelle d'un matériau gonflant à des sollicitations hydriques (imbibition) et mécaniques (déchargement) pour des chemins de chargement axial et radial proches de ceux du sol en place. La comparaison des réponses de gonflement pour différents chemins de chargement nécessite d'utiliser plusieurs échantillons supposés identiques. Or, l'analyse bibliographique a montré que le phénomène de gonflement est sensible à de nombreux facteurs : composition et nature minéralogiques, nature et structure interne de l'argile, teneur en eau, composition physico-chimique... C'est pourquoi, dans un premier temps, l'utilisation d'un matériau compacté dont les caractéristiques sont « bien contrôlées » s'est avérée préférable. Ainsi, on s'affranchit des problèmes d'hétérogénéité et on peut comparer l'influence des différents chemins de chargement sur le gonflement.

On présentera dans un premier temps le matériau utilisé dans cette étude et les procédures d'essais mises en place. Ensuite, les résultats du programme expérimental seront présentés et on analysera l'influence des différents chemins de chargement sur le gonflement du sol étudié.

### **III.2 Matériau étudié**

Le matériau choisi pour cette étude est l'argile de Bavent, pour laquelle on dispose d'un certain nombre de résultats expérimentaux (Alshihabi, 2001). Cette argile a été utilisée dans une étude sur modèle réduit réalisée au CER de Rouen dans le but d'étudier le phénomène de gonflement dans les remblais. C'est à partir de ce matériau que nous avons confectionné nos échantillons.

#### **III.2.1 Mode de compactage du matériau et préparation des échantillons**

Le CER de Rouen a compacté une grande quantité de matériau afin de pouvoir caractériser le gonflement en laboratoire. Le sol a été compacté dynamiquement par couche à l'aide d'une dame pneumatique sur une surface de 2 x 4 m et une hauteur finale de 30 cm. L'énergie de compactage est équivalente à celle du proctor normal. La teneur en eau de compactage correspond à la teneur en eau naturelle du matériau (24%), qui se situe du côté humide sur la courbe proctor. Par la suite, une grande quantité de matériau compacté a été découpée par blocs de 40 x 40 x 30 cm, qui ont été paraffinés pour être envoyés dans différents laboratoires.



A partir de ces blocs, des échantillons de taille légèrement supérieure à la taille souhaitée ont été confectionnés à l'aide d'une trousse coupante, puis ils ont été séchés jusqu'à obtenir la teneur en eau désirée. Ils ont alors été de nouveau coupés à la trousse coupante pour obtenir des échantillons de 50 mm de diamètre et de 25 mm de hauteur. Ces échantillons ont été préparés en une seule fois puis paraffinés pour maintenir la teneur en eau constante (Alshihabi, 2001).

### III.2.2 Caractéristiques géotechniques

Le matériau étudié provient d'une carrière de brique de la région de Rouen. Il est constitué d'un mélange de deux matériaux gris et beige dont les limites d'Atterberg sont présentées dans le tableau III.1 et les courbes granulométriques sur la figure III.1 (Alshihabi, 2001). Selon la classification GTR, les deux matériaux sont de classe A3 (Argile plastique).



En vertu du droit d'auteur, cette inclusion ne peut figurer dans la thèse en ligne.

**Figure III.1** Courbe granulométrique de l'Argile de Bavent (Alshihabi, 2001)



En vertu du droit d'auteur, cette inclusion ne peut figurer dans la thèse en ligne.

**Tableau III.1** Caractéristiques géotechniques de l'argile de Bavent (Alshihabi, 2001).

Avant de réaliser des essais de gonflement, nous avons évalué qualitativement le potentiel de gonflement de ce sol à partir de classifications proposées par divers auteurs. Le tableau III.2 présente le potentiel de gonflement (faible-moyen-élevé) estimé. Il montre le caractère aléatoire de ces classifications et l'insuffisance de paramètres choisis comme critères de caractérisation du gonflement. Cependant, la combinaison des différentes classifications permet de se faire une idée sur le comportement qualitatif du matériau. Elle indique que ce matériau possède un potentiel de gonflement non négligeable.

**Tableau III.2** Détermination du potentiel de gonflement de l'argile de Bavent d'après divers auteurs.

Méthode	Potentiel de gonflement
Williams (1961)	moyen
Seed et al. (1962)	faible
Dakshanamurthy et Raman (1973)	moyen
Ranganatham et Satyanarayana (1965)	fort
Altemeyer (1955)	faible-moyen

### III.3 Programme expérimental

#### III.3.1 Présentation

Nous avons évoqué la difficulté de caractériser le comportement des sols gonflants par une procédure universelle de laboratoire. En effet, la diversité des situations rencontrées en géotechnique s'est traduite par l'élaboration de nombreuses procédures d'essai de gonflement adaptées aux conditions de sollicitations. De plus, certains essais de laboratoire ont montré que la pression de gonflement est très sensible à la liberté du sol à se déformer. C'est pourquoi la pression de gonflement seule n'est pas suffisante pour dimensionner correctement les ouvrages en terrain gonflant, il est nécessaire de pouvoir déterminer une relation liant la déformation autorisée et la pression de gonflement. Dans ce but, nous avons choisi d'appliquer à la cellule flexible la procédure des essais en parallèle et la procédure Huder & Amberg qui étaient initialement développées pour les essais à l'oedomètre classique. En effet, ces procédures permettent d'obtenir une relation entre la déformation axiale et la pression de gonflement axiale. En ce qui concerne les conditions imposées dans la direction latérale, nous avons cherché à reproduire des conditions plus réalistes que celles imposées par l'oedomètre classique en autorisant une déformation radiale lors du gonflement. Pour cela, les deux procédures d'essais utilisées ont été testées avec deux cellules flexibles de rigidité différentes.

D'un point de vue expérimental, le comportement du matériau gonflant sera apprécié par sa réponse à une mise en imbibition puis par sa réponse à un déchargement sous imbibition. L'essai de gonflement en parallèle à la cellule flexible permet de mettre en évidence un gonflement consécutif à une venue d'eau tandis que l'essai de type Huder & Amberg met en évidence un gonflement consécutif à un déchargement mécanique sous imbibition.

Nous avons également réalisé des essais à déformation axiale bloquée à la cellule flexible pour déterminer par une méthode directe la pression de gonflement appliquée par un sol gonflant sur une structure infiniment rigide pour des chemins de chargement latéraux conditionnés par la rigidité relative sol/cellule.

Le tableau III.3 récapitule les différents types d'essais réalisés et les rigidités des cellules flexibles utilisées. Nous présentons ci-après le détail des procédures mises en œuvre.

### **III.3.2 Essai de gonflement en parallèle**

Les deux séries d'essais de gonflement en parallèle ont été conduites avec deux cellules flexibles de rigidité 850 et 3045 MPa. La cellule de rigidité 3045 MPa se rapproche plus de la cellule oedométrique classique tandis que la cellule de rigidité 850 MPa autorise plus de déformation latérale lors du gonflement. Pour chaque série, quatre échantillons ont subi un cycle de chargement-déchargement-rechargement jusqu'à 745 kPa, puis ont été imbibés sous différentes contraintes axiales. Les contraintes axiales retenues sont 63, 173, 340, 732 kPa pour la cellule flexible de faible rigidité et 63, 173, 340, 745 pour la cellule de forte rigidité. On mesure lors de l'imbibition la déformation axiale de l'échantillon et la déformation circonférentielle de la cellule pour en déduire la pression latérale développée.

### **III.3.3 Essai de gonflement de type Huder et Amberg**

Les essais Huder & Amberg ont été réalisés avec les mêmes échantillons que ceux utilisés pour les essais en parallèle. En effet, l'essai en parallèle correspond à la première partie de l'essai Huder & Amberg. Une fois la stabilisation atteinte, les échantillons testés dans les essais en parallèle ont été déchargés par palier jusqu'à une contrainte axiale voisine de 10 kPa. Les contraintes axiales des paliers de déchargement correspondent aux contraintes axiales d'imbibition des essais en parallèle : 745, 340, 173, 63, 26, 10 kPa.

### III.3.4 Essai de gonflement à déformation axiale bloquée

Deux essais à déformation axiale bloquée ont été réalisés avec des anneaux de rigidité 850 et 3045 MPa. L'échantillon a été chargé axialement sous une contrainte de 10 kPa par l'intermédiaire de la vis du bâti rigide, puis mis en imbibition. Les pressions de gonflement axiale et latérale développées ont été mesurées. Un troisième essai a été réalisé avec un anneau de rigidité 3045 MPa sous une contrainte initiale de 85 kPa.

**Tableau III.3** Récapitulatif des essais réalisés

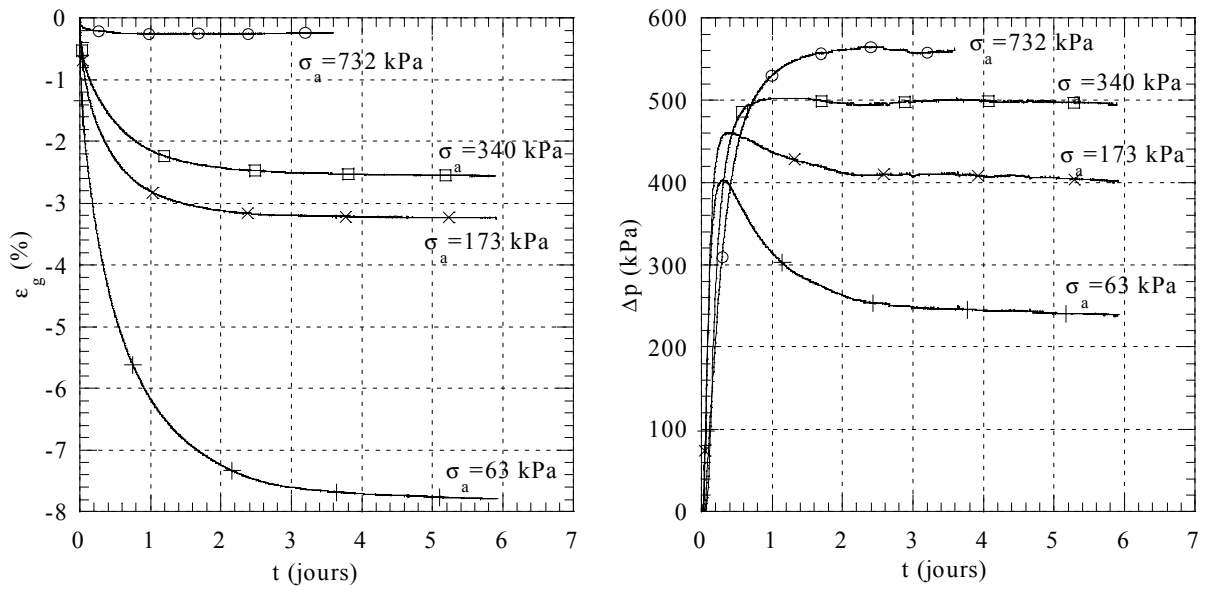
Type d'essai	Contrainte axiale d'imbibition (kPa)	Rigidité de la cellule flexible (MPa)
Essais en parallèle série 1	63	850
	173	
	340	
	732	
Essais en parallèle série 2	63	3045
	173	
	340	
	745	
Essais Huder & Amberg série 1	63	850
	173	
	340	
	732	
Essais Huder & Amberg série 2	173	3045
	340	
	745	
Essais à déformation bloquée	10	850
	10	3045
	85	3045

## III.4 Résultats obtenus

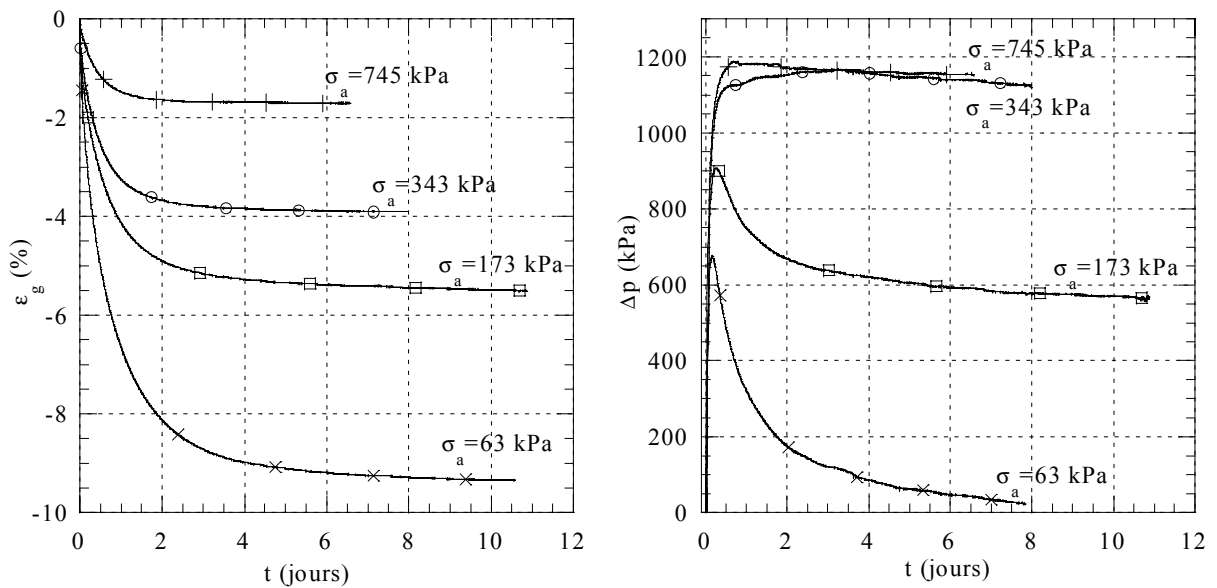
### III.4.1 Essai de gonflement en parallèle

#### Cinétique de gonflement

Les figures III.2 et III.3 illustrent l'évolution de la déformation axiale et de la pression de gonflement latérale en fonction du temps pour les deux anneaux et les différentes contraintes axiales d'imbibition.



**Figure III.2** Essai de gonflement en parallèle avec la cellule de rigidité  $K_{an}=850 \text{ MPa}$   
 (a) Déformation axiale de gonflement (b) Variation de la pression de gonflement latérale



**Figure III.3** Essai de gonflement en parallèle avec la cellule de rigidité  $K_{an}=3045 \text{ MPa}$   
 (a) Déformation axiale de gonflement (b) Variation de la pression de gonflement latérale

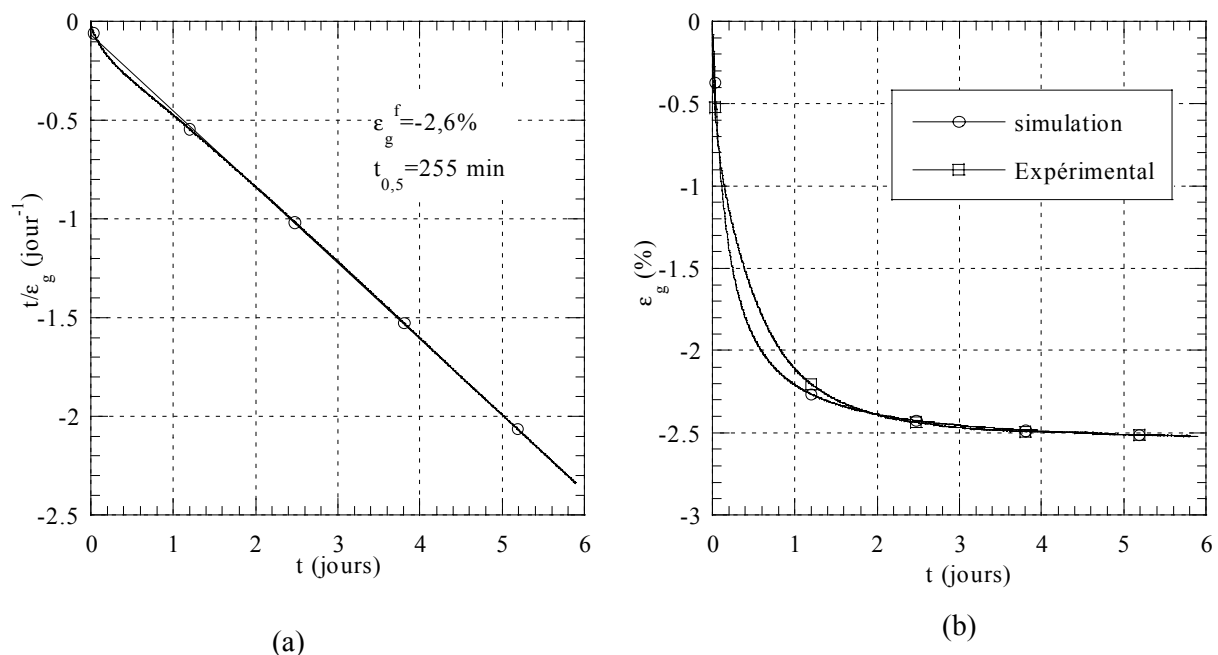
Afin de quantifier la cinétique de gonflement du phénomène d'imbibition, nous avons décrit l'évolution de la déformation axiale en fonction du temps par la relation hyperbolique proposée par Vayssade (1978) :

$$\varepsilon_g = \frac{\varepsilon_g^f}{1 + \frac{t_{0,5}}{t}}$$

où  $\varepsilon_a$  est la déformation axiale de l'échantillon au temps  $t$ ,  $\varepsilon_g^f$  le gonflement final et  $t_{0,5}$  le temps de demi-gonflement, temps pour lequel la moitié du gonflement est atteint. C'est ce paramètre qui va nous permettre de quantifier la cinétique de gonflement. Les paramètres de ce modèle sont obtenus en traçant les couples de point expérimentaux  $(t, t/\varepsilon_g)$ . En effet, l'équation précédente s'écrit :

$$\frac{t}{\varepsilon_g} = \frac{t}{\varepsilon_g^f} + \frac{t_{0,5}}{\varepsilon_g^f}$$

Dans le plan  $(t, t/\varepsilon_g)$ , cette relation est représentée par une droite de pente  $1/\varepsilon_g^f$  dont l'intersection avec l'origine est  $t_{0,5}/\varepsilon_g^f$ . Pour illustrer cette procédure et les résultats obtenus, nous présentons sur la figure III.4 la régression linéaire permettant d'obtenir les paramètres du modèle et la simulation du gonflement à partir des paramètres obtenus pour l'essai réalisé avec la cellule de rigidité 850 MPa sous une contrainte axiale de 340 kPa.



**Figure III.4** (a) Détermination des paramètres du modèle hyperbolique de Vayssade (1978) et (b) simulation de l'essai pour  $K_{an}=850 \text{ MPa}$  et  $\sigma_a=340 \text{ kPa}$ .

Le tableau III.4 présente les temps de demi-gonflement obtenus pour les deux séries d'essais en parallèle. La cinétique de gonflement a tendance à être plus rapide pour des contraintes axiales élevées et moins rapide pour les essais réalisés avec la cellule flexible de forte rigidité. On note que le temps de demi-gonflement pour l'anneau de faible rigidité est atteint en 40 minutes pour  $\sigma_a = 732$  kPa et en 316 minutes pour  $\sigma_a = 63$  kPa. Pour les mêmes contraintes axiales d'imbibition mais avec la cellule flexible de forte rigidité, le temps de demi-gonflement passe respectivement de 273 à 455 minutes.

**Tableau III.4** Temps de demi-gonflement pour les essais en parallèle

$t_{0,5}$ (min)	$\sigma_a$ (kPa)			
	63	173	340	745
$K_{an}=850$ MPa	316	211	254	40
$K_{an}=3045$ MPa	455	390	236	273

#### Influence de la contrainte axiale

La déformation axiale de gonflement augmente et la pression de gonflement latérale diminue lorsque la contrainte axiale décroît. Les résultats obtenus avec l'anneau flexible ( $K_{an}=850$  MPa) montrent qu'une augmentation de la contrainte axiale de 63 à 732 kPa entraîne une augmentation de la pression de gonflement de 403 à 566 kPa et une diminution de la déformation axiale de gonflement de 7,8% à 0,2% (Tableau III.5). La même augmentation de contrainte axiale pour l'anneau rigide ( $K_{an}=3045$  MPa) entraîne une augmentation de la pression de gonflement de 675 à 1187 kPa et une diminution de la déformation axiale de gonflement de 9,4% à 1,8% (Tableau III.6). L'augmentation de la pression de gonflement latérale avec l'augmentation de la contrainte axiale d'imbibition peut s'expliquer en partie par le radoucissement du matériau lors de l'imbibition. Il y a alors un transfert de charge plus important pour les contraintes axiales élevées. Cette tendance peut être également interprétée par le fait que, pour de fortes charges axiales, l'échantillon est empêché de gonfler axialement et donc gonfle davantage dans la direction radiale. Ce gonflement plus important dans la direction radiale se traduit par une pression de gonflement latérale plus importante.

Les tableaux III.5 et III.6 présentent également le rapport entre la pression de gonflement latérale maximale et la contrainte axiale. Ce dernier dépend fortement de la contrainte axiale et de la rigidité de l'anneau. Pour la cellule flexible, ce rapport varie de 6,4 à 0,8 lorsque la

contrainte axiale augmente de 63 à 732 kPa. Pour la cellule rigide, ce rapport décroît de 10,7 à 1,7 pour la même augmentation de contrainte. Ceci signifie que, pour les faibles profondeurs, la pression latérale développée lors de l'imbibition est beaucoup plus importante que la contrainte axiale, ce qui provoque un état d'extension des échantillons.

Pour de faibles contraintes axiales, la pression de gonflement latérale atteint un pic puis diminue pour se stabiliser. Plus la contrainte axiale est élevée, moins le pic est prononcé. Il disparaît pour les fortes contraintes axiales. Ce phénomène a été mis en évidence par plusieurs auteurs sur des essais en laboratoire (Erol & Ergun, 1994) et sur des essais sur modèles réduits (Chen & Huang 1987, Joshi & Katti 1980). Nous présentons, sur la figure III.5, le modèle réduit utilisé par Chen & Huang ainsi que l'évolution de la pression latérale à différents niveaux du modèle réduit. On observe le pic de pression latérale qui est attribué selon Chen & Huang (1987) au réarrangement progressif avec la saturation de la structure du sol et de l'orientation des particules d'argiles. Pour Blight & Williams (1971), le pic est dû aux contraintes horizontales importantes qui se développent lors du gonflement et qui dépassent la contrainte axiale. L'échantillon subit alors une rupture en extension. Des essais de gonflement réalisés par Joshi & Katti (1980) sous différentes contraintes axiales initiales avec mesure de la cohésion en fin d'essai ont montré que l'augmentation de la contrainte d'imbibition induit une augmentation de la cohésion du matériau. Les échantillons des essais réalisés sous des contraintes axiales élevées sont dans un état d'extension moins important et possèdent d'après les résultats de Joshi & Katti (1980) une cohésion plus importante. Ils résistent donc mieux aux contraintes induites par l'imbibition et ne présentent pas de pic de variation de pression latérale.

Pour une même contrainte axiale d'imbibition, la chute de la pression de gonflement latérale est plus importante pour la cellule la plus rigide. Le rapport entre la variation de la pression latérale au pic et à la stabilisation pour une contrainte axiale de 63 kPa est de 1,7 pour la cellule ayant une rigidité de 850 MPa et de 32,1 pour la cellule de rigidité 3045 MPa (Tableau III.5 et III.6). En effet, la pression de gonflement développée latéralement étant plus importante pour la cellule la plus rigide, les échantillons se trouvent dans un état d'extension plus important.

L'imbibition de l'échantillon entraîne deux phénomènes antagonistes : une augmentation de la pression de gonflement latérale et une diminution de résistance du sol. Une vitesse de développement de la pression de gonflement latérale plus importante que la vitesse de diminution de la résistance du sol pourrait expliquer le pic de pression latérale obtenu pour les faibles charges axiales.





En vertu du droit d'auteur, cette inclusion ne peut figurer dans la thèse en ligne.

**Figure III.5** (a) Modèle réduit pour l'étude de la pression de gonflement latérale et (b) évolution en fonction du temps de la pression latérale pour différents niveaux, (Chen, 1988).

### Influence de la rigidité de l'anneau

Les tableaux III.5 et III.6 montrent que l'augmentation de la rigidité de l'anneau induit une augmentation de la déformation axiale de gonflement ainsi qu'une augmentation de la pression de gonflement latérale. Pour une faible contrainte axiale ( $\sigma_a=63$  kPa), l'augmentation de rigidité de 850 MPa à 3045 MPa provoque un accroissement de 20% de la déformation axiale de gonflement et un accroissement de 67% de la pression de gonflement latérale. Pour une contrainte axiale plus élevée ( $\sigma_a=340$  kPa), la même variation de rigidité entraîne une augmentation de 50% de la déformation axiale de gonflement et un accroissement de 133% de la pression de gonflement latérale. Les résultats de ces essais mettent en évidence l'interaction entre les chemins de chargement dans une direction et le gonflement dans les autres directions. En effet, le fait d'empêcher le gonflement dans la direction latérale en utilisant une rigidité d'anneau plus importante a pour effet d'augmenter le gonflement dans la direction axiale. Ceci peut être dû en partie à l'accroissement de la pression latérale de la cellule la plus rigide.

**Tableau III.5** Déformation axiale de gonflement et pression de gonflement latérale maximale et à l'équilibre pour la cellule flexible ( $K_{an}=850$  MPa) pour différentes contraintes axiales d'imbibition.

$\sigma_a$ (kPa)	63	173	340	732
Déformation de gonflement axiale $\varepsilon_g$ (%)	7,8	3,2	2,5	0,2
Pression de gonflement latérale maximale $\Delta p_{max}$ (kPa)	403	461	502	566
Pression de gonflement latérale à l'équilibre $\Delta p$ (kPa)	239	401	495	563
$\Delta p_{max}/\Delta p$	1,7	1,1	1,0	1,0
$\Delta p_{max}/\sigma_a$	6,4	2,7	1,5	0,8

**Tableau III.6** Déformation axiale de gonflement et pression de gonflement latérale maximale et à l'équilibre pour la cellule flexible ( $K_{an}=3045$  MPa) pour différentes contraintes axiales d'imbibition.

$\sigma_a$ (kPa)	63	173	340	745
Déformation de gonflement axiale $\varepsilon_g$ (%)	9,4	5,5	3,9	1,8
Pression de gonflement latérale maximale $\Delta p_{max}$ (kPa)	675	907	1167	1187
Pression de gonflement latérale à l'équilibre $\Delta p$ (kPa)	21	564	1118	1151
$\Delta p_{max}/\Delta p$	32,1	1,6	1,0	1,0
$\Delta p_{max}/\sigma_a$	10,7	5,2	3,4	1,7

#### Détermination des paramètres de gonflement dans la direction axiale

L'intérêt de la procédure d'essai en parallèle à l'oedomètre classique est de fournir une relation liant la contrainte axiale à la déformation axiale de gonflement pour un échantillon confiné latéralement. Les essais réalisés à la cellule flexible nous permettent de déterminer ces relations dans des conditions où le sol est susceptible de se déformer latéralement. La figure III.6 montre la relation liant la déformation axiale de gonflement à la contrainte axiale d'imbibition. Celle-ci peut être approximée par une droite dans le plan ( $\log(\sigma_a)$ ,  $\varepsilon_g$ ) :

$$\varepsilon_g = K_f \lg\left(\frac{\sigma_a}{\sigma_g}\right)$$

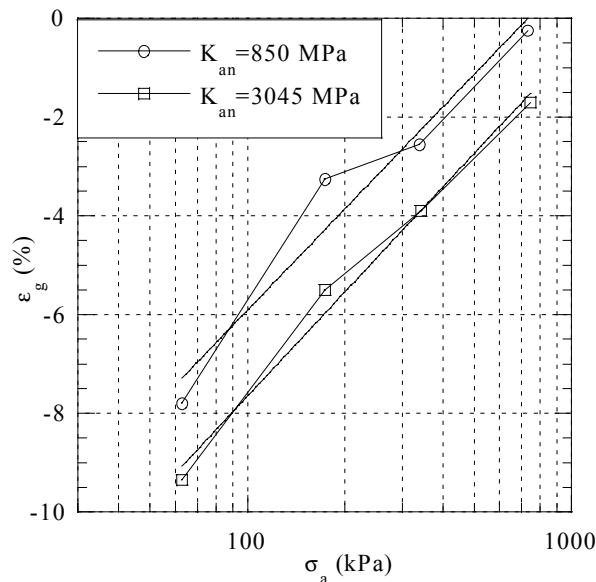
où  $K_f$  est le facteur de gonflement et  $\sigma_g$  est la pression de gonflement axiale.

Les valeurs obtenues avec les deux cellules sont présentées dans le tableau III.7. On constate que le facteur de gonflement est peu affecté par la rigidité de la cellule. Par contre, la

pression de gonflement axiale obtenue avec la cellule rigide ( $K_{an} = 3045 \text{ MPa}$ ) est plus importante de 68 % que celle obtenue avec la cellule flexible ( $K_{an} = 850 \text{ MPa}$ ). Ces résultats montrent que la pression de gonflement dans une direction dépend fortement du chemin de chargement appliqué dans les autres directions. Si le sol en place est susceptible de se déformer latéralement, la détermination de la pression de gonflement à l'oedomètre classique conduit à une surestimation de la pression de gonflement axiale.

**Tableau III.7** Paramètres de gonflement obtenus à partir des essais en parallèle.

	$K_{an} = 3045 \text{ MPa}$	$K_{an} = 850 \text{ MPa}$
$K_f$	0,0703	0,0683
$\sigma_g \text{ (kPa)}$	1225	730



**Figure III.6** Influence de la rigidité de l'anneau et de la contrainte axiale sur le gonflement axial – Essai selon la méthode des essais en parallèle.

### III.4.2 Essai de type Huder & Amberg

#### Comportement global de l'échantillon lors de la décharge

Afin d'illustrer de façon globale la réponse des échantillons au déchargement axial, nous présentons sur la figure III.7 l'évolution de la déformation axiale et de la pression latérale en fonction du temps pour les différents paliers de décharge. Les essais présentés correspondent à ceux réalisés sous une contrainte d'imbibition de 745 kPa avec des anneaux de rigidité 850 et 3045 MPa.

Lors de la décharge axiale, on observe une déformation instantanée suivie d'une déformation qui se stabilise progressivement ainsi qu'une chute brutale de la pression latérale qui diminue progressivement puis se stabilise. Seul l'essai réalisé à l'oedomètre flexible sous une

contrainte axiale d'imbibition de 732 kPa présente une légère augmentation de la pression latérale après la chute brutale. Cette augmentation de pression correspond à un gonflement latéral de l'échantillon qui est empêché par la rigidité de l'anneau.



En vertu du droit d'auteur, cette inclusion ne peut figurer dans la thèse en ligne.

**Figure III.7** Influence de la rigidité de l'anneau sur le gonflement – Essai de Huder & Amberg

(a) déformation axiale

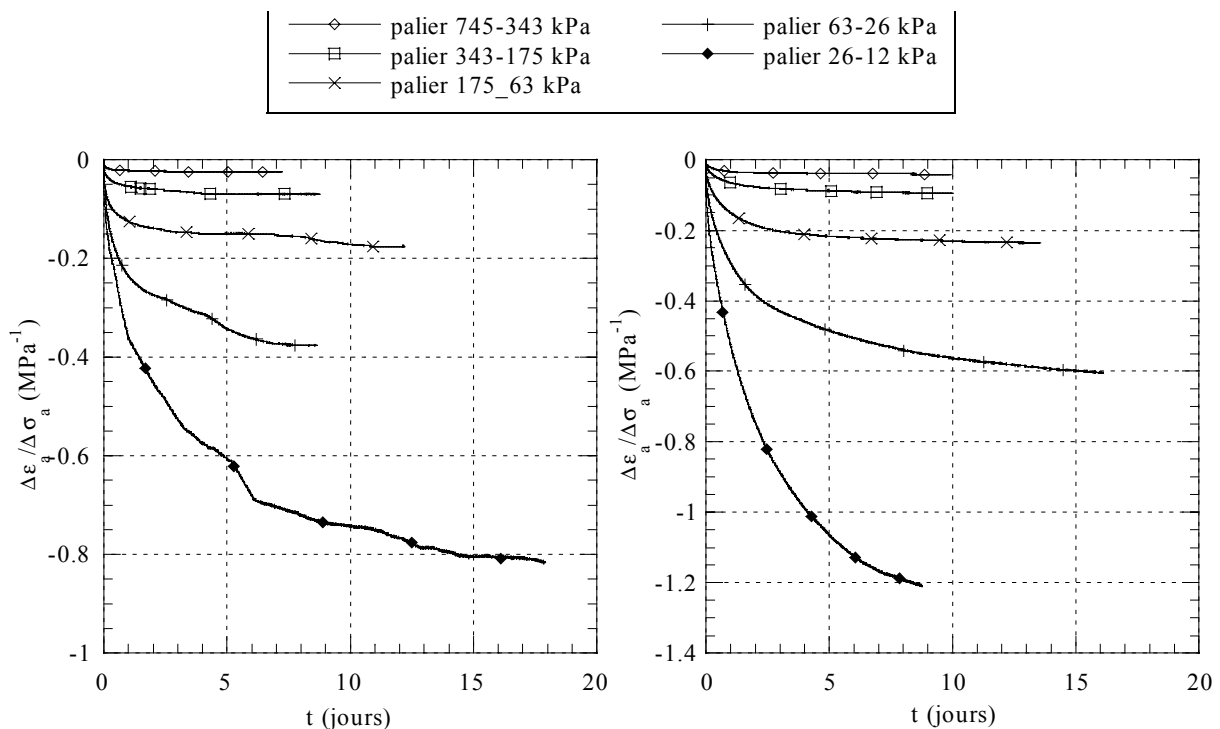
(b) Variation de la pression latérale

Cinétique de gonflement

La phase transitoire des paliers de déchargement de ces mêmes essais est représentée sur la figure III.8 qui montre l'évolution de la déformation axiale rapportée à la variation de contrainte axiale au palier correspondant. On constate que, pour une même variation de contrainte axiale, la variation de la déformation axiale augmente avec la diminution de la contrainte axiale.

Nous avons quantifié la cinétique de gonflement à la décharge par la relation hyperbolique proposée par Vayssade (1978). Les temps de demi-gonflement pour les différents paliers de décharge et pour les deux rigidités d'anneaux sont présentés dans le tableau III.8. Le temps de stabilisation entre chaque palier de décharge augmente avec la diminution de la contrainte axiale. Pour une variation de la contrainte axiale de 745 à 343 kPa, le temps de demi-gonflement pour l'essai réalisé avec l'anneau de rigidité 3045 MPa est obtenu au bout de 357 minutes alors que pour une variation de 63 à 26 kPa celui-ci est atteint au bout de 2140 minutes.

La comparaison des tableaux III.4 et III.8 montre que, pour un même niveau de contrainte axiale, la cinétique de gonflement de déchargement est plus lente que celle d'imbibition. A titre d'exemple, le temps de gonflement pour le palier de 340 à 170 kPa est de 544 minutes alors que les temps de demi-gonflement sous des contraintes axiales d'imbibition de 340 et 170 kPa sont respectivement de 254 et de 211 minutes.



**Figure III.8** Evolution de la déformation axiale rapportée à la variation de contrainte axiale au cours des paliers de déchargement.

(a)  $K_{an}=850$  MPa

(b)  $K_{an}=3045$  MPa

**Tableau III.8** Temps de demi-gonflement pour les essais de type Huder & Amberg

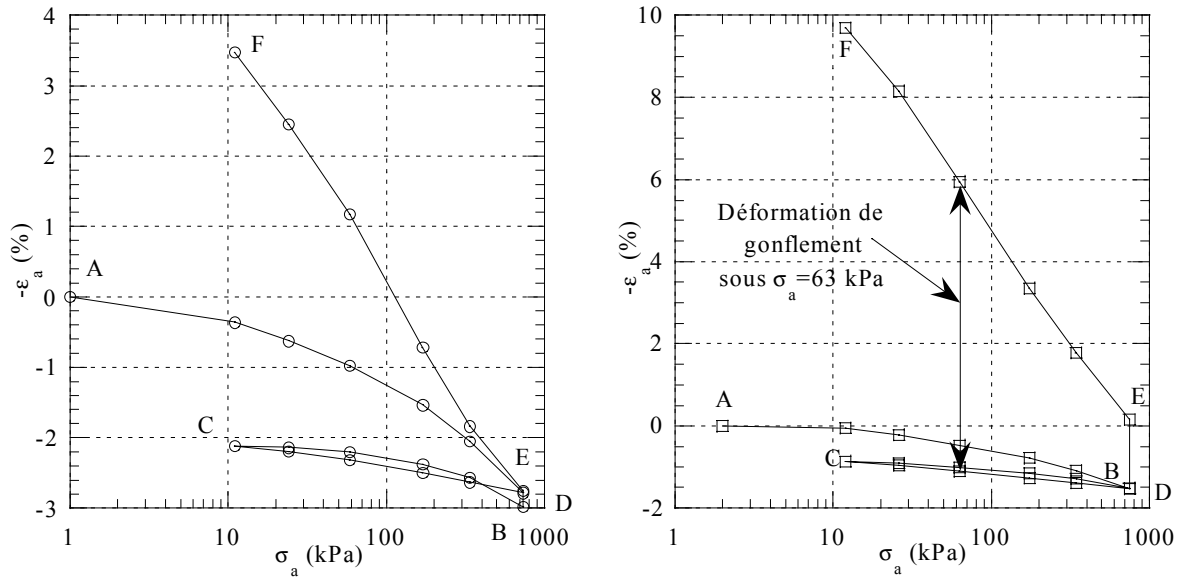
$t_{0,5}$ (min)	Palier (kPa)				
	25-10	60-25	170-60	340-170	740-340
$K_{an}= 850$ MPa	2700	1353	973	544	85
$K_{an}= 3045$ MPa	2140	2101	892	804	357

### Détermination des paramètres de gonflement axiaux

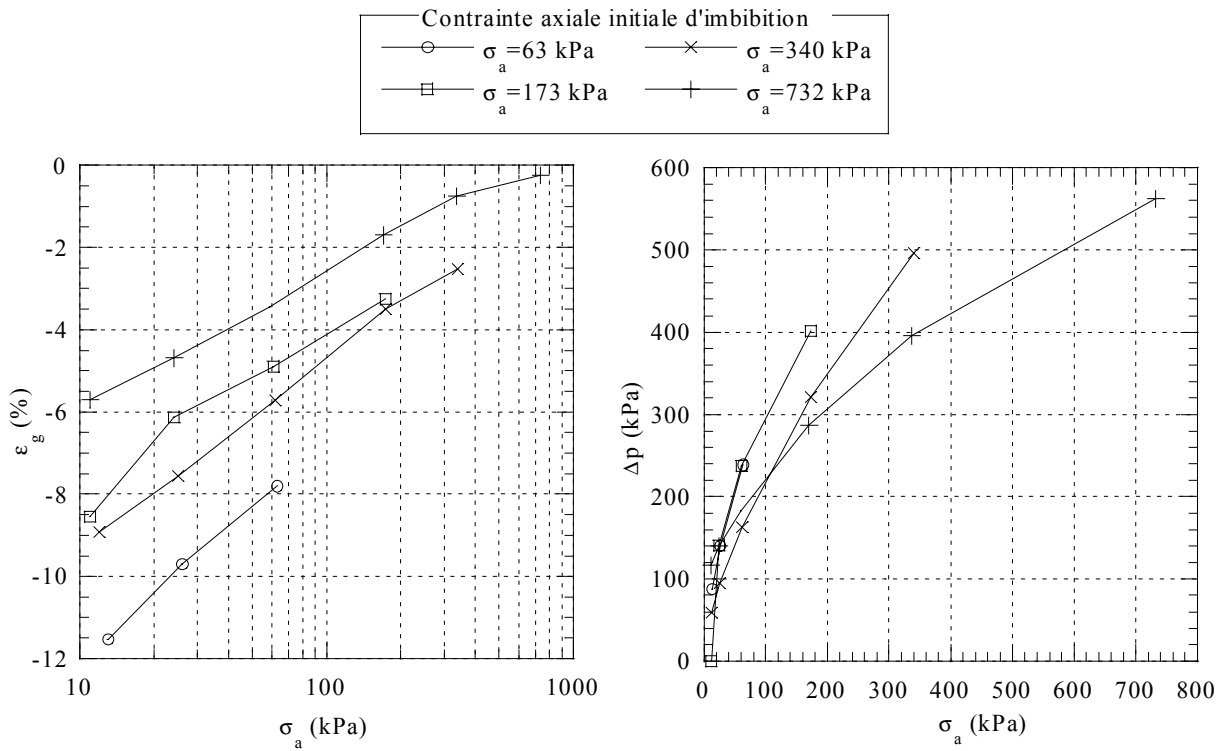
La figure III.9 présente dans le diagramme ( $\lg\sigma_a, -\varepsilon_g$ ) les essais de gonflement de type Huder & Amberg réalisés avec les deux cellules sous les contraintes d'imbibition les plus élevées. Les parties (A-B-C-D), (D-E), (E-F) correspondent respectivement au cycle de chargement, déchargement, rechargement, à la phase d'imbibition et à la décharge par paliers. En admettant que l'on puisse comparer les courbes (CD) et (EF) (figure III.9.b), c'est à dire en supposant qu'il n'y ait pas d'évolution de la structure du matériau pendant le gonflement, on définit la déformation axiale de gonflement sous une contrainte axiale  $\sigma_a$  comme étant la déformation obtenue en retranchant de la déformation totale la déformation élastique calculée à partir du cycle de charge sur le matériau non imbibé (figure III.9.b). Les figures III.10a et III.11a présentent les déformations axiales de gonflement pour les deux anneaux en fonction de la contrainte axiale. Pour la cellule flexible ( $K_{an}=850$  MPa), les quatre échantillons ont été déchargés. Pour les essais réalisés avec la cellule rigide ( $K_{an}=3045$  MPa), seuls les essais réalisés sous une contrainte d'imbibition initiale de 173, 343, 745 kPa ont été déchargés. Dans le diagramme semi-logarithmique, la relation liant la déformation axiale de gonflement à la contrainte axiale peut être approximée par une droite dont l'équation s'écrit :

$$\varepsilon_g = K_i \lg\left(\frac{\sigma_a}{\sigma_g}\right)$$

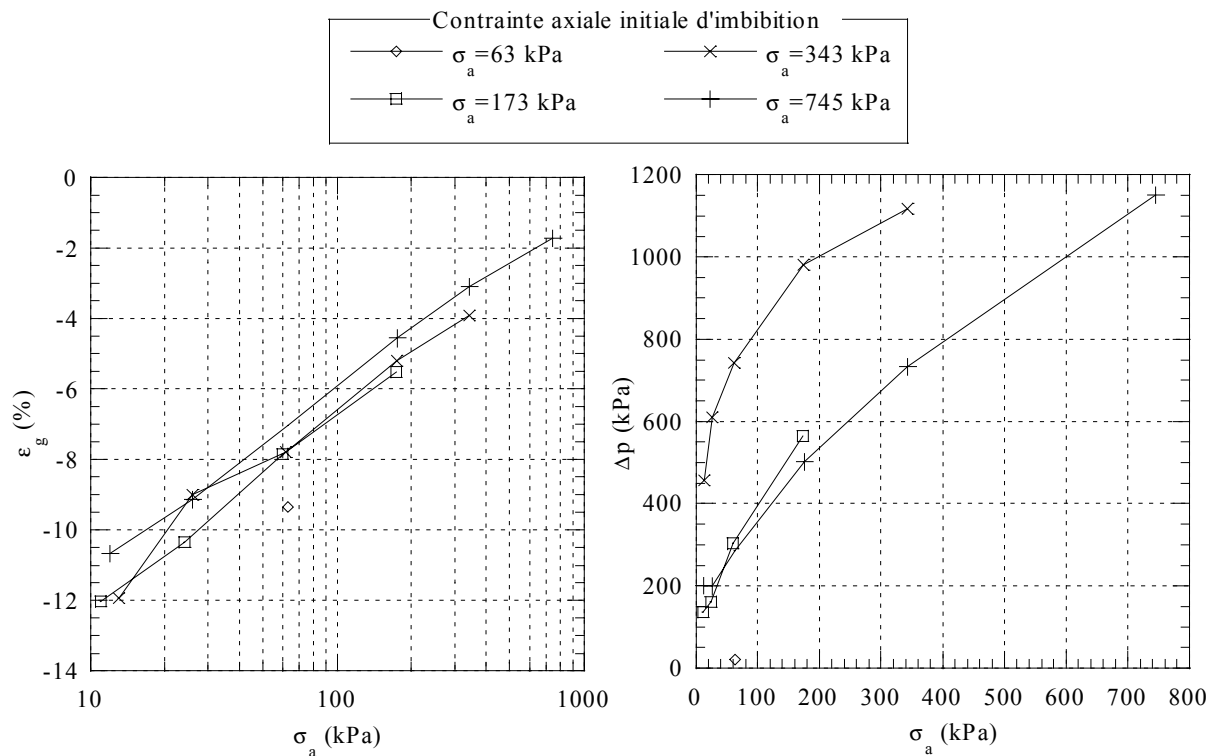
où  $K_i$  est l'indice de gonflement et  $\sigma_g$  la pression de gonflement. Les valeurs de ces paramètres sont récapitulés dans le tableau III.9 en fonction de la rigidité de l'anneau et de la contrainte initiale d'imbibition.



**Figure III.9** Essais de gonflement selon la méthode de Huder & Amberg.  
 (a)  $K_{an}=850$  MPa (b)  $K_{an}=3045$  MPa



**Figure III.10** Essais de gonflement selon la méthode de Huder & Amberg réalisé avec l'anneau de rigidité 850 MPa.  
 (a) Déformation axiale de gonflement (b) Pression latérale



**Figure III.11** Essai de gonflement selon la méthode de Huder & Amberg réalisé avec l'anneau de rigidité 3045 MPa.

(a) Déformation axiale de gonflement

(b) Pression latérale

**Tableau III.9** Paramètres de gonflement obtenus à partir de l'essai de Huder et Amberg.

$\sigma_a$ imbibition (kPa)	$K_{an}=850$ MPa		$K_{an}=3045$ MPa	
	$K_i$	$\sigma_g$ (kPa)	$K_i$	$\sigma_g$ (kPa)
63	0,0540	1705	—	—
173	0,0423	910	0,0552	1690
340	0,0451	1140	0,0539	1675
732-745	0,0316	695	0,0512	1450

On remarque que, mis à part l'essai réalisé avec la cellule flexible ( $K_{an}=850$  MPa) sous une contrainte d'imbibition de 732 kPa, les valeurs de l'indice de gonflement obtenues pour les différents essais sont proches. Pour chaque rigidité d'anneau, on prendra comme valeur de l'indice de gonflement la moyenne des valeurs obtenues pour les différentes contraintes axiales d'imbibition. Celles-ci sont présentées dans le tableau III.10, qui indique que l'indice de gonflement est sensiblement le même pour les deux rigidités de cellule. L'indice de gonflement obtenu pour la cellule flexible ( $K_{an}=850$  MPa) est 12% moins élevé que celui obtenu avec la cellule rigide.



Les valeurs de la pression de gonflement sont par contre plus dispersées. En effet, elles varient entre 695 et 1705 kPa pour la cellule flexible et entre 1470 et 1675 kPa pour la cellule rigide. Cependant, pour obtenir une valeur fiable de la pression de gonflement, il faut que le gonflement (DE) (figure III.9) ne soit pas trop important pour éviter une extrapolation arbitraire, ce qui se produit quand la contrainte axiale d'imbibition initiale est trop éloignée de la pression de gonflement. C'est pourquoi les pressions de gonflement obtenues pour les essais réalisés sous les contraintes axiales les plus élevées sont les plus fiables. On présente dans le tableau III.10 les pressions de gonflement axiales obtenues pour les deux rigidités de cellule. On retrouve la même tendance que pour les essais en parallèle : la pression de gonflement axiale obtenue avec la cellule flexible est 52% moins importante que celle obtenue avec la cellule la plus rigide.

Si l'on compare les paramètres caractéristiques du gonflement axial obtenus par la procédure des essais en parallèle et celle de Huder & Amberg, on note que les valeurs de la pression de gonflement axiale sont relativement proches pour les deux rigidités. On note une différence relative de 5 % pour les essais réalisés à la cellule flexible et de 16,5% pour ceux réalisés à cellule rigide (Tableau III.11). Par contre, les indices de gonflement obtenus avec les anneaux de rigidités 850 et 3045 MPa sont inférieurs respectivement de 31% et de 24% aux facteurs de gonflement (Tableau III.12). Du point de vue de la modélisation, il faudra différencier les cas où le gonflement est consécutif à une imbibition (essai en parallèle) du cas où le gonflement est consécutif à une décharge sous imbibition (essai de type Huder & Amberg) car les valeurs du facteur de gonflement et de l'indice de gonflement sont différentes.

**Tableau III.10** Paramètres caractéristiques du gonflement obtenus par la méthode de Huder & Amberg.

	$K_i$	$\sigma_g$ (kPa)
$K_{an}=850$ MPa	0,0471	695
$K_{an}=3045$ MPa	0,0534	1470

**Tableau III.11** Influence de la rigidité de l'anneau sur la pression de gonflement axiale

$\sigma_g$ (kPa)	$K_{an}= 850$ MPa	$K_{an}= 3045$ MPa
Essais en parallèle	730	1225
Essais d'Huder & Amberg	695	1470

**Tableau III.12** Influence de la rigidité de l'anneau sur le facteur de gonflement et l'indice de gonflement

	$K_{an} = 850 \text{ MPa}$	$K_{an} = 3045 \text{ MPa}$
Facteur de gonflement ( $K_f$ )	0,0683	0,0703
Indice de gonflement ( $K_i$ )	0,0471	0,0534

### Evolution de la pression latérale lors de la décharge

Les figures III.10b et III.11b illustrent l'évolution de la pression latérale au cours de la décharge pour les deux cellules utilisées. Le tableau III.13 montre les valeurs du rapport entre la variation de la contrainte latérale et la variation de la contrainte axiale pour chaque palier de décharge. On note que la pression latérale chute fortement lors de la décharge. Mis à part l'essai réalisé sous une contrainte  $\sigma_a = 732 \text{ kPa}$  avec l'anneau de rigidité 850 MPa, les échantillons se trouvent dans un état d'extension en fin d'imbibition. Cet état d'extension diminue lorsque l'échantillon est déchargé, car le rapport entre la variation de la contrainte latérale et la variation de la contrainte axiale est supérieur à l'unité.

De plus, pour un même essai, ce rapport dépend du niveau de chargement, il augmente avec la diminution de la contrainte axiale.

Pour un même palier de déchargement et pour une même contrainte d'imbibition initiale, le rapport a tendance à être plus élevé pour les essais réalisés avec la cellule la plus rigide. Cette tendance peut s'expliquer si l'on considère en première approximation un comportement élastique pour le matériau. En effet, le rapport entre la variation de la pression latérale et la variation de contrainte axiale s'écrit :

$$\frac{\Delta p}{\Delta \sigma_a} = \frac{\nu}{\frac{E}{K_{an}} + 1 - \nu}$$

où E et  $\nu$  sont les paramètres élastique du sol. Ce rapport croît avec l'augmentation de la rigidité  $K_{an}$ .

Pour un même palier de déchargement, le rapport a tendance à être plus élevé pour un échantillon qui a gonflé sous une faible contrainte d'imbibition. L'échantillon qui a gonflé sous une contrainte plus faible s'est déformé de manière plus importante et a donc vu sa raideur diminuée. Toujours dans l'hypothèse d'un comportement élastique, cette diminution de raideur peut expliquer la tendance décrite ci-dessus.

**Tableau III.13** Rapport entre la variation de la contrainte latérale et la variation de la contrainte axiale pour chaque palier de déchargement et pour deux rigidités d'anneau flexible.

$\frac{\Delta(\Delta p)}{\Delta\sigma_a}$	$K_{an}=850 \text{ MPa}$				$K_{an}=3045 \text{ MPa}$		
	Contrainte axiale d'imbibition (kPa)						
Palier (kPa)	63	173	340	732	173	340	745
745-340	—	—	—	0,42	—	—	1,04
340-173	—	—	1,05	0,65	—	0,81	1,37
173-63	—	1,45	1,42	0,94	2,32	2,13	1,94
63-26	2,67	2,69	1,88	1,23	3,93	3,64	2,33

Teneur en eau

On présente dans le tableau III.14 les valeurs de teneur en eau initiales et finales pour les différents essais réalisés. Malgré l'utilisation d'échantillons compactés, les teneurs en eau initiales des échantillons sont relativement dispersées. Elles sont comprises entre 11,5 et 14%. Un essai de retrait sur un échantillon d'argile de Bavent exprimé dans le diagramme teneur en eau – degré de saturation est présenté sur la figure III.12 (Alshihabi 2001). Il indique que le degré de saturation initial des échantillons testés est supérieur à 80%, malgré une teneur en eau relativement faible.

La faible valeur de teneur en eau finale de l'essai réalisé avec la cellule rigide sous 63 kPa de contrainte d'imbibition s'explique par le fait que l'échantillon n'a pas subi de décharge après son imbibition. De même, l'essai réalisé avec la cellule rigide sous une contrainte d'imbibition de 173 kPa a une teneur en eau relativement faible car il a subi après la phase de déchargement une phase de recharge par palier jusqu'à 340 kPa. Les valeurs finales de teneur en eau pour les échantillons qui ont été déchargés sont comprises entre 19,4 et 22,0% ce qui donne des variations de teneur en eau comprises entre 7 et 10%. On ne peut pas conclure en ce qui concerne le degré de saturation final des échantillons mais, en fin d'essai, les échantillons n'ont pas retrouvé leur teneur initiale avant séchage (24%), ce qui signifie que le chemin de chargement a induit un compactage des échantillons.

**Tableau III.14** Teneurs en eau initiale et finale pour les essais réalisés avec la cellule flexible et la cellule rigide.

Contrainte d'imbibition (kPa)	$K_{an}=3045$ MPa		$K_{an}=850$ MPa	
	$w_{initial}$ (%)	$w_{final}$ (%)	$w_{initial}$ (%)	$w_{final}$ (%)
745	12,7	21,0	12,5	19,4
340	11,5	21,5	12,3	21,4
173	11,6	18,5	12,9	21,0
63	13,0	18,9	14,0	22,0



En vertu du droit d'auteur, cette inclusion ne peut figurer dans la thèse en ligne.

**Figure III.12** Degré de saturation en fonction de la teneur en eau (Alshihabi, 2001)

### III.4.3 Essais de gonflement à déformation axiale bloquée

Sur la figure III.13, nous avons reporté l'évolution de la pression de gonflement dans les directions axiale et radiale pour les essais réalisés sous une contrainte axiale initiale d'imbibition de 10 kPa avec des rigidités d'anneau de 850 et 3045 MPa. On note que la pression de gonflement radiale est plus élevée que celle développée dans la direction axiale. Les pressions finales axiale et radiale sont respectivement de 677 kPa et 1085 kPa pour la cellule rigide ( $K_{an}=3045$  MPa) et de 419 et 643 pour la cellule flexible (tableau III.15). Les échantillons se trouvent donc dans un état d'extension en fin d'imbibition. Cependant, le développement simultané de la pression de gonflement axiale et latérale produit un confinement suffisant pour que la pression de gonflement latérale ne présente pas de pic.

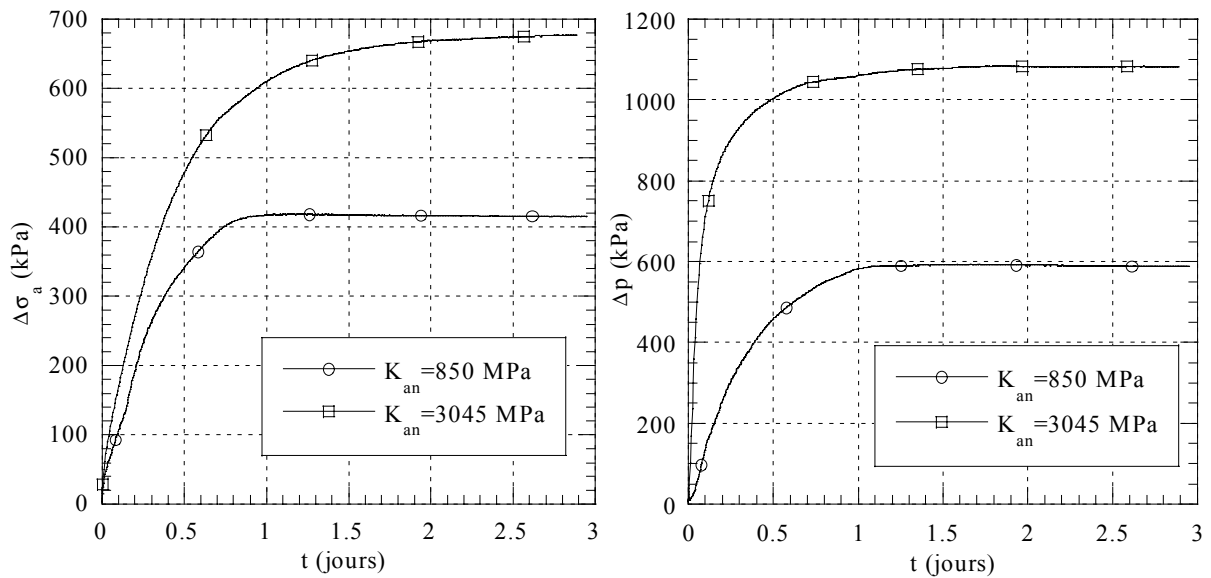
De la même manière que pour les essais de gonflement libre, l'augmentation de la rigidité de l'anneau induit une augmentation de la pression de gonflement latérale mais aussi une augmentation de la contrainte axiale de gonflement, qui est déterminée par une mesure directe. Lorsque la rigidité latérale de la cellule varie de 850 à 3045 MPa, la pression de gonflement axiale augmente de 65% et la pression de gonflement latérale augmente de 68%.

On présente dans le tableau III.16 les teneurs en eau initiale et finale des échantillons des deux essais à déformation axiale bloquée. La teneur en eau finale de ces échantillons est plus faible que celle des échantillons des essais de type Huder & Amberg. Ce résultat est cohérent car pour les essais de type Huder & Amberg, l'échantillon gonfle d'une manière plus importante dans la direction axiale et absorbe plus d'eau.

Afin de comparer l'interaction du chemin de chargement axial sur le gonflement latéral, nous avons également réalisé un essai de gonflement à déformation axiale bloquée avec la cellule de rigidité 3045 MPa sous une contrainte axiale initiale élevée ( $\sigma_a=85$  kPa). Les pressions de gonflement axiale et radiale sont respectivement de 598 kPa et 1056 kPa (tableau III.15). Cet essai peut être comparé à l'essai de gonflement libre réalisé avec la même rigidité de cellule sous une contrainte axiale de 63 kPa. Leur état initial est pratiquement identique, la contrainte axiale est légèrement supérieure dans le cas de l'essai à déformation axiale constante. Le fait d'empêcher la déformation axiale de l'échantillon a pour effet d'augmenter la pression de gonflement latérale. En effet, la pression latérale maximale est de 1056 kPa pour l'essai à déformation axiale bloquée contre 675 kPa pour l'essai où l'échantillon peut gonfler librement sous une contrainte axiale constante de 63 kPa. Ce phénomène peut en partie s'expliquer par le transfert de charge de la direction axiale vers la direction latérale mais aussi par le fait que la limitation du gonflement dans la direction axiale entraîne un gonflement plus important dans la direction latérale. Ces résultats viennent confirmer ceux obtenus à partir des essais précédents qui ont montré que la réduction du gonflement dans une direction induit une augmentation du gonflement dans les autres directions.

La comparaison des pressions de gonflement axiales obtenues à partir des procédures des essais en parallèle et de type Huder & Amberg avec celles obtenues par la méthode à déformation axiale bloquée montre que cette dernière est inférieure aux deux autres (Tableau III.17). Cette différence varie de 39 à 53 % suivant la procédure et la rigidité latérale de la cellule, ce qui met en évidence l'importance du chemin de chargement suivi par le matériau sur la pression de gonflement. Khaddaj (1992) a également observé que la pression de gonflement obtenue par la méthode à volume constant était inférieure à celle obtenue par la méthode des

essais en parallèle. Par contre, si l'on compare la pression de gonflement latérale obtenue par la méthode directe avec celle obtenue par la méthode du gonflement libre sous de forte contrainte axiale, on note que ces pressions sont relativement proches (Tableau III.18). En effet, dans les différentes procédures utilisées, la pression de gonflement latérale est obtenue par une méthode directe et pour une même cellule, la condition de chargement latéral est identique, mais celle imposée dans la direction axiale est modifiée. Les fortes contraintes axiales limitent le gonflement dans la direction axiale ce qui tend à se rapprocher de la méthode directe ou aucune déformation n'est permise. Pour de plus faibles contraintes axiales, l'influence de l'autorisation d'une déformation axiale se fait sentir et la variation de la pression de gonflement latérale est plus faible que celle obtenue dans le cas où aucune déformation n'est autorisée.



**Figure III.13** Essai de gonflement à déformation axiale bloquée avec les cellules de rigidité  $K_{an}=850$  MPa et  $K_{an}=3045$  MPa

(a) Pression de gonflement axiale

(b) Pression de gonflement latérale

**Tableau III.15** Essais de gonflement à déformation axiale bloquée - Pressions de gonflement axiale et latérale en fonction de la contrainte initiale d'imbibition et de la rigidité de la cellule.

$\sigma_a$ imbibition (kPa)	10		85	
	$\Delta\sigma_{a \max}$ (kPa)	$\Delta p_{\max}$ (kPa)	$\Delta\sigma_{a \max}$ (kPa)	$\Delta p_{\max}$ (kPa)
$K_{an}=850$ MPa	419	643	—	—
$K_{an}=3045$ MPa	677	1085	598	1056

**Tableau III.16** Essais à déformation axiale bloquée - Teneurs en eau initiale et finale avec  $K_{an}=850$  MPa et  $K_{an}=3045$  MPa

$K_{an}$ (MPa)	$w_{initiale}$ (%)	$w_{finale}$ (%)
850	12,3	18,2
3045	12,2	15,7

**Tableau III.17** Influence de la procédure d'essai sur la pression de gonflement axiale.

Pression de gonflement axiale (kPa)	$K_{an}=850$ MPa	$K_{an}=3045$ MPa
Essais en parallèle	730	1225
Essais de type Huder Amberg	695	1470
Essais à déformation axiale bloquée	419	677

**Tableau III.18** Influence de la procédure d'essai sur la pression latérale.

$\Delta p_{max}$ (kPa)	Conditions aux limites axiales	
	$\sigma_a=732-745$ kPa	$\varepsilon_a=0$
$K_{an}=850$ MPa	566	643
$K_{an}=3045$ MPa	1187	1085

### III.5 Conclusion

L'étude réalisée dans ce chapitre a permis de vérifier le bon fonctionnement de la cellule flexible et sa capacité à donner des informations intéressantes sur le comportement tridimensionnel des sols gonflants. Les essais réalisés ont mis en évidence l'interaction des chemins de chargement dans une direction sur le gonflement dans les autres directions. Le gonflement de l'argile de Bavent compactée dépend sensiblement de la rigidité de l'anneau oedométrique et de la contrainte axiale appliquée. En effet, l'augmentation de la rigidité de l'anneau se traduit par une augmentation de la pression latérale de gonflement et du gonflement axial. De même, si le gonflement dans la direction axiale est gênée par l'application d'une contrainte importante ou par un bâti de très grande rigidité, on observe une augmentation de la pression de gonflement latérale. Ceci indique que le fait d'empêcher le gonflement dans une direction a pour effet d'amplifier le gonflement dans les autres directions. Certains modèles de gonflement comme ceux d'Einstein et Bischoff (1975) et de Wittke et Pierau (1979) sont basés sur une hypothèse opposée qui suppose que le fait de réduire le gonflement dans une direction réduit le gonflement dans les autres directions. Des essais sur d'autres matériaux sont nécessaires pour confirmer les résultats obtenus.

Les différentes procédures utilisées pour déterminer les pressions de gonflement ont montré l'influence du chemin de chargement suivi par le matériau sur la valeur de la pression de gonflement. La pression de gonflement obtenue par une méthode directe est inférieure à celle obtenue par les essais en parallèle ou les essais de type Huder & Amberg.



## **CHAPITRE IV**

### **ETUDE SUR DES MATERIAUX INTACTS**

## IV.1 Introduction

Le comportement des sols gonflants a été largement étudié ces dernières années en particulier pour les sols remaniés. Ces travaux ont permis de mettre en évidence l'influence importante de certains paramètres sur le gonflement (densité sèche, teneur en eau, mode de compactage...). Toutefois, il faut souligner le faible nombre de paramètres caractérisant les sols gonflants non remaniés que l'on trouve dans la littérature et en particulier les paramètres caractérisant le comportement tridimensionnel. Des études comparatives entre le comportement de sols remaniés et « intacts » ont mis en évidence l'influence du remaniement sur les paramètres de gonflement. C'est pourquoi, pour une prévision correcte du gonflement, une grande attention doit être accordée lors du prélèvement et du conditionnement de sol. Ainsi, la teneur en eau et la structure du sol seront peu modifiées et les paramètres de gonflement obtenus seront proches de ceux du sol en place.

Ce chapitre est consacré à l'étude à la cellule flexible de deux matériaux « intacts » intervenant dans des projets de construction de tunnel. Les matériaux concernés sont des marnes du bassin de Marseille et des marnes de Tartaignille.

## IV.2 Essai de gonflement sur la Marne du bassin de Marseille

### IV.2.1 Caractéristiques géotechniques

Le matériau étudié a été prélevé par le Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées (LRPC) d'Aix-en-Provence dans le cadre de la reconnaissance géotechnique d'un projet autoroutier situé dans l'agglomération marseillaise et destiné à relier l'autoroute A7 et l'autoroute A55. La zone de prélèvement du matériau se situe à l'emplacement de la construction d'un tunnel. Le matériau est une marne argileuse de couleur marron rouge parfois tachetée de gris avec pour quelques échantillons des passages jaunâtres (figure IV.1). Des analyses minéralogiques semi-quantitatives ont été effectuées au LRPC d'Aix-en-Provence par diffraction X sur des échantillons comparables à ceux étudiés. Les tableaux IV.1 et IV.2 récapitulent respectivement la distribution des minéraux dans ce sol et le pourcentage des différentes argiles. Le matériau se caractérise par un faible pourcentage de calcite et de quartz et une forte proportion d'argile. Parmi les argiles, les smectites prédominent largement, ce qui laisse présager un comportement gonflant pour ce matériau.

La marne étudiée se situe à une profondeur variant entre 35,85 et 36,20 m. On présente sur la figure IV.2 le profil de la teneur en eau initiale des échantillons testés ainsi que les profils de la teneur en eau et du poids volumique sec des matériaux qui ont servi à l'analyse minéralogique. Ces matériaux se situent de part et d'autre de la marne étudiée. Ils ne montrent pas une évolution systématique des caractéristiques d'état avec la profondeur mais au contraire une certaine dispersion des données, ce qui est typique de la formation étudiée (Serratrice, 1998). La teneur en eau des échantillons testés dans cette étude varie entre 9,0 et 13,5%. La détermination du poids volumique sec des échantillons testés n'a pas été réalisée mais la détermination du poids volumique sec pour des matériaux proches permet d'encadrer le poids volumique sec des échantillons entre 18 et 20 kN/m<sup>3</sup>.

**Tableau IV.1** Marne du bassin de Marseille - Distribution des minéraux dans le sol (Serratrice, 1998).



En vertu du droit d'auteur, cette inclusion ne peut figurer dans la thèse en ligne.

**Tableau IV.2** Marne du bassin de Marseille - Pourcentage des différentes argiles (Serratrice, 1998).



En vertu du droit d'auteur, cette inclusion ne peut figurer dans la thèse en ligne.



**Figure IV.1** Marne du bassin de Marseille - Différentes natures d'échantillons  
 (a) Echantillon non stratifié (b) Echantillon stratifié



En vertu du droit d'auteur, cette inclusion ne peut figurer dans la thèse en ligne.

**Figure IV.2** Marne du bassin de Marseille - Profil de la teneur en eau et du poids volumique sec d'après Serratrice (1998).

(a) Teneur en eau

(b) Poids volumique sec

### IV.2.2 Programme expérimental

Le gonflement du matériau a été étudié à l'aide des essais de type Huder & Amberg avec des cellules ayant différentes rigidités. Devant l'hétérogénéité visuelle du matériau, nous avons utilisé cette procédure plutôt que la procédure des essais en parallèle qui nécessite plusieurs échantillons identiques pour déterminer les paramètres caractérisant le gonflement.

Les essais de type Huder & Amberg ont été réalisés avec quatre cellules flexibles dont la rigidité varie de 370 MPa à 3045 MPa. Les échantillons ont subi un cycle de chargement-déchargement-rechargement jusqu'à 780 kPa puis ont été mis en imbibition sous cette contrainte. Une fois la stabilisation atteinte, ils ont été déchargés par paliers. Pour certaines rigidités, les essais ont été répétés deux fois. Le tableau IV.3 récapitule les essais réalisés avec ce matériau.

Afin d'étudier l'influence d'un cycle de chargement sur le gonflement consécutif à un déchargement sous imbibition, nous avons effectué sur un échantillon ayant subi un essai de type Huder & Amberg un cycle de chargement-rechargement. Cet essai a été conduit avec l'anneau de rigidité  $K_{an}=850$  MPa.

**Tableau IV.3** Marne du bassin de Marseille - Récapitulatif des essais réalisés.

$K_{an}$ (MPa)	370	580	850	3045
Nombre d'essai	1	1	2	2

### IV.2.3 Présentation des résultats

#### Hétérogénéité des échantillons – Influence du litage

Au sein d'un même échantillon, on peut trouver de l'argile de couleur assez variée (du gris clair au marron rouge en passant par le jaune). De plus, certains échantillons présentent une stratification comme l'illustre la figure IV.1. Pour l'interprétation des résultats, nous avons classé les échantillons testés en deux catégories suivant qu'ils présentaient ou non une stratification. Parmi les échantillons stratifiés certains présentent une stratification plus marquée que d'autres.

L'influence de la stratification horizontale de l'échantillon sur son comportement gonflant est mis en évidence par les essais réalisés avec les anneaux de rigidités  $K_{an}=850$  MPa et  $K_{an}=3045$  MPa. En effet, pour chaque rigidité, deux essais ont été réalisés avec deux échantillons dont l'un présentait une stratification horizontale. On présente sur les figures IV.3 et IV.4 l'évolution de la déformation axiale et de la pression latérale pour la phase d'imbibition sous  $\sigma_a=780$  kPa. On constate que les échantillons stratifiés gonflent de manière plus importante dans la direction axiale. La stratification de l'échantillon induit une augmentation du gonflement axial respectivement de 220% pour l'anneau  $K_{an}=850$  MPa et de 50% pour l'anneau  $K_{an}=3045$  MPa. Par contre, la stratification étant horizontale, elle a peu d'influence sur la pression de gonflement latérale. Les figures IV.3 et IV.4 montrent que le développement de la pression latérale est similaire pour les deux catégories d'échantillons. Finalement, ces essais montrent que la stratification horizontale de l'échantillon lui confère un potentiel de gonflement plus élevé dans la direction axiale mais n'affecte pas le potentiel de gonflement dans la direction latérale.



En vertu du droit d'auteur, cette inclusion  
ne peut figurer dans la thèse en ligne.

**Figure IV.3** Marne du bassin de Marseille – Influence de la stratification – Phase d’imbibition de l’essai Huder & Amberg réalisé avec l’anneau de rigidité  $K_{an}=850$  MPa.



En vertu du droit d'auteur, cette inclusion  
ne peut figurer dans la thèse en ligne.

**Figure IV.4** Marne du bassin de Marseille – Influence de la stratification – Phase d’imbibition de l’essai Huder & Amberg réalisé avec l’anneau de rigidité  $K_{an}=3045$  MPa.

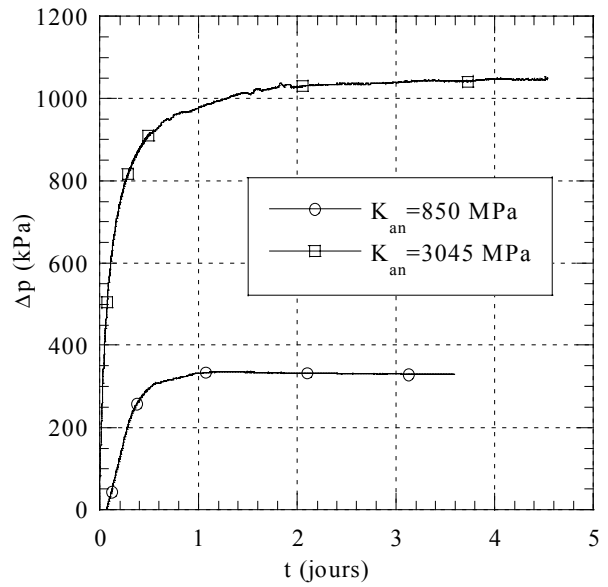
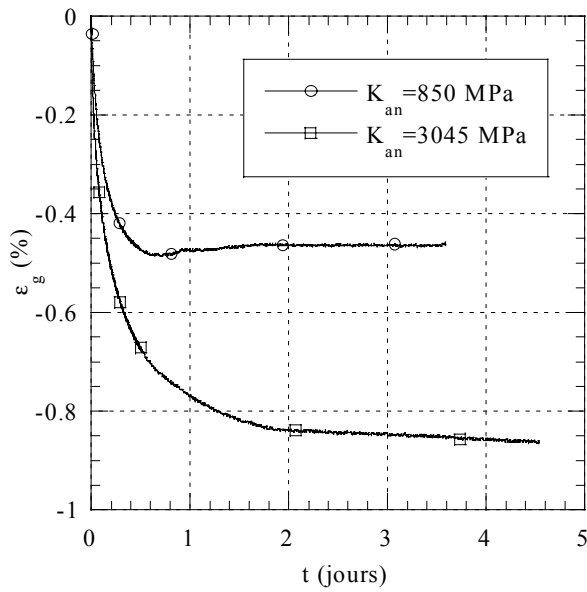
Phase d'imbibition

Les figures IV.5 et IV.6 illustrent respectivement pour les échantillons stratifiés et non stratifiés l'évolution de la déformation axiale de gonflement et de la pression de gonflement latérale lors de l'imbibition pour les différentes rigidités d'anneau.

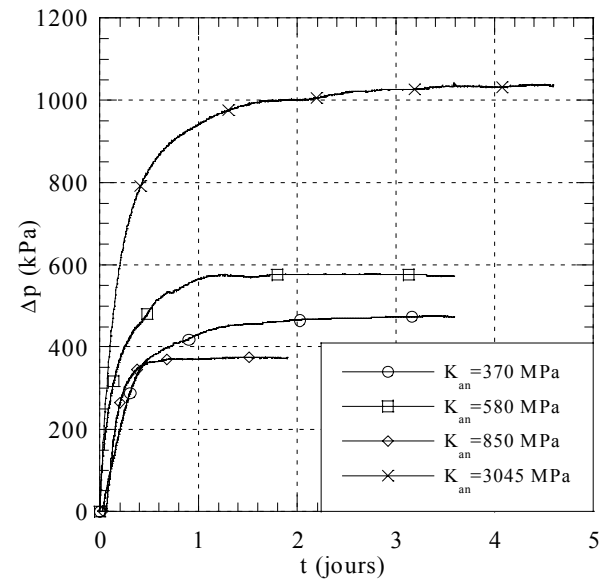
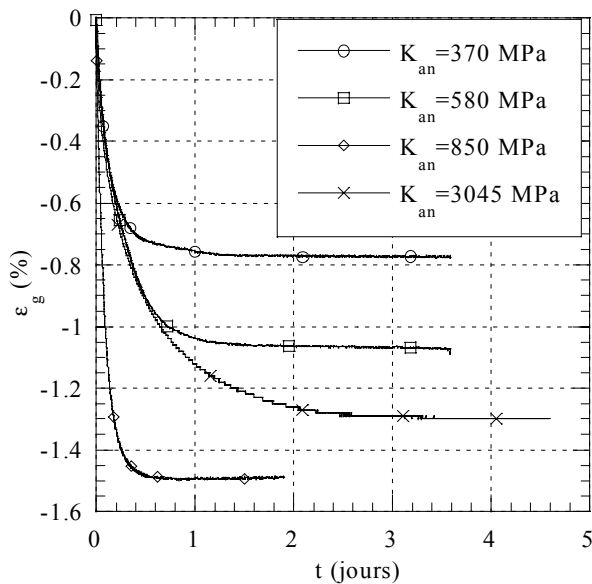
Globalement les échantillons stratifiés développent pour une même rigidité d'anneau une déformation axiale de gonflement plus importante. La cinétique de gonflement a été quantifiée à partir de la relation hyperbolique proposée par Vayssade (1978). Le temps de demi-gonflement est donné dans le tableau IV.4. Les valeurs obtenues sont semblables à celles obtenues pour l'argile de Bavent, elles varient entre 43 et 252 minutes suivant la rigidité de l'anneau.

On n'observe pas de pic de pression latérale comme pour les essais réalisés sur l'argile de Bavent compactée sous faibles contraintes axiales, car la contrainte axiale d'imbibition ( $\sigma_a = 780$  kPa) est suffisante par rapport à la pression latérale développée pour que l'échantillon ne soit pas dans un état d'extension trop importante. Les valeurs de pressions latérales de gonflement sont relativement élevées, elles varient entre 336 et 1050 kPa

Pour les deux catégories d'échantillons, l'augmentation de la rigidité de l'anneau induit une augmentation de la pression latérale et de la déformation axiale de gonflement. Pour les échantillons non stratifiés, l'augmentation de rigidité de 850 MPa à 3045 MPa provoque un accroissement de 87% de la déformation axiale de gonflement et un accroissement de 212% de la pression latérale de gonflement (Tableau IV.4). Pour les échantillons stratifiés, seuls, les résultats obtenus avec l'anneau de rigidité 850 MPa ne sont pas en accord avec les autres. La déformation axiale très élevée obtenue pour cet essai peut s'expliquer par le fait que l'échantillon présente une stratification plus marquée que les autres. La pression de gonflement relativement faible peut être due à une hétérogénéité au niveau de la teneur en argile ou de la densité sèche, deux paramètres qui peuvent affecter largement le gonflement. Finalement, pour cet essai, l'influence de la rigidité a été masquée par l'hétérogénéité de l'échantillon. Mis à part cet essai, l'augmentation de rigidité de 370 MPa à 3045 MPa provoque un accroissement de 69% de la déformation axiale de gonflement et un accroissement de 119% de la pression latérale de gonflement (Tableau IV.4). Finalement, on constate la même tendance observée pour l'argile de Bavent : le fait d'empêcher le gonflement dans la direction latérale a pour effet d'augmenter la pression de gonflement latérale et la déformation axiale de gonflement.



**Figure IV.5** Essais de type Huder & Amberg sur la marne du bassin de Marseille (**échantillons non stratifiés**) – Phase d’imbibition sous  $\sigma_a=780$  kPa.  
 (a) Déformation de gonflement axiale (b) Pression de gonflement latérale



**Figure IV.6** Essais de type Huder & Amberg sur la marne du bassin de Marseille (**échantillons stratifiés**) – Phase d’imbibition sous  $\sigma_a=780$  kPa.  
 (a) Déformation de gonflement axiale (b) Pression de gonflement latérale

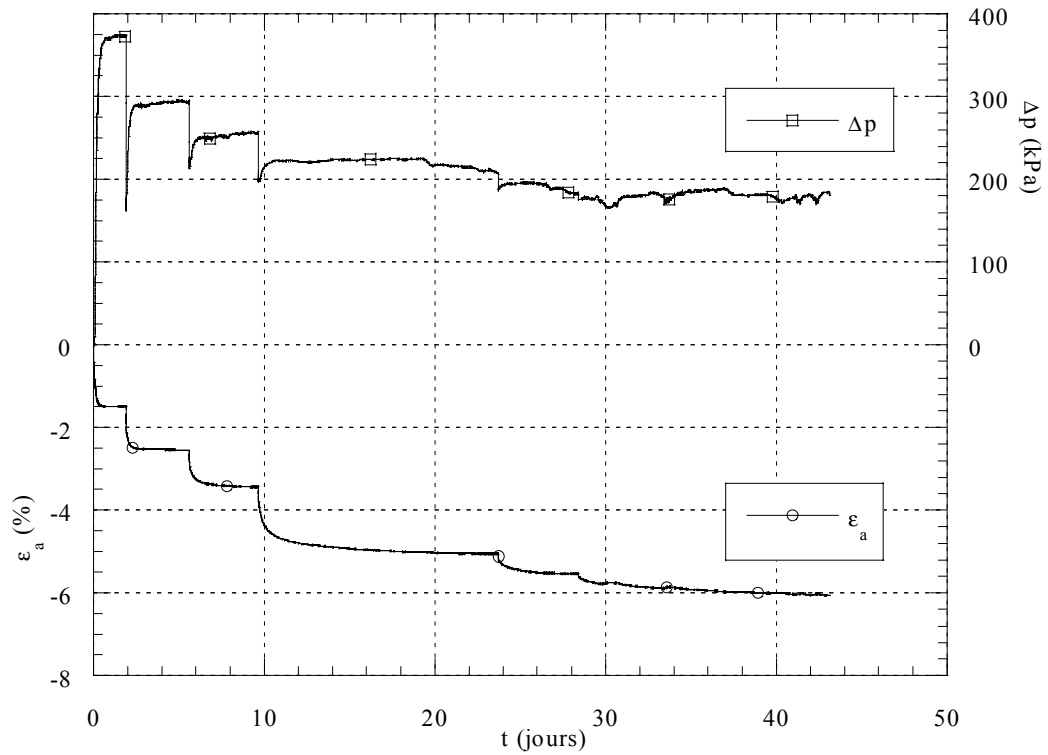


**Tableau IV.4** Essais sur la marne du bassin de Marseille - Déformation axiale et pression latérale de gonflement en fin d'imbibition et temps de demi-gonflement.

	Echantillons stratifiés				Echantillons non stratifiés	
$K_{an}$ (MPa)	370	580	850	3045	850	3045
$\epsilon_a$ (%)	-0,77	-1,09	-1,49	-1,30	-0,46	-0,86
$\Delta p$ (kPa)	475	575	375	1040	336	1050
$t_{0,5}$ (min)	85	199	53	252	43	183

Phase de décharge*Comportement global*

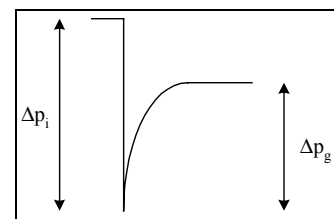
Afin d'illustrer le comportement global du matériau à la décharge, nous présentons sur la figure IV.7 l'évolution de la déformation axiale et de la pression latérale en fonction du temps pour les différents paliers de déchargement. L'essai présenté correspond à celui réalisé avec l'anneau de rigidité  $K_{an}=850$  MPa. En ce qui concerne la déformation axiale, son évolution est identique à celle des essais réalisés sur l'argile de Bavent compactée. On observe une déformation instantanée suivie d'une déformation qui se stabilise progressivement. Par contre, on constate un phénomène qui était beaucoup moins marqué lors des essais sur l'argile de Bavent. Pour les premiers paliers de déchargement, la pression latérale diminue brutalement suite au déchargement axial puis augmente jusqu'à atteindre un palier. On a quantifié cette augmentation de pression latérale dans le tableau IV.5 en donnant pour le premier palier de déchargement de chaque essai le pourcentage de l'accroissement de pression latérale par rapport à sa diminution instantanée (figure IV.8). Ce pourcentage est très variable suivant les essais, il varie de 12 à 62%. Lors de la décharge axiale, la pression latérale diminue brutalement, ce qui libère le potentiel de gonflement de l'échantillon dans la direction latérale. Or, les déformations latérales étant en partie empêchées par l'anneau, on observe une augmentation de la pression latérale. Cette tendance est nettement moins marquée pour les essais réalisés sur l'argile de Bavent compactée puisqu'un tel phénomène n'a été mis en évidence que pour un seul essai sur les deux séries.



**Figure IV.7** Essai de type Huder & Amberg sur la marne du bassin de Marseille – Evolution de la déformation axiale et de la pression latérale en fonction du temps. Essai réalisé avec  $K_{an}=850$  MPa (échantillon stratifié).

**Tableau IV.5** Accroissement de pression latérale ( $\Delta p_g$ ) par rapport à sa diminution instantanée ( $\Delta p_i$ ) pour le premier palier de déchargement.

	Echantillons stratifiés				Echantillons non stratifiés		
	$K_{an}$ (MPa)	370	580	850	3045	850	3045
$\Delta p_g/\Delta p_i$ (%)		36	20	62	19	35	12



**Figure IV.8** Diminution de la pression latérale suivie d'une augmentation.

Détermination des paramètres de gonflement dans la direction axiale

A titre d'exemple, nous présentons sur la figure IV.9, dans le diagramme ( $\lg\sigma_a, -\varepsilon_a$ ), les essais réalisés avec les anneaux de rigidités  $K_{an}=850$  MPa et  $K_{an}=3045$  MPa. En faisant la même hypothèse qu'au chapitre III, c'est à dire qu'il n'y a pas de modification de structure pendant la phase d'imbibition, on trace dans le diagramme ( $\lg\sigma_a, \varepsilon_a$ ) la déformation de gonflement axiale en fonction de la contrainte axiale pour les différentes rigidités de cellule (figure IV.10). Les courbes obtenues peuvent être approximées par des droites qui nous permettent d'obtenir l'indice de gonflement et la pression de gonflement dans la direction axiale au sens de Huder & Amberg. Pour l'essai réalisé avec  $K_{an}=850$  MPa (échantillon stratifié), la régression linéaire a été réalisée sur les trois premiers paliers de déchargement. Le tableau IV.6 représente les paramètres de gonflement en fonction de la rigidité de la cellule.

**Tableau IV.6** Paramètres de gonflement axiaux obtenus à partir des essais de type Huder & Amberg.

	Echantillons stratifiés				Echantillons non stratifiés	
	370	580	850	3045	850	3045
$K_{an}$ (MPa)	370	580	850	3045	850	3045
$K_i$	0,0157	0,0256	0,0226	0,0271	0,0217	0,0283
$\sigma_g$ (kPa)	1990	1860	2495	1830	1015	1125
$k_g$ (%)	-5,18	-8,37	-7,68	-8,84	-6,52	-8,63

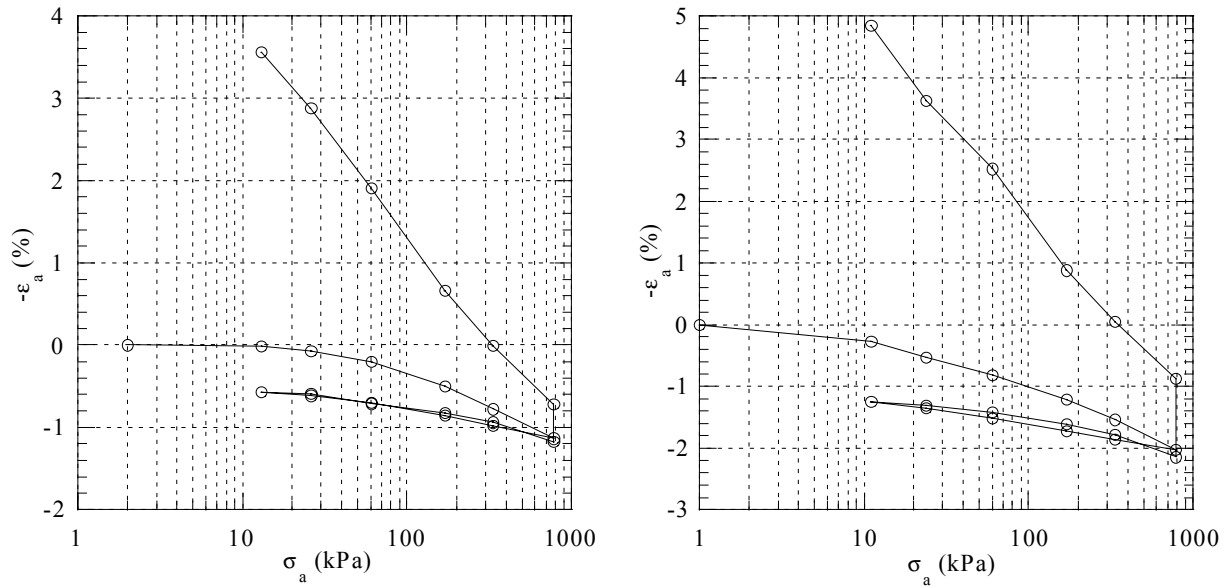
Les pressions de gonflement axiales obtenues avec les échantillons stratifiés sont supérieures à celles des échantillons non stratifiés. En effet, la pression de gonflement de la marne stratifiée varie entre 1830 et 2495 kPa tandis qu'elle varie entre 1015 et 1125 kPa pour la marne non stratifiée. Pour les échantillons stratifiés, la pression de gonflement axiale n'est pas directement corrélée à la rigidité de la cellule à cause de l'hétérogénéité dans la stratification des échantillons. La pression de gonflement maximale obtenue correspond à l'échantillon qui présentait un litage très marqué. Pour les échantillons non stratifiés, la pression de gonflement axiale augmente légèrement avec l'accroissement de la rigidité de l'anneau.

Il semble que l'indice de gonflement augmente avec l'augmentation de la rigidité de la cellule. Celui-ci varie de 0,0157 à 0,0271 lorsque la rigidité de l'anneau varie de 370 à 3045 MPa pour les échantillons stratifiés et de 0,0217 à 0,0283 lorsque la rigidité de l'anneau varie de 850 à 3045 MPa pour les échantillons non stratifiés. Pour les essais réalisés sur l'argile de Bavent, l'indice de gonflement était également légèrement inférieur pour l'anneau de rigidité la plus faible.

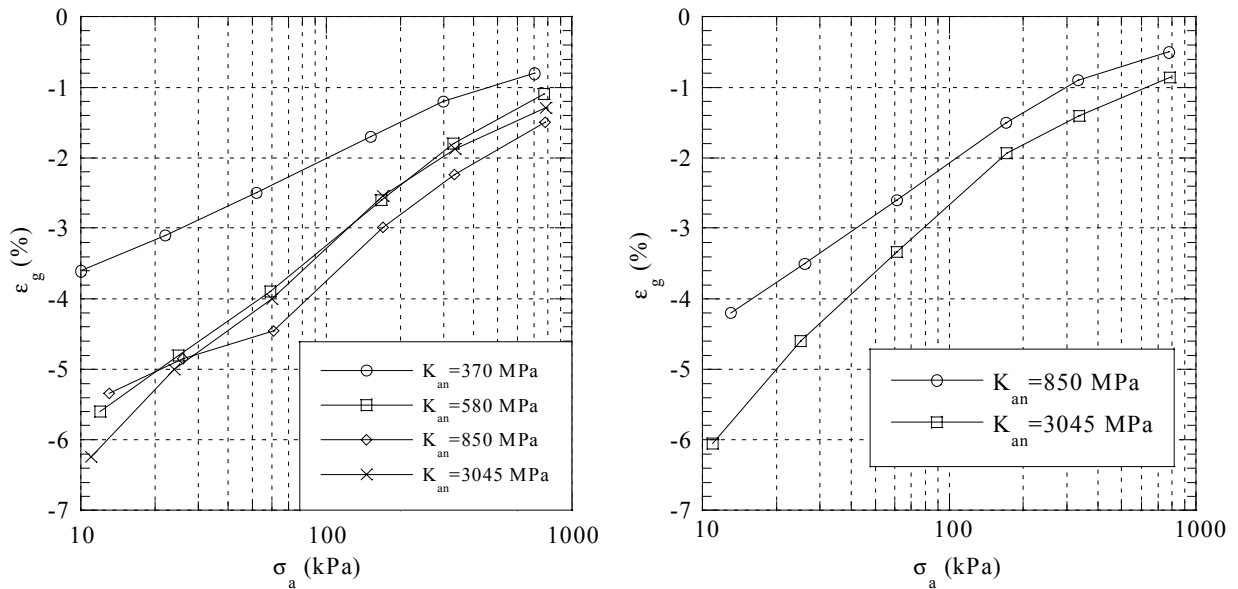
Le potentiel de gonflement est caractérisé par le couple  $(\sigma_g, K_i)$ . Pour comparer le potentiel de gonflement dans la direction axiale pour différentes rigidités de cellule, il est nécessaire de pouvoir comparer ces deux paramètres simultanément. Or il n'est pas évident a priori de différencier le potentiel de gonflement correspondant à un facteur de gonflement élevé et une pression de gonflement faible à un facteur de gonflement faible et une pression de gonflement élevée. Pour y remédier, Bultel (2001) a défini le paramètre  $k_g$  reliant la pression de gonflement et le facteur de gonflement :

$$k_g = -K_i \lg(\sigma_g)$$

Ce paramètre représente la déformation axiale de gonflement lorsque la contrainte axiale diminue de  $\sigma_g$  à 1 kPa. Les valeurs du paramètre  $k_g$  sont mentionnées dans le tableau IV.6 qui montre que l'augmentation de la rigidité de la cellule a tendance à induire une augmentation en valeur absolue du paramètre  $k_g$ . Si l'on considère ce paramètre comme un indicateur du potentiel de gonflement du sol dans la direction axiale, ce résultat confirme les résultats obtenus sur l'argile de Bavent compactée, qui montrent que le fait d'empêcher le gonflement dans la direction latérale amplifie le potentiel de gonflement dans la direction axiale.



**Figure IV.9** Essais de gonflement d'Huder & Amberg sur la marne du bassin de Marseille.  
 (a) Anneau de rigidité  $K_{an} = 850$  MPa (échantillon non stratifié)  
 (b) Anneau de rigidité  $K_{an} = 3045$  MPa (échantillon stratifié)



**Figure IV.10** Essais sur la marne du bassin de Marseille selon la méthode de Huder & Amberg – Evolution de la déformation axiale de gonflement pour différentes rigidités de cellule.  
 (a) Echantillons stratifiés  
 (b) Echantillons non stratifiés

Evolution de la pression latérale lors de la décharge

L'évolution de la pression latérale au cours du déchargement est représentée sur la figure IV.11. On observe que l'allure générale des courbes est indépendante de la rigidité de la cellule. On a reporté dans le tableau IV.7 le rapport entre la variation de pression latérale et la variation de contrainte axiale pour chaque palier de déchargement. Comme pour les essais réalisés sur l'argile de Bavent, ce rapport augmente avec la diminution de la contrainte axiale mais, pour une même rigidité de cellule, il est plus faible pour la marne du bassin de Marseille, en particulier pour les essais présentant une forte augmentation de la pression latérale après la chute brutale de celle-ci.

Hormis les essais réalisés avec l'anneau de rigidité 3045 MPa, les échantillons se trouvent dans un état de compression ( $q = \sigma_a - p > 0$ ) à la fin de l'imbibition (figure IV.12). En effet, pour la cellule de forte rigidité ( $K_{an} = 3045$  MPa), le développement de la pression de gonflement latérale est suffisant pour mettre l'échantillon en état d'extension. Lors de la décharge, le déviateur commence par diminuer jusqu'à conduire les échantillons qui étaient après la phase d'imbibition dans un état de compression, dans un état d'extension et à accentuer l'état d'extension des échantillons qui l'étaient déjà. Cette première tendance correspond aux valeurs du rapport entre la variation de pression latérale et la variation de la contrainte axiale inférieures à l'unité (tableau IV.7). Puis le déviateur augmente à nouveau, ce qui correspond aux valeurs du rapport supérieures à l'unité.

**Tableau IV.7** Essai sur la marne du bassin de Marseille - Rapport entre la variation de la contrainte latérale et la variation de la contrainte axiale pour différentes rigidités d'anneaux.

K <sub>an</sub> (MPa)	Echantillons stratifiés			Echantillons non stratifiés		
	370	580	850	3045	850	3045
palier 777-333	0,25	0,45	0,18	0,52	0,22	0,73
palier 333-170	0,34	0,71	0,23	0,85	0,35	0,93
palier 170-61	0,53	1,12	0,46	1,31	0,41	1,01
palier 61-26	1,32	1,47	0,70	1,86	0,67	1,17
palier 26-13	2,35	2,56	0,00	2,40	0,96	1,73



En vertu du droit d'auteur, cette inclusion ne peut figurer dans la thèse en ligne.

**Figure IV.11** Essai de gonflement Huder & Amberg sur la marne du bassin de Marseille – Evolution de la pression latérale en fonction de la contrainte axiale pour différentes rigidités de cellules.  
(a) Echantillons stratifiés (b) Echantillons non stratifiés



En vertu du droit d'auteur, cette inclusion ne peut figurer dans la thèse en ligne.

**Figure IV.12** Essais de gonflement Huder & Amberg sur la marne du bassin de Marseille – chemins de contraintes suivi par les échantillons lors de la décharge pour différentes rigidités de cellules.  
(a) Echantillons stratifiés (b) Echantillons non stratifiés

### Anisotropie

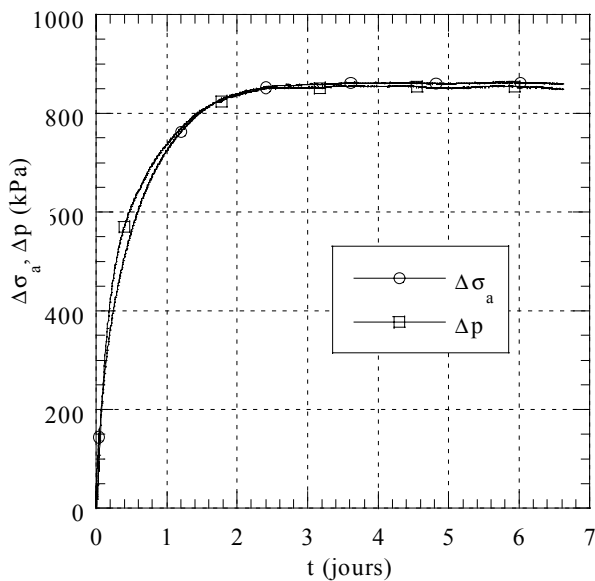
L'influence de la stratification sur le comportement du matériau impose d'étudier les deux catégories d'échantillons de façon séparée. Nous nous intéresserons tout d'abord aux échantillons non stratifiés.

La comparaison des pressions de gonflement axiale et radiale est difficile car elles n'ont pas été déterminées par la même procédure. La pression de gonflement axiale est déterminée par l'essai Huder & Amberg alors que la méthode de détermination de la pression latérale se rapproche de celle à volume constant. De plus, les essais réalisés sur l'argile de Bavent ont montré que le chemin de chargement dans une direction influence le comportement dans les autres directions. Toutefois, on peut comparer les pressions de gonflement obtenues pour l'essai réalisé avec un anneau de rigidité 3045 MPa car les conditions aux limites imposées dans les directions axiale et latérale sont proches. En effet, lors de la phase d'imbibition la déformation axiale est fortement empêchée par la contrainte axiale relativement élevée ( $\sigma_a=780$  kPa) et lors de la phase de décharge la rigidité de l'anneau élevée empêche le développement de la déformation radiale. On obtient une pression de gonflement latérale de 1050 kPa et une pression de gonflement axiale de 1125 kPa. Ces deux pressions étant relativement proches, on peut considérer que cet échantillon développe une pression de gonflement isotrope. D'ailleurs, l'isotropie de la pression de gonflement est confirmée par la réalisation d'un essai à déformation axiale bloquée réalisé avec une rigidité de cellule égale à 3045 MPa. Pour cet essai les conditions aux limites imposées à l'échantillon dans la direction axiale et radiale sont très proches car la rigidité du bâti comme la rigidité de la cellule empêchent l'échantillon de gonfler. On présente sur la figure IV.13 l'évolution des pressions de gonflement axiale et radiale. On constate que ces pressions sont identiques et égales à 860 kPa. La valeur de la pression de gonflement axiale obtenue par la méthode à déformation axiale bloquée est légèrement inférieure à celle obtenue par la méthode de Huder & Amberg, ce qui est en accord avec les résultats des essais réalisés sur l'argile de Bavent.

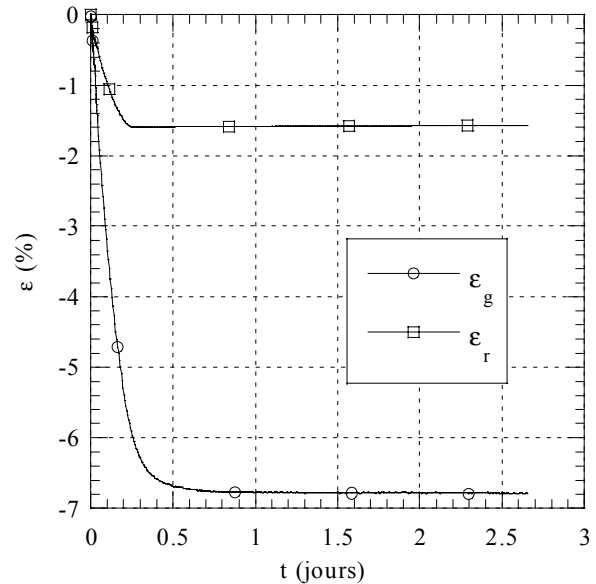
Pour les échantillons stratifiés, le litage induit une anisotropie des déformations et des pressions de gonflement. En effet, la pression de gonflement axiale obtenue pour une rigidité d'anneau de 3045 MPa est supérieure de 75% à la pression de gonflement radiale. L'anisotropie de gonflement au niveau de la déformation de gonflement est confirmée à travers un essai de gonflement libre sur un échantillon stratifié avec mesure des déformations radiale et axiale (figure IV.14). Le rapport de la déformation axiale sur la déformation radiale en fin d'imbibition atteint 4,3. Froehlich (1989) a également mis en évidence à travers des essais de gonflement libre et des essais Huder & Amberg sur une roche stratifiée une tendance très prononcée du



gonflement à se produire perpendiculairement à la stratification. Il cite également des observations in situ sur un tunnel où le gonflement variait avec la direction relative par rapport à la stratification.



**Figure IV.13** Marne du bassin de Marseille (échantillon non stratifié)— Essai de gonflement à déformation axiale bloquée avec un anneau de rigidité  $K_{an}=3045$  MPa.

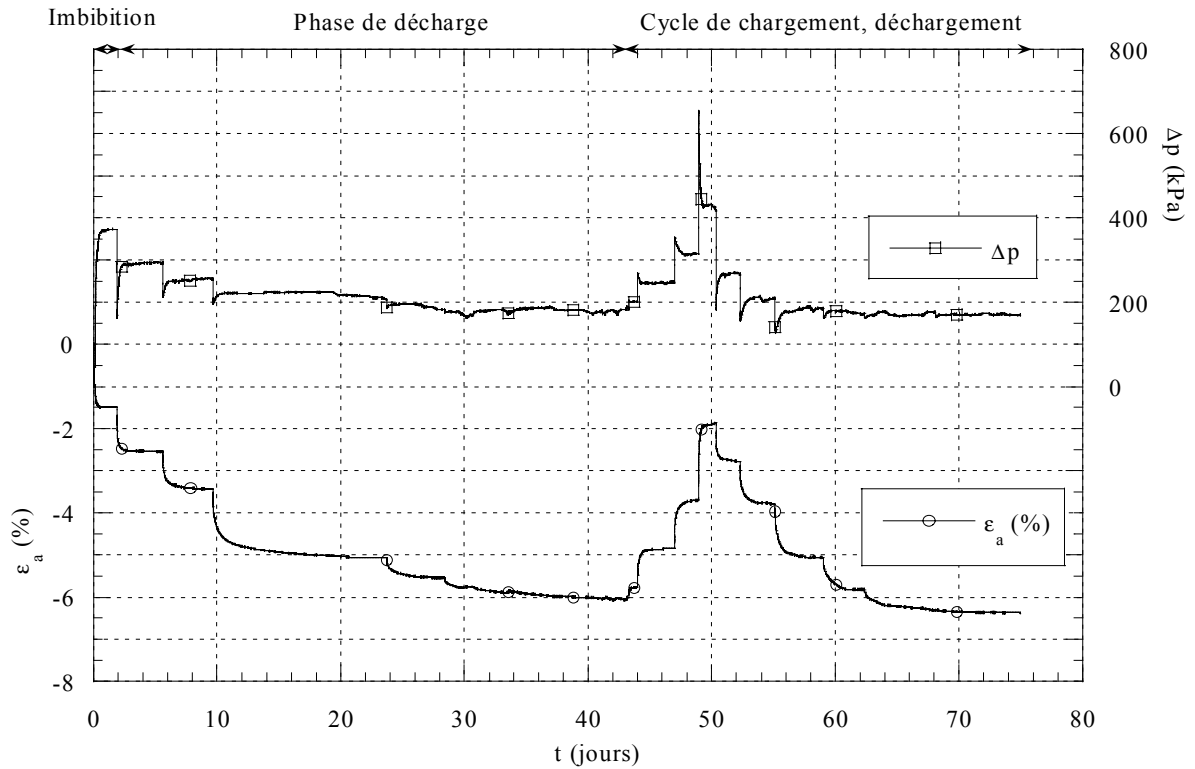


**Figure IV.14** Marne du bassin de Marseille (échantillon stratifié)— Essai de gonflement libre sous  $\sigma_a=10$  kPa.

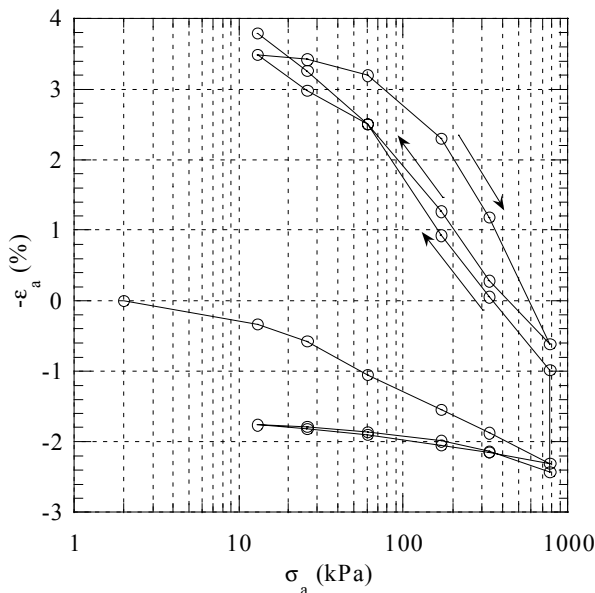
#### Influence d'un cycle de chargement

La figure IV.15a illustre l'évolution de la déformation axiale et de la pression latérale pour un échantillon qui a subi une phase d'imbibition sous  $\sigma_a=780$  kPa suivie d'un déchargement puis d'un cycle de chargement-déchargement. Le but de cet essai est d'étudier l'influence d'un cycle de gonflement sur le comportement gonflant de ce matériau. Les pics de la pression latérale lors du chargement s'expliquent par la surpression interstitielle induite par l'augmentation de la contrainte axiale. Cette surpression diminue progressivement avec l'expulsion de l'eau de l'échantillon pour atteindre l'état d'équilibre. Lors du deuxième déchargement, on note que l'échantillon présente une déformation axiale semblable à celle du premier déchargement et que suite à la chute de la pression latérale, l'échantillon développe à nouveau une augmentation de cette pression. Après un cycle de chargement-déchargement, l'échantillon montre toujours un comportement gonflant. Les figures IV.15b et IV.15c présentent respectivement l'évolution de la déformation axiale et celle de la pression latérale en fonction de la contrainte axiale. On constate que les cycles de la déformation axiale ou de la pression latérale sont ouverts. Néanmoins, les valeurs de la déformation axiale et de la pression latérale en fin de déchargement avant et après le cycle sont proches, on observe une différence relative inférieure à

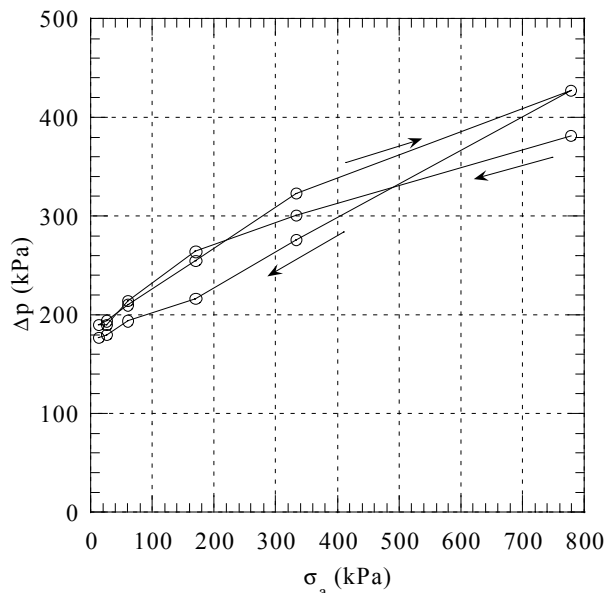
10%. Malgré un léger phénomène d'hystérésis, le cycle de chargement, déchargement a une faible influence sur le gonflement de l'échantillon.



(a)



(b)



(c)

**Figure IV.15** Influence d'un cycle de chargement - Essai de type Huder & Amberg et cycle de charge décharge sur la marne du bassin de Marseille (échantillon non stratifié). Essai réalisé avec l'anneau de rigidité  $K_{an}=850$  MPa.

(a) Evolution de la déformation axiale et de la pression latérale en fonction du temps

(b) Evolution de la déformation axiale en fonction de la contrainte axiale.

(c) Evolution de la pression latérale en fonction de la contrainte axiale.

## IV.3 Essai de gonflement sur la marne de Tartaignille

### IV.3.1 Caractéristiques du matériau

Le matériau étudié a été prélevé par le LRPC d'Aix-en-Provence dans le cadre du projet du tunnel de Tartaignille situé sur le tracé du TGV Méditerranée. Des blocs de marne ont été prélevés sur le front de taille du tunnel, puis soigneusement paraffinés et conservés en atmosphère contrôlée. Les échantillons ont été préparés par le LRPC d'Aix-en-Provence à partir de l'un de ces blocs par carottage à sec. La marne se présente sous forme compacte et de couleur grise. Les caractéristiques moyennes du bloc dont proviennent les échantillons sont présentés dans le tableau IV.8 (Serratrice, 1998). Ce tableau montre que la teneur en eau est relativement faible mais que la marne est quasi saturée. Le tableau IV.9 présente les paramètres élastiques ( $E, \nu$ ) et plastiques ( $C, \phi$ ) issus des essais en laboratoire réalisés par le LRPC d'Aix-en-Provence (Serratrice 1998). Ces essais mettent en évidence un matériau relativement raide qui possède une forte cohésion et un faible angle de frottement.

**Tableau IV.8** Caractéristiques physiques de la marne de Tartaignille (Serratrice, 1998)



En vertu du droit d'auteur, cette inclusion ne peut figurer dans la thèse en ligne.

**Tableau IV.9** Paramètres élastiques et plastiques de la marne de Tartaignille (Serratrice, 1998)



En vertu du droit d'auteur, cette inclusion ne peut figurer dans la thèse en ligne.

### IV.3.2 Essais réalisés

Etant donné le nombre relativement faible d'échantillons disponibles, nous avons réalisé trois essais de gonflement libre avec des anneaux ayant trois rigidités différentes (310, 580 et 850 MPa). Les échantillons ont été chargés jusqu'à  $\sigma_a=1700$  kPa correspondant à la contrainte en place, puis déchargés jusqu'à  $\sigma_a=70$  kPa pour être mis en imbibition sous cette contrainte.

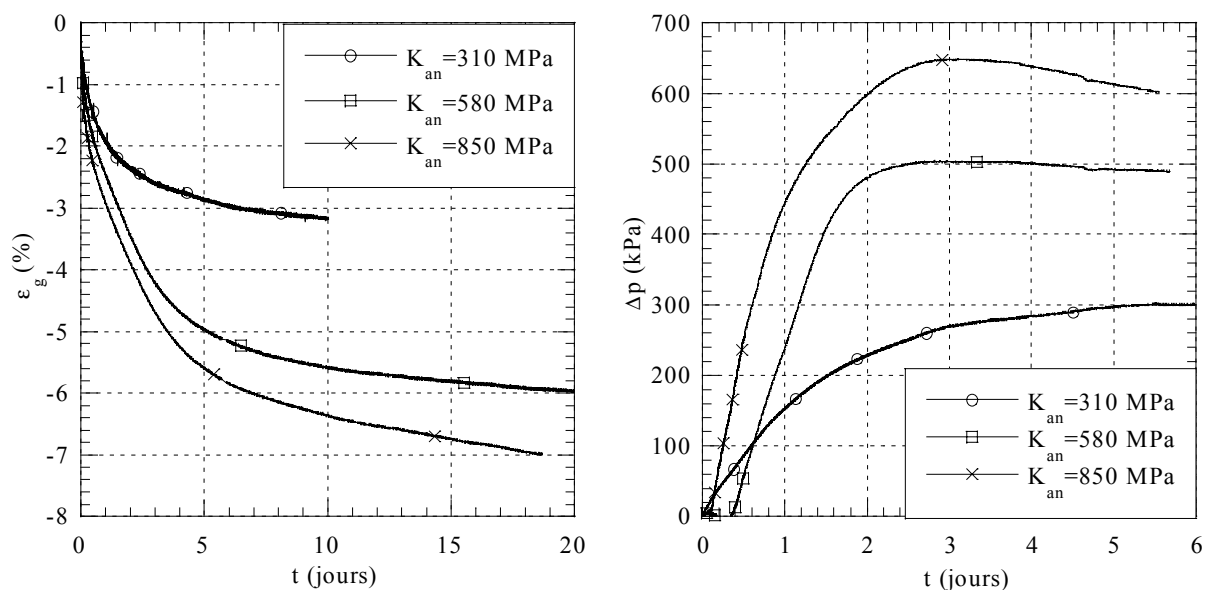
### IV.3.3 Présentation des résultats

Les figures IV.16a et IV.16b illustrent respectivement l'évolution de la déformation axiale de gonflement et de la pression de gonflement latérale lors de l'imbibition pour les différents anneaux. On constate une tendance identique à celle observée sur l'argile de Bavent.

L'augmentation de la rigidité de la cellule induit une augmentation de la pression latérale de gonflement et de la déformation axiale de gonflement. Lorsque la rigidité de la cellule varie de 310 à 850 MPa, la pression de gonflement latérale augmente de 300 à 650 kPa et la déformation axiale augmente de 3,2 à 7 % (figure IV.17).

Bien que la contrainte axiale d'imbibition soit relativement faible et la pression latérale relativement forte, l'évolution de la pression de gonflement latérale en fonction du temps ne présente pas de pic marqué. Seul l'essai réalisé avec la rigidité la plus importante présente un très léger pic de pression latérale. Pour une même contrainte axiale d'imbibition et une pression latérale plus faible l'échantillon d'argile de Bavent a montré un pic plus prononcé (figure III.2b). L'apparition d'un léger pic pour l'essai réalisé avec  $K_{an}=850$  MPa indique que la résistance de l'échantillon est atteinte. Les échantillons résistent bien au fort état d'extension développé lors de la phase d'imbibition car ils possèdent une forte cohésion ( $C=2$  MPa).

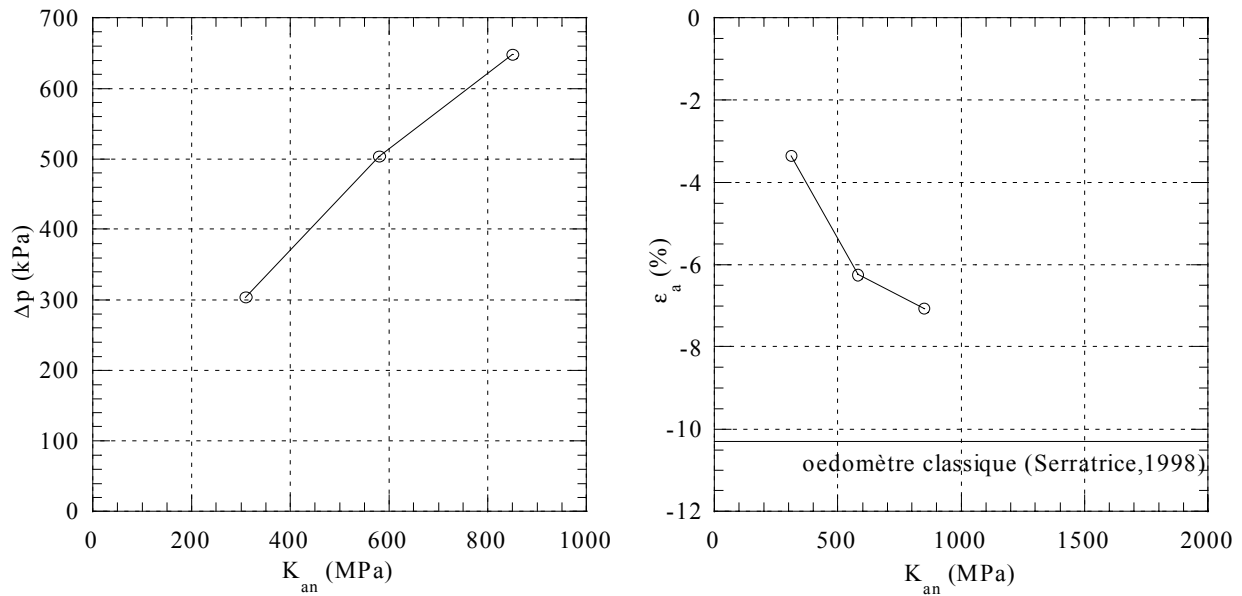
On peut comparer nos résultats avec l'essai de gonflement libre à l'oedomètre classique sous une contrainte axiale de 61 kPa réalisé sur le même matériau par Serratrice (1998). La déformation axiale de gonflement en fin d'imbibition est de  $-10,3\%$ . Ce résultat confirme la tendance observée ci-dessus, car la déformation de gonflement obtenue à l'oedomètre classique qui possède une rigidité théoriquement infinie est supérieure aux déformations axiales obtenues avec les essais réalisés avec les cellules flexibles.



**Figure IV.16** Marne de Tartaignulle - Essais de gonflement libre sous  $\sigma_a=70$  kPa pour trois cellules de rigidités différentes

(a) Déformation de gonflement axiale

(b) Pression de gonflement latérale



**Figure IV.17** Marne de Tartaguille – Influence de la rigidité de l'anneau  
 (a) pression de gonflement latérale (b) déformation de gonflement axiale

#### IV.4 Conclusion

Les résultats des essais à la cellule flexible sur des marnes « intactes » ont confirmé l'influence de la condition de chargement dans la direction latérale sur le gonflement dans la direction axiale. L'augmentation de la rigidité de l'anneau induit une augmentation de la pression de gonflement latérale et de la déformation axiale de gonflement.

La mesure de la pression de gonflement latérale a mis en évidence de fortes valeurs en condition oedométrique. A titre d'exemple, la marne du bassin de Marseille a développé une pression latérale supérieure à 1 MPa pour un anneau de rigidité  $K_{an}=3045$  MPa. La déformation latérale nulle imposée par l'oedomètre classique place l'échantillon dans un état d'extension qui peut être supportée grâce à une cohésion importante du matériau. L'autorisation d'une déformation latérale réduit cet état d'extension jusqu'à conduire l'échantillon dans un état de compression.

Des essais sur des échantillons stratifiés de marne du bassin de Marseille ont montré que le gonflement avait une tendance très prononcée à se produire perpendiculairement à la stratification manifestant ainsi une anisotropie des déformations et des pressions de gonflement. Par contre, pour des échantillons non stratifiés, on a observé une isotropie du gonflement. De plus, le gonflement consécutif à un déchargement des marnes sous imbibition est davantage marqué dans la direction latérale que pour l'argile de Bavent compactée. En effet, la diminution de la pression latérale consécutive au déchargement axial provoque un accroissement de cette pression plus important pour les marnes que pour l'argile de Bavent.

## CONCLUSION GENERALE

L'objectif de ce travail de thèse est l'étude expérimentale du gonflement des sols. Il comprend la mise au point d'un dispositif expérimental et son utilisation pour l'étude du gonflement de différents sols.

Le dispositif expérimental mis au point est un oedomètre flexible qui permet d'étudier le comportement tridimensionnel des sols gonflants, et de mieux reproduire les conditions de gonflement in situ, en particulier pour le cas où le terrain est susceptible de se déformer. Ce dispositif autorise une certaine déformation radiale au cours du gonflement et la mesure de la pression latérale induite par le gonflement. La déformation radiale de l'échantillon est contrôlée par la flexibilité de l'anneau. Ainsi, en faisant varier cette flexibilité, on peut réaliser des chemins de contraintes allant de l'essai de gonflement libre à l'essai oedométrique classique (déformation latérale bloquée).

L'utilisation de ce dispositif pour l'étude du gonflement d'échantillons d'argile compactée a permis de mettre en évidence l'influence du chemin de chargement sur le gonflement. L'autorisation d'une déformation radiale induit une diminution de la pression de gonflement latérale et de la déformation axiale. On trouve des résultats similaires pour l'interaction de l'autorisation d'une déformation axiale avec le gonflement dans la direction latérale. Finalement, le fait d'empêcher le gonflement dans une direction amplifie le gonflement dans les autres directions. Ce résultat infirme l'hypothèse sur laquelle sont fondés certains modèles de gonflement (Wittke et Pierau, 1979 ; Einstein et Bischoff, 1976). Par ailleurs, la détermination des paramètres caractéristiques de l'argile de Bavent a montré que le facteur de gonflement est supérieur à l'indice de gonflement. Il faudra par conséquent différencier pour le

calcul d'ouvrage le cas où le gonflement provient d'un apport d'eau du cas où il est consécutif à un déchargement.

La comparaison des procédures de détermination de la pression de gonflement a montré l'influence du chemin de chargement sur cette pression. La pression de gonflement obtenue par la méthode à volume constant est inférieure à celle déterminée par la méthode des essais en parallèle ou par l'essai Huder & Amberg. La procédure employée pour la caractérisation du gonflement doit être adaptée au type d'ouvrages envisagés afin d'être représentative des conditions du sol in situ.

L'étude du gonflement de sols « intacts » a confirmé l'influence des conditions de chargement dans la direction latérale sur le gonflement dans la direction axiale. En effet, l'autorisation d'une déformation latérale lors du gonflement induit une réduction de la pression latérale et de la déformation axiale. Pour les échantillons ne présentant pas de stratification, on a observé une isotropie de la pression de gonflement. La stratification induit une direction préférentielle de gonflement perpendiculairement au litage qui s'est traduit par une anisotropie du gonflement. La pression de gonflement parallèlement au litage est proche de celle des échantillons non stratifiés tandis que celle perpendiculairement au litage est 75% plus élevée.

Cette étude apporte des données intéressantes sur le comportement tridimensionnel des sols gonflants qui pourront être utilisées par la suite pour la validation ou l'adaptation de modèles existants ou encore pour le développement de nouveaux modèles. Il serait aussi intéressant dans l'avenir de compléter ces données par des essais sur d'autres matériaux.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

**Aboushook M., Tisot J.P., Houpert R. (1983)** : « Application d'une nouvelle méthode de détermination des contraintes de gonflement des sols intacts », 2ème journées universitaires mécaniques des sols appliquées.

**AFNOR (1995)** : « Sols – Reconnaissance et essais – Essai de gonflement à l'oedomètre », XP P94-091.

**Alshihabi O., Mieussens C., Shahrour I. (2001)** : « Etude à l'appareil triaxial de la résistance d'un sol compacté quasi saturé », XV<sup>ème</sup> Congrès Français de Mécanique, Nancy, 3-7 septembre 2001.

**Altemeyer W.T. (1955)** : « Disc on report 516 », Proceedings ASCE, n°85, 658 p.

**ASTM (American Society for Testing and Materials) (1985)** : « Standard test methods for one-dimensional swell or settlement potential of cohesive soils », ATSM D4546.

**Blight G.E., Williams A.A.B. (1971)** : « Cracks and fissures by shrinkage and swelling », Fifth Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 1-16 à 1-21

**British Standard (1990)** : « Determination of swelling and collapse characteristics », BS 1377, part 5.

**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.

**Chen F.H. (1988)** : « Foundations on expansive soils », Ed. Elsevier., ISBN 0-444-43036-9

**Chen F.H., Huang D. (1987)** : « Lateral expansion pressure on basement walls », Proc. of 6<sup>th</sup> International Conference on Expansive soils, New Delhi, 1-4 December 1987, vol. 1, pp. 55-59.

**Dakshanamurthy V. (1978)** : « A new method to predict swelling using a hyperbolic equation », Geotechnical Engineering, vol. 9, pp. 29-38.

**Dakshanamurthy V. (1979)** : « A stress controlled study of swelling characteristics of compacted expansive clays », Geotechnical Testing Journal, vol. 2, n°1, pp. 57-60.

**Daupley X. (1997)** : « Etude du potentiel de l'eau interstitielle d'une roche argilleuse et des relations entre ses propriétés hydriques et mécaniques », Thèse ENSMP.

**Derriche Z., Kebaili M. (1998)** : « Prévisions du gonflement des argiles d'In-Aménas ». Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n°218, pp. 15-23.

**Didier G. (1972)** : « Etude du gonflement cristallin des montmorillonites », Bulletin groupe français des argiles, t. XXIV, pp. 99-110.

**Didier G. (1972)** : « Etude du gonflement cristallin des montmorillonites », thèse de Docteur Ingénieur, Université Claude Bernard, Lyon.



- Didier G., Soyez B., Heritier B., Parez L. (1987)** : « Etude à l'oedomètre du gonflement des sols », Proc. 9<sup>th</sup> ECSMFE, Dublin, vol. 5.5, pp. 549-552.
- Edil T.B., Alanazy A.S. (1992)** : « Lateral swelling pressures », 7th International Conference on Expansive Soils, pp. 227-232.
- El Gamali H., Tabet M., El Hajjam A. (1994)** : « Détermination de la pression de gonflement à l'appareil triaxial », Revue Marocaine de Génie Civil, n°52, pp. 69-76.
- Einstein H. H. (1979)** : « Tunneling in swelling rock », Underground space, vol. 4, n°1, pp. 51-61.
- Einstein H.H. (1994)** : « Comments and recommendations on design and analysis procedures for structures in argillaceous swelling rock », International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, vol. 31, n°5, pp. 535-546.
- Einstein H.H. (1996)** : « Tunnelling in Difficult Ground-Swelling behaviour and identification of swelling Rocks », Rock Mech. Rock Engng, vol. 29, n°3, pp. 113-124.
- Einstein H.H., Bischoff N. (1976)** : « Dimensionnement des tunnels en roche gonflante », Tunnels et Ouvrages Souterrains, n°15, pp. 109-119.
- Erol O., Dhowian A.W., Youssef A.F. (1987)** : « Assesment of oedometer methods for heave prediction », Proc. of the 6<sup>th</sup> Int. Conf. on Exp. Soils, New Delhi, pp. 99-103.
- Erol O, Ergun U. (1994)** : « Pression latérale de dilation dans des sols expansifs », 13th ICSMFE, New Deli, pp. 1511-1514.
- Fourie A.B. (1991)** : « Lateral swelling pressure developed in an active clay », Geotechnics in the African Environment, pp. 267-274.
- Franklin J.A. (1984)** : « A ring swell test for measuring swelling and shrinkage characteristics of rock », International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, vol. 21, n°3, pp. 113-121.
- Froehlich B.O (1989)** : « Géologie et constructions des tunnels : gonflement de roches argileuses », Rock at great depth, Maury & Fourmintaux (eds), pp. 537-544.
- Grim R.E. (1962)** : « Applied clay mineralogy », New York, McGraw-Hill, 422 p. International series in the earth sciences.
- Grob, H. (1972)** : « Schwelldruck im Belchentunnel », Berichte Int. Symp. f. Untertagebau, Luzern, S. pp. 99-119.
- Gysel M. (1987)** : « Design of tunnels in swelling rock ». Rock Mechanics and Rock Engineering, n°20, pp. 219-242.
- Holtz R. D., Kovacs W.D. (1991)** : « Introduction à la géotechnique », Editions de l'Ecole Polytechnique de Montréal, 808 p.
- Huder J., Amberg G. (1970)** : « Quellung in Mergel, Opalinuston und Anhydrit », Schweizerische Bauzeitung, 45, pp. 975-980.

- ISRM, Einstein, H. (1989)** : « Suggested methods for laboratory testing of argillaceous swelling rocks », International Society for Rock Mechanics (Commission on swelling rock and working group on swelling rock of the commission on testing methods, vol. 26, n°5, pp. 415-426.
- ISSMFE (International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering) (1991)** : « Avant-projet – Evaluation de la pression de gonflement de sols gonflants en laboratoire (traduction) », Revue Française de Génie Civil n°56.
- Jennings J.E., Knight K. (1957)** : « The prediction of total heave from the double oedometer test », Symp. on Expansive Clays, Trans SAICE, vol. 7, 9. (Cité dans Serratrice et Soyez, 1996).
- Johnson L.D. (1989)** : « Horizontal and vertical swell pressures from triaxial test : feasibility study », Geotechnical Testing Journal, vol. 12 , n°1, pp. 87-92.
- Johnson L.D., Snethen D.R. (1978).** : « Prediction of potential heave of swelling soil », Geotechnical Testing Journal, vol. 1, n°3, pp. 117-124.
- Joshi R.P., Katti R.K. (1980)** : « Lateral pressure development under surcharge », Proc. of the 4th International Conference on Expansive soils, Denver, vol. 1, pp. 227-241.
- Kabbaj M. (1989).** : « Sols gonflants : mesure des propriétés en laboratoire », Revue Marocaine du Génie Civil, n°26, pp. 17-27.
- Kassif G., Baker R. (1971)** : « Aging effects on swell potential of compacted clay », Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, vol. 97, SM 3 Proc. March 1971.
- Khaddaj S. (1992)** : « Etude en laboratoire du gonflement de l'argile des Flandres », Thèse de l'Université des Sciences et Technologies de Lille.
- Kiehl J.R. (1990)** : « Ein dreidimensionales Quellgesetz und seine Anwendung auf den Felshohlbau », Proc. 9th Natn. Felsmechanik Symp., Aachen Germany, pp. 185-207.
- Komornik A., David D. (1969)** : « Prediction of swelling pressure of clays », J. Soil Mech. and Found. Eng. Div., ASCE, vol. 95, n°1, pp 209-225.
- Komornik A., Zeitlen J.G. (1965)** : « An apparatus for measuring lateral soil swelling pressure in the laboratory », Proc. 6<sup>th</sup> ICSMFE, Londres, vol. 1, pp. 278-281.
- Kovari K, Amstad Ch., Anagnostou G. (1995)** : “Long term field observations of swelling phenomena in tunnel and their back analysis”, Colloquium Mundanum.
- Kovari K, Madsen T.T., Amstad Ch. (1981)** : « Tunnelling with yielding support in swelling rocks », Proc. Int. Symposium on Weak Rock, Tokyo, Balkema, Rotterdam, pp. 1019-1026.
- Magnan D. (1993)** : « Caractérisation in-situ des sols gonflants : l'essai expansol », Thèse Université Joseph Fourier Grenoble 1.
- Mariotti M. (1976)** : « Le gonflement des sols argileux surconsolidés (aspect du phénomène-influence sur les structures-précaution à envisager) », Mines et Géologie, Rabat, n°39, pp. 13-28.
- Mouroux P., Magron P., Pinte J.C. (1987)** : « La construction économique sur sols gonflants », Manuels et Méthodes n°14, Ed. Bureau de Recherches Géologiques et Minières.
- Ofer Z. (1980)** : « Instruments for laboratory and in situ measurement of the lateral swelling pressure of expansive clays », 4th international conference on expansive soils, pp. 45-53.

- Ofer Z. (1981)** : « Laboratory instrument for measuring lateral soil pressure and swelling pressure », *Geotechnical Testing Journal*, vol. 4 , n°4, pp. 177-182.
- Ofer Z., Blight G.E. (1985)** : « Measurement of swelling pressure in the laboratory and in situ », *Transportation Research*, record 1032, pp. 15-22
- Parcevaux P. (1980)** : « Etude microscopique et macroscopique du gonflement de sols argileux », Thèse de doctorat, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris.
- Parcher J.V. et Liu P.C., (1965)** : « Some swelling characteristics of compacted clays », *Journal of the soil mechanics and foundations division*, vol. 91, n°3, pp. 1-17.
- Ranganatham B.V., Satyanarayana B. (1965)** : « A rational method of predicting swelling potential for compacted expansive clays », *Proc 6<sup>th</sup> ICSMFE, Montreal*, pp. 92-96.
- Robert A. (1991)** : « Construire sur les sols gonflants et rétractables », formation continue, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- Robert A., Fabre D. (1987)** : « Rapport sur le gonflement », Comité Français de Mécanique des Roches, Groupe de travail : Rupture en souterrain.
- Robert A., Saitta A. (1997)** : « Modélisation numérique des effets du gonflement dans les ouvrages souterrains », *Tunnels et ouvrages souterrains*, vol 143, pp. 301-306.
- Schreiner H.D., Burland J.B. (1991)** : « A comparaison of three swell test procedures », *Geotechnics in the African Environment*, pp. 259-267.
- Seed H.B., Mitchell J.K., Chan C.K., (1962)** : « Studies of swell and swell pressure characteristics of compacted clays », *Higway Research Board*, vol. 313, pp. 12-39.
- Seed H.B., Woodward R.J., Lundgren R. (1962)** : « Prediction of swelling potential for compacted clays », *J. Soil Mech. and Found. Eng. Div., ASCE*, vol. 88, n°3, pp. 53-87.
- Serratrice J.F. (1998)** : « Essais de laboratoire sur les sols gonflants », Rapport interne du Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées, Dossier n°14368.01.
- Serratrice J.F. (1998)** : « Tunnel de Tartaguille –TGV Méditerranée – Essais de laboratoire sur la marne », Rapport du Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées d’Aix-en-Provence, jfs i98-298.
- Serratrice J.F. (1998)** : « Barreau B55 – Liaison A55/A7 – Essais de laboratoire », Rapport du Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées d’Aix-en-Provence, jfs Barreau B55.
- Serratrice J. F. Soyez B., (1996)** : « Les essais de gonflement », *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, N°204, pp. 65-85.
- Shanker N.B., Rao A.S., Swamy A.S.R. (1981)** : « Swelling behaviour of undisturbed and remoulded samples of black cotton clay », *Indian Geotechnical Journal*, vol. 12, pp. 152-159.
- Sridharan A., Sreepada R., Sivapullaiah P.V. (1986)** : « Swelling pressure of clays », *Geotechnical Testing Journal*, vol 9, n°1, pp. 24-33.
- Steiner W. (1993)** : “Swelling Rock in Tunnels : Rock Characterization, Effect of Horizontal Stresses and Construction Procedures”, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci & Geomech. Abstr.*, Vol. 30, n°4, pp. 361-380.

- Terzaghi, K. (1936)** : “Diskussionsbeitrag”, Proc. Int. Conf. SMFE, Vol. III, n°.J-8, S., pp. 152-155, Cambridge, Mass.
- Tisot J.P. - Aboushook M. (1983)**, « Triaxial study of swelling characteristics », Proc. 7<sup>th</sup> Asian Reg. Conf. on soil Mech. and Found. Eng., Haïfa, pp. 94-97.
- Vayssade B. (1978)** : « Contribution à l'étude du gonflement interparticulaire de sols argileux », Thèse de doctorat, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris.
- Verdel T. (1993)** : « Géotechnique et Monuments Historiques », Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine.
- Vijayvergiya V.N., Ghazzaly O.I. (1973)** : « Prediction of natural potential for natural clays », Proc. 3<sup>rd</sup> Int. Conf. of Expansive Soils, vol. 1, Haifa, pp. 227-236.
- Williams A.A.B, Donaldson G.W. (1980)** : « Building on expansive soils in South Africa :1973-1980 ». Proc 4<sup>th</sup> ICES, Denver, pp. 834-844.
- Wittke W. (1990)** : « Rocks Mechanics : Theory and Applications with Case Histories ». Ed Springer-Verlag.
- Wittke W., Pierau B. (1979)** : « Fundamentals for the design and construction of tunnels in swelling rock », 4th ICRM Montreux, vol. 2, pp. 719-729.
- Yesil M.M., Pasamehmetoglu A.G., Bozdog T., (1993)** : « A triaxial swelling test apparatus », International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, vol. 30, n° 4, pp. 443-450.