

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

BADJI MOKHTAR – Annaba University
Université BADJI MOKHTAR – Annaba
Faculté des sciences de la terre
Département des mines



جامعة باجي مختار – عنابة
كلية علوم الأرض
قسم المناجم

THESE

Présentée en vue de l'obtention du diplôme de Doctorat En Sciences

Option : Exploitation des Mines

Modélisation du comportement hydromécanique des sols gonflants

Par

MERAH Chafia

Devant le jury :

	Grade	Etablissement
Président : HAFSAOUI Abdallah	Pr	Universite Badji Mokhtar - Annaba
Rapporteur : SID Madani	Pr	Université M ^{ed} -Chérif Messaadia S.Ahras
Examineurs : BOUKELLOUL Mohamed Laid	Pr	Université Badji Mokhtar - Annaba
BAALI Amar	Pr	Université Cheikh Larbi Tébessi Tébessa
NOUAOURIA Mohamed Salah	Pr	Université 08 Mai 1945 Guelma

REMERCIEMENTS

Je tiens à exprimer ma reconnaissance et ma gratitude à toutes celles et tous ceux qui m'ont aidé dans la préparation de cette thèse.

J'aimerais exprimer ma reconnaissance à Monsieur le Professeur **Sid madani** qui a accepté de finaliser cette thèse, dont le thème a été proposé par le défunt Hamami Mounir; Je le remercie pour la confiance qu'il m'a témoignée ; ce qui m'a permis de développer rigueur et persévérance.

Je suis très honorée que Monsieur le Professeur **Hafsaoui Abdallah** ait accepté de présider le jury de soutenance de ma thèse, c'est pourquoi je le remercie profondément ainsi que Messieurs les Professeurs **Baali Ammar, Boukelloul Mohamed Laid** et **Nouaouria Mohamed Salah** en tant qu'examineurs, leurs éventuelles remarques et critiques seraient très bénéfiques pour moi.

J'exprime mes remerciements à Monsieur **Vincent Labiouse**, maître d'enseignement et de recherche à l'ÉPFL qui m'a accordé un séjour au LMR dans le cadre d'une bourse de Programme National Exceptionnel financé par l'état Algérien. Je le remercie également pour ses orientations et ses conseils.

Un remerciement tout particulier à Monsieur **Jean François Mathier** responsable du LMR sans qui la réalisation de la partie expérimentale de cette thèse n'aurait pu être possible. Son aide m'a été précieuse. J'ai énormément appris auprès de lui concernant le gonflement. Je le remercie pour son écoute, ses conseils, son soutien et sa disponibilité.

Je remercie également Monsieur le Professeur **Boumezbeur Abderrahmane** pour ses fructueux conseils, ses interprétations ciblées de la partie expérimentale.

Je remercie également Monsieur **Djouama Mohamed Cherif** chef de département des mines d'Annaba pour son soutien et sa compréhension.

Je dédie ce manuscrit à celui qui aurait été si fier de me voir achever cette thèse et qui sera toujours présent malgré sa disparition trop soudaine, Professeur **Hamami Mounir**.

Je dédie ce travail à mon époux **Boukhatem larbi**, mes parents, mes enfants, mes frères et sœurs pour leur amour, leur confiance et leurs encouragements tout au long de ces années. Merci de m'avoir permis d'atteindre mon but même s'il a pris énormément de temps, merci d'avoir toujours cru en moi.

ABSTRACT

The hydration and the loading history in clays and marls induce irreversible deformation which plays an important role in the behaviour of structures excavated in this type of grounds.

Several researches tasks were interested in swelling and creep and where often discussed because of the complexity of the implied phenomena.

The duration of exploitation of the mining works and civil engineer is important, this is why for such projects the taking into account of time becomes imperative and the forecast of the irreversible deformations is essential to ensure their perennality and their safety.

The present study focuses on the delayed behavior of marls induced by creep and swell after a change in stress state and by effect of water.

Laboratory tests were carried out on marls from drillings AR1, AR2, AR3, and AR4 of the Arbus tunnel (France), at the Laboratory of Rock Mechanics (LMR) at the Federal Polytechnic School of Lausanne (EPFL) and with two objectives:

The first allows the experimental characterization of the swelling phenomenon by free swell test, prevented, and Huder Amberg, the swelling parameters are considered in detail.

The second concerns the creep and swelling; The samples were subjected to a single loading step (one-stage creep test) or to successive loading steps (multi-stage creep test);after the samples are hydrated and discharged according to a several stages.

The experimental results are compared with those obtained by JF Serratrice in laboratory LRPC Aix-en-Provence France on the same marl.

For the creep behaviour , Lemaitre's laws found adequate to model the viscoplastic strain.As for the swelling related to the unloading stages after samples hydration, an empirical hyperbolic law provides very good results.

A global model that partitions the deformation during the creep and swelling allows to faithfully giving the measured experimental deformation.

Key words: marl, creep, viscoplasticity, J. Lemaitre model, swelling, hyperbolic law.

RESUME

La mise en contact des argiles et des marnes avec l'eau et le changement de l'état de contraintes entraînent des déformations irréversibles qui jouent un rôle très important dans le comportement différé des ouvrages creusés dans ces terrains.

Plusieurs travaux de recherche se sont intéressés au gonflement et fluage et ont souvent été controversés à cause de la complexité des phénomènes impliqués.

La durée d'exploitation des ouvrages miniers et de génie civil est importante, c'est pourquoi pour de tels projets la prise en compte du temps devient impérative et la prévision des déformations irréversibles est indispensable pour assurer leur pérennité et leur sûreté.

Le présent travail se concentre sur le comportement différé des marnes induit par le fluage et le gonflement des marnes suite à la modification de l'état de contrainte et à l'action de l'eau.

Les essais de laboratoire ont été réalisés sur des marnes issues des forages AR1, AR2, AR3, et AR4 du tunnel Arbus (France) au Laboratoire de Mécanique des Roches(LMR) à L'école Polytechnique Fédérale de Lausanne(EPFL) et visant deux objectifs :

Le premier permet la caractérisation expérimentale du phénomène de gonflement par des essais de gonflement libre, empêché, et Huder Amberg, les paramètres de gonflement sont considérés en détail.

Le deuxième concerne le fluage et le gonflement ; les essais ont été réalisés selon deux modes, le premier est le fluage sous un seul palier de chargement (fluage mono palier), le second est le fluage selon plusieurs paliers de chargement (fluage multi palier) .Ensuite on a réalisé l'hydratation puis des déchargements successifs.

Les résultats expérimentaux sont comparés avec ceux obtenus par JF Serratrice au laboratoire LRPC de Aix-en-Provence France sur les mêmes marnes.

La déformation viscoplastique due au fluage mono palier et multi palier est ajustée par la loi de J.Lemaitre, et la déformation due au gonflement est ajustée par une loi hyperbolique.

Le modèle global considérant la partition des déformations pendant le fluage et le gonflement reproduit fidèlement la déformation expérimentale mesurée.

Mots clés : marne, fluage, viscoplasticité, modèle de J. Lemaitre, gonflement, loi hyperbolique.

اتصال الطين و المارل بالماء و تغير حالة الضغط تجر تشوهات لا رجعية تلعب دورا مهما للمنشآت المنجزة في هذه الاراضى .

لعدد من الدراسات البحثية الزحف، وكثيرا ما كانت مثيرة للجدل بسبب تعقيد الظواهر

المعنية .

إن مدة استغلال المنشآت المنجمية والهندسة المدنية كبيرة جدا ، و ي التنبؤ بالتشوه رجعية ضروري لضمان

هذا يتركز حول الاستجابة تحت تأثير تغير وتأثير المياه.

أجريت AR4 AR3 AR2 AR1 ميكانيك
(LMR) لفيدرالية المتعددة التقنيات (EPFL) هد ين اثنين هما:

الهدف الأول : يسمح توصيف ظاهرة بعين الاعتبار عناصر الانتفاخ بالتفصيل.
Amberg Huder ،

الهدف الثاني : يتعلق أجريت مرحلتين حيث أخضعت العينات أولا إلى عدة مستويات وفي المرحلة الثانية ي إماهة العينات وإنزال الحمولة تدريجيا تبعا لعدة مستويات.

الناتج التجريبية التي تحصل عليها Serratrice JF الجهوي للجسور والطرق (LRPC) إكس إن .

تم تمثيل التشوه الناتج على الزحف المتعلق بمستوى شحن واحد و بعدة مستويات باستخدام J. Lemaitre الانتفاخ أو التورم فتم تمثيله بقانون راندي المقطع.

اظهر النموذج الذي يشمل توزيع التشوه أثناء الزحف أنه يطابق ربيبي.

الكلمات المفتاحية:

- اللزوجة البلاستيكية - J. Lemaitre -

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE1 - ETUDE PHENOMENOLOGIQUE DU FLUAGE DES ROCHES	
1.1 - Introduction	6
1.2 - Phases de fluage	7
1.3 - Facteurs influençant le comportement différé	9
1.3.1 - Potentiel de fluage	9
1.3.2 - L'état de contrainte	10
1.3.3 - Vitesse de sollicitation	11
1.3.4 - Paramètres intrinsèques	12
1.3.5 - Influence de la température	13
1.4 - Principes généraux des lois de comportement	14
1.4.1 - Le principe de déterminisme	14
1.4.2 - Le principe d'objectivité matérielle	14
1.4.3 - Le principe d'action locale	14
1.5 - Classification des lois de comportement visqueux	15
1.5.1 - Écriture générale des lois de comportement visqueux	15
1.5.2 - Les lois explicites en fonction du temps	16
1.5.2.1 - Lois de fluage primaire	16
1.5.2.2 - Lois de fluage secondaire	17
1.5.2.3 - Exemple de loi de fluage primaire	18
1.5.3 - Modèles analogiques et dérivés	22
1.6 - Lois viscoplastiques à potentiel	23
1.6.1 - Partition des déformations élastiques et viscoplastiques	24
1.6.2 - Potentiel de dissipation thermodynamique	24
1.6.3 - Théorie de la viscoplasticité de Perzyna	25
1.6.4 - Généralisation des lois viscoplastiques à potentiel	27
1.6.4.1 - Loi viscoplastique de type Drücker –Prager	27
1.6.4.2 - Modèle de Lemaitre	28
1.6.4.3 - Autre représentation de la loi de Lemaître	30
1.7 - Conclusion	31
CHAPITRE2 -ETUDE PHENOMENOLOGIQUE DU GONFLEMENT	
2.1 - Introduction	33
2.2 - Compréhension du phénomène de gonflement	34
2.2.1 - Minéralogie des argiles	34
2.2.2 - Etude microstructurale	35
2.2.2.1 - Le tétraèdre de silice	36
2.2.2.2 - L'octaèdre d'alumine	36
2.2.3 - Structure moléculaire microscopique des argiles	36
2.2.4 - Principales caractéristiques des minéraux argileux	39
2.2.4.1 - La densité de la charge spécifique	39
2.2.4.2 - La capacité d'échange ionique	39
2.2.4.3 - La surface spécifique	39
2.2.5 - Liaisons entre minéraux argileux	40
2.2.6 - Le système eau-argile	41
2.2.7 - Gonflement intraparticulaire et interparticulaire	41
2.3 - Mécanismes de gonflement	42
2.3.1 - Gonflement au sens physico-chimique	42
2.3.1.1 - Modèle de la double couche	42

2.3.1.2 - Modèle de Gouy-Chapman	43
2.3.1.3 - Modèle de Stern	44
2.3.1.4 - Application du modèle de la double couche	44
2.3.1.5 - Comportement d'une particule argileuse dans un milieu saturé	46
2.3.2 - Gonflement au sens mécanique	47
2.3.2.1 - Contraintes dans un sol	47
2.3.2.2 - Changement de l'état de contrainte	48
2.4 - Investigation expérimentale au laboratoire	49
2.4.1 - Pression de gonflement	49
2.4.2 - Gonflement libre	49
2.4.3 - L'indice de gonflement	49
2.5 - Méthodes indirectes de caractérisation	50
2.5.1 - Limites d'atterberg	50
2.5.2 - Retrait linéaire	53
2.5.3 - Teneur en eau et densité sèche	53
2.5.4 - Surface spécifique de l'argile	55
2.6 - Essais de gonflement au laboratoire	56
2.6.1 - Essai de gonflement libre	57
2.6.2 - Essais en parallèle	58
2.6.3 - Essais à volume constant	58
2.6.4 - Essai huder-Amberg	58
2.7 - Cinétique de gonflement	60
2.8 - Conclusion	60
CHAPITRE3 - MODELISATION DU GONFLEMENT	
3.1 - Introduction	63
3.2 - Méthodes de calcul de gonflement	63
3.2.1 - Modèles basées sur une loi de gonflement	63
3.2.1.1 - Méthode de Grob	63
3.2.1.2 - Méthode de Grob généralisée	65
3.2.1.3 - Méthode tridimensionnelle de Einstein -Biscoff-Hofman	66
3.2.1.4 - Méthode tridimensionnelle de Wittke	68
3.2.1.5 - Méthode de Froehlich	69
3.2.2 - Modèles hydromécaniques	70
3.2.2.1 - Modèle d'Anagnostou	70
3.2.2.2 - Modèle basé sur une loi de comportement élastoplastique dans le code de calcul CESAR-LCPC	72
3.2.3 - Modèles dépendants du temps	75
3.3 - Conclusion	76
CHAPITRE4 - PARTIE EXPERIMENTALE	
4.1 - Introduction	78
4.2 - Programme expérimental	78
4.2.1 - Première série des essais	78
4.2.2 - Deuxième série des essais	79
4.3 - Dispositifs expérimentaux	80
4.3.1 - Cellule de mesure des déplacements libres	80
4.3.2 - Dispositif destiné à l'essai de gonflement empêché	80
4.3.3 - Cellule oedométrique	81
4.4 - Roche testée	84
4.4.1 - Identification Physique	84
4.5 - Résultats des essais de la première série des essais sur le tunnel Arbus France	85

4.5.1 - Gonflement libre	85
4.5.2 - Gonflement empêché	88
4.5.3 - Essai Huder Amberg	90
4.5.4 - Mesure du poids volumique des grains solides	93
4.6 - Résultats des essais de la deuxième série des essais sur le tunnel Arbus France	93
4.6.1 - Essais de fluage sous un seul palier de charge (fluage mono palier) – gonflement	93
4.6.2 - Essais de fluage sous plusieurs paliers de chargement (fluage multi paliers) – gonflement	95
4.7 - Conclusion	98
CHAPITRE5 - INTERPRETATION DES RESULTATS	
5.1 - Introduction	100
5.2 - Résultats de la première série de gonflement	100
5.2.1 - Gonflement libre	100
5.2.2 - Gonflement empêché	104
5.2.3 - Essai Huder Amberg	104
5.3 - Résultats de la deuxième série des essais	104
5.3.1 - Modèle de fluage-gonflement	105
5.3.2 - Modèle proposé	105
5.3.2.1 - Loi de fluage	106
5.3.2.2 - Loi de gonflement	108
5.3.2.3 - Paramètres de fluage	108
5.3.2.4 - Paramètres de gonflement	112
5.3.3 - Comparaison des résultats obtenus avec des essais réalisés par J.F Serratrice sur des carottes du tunnel d'Arbus	114
5.4 - Conclusion	115
CONCLUSION GENERALE	118
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	121

Liste des figures		
Figure N°	Titre	Page
Figure1.1	Allure classique de la courbe de fluage d'une roche soumise à un déviateur q constant. Evolution de la déformation viscoplastique, v , en fonction du temps t , d'après François et al (1995).	8
Figure1.2	Diagramme ternaire de Özgeno lu(1998).	10
Figure1.3	Influence de l'augmentation de la pression de confinement sur le mode de rupture, d'après Gatelier (2001).	11
Figure1.4	Essais de compression simple sur un tuf: influence de la vitesse de déformation, selon Peng et Podnieks (1972).	12
Figure1.5	Influence de la taille moyenne des grains sur le fluage du sel gemme, d'après Lecomte (1965).	12
Figure1.6	Essais de fluage à différentes températures réalisées sur des échantillons de granite, selon Pusb (1993).	13
Figure1.7	Variation de la déformation de fluage expérimentale en fonction du temps, d'après Kharchafi et Descoedres (1995).	21
Figure1.8	Variation de la vitesse moyenne de déformation entre 5 et 20 jours de sollicitation en fonction du rapport R/E ; points expérimentaux et interpolation, selon Kharchafi et Descoedres (1995).	22
Figure1.9	Représentation du modèle analogique de Bingham.	23
Figure1.10	Représentation du modèle de Prager.	28
Figure1.11	Modèle rhéologique représentant la loi viscoplastique de Lemaitre.	29
Figure 2.1	Feuillet tétraédrique.	36
Figure 2.2	Feuillet octaédrique.	36
Figure 2.3	Schéma de la particule de kaolinite.	37
Figure 2.4	Schéma de la particule de montmorillonite.	37
Figure 2.5	Schéma de la particule d'illite.	38
Figure 2.6	Schéma de la particule de chlorite.	38
Figure 2.7	Représentation schématique de quelques groupes de minéraux argileux (Grim 1968).	40
Figure 2.8	Schéma de la double couche autour d'une particule argileuse.	43

Figure 2.9	Forces exercées sur deux particules d'argile.	46
Figure 2.10	Diagramme de classification du potentiel de gonflement, selon Seed et al(1962).	51
Figure 2.11	Caractérisation des sols gonflants d'après la ligne A de Casagrande(1948).	52
Figure 2.12	Différentes procédures d'essais de gonflement Sridharan et al (1986).	57
Figure 2.13	Essai de gonflement selon la méthode de Huder Amberg(1970).	59
Figure 2.14	Courbe de gonflement en fonction du temps.	60
Figure 3.1	Calcul de gonflement- Méthode de Grob, selon Robert et Fabre(1987).	64
Figure 3.2	Calcul de gonflement, méthode de Grob généralisée.	66
Figure 3.3	Zones de gonflement d'après Einstein, Bischoff et Hofman (1976).	68
Figure 3.4	Description du modèle, des conditions aux limites et de l'état de contraintes initial Bultel(2001).	74
Figure 4.1	Dispositif expérimental pour mesurer le gonflement libre.	80
Figure 4.2	Dispositif expérimental permettant de mesurer la pression de gonflement axiale.	81
Figure 4.3	Représentation du système d'acquisition des données. Laboratoire de Mécanique des Roches, EPFL, 2007-2008.	82
Figure 4.4	Présentation du gonflement axial et radial.	86
Figure 4.5	Variation de la déformation axiale en fonction du temps. Essai de gonflement libre éch AR3-21, AR3-22, et AR4-06(Tunnel Arbus).	87
Figure 4.6	Représentation graphique des essais de gonflement empêché des éch AR3-21, AR3-22, AR4-06-1(tunnel Arbus).	89
Figure 4.7.a	Représentation graphique de l'essai Huder Amberg : échantillons AR3-21-5, AR3-21-6, AR3-21-7.	91
Figure 4.7.b	Représentation graphique de l'essai Huder Amberg : échantillons AR4-6-8, AR4-6-9, AR4-6-10.	92
Figure 4.8	Variation de la déformation axiale en fonction du temps (fluage mono palier).	94
Figure 4.9	Variation de la déformation (fluage et gonflement) expérimentale en fonction du temps.	95

Figure 4.10	Variation de la déformation axiale en fonction du temps fluage multi paliers, gonflement, échantillons, éch4, éch5, éch6, éch7, Marnes du tunnel d'Arbus.	97
Figure 5.1	Variation de la déformation axiale expérimentale en fonction du temps pour les échantillons AR-3-21, AR-3-22, AR4-06 (Tunnel Arbus) soumis à l'essai de gonflement libre.	101
Figure5.2.a	Variation de la déformation axiale expérimentale et simulée en fonction du temps éch AR-3-21 (tunnel Arbus France).	102
Figure5.2.b	Variation de la déformation axiale expérimentale et simulée en fonction du temps éch AR-3-22 (tunnel Arbus France).	102
Figure5.2.c	Variation de la déformation axiale expérimentale et simulée en fonction du temps éch AR4- 06 (tunnel Arbus France).	103
Figure 5.3	Variation de la déformation axiale expérimentale en fonction du temps pour les échantillons AR-3-21, AR-3-22, AR4-06 (Tunnel Arbus) et de la Simulation globale du gonflement selon les paramètres Gmoy et Bmoy.	103
Figure 5.4	Evolution des déformations viscoplastiques en fonction du temps dans un graphe bi logarithmique éch1 (marnes tunnel Arbus France).	107
Figure 5.5	Variation de la vitesse de déformation expérimentale en fonction du temps (diagramme log-log), éch1, éch2, éch3.	109
Figure 5.6	Simulation analytique des essais de fluage mono palier, suivi par les essais de gonflement. Evolution de la déformation axiale en fonction du temps.	109
Figure 5.7	Simulation analytique des essais de fluage et de gonflement. Evolution de la déformation axiale en fonction du temps.	110
Figure 5.8	Simulation analytique des essais de fluage multi paliers avec un jeu de Paramètres moyen. Evolution de la déformation axiale en fonction du temps.	111
Figure 5.9	Simulation du gonflement de l'éch4.	114

Liste des tableaux		
Tableau N°	Titre	Page
Tableau 1.1	Classification rhéologique des différentes roches, d'après özgeno lu (1998).	10
Tableau 1.2	Relation entre les mécanismes potentiels de fluage et le paramètre n de la loi de Norton selon Dusseault et Fordham (1993) ,Cristescu et Hunsche(1997).	17
Tableau 1.3	Essais de fluage réalisés sur des échantillons provenant du Jura suisse, Selon Kharchafi et Descoedres (1995).	19
Tableau 2.1	Caractéristiques des argiles.	39
Tableau 2.2	Relation entre le gonflement libre et l'indice de plasticité Seed et al (1962).	51
Tableau 2.3	Classification proposée par Dakshanamurth et Raman (1973).	52
Tableau 2.4	Relation entre le potentiel de gonflement et la limite de retrait, d'après Altemeyer (1955).	53
Tableau 2.5	Relation entre le potentiel de gonflement et l'indice de retrait, selon Ranganatham et Satyanarayana (1965).	53
Tableau 2.6	Comparaison entre les différentes méthodes de classification d'après Johnson et Snethen (1978) et Josa (1988).	55
Tableau 4.1	Caractéristiques des matériaux du tunnel d'Arbus France.	84
Tableau 4.2	Caractéristiques des matériaux soumis au gonflement libre.	86
Tableau 4.3	Caractéristiques des échantillons soumis au gonflement empêché.	89
Tableau 4.4	Caractéristiques des échantillons soumis à l'essai Huder Amberg.	90
Tableau 4.5	Caractéristiques des matériaux soumis aux essais de fluage mono palier- gonflement.	93
Tableau 4.6	Contraintes appliquées pour les essais de fluage mono palier (kPa).	94
Tableau 4.7	Caractéristiques des échantillons, mesurées à la fin de l'essai.	95
Tableau 4.8	Caractéristiques des matériaux soumis aux essais fluage multi paliers-gonflement.	96
Tableau 4.9	Contraintes appliquées pour les essais de fluage multi paliers (kPa).	96
Tableau 4.10	Caractéristiques des échantillons, mesurées à la fin de l'essai.	98
Tableau 5.1	Résultats de l'essai gonflement libre des échantillons AR-3-21, AR-3-22,AR4-06 (Tunnel Arbus).	100

Tableau 5.2	Résultats des paramètres G et B de l'essai de gonflement libre des échantillons AR-3-21, AR-3-22, AR4-06 (Tunnel Arbus).	102
Tableau 5.3	Résultats des essais de gonflement empêché des échantillons AR-3-21, AR-3-22, AR4-06 (Tunnel Arbus).	104
Tableau 5.4	Résultats des essais Huder Amberg échantillon AR3-21-5, AR3-21-6, AR3-21-7, AR4-6-1-8, AR4-6-1-9, AR4-6-1-10.	104
Tableau 5.5	Paramètres du modèle viscoplastique de Lemaitre déterminés à partir des essais de fluage multi paliers.	110
Tableau 5.6	Paramètres de gonflement G et B de la loi hyperbolique.	112
Tableau 5.7	Paramètres de gonflement g_0 , et B_{moy} .	113
Tableau 5.8	Résultats de fluage des échantillons ARB59, ARB61, tunnel Arbus France, selon Serratrice(2006).	114

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

L'examen des anciennes mines et des ouvrages souterrains témoigne du développement parfois très important des déformations pouvant induire à la rupture de la roche.

Ces phénomènes renseignent sur le comportement visqueux qui se développe pendant et après le creusement d'une cavité suite à la redistribution des contraintes ; la rupture différée se produit alors après plusieurs heures, voire après plusieurs années de la réalisation de l'ouvrage.

Il est donc opportun de considérer le développement de déformations différées dans la conception, l'exploitation et la sécurisation des ouvrages souterrains tels que les mines et les tunnels.

L'étude du comportement différé est une tâche complexe car ses causes sont très diverses, on peut citer d'une part des phénomènes de fluage en relation avec des origines physiques, et d'autre part des phénomènes liés à l'eau comme le gonflement et la consolidation.

Nous avons choisi d'étudier tous particulièrement, deux phénomènes qui sont à l'origine de nombreux dégâts sur les ouvrages et qui sont: le fluage et le gonflement.

Dans ce contexte j'ai bénéficié d'une bourse au titre de l'année 2007-2008 dans le cadre du PNE (Programme National Exceptionnel) pour une durée de 18 mois au Laboratoire de Mécanique des Roches(LMR) à l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne ce qui m'a permis de réaliser des essais de gonflement et de fluage.

Les matériaux considérés dans la présente thèse proviennent des carottes du tunnel d'Arbus France.

Au départ on voulait étudier le comportement hydromécanique des sols gonflants, par la suite et à cause de la non disponibilité des équipements au niveau du laboratoire permettant une telle étude on avait opté de considérer le comportement différé en général et notamment le gonflement et le fluage.

La démarche suivie dans cette thèse est à forte composante expérimentale, mais elle est également théorique. Pour plus de clarté, le plan de cette thèse est organisé en cinq chapitres.

Le chapitre 1 comprend les connaissances actuelles sur le comportement différé des roches, l'influence sur le fluage de certains paramètres intrinsèques à la roche tels que la composition minéralogique et la teneur en eau, et extrinsèques tels que l'état de contrainte, et la température.

Une description des lois de comportement, destinées à modéliser le fluage primaire et secondaire est réalisée dans ce chapitre.

Un exemple de simulation des essais de fluage réalisés sur des échantillons des marnes provenant du Jura Suisse, a montré que la meilleure approche est celle par une loi de type logarithmique.

On a considéré les lois viscoplastiques à potentiel et notamment la loi de Lemaitre qui sera exploitée ultérieurement.

Le chapitre 2 est une approche détaillée du phénomène de gonflement par une analyse approfondie du phénomène, en considérant l'interaction entre les particules argileuses et l'eau et les origines possibles du gonflement.

Les argiles sont décrites à l'échelle élémentaire, nous avons considéré les mécanismes qui résultent des interactions physico chimiques.

Dans ce chapitre on a abordé également les méthodes de caractérisation du phénomène de gonflement par des essais de laboratoire destinés à qualifier et quantifier ses paramètres (potentiel de gonflement et pression de gonflement).

Il faut signaler que le gonflement est un phénomène très complexe parce qu'il est le résultat de plusieurs phénomènes associés ne pouvant pas être séparés expérimentalement pour l'identification de l'effet de chaque mécanisme.

Le chapitre 3 établit l'état des connaissances sur les méthodes de calcul du gonflement.

En dépit des méthodes élaborées et de leurs diversités pour traiter le phénomène de gonflement, telles que la méthode de Grob qui est une méthode empirique destinée à déterminer les déformations causées par le gonflement, la méthode de Wittke qui est une méthode de calcul par éléments finis, et la méthode d'Anagnostou basée sur un modèle hydromécanique et plusieurs autres méthodes, il faut signaler l'absence de méthode de calcul reconnue et universelle.

Dans ce chapitre on a présenté les méthodes de calcul existantes.

Le chapitre 4 est destiné à l'étude expérimentale des marnes du tunnel d'Arbus France.

On a présenté les différents dispositifs utilisés au niveau du Laboratoire de Mécanique des Roches (LMR) à l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL) pour la réalisation des différents essais.

Un programme expérimental a été mis au point visant les objectifs suivants :

- Une caractérisation expérimentale des marnes du tunnel d'Arbus au phénomène de gonflement par des essais de gonflement libre, de gonflement empêché et des essais de type Huder Amberg.

- Des essais de fluage selon deux modes de chargement, dont l'un sous un seul palier de charge nommé (fluage mono-palier) et l'autre sous des charges progressives par paliers nommé (fluage multi-paliers).

A la fin des essais de fluage, les éprouvettes sont hydratées puis déchargés progressivement, donnant lieu au phénomène de gonflement.

A chaque palier, la contrainte est maintenue constante jusqu'à la stabilisation de la déformation puis elle est diminuée au palier suivant.

Dans **le chapitre 5**, les résultats de l'étude expérimentale réalisés sur les marnes du tunnel d'Arbus ont été interprétés pour déterminer les paramètres de gonflement par le gonflement libre empêché et huder Amberg.

Les essais de fluage ont été utilisés pour ajuster les différents paramètres du modèle viscoplastique de Lemaitre et déterminer un jeu de paramètres global pour chaque série des essais.

Les résultats des essais de gonflement sur ces échantillons ont été employés pour ajuster les paramètres de la loi hyperbolique de gonflement.

CHAPITRE 1

ETUDE PHENOMENOLOGIQUE DU FLUAGE DES ROCHES

1.1 INTRODUCTION

Les premières expériences montrant les déformations différées sur une roche sont réalisées par Kick en 1892 ; il parvient à imprimer dans un disque de marbre, l'écriture en relief figurant sur un dé en acier, à l'aide d'un piston il appliquait une pression croissante sur le dé.

A la fin de l'essai, sur le disque de marbre était reproduite l'écriture d'une manière lisible, sans rupture macroscopique.

Depuis différents types d'essai ont été mis au point pour étudier l'influence du temps sur le comportement mécanique d'un matériau dont les principes sont décrits dans les paragraphes suivants.

Le fluage est l'aptitude d'un matériau à se déformer dans le temps sous chargement déviatoire constant ; expérimentalement les déformations sous chargement isotrope sont négligeables par rapport à celles sous chargement déviatoire.

Tant que le matériau n'est pas endommagé et ne présente pas de dilatance, le fluage se développerait rigoureusement sans variation de volume.

Expérimentalement le fluage est souvent mêlé au gonflement, ce qui ne permet pas toujours de retrouver un comportement isochore.

Au laboratoire le fluage proprement dit d'une roche consiste à étudier l'évolution des déformations, souvent sous paliers de chargement déviatoire. Les essais les plus répandus sont les essais de fluage en compression simple et les essais triaxiaux.

Ces essais considèrent seulement la matrice rocheuse, alors que le milieu rocheux est souvent hétérogène et anisotrope, et affecté de discontinuités pouvant avoir un rôle important au cours du temps.

A cela vient s'ajouter l'effet d'échelle difficile à considérer non seulement en géotechnique mais aussi pour quantifier les phénomènes différés.

On ne peut évoquer le fluage sans citer la relaxation qui est le dual du fluage. La relaxation exprime le chemin de contrainte suivi sous déformations maintenues constantes.

Le fluage correspond à l'aptitude d'un matériau à se déformer au cours du temps sous un chargement déviatoire constant après une déformation élastique instantanée.

L'importance de cette déformation dépend non seulement de la nature de la roche étudiée mais aussi des conditions de l'essai tels que : déviateur imposé, température, teneur en eau,...

Le fluage peut être dû à divers phénomènes tels que :

- viscosité du squelette,
- viscosité du matériau de remplissage,
- réarrangement des particules,

- réduction des caractéristiques mécaniques,
- génération et propagation de micros fissures.

Quand les déformations différées mesurées au laboratoire dans des conditions expérimentales proches de celles de la construction et de l'exploitation d'un ouvrage sont très importantes, il devient impératif de prendre en compte la viscosité de la roche pour assurer la sécurité de l'ouvrage.

Grâce à l'essai de fluage on peut étudier l'influence du temps sur le comportement d'une roche.

C'est un essai relativement simple à réaliser en compression simple, le principe consiste à soumettre un échantillon à un déviateur de contrainte $q = \sigma_1 - \sigma_3$ constant dans des conditions de température contrôlée. On obtient ainsi la variation de la déformation en fonction du temps.

1.2 PHASES DE FLUAGE

Selon l'objectif de l'étude les déformations différées sont mesurées en continu, pendant quelques jours, quelques mois voire quelques années.

On ne peut mesurer la déformation viscoplastique directement, généralement elle est déduite de la déformation totale en lui soustrayant la partie instantanée supposée élastique.

La courbe de fluage obtenue peut contenir trois phases successives (voir figure 1.1) et qui sont :

- fluage primaire** : elle est marquée par la décroissance de la vitesse de déformation $\dot{\epsilon}$,
- fluage secondaire** : elle est caractérisée par une vitesse de déformation constante,
- fluage tertiaire** : elle est caractérisée par une augmentation de la vitesse de déformation jusqu'à la rupture du matériau.

Le but principal de l'essai de fluage est de prévoir le comportement du matériau sur des périodes supérieures à celles des essais de laboratoire. Mais les résultats obtenus par cet essai paraissent insuffisants pour le calage d'un modèle de comportement, ainsi que l'extrapolation des courbes sur des échelles de temps de longues périodes demeure très délicate et hasardeuse.

Toute fois, l'augmentation progressive des déformations s'accompagne de modification dans la microstructure du matériau dont il faut tenir compte pour prévenir le seuil de fluage tertiaire et la rupture différée du matériau.

Pour cet essai la réponse du matériau est influencée par le déviateur de contrainte et la température.

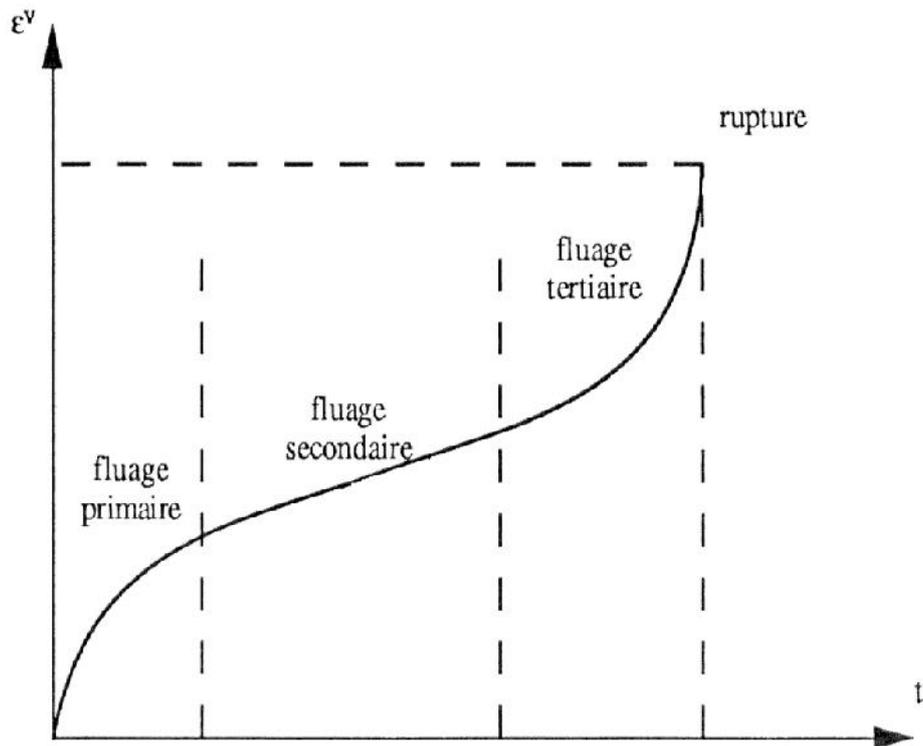


Figure 1.1 : Allure classique de la courbe de fluage d'une roche soumise à un déviateur q constant. Évolution de la déformation viscoplastique, ϵ^v , en fonction du temps, t , d'après François et al (1995).

Dans le sel gemme ou dans la glace, le fluage secondaire est dominant, tant que dans les roches dures nommées fragiles tels que granite, dolomies, gneiss le fluage primaire est immédiatement suivi du fluage tertiaire.

Cette remarque a fait douter certains auteurs sur l'existence d'un fluage secondaire pour les roches dures. Concernant tous les essais réalisés sur les roches (de granite, schiste) ou sur les aciers pour une condition uni axiale ou triaxiale, en compression ou bien flexion, le fluage secondaire n'a pas pu être observé entre les phases de fluage primaire et tertiaire, par contre il était clairement observé pour le sel gemme.

En admettant que le fluage a trois phases, une question pertinente est à poser : est-il possible de prévoir si les déformations différées induites peuvent conduire à la rupture en connaissant les contraintes appliquées ? Si oui quelle serait la durée de vie T_r du corps solide ?

Selon Saito et Uezawa (1961) la durée de vie T_r peut être déterminée à partir de la vitesse de déformation de fluage minimale $\dot{\epsilon}_m$ déterminée en phase de fluage secondaire d'après la relation empirique qui est valable pour les argiles:

$$\lg(T_r) = 2,33 - 0,916 \lg(\dot{\epsilon}_m) \pm 0,59 \quad (1.1)$$

1.3 FACTEURS INFLUANT LE COMPORTEMENT DIFFÉRE

1.3.1 Potentiel de fluage

On ne peut prévoir la capacité de fluage d'une roche par la connaissance de sa composition minéralogique. Mais, son comportement rhéologique pendant l'essai de compression simple permet d'estimer son potentiel de fluage, en effet la roche peut être classée dans l'un des trois types de roches Morlier(1966) :

Roches élasto-fragiles : ce sont des roches dures dont les propriétés visqueuses peuvent être absentes pendant les périodes d'utilisation des ouvrages de génie civil.

Jusqu'à une contrainte de 80% de leur résistance à la compression, seul le fluage primaire est observé, et la déformation tend rapidement vers une asymptote horizontale. Ces roches sont les granites, gneiss, calcaires très compactes,...

Roches viscoélastiques avec serrage : l'amplitude des déformations de ces roches est beaucoup plus importante, pouvant aller jusqu'à 40% des déformations instantanées.

Souvent après un déchargement complet de ces roches, on obtient une restitution progressive des déformations différées dans le temps qui ne sont pas complètement réversibles. Ces roches sont les gypses, marnes tendres, calcaires tendres,...

Roches viscoplastiques : les déformations différées sont irréversibles et elles peuvent se développer avec une amplitude supérieure à celle des déformations instantanées.

Pour ces roches pendant l'essai de fluage les trois phases de fluage sont observées avec une dilatation de l'échantillon initialisée pendant le fluage secondaire. Ces roches sont : la craie le sel gemme, la potasse ...

L'étude du comportement différé des roches nécessite souvent des essais de fluage de longue durée pour déterminer le potentiel de fluage.

Özgenöglu (1998) s'est basé sur la classification de Morlier et a élaboré un diagramme ternaire dont les côtés correspondaient à trois pôles de déformations élastiques, plastiques et visqueuses (Figure 1.2).

L'emplacement d'une roche dans ce diagramme donne une idée sur son comportement rhéologique en déterminant l'amplitude des déformations élastiques comparativement aux déformations différées.

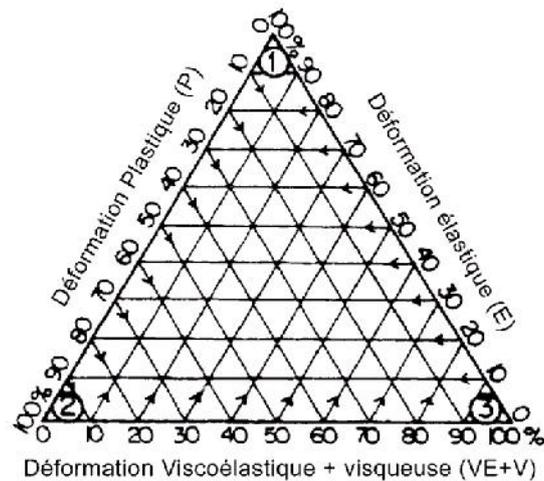


Figure1.2 : Diagramme ternaire de Özgeno lu (1998).

D'après Özgeno lu (1998) une roche peut être considérée comme visqueuse si la vitesse de fluage pendant la phase de fluage secondaire dépasse $3,3 \cdot 10^{-8}$ s.

Des essais de fluage réalisés sur 11 roches différentes ont permis de les classer selon leur comportement différencié (voir Tableau1.1).

Roche	Déformation(%)			Classification
	Elastiques	Plastiques	Viscoélastiques et Visqueuses	
andésite	90.26	0.72	9.03	élastique
basalte	93.48	0.95	5.57	élastique
gabbro	92.48	1.73	5.79	élastique
gypse	83.63	4.21	12.16	visco-élastique
marbre1	95.95	1.82	2.23	élastique
marbre2	95.11	1.33	3.56	élastique
marne1	87.44	0.75	11.81	visco-élastique
marne2	67.46	5.21	27.33	visco-élastique
grés	69.17	8.92	21.91	visco-élastique
travertine	90.43	1.55	8.02	élastique
tuff	90.00	1.97	8.03	élastique

Tableau 1.1 : Classification rhéologique de différentes roches, d'après Özgeno lu (1998).

1.3.2 L'état de contrainte

Le rôle de la pression de confinement, qui permet de reproduire les contraintes *in situ*, sur le mode de déformation et de rupture des roches en compression, est évident.

L'influence de la pression de confinement détermine en particulier le mode de rupture de l'échantillon et la transition fragile-ductile, comme on peut le voir sur la Figure1.3.

- La rupture fragile se caractérise par l'observation de bandes de cisaillement ou de colonnettes.

- La rupture ductile est caractérisée par un écoulement cataclastique et une déformation de l'échantillon en tonneau.

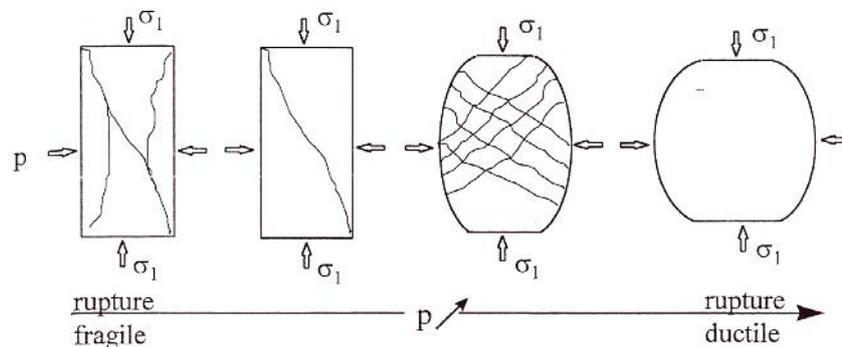


Figure 1.3 : Influence de l'augmentation de la pression de confinement sur le mode de rupture, d'après Gatelier (2001).

A l'échelle microscopique, la contrainte de confinement élevée joue un rôle stabilisateur sur la propagation des fissures.

Myer et al (1992) ont observé des lames minces d'un calcaire de l'India et ont montré que l'application d'un confinement réduit non seulement la propagation des fissures mais aussi leur interaction.

Pendant l'absence de confinement, ils observent une densité importante de longues fissures qui interagissent pour constituer les macroruptures.

Au cours de l'application de confinement, la densité des fissures devient plus faible; les fissures sont distribuées de manière homogène dans l'échantillon et elles sont plus courtes.

L'état de contrainte influence non seulement le mode de rupture de l'échantillon, mais aussi le comportement mécanique de la roche.

1.3.3 Vitesse de sollicitation

La vitesse de chargement agit sur la courbe de réponse contrainte déformation d'une roche testée en compression et surtout la résistance maximum et le comportement pré et post-pic (module de déformation et chute de contrainte).

Peng et Podnieks (1972) ont réalisé des essais de compression simple sur des éprouvettes cylindriques de tuf, sur un intervalle de vitesse de déformation très étendue allant de 10^{-7} à 10^{-2}s^{-1} .

Les résultats montrent une augmentation du pic de contrainte avec la vitesse de déformation, et une modification du comportement post-pic (figure 1.4).

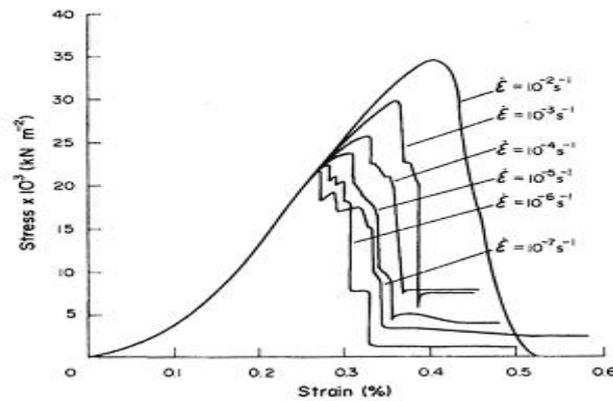


Figure 1.4 : Essais de compression simple sur un tuf: influence de la vitesse de déformation, selon Peng et Podnieks (1972).

1.3.4 Paramètres intrinsèques

Le comportement différé est influencé par la composition minéralogique d'une roche, sa taille, et sa teneur en eau.

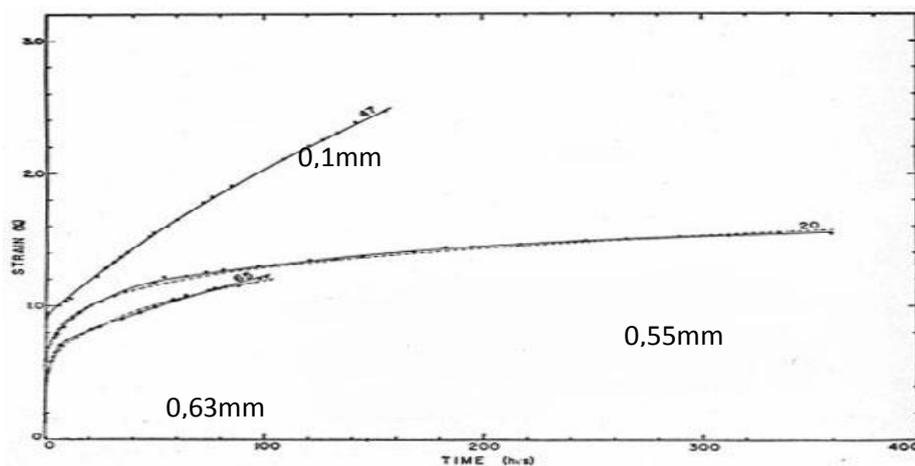


Figure 1.5: Influence de la taille moyenne des grains sur le fluage du sel gemme, d'après Lecomte (1965).

Lecomte (1965) a réalisé des essais de fluage sur le sel gemme pour mettre en évidence l'influence de la taille des grains sur l'évolution de la déformation viscoplastique.

Il affirme une diminution du taux de déformation anélastique avec la croissance de la taille des grains ; une augmentation de la taille des grains de 0,1mm à 0,63mm réduit l'amplitude des déformations différées avec un facteur de 2 environ (voir figure 1.5).

Dans les roches, l'action de l'eau sur l'aptitude du fluage est évidente. En effet, même peu perméables les roches ont une grande sensibilité aux conditions hydriques auxquelles elles sont soumises.

L'aptitude de fluage des roches augmente avec la teneur en eau et l'hygrométrie.

L'eau existe dans la roche sous trois formes:

- eau libre: elle peut circuler même lorsque la perméabilité de la roche est très faible (10^{-8} à 10^{-10} m/s),
- eau adsorbée pouvant exister à la surface des grains et fortement liée aux particules argileuses,
- eau de constitution et qui fait partie de la structure moléculaire.

L'eau exerce différentes actions en fonction de la composition minéralogique de la roche et de la porosité.

1.3.5 Influence de la température

Pusb(1993) a réalisé des essais de fluage sur des échantillons de granite, à différentes températures (Figure 1.6), il affirme que les températures comprises entre 20°C (température ambiante) et 100°C ont une influence peu significative sur les déformations différées mesurées sur les échantillons de granite, mais au dessus de cette limite l'influence de la température est remarquable.

Sous un même déviateur la température augmente très sensiblement l'amplitude de déformations mesurées.

La température joue un rôle non seulement sur le comportement mécanique visqueux des roches en affectant directement l'amplitude de leur déformations différées mais aussi sur les réactions chimiques entre les minéraux composants la roche et l'eau interstitielle, conduisant à la diminution de la résistance de la roche au cours du temps.

Dans le même contexte Homand-Etienne (1989) a réalisé des essais sur des échantillons de granite, marbre, calcaire et grès et a pu établir une relation entre la porosité des échantillons et la température.

En effet, les échantillons sont moins sensibles à l'augmentation de température lorsque la porosité initiale, des pores et des fissures est grande, il semblerait que leur porosité initiale absorbe les inégalités de dilatation et freine ainsi le développement de nouvelles fissures.

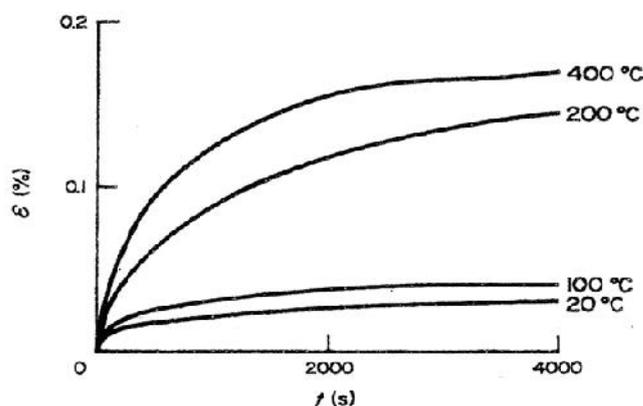


Figure 1.6: Essais de fluage à différentes températures réalisées sur des échantillons de granite, selon Pusb (1993).

1.4 PRINCIPES GENERAUX DES LOIS DE COMPORTEMENT

D'une façon générale, une loi de comportement est une relation tensorielle, qui relie à chaque instant t le tenseur des contraintes au tenseur des déformations. Les formulations mathématiques de ces lois doivent obéir à trois principes généraux, et qui sont :

- le principe déterminisme,
- le principe d'objectivité matérielle,
- le principe d'action locale.

1.4.1 Le principe de déterminisme stipule que l'histoire des déformations depuis le début du chargement jusqu'à l'instant t , détermine entièrement l'état de contrainte à l'instant t .

Ce principe est un choix dont la réciproque n'est généralement pas vérifiée parce qu'il n'existe pas de bijection entre les déformations et les contraintes sauf en élasticité.

1.4.2 Le principe d'objectivité matérielle exige à toute loi tensorielle de comportement d'être indépendante de tout changement de référentiel dans lequel elle est exprimée.

Ce principe relativement trivial et généralement toujours vérifié, notamment pour des lois de comportement faisant intervenir uniquement les tenseurs de contraintes et déformations et leurs invariants respectifs.

1.4.3 Le principe d'action locale est toujours vérifié pour les lois de comportement classiques, c'est-à-dire celles pour lesquelles, la localisation des déformations avant la rupture n'est pas considérée. Il stipule que la détermination du tenseur des contraintes en un point d'un milieu continu ne nécessite que les déformations locales en ce point.

Ces trois principes sont nécessaires pour valider l'approche théorique des lois de comportement visqueux Chambon (2000).

Dans l'étude du comportement différé, la définition de la loi d'écoulement est particulièrement importante.

Une loi de comportement non linéaire associe un critère de plasticité, une loi d'écrouissage et une loi d'écoulement qui permettent de décrire les déformations du solide étudié.

Le paramètre temps n'est pas pris en considération dans les comportements instantanés.

Par contre dans l'étude du comportement différé de géomatériaux l'effet du temps est pris en considération dans les lois utilisées de manière explicite ou implicite par le biais des dérivées des tenseurs de contraintes et/ou déformations.

1.5 CLASSIFICATION DES LOIS DE COMPORTEMENT VISQUEUX

D'abord il convient de définir un critère de classification de ces lois, qui peut être soit le type d'écriture de la loi elle-même, soit le type de solide que l'on veut modéliser avec cette loi.

1.5.1 Écriture générale des lois de comportement visqueux

Tatsuoka et al. (1998) classent les différentes méthodes existantes suivant leur propre formulation, fonction des tenseurs des déformations, des vitesses de déformation, et de contraintes, ainsi que du temps pour les modèles explicites.

Il est intéressant de remarquer que le tenseur des vitesses de contraintes est rarement utilisé et n'intervient pas dans la classification élaborée par de Tatsuoka qui est la suivante :

La première famille englobe les lois explicites en fonction du temps et qui regroupent:

- **les modèles empiriques** : de type $\varepsilon_{vp} = \varepsilon_{vp}(t)$ ou $q=q(t)$, ces modèles sont basés sur des observations expérimentales au laboratoire mais ne constituent pas des lois générales de comportement (exemple loi de fluage logarithmique).
- **les modèles analogiques**: ils sont développés dans le but de modéliser le comportement différé du solide viscoélastique ; ils sont peu appliqués pour les roches exemple modèle de maxwell, Newton,...etc.
- **les modèles isochrones** : de type $f(q, \varepsilon_{vp}, t) = 0$ et qui permettent d'établir des relations contraintes-déformations à un instant t (restriction des lois élasto-viscoplastiques).

La deuxième famille correspond aux lois élasto-viscoplastiques; évidemment ces lois vérifient les principes généraux énoncés précédemment. Cette famille englobe :

- **les modèles à plasticité différée**: dont la composante plastique des déformations se développe de façon différée, indépendamment du chargement, soit $f(\underline{\underline{\varepsilon}}, \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}) = 0$. Quand les vitesses de déformations plastiques et le niveau de contrainte évoluent simultanément, ce genre de modèle ne peut pas prédire le comportement.
- **les lois incrémentales du premier ordre**: nommées aussi modèles isotach ; ils tiennent compte du champ de vitesse des déformations à chaque instant selon la formulation $f(\underline{\underline{\sigma}}, \underline{\underline{\varepsilon}}, \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}) = 0$; ces lois sont généralement transcrites dans des codes de calcul existants.
- **les lois incrémentales du second ordre**: ces lois sont très rarement utilisées. Elles considèrent également le champ des accélérations de déformation à chaque instant, selon la formulation $f(\underline{\underline{\sigma}}, \underline{\underline{\varepsilon}}, \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}, \underline{\underline{\ddot{\varepsilon}}}) = 0$.

1.5.2 Les lois explicites en fonction du temps

Elles représentent les lois de comportement différées les plus courantes, faisant intervenir le temps explicitement elles représentent les lois de fluage. Elles sont basées sur l'observation expérimentale.

1.5.2.1 lois de fluage primaire

Généralement la phase de fluage primaire est décrite par une expression simple qui traduit l'évolution des déformations visqueuses en fonction du temps.

a- Lois de puissance

Elles sont destinées à décrire le fluage primaire pour modéliser le comportement des matériaux métalliques, ces lois se présentent sous forme:

$$\varepsilon_{vp} = Bt^\alpha \quad (1.2)$$

Avec :

- ε_{vp} : déformation visqueuse,
- t : la variable temps,
- B : paramètre qui dépend de la contrainte appliquée et de la température,
- α : une constante strictement positive et inférieure à 1.

Lorsque $\alpha = 1/3$ l'équation (1.2) s'appelle loi d'Andrade, destinée à décrire le fluage primaire sous hautes températures des métaux en métallurgie.

b- Lois en logarithme

Ces lois sont destinées pour décrire le fluage des métaux à faible température selon Lemaitre et Chaboche (1996).

Classiquement pour les géomatériaux, le choix d'une loi de fluage logarithmique se fait entre les deux types suivants :

$$(I) \quad \varepsilon_{vp}(t \geq t_0) = A \ln\left(\frac{t}{t_0}\right) \quad (1.3)$$

$$(II) \quad \varepsilon_{vp}(t \geq 0) = A \ln(1 + Ct) \quad (1.4)$$

Où

- ε_{vp} : déformation visqueuse,
- A et C deux paramètres en fonction du matériau et de la contrainte appliquée.

L'utilisation de ces lois est souvent justifiée par de très bons calages expérimentaux sur les roches.

1.5.2.2 lois de fluage secondaire

Il est possible de modéliser le fluage secondaire par la loi de Norton (1929), développée pour l'étude des déformations viscoplastiques des aciers soumis à haute température, elle est sous la forme:

$$\dot{\epsilon}_{vp} = \theta q^n \quad (1.5)$$

- $\dot{\epsilon}_{vp}$: la vitesse de déformation viscoplastique,
- θ et n : des constantes positives,
- q : le déviateur des contraintes,

Cette expression est souvent complétée par le terme d'Arrhenius qui permet de tenir compte de l'influence de la température sur le paramètre θ .

$$\theta = A_0 e^{\frac{-\Delta G_0}{RT}} \quad (1.6)$$

- R : la constante universelle des gaz parfaits ($R=8,314 \text{ J.K}^{-1}.\text{mol}^{-1}$).
- T : la température absolue (exprimée en Kelvin).
- A_0 : facteur pré exponentiel
- ΔG_0 : l'énergie d'activation de la réaction thermique ($(\text{J}.\text{mol}^{-1})$)

Selon Dusseault et Fordham (1993), Cristescu et Hunsche (1997) la variation du paramètre n de la loi de Norton est fonction des mécanismes de déformation supposés mis en jeu (Tableau 1.2), comme la montée de dislocations.

Mécanismes	Description	Valeurs de n	Références
Dislocations	Défauts plans ou linéiques déformant la structure cristalline	3 à 6	Dusseault et Fordham (1993)
		5 à 9	Cristescu et Hunsche(1997)
Diffusion	Migration de lacunes ou d'atomes libre Sous chargement thermique	1 à 2	Dusseault et Fordham (1993), Cristescu et Hunsche(1997)
Glissements	Déformation au contact des grains (cisaillement)	2,3 à 4,7	Dusseault et Fordham (1993)

Tableau 1.2: Relation entre les mécanismes potentiels de fluage et le paramètre n de la loi de Norton selon Dusseault et Fordham (1993), Cristescu et Hunsche(1997).

Il est évident qu'une forte valeur de n est associée à un phénomène de dislocation.

1.5.2.3 Exemple loi de fluage primaire

Kharchafi et Descoedres (1995) ont réalisé des essais de fluage sur des échantillons provenant du Jura suisse dont l'objectif est de définir une loi de fluage pour des roches marneuses ayant un potentiel de déformations différées important.

Durant deux années plus de 20 essais de fluage, d'une durée de un à six mois chacun, avec un ou plusieurs paliers de charges ont été réalisés sur des échantillons des marnes.

Deux roches ont été testées (Tableau 1.3) : des marnes de l'Aalénien et de l'oxfordien reconnues pour leur faibles caractéristiques mécaniques.

Avant chaque série d'essais de fluage sur des éprouvettes issues d'un même bloc, deux essais triaxiaux sont réalisés pour déterminer ses caractéristiques instantanées : module de déformation et déviateur à la rupture q_t .

Pendant l'essai de fluage, plusieurs échantillons (2 à 5) sont montés et sollicités de façon identique selon l'ordre suivant:

1. **Phase de consolidation**: simultanément les contraintes σ_1 et σ_3 sont augmentées pour atteindre un état de contraintes hydrostatique 0.6 MPa maintenue pendant 24 h.
 2. **Phase de compression triaxiale**: progressivement la contrainte axiale est augmentée à une vitesse choisie égale à 0.25 MPa/min jusqu'au niveau de déviateur q désiré.
 3. **Phase de fluage**: l'état de contraintes mentionné ci-dessus est maintenu constant pendant plusieurs semaines et les déformations des échantillons sont enregistrées en continu.
 4. Eventuellement un ou plusieurs autres paliers de charge peuvent être éventuellement explorés par la suite en augmentant la valeur du déviateur comme mentionné précédemment.
- 21 essais ont été réalisés avec une même contrainte de confinement ($\sigma_3=0.6\text{MPa}$) et différents niveaux de charge R .

R étant défini comme le rapport du déviateur appliqué durant l'essai de fluage et du déviateur à la rupture q_t déterminé par les essais de compression triaxiale préalables $R = q / q_t$.

Essai	Matériau N° bloc	N° éch	E [MPa]	n ^{bre} pal	Durée tot[j]	q _l MPa]	q1 ^{er} palier [Mpa]	R= q/q _l 1 ^{er} pal	flu à 1j [‰]	5-20j [10-6/j]
AFB1D01	Aalénien 1	1	428	1	33	6.0	2.0	33%	5.56	45.3
		2	492						1.84	21.4
		3	625						5.74	44.7
		4	528						4.37	91.9
		5	442						8.07	52.6
AFB2D03	Aalénien 2	6	129	3	29	2.6	1.5	59%	10.51	60.0
		7	149						7.71	75.9
		8	98						12.52	120.2
AFB3D04	Aalénien 3	9	135	2	20	4.0	2.7	67%	6.74	64.8
		10	139						5.54	
		11	135						6.16	65.8
AFB3D05		12	83	3	162	4.0	1.4	34%	4.56	100.4
AFB7D06	Aalénien 7	13	248	3	162	2.7	1.4	50%	3.96	61.8
		14	411						1.05	13.9
AFB8D08	Aalénien 8	17	178	3	120	4.2	2.0	48%	2.61	51.4
		18	161						2.94	73.5
		19	115						4.31	52.6
AFB9D09	Aalénien 9	20	182	3	120	4.8	2.0	41%	1.85	30.2
		21	140						2.41	34.6
OFB9D07	Oxfordien	15	382	6	382	8.0	1.5	19%	1.02	7.7

Tableau 1.3 : Essais de fluage réalisés sur des échantillons provenant du Jura suisse Selon Kharchafi et Descoedres (1995).

On définit :

E : module sécant à $q=1\text{Mpa}$,

$q = \sigma_1 - \sigma_3$ avec $\sigma_3 = 0.6 \text{ Mpa}$,

q_l : déviateur à la rupture en compression triaxiale,

ε_{flu} à 1 jour : déformation de fluage après un jour d'application de charge,

$\dot{\varepsilon}_{5-20j}$: vitesse de déformation moyenne entre le 5^{ème} et 20^{ème} jour,

Après l'observation des courbes $\varepsilon = f(t)$, il s'est avéré que la loi de fluage qui donne la meilleure approche théorique est une loi logarithmique fonction du temps dont les deux paramètres dépendent des caractéristiques instantanées de la roche (module de déformation et critère de rupture) et de l'état de contrainte appliqué.

$$\varepsilon_{flu} = A. \ln(1 + B. t) \quad (1.7)$$

Où : t : le temps,

A et B sont deux paramètres fonction de l'état de contrainte appliqué et des caractéristiques instantanées de déformation et de rupture de la roche.

$$A \text{ et } B = f\left(\frac{R}{E}\right)$$

A et B sont déterminés à partir de ces essais.

Si on considère la vitesse de fluage déterminée par la formule :

$$\dot{\varepsilon}_{fl} = \frac{A. B}{1 + B. t} \quad (1.8)$$

A long terme, c'est-à-dire quand t est très grand, $\dot{\varepsilon}_{flu} = \frac{A}{t}$

Le paramètre A est déterminant pour la vitesse de fluage

Le paramètre B caractériserait le comportement à court terme du fluage ou le fluage primaire.

Détermination de A et B

Les auteurs ont opté comme valeurs caractéristiques des courbes expérimentales de fluage de déformation après un jour ε_{1j} et la vitesse moyenne de déformation entre 5 et 20 jours notée $\dot{\varepsilon}_{5-20j}$, qui est déterminée en utilisant les courbes d'évolution des déformations en fonction du temps $\varepsilon_{flu} = f(t)$ voir(Figure1.7)

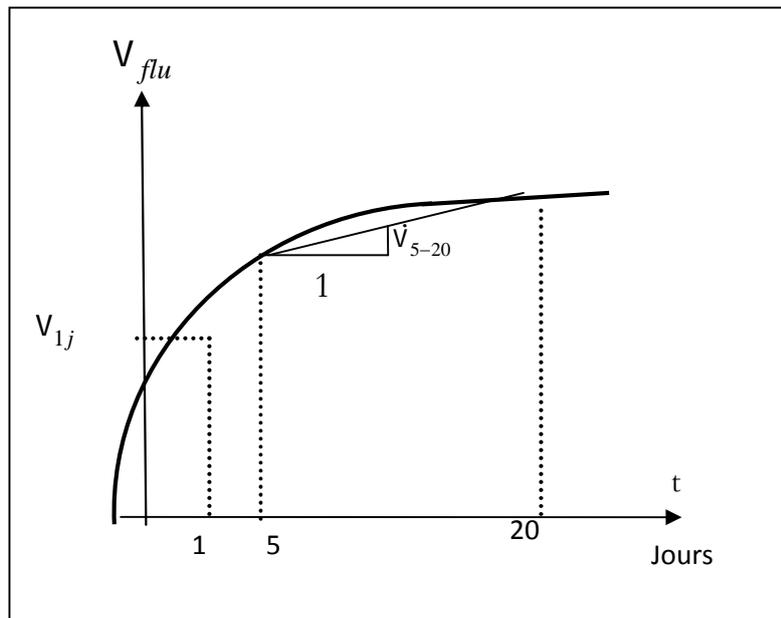


Figure 1.7 : Variation de la déformation de fluage expérimentale en fonction du temps, d'après Kharchafi et Descoedres (1995).

Les meilleures corrélations pour déterminer ces valeurs en fonction du chargement $R = q / q_t$ sont représentées sur les figures 1.7 et 1.8 avec l'ensemble des valeurs expérimentales obtenues hormis les échantillons 1 à 5.

Le fluage après un jour est donné par l'équation hyperbolique suivante :

$$\frac{R}{E} = \frac{\varepsilon_{1j}}{E \cdot \varepsilon_{1j} + \beta} \tag{1.9}$$

La vitesse moyenne de déformation entre 5 et 20 jours est approchée par la relation linéaire :

$$\dot{\varepsilon}_{5-20} = \alpha \cdot \frac{R}{E} \tag{1.10}$$

α et β sont des composantes de la roche. Pour les marnes testées les auteurs trouvent $\alpha = 1.68 * 10^{-2} MP \cdot j^{-1}$ et $\beta = 0.525 MP$.

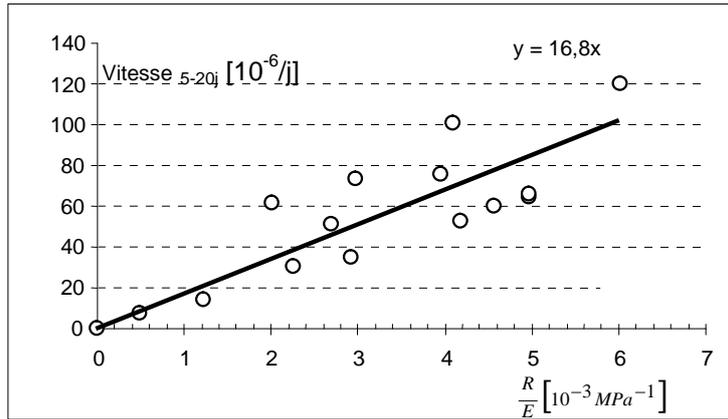


Figure 1.8 : Variation de la vitesse moyenne de déformation entre 5 et 20 jours de sollicitation en fonction du rapport R/E ; points expérimentaux et interpolation, selon Kharchafi et Descoedres (1995).

En appliquant les formules (1.9) et (1.10) à la loi de fluage (1.8), on aboutit à :

$$A = \frac{15}{\ln 4} \cdot \alpha \cdot \frac{R}{E} = 10,8 \cdot \alpha \cdot \frac{R}{E}$$

$$B = \exp\left(\frac{\ln 4}{15} \cdot \frac{\beta}{\alpha} \cdot \frac{1}{1-R}\right) - 1 = \exp\left[0,09 \cdot \frac{\beta}{\alpha} \cdot \frac{1}{1-R}\right] - 1$$

Enfin les résultats peuvent être résumés comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{flu} = a \cdot \frac{R}{E} \cdot \ln(1 + B \cdot t) \quad , \quad t \text{ en jours} \\ \text{avec } a = cste = \frac{15}{\ln 4} \cdot \alpha = 10,8 \cdot \alpha \\ \text{et } B = \exp\left(\frac{b}{1-R}\right); b = cste = 0,09 \frac{\beta}{\alpha} \end{array} \right. \quad (1.11)$$

1.5.3 Modèles analogiques et dérivés

Plusieurs modèles analogiques ont été développés pour modéliser le comportement différé des solides le plus simplement possible.

Parmi ces modèles analogiques, on peut citer :

- Le modèle visqueux de Newton : la viscosité est modélisée par un amortisseur.
- Le modèle viscoélastique de Maxwell : l'amortisseur (viscosité) est mis en série avec un ressort (élasticité).
- Le modèle viscoélastique de Kelvin : l'amortisseur (viscosité) est mis en parallèle avec un ressort (élasticité).
- Le modèle de Burger : mise en série des modèles de Kelvin et de Maxwell.

- Le modèle analogique de Bingham est à la base de la plupart des modèles phénoménologiques développés actuellement dans l'étude des comportements différés.

Le modèle analogique de Bingham considère que les déformations différées ne se développent qu'au-delà d'un seuil de contrainte σ_0 . Ce modèle associe donc en parallèle :

- Un patin parfait représentant ce seuil de contrainte :

$$\dot{\epsilon}^{vp} = 0 \quad \text{si} \quad |\sigma| < \sigma_0 \tag{1.12}$$

Un amortisseur matérialisant la viscosité linéaire :

$$\dot{\epsilon}^{vp} = \frac{\sigma - \sigma_0}{\eta} \tag{1.13}$$

Très souvent, il est complété par un ressort associé en série, permettant de prendre en considération la déformation instantanée réversible (élastique) (Figure 1.9) :

$$\sigma = E \cdot \epsilon^e \tag{1.14}$$

Dans les éléments viscoplastiques (patin et amortisseur), l'équilibre des contraintes s'écrit :

$$\sigma = \sigma_0 + \sigma_v = \sigma_0 + \eta \dot{\epsilon}^{vp} \tag{1.15}$$

Or dans le ressort, l'état de contrainte est identique, donc :

$$\sigma = E \cdot \epsilon^e = E(\epsilon - \epsilon^{vp}) \tag{1.16}$$

En dérivant par rapport au temps, on obtient :

$$\dot{\sigma} = E \left(\dot{\epsilon} - \frac{\sigma - \sigma_0}{\eta} \right) \tag{1.17}$$

Ce qui permet d'écrire l'équation de l'évolution du système pendant l'écoulement viscoplastique sous la forme suivante :

$$\eta \cdot \dot{\sigma} + E \cdot (\sigma - \sigma_0) = E \cdot \eta \cdot \dot{\epsilon} \tag{1.18}$$

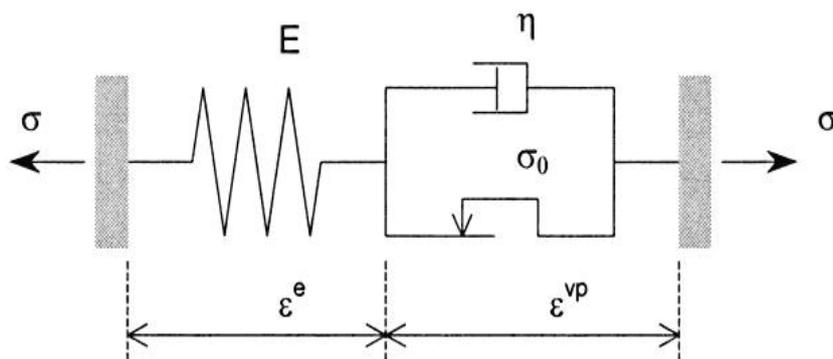


Figure 1.9 : Représentation du modèle analogique de Bingham.

1.6 LOIS VISCOPLASTIQUES A POTENTIEL

Initialement développée pour les métaux la théorie de viscoplasticité de Perzyna trouve une large application pour la modélisation des comportements viscoplastiques des géomatériaux.

De nombreuses lois de comportement se basent sur cette théorie, telle que la loi de Cristescu et Hunsche (1997) et la loi de Lemaitre que nous exploiterons au chapitre 5.

L'apparition des déformations viscoplastiques est généralement conditionnée par un seuil de contrainte.

Quand un seuil de contrainte est dépassé des déformations irréversibles apparaissent, cela amène à considérer l'existence d'une fonction limite f qui associe au tenseur des contraintes un nombre réel.

Quand le comportement considéré est de type élastoplastique, seules les valeurs négatives ou nulles de $f(\sigma)$ sont admissibles : ($f(\sigma) \leq 0$)

Quand le comportement considéré est de type viscoplastique, seules les valeurs positives de $f(\sigma)$ sont possibles : ($f(\sigma) > 0$).

Le comportement élastoplastique indépendant du temps doit être considéré comme un cas particulier du schéma général de l'élasto viscoplastique.

1.6.1 Partition des déformations élastiques et viscoplastiques

Les déformations totales peuvent être décomposées en déformations élastiques réversibles et déformations inélastiques dites viscoplastiques et supposées irréversibles.

Le principe de partition des déformations s'écrit :

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^e + \varepsilon_{ij}^{vp} \quad (1.19)$$

Avec :

- ε_{ij} : terme du tenseur des déformations totales,
- ε_{ij}^e : terme du tenseur des déformations élastiques,
- ε_{ij}^{vp} : terme du tenseur des déformations viscoplastiques.

1.6.2 Potentiel de dissipation thermodynamique

La définition du potentiel de dissipation Ψ , s'appuie sur la généralisation de la notion de surface équipotentielle à l'ensemble de variables thermodynamiques et qui sont : contrainte, déformation, variable d'écroutissage, température.

L'expression du terme du tenseur des vitesses viscoplastiques est alors donnée par :

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} = \frac{\partial \Psi}{\partial \sigma_{ij}} \quad (1.20)$$

Où $\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp}$ est terme du tenseur des vitesses viscoplastiques.

Impérativement le potentiel de dissipation Ψ doit satisfaire le second principe de la thermodynamique ; il doit donc vérifier les deux propriétés suivantes :

- a- Ψ est une fonction convexe des composantes de chacune des variables dépendantes,

b- est un scalaire toujours positif contenant l'origine.

1.6.3 Théorie de la viscoplasticité de Perzyna

Le comportement des roches dépend entre autres de la vitesse de sollicitation ; cette sensibilité a conduit Perzyna (1966) à proposer une loi dont la vitesse apparaît comme variable principale.

Dans le but d'exprimer cette vitesse de déformation, Perzyna considère le principe de partition du tenseur des vitesses de déformation totale, qui s'écrit :

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \dot{\epsilon}_{ij}^e + \dot{\epsilon}_{ij}^{vp} \quad (1.21)$$

$\dot{\epsilon}_{ij}^e$: terme de la partie élastique du tenseur des vitesses de déformation,

$\dot{\epsilon}_{ij}^{vp}$: terme de la partie viscoplastiques du tenseur des vitesses de déformation.

En admettant l'hypothèse que le matériau est purement viscoplastique (c'est à dire que la viscosité ne se manifeste pas dans le domaine élastique), il est possible de définir une surface de charge de référence, $F=0$.

Pour la fonction de charge, F , qui caractérise la surcontrainte, Perzyna propose l'expression suivante :

$$F(\sigma, \dot{\epsilon}^{vp}) = \frac{f(\sigma)}{k(\dot{\epsilon}^{vp})} - 1 \quad (1.22)$$

- f est une fonction seulement de l'état de contrainte,

- k est la fonction d'écoulement.

En admettant l'hypothèse d'une surface de charge, $F=0$, continue et convexe, Perzyna propose la loi d'écoulement viscoplastique de la forme :

$$\dot{\epsilon}_{ij}^{vp} = \gamma \langle F \rangle \frac{f}{ij} \quad (1.23)$$

Avec

viscosité du matériau en s^{-1} ,

$\langle F \rangle$: La fonction d'écoulement,

$\langle F \rangle$: Correspond aux crochets de Macaulay tel que :

$$\langle F \rangle = 0 \text{ si } F < 0,$$

$$\langle F \rangle = F \text{ si } F > 0,$$

D'après l'équation (1.22) on a :

$$\frac{f}{ij} = k(\dot{\epsilon}^{vp}) \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \quad (1.24)$$

La loi viscoplastique de Perzyna peut être qualifiée de « loi associée » par analogie avec la théorie de la plasticité, la vitesse de déformation viscoplastique peut alors s'écrire :

$$\dot{\epsilon}^{vp} = \frac{\dot{\epsilon}(\sigma, \epsilon^{vp})}{\dots} \quad (1.25)$$

Où :

(σ, ϵ^{vp}) correspond au potentiel de dissipation thermodynamique.

L'hypothèse d'un écrouissage isotrope implique que la fonction, f , ne dépend que de l'état de contrainte et donc elle peut être exprimée dans l'espace des contraintes principales sous la forme :

$$f(\sigma) = f(p, q, J_3) \quad (1.26)$$

Où : p, q, J_3 sont respectivement les premier, second, et troisième invariants du tenseur des contraintes.

Le troisième invariant sera toujours négligé pour simplifier les lois. En plus en considérant que les déformations viscoplastiques se développent à volume constant, la fonction f ne dépend plus que de q .

$$f(\sigma) = q \quad (1.27)$$

Dans ce cas, avec un écrouissage positif, la loi d'écoulement définie par Perzyna vérifie :

$$\dot{\epsilon}^{vp} = \gamma \left(\frac{q}{k} - 1 \right) \left\langle \frac{\partial q}{\partial \sigma} \right\rangle \quad (1.28)$$

Soit

$$\dot{\epsilon}^{vp} = \frac{3}{2} \left(\frac{q}{k} - 1 \right) \left\langle \frac{S}{q} \right\rangle \quad (1.29)$$

Où S le déviateur du tenseur des contraintes.

Olszak et Perzyna (1964) en étudiant le comportement différé des sols ont observé une dilatance des matériaux pendant leur écoulement. Pour considérer cette observation expérimentale, ils ont proposé un modèle qui utilise une fonction f de type Drucker –Prager :

$$f(\sigma) = p + q \quad (1.30)$$

L'équation (1.28) devient :

$$\dot{\epsilon}^{vp} = \gamma \left(\frac{\alpha p + q}{k} - 1 \right) \left\langle \alpha \frac{\partial p}{\partial \sigma} + \frac{\partial q}{\partial \sigma} \right\rangle \quad (1.31)$$

caractérise les déformations volumiques de fluage : $\dot{\epsilon}^{vp} = \text{tg}(\psi) \dot{\epsilon}^{vp}$

l'angle de dilatance différé.

Il s'ensuit la loi d'écoulement définie par Perzyna dans le cas de l'élasto-viscoplasticité parfaite avec dilatance :

$$\dot{\epsilon}_{ij}^{vp} = \gamma \left(\frac{\alpha p + q}{k} - 1 \right) \left\langle \frac{1}{3} \alpha \delta_{ij} + \frac{3}{2} \frac{s_{ij}}{q} \right\rangle \quad (1.32)$$

1.6.4 Généralisation des lois viscoplastiques à potentiel

Pendant ces dernières années différentes variantes de la théorie de Perzyna sont apparues pour la modélisation du comportement des géomatériaux. Pour prendre compte au mieux des observations expérimentales, surtout du comportement volumique des roches, l'utilisation des lois non associées et une adaptation de la loi d'écoulement (F) s'avère nécessaire.

En effet les principales lois viscoplastiques à potentiel reposent sur l'adaptation de la loi d'écoulement (F), qui conditionne directement la tendance à long terme, tel que détaillé dans ce paragraphe.

1.6.4.1 Loi viscoplastique de type Drücker –Prager

Prager fut parmi les premiers à formuler la théorie de la viscoplasticité à potentiel, avant même d'introduire la notion de la plasticité, qu'il définit comme n'étant qu'un cas limite de la viscoplasticité à viscosité infinie. Ainsi, il établit une loi plus générale que celle élaborée par Perzyna.

En effet les deux considèrent la partition des déformations en une partie élastique et une partie viscoplastique.

Mais prager considère que l'évolution des déformations viscoplastiques dépend de la variation des caractéristiques au cours du temps.

prager considère aussi que le paramètre d'écrouissage est confondu avec la déformation viscoplastique cumulée ε_{vp} au sens du second invariant du tenseur des déformations viscoplastiques.

La Figure 1.10 est une représentation de la loi de Prager où, le patin correspond à la fonction de charge viscoplastique.

Le comportement élastique est représenté par le ressort, de module de cisaillement G.

Le comportement viscoplastique associé s'exprime par l'amortisseur de viscosité, η , lorsque le patin se relâche.

Le tenseur des vitesses de déformations viscoplastiques s'écrit par :

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} = \gamma(\varepsilon_{vp}) \langle \phi(F(\sigma_{ij} - \varepsilon_{vp})) \rangle \frac{\partial G_p(\sigma_{ij}, \varepsilon_{vp})}{\partial \sigma_{ij}} \quad (1.33)$$

Avec :

(ε_{vp}) : Paramètre de viscosité pouvant être soit une constante, soit une fonction croissante de la déformation viscoplastique pour modéliser un fluage tertiaire,

$F(\sigma_{ij}, \varepsilon_{vp})$: Fonction de charge dont les paramètres mécaniques peuvent tenir compte d'un écrouissage négatif ou positif du matériau,

(F) : Fonction d'écoulement,

$G_p(\sigma_{ij}, \epsilon_{vp})$: Potentiel viscoplastique.

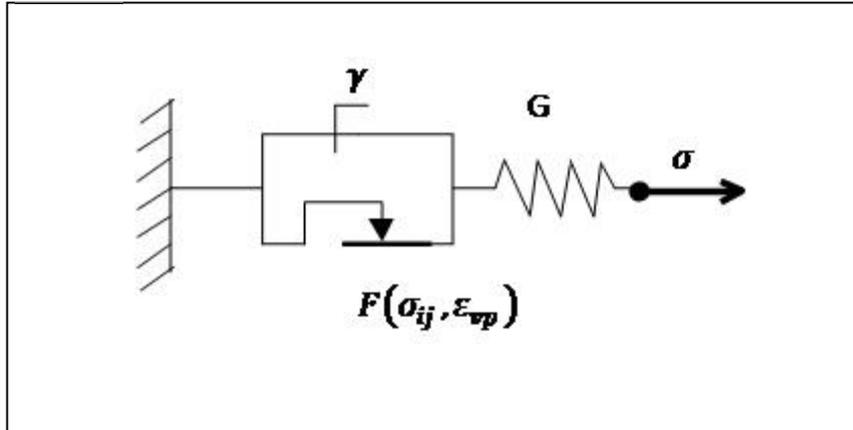


Figure 1.10 : Représentation du modèle de Prager.

1.6.4.2 Modèle de Lemaitre

Le modèle de Lemaitre considère le comportement du solide élasto-viscoplastique avec écrouissage isotrope, il utilise le critère de plasticité de Von Mises et une loi d'écoulement $\phi(F)$ de type puissance :

$$(F) = \left(\frac{F}{F_0}\right)^n \tag{1.34}$$

Où :

n est une constante supérieure à 1 ($n > 1$),

$F_0 = 1$ MPa (Unité de référence), en plus au lieu d'utiliser le travail viscoplastique comme variable d'écrouissage, Lemaitre choisit la déformation viscoplastique ϵ^{vp} qu'il écrit sous la forme :

$$K(\epsilon^{vp}) = (\epsilon^{vp})^{-m/n} \tag{1.35}$$

n et m des caractéristiques du matériau tel que :

m : une constante qui vérifie : $1 - n < m < 0$

ϵ^{vp} : second invariant du tenseur des déformations.

La loi de Lemaitre repose sur certaines hypothèses et qui sont :

- On se situe dans le domaine de petites déformations,
- La déformation totale peut être décomposée en une partie élastique réversible et une partie viscoplastique irréversible (hypothèse de la partition des déformations)

$$\epsilon^{tot} = \epsilon^{el} + \epsilon^{vp} \tag{1.36}$$

- Les déformations viscoplastiques se développent à volume constant.

- Selon Lemaître, le fluage dépend de l'état la contrainte déviatorique appliqué au matériau et non de la surcontrainte définie par Perzyna .Cette hypothèse revient à considérer une surface de charge F de type :

$$F(\sigma, \varepsilon^{vp}) = \frac{f(\sigma)}{k(\varepsilon^{vp})} \tag{1.37}$$

Lemaitre en étudiant le comportement différé des matériaux métalliques a utilisé le critère de plasticité de Von Misés ($f=q$).Il définit alors intuitivement le potentiel de dissipation viscoplastique sous la forme suivante :

$$= \frac{K}{n + 1} \left(\frac{q - \sigma_s}{s} \right)^{n+1} (\varepsilon^{vp})^m \tag{1.38}$$

La loi constitutive s'obtient par application de la règle de normalité :

$$v^{vp} = \frac{\dot{\varepsilon}}{\dot{\varepsilon}_i} \tag{1.39}$$

L'équation de la loi d'écoulement élaborée par Perzyna se simplifie, et la loi viscoplastique de Lemaître s'écrit finalement comme suit :

$$v^{vp} = \gamma (q - \sigma_s)^n (\varepsilon^{vp})^m \tag{1.40}$$

Où :

$$v^{vp} : \text{déformation viscoplastique équivalente} = \left(\int \frac{2}{3} \dot{\varepsilon}^{vp} \otimes \dot{\varepsilon}^{vp} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$v^{vp} : \text{vitesse de déformation viscoplastique équivalente} = \left(\frac{\partial \varepsilon^{vp}}{\partial t} \right)_{q=cste}$$

q est la contrainte déviatorique équivalente $\left(\frac{3}{2} S \cdot S \right)^{\frac{1}{2}}$ avec $S = \sigma - \frac{1}{3} \text{tr}(\sigma) I$

n et m sont des paramètres caractéristiques du matériau,

γ est la viscosité, souvent notée A ,

σ_s est la contrainte seuil au dessus de laquelle les déformations viscoplastiques se développent.

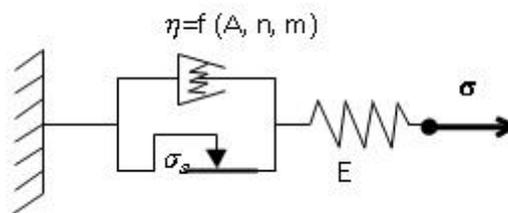


Figure 1.11 : Modèle rhéologique représentant la loi viscoplastique de Lemaître.

Le modèle rhéologique (Figure 1.11) associé à la loi de Lemaître est composé d'un ressort représentant l'élasticité du matériau ; ce ressort est placé en série avec un amortisseur conique qui représente l'augmentation de la rigidité (écrouissage).

Le patin traduit que la viscosité non linéaire de l'amortisseur conique ne peut s'exprimer qu'au-delà d'un certain seuil σ_s .

1.6.4.3 Autre représentation de la loi de Lemaître

Selon le principe de la partition des déformations en élastiques (réversibles) et viscoplastiques (irréversibles)

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^{el} + \varepsilon_{ij}^{vp} \quad (1.41)$$

- ε_{ij} constitue le terme général du tenseur des déformations totales,
- ε_{ij}^{el} constitue le terme général du tenseur des déformations élastiques,
- ε_{ij}^{vp} constitue le terme général du tenseur des déformations viscoplastiques.

La loi de Lemaître propose le tenseur des vitesses de déformation viscoplastiques, dont l'expression du terme général, $\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp}$, correspond à la loi d'écoulement suivante :

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} = \frac{3}{2} \frac{\dot{\varepsilon}^{vp}}{q} S_{ij} \quad (1.42)$$

- S_{ij} désigne le terme général de la partie déviatoire du tenseur des contraintes,
- q désigne le second invariant du tenseur des contraintes,
- $\dot{\varepsilon}^{vp}$ désigne la vitesse de déformation viscoplastique équivalente, elle correspond au second invariant du tenseur des déformations et elle est exprimée par :

$$\dot{\varepsilon}^{vp} = A \left(\frac{q - \sigma_s}{F_0} \right)^n (\dot{\varepsilon}^{vp})^m \quad (1.43)$$

- A : le paramètre de viscosité en S^{-1} ,
- n : une constante supérieure à 1 ($n > 1$),
- m : une constante qui vérifie ($(1 - n < m < 0)$),
- σ_s : le seuil de contrainte de déclenchement du comportement différé,
- F_0 : représente l'unité de contrainte de référence ; $F_0 = 1 \text{ MPa}$.

Les déformations réversibles sont le résultat de déformations élastiques cumulées calculées instantanément à chaque incrément de charge. Cette restriction simplifie les équations concernant le comportement différé, qui ne s'expriment qu'au travers du second invariant du tenseur des contraintes, q , et du tenseur des vitesses de déformation viscoplastiques $\dot{\varepsilon}^{vp}$.

$$\frac{\dot{\varepsilon}^{vp}}{(\dot{\varepsilon}^{vp})^m} = A \left(\frac{q - \sigma_s}{F_0} \right)^n \quad (1.44)$$

L'équation est équivalente à

$$\frac{d\varepsilon^{vp}}{(\varepsilon^{vp})^m} = A \left(\frac{q - \sigma_s}{F_0} \right)^n dt \quad (1.45)$$

$F_0 = 1 \text{ Mpa}$, à $t=0$, v^p en intégrant l'équation entre 0 et t , pour $m \neq 1$,

En supposant le seuil de fluage nul $\sigma_s = 0$ dans la direction axiale, on obtient :

$$\frac{(v^p)^{-m+1}}{-m+1} = Aq^n \cdot t \quad (1.46)$$

Ce qui peut s'écrire sous la forme suivante :

$$-\frac{(v^p)^{1-m}}{m-1} = A \cdot q^n \cdot t \quad (1.47)$$

Si on pose

$$v^p = (q - \sigma_s)^\beta t^\alpha \quad (1.48)$$

Où les constantes α, β , et a vérifient les relations suivantes :

$$\alpha = \frac{1}{1-m} \text{ avec } 0 < \alpha < 1, \quad \beta = \frac{n}{1-m} = n \cdot \alpha \text{ et } a = \left(\frac{A}{\alpha}\right)^\alpha$$

1.7 CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons présenté les connaissances actuelles nécessaires dans le domaine des comportements mécaniques différés des roches et notamment le fluage.

Expérimentalement ces comportements sont étudiés par les essais de fluage.

Le comportement mécanique différé des roches est influencé non seulement par de nombreux paramètres intrinsèques tels que la minéralogie, la porosité, la teneur en eau, mais aussi par des paramètres extrinsèques tels que l'état de contrainte, la température.

Il est possible de simuler le fluage primaire ou secondaire par une loi de comportement.

CHAPITRE 2

ETUDE PHÉNOMÉNOLOGIQUE DU GONFLEMENT

2.1 INTRODUCTION

Le phénomène de gonflement se manifeste par une augmentation de volume du matériau en fonction du temps, souvent il résulte d'une interaction physico chimique qui dépend étroitement de la composition minéralogique de la roche, on distingue deux phénomènes :

- **Gonflement physique** : il se manifeste par l'adsorption de molécules d'eau libre ; l'adsorption physique résulte des forces électrostatiques de Van Der Waals .Le gonflement va se manifester exprimant le transfert de contrainte négative de l'eau sur le squelette solide jusqu'à ce que un nouvel état d'équilibre s'instaure. Le phénomène peut être réversible.
- **Gonflement chimique** : il résulte de la modification cristallographique du matériau.

La transformation de l'anhydrite en gypse représente un bon exemple de gonflement chimique.

L'anhydrite qui est un sulfate de calcium de formule chimique CaSO_4 et de densité 2.92, se transforme par dissolution puis recristallisation en gypse de formule chimique $(\text{CaSO}_4, 2\text{H}_2\text{O})$ et de densité 2.32 inférieure à celle de l'anhydrite

La transformation chimique de l'anhydrite en gypse se fait selon l'équation chimique suivante :



La transformation chimique de l'anhydrite en gypse se fait selon certaines conditions de température, de pression, et de teneur en eau et s'accompagne d'une variation de volume spécifique.

Selon Bultel (2001), Le sulfate de calcium sous la forme anhydrite CaSO_4 est stable à des températures supérieures à 58°C et à une pression proche de 100kPa. Au dessous de 38°C l'anhydrite peut être présente si l'eau nécessaire à la transformation est insuffisante ; seul le gypse $(\text{CaSO}_4, 2\text{H}_2\text{O})$ est stable. Entre 38°C et 58°C , les deux composés coexistent et présentent des évolutions différentes.

Dans la nature deux cas peuvent se présenter :

En système fermé (sans apport d'eau extérieur) qui contient de l'anhydrite et l'eau nécessaire à la transformation, on assiste à une réduction finale du volume et qui vaut :

$$\text{vol} = \frac{\Delta V}{V} = -\frac{74 - (46 + 36)}{82} \times 100 = 9.7\%$$

Ce qui se traduit par un tassement observé.

Si l'eau arrive de l'extérieur, c'est-à-dire en système ouvert, théoriquement, un fort gonflement s'observe :

$$\varepsilon_{\text{vol}} = \frac{\Delta V}{V} = -\frac{74 - 46}{46} \times 100 = -61\%$$

Ce schéma n'est pas toujours confirmé. L'anhydrite ne se transforme pas nécessairement en gypse sous les conditions précitées. En effet, dans les zones fraîchement excavées le gypse et l'anhydrite coexistent ; dans les zones altérées de minces pellicules de gypse recouvrent l'anhydrite. En pratique la transformation de l'anhydrite en gypse est lente, durable et favorise le colmatage, et par conséquent l'arrêt des circulations d'eau en profondeur.

Toute fois le gonflement de l'anhydrite demeure un phénomène très sérieux en raison des dégâts occasionnés sachant que le phénomène est plus rapide que pour les sols argileux.

2.2 COMPREHENSION DU PHENOMENE DE GONFLEMENT

Pendant l'étude du problème de gonflement rencontré sur les ouvrages, on se rend compte immédiatement que le gonflement du terrain dépend non seulement des apports d'eau du milieu extérieur mais aussi de la nature du terrain.

La commission sur les roches gonflantes de l'International Society of Rock Mechanics (I S R M, 1983) a défini le phénomène de gonflement par :

« Le gonflement est la conséquence d'une combinaison de réaction physico-chimique faisant intervenir principalement l'eau et une modification de l'état de contrainte ».

Le phénomène de gonflement dépend des caractéristiques minéralogiques du matériau argileux, de la nature de la solution d'hydratation, ainsi que de l'état de contraintes.

Une description minéralogique des argiles s'avère donc indispensable.

2.2.1 Minéralogie des argiles

Dans la nature les argiles sont très abondantes, elles couvrent environ 42 % du volume de l'écorce terrestre, elles résultent de la décomposition des roches siliceuses par désagrégation physique et mécanique, puis par altération chimique. Elles peuvent être plastiques ou raides, on distingue :

- 1- *Les argiles plastiques* qui sont tendres et très déformables,
- 2- *Les argiles raides* qui sont indurées et présentent un comportement plus fragile que ductile au-delà de la limite d'élasticité, ceci est dû à la présence des carbonates et du quartz.

A l'échelle microscopique, les argiles sont composées par l'assemblage de particules de taille inférieure à 2 µm chargées négativement telle que l'illite, la kaolinite, et la smectite.

La présence de ces minéraux explique la sensibilité de l'argile aux molécules polaires de l'eau.

Cette sensibilité se traduit par l'un des phénomènes suivants :

- gonflement,
- retrait,
- changement des propriétés mécaniques.

La variation de la teneur en eau est le facteur déterminant qui déclenche des variations de volume. Une augmentation de la teneur en eau engendre le phénomène de gonflement tandis que sa diminution entraîne le phénomène de retrait.

Il faut s'entendre sur la qualification de cette teneur en eau. Elle est composée de la teneur en eau liée et de la teneur en eau libre. Les cinétiques d'évolution dans le temps de ces deux teneurs en eau ne sont pas identiques. En effet, la vitesse d'adsorption de l'eau liée, due aux phénomènes électrostatiques, est plus rapide.

En ce qui concerne cette particularité du gonflement, il est difficile d'identifier si c'est l'arrivée d'eau qui provoque le gonflement ou si c'est le gonflement qui permet l'arrivée d'eau. Selon Barbour et Fredlund (1989), ces deux mécanismes peuvent coexister dans les matériaux argileux.

La variation du volume des argiles est fortement influencée par des facteurs microscopiques et macroscopiques. A l'échelle microscopique, ces facteurs sont complexes et dépendent principalement des propriétés minéralogiques des matériaux argileux et des propriétés chimiques du fluide d'hydratation.

Une description détaillée des phénomènes microscopiques s'avère nécessaire pour bien comprendre et interpréter les phénomènes observables à l'échelle microscopique ou macroscopique.

Afin d'appréhender le phénomène de gonflement, il est nécessaire de rappeler certaines notions minéralogiques et physico-chimique relatives aux interactions entre l'eau et les particules argileuses.

2.2.2 Etude microstructurale

La formule des minéraux argileux comprend tous les silicates hydratés appartenant au groupe des phyllosilicates.

La structure ionique des minéraux argileux permet leur interaction avec les molécules polaires de l'eau.

Une particule d'argile est composée d'un empilement de feuillets élémentaires formés par le regroupement de deux unités structurales de base :

2.2.2.1 Le tétraèdre de silice SiO_4 (Te): le tétraèdre régulier comprend 4 atomes d'oxygène disposés aux sommets enserrant un atome de silicium. Les tétraèdres se combinent entre eux pour former des couches planes appelées couches tétraédriques (Figure 2.1).

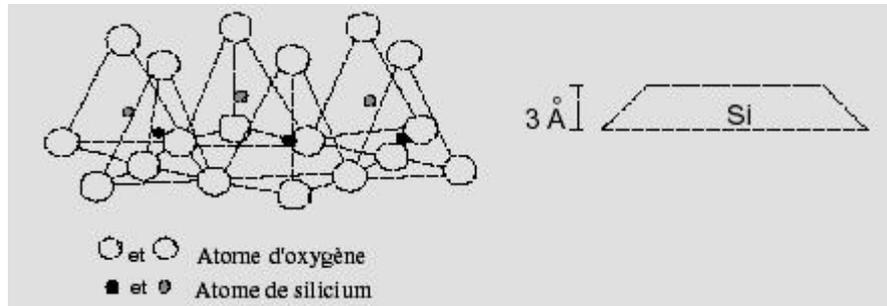


Figure 2.1 : Feuillet tétraédrique.

2.2.2.2 L'octaèdre d'alumine $\text{Al}_2(\text{OH})_6$ et éventuellement de magnésium $\text{Mg}_3(\text{OH})_6$ (Oc) : 6 ions hydroxydes enserrant un atome d'aluminium ou de magnésium.

Les octaèdres se combinent pour former des couches planes appelées couches octaédriques (figure 2.2).

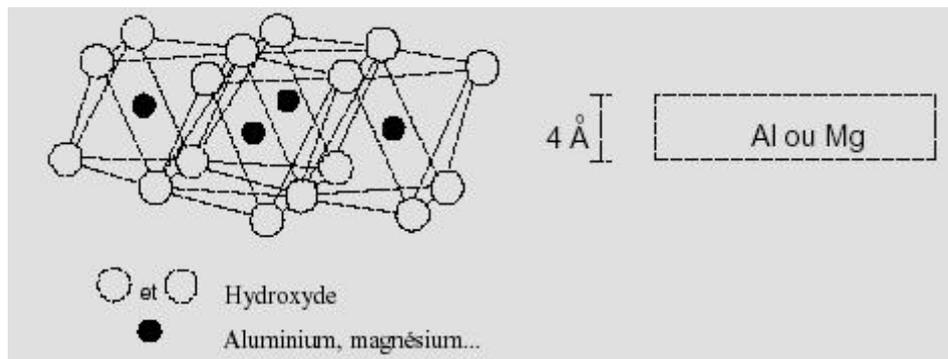


Figure 2.2 : Feuillet octaédrique.

2.2.3 Structure moléculaire microscopique des argiles :

Suivant les arrangements possibles des deux couches précitées, quatre catégories principales des minéraux argileux peuvent être définies.

a. La kaolinite $(\text{Si}_4\text{O}_{10})\text{Al}_4(\text{OH})_8$

Le feuillet élémentaire est constitué d'une couche de silice et d'une couche d'aluminium.

Le contact se fait entre un plan qui contient les hydroxydes OH^- de l'octaèdre et celui contenant les ions d'oxygène O^{2-} du tétraèdre.

Les liaisons interfoliaires sont assez fortes, ce qui rend la kaolinite peu sensible au gonflement et sa structure élémentaire n'est pas affectée par la présence d'eau.

Une particule de kaolinite est constituée de quelques centaines de feuillets et pourra avoir une épaisseur de quelques dizaines de micromètres.



Figure 2.3 : Schéma de la particule de kaolinite.

b. La montmorillonite $(OH)_4Si_8(Al_{10/3}, Mg_{2/3})O_{20}, nH_2O$

Le feuillet élémentaire est constitué de trois couches, une d'alumine et deux de silicates.

Une substitution d'un ion Al^{3+} par un ion Mg^{2+} dans les couches d'alumine est fréquente. L'empilement des feuillets élémentaires met en contact deux couches d'atomes d'oxygène provenant du tétraèdre de silice, ce qui rend la liaison inter feuillet faible et favorable à la fixation de molécules d'eau et de cations entre ces feuillets.

Les liaisons entre feuillets étant très faibles, ces argiles sont très sensibles à la teneur en eau et ont un fort potentiel de gonflement.

L'épaisseur d'une particule de montmorillonite peut être très faible du fait que contrairement aux autres argiles on peut isoler un feuillet élémentaire.

La montmorillonite appartient à la famille plus générale des smectites définies comme « des argiles gonflantes ».

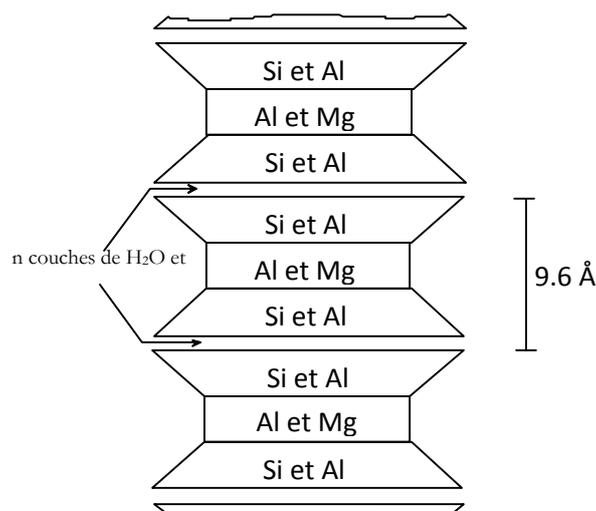


Figure 2.4 : Schéma de la particule de montmorillonite.

c. L'illite $(K, H_2O)_2Si_8(Al, Fe, Mg)_{4,6}O_{20}(OH)_4$

Le feuillet élémentaire est composé comme pour la montmorillonite d'une couche d'alumine comprise entre deux couches de silice. Dans les couches de silice, un ion Si^{4+} sur quatre est remplacé par un ion de Al^{3+} . Le déficit de charge qui en résulte est compensé par des ions potassium K^+ qui assurent des liaisons assez fortes entre les feuillets. L'illite est donc moins sensible au gonflement que la montmorillonite.

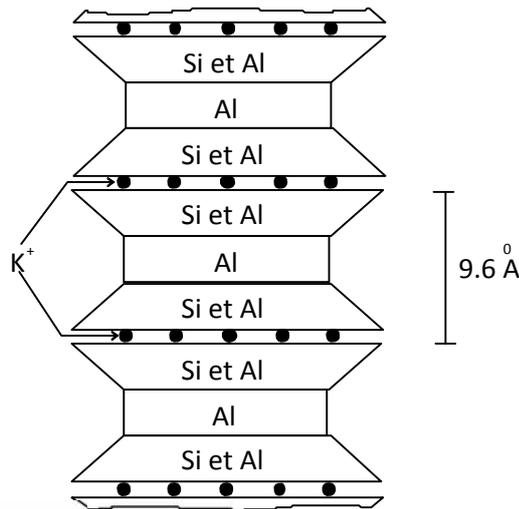


Figure 2.5 : Schéma de la particule d'illite.

d. Les chlorites $(OH)_4(Si Al)_8(Mg, Fe)_6O_{20}$

Les chlorites sont moins fréquents que les trois précédentes. Leur structure est plus complexe, et se compose de deux feuillets de micas entre lesquels s'insère un feuillet de brucite. Le déficit du feuillet de mica est rarement comblé par le feuillet de brucite et des cations interchangeables se localisent dans les espaces créés au sein du feuillet de mica.

D'une part de l'eau peut pénétrer entre les feuillets provoquant un accroissement de l'inter distance et donc un gonflement, d'autre part les édifices de brucite tendent à coller les feuillets les uns aux autres et donnent alors aux chlorites une certaine cohésion, contrairement aux feuillets des minéraux argileux qui glissent librement les uns par rapport aux autres.

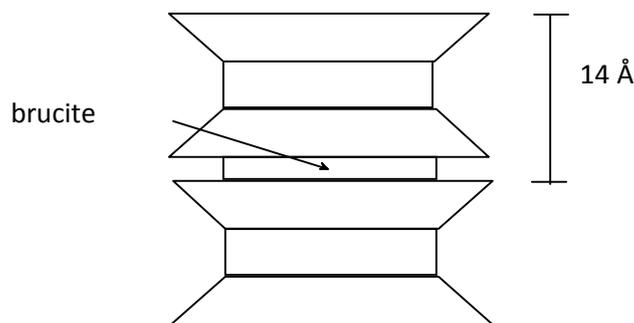


Figure 2.6 : Schéma de la particule de chlorite.

2.2.4 Principales caractéristiques des minéraux argileux

Les principales caractéristiques des minéraux argileux qui ont une influence sur le gonflement sont :

2.2.4.1 La densité de charge spécifique σ : elle est égale au rapport entre la capacité d'échange cationique CEC et la surface spécifique S de la particule argileuse, et s'exprime par la relation:

$$\sigma \left(\frac{meq}{m^2} \right) = \frac{CEC}{S} \quad (2.1)$$

Il existe deux types de charge dans les milieux argileux :

- Une charge permanente ou structurelle liée aux substitutions ioniques (Al^{3+} pour Si^{4+} dans la couche tétraédrique ; Mg^{2+} ou Fe^{2+} pour Al^{3+} dans la couche octaédrique),
- Une charge de surface variable selon le pH du milieu liée aux réactions chimiques qui se produisent à la surface des minéraux.

La densité de charge spécifique renseigne sur l'aptitude de la particule à repousser les autres, cette répulsion étant la capacité de gonflement des minéraux argileux.

2.2.4.2 La capacité d'échange ionique (CEC) : elle mesure la capacité d'une argile d'échanger des cations. Elle varie dans le même sens que la densité de charge spécifique, et elle se exprime en milliéquivalent par 100 grammes d'argiles. Donc, pour les argiles ayant une valeur élevée de CEC, elles ont tendance à peu gonfler, et cela à surfaces spécifiques égales.

2.2.4.3 La surface spécifique : elle est composée de la surface externe comprise entre les particules et la surface interne qui correspond à la surface interne interfoliaire.

L'augmentation de la surface spécifique donne une aptitude de gonflement plus importante et par conséquent un potentiel de gonflement plus élevé.

Les principales caractéristiques des argiles sont résumées dans le tableau suivant:

Nom	Type	Nombre de feuillets par particule	diamètre d'une particule (μm)	Epaisseur d'une particule (μm)	Surface Spécifique m^2/g	C.E.C en $meq / 100g$
Kaolinite	1:1	100 - 200	0,1 - 4	1 - 10	10 - 20	3 - 15
Illite	2:1	1 - 10	0,1 - 1	0,003-0,01	65 - 100	10- 40
Montmorillonite (smectite)	2:1	1	0,1	0,001	700-840	80-150
Chlorite	2:1:1	1	0,1	0,005	800	10 - 40

Tableau 2.1: Caractéristiques des argiles.

2.2.5 Liaisons entre minéraux argileux :

Les minéraux argileux appartiennent à la grande famille des silicates lamellaires dont les feuillets constitutifs sont formés par l'empilement de couches tétraédriques de silicium (SiO_4) et des couches octaédriques de magnésium (Mg^{2+}) ou alumineux (Al^{3+}).

La particularité d'un minéral argileux réside dans le nombre de couches tétraédriques et octaédriques constituant un feuillet et donc dans l'épaisseur de ce feuillet.

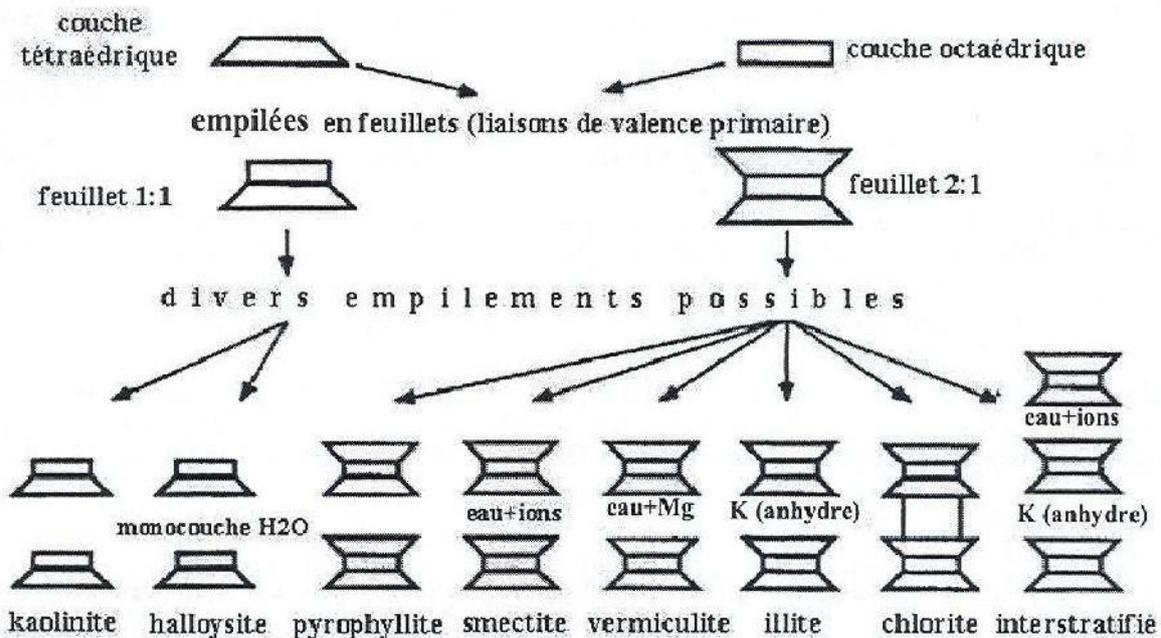


Figure 2.7 : Représentation schématique de quelques groupes de minéraux argileux (Grim 1968).

Suivant la disposition des feuillets on distingue les types de configuration suivants :

- Electriquement neutre, pour lesquelles aucune compensation n'est nécessaire entre deux feuillets consécutifs,
- Avec une concentration en cations compensateur tels que K^+ , Ca^{2+} , Mg^{2+} , très élevée dans l'espace interfoliaire, ce qui engendre des liaisons très fortes au sein de la structure,
- Intermédiaire avec peu de cations et la possibilité de pénétration de molécules d'eau et, donc le gonflement.

Pour une particule argileuse, on distingue 2 types de liaisons entre les éléments :

- Des liaisons covalentes ou ioniques existants entre les éléments Si et O ou Al et O, ce sont des liaisons très fortes,
- Des liaisons interfoliaires et interparticulaires.

Le premier type constitue des liaisons très fortes qui peuvent être difficilement rompues.

Le deuxième type englobe les liaisons suivantes par intensité décroissante :

- Les liaisons coulombiennes (interfoliaire) : résultent de la présence des cations compensateurs entre feuillets, comme les ions K^+ dans les illites,
- Les liaisons d'hydrogène qui apparaissent avec des atomes fortement électronégatifs, le cas de l'oxygène dans les argiles est un bon exemple,
- Les forces d'attraction moléculaires de Van der Waals qui sont des liaisons faibles.

Les particules sont soumises à un ensemble de forces qui peuvent être d'attraction et de répulsion, variant avec la teneur en eau et dépendant des substitutions isomorphes.

Quoique la structure des argiles paraît simple, il en résulte un très grand nombre d'espèces qui se distinguent par les défauts liés aux substitutions isomorphes au moment de la formation.

Le milieu de déposition influence beaucoup l'arrangement des particules des terrains argileux qui interagissent avec l'eau et les ions qu'elle apporte.

2.2.6 Le système eau-argile

Les liaisons pouvant être à l'origine du phénomène de gonflement sont celles faisant intervenir des molécules d'eau, sachant que cette eau est de différentes natures. On distingue les trois types suivants :

- **L'eau de constitution** : elle rentre dans la composition chimique des feuillets, elle est intégrée au réseau cristallin qui est fortement liée à la structure moléculaire, pour rompre cette liaison il faut apporter une énergie considérable, en chauffant l'argile à plus de $300^{\circ}C$,
- **L'eau interfoliaire** : responsable du gonflement, qui peut être extraite par chauffage à l'étuve à $100^{\circ}C$ mais reste difficile à drainer,
- **L'eau interstitielle** : elle se localise entre les particules argileuses, et peut se mettre en charge et agir sur les propriétés physiques des argiles telles que les limites d'atterberg.

2.2.7 Gonflement intraparticulaire et interparticulaire

Les sols argileux naturels, les roches argileuses, les marnes, et les roches composées d'anhydrite sont sujets au gonflement. On peut distinguer deux types de gonflement au sein des argiles :

- **Le gonflement interparticulaire** : il résulte des phénomènes physico chimiques entre une particule argileuse et l'eau dans l'espace périphérique de la particule.

L'eau ne pénètre pas entre les feuillets d'argile, d'où on a le gonflement interparticulaire.

Ce mécanisme affecte toutes les argiles, mais peut être d'une ampleur assez limitée.

- **Le gonflement intraparticulaire ou interfoliaire** : il est dû à l'introduction des molécules d'eau à l'intérieur des particules d'argiles, entre les feuillets élémentaires. La nature du minéral gonflant et sa structure primaire ont une grande influence sur les caractéristiques de ce gonflement.

L'eau pénètre à l'intérieur des particules et s'organise en couches monomoléculaires d'où on a le gonflement intraparticulaire ou interfoliaire.

Le gonflement interfoliaire intervient à l'échelle la plus petite de la structure argileuse mais peut présenter une ampleur très importante.

Le type de gonflement dépend essentiellement du minéral gonflant et de sa structure primaire.

Les smectites représentent un bon exemple de gonflement interfoliaire

2.3 MECANISMES DE GONFLEMENT

Pour comprendre le gonflement, il est nécessaire d'appréhender le gonflement au sens physico-chimique et mécanique sans oublier que la texture du matériau c'est-à-dire l'organisation des plaquettes intervient aussi sur le mécanisme de gonflement.

2.3.1 Gonflement au sens physico-chimique

De multiples interactions physico-chimiques peuvent apparaître entre l'eau et l'argile. La compréhension du gonflement des argiles repose sur la théorie physico-chimique du système eau-argile appelée « théorie de la double couche électrique ».

Cette théorie a été imaginée par Helmholtz, ensuite formulée par Gouy et Chapman puis par Stern.

2.3.1.1 Modèle de la double couche

Les particules argileuses présentent en général une charge nette négative qui résulte des substitutions isomorphes au niveau des feuillets, ce déficit de charge se traduit par la fixation de cations et par l'orientation des molécules polaires d'eau par exemple dans l'espace périphérique de la particule et éventuellement entre les feuillets. L'attraction des cations par la surface des particules argileuses est compensée par la tendance des ions à diffuser et à distribuer d'une manière homogène dans l'eau. Suite à cette interaction résulte un nuage de points qui entoure la particule nommé double couche électrique diffuse (Figure 2.8).

Autour de chaque particule, se forme une double couche d'origine électrique nommée couche de Gouy Chapman, composée de deux couches, dont une couche fixe liée au solide, et une couche diffuse en affinité avec cette particule.

La formation de la double couche diffuse entraîne le gonflement ou la pression de gonflement du matériau argileux.

Mais la théorie de Gouy Chapman présentait l'inconvénient de prédire des concentrations d'ions extrêmement élevées au voisinage de la surface.

Stern(1924) propose alors de prendre en compte une quantité finie aux abords de la particule argileuse. La couche de Stern considère une quantité d'ions finie à coté de la surface de la particule.

La couche de Gouy est mobile tandis que celle de Stern est fixe.

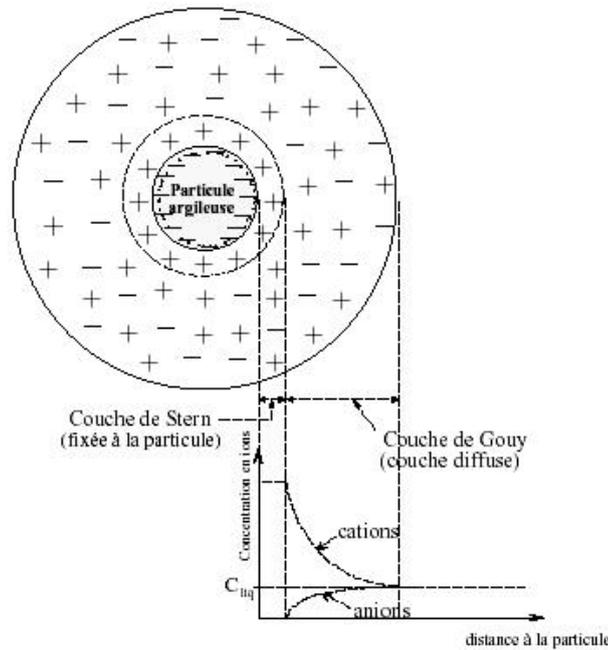


Figure 2.8 : Schéma de la double couche autour d'une particule argileuse.

2.3.1.2 Modèle de Gouy-Chapman

Gouy (1910) s'est rendu compte qu'une simple couche solide n'était pas réaliste, parce qu'elle est détruite sûrement par l'agitation thermique.

Chapman (1913) propose que les forces thermiques et électrostatiques régissent l'équilibre de la double couche.

Il propose alors que le liquide vérifie à l'interface les équations de Poisson (ordre électrostatique) et de Boltzmann (désordre thermique).

- Les équations de Poisson (onde électrostatique)

$$\Delta V = -\frac{\rho}{\epsilon} \tag{2.2}$$

- Les équations de Boltzmann (désordre thermique)

$$N_i = N_i^{int} e^{\left[\frac{\Delta G_0}{KT}\right]} \tag{2.3}$$

ρ : correspond à la charge électrique au point considéré en Coulomb,

ε : permittivité électrique en ce point en Farad ,

N_i : correspond à la concentration en ion « i » toujours en ce point,

N_i^{int} : désigne la concentration en ion « i » à l'intérieur de la solution,

ΔG_0 : correspond à l'énergie d'activation requise pour amener l'ion « i » de l'intérieur de la solution au point considéré,

K : constante de Boltzmann, $K= 1,381.10^{-23}JK^{-1}$,

T : température absolue en kelvin.

Les équations de Poisson- Boltzmann offrent la possibilité non seulement d'accéder aux profils du potentiel électrostatique dans la couche diffuse mais aussi aux concentrations ioniques au-delà de la surface chargée du solide.

2.3.1.3 Modèle de Stern

Stern (1924) a établi un nouveau modèle permettant de considérer une quantité finie d'ions aux bords de la particule argileuse. La couche de Stern d'épaisseur d_s considérée, ne contient que des anions dissolvatés et adsorbés qui proviennent de l'électrolyte. La couche de Stern est fixe, alors que la couche de Gouy est mobile.

L'interface solide – liquide se décompose en trois couches :

- La première constitue le solide.
- La deuxième : elle est intermédiaire et accolée au solide, il s'agit de la couche compacte appelée couche de Stern.
- La troisième : c'est la couche diffuse, contient principalement des anions solvatés dont les caractéristiques sont les mêmes que celle du modèle de Gouy-Chapman.

2.3.1.4 Application du modèle de la double couche

a. Epaisseur de la double couche

Elle s'appuie sur l'étude de l'interaction de deux plaquettes d'argile. L'épaisseur de la double couche associée à une particule, dans un sol saturé est exprimée par :

$$\frac{1}{K_{dc}} = \sqrt{\frac{\varepsilon_{liq} K_B T}{8\pi C_{liq} e_c^2 Z^2}} \quad (2.4)$$

$\frac{1}{K_{dc}}$: épaisseur de la double couche en cm,

ε_{liq} : constante diélectrique du milieu liquide,

K_B : constante de Boltzmann,

e_c : charge électrique d'un électron,

T : température absolue en kelvin,

Z : la valence des cations,

C_{liq} : la concentration ionique du milieu liquide (ions / m³).

Le gonflement représente l'extension des doubles couches, ce phénomène se développera en particulier avec une diminution de la valence Z , une augmentation de la constante diélectrique ϵ_{liq} et une augmentation de la température T .

b. Pression osmotique de répulsion

En utilisant la théorie de la double couche Madsen (1979) et Sridharam (1986) ont réussi à déterminer la pression osmotique de répulsion et le potentiel électrique entre deux particules.

$$P_R = 2C_{liq}KT(\cosh\varphi_{elec} - 1) \quad (2.5)$$

Avec :

$$\varphi_{elec} = 2,35 - 4,375 \lg(K_{dc}d)$$

d : demi-distance entre deux particules d'argile

$$d = \frac{e}{\gamma_{sS}}, \text{ avec } e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1$$

e : étant l'indice des vides,

S : surface spécifique du sol,

γ_s : poids volumique des particules solides,

γ_d : poids volumique du sol sec,

K : coefficient de perméabilité du terrain,

P_R : pression osmotique de répulsion,

φ_{elec} : potentiel électrique.

c. Influence de la salinité du liquide interstitiel

Didier (1972) et Wong (1998) ont réalisé une étude expérimentale au laboratoire pour déterminer la corrélation entre le gonflement et la salinité du liquide interstitiel.

Ils ont remarqué que plus la concentration en sels (NaCl par exemple) est faible, plus les déformations de gonflement sont élevées.

La théorie de la double couche demeure évidemment limitée à cause des hypothèses simplificatrices faites sur le milieu (pas d'interactions entre les ions, problème bidimensionnel, particules parallèles, ...).

On peut alors dire en première approximation que la théorie de la double couche est applicable lorsque la source du gonflement est la pression de répulsion osmotique, c'est à dire quand on a affaire à des sols sursaturés en cations en présence d'une eau de circulation à faible concentration ionique.

2.3.1.5 Comportement d'une particule argileuse dans un milieu saturé

Dans un milieu saturé, un bilan des forces permet de se rendre compte immédiatement qu'une diminution des contraintes effectives engendre un gonflement interparticulaire.

Soient deux particules argileuses distantes de $2d$, on suppose qu'on peut les représenter comme plates et parallèles.

Lorsqu'elles sont immergées dans une solution électrolytique, elles sont soumises :

- aux pressions extérieures par la contrainte effective σ' ,
- aux forces électriques composées de la pression osmotique de répulsion P_R et de la force surfacique d'attraction P_A de Van Der Waals.

La force P_A dépend de la distance $2d$ et diminue rapidement avec cette dernière.

Pour garder les particules à la distance $2d$ il faut que la contrainte nette $(P_R - P_A)$ équilibre la contrainte σ' et donc qu'elle soit répulsive : $\sigma' = P_R - P_A$

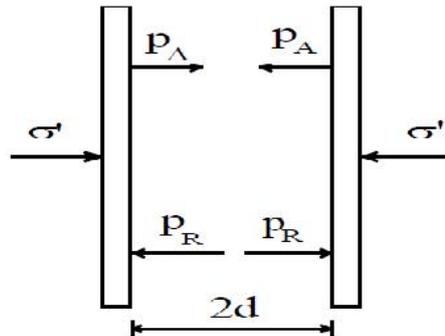


Figure 2.9 : Forces exercées sur deux particules d'argile.

Pour certains matériaux argileux comme la kaolinite et la montmorillonite, la force d'attraction de Van Der Waals est négligeable devant la pression osmotique de répulsion, pour l'intervalle de pressions mesurées habituellement en géotechnique.

On suppose que la contrainte effective vienne à diminuer, pour qu'il y ait équilibre il faut que la pression osmotique de répulsion diminue, c'est à dire pour une minéralogie du sol et une composition du liquide interstitiel données, par un écartement des deux particules ; ceci tend à baisser légèrement la force de Van Der Waals, et donc une diminution de la contrainte effective se traduit au niveau macroscopique par le gonflement des argiles.

Pendant le gonflement des argiles saturées, la pression osmotique a un rôle très important. La théorie de la double couche permet de faire une bonne interprétation des phénomènes physico-chimiques d'une façon qualitative.

Toute fois l'application quantitative de cette théorie ne peut être généralisé à n'importe quel matériau argileux et ceci parce que les hypothèses utilisées ne concernent pas toujours la texture d'un terrain naturel qui peut être très variée.

Le comportement des sols saturés est très différent de ceux non saturés concernant les forces mises en jeu. Quand les argiles ne sont plus saturées, les forces prépondérantes sont les forces d'attraction induites par les charges électriques, les forces de Van Der Waals de tension capillaire et les forces dues à l'énergie de l'hydratation des cations échangeables. L'ensemble de ces forces forment la force de succion qui varie au sens inverse du degré de saturation.

La succion est faible pour les sols saturés et très forte pour les sols secs.

2.3.2 Gonflement au sens mécanique

La variation de l'état de contraintes dans un sol en présence d'eau peut être à l'origine de plusieurs phénomènes tels que :

- Le gonflement,
- Le tassement.

Un bref rappel sur les bases de la mécanique des sols s'avère indispensable.

2.3.2 .1 Contraintes dans un sol

Un sol représente un ensemble composé de 03 phases :

- une phase solide (particules ou grains solides),
- une phase liquide (eau interstitielle en général),
- une phase gazeuse (air).

Le sol est dit saturé lorsque la phase gazeuse disparaît, c'est à dire lorsque tous les vides interparticulaires sont remplis par de l'eau interstitielle.

Dans un sol saturé, soumis à une contrainte totale (surcharge extérieure) ; on peut écrire selon la théorie de Terzaghi :

$$\sigma = \sigma' + \mu \quad (2.6)$$

σ' : désigne la contrainte effective (contrainte qui s'exerce réellement sur le squelette solide).

μ : La pression interstitielle.

Lorsque le sol est sec, la pression interstitielle est nulle et on aura donc $\sigma = \sigma'$

Lorsque l'élément de sol considéré se trouve sous une nappe phréatique à une cote z, la pression interstitielle est :

$$\mu = \gamma_w z \quad (2.7)$$

Lorsque cet élément se situe au-dessus de la nappe phréatique. Il peut être saturé ou non, cela dépend évidemment des caractéristiques du matériau qui le compose et de la distance qui le sépare du toit de la nappe.

Les molécules adjacentes à la surface d'un fluide (tension de surface) exercent une attraction entre elles, ce qui permet au fluide de s'élever dans un capillaire au-dessus de la ligne de pression atmosphérique

La loi de Jurin permet d'exprimer la hauteur du fluide dans le capillaire :

$$H_{cap} = \frac{2\sigma_{cap} \cos\theta_{cap}}{\gamma_{fl} r_{cap}} \quad (2.8)$$

Où :

σ_{cap} : tension de surface,

r_{cap} : rayon capillaire,

θ_{cap} : angle de contact liquide/ fluide,

γ_{fl} : poids volumique du fluide.

Au dessus de la nappe phréatique, on peut identifier une zone connue saturée (degré de saturation voisin de l'unité) où l'écoulement d'eau n'est pas affecté par la faible fraction d'air occluse entre les particules du sol.

Dans ce domaine, les contraintes appliquées sur le squelette solide peuvent être définies par le principe de Terzagui, mais la pression interstitielle u étant inférieure à la pression atmosphérique. C'est la succion capillaire, elle est négative et égale à $(-wz)$.

Bishop (1960) a défini une pression interstitielle équivalente u^* considérée lorsque l'élément de terrain n'est pas saturé. Dans ce cas la pression interstitielle négative dépend de la pression d'eau u_w et de la pression d'air u_a .

$$u^* = u_a + \chi(u_w - u_a) \quad (2.9)$$

où

χ : un coefficient qui dépend du degré de saturation du sol,

varie entre 0 et 1,

$\chi = 1$ pour un sol saturé.

2.3.2.2 Changement de l'état de contrainte

Soit un élément de sol saturé à l'équilibre, si une contrainte extérieure σ_e est appliquée à cet élément. La charge est supportée immédiatement par la phase liquide et cela parce que l'eau est moins compressible que le squelette solide donc au temps initial ($t=0$) on a :

$$\begin{cases} u = \sigma_e \\ \sigma' = 0 \end{cases} \quad (2.10)$$

Lorsqu'on permet à l'eau de se drainer, un phénomène de consolidation va se développer, correspondant à l'expulsion de l'eau et au transfert de la contrainte de l'eau sur le squelette solide. Un nouvel équilibre va se produire pour l'état de contraintes.

$$\begin{cases} u = 0 \\ \sigma' = \sigma_e \end{cases} \quad (2.11)$$

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

$$\begin{cases} u = -\sigma_e \\ \sigma' = \sigma_e \end{cases} \quad (2.12)$$

Pendant la libre circulation de l'eau, un phénomène de gonflement va se produire, traduisant l'absorption de l'eau et le transfert de contrainte négative de l'eau sur le squelette solide, jusqu'à l'état final.

$$\begin{cases} u = 0 \\ \sigma' = 0 \end{cases} \quad (2.13)$$

On peut donc affirmer que si la consolidation exprime une diminution de la pression interstitielle jusqu'à son annulation, le gonflement exprime à son tour la diminution de la succion (-u) jusqu'à son annulation.

2.4 INVESTIGATION EXPERIMENTALE AU LABORATOIRE

Selon l'objectif choisi lors de l'étude du gonflement, on peut déterminer les paramètres mécaniques nécessaires pour caractériser les terrains gonflants.

Toute fois le phénomène de gonflement demeure compliqué et l'objectif peut être choisi de façon à empêcher le gonflement, ou de s'assurer qu'il pourra se faire de manière progressive ou périodique, ou de construire l'ouvrage après que le processus de gonflement soit terminé. Dans la pratique quotidienne, on opte pour une approche macroscopique distinguant trois notions :

2.4.1 Pression de gonflement d'un élément de sol ou de roche ayant un état physique initial connu elle peut être définie comme l'état de contraintes à exercer pour maintenir le volume constant durant l'imbibition sans distorsion. Il existe plusieurs définitions de la pression de gonflement, mais celle ci est la plus utilisée.

2.4.2 Gonflement libre : il traduit la déformation maximale que provoque l'imbibition d'un élément de sol ou roche ayant un état physique initial connu soumis à un état de contraintes nulles ou quasi nulle.

2.4.3 L'indice de gonflement : il traduit l'importance de la déformation de gonflement résultant par un déchargement vis à vis un état de contraintes donné.

Au bout d'un certain temps infini, on obtient la déformation de gonflement, déduction réalisée des déformations instantanées dues aux variations de charges.

2.5 METHODES INDIRECTES DE CARACTERISATION

Elles reposent sur le fait qu'il existe une corrélation entre le gonflement libre ou la pression de gonflement et certains paramètres géotechniques tels que : les limites d'atterberg, la limite de retrait, la teneur en eau, la densité sèche,...

Une fois les paramètres géotechniques d'un matériau déterminés, il serait possible d'utiliser les formules empiriques, permettant de déterminer rapidement le potentiel de gonflement.

Ainsi le potentiel peut être caractérisé « faible », « moyen » ou « élevé » et donc on peut estimer si le phénomène est considérable ou non.

2.5.1 Limites d'atterberg : le phénomène de gonflement se rapproche de la notion de limites d'atterberg.

L'indice de plasticité est défini par :

$$I_p = W_l - W_p \quad (2.14)$$

w_l : limite de liquidité

w_p : limite de plasticité

L'indice de plasticité est défini comme étant la quantité d'eau nécessaire pour faire passer un sol de l'état « solide » $w < w_p$ à l'état liquide $w > w_l$. Il est à noter que plus le sol est constitué de minéraux actifs dans leur interaction avec l'eau, plus il sera nécessaire d'ajouter de l'eau dans le sol pour qu'il devienne liquide.

La définition de l'activité de Skempton qui rapporte l'indice de plasticité à sa teneur argileuses est donnée par :

$$A_c = \frac{I_p}{C_2} \quad (2.15)$$

C_2 : teneur en particules de dimensions inférieur à $2\mu\text{m}$,

Cette définition met en évidence que l'indice de plasticité I_p est un paramètre important dans les caractéristiques de rétention d'eau du terrain et par suite de gonflement.

Ainsi plusieurs travaux ont recherché les corrélations entre les limites d'atterberg et les caractéristiques de gonflement.

Seed et al (1962) proposent une estimation du taux de gonflement des sols compactés en se basant sur la teneur en argile du sol et l'activité du matériau A_c (Figure 2.10).

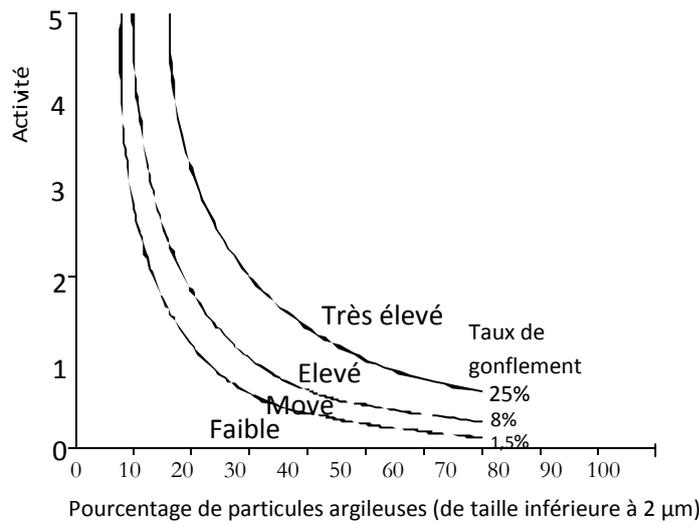


Figure2.10: Diagramme de classification du potentiel de gonflement, selon Seed et al(1962).

Le gonflement libre d'un échantillon d'argile confiné latéralement sous une charge de 7 kPa, et préalablement compacté à la teneur en eau optimale et à la densité sèche maximale de l'essai de compactage AASHO (norme américaine), peut être exprimé en fonction de l'indice de plasticité I_p du sol selon la relation suivante :

$$\varepsilon_g = 21,6 \cdot 10^{-5} (I_p)^{2,44} \tag{2.16}$$

La relation (2.16) obtenue par des résultats expérimentaux s'applique aux matériaux qui contiennent entre 8% et 65% d'argile.

La comparaison de cette formule avec des résultats expérimentaux a abouti à une fourchette d'erreur de 33% sur le gonflement libre. Le tableau 2.2 représente la relation entre le taux de gonflement et l'indice de plasticité.

I_p	g (%)	Potentiel de gonflement
0 - 10	0 - 1,5	Faible
10 - 20	1,5 - 5,0	Moyen
20 - 35	5,0 - 25	Elevé
> 35	>25	Très élevé

Tableau 2.2 : Relation entre le gonflement libre et l'indice de plasticité Seed et al (1962).

Vijayvergiya et Ghazzaly (1973) proposent une classification en fonction de la limite de plasticité et de l'indice de plasticité.

Ils ont remarqué que la ligne « A » définie par Casagrande (1948) dans le diagramme de plasticité et d'équation $I_p = 0.73(W_l - 20)$ délimite deux zones, les sols gonflants au-dessus de la ligne A et les sols non gonflants situés au-dessous de la ligne A.

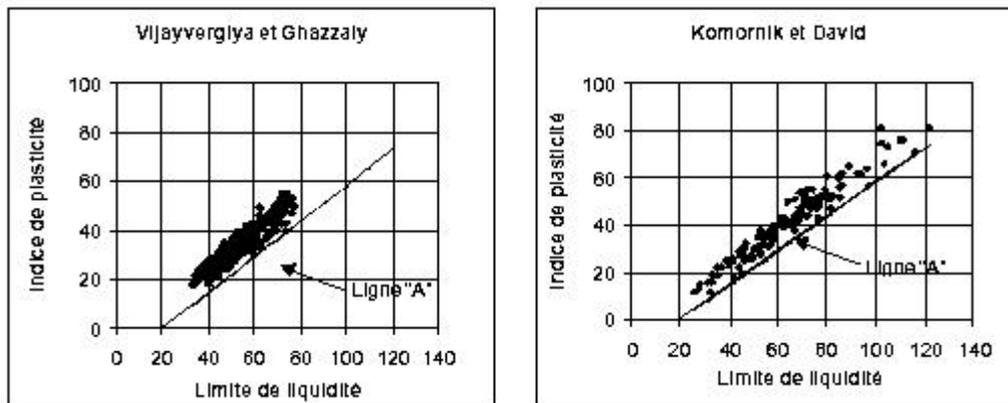


Figure 2.11: Caractérisation des sols gonflants d’après la ligne A de Casagrande(1948).

Dakshanamurth et Raman (1973) en se basant sur le diagramme de plasticité définie par Casagrande (1948) ont élaboré une classification du niveau de gonflement.

Le long de l’axe des abscisses le diagramme qui contient la ligne « A » de séparation des sols gonflants est divisé en 6 zones (voir Tableau2.3).

limite de liquidité w_l (%)	classification
0 – 20	non gonflant
20 – 35	gonflement faible
35 – 50	gonflement moyen
50 – 70	gonflement élevé
70 – 90	gonflement très élevé
>90	gonflement critique

Tableau2.3: Classification proposée par Dakshanamurth et Raman (1973).

Van Der Marwe(1983) a proposé une formule qui permet de calculer le gonflement in situ en fonction des limites d’Atterberg et de la profondeur de la couche concernée par le gonflement. Cette formule s’écrit :

$$H \approx DF\varepsilon_s \tag{2.17}$$

Avec:

ΔH : gonflement total en mètres,

D : épaisseur de la couche concernée par le gonflement en mètre,

ε_s : potentiel de gonflement,

F : facteur réducteur pour les surcharges, il est égal à $10^{-D/6,1}$.

2.5.2 Retrait linéaire : pendant l'évaporation de l'eau interstitielle les sols argileux présentent un retrait volumique qui évolue de façon linéaire en fonction de la teneur en eau w jusqu'à une teneur en eau w_s représentant la limite de retrait.

Le sol perd de l'eau sans grande variation de volume, à partir de cette limite w_s il se désature. L'indice de retrait I_s est défini comme la différence entre la limite de liquidité w_l et la limite de retrait w_s et on a :

$$I_s = w_l - w_s \quad (2.18)$$

Altemeyer (1955) a proposé une classification qui donne le potentiel de gonflement en fonction de la limite de retrait.

w_s (%)	Potentiel de gonflement
<10	fort
10 - 12	critique
>12	faible

Tableau 2.4: Relation entre le potentiel de gonflement et la limite de retrait, d'après Altemeyer (1955).

Ranganatham et Satyanarayana (1965) ont proposé une classification l'indice de retrait I_s et le gonflement libre ε_g pour des sols naturels compactés à l'optimum Proctor et sous une surcharge de 7 kPa.

$$\varepsilon_g = 41,1 \cdot 10^{-5} (I_s)^{2,67} \quad (2.19)$$

Ce qui a permis de classer le potentiel de gonflement en fonction de l'indice de retrait I_s .

I_s	Potentiel de gonflement
0 – 20	faible
20 – 30	moyen
30 – 60	fort
>60	très fort

Tableau 2.5: Relation entre le potentiel de gonflement et l'indice de retrait, selon Ranganatham et Satyanarayana (1965).

2.5.3 Teneur en eau et densité sèche : la teneur en eau w et la densité sèche ρ_d sont deux paramètres qui renseignent sur l'état initial d'un sol.

Des analyses au microscope électronique à balayage ont illustré que ces deux éléments informent directement sur l'état initial du milieu poreux.

David et Komornik (1969) ont proposé une évaluation de la pression de gonflement en fonction de la masse volumique γ_d , de la teneur en eau, et de la limite de liquidité :

$$\log \sigma_g = 0.0208w_l + 0.000665\gamma_d - 0.0269w + 0.132 \quad (2.20)$$

Avec :

σ_g : pression de gonflement en kPa,

w_l : limite de liquidité en %,

γ_d : masse volumique sèche en kg/m^3 ,

w : teneur en eau en %,

Vijayvergiya et Ghazzaly (1973) ont montré que pour les sols remaniés, le gonflement libre ε_g , et la pression de gonflement σ_g d'un sol sont des fonctions semi-logarithmiques linéaires décroissantes de la teneur en eau w et linéaires croissantes de la masse volumique sèche ρ_d , pour une limite de liquidité w_l donnée :

$$\begin{cases} \lg \varepsilon_g = 0.033w_l - 0.083w + 0.458 \\ \lg \sigma_g = 0.033w_l - 0.083 - 1.967 \end{cases} \quad (2.21)$$

et

$$\begin{cases} \lg \varepsilon_g = 0.033w_l + 0.00321 - 6.692 \\ \lg \sigma_g = 0.033w_l + 0.00321 - 5.154 \end{cases} \quad (2.22)$$

Avec :

ε_g : gonflement libre en %,

σ_g : pression de gonflement en kPa,

w_l : limite de liquidité en %,

w : teneur en eau en %,

ρ_d : masse volumique sèche en, kg/m^3

Brackley (1983) a établi une relation entre la déformation de gonflement ε_g et les caractéristiques majeures d'un sol compacté.

$$\varepsilon_g = \left[5.3 - \frac{147e}{I_p} - \lg \sigma \right] (0.525I_p + 4.1 - 0.85w) \quad (2.23)$$

Avec:

ε_g : déformation de gonflement en %,

e : indice des vides,

σ : surcharge appliquée en kPa,

w : teneur en eau en %,

L'état initial du sol est considéré au moyen de e , w et de la pression appliquée.

La pression de gonflement σ_g est déterminée pour une déformation de gonflement nulle par :

$$\lg \sigma_g = 5.3 - \frac{147e}{I_p} \quad (2.24)$$

Pour étudier la compatibilité des différentes méthodes et de leur corrélation avec les observations sur terrain Johnson et Snethen (1978) ont testé sur 20 sols différents et gonflants, les méthodes illustrées précédemment, avec leurs paramètres de définition. Ainsi les résultats obtenus sont groupés en trois grandes catégories :

- La première englobe les résultats dont prévisions coïncident avec les résultats observés,
- La seconde renferme ceux qui ne coïncident pas, mais compatibles dans le sens de sécurité,
- La troisième contient ceux qui ne coïncident pas et avec des divergences non sécurisantes.

Paramètres utilisés	Méthode	Nombre de cas		
		qui coïncident	divergent mais favorables	totalemt défavorables
I_p	Seed et al. (1962)	3	13	4
w_b, I_p	Dakshanamurthy & Raman (1973)	5	13	2
w_s	Altemeyer (1955)	9	7	4
I_s	Ranganathan & Satyanarayana (1965)	5	13	2
w, w_l	Vijayvergiya & Ghazzaly (1973)	9	8	3
w, w_l, I	Komomik & David (1969)	2	3	15

Tableau 2.6 : Comparaison entre les différentes méthodes de classification d'après Johnson et Snethen (1978) et Josa (1988).

Rapidement on s'aperçoit que les méthodes présentées donnent des résultats variables, il semble délicat de prétendre classer les sols gonflants en se basant sur la valeur d'un indice tiré d'une mesure indirecte de reconnaissance.

2.5.4 Surface spécifique de l'argile

La surface spécifique de l'argile peut se présenter suivant deux aspects :

1^{er} aspect : il concerne la surface spécifique externe, en relation avec le niveau interparticulaire.

Elle est égale à : 80 m²/g pour une montmorillonite et se situe entre 70 et 140 m²/g pour une illite.

2^{ème} aspect : il concerne la surface spécifique externe, associée au niveau interfoliaire; elle atteint 800 m²/g pour une montmorillonite, et elle est quasi nulle pour l'illite.

Plusieurs techniques ont été présentées pour déterminer la surface spécifique dont la plus simple demeure l'essai au bleu de méthylène.

La structure des argiles leur confère plusieurs réactions en relations avec l'eau. Ces réactions sont appelées activités.

Ces activités ont pour effet les phénomènes de gonflement, de plasticité, et de cohésion constatés sur ces sols.

L'essai permet d'observer la quantité et l'activité de la fraction argileuse contenue dans un sol ou un matériau rocheux. Sur les grains d'argile des molécules de bleu de méthylène sont fixées non seulement sur la surface interne mais aussi sur la surface externe.

L'injection des dosages précis de bleu de méthylène à une masse de sol alternée se fait progressivement jusqu'à avoir la saturation des particules d'argile. On détermine le potentiel d'adsorption.

Un sol absorbera d'autant plus de bleu de méthylène lorsque :

- La fraction d'argile qu'il contient est grande,
- Cette argile est active, c'est-à-dire elle développe une surface spécifique, interne et externe, élevée et qu'elle est abondamment chargée.

Il est évident qu'une relation de proportionnalité existe entre la quantité de bleu absorbé et la fraction argileuse du sol.

En notant :

V_b : Valeur du bleu de la phase argileuse (0 / 2 μm),

S_{st} : Surface spécifique totale,

$$S_{st} = 21V_b \left(\frac{0}{2\mu\text{m}} \right) \quad (2.25)$$

Les essais réalisés ont donné une surface spécifique totale de 54m²/g pour la kaolinite et de 795 m²/g pour la montmorillonite.

L'essai au bleu de méthylène est un très bon indicateur du potentiel de gonflement d'un sol.

C'est un essai facile et rapide à réaliser.

2.6 ESSAIS DE GONFLEMENT AU LABORATOIRE

Diverses procédures d'essai de gonflement peuvent être employées pour analyser ce phénomène qui est fort complexe.

Il paraît évident qu'il serait difficile de chercher à qualifier mécaniquement un sol susceptible de gonfler par une procédure au laboratoire universelle.

Les procédures d'essais se distinguent non seulement par les modalités de l'application des charges sur l'éprouvette (durées des paliers, charge de mise en eau, déchargement d'un palier à un autre, etc...) mais aussi par les méthodes d'exploitation des résultats.

L'oedomètre est le seul appareil préconisé pour la réalisation des essais de gonflement.

Mais ces procédures doivent pouvoir être transposées, au moins dans leur principe, pendant l'utilisation de l'appareil triaxial. Ce qui permet d'élaborer de nombreuses variantes d'essais, avec l'utilisation d'appareillage spécifique, avec la possibilité de combinaisons de procédures.

Les catégories d'essais de gonflement peuvent être regroupées en 4 essais principaux :

2.6.1 Essai de gonflement libre

L'essai de gonflement libre est basé directement sur les procédures traditionnelles de l'essai oedométrique.

Après l'installation dans une bague oedométrique, l'éprouvette est soumise à l'imbibition sous le poids du piston. Lorsque le phénomène de gonflement est stabilisé, le chargement est réalisé par palier selon un taux de chargement convenable jusqu'à stabilisation sous chaque palier.

La pression du gonflement correspond à la charge qu'il est nécessaire d'appliquer pour ramener l'éprouvette à son état initial (Figure 2.12 méthode 1).

Pour le cas des sols moyennement à fortement gonflants, l'essai de gonflement libre peut engendrer une modification de la structure pendant le gonflement avant le retour à une déformation nulle, ainsi il a tendance à surestimer la pression de gonflement.

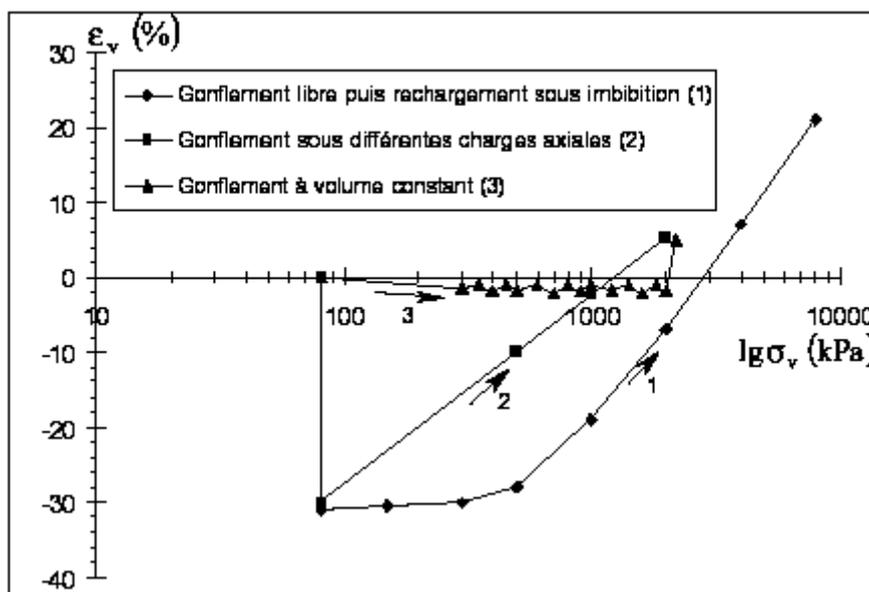


Figure 2.12 : Différentes procédures d'essais de gonflement Sridharan et al (1986).

2.6.2 Essais en parallèle

La méthode des essais de gonflement en parallèle est employée pour éviter l'inconvénient de la stabilisation de chaque palier.

Cette méthode consiste à mettre plusieurs éprouvettes dans différentes cellules oedométriques et cela pour un même matériau.

Le chargement de chaque éprouvette est réalisé dans son état naturel jusqu'à une contrainte axiale bien choisie suivant un taux d'accroissement des charges défini au préalable (Figure 2.12 methode2).

On procède à l'imbibition sous contrainte de chaque éprouvette jusqu'à la stabilisation des déformations, donnant lieu au gonflement ou bien à l'effondrement de chaque éprouvette.

On remarque immédiatement que cette technique a l'avantage d'éviter la stabilisation de chaque palier.

Toute fois elle présente l'inconvénient d'avoir à réaliser le test simultanément des éprouvettes de matériaux qui sont parfois hétérogènes,

Cette technique est principalement utilisée dans le cas des matériaux compactés, pour lesquels il est facile de préparer des éprouvettes identiques.

2.6.3 Essais à volume constant

Cette technique consiste à imbiber l'éprouvette sous une charge connue, après cela elle est chargée par petits paliers successifs de manière que sa hauteur soit maintenue au mieux à une valeur constante (Figure 2.12 methode3).

La structure du sol est supposée ne pas évoluer lors de l'essai.

Cette procédure est délicate à réaliser parce que l'essai doit obligatoirement se dérouler par augmentation continue du chargement jusqu'à ce que l'équilibre soit atteint quand la charge est égale à la pression de gonflement.

2.6.4 Essai Huder Amberg

L'essai Huder Amberg(1970) est une procédure inspirée de la méthode Chen et qui a été adoptée par la Société Internationale de Mécanique des Roches.

L'essai consiste à placer l'éprouvette de roche dans son état naturel à l'intérieur d'une bague oedométrique fermée par deux pierres poreuses. On applique le premier chargement en quatre à cinq paliers, à l'éprouvette conservée dans son état naturel jusqu'à une contrainte axiale σ (Figure 2.13 chemin a).

Pour éliminer les effets de remaniement dû au prélèvement du sol et à son emplacement dans l'oedomètre. L'éprouvette est donc soumise à un cycle de chargement– recharge jusqu'à la contrainte σ_{v0} (Figure 2.13 chemins b et c).

Sous cette contrainte, l'éprouvette est mise en présence d'eau et cela par une saturation de la cellule oedométrique ce qui engendre le gonflement ou l'effondrement (chemin AB).

Il faudrait plusieurs semaines, voire plusieurs mois, pour atteindre la stabilisation du gonflement.

Une fois ce stade dépassé l'éprouvette est alors déchargée au palier précédent et son gonflement est observé, il faudra attendre jusqu'à la stabilisation pour réaliser un nouveau déchargement, ce qui se traduit par le chemin s (déchargement sous imbibition).

L'intersection des chemins c (rechargement à l'état naturel) et s (déchargement sous imbibition), donne l'abscisse σ_g qui est la pression de gonflement selon Huder et Amberg.

Quand la capacité de l'appareillage ne suffit pas pour franchir la pression de gonflement, on utilise l'extrapolation en prolongeant les chemins c et s et l'intersection est ainsi obtenue.

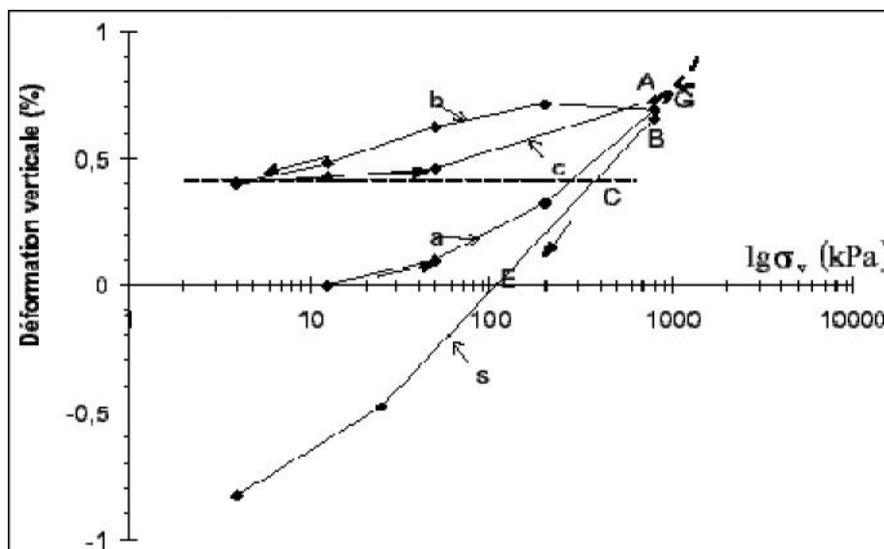


Figure 2.13 : Essai de gonflement selon la méthode de Huder Amberg (1970).

Mais cette procédure présente deux difficultés :

- Lorsque le gonflement AB est très élevé, l'extrapolation peut s'avérer arbitraire, ce qui se manifeste quand la contrainte σ_{vo} est trop éloignée de la pression de gonflement σ_g .
- La durée de l'essai peut être excessive et cela à cause des durées des paliers gonflement.

La relation Huder et Amberg qui relie la variation de volume à la variation de contrainte entre v et g s'écrit:

$$v = -\frac{\Delta h}{h} C_g \log \left(\frac{\sigma_v}{\sigma_g} \right) \quad (2.26)$$

Avec C_g l'indice de gonflement.

L'essai Huder et Amberg est le premier et le plus répandu des essais permettant d'étudier la relation entre la pression de gonflement et les variations de volume d'un échantillon.

2.7 CINÉTIQUE DE GONFLEMENT

Dans les sols argileux le gonflement est un phénomène très lent à cause de la faible perméabilité des argiles. Il est évident de commencer l'étude du gonflement par l'étude de la cinétique, c'est-à-dire la relation entre la déformation de gonflement et le temps. La figure 2.14 illustre la relation entre le gonflement unidimensionnel et le logarithme du temps.

Le graphique obtenu par un essai de gonflement libre ou par palier de déchargement fait apparaître que la déformation peut se décomposer en un gonflement primaire et un gonflement secondaire.

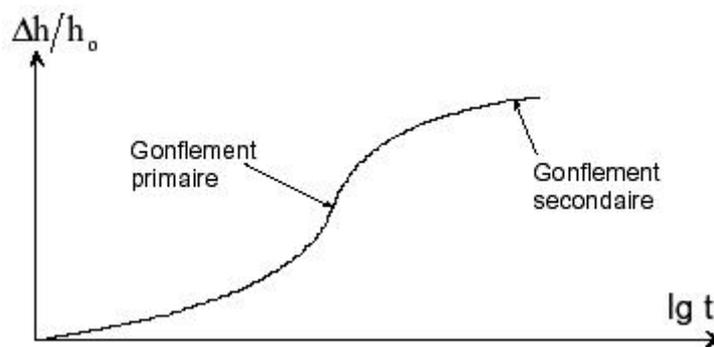


Figure 2.14 : Courbe de gonflement en fonction du temps.

La phase de gonflement primaire se rapporte à la migration de l'eau dans l'éprouvette à partir de ses extrémités, en rapport avec le processus de diffusion. Suivant la nature et l'état du matériau et selon le chargement, cette phase peut durer quelques heures, voire quelques jours pour une éprouvette de 25mm de hauteur avec imbibition par les deux faces.

La phase de gonflement secondaire est plus complexe, parce que la direction de la déformation de gonflement est opposée à celle du chargement.

Elle dépend du niveau de chargement. La cinétique du gonflement secondaire est très lente et dépend du niveau de chargement et pour les faibles charges il est souvent impossible d'atteindre un équilibre dans des conditions raisonnables de réalisation des essais de laboratoire.

2.8 CONCLUSION

A travers ce chapitre nous avons mis le point sur la complexité du phénomène de gonflement qui fait intervenir à la fois plusieurs mécanismes physiques, chimiques, et mécaniques d'interaction du matériau et de l'eau à différentes échelles.

Il est évident que la structure du matériau influence le phénomène de gonflement qui lui-même s'accompagne parfois des modifications de structure tels que le réarrangement des grains, la compensation des vides,...

Les méthodes indirectes de caractérisations inspirées des essais d'identification des matériaux sont utiles à l'estimation du potentiel de gonflement mais ne peuvent pas remplacer les essais de laboratoire destinés à la détermination des paramètres de gonflement : la déformation de gonflement et la de la pression de gonflement.

CHAPITRE 3

MODELISATION DU GONFLEMENT

3.1 INTRODUCTION

Les méthodes de calcul développées actuellement ont pour objectif de prévoir ou de vérifier les déformations et/ou les contraintes induites par le phénomène de gonflement dans le voisinage d'un ouvrage, qu'il soit bâti en surface ou en souterrain afin que le projeteur puisse dimensionner cet ouvrage ou prendre les mesures nécessaires à sa stabilité dans le cas échéant.

Les méthodes de calcul reposent principalement sur l'étude et les résultats des différents essais réalisés au laboratoire et qui permettent une meilleure compréhension du phénomène de gonflement.

Les méthodes de modélisation numérique qui intègrent ces calculs de base dans leurs logiciels, souffrent à l'heure actuelle du manque de développement qui leur a été apporté ce qui limite leur utilisation. Toute fois, grâce à ces méthodes, l'investigation est possible et permet de mieux comprendre le comportement d'une structure sollicitée par le gonflement des sols ou des roches avec les quels, elle est en contact.

3.2 METHODES DE CALACUL DE GONFLEMENT

Pour aborder le phénomène de gonflement il faut savoir qu'il est difficile de l'isoler et de le traiter indépendamment.

Il est évident que le phénomène de gonflement n'est pas la seule cause du comportement différé d'un ouvrage et qu'il faudrait prendre en considération les autres phénomènes intervenant tels que le fluage.

3.2.1 Modèles basées sur une loi de gonflement

Les premiers modèles développés avaient pour objectif de déterminer les déformations induites par le gonflement par une méthode inspirée des tassements tels que les méthodes Grob(1972) et Einstein Bishoff hofman(1976).

Par la suite l'utilisation des éléments finis a permis l'intégration de l'aspect tridimensionnel et l'anisotropie Froehlich(1989).

3.2.1.1 Méthode de Grob

La méthode de Grob, est la plus ancienne, elle calcule le soulèvement H d'un point P situé sous le radier dans le plan axial du tunnel, suivant une procédure inspirée du calcul des tassements Robert et Fabre(1987).

Le principe consiste à découper le terrain situé sous le radier en tranches élémentaires d'épaisseur dz , et à calculer pour chaque tranche, l'augmentation d'épaisseur dz due au gonflement, puis sommer sur toute la hauteur (OM).

On obtient ainsi le soulèvement H au point p :

$$H = \sum(\Delta dz) \quad (3.1)$$

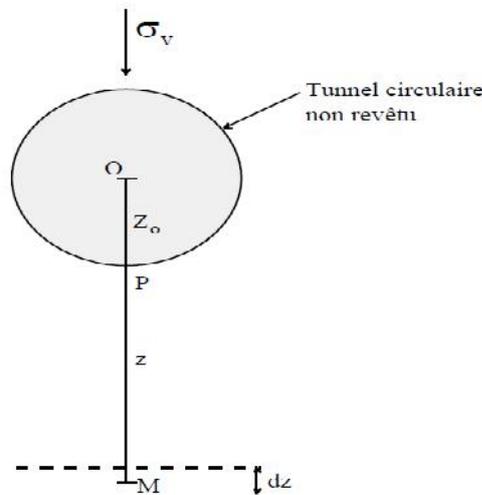


Figure3.1 : Calcul de gonflement- Méthode de Grob, selon Robert et Fabre(1987).

Les hypothèses admises pour le calcul de Grob sont les suivantes :

- Pour chaque tranche d'épaisseur dz, il n'y a pas de déformation horizontale,
- La contrainte verticale après creusement $\sigma_v(z)$ régnant à la profondeur z est constante sur toute l'épaisseur dz de chaque tranche,
- La pression de gonflement du matériau σ_g est égale à la contrainte verticale initiale $\sigma_{v0}(z)$ avant le creusement du tunnel c'est-à-dire que la pression de gonflement est proportionnelle à la profondeur si l'on admet que la contrainte verticale est égale à la contrainte géostatistique.

Dans ces conditions l'augmentation dz de la tranche de terrain, et d'après la relation de Huder-Amberg on peut écrire :

$$\left(\frac{\Delta dz}{dz}\right) = -C_g \lg \left(\frac{\sigma_v(z)}{\sigma_{v0}(z)}\right) \quad (3.2)$$

Où : C_g désigne l'indice de gonflement

Le soulèvement H du point p est obtenu en calculant la somme Δdz sur les terrains situés à la verticale du point p.

$$H = \sum \Delta dz = - \int_{z_0}^{\infty} C_g \lg \frac{\sigma_v(z)}{\sigma_{v0}(z)} dz \quad (3.3)$$

Cette méthode de calcul est inspirée directement de l'essai Huder-Amberg, le déplacement H du point p représente la somme de déformation élastique résultant du déchargement de $\sigma_{v0}(z)$ à $\sigma_v(z)$ induit par le creusement du tunnel et de la déformation purement due au phénomène de gonflement de terrain.

Il faut remarquer que cette méthode souffre de trop d'hypothèses simplificatrices à savoir :

- le gonflement n'est supposé se développer que suivant la direction du rayon qui passe par le point p du cercle circonscrit à l'excavation,
 - le temps n'est pas pris en compte, il devient alors impossible de simuler le phasage des travaux, et on obtient le déplacement maximal après mobilisation de la totalité du gonflement.
- L'hypothèse souvent admise par l'essai Huder Amberg qui suppose d'égaliser la pression de gonflement σ_g à la contrainte verticale in situ, avant le creusement σ_{v0} elle même égale à la contrainte géostatistique est souvent remise en question sur des cas réels. En fait s'il n'y a pas de gonflement in situ, cela peut être pour les raisons suivantes :

- La contrainte in situ est supérieure à la pression de gonflement,
- La contrainte in situ est inférieure à la pression de gonflement mais l'apport d'eau est insuffisant pour permettre le développement du phénomène de gonflement.

Il faut noter enfin que la contrainte avant le creusement peut être très différente de la contrainte géostatistique et cela en considérant plusieurs facteurs tels que :

- L'histoire géologique du massif concerné (tectonique, altération,..).
- Faible profondeur.

3.2.1.2 Méthode de Grob généralisée

Cela revient à calculer le déplacement d'un point quelconque autour d'une excavation au lieu de mesurer le soulèvement d'un point situé sous le radier.

Les hypothèses simplificatrices sont :

- Le gonflement ne peut se développer que suivant la direction du rayon passant par le point P du cercle circonscrit à l'excavation (Figure3.2) dont on veut obtenir la convergence ;
- La valeur du gonflement est fonction seulement de la contrainte radiale σ_r ;
- La pression de gonflement σ_g est égale à la valeur de la contrainte radiale avant le creusement σ_r^0 .

Dans ce cas, la convergence du point p est :

$$Conv(p) = \int_{r_0}^{+\infty} 10^{-2} \cdot K \cdot \text{Log} \frac{\sigma_r}{\sigma_r^0} \cdot dr \quad (3.4)$$

Pour $r = r_0, \sigma_r = 0$ le calcul de $\text{Conv}(p)$ est impossible, dans ce cas il faut substituer σ_r par une contrainte très faible mais différente de zéro, soit $\sigma_m = 25kPa$.

Il est évident que cette méthode repose sur des hypothèses simplificatrices qui ne sont pas vérifiées en réalité ;

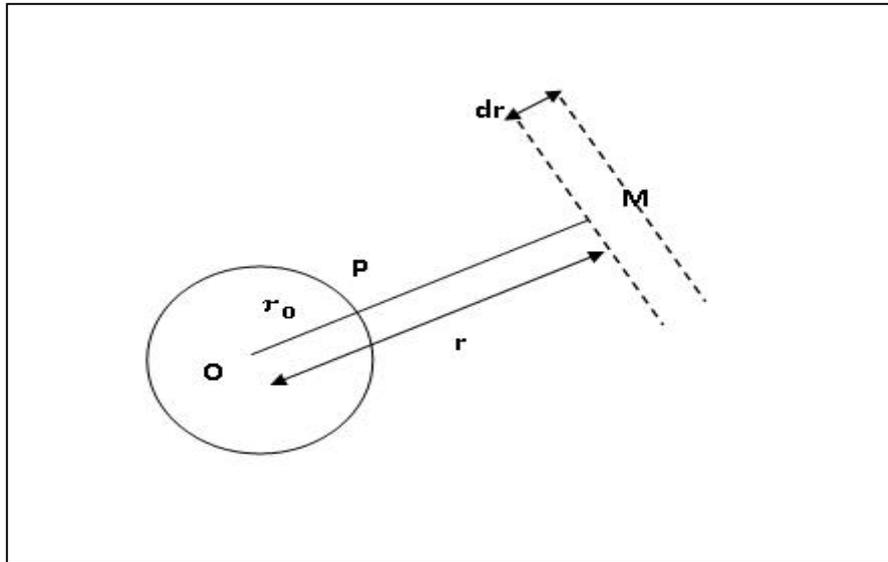


Figure3.2 : Calcul gonflement, méthode de Grob généralisée.

Quoi que la méthode de Grob généralisée souffre de trop d'hypothèses simplificatrices pour prédire réellement les déformations dues au gonflement et néglige le caractère tridimensionnel du gonflement ,elle permet une première approche du dimensionnement ou de renforcement d'ouvrages situés en terrain gonflant sous réserve d'un choix de pression de gonflement convenable basé surtout sur des mesures au laboratoire réalisés sur plusieurs échantillons entourant l'excavation .

3.2.1.3 Méthode tridimensionnelle de Einstein -Biscoff-Hofman

Cette méthode paraît être la première à avoir considéré le caractère tridimensionnel du gonflement mais l'aspect tridimensionnel ne concerne que le calcul des contraintes car les déplacements ne sont calculés que suivant un rayon, comme dans la méthode de Grob.

Le principe de base est issu de l'observation suivante qui s'appuie sur des essais effectués sur deux échantillons de même origine considérés comme absolument identiques:

- Le premier échantillon est placé dans un oedomètre, toute déformation radiale et latérale est empêchée et on mesure son expansion en gonflement libre.
- Le deuxième échantillon est hydraté hors d'un oedomètre, avec une déformation radiale permise et on mesure également son expansion en gonflement libre.

Les résultats montrent que la déformation verticale ε_v de l'échantillon 2 (4.2 %) est très nettement supérieure à celle de l'échantillon 1(2%).

Les auteurs aboutissent à:

" Le fait de réduire le gonflement dans une direction a pour effet de réduire également le gonflement dans les autres directions".

Une fois ce principe admis, il convient de ne pas suivre la contrainte axiale, mais la contrainte moyenne (dans l'oedomètre).

Partant de l'essai Huder Amberg, les auteurs considèrent l'évolution de la contrainte moyenne et la déformation axiale pendant l'essai de gonflement et distinguent deux zones (Figure 3.3).

- Un premier domaine de "gonflement initial", qui s'étend à tout le massif, caractérisé par un gonflement faible (de l'ordre de déformation élastique), car la contrainte moyenne est supérieure au seuil de gonflement.

Dans ce domaine vont apparaître des contraintes de confinement naturelles qui maintiennent les déplacements dus aux gonflements à une valeur inférieure ou égale aux déplacements provoqués par le déchargement sans gonflement.

- Un deuxième domaine de "gonflement principal", où le gonflement est très important.

Dans ce domaine le confinement nécessaire pour arrêter le gonflement ne peut être exercé que par les contres pressions provoquées par le revêtement et qui s'oppose aux déplacements dus au gonflement.

Ce gonflement s'étend en voûte et surtout en radier dans le cas d'un profil plein cintre avec un radier plat.

Le calcul des déformations dues au gonflement se fait ensuite en découpant la zone de gonflement principal en fines tranches et en sommant les déformations de chaque tranche. Comme dans la méthode Grob, ce calcul nécessite la connaissance des contraintes in situ selon les trois directions principales, après le creusement du tunnel.

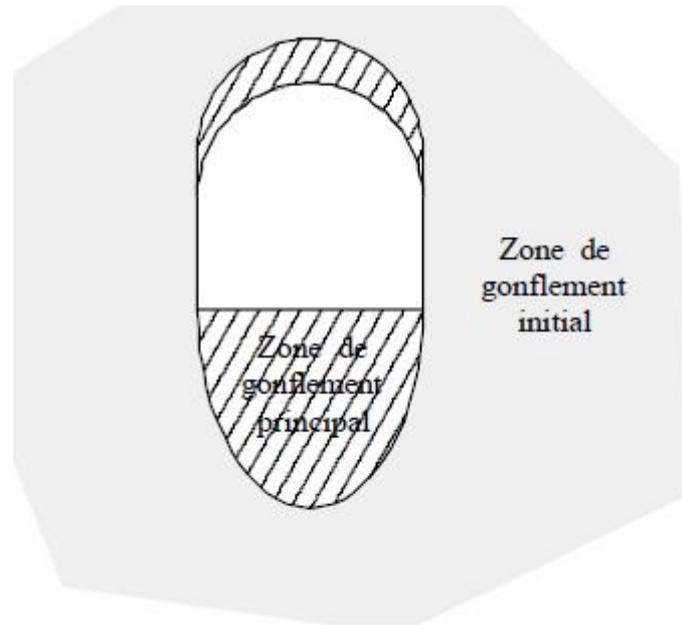


Figure 3.3 : Zones de gonflement d’après Einstein, Bischoff et Hofman (1976).

3.2.1.4 Méthode tridimensionnelle de Wittke

Cette méthode s’appuie sur la même hypothèse que celle de Einstein et al et qui se traduit par :
 c’est la contrainte moyenne qui commande le gonflement .

Mais il développe des calculs plus complets en introduisant le caractère tridimensionnel des déformations.

En utilisant l’équation de Huder Amberg

$$\varepsilon_v = -\frac{\Delta h}{h} = C_g \log \left(\frac{\sigma_v}{\sigma_g} \right) \tag{3.5}$$

Où :

ε_v : déformation verticale,

σ_v : contrainte verticale.

En posant $K_g = -C_g \log \sigma_g$

$$\varepsilon_v = k_g \left[1 - \frac{1}{\log \sigma_g} \log \sigma_v \right] \tag{3.6}$$

Moyennant certaines hypothèses simplificatrices, cette relation peut être généralisée à l’état tridimensionnel dans l’oedomètre :

La déformation volumique : $\varepsilon_{vol} = \varepsilon_{zz}$ puisque $\varepsilon_{xx} = \varepsilon_{yy} = 0$

La contrainte moyenne est :

$$p = \frac{\sigma_v + 2\sigma_h}{3} = \frac{1 + \nu}{1 - \nu} \left(\frac{\sigma_v}{3} \right) \tag{3.7}$$

Avec:

$$\sigma_h = \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_v$$

En supposant que le coefficient de poisson reste constant, le passage de l'oedomètre à l'état tridimensionnel in situ se fait de la manière suivante :

$$\varepsilon_v = \varepsilon_{zz} = \varepsilon_{vol} \quad ; \quad \sigma_v = \frac{1-\nu}{1+\nu} 3p \quad ; \quad \sigma_g = \sigma_{v0} = \frac{1-\nu}{1+\nu} 3p_g$$

$P_g = P_0$ La contrainte moyenne de la contrainte primaire avant le creusement.

La généralisation de la relation Huder Amberg :

$$\varepsilon_{vol} = k_g \left[1 - \frac{1}{\log \sigma_g} \log \left(\frac{1-\nu}{1+\nu} 3p \right) \right] \quad (3.8)$$

Cette équation a été utilisée dans un code de calcul numérique utilisant les éléments finis.

En comparaison des déplacements mesurés in situ, cette méthode a donné des résultats satisfaisants concernant l'étude du métro de Stuttgart.

3.2.1.5 Méthode de Froehlich (1989)

Il s'est basé sur des essais de gonflement non confinés latéralement réalisés sur des roches argileuses et sur le modèle de Huder Amberg pour mettre en évidence une forte anisotropie du gonflement.

Ces observations ont révélé que le gonflement varie clairement avec la direction relative par rapport aux couches : il révèle une tendance très prononcée à se propager perpendiculairement à la stratification

Le rapport de la déformation normale aux couches à la déformation parallèle aux couches peut atteindre la valeur de 10.

En se basant sur des essais mettant en évidence le caractère fortement anisotrope du gonflement, Froehlich (1989) a utilisé un modèle simplifié de comportement linéaire élastique isotrope, complété pour prendre en compte un gonflement purement normal à la stratification :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1+\nu}{E} \Delta \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \Delta \sigma_{kk} \delta_{ij} + \beta_g n_i n_j f(\sigma_n) \quad (3.9)$$

Avec:

$$f(\sigma) = \begin{cases} \ln \frac{\sigma_n}{\sigma_g} & \text{si } \sigma_n \leq \sigma_g \\ 0 & \text{si } \sigma_n \geq \sigma_g \end{cases}$$

et $\sigma_n = \sigma_{ij} n_i n_j$ désigne la contrainte normale à la stratification, \underline{n} est le vecteur normal à la stratification, E est le module de Young et ν le coefficient de poisson.

σ_g : pression de gonflement,

β_g : paramètre de gonflement.

Par la suite cette loi de comportement a été implantée dans un programme de calculs par éléments finis en employant la méthode de résolution des déformations initiales.

3.2.2 Modèles hydromécaniques

Les modèles hydromécaniques considèrent directement l'action de l'eau, et par conséquent présentent une approche plus réaliste du phénomène de gonflement.

Pour un matériau poreux saturé par un fluide, la réponse mécanique est caractérisée par des processus de déformations, et de diffusion qui dépendent du changement du volume relatif au matériau, ce changement décrit une augmentation de volume pour le gonflement et une diminution de volume pour une consolidation.

3.2.2.1 Modèle d'Anagnostou (1993)

Anagnostou(1993) a remarqué que toutes les méthodes de calcul basées uniquement sur la loi de comportement (sans notion de temps) donnaient des résultats peu réalistes car elles prédisaient un gonflement significatif en radier mais aussi en clé de voûte, ce qui est contraire aux observations réalisées in situ.

Pour améliorer ces approches, il a proposé un modèle hydromécanique couplé, dans lequel on considère des conditions aux limites hydrauliques différentes pour le radier (par exemple, eau libre) et pour la clé de voûte (par exemple, paroi imperméable).

C'est cette asymétrie des conditions aux limites hydrauliques qui permet d'envisager la possibilité de modéliser un soulèvement du radier sans constater de déplacement en clé de voûte.

a-Description de la loi de comportement

Le terrain gonflant est modélisé comme un matériau élastique avec un critère de rupture de *Mohr-Coulomb*. Les essais en laboratoire révèlent une forte anisotropie du gonflement, ce qui n'a pas été oublié dans cette approche.

Compte tenu du caractère réversible du gonflement, le comportement élastique doit inclure la relation logarithmique entre déformation et contrainte, et l'anisotropie de gonflement. En ajoutant la loi élastique de Hooke, la loi élastique de gonflement s'écrit alors :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1 + \nu}{E} \Delta \sigma'_{ij} - \frac{\nu}{E} (\Delta \sigma'_{kk}) \delta_{ij} + \beta_{ij} B_g \ln \left[\frac{\beta_{ij} \sigma'_{ij}}{\beta_{ij} \sigma'_{ij0}} \right] \quad (3.10)$$

Avec:

$$\beta_{ij} = \frac{1-\beta}{3} \delta_{ij} + \beta n_i n_j$$

Dans cette équation :

E : module de Young,

ν : coefficient de poisson,

n_i : les composantes du vecteur normal au plan de stratification,

σ'_{ij} : tenseur des contraintes effectives,

σ'_{ij0} : tenseur des contraintes effectives initiales,

B_g : indice de gonflement,

$\tilde{\alpha}$: paramètre d'anisotropie de gonflement.

Le paramètre de gonflement B_g est relié directement à la déformation volumique. Dans le cas où $B_g = 0$ (c'est à dire en l'absence de gonflement), l'équation décrit un matériau élastique linéaire isotrope.

Dans le cas extrême d'un gonflement isotrope ($\tilde{\alpha} = 0$), la déformation volumique est reliée linéairement au logarithme de la pression moyenne (droite de pente B_g). Dans l'autre cas extrême d'une anisotropie fortement marquée ($\tilde{\alpha} = 1$), la déformation de gonflement ne se produit que dans la direction perpendiculaire à la stratification et elle varie en fonction de la contrainte normale correspondante.

L'action de l'eau dans le massif rocheux fracturé obéit à la loi de Darcy:

$$q = -k \text{grad } h \quad (3.11)$$

Le cas étudié concerne un tunnel profond dont la couverture est de 100 mètres, de forme circulaire et non revêtu dans une roche gonflante homogène.

On suppose que les strates rocheuses sont horizontales. L'état de contraintes initiales est géostatique.

Le matériau présente une anisotropie de gonflement marquée, ce qui veut dire que le gonflement ne se produit que perpendiculairement au plan de stratification.

a- Pression de gonflement

Anagnostou (1993) a montré que la pression interstitielle initiale in situ μ_0 est reliée à la pression de gonflement σ_g calculée à partir d'un essai à volume constant et à la contrainte verticale totale initiale in situ σ_v^0 .

La relation suivante issue d'une étude paramétrique peut être considérée comme une relation convenable des applications pratiques :

$$\sigma_g = \sigma_{v0} + \mu_0 \quad (3.12)$$

b- Conditions aux limites

Généralement dans les tunnels, l'eau s'infiltre seulement au niveau du radier, alors que les piédroits et la clé de voûte restent secs.

Ainsi, Anagnostou (1993) a proposé de:

- Modéliser la présence de l'eau libre en radier par une pression interstitielle atmosphérique,
- Modéliser les conditions aux limites en clé de voûte et en piédroits selon deux cas et qui sont:

Conditions aux limites 1: aucun flux sur les bords supérieurs de l'excavation,

Conditions aux limites 2: évaporation au niveau des bords supérieurs de l'excavation.

En admettant l'arrivée de l'eau dans le terrain au niveau du radier, le modèle d'Anagnostou a considéré l'influence des paramètres et des conditions aux limites sur l'interaction entre l'eau et le terrain.

Dans le cas d'un tunnel non revêtu étanche, le modèle fournit que les déplacements significatifs se développent sous le radier et en clé de voûte mais de manière décalée.

Le soulèvement du radier précède l'affaissement de la voûte.

Pour un tunnel non revêtu le modèle donne des convergences de la voûte négligeables par rapport à celles du radier.

3.2.2.2 Modèle basé sur une loi de comportement élastoplastique dans le code de calcul CESAR-LCPC

Le but du travail est de réaliser un modèle validé par les essais au laboratoire et in situ.

Une formulation tridimensionnelle du gonflement est mise au point puis implémentée dans un logiciel CESAR-LCPC qui représente l'un des principaux codes de calcul par éléments finis de référence en génie civil Bultel(2001).

La pression de gonflement est celle définie par Huder et Amberg (1970) qui induit une relation entre la déformation et le logarithme de contrainte à l'aide de l'indice de gonflement B_g ou C_g .

La définition de la pression de gonflement proposée par Huder et Amberg σ_g suppose un seuil de gonflement à partir duquel le gonflement se développe.

Deux approches complémentaires ont été réalisées pour modéliser les effets du gonflement:

- Une approche analytique qui s'appuie sur la méthode convergence confinement.
- Une approche numérique pour raffiner le calcul analytique.

La formulation de la loi est inspirée du modèle d'Anagnostou (1993) avec l'introduction d'un facteur d'anisotropie .

$$\underline{\underline{\varepsilon}}^{el} = \underline{\underline{\varepsilon}}^H + \underline{\underline{\varepsilon}}^g \tag{3.13}$$

Avec

- $\underline{\underline{\varepsilon}}^H = \frac{1+\nu}{E} \Delta \underline{\underline{\sigma}} - \frac{\nu}{E} \left(\Delta tr(\underline{\underline{\sigma}}) \right) \underline{\underline{1}}$
- $\underline{\underline{\varepsilon}}^g = \begin{cases} B_g \underline{\underline{\beta}} \ln \left(\frac{\underline{\underline{\beta}} : \underline{\underline{\sigma}}}{\underline{\underline{\beta}} : \underline{\underline{\sigma}}^0} \right) = C_g \underline{\underline{\beta}} \log \left[\frac{\underline{\underline{\beta}} : \underline{\underline{\sigma}}}{\underline{\underline{\beta}} : \underline{\underline{\sigma}}^0} \right] & \text{si } \underline{\underline{\beta}} : \underline{\underline{\sigma}}^0 > \underline{\underline{\beta}} : \underline{\underline{\sigma}}^g \\ 0 & \text{si } \underline{\underline{\beta}} : \underline{\underline{\sigma}}^0 \leq \underline{\underline{\beta}} : \underline{\underline{\sigma}}^g \end{cases}$

et $\underline{\underline{s}} = \frac{1-s}{3} \underline{\underline{1}} + s \underline{\underline{n}} \otimes \underline{\underline{n}}$

$\underline{\underline{\dagger}}$: tenseur des contraintes totales,

$\underline{\underline{\dagger}}'$: tenseur des contraintes initiales,

$\underline{\underline{v}}^{el}$: désigne le tenseur des déformations élastiques,

$\underline{\underline{v}}^H$: tenseur des déformations élastiques de Hooke,

$\underline{\underline{v}}^g$: tenseur des déformations de gonflement

ν : coefficient de Poisson,

E : module de Young,

B_g : ou (C_g) l'indice de gonflement,

s : facteur d'anisotropie de gonflement,

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

Si les contraintes appliquées sont inférieures à un certain seuil, le gonflement se produit et on parle alors de comportement gonflant ou de loi de gonflement ($\varepsilon^{el} = \varepsilon^H + \varepsilon^g$).

Dans le cas contraire, le phénomène ne se développe pas et on parle uniquement de la loi élastique ($\varepsilon^{el} = \varepsilon^H$)

Deux cas extrêmes d'anisotropie sont représentés par les valeurs 0 et 1 du paramètre s :

Cas1: $s = 0$

Cette hypothèse concerne un matériau sans stratification apparente et ne présentant pas de directions privilégiées pour le gonflement ;

La déformation de gonflement est isotrope et égale à :

$$\varepsilon^g = \frac{B_g}{3} \ln \left(\frac{\sigma_n + 2\sigma_p}{3\sigma_g} \right) \quad (3.14)$$

Cas 2: $s = 1$

Cette hypothèse traduira une anisotropie fortement marquée; c'est à dire que la déformation de gonflement est seulement normale au plan de stratification.

($S_p = 0$).

Présentation générale du modèle

Le modèle bidimensionnel est représenté par un échantillon de 1mètre de coté et de hauteur, il est soumis initialement à un état géostatique caractérisé par un coefficient de pression des terres au repos K_0 .

L'état initial est caractérisé expérimentalement par une pression P_0 , en haut de l'échantillon ($z=1$), ce qui équivaut le poids des couches de terrain situé au-dessus de l'échantillon in situ (couverture).

On suppose que $[P_0 \gg \gamma(1 - z)]$; c'est à dire que P_0 est suffisamment plus grand que $\gamma(1 - z)$ pour considérer que le tunnel est profond.

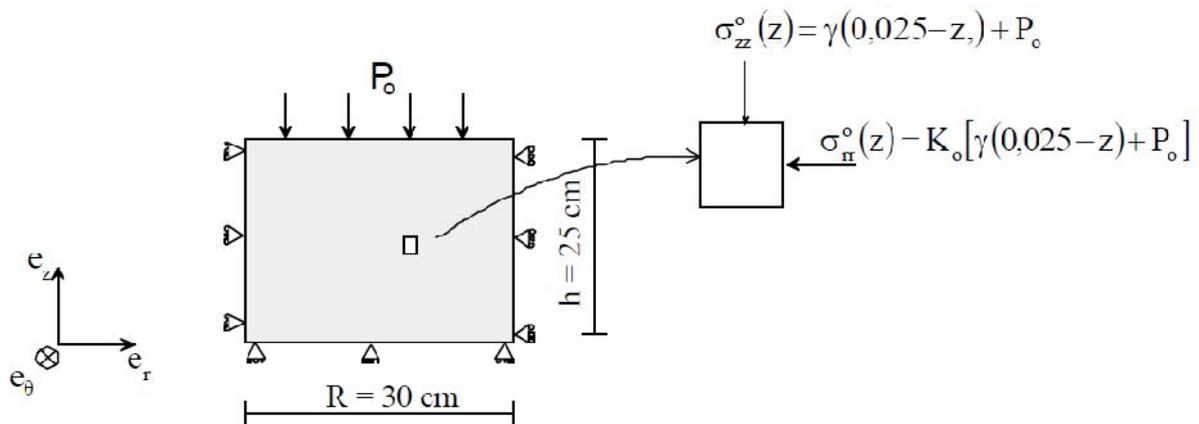


Figure 3.4 : description du modèle, des conditions aux limites et de l'état de contraintes initial Bultel(2001).

On suppose que le matériau a un comportement élastoplastique. E et ϵ les paramètres élastiques et c et ξ les paramètres plastiques.

Le travail a consisté à définir une loi tridimensionnelle anisotrope de gonflement basée sur la loi expérimentale de Huder Amberg (caractérisée par trois paramètres et qui sont pression de gonflement σ_g qui représente le seuil au dessus duquel le gonflement peut se produire, un indice de gonflement C_g (ou B_g) qui permet de quantifier la déformation de gonflement suite

à la réduction de contraintes appliquées et un paramètre d'anisotropie S relié à la stratification.

Le gonflement est supposé réversible et a été intégré dans une loi élastoplastique, avec le critère de rupture Mohr-Coulomb.

Le modèle a été appliqué à deux situations, dont la première concernait un échantillon soumis à un essai et la seconde concernait un ouvrage instrumenté affecté par le gonflement sous le radier (tube Nord du tunnel de Chamoise).

L'étude numérique a montré que la loi élasto plastique de gonflement proposée permettait de bien rendre compte des comportements observés expérimentalement et in situ.

3.2.3 Modèles dépendants du temps

Dakshanamurthy (1978), Sridharan et al (1986) ont montré que du gonflement peut être approché par une relation hyperbolique de la forme :

$$\varepsilon_v = \frac{t}{a + bt} \quad (3.15)$$

Où :

ε_v : déformation verticale,

t : le temps,

a et b : deux constantes.

Vayssade (1987) a établi la relation

$$v = G \frac{t}{B + t} \quad (3.16)$$

Où :

G : taux de gonflement final, obtenu pour un temps infini,

B : le temps de demi-gonflement (par rapport au gonflement final),

Cette relation peut s'écrire aussi :

$$\frac{t}{v} = \frac{1}{G} t + \frac{B}{G} \quad (3.17)$$

Ce qui correspond à une droite dans le système $(t, t/\varepsilon_v)$.

Les paramètres G et B peuvent être déterminés graphiquement et correspondent à l'inverse de la pente et au produit de G par l'ordonnée à l'origine.

Le temps est exprimé en minutes, la déformation en pourcent, le G en pourcent et le B en minutes.

3.3 CONCLUSION

Dans le but de dimensionner un tunnel en terrain gonflant, basées sur la loi de gonflement proposée par Huder et Amberg (1970), la majorité des méthodes ont utilisé la formulation unidimensionnelle de Huder et Amberg pour considérer le comportement tridimensionnel et l'anisotropie de gonflement.

La méthode de Grob généralisée représente une première approche à base de calcul permettant de déterminer la déformation où la contrainte maximale développée par un terrain gonflant. Mais la mise en œuvre de cette méthode nécessite de connaître les caractéristiques du gonflement dans la direction selon laquelle est effectué le calcul, traduite par une seule direction importante pour une construction civile en surface, et plusieurs directions importantes pour considérer la convergence des parois d'un tunnel.

La méthode d'Einstein-Bishoff-Hofman rapidement complétée par la méthode Wittke a donné une approche tridimensionnelle du problème de gonflement.

La loi employée par Bultel (2001) a adapté le caractère tridimensionnel et l'anisotropie du gonflement.

Quoi que l'influence du temps soit négligée, ces méthodes simplifiées permettent d'obtenir une caractérisation réaliste du phénomène de gonflement à long terme, après la stabilisation des écoulements hydrauliques.

Une étude détaillée et rigoureuse au laboratoire doit être envisagée pour développer des modèles de comportement des milieux continus qui soient réellement représentatifs pour que les outils de modélisation qui les intègrent soient suffisamment représentatifs.

CHAPITRE 4
PARTIE EXPERIMENTALE

4.1 INTRODUCTION

Ce chapitre est consacré à l'étude expérimentale des marnes du tunnel d'Arbus visant deux objectifs :

- Le premier permet la caractérisation expérimentale des marnes du tunnel d'Arbus vis-à-vis du phénomène de gonflement.

La majorité des essais de gonflement adaptés par les comités internationaux AFNOR (Association Française de Normalisation), ISRM (International Society of Rock Mechanics) sont basés sur des essais oedométriques.

Ces essais ont pour buts de déterminer deux grandeurs capitales et qui sont le potentiel de gonflement et la pression de gonflement. Elles sont répertoriées en plusieurs méthodes telles que méthode de gonflement en parallèle, méthode de gonflement empêché, méthode de gonflement sous différentes charges,...

- Le deuxième objectif vise à soumettre des échantillons des marnes du tunnel d'Arbus à des essais de fluage.

L'essai de fluage réalisé permet de déterminer la déformation induite au cours du temps sous une contrainte imposée.

Une fois l'essai de fluage terminé, on procède à l'hydratation puis au déchargement progressif des éprouvettes, selon un ordre décroissant de contraintes.

Ce qui traduit des essais de fluage suivi par des essais de gonflement.

4.2 PROGRAMME EXPERIMENTAL

Un programme expérimental, comprenant des essais de fluage et des essais de gonflement a été mis au point au Laboratoire de Mécanique des Roches (LMR) à l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL).

Différents dispositifs sont utilisés :

- La cellule de mesure des déformations libres,
- La cellule de mesure de la pression de gonflement,
- La cellule oedométrique.

Ce programme comprend les deux séries suivantes :

4.2.1 Première série des essais: Elle comprend les essais

- De gonflement libre,
- Gonflement empêché,
- Huder Amberg,
- Mesure du poids volumique des grains solides.

Essai de gonflement libre : cet essai consiste à mesurer la déformation axiale et radiale d'un échantillon pendant son immersion dans l'eau.

Essai de gonflement empêché : cet essai consiste à déterminer la pression nécessaire pour maintenir à volume constant l'échantillon lorsqu'il est immergé d'eau. On mesure en fonction du temps la variation de la pression et de la déformation axiale ; de petites déformations de gonflement sont compensées par un accroissement de la pression appliquée sur l'échantillon. La pression pour laquelle aucun gonflement n'est noté est nommée pression de gonflement.

Essai Huder Amberg : l'étude quantitative du phénomène de gonflement a débuté réellement en 1970 avec l'apparition de la communication de Huder Amberg présentant la méthode de mesure de gonflement du même nom d'ailleurs.

L'échantillon est soumis à cycle de charge, décharge, recharge à sec avec la teneur de réception pour éliminer les effets de remaniements. L'échantillon est ensuite mis en eau sous une contrainte maximale puis déchargé par paliers.

A chaque palier, la contrainte est maintenue constante jusqu'à la stabilisation du gonflement.

La courbe de gonflement correspond à la somme de la déformation instantanée de la matrice liée à la diminution de la charge axiale et à celle liée au gonflement due à l'adsorption de l'eau par les minéraux argileux.

La différence entre la courbe de gonflement et la courbe de déformation instantanée sous eau donne le potentiel de gonflement.

4.2.2 Deuxième série des essais : Elle comprend des essais de fluage –gonflement.

On réalise des essais de fluage sur des éprouvettes en parallèles sur un même matériau jusqu'à la stabilisation de la déformation ensuite on procède à l'hydratation puis au déchargement de l'échantillon ce qui induit le gonflement.

Ces essais consistent à réaliser deux types d'essais selon le mode de chargement:

- Essais de fluage sous un seul palier de charge nommé (fluage mono-palier): on applique à chaque éprouvette un seul palier de chargement pour le fluage après la stabilisation de la déformation on procède à l'hydratation puis au déchargement progressif par palier induisant ainsi le phénomène de gonflement(le déchargement est réalisé sous plusieurs paliers).

- Essais de fluage sous des charges progressives par paliers nommé (fluage multi-paliers) : on applique à chaque éprouvette plusieurs paliers de chargement pour le fluage, une fois la déformation est stabilisée à chaque palier de chargement on incrémente la charge jusqu'à ce que le palier de chargement final du fluage soit atteint et la déformation stabilisée on procède alors à l'hydratation sous eau puis on réalise un déchargement progressif par palier induisant ainsi le phénomène de gonflement.

4.3 DISPOSITIFS EXPERIMENTAUX

Il existe un grand nombre de procédures d'essais de gonflement ; cette diversité traduit la complexité du phénomène analysé.

4.3.1 Cellule de mesure des déplacements libres

La cellule de mesure des déformations libres permet de mesurer le gonflement tridimensionnel anisotrope d'un échantillon libre de gonfler radialement et axialement alors que la cellule œdométrique sert à étudier le gonflement axial lorsque le gonflement radial est empêché.

Nous avons utilisé un dispositif expérimental (Figure 4.1) qui a pour but de mesurer en continu les déplacements axial et radial d'une éprouvette mise en contact avec de l'eau par saturation.

La variation de la hauteur est mesurée par un capteur de déplacement disposé au centre de la face supérieure de l'échantillon. Le capteur de déplacement est de type LVDT.

La variation du diamètre de l'éprouvette est mesurée au moyen d'un ruban pour déterminer la déformation radiale.

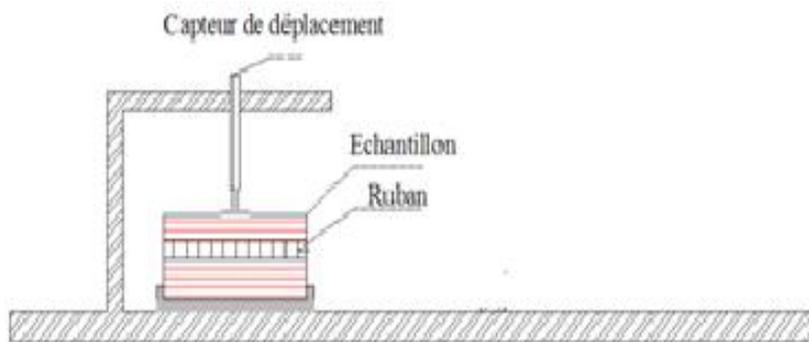


Figure 4.1 : Dispositif expérimental pour mesurer le gonflement libre.

4.3.2 Dispositif destiné à l'essai de gonflement empêché (mesure de la pression de gonflement)

Dans cette cellule on mesure la pression de gonflement axiale d'un échantillon empêché de gonfler axialement et radialement (Figure 4.2).

Le dispositif est composé d'une bague métallique indéformable de diamètre connu et d'un piston axial fixe interdisant le gonflement axial. La pression de gonflement est mesurée par l'intermédiaire de l'augmentation de la contrainte.

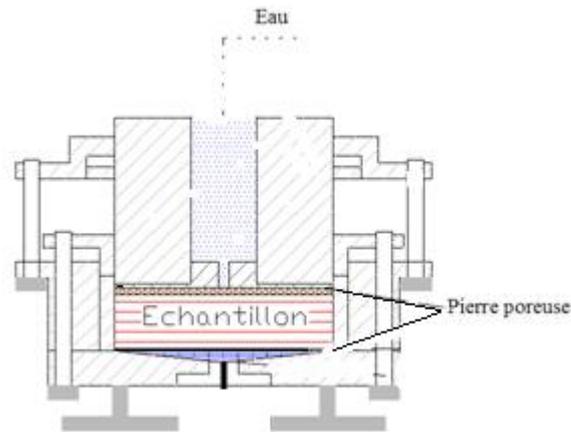


Figure 4.2 : Dispositif expérimental permettant de mesurer la pression de gonflement axiale.

4.3.3 Cellule œdométrique

Introduit en 1923 par K. Terzagui, la cellule œdométrique est utilisée pour déterminer la déformation de fluage en fonction du temps sous une charge appliquée.

Cette cellule est composée d'un anneau métallique de forte rigidité permettant d'accueillir un échantillon de diamètre, et de hauteur connus.

C'est un appareil qui mesure et détermine les paramètres de consolidation des sols et leurs caractéristiques de gonflement.

La cellule œdométrique permet aussi de déterminer, en fonction de la contrainte axiale appliquée, le gonflement axial d'un échantillon empêché de gonfler radialement.

L'œdomètre est utilisé pour mesurer les paramètres de gonflement (potentiel de gonflement et pression de gonflement) selon différents essais : gonflement libre, gonflement empêché, et essai Huder Amberg.

On a utilisé l'œdomètre comme suit :

- **Pour la première série des essais** : plusieurs œdomètres sont utilisés en parallèles pour réaliser l'essai Huder Amberg.
- **Pour la deuxième série des essais** : plusieurs œdomètres sont utilisés en parallèles pour réaliser des essais de fluage et de gonflement Merah et al(2010).

Durant toute la période des essais de fluage nous avons veillé à protéger les échantillons en enveloppant la partie supérieure des œdomètres avec une matière plastique pour maintenir les échantillons dans leurs conditions in situ et éviter les échanges hydriques.

Pour tous les essais de fluage et de gonflement on a contrôlé la température ambiante dans le but d'obtenir des essais dans des conditions identiques.

Une fois l'essai de fluage terminé, les échantillons sont hydratés puis déchargés progressivement, permettant ainsi le gonflement.

La réception et l'enregistrement des données se fait par un système élaboré au LMR (easydo) sous forme texte renfermant 2 colonnes, la première concerne l'enregistrement du temps en minutes et la seconde le déplacement en microns.



Figure4.3 : Représentation du système d'acquisition des données. Laboratoire de Mécanique des Roches, EPFL, 2007-2008.

Exemple de résultats fournis suite à un essai à l'oedomètre.

R0587

AR321L

C 00001.000 00000.0

M 00000.010 00000.0

M 00000.251 00002.0

M 00001.002 00006.0

M 00002.253 00010.9

M 00004.002 00016.9

M 00006.251 00025.8

M 00009.002 00035.7

M 00012.253 00044.7

M 00016.001 00053.6

M 00020.252 00063.6

M 00060.002 00126.1

M 00120.002 00184.7

M 00240.001 00241.3

M 00480.001 00281.0

M 00720.001 00293.9

M 01440.001 00310.8

M 02160.000 00323.7

M 02880.000 00328.7

M 03600.002 00336.6

M 04320.002 00339.6

M 05040.003 00342.6

M 05760.002 00344.6

M 06480.001 00346.6

M 07200.001 00347.6

M 07920.000 00351.5

M 08640.002 00351.5

M 09360.002 00355.5

M 10080.002 00354.5

M 10253.093 00355.5

T 00000.000 00000.0

4.4 ROCHE TESTEE

Le projet de tunnel d'Arbus est localisé dans les Pyrénées-Atlantiques, à environ 15 km au Nord-Ouest de Pau, et s'inscrit dans le cadre de la liaison autoroutière Pau-Oloron. Le tracé avait été retenu au moment de l'étude du projet du fait de son faible impact environnemental, lié notamment à la possibilité de passage en souterrain. Le tunnel en lui-même se trouve ainsi situé dans une zone de collines molassiques appartenant au piémont pyrénéen.

Les études géotechniques d'avant-projet, pilotées par le Centre des Etudes des Tunnels (C.E.Tu), se sont principalement fondées, outre la reconnaissance géologique initiale, sur les informations tirées de deux campagnes de sondages carottés (sondages AR1 à AR4 puis sondages AR5 à AR6). Celles-ci ont permis d'effectuer un certain nombre de reconnaissances géophysiques et de bénéficier, pour les essais de laboratoire, d'échantillons de qualité, paraffinés et stockés sous gaine étanche pour limiter les échanges hydriques.

Il s'agit d'une marne tendre argileuse à silto-sableuse dont les caractéristiques sont résumées dans le Tableau 4.1.

Les échantillons employés proviennent de carottes extraites avec un soin considérable, bien paraffinées et enveloppées.

Dès la réception les échantillons ont été conservés dans une chambre humide avec contrôle des conditions de température et d'hygrométrie.

N° forage	Nom du forage	Profondeur (m)	Diamètre (cm)
1	AR4-06	11.20 – 12.20	80
2	AR4-06	19.32 – 20.20	80
3	AR1-06	48.15 – 49.05	80
7	AR1-06	90.68 – 91.63	60
9	AR4-06	54.47 – 55.45	60
11	AR3	64.73 – 65.70	60
12	AR4-06	57.34 – 58.32	60
13	AR1-06	96.47 – 97.43	60
21	AR3	74.43 – 75.41	60
22	AR3	75.42 – 76.39	60

Tableau 4.1 : Caractéristiques des matériaux du tunnel d'Arbus France.

4.4.1 Identification physique

De manière systématique, chaque échantillon est soumis à une série de mesure permettant de déterminer ses caractéristiques physiques (poids volumique, teneur en eau initiale, teneur en eau finale et degré de saturation).

On a utilisé les formules suivantes :

teneur en eau

$$w = \frac{w_w}{w_s} \quad (4.1)$$

Systématiquement pour chaque essai on aura :

Une teneur en eau initiale w_{ini} (au début de l'essai).

Une teneur en eau finale w_{fin} (à la fin de l'essai).

poids volumique de la roche sèche

$$\gamma_d = \frac{100\gamma}{100 + w_{ini}} \quad (4.2)$$

Avec :

γ : poids volumique apparent,

w_w : masse d'eau contenue dans l'échantillon,

w_s : masse de l'échantillon sec,

γ_w : poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 9.81 kN/m^3$),

γ_s : poids volumique des grains solides,

γ_d : poids volumique de la roche sèche.

4.5 RESULTATS DES ESSAIS DE LA PREMIERE SERIE DES ESSAIS

Pour tous les essais réalisés de la première série des essais destinés au gonflement et de la deuxième série des essais destinés au fluage - gonflement, on a opté pour un critère de stabilisation de déplacement fixé au Laboratoire de Mécanique des Roches à $2/12 \mu m/h$.

4.5.1 Gonflement libre

Les essais de la première série sont nommés par le nom du forage (Tableau 4.1) suivi par le numéro du forage.

Cet essai est réalisé selon la norme SN 670 356 et LMS+R ER.420.

Il consiste à peser l'échantillon, le placer dans le dispositif, l'hydrater et à le laisser gonfler librement. Le déplacement est enregistré en fonction du temps.

On mesure le déplacement axial au moyen d'un capteur de déplacement et le déplacement radial au moyen d'un ruban.

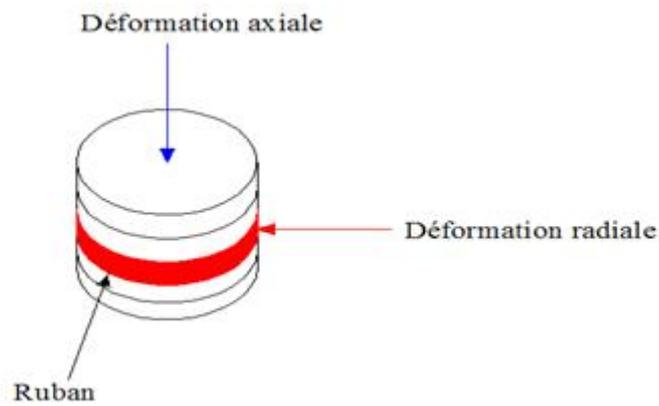


Figure 4.4 : Présentation du gonflement axial et radial.

Une fois le déplacement est stabilisé on arrête l'essai et on procède à la pesée de l'échantillon. La pesée au début de l'essai permet de calculer la teneur en eau initiale W_{ini} et la pesée à la fin de l'essai permet de calculer la teneur en eau finale W_{fin} .

L'essai de gonflement libre a été réalisé sur trois échantillons et dont les caractéristiques sont répertoriés dans le Tableau 4.2.

Échantillon	Diamètre (mm)	Hauteur (mm)	Profondeur (m)
AR3-21	59.90	20.23	74.49 -74.51
AR3-22	59.98	22.20	76.37 – 76.35
AR4-06-1	59.88	20.94	11.26 – 11.28

Tableau 4.2 : Caractéristiques des matériaux soumis au gonflement libre.

Les résultats de l'essai de gonflement des trois échantillons sont représentés comme suit :

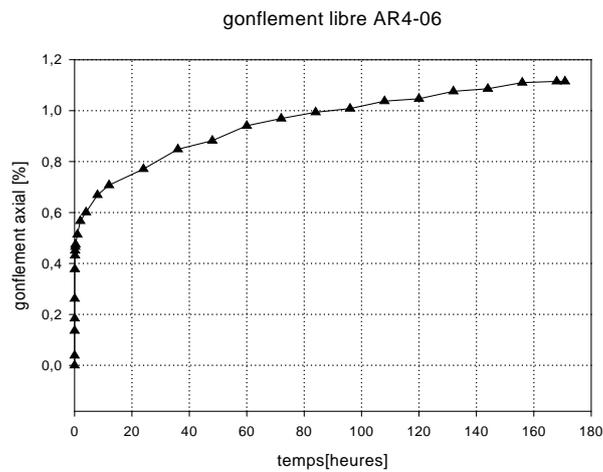
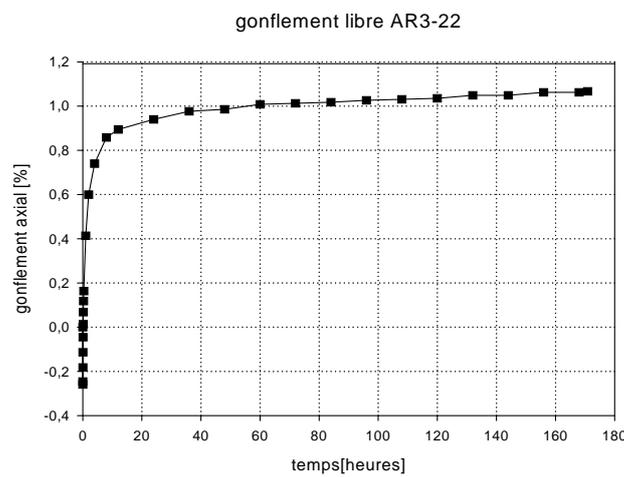
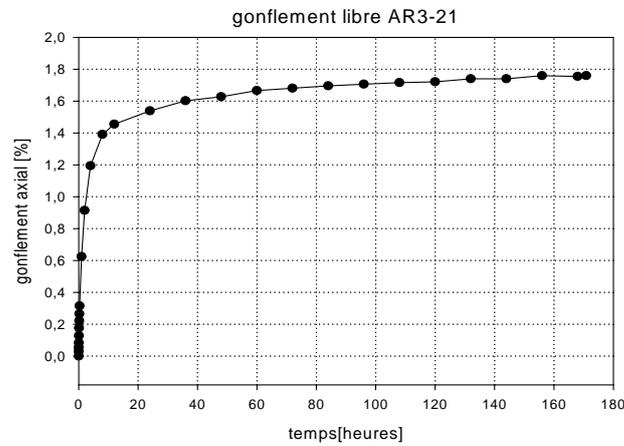


Figure 4.5 : Variation de la déformation axiale en fonction du temps. Essai de gonflement libre éch AR3-21 AR3-22, et AR4-06(Tunnel Arbus).

4.5.2 Gonflement empêché

Le principe de cette méthode est d'humidifier une éprouvette tout en maintenant son volume constant. L'essai est poursuivi jusqu'à ce que l'échantillon ne présente plus de tendance de gonflement. La pression nécessaire pour maintenir le volume constant est la pression de gonflement.

Le mécanisme de gonflement à volume constant modifie et réorganise la structure interne des minéraux argileux, l'éprouvette conserve son énergie potentielle et l'eau trouve accès aux micro-vides internes.

Selon Mrad (2005), d'un point de vue pratique, il existe deux méthodes expérimentales :

- **Déformations totalement empêchées** : l'essai consiste à bloquer totalement le piston durant la saturation contre un capteur de force qui permet de lire directement la pression de gonflement développée par l'échantillon pour un volume rigoureusement constant.
- **Chargement suite à une faible déformation** : une contrainte initiale égale à la contrainte estimée in situ ou à la pression de gonflement est appliquée. La lecture initiale est effectuée après 5 minutes puis l'éprouvette est hydratée ; la tendance de l'échantillon à gonfler est neutralisée par l'application d'une charge croissante dès que le déplacement du comparateur atteint 1/100 mm ; la valeur de la charge lorsque l'échantillon est stabilisé est la pression de gonflement.

Il faut noter que la pression de gonflement induite lors de l'hydratation à gonflement empêché dépend étroitement de l'état de contraintes initial avant l'hydratation.

On a réalisé l'essai de gonflement empêché sur trois échantillons nommés AR3-21, AR3-22, et AR4-06 (Tableau 4.4) selon la norme SN 670 356 et LMS+R ER.430.

Les échantillons sont pesés et placés dans le dispositif où ils sont hydratés.

De petites augmentations de gonflement sont compensées par un accroissement de la pression appliquée sur l'échantillon.

La pression pour laquelle plus aucun gonflement n'est observé est appelée pression de gonflement.

Les échantillons soumis à l'essai de gonflement empêché et ont les caractéristiques représentés sur le Tableau 4.3.

Échantillon	Diamètre (mm)	Hauteur (mm)	Profondeur (m)
AR3-21	60.01	15.04	74.47 – 74.49
AR3-22	59.96	14.93	76.39 – 76.37
AR4-06-1	60.07	14.97	11.22 – 11.24

Tableau4.3 : Caractéristiques des échantillons soumis au gonflement empêché.

A partir de cet essai il est possible de déterminer la pression de gonflement. Les résultats obtenus sont représentés sur les graphiques suivants :

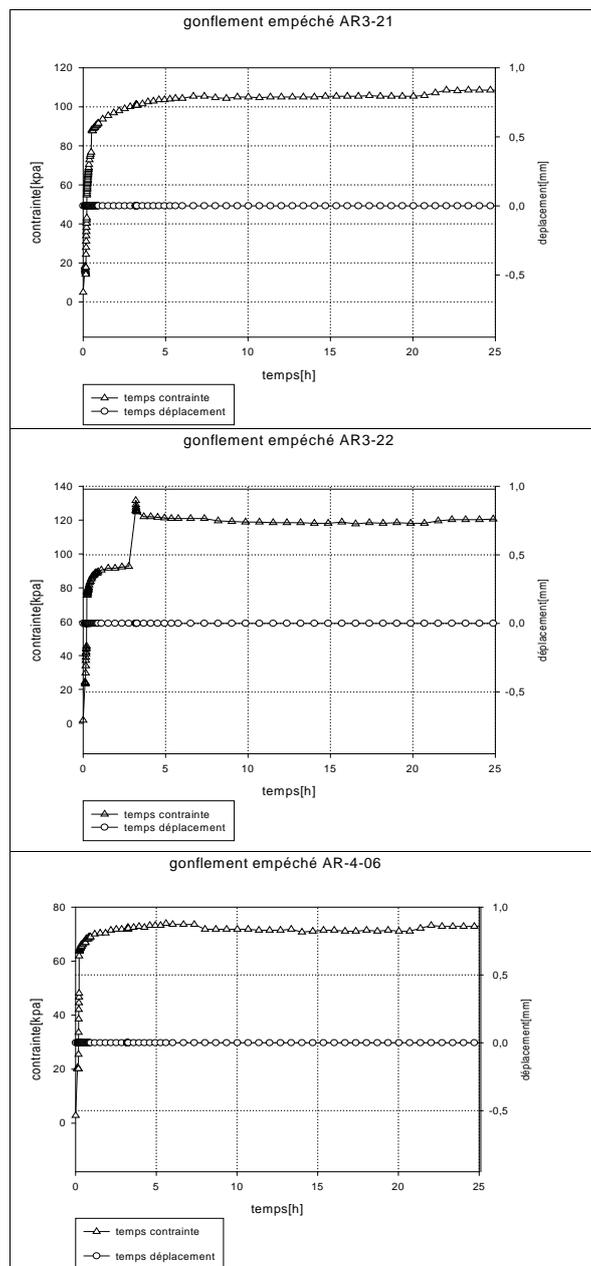


Figure 4.6 : Représentation graphique des essais de gonflement empêché des éch AR3-21, AR3-22, AR4-06-1(tunnel Arbus).

4.5.3 Essai Huder Amberg

Un échantillon de hauteur et de diamètre connus est placé dans une bague métallique rigide, entre 2 pierres poreuses.

Le déplacement axial est mesuré par un capteur de type LVDT de 10mm de course et une précision de 0.001mm.

Dans l'essai de type Huder Amberg l'échantillon est d'abord soumis à un cycle de charge, décharge et recharge à sec (teneur en eau de réception des échantillons).

L'échantillon est ensuite mis en eau à la contrainte maximum, puis déchargés par paliers pour les quels la contrainte est maintenue constante jusqu'à la stabilisation du gonflement (2 μ m/12heures).

La courbe de gonflement correspond à la somme des déformations dues à la fois à la déformation instantanée de la matrice liée à la diminution de la charge axiale, et à la celle du gonflement causé par l'adsorption d'eau par les minéraux testés.

Les deux paramètres de gonflement sont déterminés comme suit :

- **Potentiel de gonflement** : il correspond à la différence entre la courbe de gonflement et la courbe de déformation instantanée sous eau.
- **Pression de gonflement**: elle est déterminée graphiquement. On trace la ligne horizontale depuis la courbe de la déformation instantanée sous eau jusqu'à l'intersection avec la courbe de gonflement puis on prolonge ce point d'intersection jusqu'à l'axe des contraintes. Ce point correspond à la pression de gonflement.

Six échantillons sont soumis à l'essai Huder Amberg.

Les noms des échantillons sont représentés par le nom du forage (Tableau 4.1) suivi par le numéro de l'oedomètre au niveau du laboratoire LMR. Les caractéristiques des échantillons soumis à l'essai Huder Amberg sont représentées sur le Tableau 4.4.

Échantillon	Diamètre (mm)	Hauteur (mm)	Contrainte (kPa)
AR3-21-5	60.50	14.85	15-60-125-250-500
AR3-21-6	59.98	14.92	15-60-125-250-500-1000
AR3-21-7	60.43	14.57	15-60-125-250-500-1000-1500
AR4-6-1-8	60.03	14.94	15-60-125-250-500
AR4-6-1-9	60.01	15.06	15-60-125-250-500-1000
AR4-6-1-10	60.02	14.96	15-60-125-250-500-1000-1500

Tableau 4.4 : Caractéristiques des échantillons soumis à l'essai Huder Amberg.

A partir de cet essai il est possible de déterminer la pression de gonflement et le potentiel de gonflement. Les résultats sont représentés sur la figure suivante :

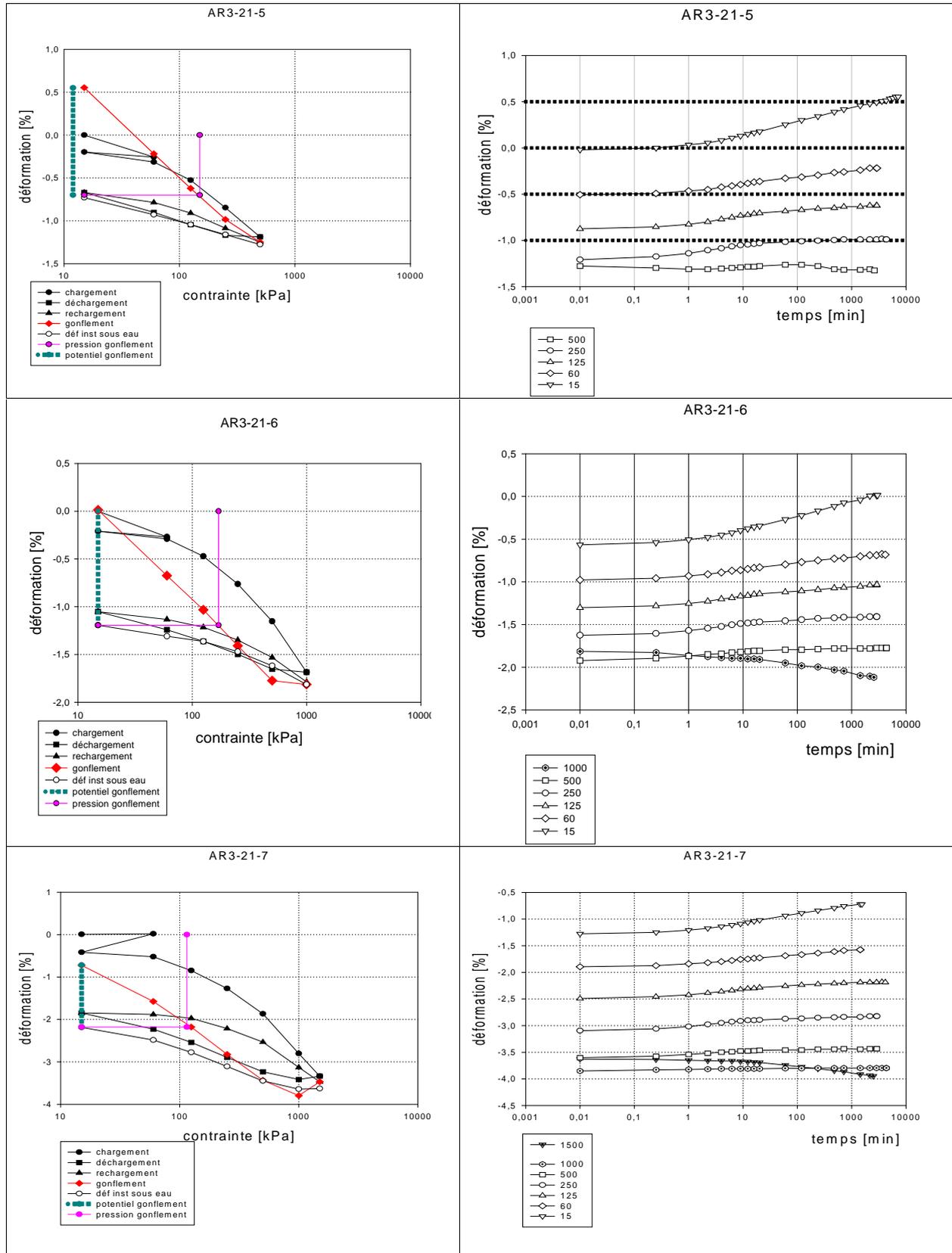


Figure 4.7.a : Représentation graphique de l'essai Huder Amberg : échantillons AR3-21-5, AR3-21-6, AR3-21-7.

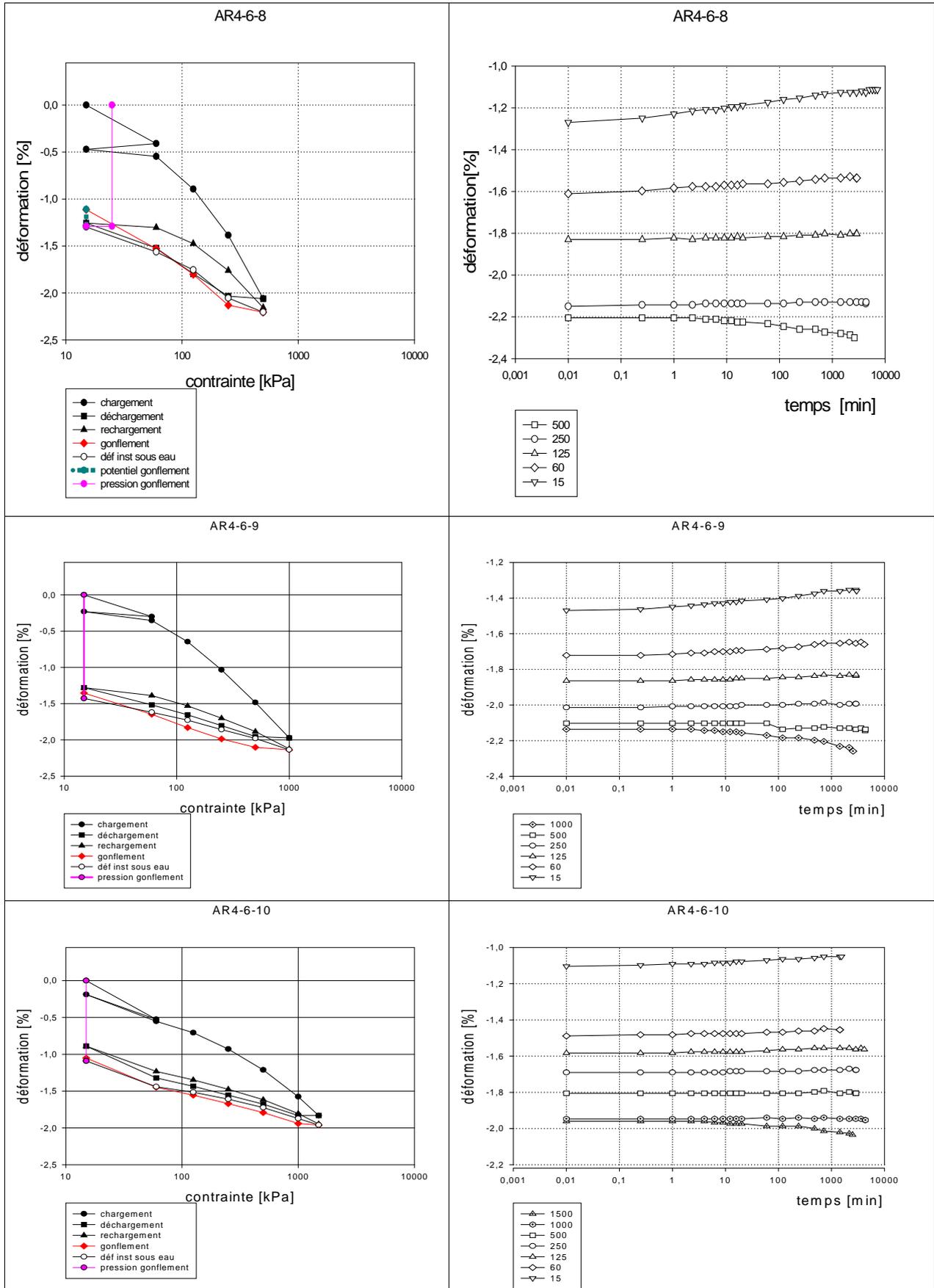


Figure 4.7.b : Représentation graphique de l'essai Huder Amberg : échantillons

AR4-6-8, AR4-6-9, AR4-6-10.

4.5.4 Mesure du poids volumique des grains solides γ_s

On a procédé à la mesure du poids volumique des grains solides, au Laboratoire de Mécanique des Roches LMR.

Deux échantillons du tunnel d'Arbus ont été soumis à l'essai, on a obtenu les résultats suivants :

Echantillon AR3-21 poids volumique des grains solides : $\gamma_s = 26.487kN/m^3$

Echantillon AR4-6-1 poids volumique des grains solides : $\gamma_s = 26.490kN/m^3$

Le poids volumique des grains solides mesuré est : $\gamma_s = 26.49kN/m^3$

4.6 Résultats de la deuxième série d'essais

Cette série d'essais concerne les essais de fluage-gonflement.

Pour les essais de fluage les échantillons sont enveloppés soigneusement dans une matière plastique pour éviter les échanges hydriques.

On procède alors aux essais de fluage (mono palier ou multi palier) sur des éprouvettes en parallèles, une fois la stabilisation atteinte à $2\mu m/12$ heures, l'éprouvette est soit chargée au palier suivant pour un essai multi palier soit hydraté pour un essai mono palier .

On passe après l'hydratation des éprouvettes au déchargement progressif des échantillons à chaque fois qu'on atteint la stabilisation du déplacement.

4.6.1 Essais de fluage sous un seul palier de charge (fluage mono palier) –gonflement :

Trois échantillons sont soumis aux essais sur trois oedomètres montés en parallèles et démarrés en même temps mais sous des charges différentes et dont les caractéristiques sont représentées sur le tableau suivant :

Sondage	Échantillon	Profondeur (m)	Hauteur (mm)	Diamètre (mm)
AR1-06-3	éch1	48	19.19	75.03
AR4-06-2	éch2	20	19.00	75.04
AR1-06-3	éch3	48	19.08	74.9

Tableau4.5 : Caractéristiques des matériaux soumis aux essais de fluage mono palier-gonflement.

Les échantillons sont nommés respectivement éch1, éch2, éch3. ; pour cette série des essais on a fixé trois paliers différents de chargement pour le fluage (Tableau4.6).

Après la stabilisation de la déformation due au fluage, on procède à l'hydratation puis au déchargement progressif par palier, on a ainsi le phénomène de gonflement. Les paliers de déchargement concernés par le gonflement sont mentionnés sur le tableau suivant :

Échantillon	Palier fluage (kPa)	Paliers gonflement (kPa)
éch1	250	250-125-60-15
éch2	500	500-250-125-60-15
éch3	1000	1000-500-250-125-60-15-

Tableau 4.6 : Contraintes appliquées pour les essais de fluage mono palier (kPa).

Systématiquement pour chaque échantillon on mesure le poids volumique apparent et la teneur en eau initiale.

L’acquisition des données se fait par un système élaboré au LMR (easydo) sous forme texte renfermant 2 colonnes, la première colonne comprend l’enregistrement du temps en minutes et la seconde le déplacement en microns. Pour la phase de fluage les résultats obtenus sont représentés sur le graphique suivant :

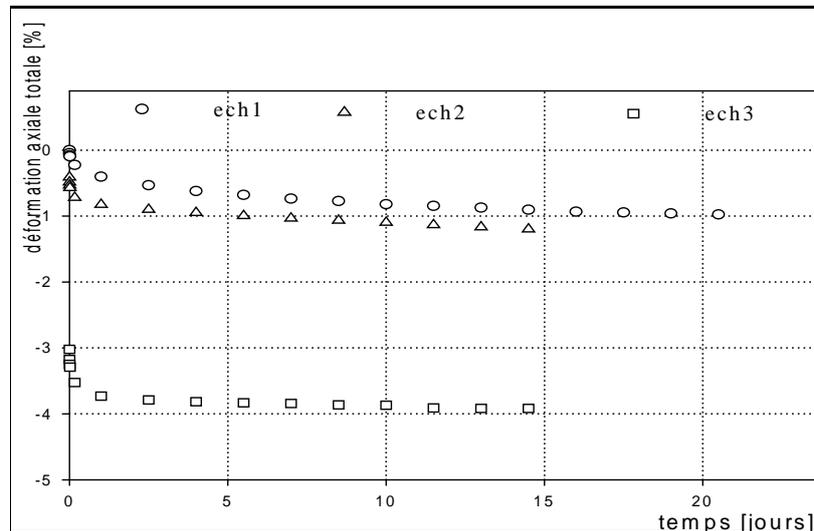


Figure 4.8 : Variation de la déformation axiale en fonction du temps (fluage mono palier).

Les symboles creux représenteront la déformation de fluage expérimentale au cours du temps. Les symboles pleins représenteront la déformation de gonflement expérimentale au cours du temps. On représente le graphique qui contient la déformation de fluage expérimentale suivie de la déformation de gonflement expérimental pour les trois échantillons.

Immédiatement on s’aperçoit que le chargement à 1000kPa a provoqué le plus haut potentiel de fluage avec environs -3.95%, après cela vient le potentiel de -1.21% sous une charge de 500kPa et finalement le potentiel de -0.98% à une charge de 250Kpa.

Une fois l’essai terminé, on mesure la teneur en eau finale pour chaque éprouvette

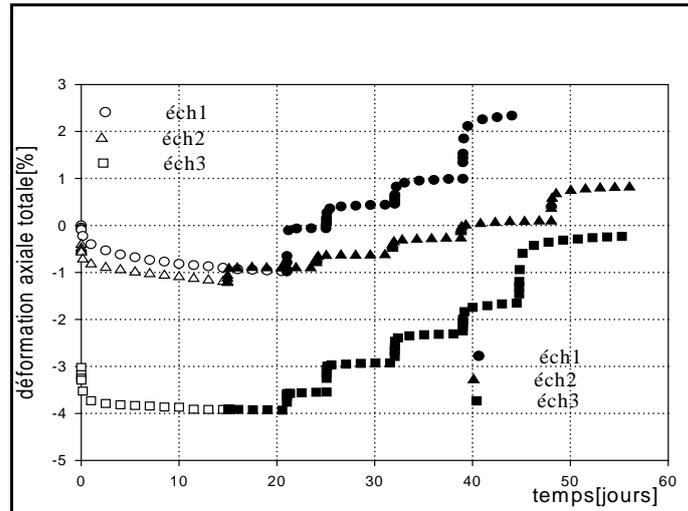


Figure 4.9 : Variation de la déformation (fluage et gonflement) expérimentale en fonction du temps.

D'après la Figure 4.9 on remarque qu'une fois l'essai de fluage terminé et l'échantillon est hydraté il commence à développer un gonflement et par déchargements successifs et stabilisation de gonflement on atteint la déformation finale des échantillons.

L'échantillon chargé à 1000kPa et ayant marqué un potentiel de fluage de 4%, a montré un gonflement d'environ 4%.

L'échantillon chargé à 500kPa a subi un potentiel de fluage de 1.2% a montré un gonflement de 2%.

Finalement l'échantillon chargé à 250kPa a marqué un potentiel de fluage de 1% et un gonflement de 3.5%.

Échantillon	σ_{app} (kN/m^2)	d (kN/m^3)	w_{ini} (%)	w_{fin} (%)
éch1	21.26	18.58	14.42	16.27
éch2	21.61	18.65	15.86	17.13
éch3	21.32	18.44	15.63	17.37

Tableau 4.7 : Caractéristiques des échantillons, mesurées à la fin de l'essai

4.6.2 Essais de fluage sous plusieurs paliers de chargement (fluage multi paliers) – gonflement :

Quatre échantillons sont soumis aux essais de fluage multi paliers sur quatre oedomètres en parallèles sous des charges différentes (Tableau 4.8).

Dans un premier temps les échantillons sont soumis à un cycle de charge-décharge, sous de faibles contraintes tels que 15 kPa et 60 kPa, plusieurs fois pour éliminer les effets de remaniements des échantillons, par la suite on procède à l'essai proprement dit.

Les caractéristiques des échantillons soumis aux essais de fluage multi paliers sont représentées sur le tableau suivant:

Sondage	Échantillon	Profondeur (m)	Hauteur (mm)	Diamètre (mm)
AR4-06-2	éch4	20	18.9	74.8
AR4-06-2	éch5	20	18.85	75.04
AR4-06-2	éch6	20	19.0	75.0
AR4-06-2	éch7	20	18.90	75.0

Tableau 4.8 : Caractéristiques des matériaux soumis aux essais
fluage multi paliers- gonflement

Les échantillons sont nommés respectivement éch4, éch5, éch6, éch7.

Pour cette série d'essai on charge les échantillons progressivement par paliers (nommé fluage multi-paliers).

Évidemment le passage d'un palier à l'autre est réalisé après la stabilisation de la déformation (critère fixé à $2\mu\text{m}/12\text{heures}$) ;

Une fois on atteint le dernier palier de chargement au fluage et après la stabilisation de la déformation on procède à l'hydratation de l'échantillon. À ce stade on procède au déchargement progressif par palier induisant ainsi le phénomène de gonflement.

Echantillon	Paliers de contraintes fluage (kpa)	Paliers de gonflement (kpa)
éch4	15-60-125-250-500-750	500-250-125-60-15
éch5	15-60-125-250	250-125-60-15
éch6	15-60-125-250-500	500-250-125-60-15
éch7	15-60-125-250-500	500-250-125-60-15

Tableau 4.9 : Contraintes appliquées pour les essais de fluage multi paliers (kPa).

Pour chaque échantillon on mesure la teneur en eau finale à la fin de l'essai de gonflement.

Les symboles creux représenteront la déformation de fluage expérimentale au cours du temps.

Les symboles pleins représenteront la déformation de gonflement expérimentale au cours du temps. Pour chaque échantillon on représente le graphique qui contient la déformation de fluage expérimentale suivie de la déformation de gonflement expérimental (voir Figure 4.10).

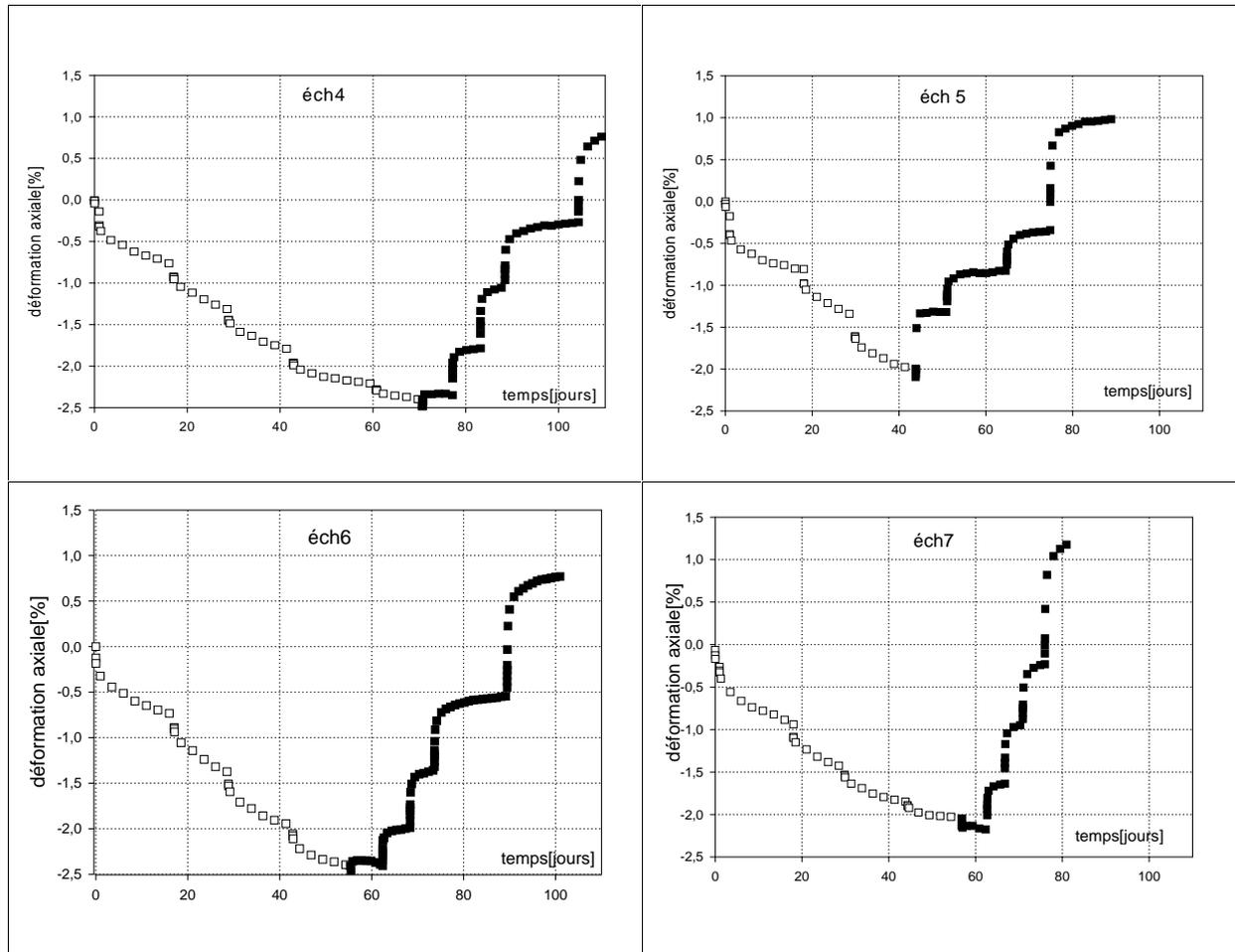


Figure 4.10 : Variation de la déformation axiale en fonction du temps fluage multi paliers, gonflement, échantillons, éch4, éch5, éch6, éch7, Marnes du tunnel d'Arbus.

On remarque que pour les échantillons éch 5 et éch 7 le potentiel de fluage est de 2%, pour un chargement de 250 kPa et de 500kPa.

Par contre les échantillons éch4, éch6, la déformation de fluage est de 2.5% avec des chargements de 750 kPa et 500kPa.

Dans le même contexte et pour le gonflement les échantillons éch4, éch5, éch6, éch7 ont donné respectivement un potentiel de : 3.5%, 3%, 3.5%, et 3.5%.

Échantillon	σ_{app} (kN/m^3)	σ_d (kN/m^3)	w_{ini} (%)	w_{fin} (%)
éch4	21.54	18.56	16.06	18.4
éch5	22.15	19.18	15.49	18.17
éch6	21.45	18.36	16.81	18.79
éch7	21.73	18.76	15.82	18.14

Tableau 4.10 : Caractéristiques des échantillons, mesurées à la fin de l'essai.

4.7 CONCLUSION

La première série des essais destinée à tester les marnes du tunnel d'Arbus vis-à-vis du phénomène de gonflement a été réalisée par les essais de gonflement libre, empêché, et Huder Amberg.

Les essais de fluage –gonflement et huder Amberg sont réalisés à l'oedomètre.

On a mesuré le poids volumique des grains solides des marnes du tunnel d'Arbus.

On a contrôlé qu'il n'y a pas eu de fluctuations de température pouvant influencer les résultats.

Pour la deuxième série des essais les échantillons étaient bien protégés avec une matière plastique pendant la phase de fluage.

CHAPITRE 5

INTERPRETATION DES RESULTATS

5.1 INTRODUCTION

Dans un premier temps nous traiterons les résultats de la première série destinée uniquement au phénomène de gonflement sachant que ces essais concernent le gonflement libre, le gonflement empêché, et les essais Huder Amberg.

Pour cette série, il est intéressant de simuler le gonflement libre par la loi hyperbolique et de déterminer ses deux paramètres G et B .

Pour la deuxième série des essais et qui comprend les essais de fluage mono palier-gonflement, et les essais de fluage multi paliers –gonflement il est opportun d’employer un modèle qui englobera les deux phénomènes à savoir le fluage et le gonflement tout en prenant en considération le facteur temps.

Pour cette raison nous nous sommes basés sur une loi employée par Wakim (2002), et nous avons également introduit un paramètre qui représentera la déformation instantanée induite après l’hydratation pour chaque palier de déchargement des éprouvettes.

Bien sur la détermination des paramètres de la loi de fluage, ainsi que des paramètres de la loi de gonflement permettra de faire des comparaisons intéressantes qui seront détaillées dans ce chapitre.

5.2 RESULTATS DE LA PREMIERE SERIE DE GONFLEMENT

5.2.1 Gonflement libre

A partir d’un essai de gonflement libre il est possible de déterminer :

- Le gonflement axial (ε_a) exprimé en %,
- Le gonflement radial (ε_r) est exprimé en % et déterminé selon la formule :

$$\varepsilon_{rad} = 100 \frac{\Delta C / \pi}{d_0}; \% \quad (5.1)$$

Où ΔC : circonférence de l’échantillon à la fin de l’essai en mm,

d_0 : diamètre initial de l’échantillon en mm,

- Le gonflement volumique est déterminé selon la formule suivante:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_a + 2\varepsilon_r \quad (5.2)$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Échantillon	σ_{app} (kN/m^3)	w_{ini} (%)	w_{fin} (%)	Gonf axial (%)	Gonf radial (%)	Gonf vol (%)
AR3-21	21.8	14.1	16.7	1.8	0	1.8
AR3-22	21.3	13.84	15.87	1.1	0.53	2.16
AR4-06-1	20.6	15.8	17.1	1.1	0	1.1

Tableau 5.1 : Résultats de l’essai gonflement libre des échantillons AR-3-21, AR-3-22, AR4-06(Tunnel Arbus).

On peut tracer le graphe comprenant les trois échantillons AR-3-21, AR-3-22, AR4-06.

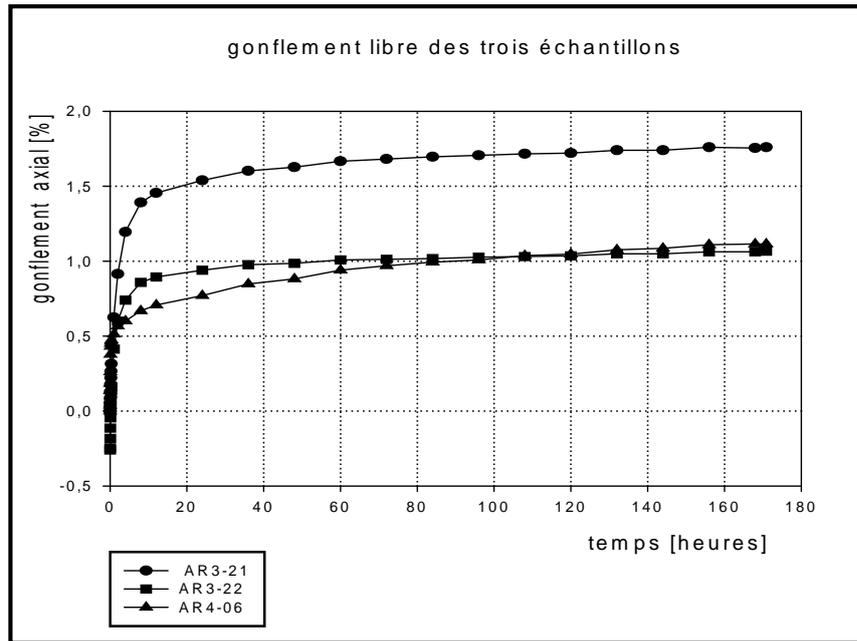


Figure 5.1 : Variation de la déformation axiale expérimentale en fonction du temps pour les échantillons AR-3-21, AR-3-22, AR4-06 (Tunnel Arbus).

Nous optons pour une simulation par la loi hyperbolique déjà évoquée au paragraphe 3.2.3 du chapitre 3.

Pour le calcul du gonflement à partir des essais expérimentaux, il est intéressant d'employer les résultats obtenus par Parcevaux (1980). En effet, les courbes expérimentales donnant, en fonction du temps, les variations d'épaisseur d'un échantillon placé dans un oedomètre et soumis à une contrainte axiale peuvent être ajustées par une relation du type:

$$\varepsilon_g(t) = G \frac{t}{(B + t)} \tag{5.3}$$

Avec :

G : taux de gonflement final obtenu pour un temps infini en %,

B : temps de demi-gonflement (par rapport au gonflement final) exprimé en minutes,

L'équation (5.3) peut s'écrire sous la forme :

$$\frac{t}{\varepsilon_g(t)} = \frac{t}{G} + \frac{B}{G} \tag{5.4}$$

Ce qui correspond à une droite dans le système de coordonnées $(t, t/\varepsilon_g(t))$.

Les paramètres G et B peuvent être déterminés graphiquement et correspondent à l'inverse de la pente et au produit de G par l'ordonnée à l'origine.

Le temps est exprimé en minutes, la déformation en pourcent, le G en pourcent et le B en minutes.

Les résultats obtenus sont :

Échantillon	G (%)	B (min)
AR3-21	1.76	123.78
AR3-22	1.07	133.75
AR4-06	1.09	216.74

Tableau 5.2 : Résultats des paramètres G et B de l'essai de gonflement libre des échantillons AR-3-21, AR-3-22, AR4-06 (Tunnel Arbus).

En appliquant ces résultats on obtient la figure suivante :

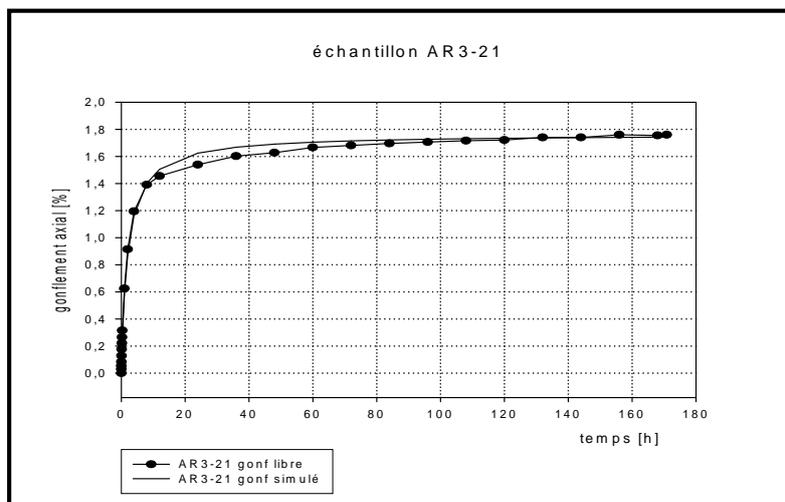


Figure 5.2.a: Variation de la déformation axiale expérimentale et simulée en fonction temps éch AR-3-21 (tunnel Arbus France)

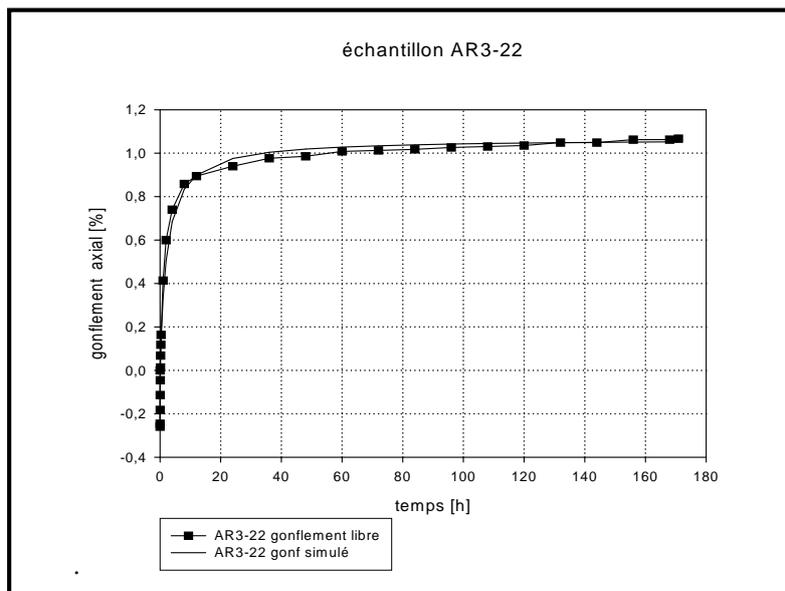


Figure 5.2.b: Variation de la déformation axiale expérimentale et simulée en fonction du temps éch AR-3-22 (tunnel Arbus France).

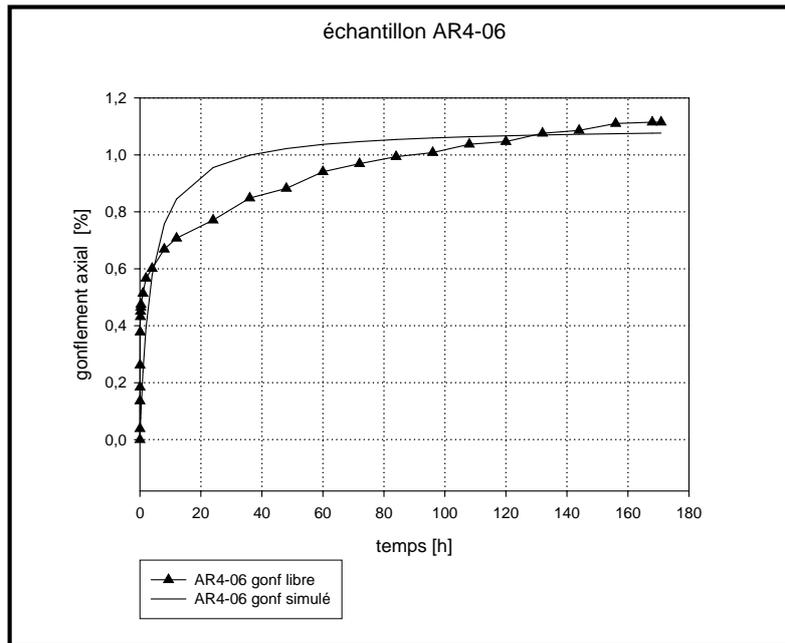


Figure 5.2.c: Variation de la déformation axiale expérimentale et simulée en fonction du temps éch AR4-06 (tunnel Arbus France).

A partir des résultats mentionnés au Tableau 5.2 on a : $G_{moy}=1.31\%$ et $B_{moy}=158.09min$. Par ajustement à l'aide de ces deux paramètres on obtient les résultats représentés sur la figure suivante :

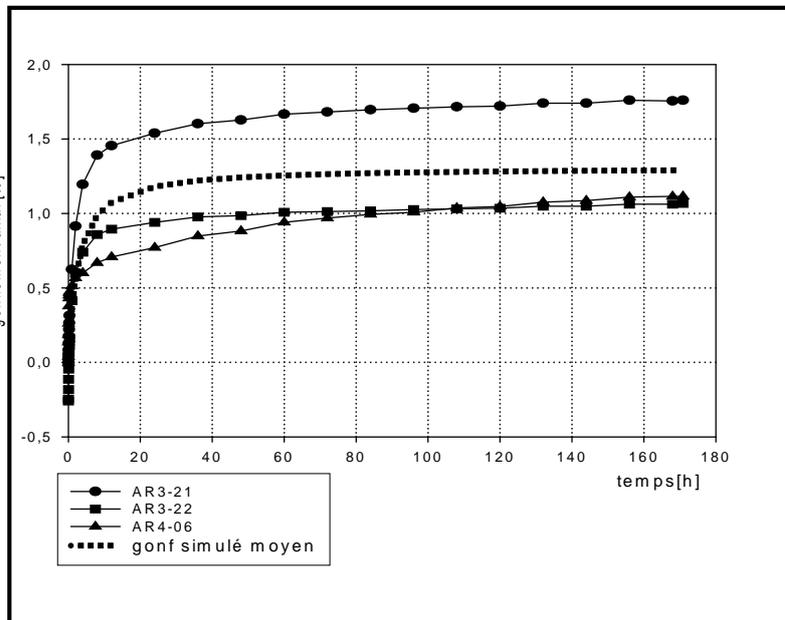


Figure 5.3 : Variation de la déformation axiale expérimentale et de la Simulation globale du gonflement selon les paramètres en fonction du temps pour les échantillons AR-3-21, AR-3-22, AR4-06 (Tunnel Arbus) G_{moy} et B_{moy} .

5.2.2 Gonflement empêché

Pour les trois échantillons soumis à l'essai de gonflement empêché les résultats sont représentés sur le tableau 5.3.

Échantillon	w_{app} (kN/m ³)	w_{ini} (%)	w_{fin} (%)	Pression de gonflement (kPa)
AR3-21	21.96	13.73	15.36	105
AR3-22	22.11	14.72	15.69	93
AR4-6-1	21.80	16.11	16.59	72

Tableau 5.3 : Résultats des essais de gonflement empêché des échantillons AR-3-21, AR-3-22, AR4-06 (Tunnel Arbus).

Les résultats des trois échantillons vis-à-vis de la pression de gonflement sont assez proches.

5.2.3 Essai Huder Amberg

Les résultats des 6 échantillons soumis aux essais Huder Amberg sont répertoriés sur le Tableau 5.4. Pour chaque essai on a procédé à la mesure de teneur en eau initiale et finale.

Echantillon	d (kN/m ³)	w_{app} (kN/m ³)	w_{ini} (%)	w_{fin} (%)	Pression de Gonf (kPa)	Potentiel de Gonf (%)
AR3-21-5	19.10	21.86	14.40	15.9	180	1.4
AR3-21-6	19.52	22.28	14.12	15.50	300	1.45
AR3-21-7	19.05	21.82	14.51	15.63	160	1.45
AR4-6-1-8	18.35	21.19	15.41	16.75	40	0.5
AR4-6-1-9	17.87	20.71	15.84	17.49	20	0.5
AR4-6-1-10	18.47	21.05	13.92	15.31	25	0.25

Tableau 5.4 : Résultats des essais Huder Amberg échantillons AR3-21-5, AR3-21-6, AR3-21-7, AR4-6-1-8, AR4-6-1-9, AR4-6-1-10.

On remarque que pour les échantillons AR3-21-5, AR3-21-6, AR3-21-7 et qui appartiennent à un même forage AR3-21, le potentiel de gonflement est proche (1.4%), par contre la pression de gonflement est différente pour les trois échantillons.

Cette remarque est confirmée pour les trois échantillons AR4-6-1-8, AR4-6-1-9, AR4-6-1-10 pour le potentiel de gonflement et la pression de gonflement.

5.3 RESULTAS DE LA DEUXIEME SERIE DES ESSAIS

L'effet du temps sur les propriétés d'une roche se manifeste pendant les différents phénomènes qui peuvent être d'origine mécanique, chimique, hydraulique, tel que : fluage, gonflement, ...etc.

La connaissance du comportement des roches en considérant le temps est d'une importance capitale.

Le modèle employé permet de déterminer la déformation induite successivement par la charge et l'hydratation en fonction du temps.

Dans cette série on considère deux phénomènes :

Le premier est le fluage qui correspond à la déformation différée due à l'action d'une charge constante selon un seul palier ou plusieurs paliers.

Le deuxième phénomène concerne le gonflement qui se manifeste par une augmentation de volume.

5.3.1 Modèle de fluage-gonflement

Le modèle utilisé permet de prendre en considération le gonflement à la suite d'une phase de fluage. Ce modèle comprend trois phases :

- Phase d'élasticité,
- Phase de fluage,
- Phase de gonflement suite à l'immersion de l'échantillon dans l'eau et au déchargement par paliers.

D'après le modèle employé par Wakim(2002) ,la partition des déformations est la suivante :

$$\varepsilon(t) = [\varepsilon_{ef} + \varepsilon_{vp}(t)] \cdot H_e(t_s - t) + [\varepsilon_g(t)] \cdot H_e(t - t_s) \quad (5.5)$$

ε_{ef} : déformation élastique instantanée,

$\varepsilon_{vp}(t)$: déformation de fluage, (déformation viscoplastique),

$\varepsilon_g(t)$: déformation due au gonflement,

t_s : temps de la mise en eau de l'échantillon,

H_e : fonction de Heaviside ($H_e(x)$ vaut 0 pour $x < 0$ et 1 pour $x > 0$).

5.3.2 Modèle proposé

Inspiré par le modèle employé par Wakim(2000), on a proposé un modèle qui renferme les paramètres de l'équation (5.5) en rajoutant un terme de déformation élastique instantanée due au gonflement consécutif au déchargement sous eau, sachant qu'on procède au gonflement au sens de l'essai Huder Amberg.

Le modèle proposé est alors :

$$\varepsilon(t) = [\varepsilon_{ef} + \varepsilon_{vp}(t)] \cdot H_e(t_s - t) + [\varepsilon_{eg} + \varepsilon_g(t)] \cdot H_e(t - t_s) \quad (5.6)$$

ε_{ef} : déformation élastique instantanée consécutive à l'application d'un nouveau palier de charge calculé à l'aide de l'incrément de charge et du module de Young,

$\varepsilon_{vp}(t)$: déformation viscoplastique due au fluage au temps t,

ε_{eg} : déformation élastique instantanée due au gonflement consécutif au déchargement sous eau, pour une durée comprise entre 1 et 15 secondes,

$\varepsilon_g(t)$: déformation due au gonflement au temps t ; calculée à partir de la différence entre la déformation expérimentale et la déformation élastique,

t_s : temps de la mise en eau de l'échantillon,

H_e : fonction de Heaviside ($H_e(x)$ vaut 0 pour $x < 0$ et 1 pour $x > 0$).

5.3.2.1 Loi de fluage

Selon l'hypothèse de la décomposition des déformations, la déformation totale d'un matériau peut être exprimée par :

$$\varepsilon_{totale} = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{vp} \tag{5.7}$$

ε_{el} : déformation élastique,

ε_{vp} : déformation viscoplastique,

La loi de Lemaitre permet de prendre en compte le caractère viscoplastique du matériau considéré. Elle suppose que la vitesse de déformation dépend à la fois de la contrainte appliquée et de la déformation visqueuse du matériau.

La loi de comportement s'écrit sous sa forme générale :

$$\dot{\varepsilon}_{vp} = A(q - \sigma_s)^n (\varepsilon_{vp})^m \tag{5.8}$$

Où :

ε_{vp} : déformation viscoplastique,

A : viscosité,

q : contrainte appliquée,

n et m : paramètres caractéristiques du matériau,

σ_s : seuil de contrainte de déclenchement du comportement différé, on considère $\sigma_s = 0$.

A déviateur q constant, l'expression explicite de la loi de fluage $\varepsilon = f(t)$ pour une roche isotrope s'obtient par intégration de l'équation (5.8).

$$\frac{d\varepsilon^{vp}}{(\varepsilon^{vp})^m} = A \cdot q^n \cdot dt \tag{5.9}$$

A $t=0, \varepsilon^{vp} = 0$, en intégrant entre 0 et t , pour $m \neq 1$:

$$-\frac{(\varepsilon_{vp})^{1-m}}{m-1} = A \cdot q^n \cdot t \tag{5.10}$$

Soit :

$$\varepsilon_{vp} = [(1-m) \cdot A \cdot q^n \cdot t]^{1/(1-m)} \tag{5.11}$$

On pose

$$= \frac{1}{1-m}, \quad = \frac{n}{1-m} = \cdot n, \quad a = \left(\frac{A}{\alpha}\right)^\alpha$$

Le temps est exprimé en secondes, la contrainte en Méga Pascal et le paramètre a en secondes⁻¹ ; On obtient :

$$\epsilon_{vp} = a q^\beta t^\alpha \tag{5.12}$$

Pour l'identification des paramètres a, α et β on procède comme suit :

Dans le cas d'un essai de fluage comprenant un seul palier de chargement (fluage mono palier) l'expression de la loi de Lemaitre sous sa forme explicite est

$\epsilon_{vp} = a q^\beta t^\alpha$, on introduit le logarithme dans les deux membres de l'équation :

$$\ln(\epsilon_{vp}) = \ln(a q^\beta t^\alpha) \tag{5.13}$$

$$\ln(\epsilon_{vp}) = \ln(a) + \beta \ln(q) + \alpha \ln(t) \tag{5.14}$$

Une régression linéaire sur la droite $\ln(\epsilon_{vp}) = f \ln(t)$ obtenue donne :

α : pente de la droite

$\ln(a) + \beta \ln(q)$: ordonnée à l'origine.

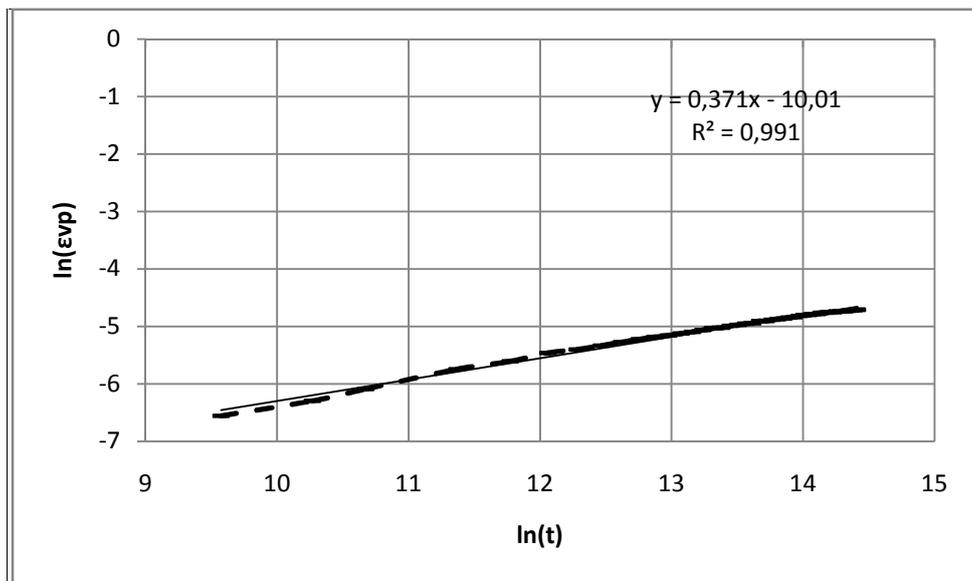


Figure 5.4 : Evolution des déformations viscoplastiques en fonction du temps dans un graphe bi logarithmique échelonné (marnes tunnel Arbus France).

Dans le cas d'un essai de fluage multi paliers, à chaque incrément de contrainte il faut considérer la déformation élastique observée au palier précédent et déplacer l'origine des temps si entre $t=0$ et $t=t_1$, l'échantillon est soumis à un déviateur $q=q_1$, puis entre $t=t_1$ et $t=t_2$ à $q=q_2$, la déformation axiale totale s'écrit :

- $0 < t < t_1$:

$$q = q_1 \quad \Rightarrow \quad \epsilon^{tot}(t) = \frac{q_1}{E_1} + a \cdot q_1^\beta \cdot t^\alpha \tag{5.15}$$

- $t_1 < t < t_2$:

$$q = q_2 \quad \Rightarrow \quad \varepsilon^{tot}(t) = \frac{(q_2 - q_1)}{E_2} + a \cdot q_2^\beta \cdot (t - t_1)^\alpha \quad (5.16)$$

Sachant que E_1 et E_2 représentent le module de Young aux paliers 1 et 2 considérés.

5.3.2.2 Loi de gonflement

Une fois que la et on stabilisation du déplacement lors du fluage est atteinte selon un critère fixé à $2\mu\text{m}/12$ heures, on réalise l'hydratation de l'échantillon mesure le gonflement correspondant, on procède alors à son déchargement, le temps et le déplacement sont enregistrés en continu.

Pour le calcul du gonflement on reprend la loi hyperbolique employée pour caractériser le gonflement libre de la première série d'essai évoquée dans la formule (5.3)

$$\varepsilon_g(t) = G \frac{t}{(B+t)} \quad \text{et transformée sous la forme} \quad \frac{t}{\varepsilon_g(t)} = \frac{t}{G} + \frac{B}{G} \quad \text{dans la formule (5.4).}$$

Ce qui correspond à une droite dans le système de coordonnées $(t, t/\varepsilon_g(t))$.

Les paramètres G et B peuvent être déterminés graphiquement et correspondent respectivement à l'inverse de la pente et au produit de G par l'ordonnée à l'origine.

Le temps est exprimé en minutes, la déformation en pourcent, le G en pourcent et le B en minutes.

Sachant que G correspond au taux de gonflement final obtenu pour un temps infini, et B le temps de demi-gonflement (par rapport au gonflement final).

On considère le fluage négatif et le gonflement positif. Dans les figures suivantes, les symboles en trait creux représentent le fluage et les symboles pleins représentent le gonflement.

On ne peut mesurer la déformation viscoplastique directement, elle est déduite de la déformation totale en lui soustrayant la partie instantanée ε_{ef} supposée élastique.

5.3.2.3 Paramètres de fluage

Tel que mentionné précédemment, il existe trois phases fluage nommées fluage primaire, fluage secondaire ou fluage tertiaire caractérisés par une vitesse de fluage respectivement décroissante, constante, et croissante.

La vitesse de déformation expérimentale des marnes testées continue à décroître jusqu'à $10^{-5}/\text{h}$ (Figure 5.5). Au delà de 170h, la vitesse de déformation expérimentale devient constante, ce qui signifierait le passage du fluage primaire au fluage secondaire Merah et al(2010).

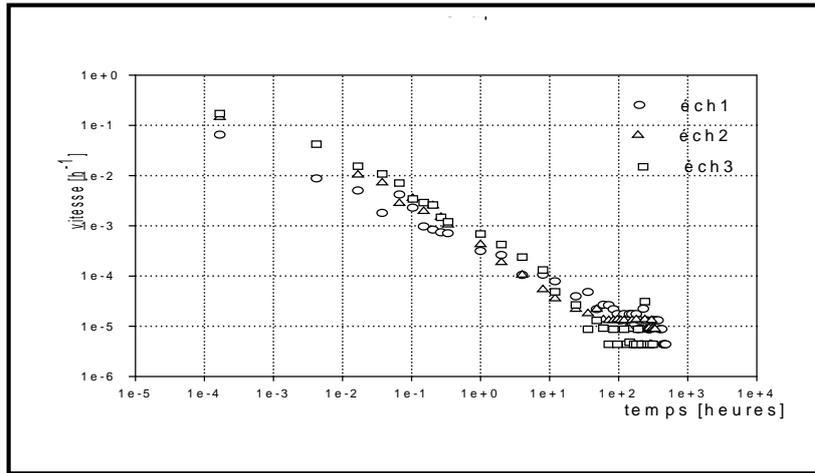


Figure 5.5 : Variation de la vitesse de déformation expérimentale en fonction du temps (diagramme log-log), éch1, éch2, éch3.

Les variations des vitesses expérimentales sont similaires à la variation de la vitesse pour des échantillons de marnes à Opalinus (Tunnel Mont Terri, Suisse) d’après les essais réalisés par Kharchafi et Descoedres (1995).

Les essais de fluage mono palier (Figure 5.6) ont été réalisés en utilisant trois éprouvettes en parallèles et pour trois charges différentes ; on aboutit à un jeu de paramètres de la loi de Lemaitre global :

$$a = 5.85 \cdot 10^{-4} \text{ s}^{-1}, \quad \alpha = 0.22 \text{ et } \beta = 0.17.$$

Sachant que pour le paramètre α on a considéré la moyenne des α_i des trois échantillons:

Pour l’échantillon éch1 chargé à 250 kPa $\alpha = 0.372$

Pour l’échantillon éch2 chargé à 500kPa $\alpha = 0.129$

Pour l’échantillon éch2 chargé à 1000kPa $\alpha = 0.154$.

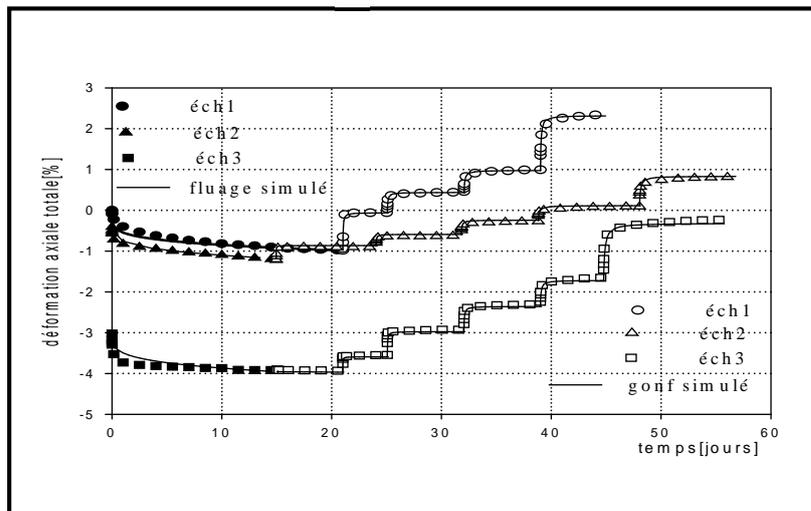


Figure 5.6 : Simulation analytique des essais de fluage mono palier, suivi par les essais de gonflement. Evolution de la déformation axiale en fonction du temps.

Concernant le fluage les déformations des échantillons éch1, éch2, éch3 sont respectivement : -0.98%, -1.21%, et -3.95%. Pour le fluage multi paliers, les coefficients sont présentés dans le Tableau 5.5.

Paramètres de la déformation viscoplastique			
Échantillon	$a[s^{-1}]$		
éch4	$2.28 \cdot 10^{-5}$	0.48	0.28
éch5	$1.43 \cdot 10^{-5}$	0.51	0.26
éch6	$4.32 \cdot 10^{-6}$	0.59	0.28
éch7	$7.72 \cdot 10^{-5}$	0.39	0.25

Tableau 5.5 : Paramètres du modèle viscoplastique de Lemaître déterminés à partir des essais de fluage multi paliers.

A base de ces coefficients on a ajusté les courbes expérimentales aux résultats obtenus par la loi de Lemaître qui sont représentés sur la Figure 5.7.

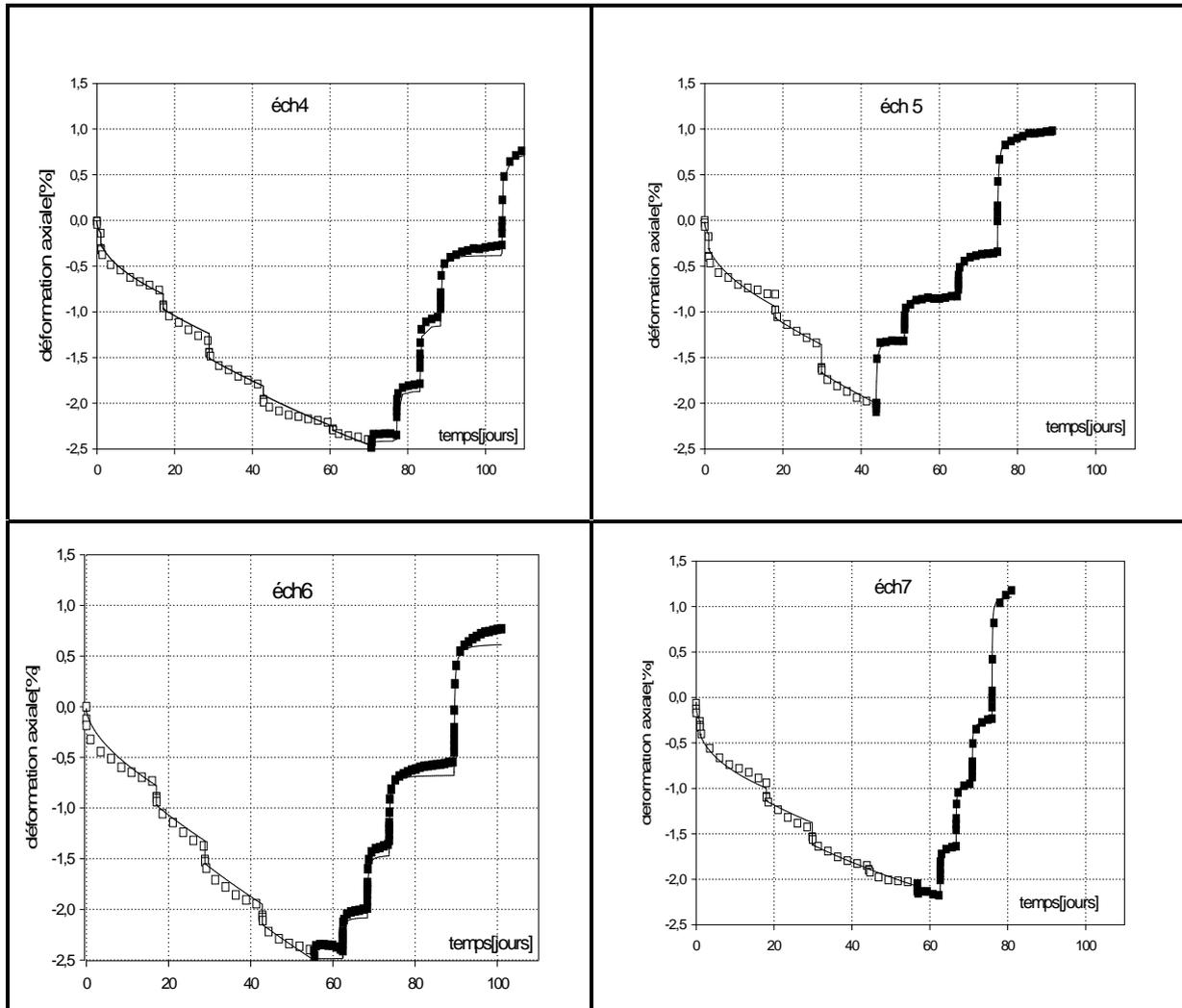


Figure 5.7 : Simulation analytique des essais de fluage et de gonflement. Evolution de la déformation axiale en fonction du temps.
 □ : fluage expérimental, ■ : gonflement expérimental, — : déformation simulée.

La figure 5.8 présente les essais de fluage multi paliers avec un jeu de paramètres global moyen : $a = 2.96 \cdot 10^{-5} \text{ s}^{-1}$, $\beta = 0.46$ et $\gamma = 0.26$.

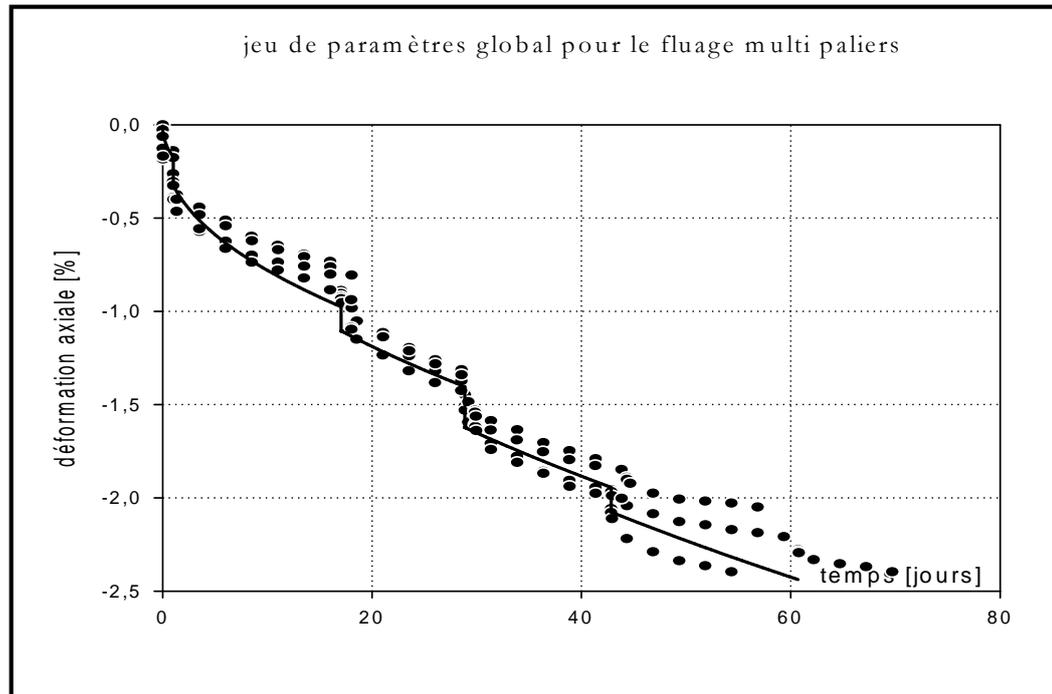


Figure 5.8 : Simulation analytique des essais de fluage multi paliers avec un jeu de paramètres moyen.

Evolution de la déformation axiale en fonction du temps.

•••• fluage expérimental — Fluage moyen.

On remarque que ce jeu de paramètres moyen reproduit la déformation expérimentale pour tous les paliers de chargement.

5.3.2.4 Paramètres de gonflement

Pour chaque palier de déchargement sous eau, on retranche la partie instantanée de la déformation supposée élastique ε_{eg} .

Échantillons	Contrainte au palier de déchargement (kPa)	G (%)	B (min)
Éch1	250	0.92	33.63
	125	0.49	63.52
	60	0.52	105.74
	15	1.32	69.74
Éch2	500	0.32	12.90
	250	0.26	49.47
	125	0.34	77.88
	60	0.33	162.97
Éch3	15	0.70	116.34
	1000	0.11	-
	500	0.31	18.11
	250	0.60	32.5
	125	0.57	57.96
	60	0.60	87.11
Éch4	15	1.37	158.57
	500	0.05	-
	250	0.53	59.97
	125	0.67	65.96
	60	0.74	384.05
Éch5	15	1.10	193.41
	250	0.70	142.55
	125	0.45	239.94
	60	0.45	246.29
Éch6	15	1.29	205.32
	500	0.01	-
	250	0.39	81.60
	125	0.58	86.06
	60	0.77	359.06
Éch7	15	1.28	219.32
	500	-0.11	165.22
	250	0.50	43.61
	125	0.64	63.99
	60	0.66	11.36
	15	1.37	118.34

Tableau 5.6 : Paramètres de gonflement G et B de la loi hyperbolique.

Concernant les échantillons éch3, éch4 et éch6 au palier d'hydratation, la déformation expérimentale mesurée était assez faible de telle sorte qu'on n'a pas pu déterminer le B correspondant, la simulation était faite à base de la moyenne des autres paliers.

Les résultats ont montré que pour l'ensemble des échantillons, il est possible de substituer le facteur B par un B_{moy} constant valant 125 minutes.

Quand au facteur G, on remarque que pour l'échantillon éch7, il est négatif à 500 kPa, cela est dû à un petit effondrement au moment de l'hydratation.

Pour montrer l'influence de la contrainte verticale sur le gonflement, on trace les courbes expérimentales de gonflement dans un repère (contrainte verticale, $\varepsilon_g(t)$) (Figure 5.9).

Après la détermination des paramètres de gonflement **G** et **B** (voir Tableau 5.6), on a abouti à la simulation du gonflement représentée sur les Figures 5.6 et 5.7.

Une simulation de la forme $\varepsilon_g(t)_{finpalier} = g \ln(\sigma) + b$ sur tous les essais réalisés donne des coefficients de corrélation de $R^2 = 0.99$.

En notant la contrainte à la phase de l'hydratation σ_i et la contrainte en chaque palier de déchargement σ_j , il en résulte :

La déformation à la fin du palier d'hydratation vaut :

$$\varepsilon_0 = g \ln \sigma_i + b \quad (5.17)$$

La déformation à la fin de chaque palier j est:

$$\varepsilon_j = g \ln \sigma_j + b \quad (5.18)$$

Par substitution de la valeur de b de l'équation (5.17) dans l'équation (5.18) on obtient :

$$\varepsilon_j = g \ln \left(\frac{\sigma_j}{\sigma_i} \right) + \varepsilon_0 \quad (5.19)$$

Pour les 7 échantillons l'application des formules mentionnées ci-dessus et, la représentation des courbes (contrainte verticale, $\varepsilon_g(t)$) a donné de très bonnes corrélations.

Les résultats obtenus sont mentionnés sur le tableau suivant :

Échantillon	g (%)	ε_0 (%)	Bmoy (min)
Éch1	-0.86	-0.13	68.16
Éch2	-0.49	-0.94	83.91
Éch3	-0.89	-4.1	70.85
Éch4	-0.93	-2.35	175.84
Éch5	-0.81	-1.38	208.52
Éch6	-0.93	-2.47	186.51
Éch7	-0.96	-2.22	80.50

Tableau 5.7 : Paramètres de gonflement g, ε_0 et B_{moy} .

Un exemple de la simulation est représenté sur la Figure 5.9 avec l'équation reliant la déformation de gonflement en fin de palier et la contrainte à l'hydratation et au palier.

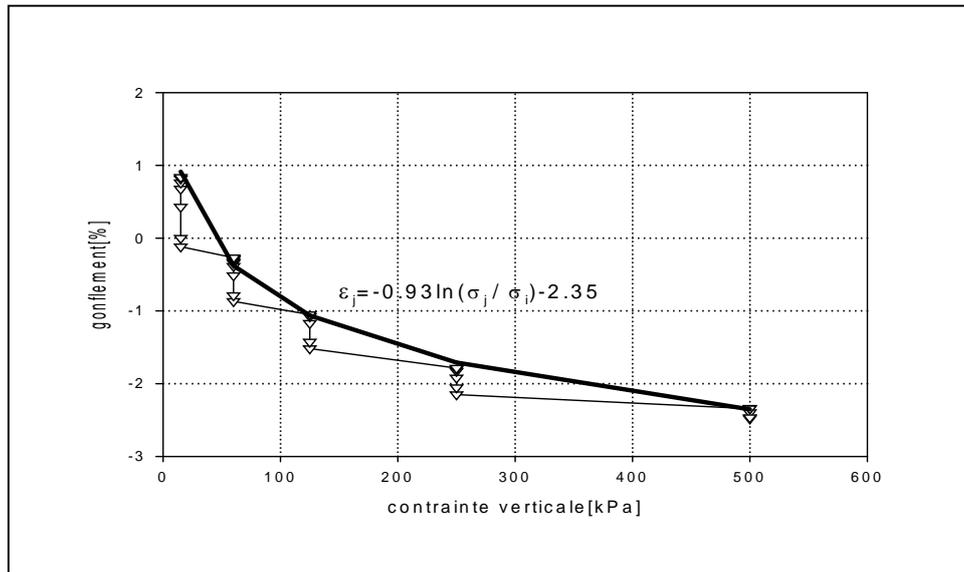


Figure 5.9 : Simulation du gonflement de l'éch4.

▽ : gonflement expérimental, □ : gonflement simulé.

5.3.3 Comparaison des résultats obtenus avec des essais réalisés par J.F Serratrice sur des carottes du tunnel d'Arbus

Parmi les essais effectués par Serratrice (2006), on a choisi les échantillons provenant d'horizons comparables, confirmés par des paramètres physiques analogues. Une comparaison des résultats obtenus a montré des ordres de grandeur proches pour les essais de fluage (Tableau 5.8) et de gonflement réalisés sur les marnes du tunnel d'Arbus, bien que les matériaux testés proviennent de carottes différentes.

Éprouvette	d (kN/m^3)	d^{app} (kN/m^3)	w_{ini} (%)	Contr (kPa)	Déf fluage (%)
ARB59	21.49	18.79	14.33	292	0.7
ARB61	21.41	18.74	14.27	415	1.25

Tableau 5.8 : Résultats des essais de fluage des échantillons ARB59,

ARB61, tunnel Arbus France, selon Serratrice(2006).

Ces résultats sont comparables aux résultats de fluage des échantillons éch 1 et éch 2 qui ont donné, respectivement, un fluage de 0.98% et 1.21% (Figure 4.8) et dont les caractéristiques sont représentées sur le Tableau 4.7.

Bien que les éprouvettes (ARB66 et ARB65) de ce même sondage, sur lesquels ont été faits les essais de gonflement, aient des caractéristiques différentes, les déformations dues au

gonflement sont 1.0% et 0.7%, pour des contraintes respectives de 32 kPa et 97 kPa. En outre, les essais de gonflement réalisés par Serratrice (2006) sur le sondage AR3-06 ($w_{ini} = 14.53\%$, $\gamma_{app} = 21.57 \text{ kN/m}^3$ et $\gamma_d = 18.83 \text{ kN/m}^3$) ont donné des valeurs moyennes de gonflement de 1 % et 0.5 %, pour des contraintes respectives de 32 kPa et 97 kPa.

Ceci est proche des valeurs moyennes de nos essais de gonflement mono et multi paliers dont la déformation est de 1.1%, 0.6%, et 0.5%, pour les contraintes respectives 15 kPa, 60 kPa et 125 kPa.

5.4 CONCLUSION

Concernant les essais de gonflement libre les résultats sont très proches pour les trois échantillons, la simulation du gonflement libre par la loi hyperbolique est satisfaisante avec un jeu de paramètres moyen de $G_{moy} = 1.31\%$ et $B_{moy} = 158.09 \text{ min}$.

L'essai de gonflement empêché sur trois échantillons a donné des résultats proches de 105 kPa, 93 kPa, et 72 kPa.

Concernant les 6 essais de type Huder Amberg les résultats portent sur deux paramètres de gonflement et qui sont :

Le potentiel de gonflement : les résultats ont donné : 1.45%, 1.4%, et 1.45% pour le forage AR3-21, ce qui est assez proche du potentiel de gonflement libre de l'échantillon du même forage AR3-21 qui adonné 1.8%.

Pour la pression de gonflement déterminé par l'essai Huder Amberg les résultats des 6 échantillons ont montré une dispersion.

Pour la deuxième série l'ajustement par la loi de Lemaître du fluage monopalier a donné un jeu de paramètres de : $a = 5.85 \cdot 10^{-4} \text{ s}^{-1}$, $\alpha = 0.22$ et $\beta = 0.17$, et celui du fluage multi palier de : $a = 2.96 \cdot 10^{-5} \text{ s}^{-1}$, $\alpha = 0.46$ et $\beta = 0.26$.

La loi de Lemaitre, utilisée pour ajuster le comportement différé des marnes du tunnel d'Arbus en phase de fluage primaire, est satisfaisante. Les paramètres de la loi de Lemaitre a , α et β semblent différents pour les fluages mono et multi paliers. Cela s'explique par le fait que les micros fissures à l'échelle sub-microscopique ont une vitesse de propagation finie. Si la vitesse d'application de la charge dépasse la vitesse de propagation des fissures la résistance du matériau semble augmenter et la déformation diminue.

Pour une vitesse de chargement faible tel que par palier, les micro fissures se développent tout le long du chargement donnant une déformation relativement importante comparativement au chargement mono palier qui est suffisamment rapide, dépassant la vitesse de propagation des défauts (microfissures). Par ailleurs, le mode de chargement progressif pour les essais multi paliers et relativement brusque pour les essais mono palier influence la déformation induite.

L'ajustement par la loi hyperbolique du gonflement suite au fluage a donné un paramètre $B_{moy}=125\text{min}$ et un paramètre G qui varie selon une loi logarithmique et fonction de la contrainte à l'hydratation et de la contrainte à chaque palier de déchargement ; Pour ces résultats la corrélation est bonne.

Mais ces résultats demeurent comparables et dans le même ordre de grandeurs que ceux trouvés par d'autres chercheurs tel que Fabre(2005).

Le modèle global renfermant le fluage et le gonflement est bien ajusté aux résultats expérimentaux.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

L'étude expérimentale menée pour caractériser le gonflement des marnes du tunnel d'Arbus et déterminer un modèle applicable au fluage –gonflement de ces marnes a montré combien un essai de gonflement dans son principe simple, peut être complexe.

Les résultats de la première série destinés à quantifier le gonflement par des essais de gonflement libre, gonflement empêché et essai Huder Amberg ont montré que les résultats de gonflement libre concernant le potentiel de gonflement sont proches pour tous les échantillons et que la déformation est ajustée par une loi de type hyperbolique, dont le temps est exprimé d'une façon explicite.

La pression de gonflement déterminée par l'essai de gonflement empêché a donné des pressions de gonflement voisines pour l'ensemble des échantillons.

La comparaison des résultats de gonflement libre aux potentiels de gonflement obtenus par essais Huder Amberg est satisfaisante.

Dans le même contexte la comparaison des résultats de pression de gonflement par l'essai de gonflement empêché avec les pressions de gonflement obtenus par essais Huder Amberg a montré une dispersion.

La loi de Lemaitre, utilisée pour ajuster le comportement différé des marnes du tunnel d'Arbus en phase de fluage primaire, est satisfaisante. Les paramètres de la loi de Lemaitre a , et b semblent différents pour les fluages mono et multi paliers. Cela s'explique par le fait que les micros fissures à l'échelle sub-microscopique ont une vitesse de propagation finie. Si la vitesse d'application de la charge dépasse la vitesse de propagation des fissures la résistance du matériau semble augmenter et la déformation diminue. Pour une vitesse de chargement faible tel que par palier, les micro fissures se développent tout le long du chargement donnant une déformation relativement importante comparativement au chargement mono palier qui est suffisamment rapide, dépassant la vitesse de propagation des défauts (micro fissures). Par ailleurs, le mode de chargement progressif pour les essais multi paliers et relativement brusque pour les essais mono palier influence la déformation induite.

Pour ces essais aussi le gonflement est simulé par une loi hyperbolique exprimant le temps d'une façon explicite, et ayant deux paramètres, G et B ; on a abouti à un paramètre B commun à ces marnes.

Le paramètre G est proche pour les différents essais, il peut être ajusté par une loi logarithmique en fonction de la contrainte à l'hydratation et de la contrainte à chaque palier de déchargement

La loi utilisée pour le gonflement est adéquate pour les matériaux testés.

L'hydratation, puis le déchargement par paliers successifs permet de récupérer la déformation induite par fluage puis le gonflement proprement dit.

Le modèle global employé pour simuler le fluage (mono palier ou multi palier) et le gonflement est adéquat et les résultats concordent avec ceux des autres chercheurs.

La procédure d'expérimentation, visant à soumettre un matériau sous diverses sollicitations (charge, hydratation, décharge par palier) au cours du temps, et la logique de partition des déformations sont en conformité avec le modèle global.

Le modèle global employé pour simuler le fluage (mono palier ou multi palier) et le gonflement reproduit fidèlement le comportement des marnes du tunnel d'Arbus.

Malgré le grand soin apporté à la réalisation de ces essais, une dispersion a été constatée pour les résultats obtenus, surtout en ce qui concerne les résultats des pressions de gonflement pour l'essai Huder Amberg de la première série des essais.

Le nombre limité des essais réalisés n'ont pas permis une étude statistique, qui aurait permis des résultats poussés et des arguments intéressants concernant le comportement différé.

La durée des essais est longue, ce qui a représenté un vrai obstacle pour l'obtention de résultats significatifs et précis.

Ainsi il n'a pas été possible jusqu'à aujourd'hui d'établir une procédure d'essai de laboratoire universelle capable d'identifier et de quantifier le processus de gonflement pour l'application à la conception des ouvrages.

Chacun des deux phénomènes fluage et gonflement est complexe, ils se trouvent souvent combinés et il est délicat de distinguer la part de chacun d'eux.

La durée des essais de fluage et de gonflement et leur difficulté de réalisation n'ont pas permis leur multiplication qui aurait pourtant amélioré la représentativité des résultats.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

ANAGNOSTOU G., A model for swelling rock in tunneling. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, pages 307–331, 1993.

ALTEMEYER W.T., Disc.On rep.516, proc.ASCE, 85, 1955.

ARMY T.M. , Foundations in expansive soils, publications of the headquarters United States Army corps of Engineers, TM 5-818-70098 CEMP, USA, 1983.

BARBOUR S.L., FREDLUND D.G., Mechanism of osmotic flow and volume change in clay soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 26, pages 551–562, 1989.

BRACKLEY I.J.A., An empirical equation for the prediction of clay heave. *Proceeding of the 7th Asian regional Conference on soil mechanics and foundation Engineering*, vol 1, pages 8-14, 1983.

BISHOP A.W., The principle of effective stress. *Teknisk Ukeblad*.39, pages 859- 863, 1959.

BOIDY E., Modélisation numérique du comportement différé des cavités souterraines, Université Joseph Fourier, Grenoble, 2002.

BULTEL F., Prise en compte du gonflement des terrains pour le dimensionnement des revêtements des tunnels, Thèse de Doctorat ENPC, 289pages, 2001.

CHAMBO N.R., General presentation of constitutive modeling of geomaterials, *Revue Française de Génie Civil*, Vol. 4, n° 5, pages 9-31, 2000.

CRISTESCU N.D, HUNSCHE U., *Time Effects in Rocks Mechanics*, Ed. John Wiley & Sons, New York, 342p, 1997.

DAKSHANAMURTHY V., A new method to predict swelling using hyperbolic equation. *Geotechnical engineering*, pages 29–38, 1978.

DJEDID A., BEKHOUCHE A., AISSA MAMOUNE S.M., Identification et prévision du gonflement de quelques de la région de Tlemcen (Algérie) .*Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées*, N° 233.REF.4375.pages p67-75, 2001.

DIDIER G., LAREAL P. &GIELLY J., Prévision du potentiel et de la pression de gonflement des sols, comptes rendus du congrès de mécanique des sols et des travaux de fondations, Vol 2-3, pages 67-72,1973.

DUSSEAULT M.B., FORDHAM C.J., Time-dependant behavior of rocks, In *Comprehensive Rock Engineering*, Pergamon Press, Vol. 3, pages 119-149, 1993.

FABRE G., Fluage et endommagement des roches argileuses: évolution de la microstructure et modélisation phénoménologique, Grenoble, 2005.

FRANCOIS D., PINEAU A., ZAOUÏ A., Comportement mécanique des matériaux, Tome2 : Viscoplasticité, endommagement, mécanique du contact, Éditions Hermès, 1995.

GATELIER N., Etude expérimentale et théorique de l'endommagement des roches anisotropes .Thèse de Doctorat, Grenoble, 2001.

GRIM R.E., Clay Mineralogy. Mac Graw-Hill Book Company, 1968.

GOUY G., Sur la constitution de la charge électrique à la surface d'un électrolyte. Annue physique, Paris, vol9, pages 457-468,1910.

HELMOLTZ WISS., Abhandl.physic.tech.Reichsantalt I, 925pages, 1879.

HOMAND ETIENNE F., Action de la température sur les roches : Dilatation et fissuration, Rock at Great Depth, Maury et Fourmaintraux eds, Balkema, Rotterdam, pages 371- 378, 1989.

HUDER J., AMBERG G., QuellungimMergel, Opalinuston und Anhydrit, Schweiz. Bauzeitung, vol 38, n°43, pages 975-980,1970.

KHARCHAFI M., DESCOEUDRES .F, Comportement différé des roches marneuses encaissant les tunnels, Colloque Mandanum Craies et Schistes GBMR, Bruxelles, Pages 58-67, 1995.

LEMAITRE J., CHABOCHE J.L., Mécanique des matériaux solides, Ed Dunod,ISBN 2-10 001397-1,1985.

LEMAITRE J., CHABOCHE J.L., Mécanique des matériaux solides, Chap. 6 : Viscoplasticité, Dunod, 253-341, 1996.

LECOMTE P., Creep in rock salt, Journal of Geology, Vol. 73, n°3, 469-484, 1965.

MADSEN F.T., Determination of the swelling pressure of claystones and marlstones using mineralogical data. Congres I.M.R., volume 1. 1979.

MERAH C., MATHIER J.F. , LABIOUSE V., Analysis of multi-stage creep and swelling oedometric tests on a French marl. Proceedings of the European rock mechanic symposium (EUROCK), Lausanne, Switzerland, 15-18 June. 2010.

MYER L.R., KEMENY J.M., ZHENG Z., SUAREZ R., EWY R.T., COOK N.G.W., Extensile cracking in porous rock under differential compressive stress, *Applied Mechanical Reviews*, Vol.45, n°8, pages 263-280, 1992.

MORLIER P., Le fluage des roches, *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, Vol. 217, pages 90-112, 1966.

NORTON F.H., **Creep of Steel at High Temperatures**, McGraw-Hill Book Company, New York, 90pages, 1929.

OLSZAK W., PERZYNA P., On elastic/viscoplastic soils, *Rhéologie et mécanique des sols*, Symposium Franco-Polonais, Springer et Verlag, Grenoble, 44-57, 1964.

ÖZGENO LU A., Intact Rock Classification based on time-dependent deformation properties, *Int.J.Rock Mech. & Min. Sci.*, Vol.35, n°4-5, paper n°16, 1998.

PARCEVEAUX P., Etude microscopique et macroscopique du gonflement de sols argileux. Université Pierre et Marie Curie Paris VI et l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris, 1980.

PENG S., PODNIEKS E.R., Relaxation and the behavior of failed rock, *Int.J. Rock Mech Min.Sci.* Vol.9, pages 699-712, 1972.

PERZYNA P., Fundamental problems in viscoplasticity, *Adv. Appl. Mech*, Vol. 9, pages 247-377, 1966.

PUSH R., Mechanism and Consequences of creep in cristalline rock, In *Comprehensive Rock, Engineering*, Vol. 2, Pergamon Press, pages227-241, 1993.

PHAM Q. T., Effet de la désaturation et de la resaturation sur l'argilite dans les ouvrages souterrains, Ecole Polytechnique, 172 pages, 2006.

ROBERT A., FABRE D., Rapport sur le gonflement, Comité Français de Mécanique des Roches(CFMR). ,1987.

SAITO M., UEZAWA H., Failure of soil due to creep ,*Comptes rendus du V^{ème} Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de" Fondations*, Vol.1 Paris, pages 315-318, 1961.

SEED H.B., WOODWARD R.J. & LUNDGREEN R., Prediction of swelling potential for compacted clay, *journal of the soil mechanics and foundation division*, vol88, n°Sm4, pages107-131, 1962.

SERRATRICE J.F., Rapport RN134 Tunnel d'Arbus : Essais de Laboratoire, Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées, Aix en Provence, 2006.

SRIDHARAN A., SREEPADA RAO A. & SIVAPULLAICH P.V., Swelling pressure of clays. *Geotechnical Testing Journal*, 9(1), pages 24–33, 1986.

TATSUOKA F., SANTUCCI DE MAGISTRIS F., HAYANO K., MOYOMA Y., KOSEKI J., Some new aspects of time effects on the stress – strain behavior of stiff geomaterials, keynote lecture for the 2nd int conf on hard soils and soft rocks, napoli, 69pages, 1998.

VAYSSADE B., Contribution à l'étude du gonflement interparticulaire des sols argileux. Thèse de Doctorat, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris, 1987.

VERDEL T., Géotechnique et monuments historiques. Thèse de Doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine, France, 293pages, 1993.

VIJAYVERGIYA V.N., GHAZZALY O.I., Prediction of swelling potential for natural clays, 3rd int conf of expansive soils, Haifa, pages 227-236, 1973.

WAKIM J., Influence des solutions aqueuses sur le comportement mécanique des roches argileuses, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris, 153 pages, 2005.

WITTKE W., *Rock Mechanics, Theory and applications with case histories*, Springer Verlag, 1075p, 1990.

WONG R.C.K., Swelling and softening behavior of la Biche shale. *Canadian Geotechnical Journal*, vol35, pages 206-221, 1998.