



**HAL**  
open science

# Etude du comportement différé des revêtements dans les galeries souterraines

Valentin Martyniak

► **To cite this version:**

Valentin Martyniak. Etude du comportement différé des revêtements dans les galeries souterraines. Science des matériaux [cond-mat.mtrl-sci]. Université Grenoble Alpes [2020-..], 2020. Français. NNT : 2020GRALI012 . tel-02573431

**HAL Id: tel-02573431**

**<https://theses.hal.science/tel-02573431>**

Submitted on 14 May 2020

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

## THÈSE

Pour obtenir le grade de

**DOCTEUR DE L'UNIVERSITE GRENOBLE ALPES**

Spécialité : **Matériaux, Mécanique, Génie Civil, Electrochimie**

Arrêté ministériel : 25 mai 2016

Présentée par

**Valentin MARTYNIAK**

Thèse dirigée par **Fabrice EMERIAULT, Professeur, Grenoble INP**

préparée au sein du **Laboratoire 3SR et EDF CIH**  
dans **l'École Doctorale IMEP2**

# Étude du comportement différé des revêtements de galeries souterraines

Thèse soutenue publiquement le « **13 Février 2020** »,  
devant le jury composé de :

**M. Richard, GIOT**

Professeur, ENSIP Poitiers (Rapporteur)

**M. Jean, SULEM**

Professeur, École des Ponts ParisTech (Rapporteur)

**M. Albert, GIRAUD**

Professeur, Université de Lorraine (Président du jury)

**M. Gilles, ARMAND**

Ingénieur de recherche, ANDRA (Membre)

**M. Mountaka, SOULEY**

Ingénieur de recherche, INERIS (Membre)

**M. François, LAIGLE**

Ingénieur, (Invité)

**M. François, MARTIN**

Ingénieur, (Invité)

**M. Adrien, SAÏTTA**

Ingénieur, (Invité)





# Remerciements

Je souhaite tout d'abord remercier les différentes personnes qui m'ont aidé à mener à bien cette thèse dans les meilleures conditions possibles.

Premièrement j'adresse mes sincères remerciements à toute l'équipe du laboratoire 3SR de Grenoble pour avoir permis la collaboration entre le laboratoire et EDF. Je tiens tout particulièrement à remercier Fabrice EMERIAULT mon directeur de thèse durant ces 3 années (et un tout petit peu plus). Je le remercie pour sa patience, ses conseils et sa bienveillance qui m'ont permis de réaliser ce travail sereinement.

Je souhaite remercier les équipes de la DP2D d'EDF qui ont rendu cette thèse possible, et plus particulièrement Adrien POUTREL.

Je remercie Monsieur Richard GIOT, Professeur à l'ENSIP Poitier, ainsi que Monsieur Jean SULEM, Professeur à l'école des Ponts Paristech d'avoir accepté d'être rapporteurs de cette thèse et de l'évaluer.

Je remercie également toutes les personnes d'EDF-CIH qui m'ont côtoyé durant toutes ces années. Je remercie François LAIGLE pour m'avoir fait confiance, pour son soutien technique et ses idées foisonnantes.

Merci également à Florence RECH de m'avoir accueilli au sein de son service et de sa disponibilité à mon égard. Je remercie également Rolland PLASSART pour son soutien et nos échanges sur mes nombreuses interrogations. Merci à toute l'équipe de DT-GOS : Astrid MONDOLONI pour avoir répondu à mes multiples questions sur Code\_Aster, tout comme Gregory COUBARD et Etienne GRIMAL, mais également toutes les personnes du service : Amandine VIGLINO, Sophie VINCENT, Fanny DUBIE, Peggy MARTIN, Pauline BOFFETY, Christelle PEYBERNES, Pierre RENIER, Jérémie MOREAU, Pierre TACHKER, Jean-Pascal VIVET, Julien CINTRACT, Olivier BORY, Guillaume FOURNIER, Manh Dat NGUYEN, Nicolas LEBRUN, Laurent DELGATTO.

Je remercie toutes les personnes de la R&D d'EDF pour avoir apporté leur contribution à cette thèse et plus particulièrement Simon RAUDE pour son aide et ses conseils.

Je tenais particulièrement à remercier les membres du comité de pilotage de cette thèse : François MARTIN et Adrien SAÏTTA pour leur accueil et leur contribution technique.

Enfin je remercie également toute ma famille : ma sœur, mes parents et beaux-parents pour leur soutien au quotidien.



# Résumé

L'équilibre de la contrainte dans les revêtements de galeries souterraines à grande profondeur, ou dans des roches meubles, est un phénomène complexe. Il résulte du comportement couplé du terrain et du béton de revêtement. Le caractère fluant de la roche implique une mise en charge progressive du revêtement de la galerie et l'amplitude de ce phénomène est fortement liée à la rigidité de ce dernier. Les calculs permettant de prédire la contrainte générée dans le revêtement sont généralement réalisés en intégrant des modèles très aboutis dans le terrain, mais les résultats peuvent montrer une contrainte beaucoup plus élevée que ce qui est mesuré sur ouvrage réel. Les sources d'erreur de ces modèles peuvent être multiples et ces différences peuvent s'expliquer par l'omission de certains phénomènes pouvant influencer sur l'équilibre de la contrainte de revêtement.

Au travers de différentes approches à complexité croissante, les phénomènes pouvant influencer sur l'évolution de la contrainte au sein des revêtements de galeries souterraines profondes ont été étudiés. Ces phénomènes peuvent être liés au comportement du béton de revêtement ou à celui du terrain. Une approche semi-analytique de type convergence-confinement a été développée en intégrant les effets différés du terrain par un modèle phénoménologique de Singh-Mitchell ainsi que le fluage et le retrait du béton de revêtement par les modèles empiriques des Eurocodes. Cela a permis de déterminer un ordre de grandeur des différents phénomènes et de sélectionner ceux ayant un effet significatif. De plus, grâce à une analyse des données expérimentales sur les ouvrages de Chamoise et de Bure, nous avons pu montrer que l'évolution de la vitesse de contrainte dans le revêtement semble suivre une évolution linéaire dans le plan  $\log(\dot{\sigma}) / \log(t)$  avec une pente qui semble constante en dépit des différences entre les ouvrages. L'étude de ces données expérimentales a également permis de quantifier les effets différés du béton de revêtement à travers l'analyse des mesures de contrainte et de déformation.

Le deuxième niveau de complexité intègre le modèle de comportement viscoplastique L&K à un modèle numérique. Afin d'étudier l'amplitude de ces phénomènes de manière plus précise, dont les effets peuvent dépendre de la méthode de mise en œuvre, nous avons défini deux cas de référence. Ces deux cas correspondent aux deux configurations les plus couramment rencontrés en travaux souterrains, à savoir une galerie creusée de manière traditionnelle à section en fer à cheval et une galerie à section circulaire creusée au tunnelier. Une étude de sensibilité aux paramètres de l'étude ainsi que ceux du modèle a été réalisée afin de déterminer la plage de variation possible du paramètre de pente de la vitesse de chargement.

Enfin le troisième niveau de complexité d'analyse intègre un modèle de comportement du béton couplant le modèle mécanique aux effets de l'hydratation et du séchage du béton de revêtement. Une analyse de ces phénomènes a été effectuée sur des éprouvettes au travers d'essais de fluage, puis le modèle a été intégré à un des cas de référence. Cela a permis d'obtenir une meilleure estimation de

l'effet du fluage dans les revêtements de galerie qui semble être le phénomène prépondérant à la modification de l'évolution de la contrainte dans le revêtement.

# Abstract

Stress equilibrium in concrete lining of deep tunnels, or in soft rocks, is a complex phenomenon. It results from the coupled behavior of the rock and the concrete of the lining. The creep behavior of the rock implies a progressive loading of the gallery lining. The magnitude of this phenomenon is strongly related to the rigidity of the concrete lining. Numerical simulation led to predict the stress generated in the lining are generally done by integrating very complex models in rock behavior, but the results can show a higher stress than those measured in real galleries. The origin of the mistakes in these numerical models can be multiple. These differences can be explained by the omission of certain phenomena which can influence the balance of the stress in the lining.

Through various approaches with increasing complexity, the phenomena that can influence the evolution of the stress in deep underground tunnel lining have been studied. These phenomena can be related to the behavior of the concrete lining or to the behavior of the ground. A semi-analytical convergence-confinement approach have been developed by integrating the long term behavior of the ground effects with a Singh-Mitchell phenomenological model. The creep and shrinkage of the concrete lining follow an empirical model of Eurocode. This allowed for determining an order of magnitude of the different phenomena and to select those having a significant effect. Moreover, thanks to an analysis of experimental data on the Chamoise and Bure galleries, we have been able to show that the evolution of the stress velocity in the lining seems to follow a linear evolution of  $\log(\dot{\sigma}) / \log(t)$  with a constant slope despite the differences between the structures. The study of these experimental data have quantified the long time behavior of concrete lining through the analysis of stress and strain measurements.

The second level of complexity integrates the L&K viscoplastic model into a numerical model. In order to study more precisely the amplitude of these phenomena, their effects can depend on the method of construction, we have defined two reference cases. These two cases correspond to the two configurations most commonly encountered in underground structures: the first is a gallery excavated in a traditional way with a horseshoe section, the second one is a tunnel with a circular section dug with a TBM. A sensitivity study of the parameters of the numerical model, and of the L&K model was performed to determine the possible range of variation of the concrete lining stress velocity parameter.

Finally, the third level of complexity integrates a concrete model coupling the mechanical model to the effects of hydration and drying of the concrete. An analysis of these phenomena will be performed on samples through creep tests in the numerical model, then the model will be integrated into one of the reference cases. This will provide a better estimation of the effect of concrete lining creep, which appears to be the most noticeable effect on concrete lining stress evolution.





# Table des matières

<b>CHAPITRE I : INTRODUCTION ET PROBLEMATIQUE.....</b>	<b>1</b>
1. CONTEXTE INDUSTRIEL .....	1
2. PROBLEMATIQUE .....	2
3. CONTENU DU MEMOIRE DE THESE.....	3
<b>CHAPITRE II : ETAT DE L'ART .....</b>	<b>7</b>
1. INTRODUCTION .....	8
2. LES REVETEMENTS DE TUNNEL.....	9
2.1. <i>Présentation des différents types de revêtements</i> .....	10
2.1.1. Les revêtements en béton coffré .....	10
2.1.2. Les revêtements en béton projeté.....	10
2.1.3. Les voussoirs préfabriqués en béton armé .....	11
2.2. <i>Méthodes empiriques de détermination du chargement d'un revêtement</i> .....	12
2.3. <i>La méthode convergence-confinement</i> .....	13
2.3.1. Présentation de la méthode .....	14
2.3.2. Résolution analytique en milieu élastique.....	14
2.4. <i>Synthèse des méthodes</i> .....	17
3. MODELISATION TERRAIN .....	19
3.1. <i>Modèles de comportement visqueux</i> .....	19
3.2. <i>Présentation du modèle L&amp;K</i> .....	19
3.2.1. Introduction du modèle.....	19
3.2.2. Comportement instantané pré-pic .....	20
3.2.3. Comportement instantané post-pic.....	22
3.2.4. Comportement volumique.....	22
3.2.5. Comportement viscoplastique.....	23
3.2.6. Evolutions apportés par le modèle LKR sous Code_Aster .....	24
3.3. <i>Singh-Mitchell</i> .....	24
4. COMPORTEMENT DU BETON.....	26
4.1. <i>Introduction au matériau béton</i> .....	26
4.2. <i>Phénoménologie du béton</i> .....	26
4.2.1. Réaction chimique d'hydratation .....	26
4.2.2. Le retrait du béton (ciment) .....	28
4.3. <i>Modèles de comportement du béton</i> .....	30
4.3.1. Prise en compte du retrait et fluage dans les calculs aux eurocodes.....	30
4.3.2. Modèles rhéologiques .....	32
4.3.3. Modèles de comportement du béton .....	33
4.3.4. Mesures de retrait et fluage dans le béton .....	33
4.4. <i>Méthodes de mesure de la contrainte dans les revêtements</i> .....	35

4.4.1. Mesure de contrainte directe .....	35
4.4.2. Mesure de déformation.....	36
4.4.3. Méthodes d'évaluation du module du revêtement .....	38
4.5. Synthèse des phénomènes par type de revêtements .....	38
5. ESTIMATION DE L'EDZ SUR OUVRAGE.....	41
6. DONNEES OUVRAGES .....	43
6.1. Tunnel de Mu-Cha (Taïwan) .....	43
6.1.1. Description de l'ouvrage .....	43
6.1.2. Instrumentation de l'ouvrage.....	43
6.2. Descenderie de St Martin-de-la-Porte (Tunnel euralpin Lyon-Turin).....	44
6.2.1. Description de l'ouvrage .....	44
6.2.2. Instrumentation de l'ouvrage.....	45
6.2.3. Exploitation des données de St Martin de la porte .....	46
6.3. Maneri-Uttarkashi power tunnel, Inde .....	47
6.3.1. Description de l'ouvrage .....	47
6.3.2. Instrumentation de l'ouvrage.....	47
6.4. Synthèse des données expérimentales.....	48
7. CONCLUSION .....	49
<b>CHAPITRE III : EXPLOITATION DES DONNEES EXPERIMENTALES.....</b>	<b>51</b>
1. INTRODUCTION .....	52
2. PRESENTATION DES OUVRAGES.....	53
2.1. Galerie GRD4 (Laboratoire de Bure) .....	53
2.1.1. Description de l'ouvrage .....	53
2.1.2. Instrumentation.....	54
2.2. Galerie GCR (Laboratoire de Bure).....	55
2.2.1. Description de l'ouvrage .....	55
2.2.2. Instrumentation.....	55
2.3. Le tunnel de Chamoise .....	56
2.3.1. Description de l'ouvrage .....	56
2.3.2. Instrumentation.....	57
3. DETERMINATION DES PARAMETRES DES MODELES DE COMPORTEMENT .....	59
3.1. Données expérimentales disponibles sur l'argilite de Bure .....	59
3.2. Détermination des paramètres de Singh-Mitchell .....	59
3.3. Détermination des paramètres de L&K.....	60
3.3.1. Comportement instantané.....	61
3.3.2. Comportement à long terme .....	65
4. EVALUATION ET CORRECTION DE LA CONTRAINTE DANS LES REVETEMENTS .....	71
4.1. A partir de la mesure de contrainte directe.....	71
4.1.1. Mesures et interprétation dans la galerie GRD4 .....	71
4.1.2. Mesures et interprétation dans la galerie GCR .....	78
4.1.3. Mesures dans le tunnel de Chamoise.....	79
4.2. Mesures de déformation .....	83
4.2.1. Sur la galerie GRD4 .....	83
4.2.2. Sur la galerie GCR .....	84
4.2.3. Sur le tunnel de Chamoise.....	84
4.3. Evaluation du module du revêtement.....	85
4.3.1. Dans la galerie GRD4.....	85
4.3.2. Dans le tunnel de Chamoise .....	86
5. DETERMINATION DE L'EFFET DIFFERE DANS LES REVETEMENTS .....	87
5.1. Dans la galerie GRD4.....	87
5.2. Dans le tunnel de Chamoise .....	88
6. CONCLUSION .....	90
<b>CHAPITRE IV : METHODE SEMI-ANALYTIQUE BASEE SUR LA METHODE CONVERGENCE- CONFINEMENT .....</b>	<b>91</b>
1. INTRODUCTION .....	92
2. METHODE ANALYTIQUE AVEC PLASTICITE.....	92
2.1. Elasticité à deux modules .....	92
2.1.1. Solution dans la zone de roche saine.....	93

2.1.2. Solution dans l'EDZ .....	93
2.1.3. Application au cas de Bure .....	94
2.2. <i>Plasticité avec le critère de Mohr-Coulomb</i> .....	96
2.2.1. Solution dans la zone élastique .....	97
2.2.2. Solution dans la zone Plastique.....	97
2.2.3. Application à un cas pratique.....	99
2.3. <i>Plasticité avec un critère de Hoek-Brown</i> .....	100
2.4. <i>La plasticité dans la courbe de déconfinement</i> .....	101
3. LE COMPORTEMENT A LONG TERME DU TERRAIN.....	103
3.1. <i>Le modèle de Burger</i> .....	103
3.2. <i>Le modèle de Singh-Mitchell</i> .....	105
3.2.1. Modèle de Singh Mitchell modifié .....	105
3.2.2. Hypothèses de base .....	106
3.2.3. Le critère de résistance de pic de Hoek-Brown.....	106
3.2.4. Intégration du modèle dans la méthode convergence confinement .....	107
3.2.5. Illustration des résultats de la méthode .....	107
4. PRISE EN COMPTE DU COMPORTEMENT DU BETON .....	109
4.1. <i>Prise en compte de la rigidité du revêtement</i> .....	109
4.1.1. Principe de Similitude de Corbetta .....	109
4.1.2. Nouvelle méthode implicite .....	109
4.1.3. Prise en compte de la rigidité dans la courbe de convergence de manière analytique.....	111
4.2. <i>Le fluage du béton</i> .....	116
4.3. <i>Prise en compte du retrait</i> .....	117
5. APPLICATION DE LA METHODE .....	119
5.1. <i>Cas de la galerie GRD4</i> .....	119
5.2. <i>Cas du tunnel de Chamoise</i> .....	120
6. CONCLUSION .....	122
<b>CHAPITRE V : ETUDE DU COMPORTEMENT DU REVETEMENT AU TRAVERS D'UN MODELE</b>	
<b>NUMERIQUE .....</b>	<b>123</b>
1. INTRODUCTION .....	124
2. DEFINITION DES CAS DE REFERENCE .....	126
2.1. <i>Hypothèses de base des calculs</i> .....	126
2.1.1. Modélisation 2D plan.....	126
2.1.2. Modélisation du passage du front de taille.....	126
2.1.3. Modélisation du terrain .....	127
2.2. <i>Présentation des deux configurations</i> .....	128
2.2.1. Cas n°1 : section en fer à cheval et béton coffré .....	128
2.2.2. Cas n°2 : section circulaire à voussoirs préfabriqués .....	130
2.3. <i>Résultats de simulation des cas de référence</i> .....	131
2.3.1. Cas n°1 : béton coffré à section en fer à cheval .....	131
2.3.2. Cas n°2 : section circulaire à voussoirs préfabriqués .....	132
2.4. <i>Sensibilité au maillage</i> .....	134
2.4.1. Cas de la section en fer à cheval .....	134
2.4.2. Cas de la section circulaire.....	135
3. ETUDE DE SENSIBILITE AUX PARAMETRES DU MODELE.....	136
3.1. <i>Sensibilité aux caractéristiques de l'ouvrage</i> .....	136
3.1.1. Sensibilité à la contrainte isotrope .....	136
3.1.2. Sensibilité à l'épaisseur du revêtement .....	139
3.1.3. Sensibilité au diamètre de la galerie (à e/R constant).....	141
3.1.4. Conclusion .....	142
3.2. <i>Sensibilité aux paramètres du modèle L&amp;K</i> .....	143
3.2.1. Sensibilité aux paramètres de fluage du modèle .....	143
3.2.2. Sensibilité à l'incertitude liée aux essais de laboratoire .....	148
3.2.3. Application aux cas de référence .....	150
3.3. <i>Sensibilité au modèle de comportement du terrain</i> .....	151
3.3.1. Le modèle Power-law viscoplastic.....	152
3.3.2. Le modèle Cvisc .....	154
4. INTEGRATION DU FLUAGE DU REVETEMENT DANS LES CALCULS .....	158
4.1. <i>Détermination des paramètres de Fluage du revêtement</i> .....	158

4.1.1. Modèle de fluage empirique de l'Eurocode 2.....	158
4.1.2. Détermination des paramètres du modèle de Burger.....	159
4.2. Application aux cas de référence.....	160
4.2.1. Cas n°1 Galerie à section en fer à cheval et béton coffré.....	160
4.2.2. Cas n°2 Galerie à section circulaire.....	161
4.2.3. Synthèse du fluage du béton de revêtement.....	161
5. COMPORTEMENT INSTANTANE DU BETON.....	162
5.1. Evolution du module du béton dans le temps.....	162
5.1.1. Définition de la loi d'évolution.....	162
5.1.2. Application aux cas de référence.....	163
5.2. Comportement plastique du béton.....	163
5.2.1. Définition du modèle de comportement radoucissant.....	163
5.2.2. Application au cas de la section en fer à cheval.....	164
6. INFLUENCE D'UNE EDZ.....	168
6.1. Le comportement de l'EDZ.....	168
6.2. Résultats des calculs sur le cas de la section en fer à cheval.....	168
7. CONCLUSION.....	171
<b>CHAPITRE VI : MODELISATION AVANCEE DU BETON AU TRAVERS D'UN MODELE HYDROMECHANIQUE.....</b>	<b>173</b>
1. INTRODUCTION.....	174
2. DIFFERENCES ENTRE LES MODELE LKR ET L&K.....	175
2.1. Paramètres du modèle LKR.....	175
2.2. Comparaison des essais sur éprouvette.....	176
3. CAS DE REFERENCE AVEC LKR.....	179
3.1. Section Fer à Cheval.....	179
3.2. Section circulaire.....	180
4. MODELISATION DU FLUAGE DU BETON AVEC LE MODELE RGI.....	182
4.1. Modèle mécanique.....	182
4.2. Couplage hydrique.....	183
4.3. Evolution de la réaction d'hydratation au cours du temps.....	184
4.4. Jeu de paramètres utilisés.....	186
5. ESSAIS DE FLUAGE SUR EPROUVETTES AVEC MODELE RGI.....	187
5.1. Conditions de modélisation.....	187
5.2. Résultats sur éprouvette à différentes valeurs de $t_0$ .....	188
6. INTEGRATION DU MODELE RGI DANS LES CAS DE REFERENCE.....	190
6.1. Conditions de modélisation.....	190
6.2. Le cas de référence en béton coffré sans prise en compte de RGI.....	190
6.3. Intégration de RGI dans le cas d'un béton coffré.....	191
7. CONCLUSION.....	193
<b>CHAPITRE VII : CONCLUSION ET PERSPECTIVES.....</b>	<b>195</b>
<b>CHAPITRE VIII : REFERENCES.....</b>	<b>200</b>

# Chapitre I : Introduction et Problématique

L'étude des contraintes dans les tunnels à grande profondeur ou dans des roches présentant un caractère fluant relève du comportement couplé du terrain et du revêtement de la galerie. L'amplitude de ces contraintes dépend des caractéristiques du terrain en place mais également de la rigidité et des déformations du revêtement. Bien que des modèles complexes soient utilisés pour représenter le comportement du terrain, en considérant un modèle élastique dans le béton de revêtement, on ne traite qu'une partie du problème. D'après les différents retours d'expérience en ingénierie, bien souvent les contraintes dans les revêtements sont alors surestimées de manière importante.

L'objectif de la présente thèse est de recenser et d'évaluer les causes à l'origine des écarts entre les mesures sur ouvrages et l'évaluation des contraintes au travers de modèles numériques. Cela passera par l'étude des différents phénomènes pouvant influencer sur l'évolution de la contrainte dans le temps et à évaluer leurs effets respectifs. Cela permettra ainsi d'améliorer les modèles numériques.

Cette thèse s'inscrit naturellement dans le cadre du projet de stockage à grande profondeur CIGEO. Cependant le fruit de ces réflexions reste valable pour tout type d'ouvrage à grande profondeur ou dont le terrain présente un comportement fluant prononcé.

## 1. Contexte industriel

Cette thèse est issue de la collaboration du laboratoire Sols Solides Structures Risques (3SR) de Grenoble et du Centre d'Ingénierie Hydraulique (CIH) d'EDF. Elle est financée dans le cadre du projet HAVL (haute activité vie longue) d'EDF, projet d'étude de faisabilité du centre de stockage géologique de déchets radioactifs CIGEO, situé à Bure, dont la maîtrise d'ouvrage a été confiée à l'ANDRA (Agence Nationale pour la gestion des Déchets Radioactifs). Le financement de la thèse est assuré par la Direction des Projets Déconstruction Déchets (DP2D) d'EDF. Cette thèse vise donc une application industrielle dans le cadre du centre de stockage de Bure mais les conclusions seront également applicables aux ouvrages profonds en général.

Elle s'inscrit dans la continuité des thèses de F. Laigle (2004) et A. Kleine (2007) qui visaient à développer un modèle de comportement élasto-visco-plastique permettant de traduire le comportement des roches et plus particulièrement de l'argilite de Bure. Ce modèle a été implanté lors de la thèse de Kleine dans FLAC<sup>2D</sup>. Par la suite, la thèse de Plassart (2011) a apporté une évolution au modèle de comportement avec la prise en compte du couplage hydromécanique de la roche, et a permis l'intégration du modèle dans Code\_Aster. Enfin la thèse de Raude (2015) apporta un couplage thermo-hydro-mécanique au modèle de comportement ainsi qu'une modification partielle des équations du modèle. Ce nouveau modèle est alors nommé LKR et implanté sous Code\_Aster sous le même nom. Nous pouvons également citer la thèse de Djouadi (2019) qui introduit l'anisotropie dans le modèle LKR.

Ce phénomène ayant une application à un type de sol bien spécifique, il ne sera pas abordé lors de cette thèse. De plus cela compliquerait d'avantage l'interprétation des résultats.

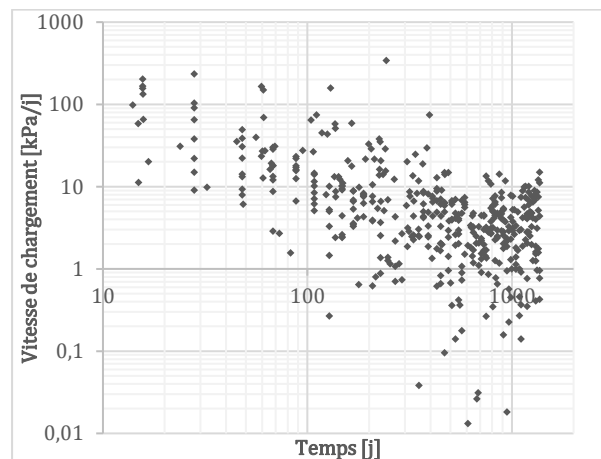
## 2. Problématique

Le postulat de base de cette thèse part d'une observation réalisée principalement sur les ouvrages du Laboratoire de Bure. Les contraintes observées dans les revêtements des ouvrages souterrains sont généralement plus faibles que celles calculées à l'aide de modèles numériques. En effet, d'après les divers retours d'expérience en ingénierie, en utilisant des modèles traduisant de manière précise le comportement fluant du terrain, il subsiste toujours des différences notables (parfois de 2 à 3 fois plus) entre les simulations et les mesures. Ces différences peuvent avoir plusieurs origines et le but de cette thèse est d'étudier plus précisément l'évolution de la contrainte à long terme dans les revêtements de galeries souterraines ainsi que les phénomènes susceptibles d'engendrer ces différences.

L'étude se limitera aux ouvrages dont le terrain présente une évolution à long terme qui est dimensionnante pour le revêtement de la galerie. Cela comprendra essentiellement les ouvrages à grande profondeur et/ou en terrain visqueux. De plus les revêtements considérés ne seront que des revêtements structurels définitifs, ce qui ne prend pas en compte les revêtements en béton projeté fin qui sont considérés comme un soutènement de galerie plus qu'un réel revêtement. Nous ne considérerons donc que les revêtements dans lesquels la théorie des poutres peut être appliquée.

Ainsi dans ce document, nous nous intéresserons aux deux aspects du problème : l'évaluation de la contrainte réelle dans les ouvrages, ainsi que son estimation au travers de calculs numériques.

Tout d'abord, nous avons récolté des données expérimentales, dans la littérature et sur ouvrages, de mesures d'évolution des contraintes et des déformations sur des galeries souterraines entrant dans notre champ de considération. Ces données seront ensuite analysées et utilisées comme base de réflexion pour définir l'allure de l'évolution dans le temps de la contrainte dans les revêtements.



**Figure I.1 : Evolution de la vitesse de chargement du revêtement de galerie à partir de données expérimentales et de la littérature.**

En traçant l'évolution des vitesses de contrainte dans les revêtements de galeries dans un plan  $\log(\dot{\sigma}) / \log(t)$  (Figure I.1), nous avons remarqué que leur évolution semblait linéaire avec une pente de l'ordre de 1 à 1,5. Cette tendance semble se vérifier sur des ouvrages aux caractéristiques différentes et la valeur de cette pente semble constante pour tous les ouvrages.

Nous analyserons donc les données d'ouvrages de la littérature mais également des données expérimentales à notre disposition sur les ouvrages du laboratoire de Bure et sur le tunnel de Chamoise, afin de conforter cette première hypothèse.

Le deuxième point important de la thèse concerne l'évaluation de la contrainte dans le revêtement de galeries au travers de calculs numériques. De manière classique les ouvrages souterrains de notre champ d'application sont calculés en utilisant un modèle de comportement de type viscoplastique pour le terrain. Ces modèles sont étudiés de manière à traduire le plus précisément possible le comportement de la roche en déterminant les paramètres du modèle à partir d'essais sur échantillons de laboratoire. La modélisation du terrain semble donc satisfaisante mais lorsque les calculs sur ouvrages sont réalisés, il subsiste toujours des différences importantes entre les modèles et les données expérimentales.

Une des manières de contourner le problème est de réaliser un ouvrage de référence aux caractéristiques proche de l'ouvrage réel afin de déterminer de manière plus précise les paramètres du modèle, cela permet de traduire directement le comportement de la galerie en grand. Cette approche est cependant très coûteuse et très peu d'ouvrages en construction peuvent se permettre de réaliser ce type d'expérimentation. De plus cela ne permet pas d'extrapoler les résultats à des galeries de caractéristiques différentes, les problèmes de viscoplasticité étant fortement non-linéaire.

Une autre approche du problème, et qui sera menée tout au long de cette thèse, consiste à supposer que certains phénomènes ne sont pas considérés dans les calculs. En effet la modélisation du terrain est bien souvent très poussée avec des modèles très complexes, mais le revêtement est en général considéré élastique. Or l'évolution de la contrainte dans le revêtement est issue de l'interaction du comportement du terrain et du revêtement. Les revêtements étant constitués de béton, ce dernier peut subir toutes sortes de phénomènes qui peuvent modifier la contrainte dans le revêtement. De plus certains phénomènes comme l'EDZ peuvent perturber la manière dont le terrain appuie sur le revêtement et modifier l'équilibre de la contrainte dans ce dernier.

Ainsi nous chercherons à intégrer ces différents phénomènes dans l'évaluation de la contrainte du revêtement afin d'en améliorer la justesse. Nous étudierons également la variation de la pente de la partie linéaire, si elle existe, de la vitesse de chargement dans le plan  $\log(\dot{\sigma})/\log(t)$  afin de déterminer la manière dont évolue ce paramètre et dans quelle mesure il est universel.

La méthodologie générale s'appuiera sur une augmentation graduelle de la complexité des modèles :

- Nous choisirons tout d'abord d'étudier ces phénomènes au travers de calculs semi-analytiques basés sur la méthode convergence-confinement. Cela permettra d'obtenir un ordre de grandeur de l'effet des différents phénomènes, au travers de calculs simples, permettant d'obtenir une évaluation rapide de la contrainte dans le revêtement.
- Ensuite nous intégrerons ces phénomènes dans un modèle numérique utilisant un modèle de terrain de type viscoplastique dans le code différence-finies FLAC<sup>2D</sup>. Nous évaluerons ainsi leurs effets sur l'évolution de la contrainte au travers de deux cas de référence, représentatifs des deux configurations les plus souvent rencontrées en travaux souterrains. Cela nous permettra de distinguer les phénomènes ayant des effets notables et ceux pouvant être considérés comme négligeables.
- Enfin dans un troisième temps nous étudierons l'effet de ces phénomènes sur un modèle élément fini sous Code\_Aster. Cela permettra de considérer des mécanismes beaucoup plus complexes dans le béton au travers d'un modèle permettant de prendre en compte la teneur en eau et l'avancement de la réaction d'hydratation, ce qui est impossible dans le cas du logiciel FLAC.

### 3. Contenu du mémoire de thèse

Afin de répondre à la problématique, ce document sera découpé en sept chapitres. Le premier est une introduction générale du document (chapitre en cours), le second présentera des éléments de bibliographie indispensables à la compréhension des différents thèmes abordés au cours des chapitres suivants. Le troisième chapitre reprendra l'étude de l'ensemble des données expérimentales disponibles et réalisées au cours de cette thèse. Le quatrième chapitre portera sur les méthodes simplifiées semi-analytiques de type convergence-confinement. Le cinquième chapitre présentera les différents



phénomènes étudiés au travers des calculs numériques sous le logiciel différences finies FLAC<sup>2D</sup>. Le sixième chapitre portera sur l'étude plus précise des phénomènes dans le béton de revêtement. Enfin le dernier chapitre constituera une conclusion générale de ce travail de thèse. De manière plus précise, le contenu de chaque chapitre est le suivant :

- **Chapitre II** : Ce chapitre présentera de manière succincte les différents types de revêtement rencontrés ainsi que leurs caractéristiques respectives. Il portera également sur les méthodes couramment utilisées pour déterminer la contrainte dans les revêtements, puis nous présenterons les différents modèles de comportement utilisés pour modéliser le terrain lors de phases de modélisation plus avancées dans les chapitres suivants. Nous aborderons les aspects phénoménologiques du béton ainsi que les modèles de comportement de ce dernier. Cela nous permettra d'appréhender les phénomènes dans le béton susceptibles de modifier la contrainte dans le revêtement. Ensuite nous présenterons les estimations de l'EDZ sur les ouvrages afin de voir comment cette zone pourrait être prise en compte dans les calculs. Enfin nous présenterons les données disponibles d'évolution de la contrainte sur ouvrages dans la littérature afin de caractériser le comportement des ouvrages à grande profondeur.
- **Chapitre III** : Dans ce chapitre, nous aborderons l'exploitation des données expérimentales disponibles. Tout d'abord nous déterminerons les paramètres des modèles de comportement du terrain utilisés pour modéliser le terrain dans les chapitres suivants, à partir d'essais de laboratoires sur l'argilite de Bure (Armand et al. 2017). Ensuite nous développerons la méthode utilisée pour estimer les contraintes dans le revêtement à partir des données expérimentales sur les tunnels de Chamoise et de la galerie GRD4 du laboratoire de Bure. Cela permettra également d'étudier et de quantifier les effets différés du béton de revêtement.
- **Chapitre IV** : Ce chapitre portera sur l'étude des phénomènes pouvant avoir une influence sur l'évolution de la contrainte au travers d'une approche de type convergence-confinement (Panet et Guellec 1974). Ce modèle sera considéré comme semi-analytique car pour prendre en compte certains phénomènes dont le fluage du terrain, il sera nécessaire de réaliser des calculs itératifs pour trouver la solution du problème. Ce chapitre présentera donc la méthode utilisée en intégrant de la plasticité, le fluage du terrain à l'aide d'un modèle de Singh-Mitchel (1968) ainsi que le fluage et le retrait du béton. Ces résultats seront ensuite appliqués aux galeries dont les mesures aux données expérimentales sont disponibles afin de comparer les résultats obtenus.
- **Chapitre V** : Dans ce chapitre nous étudierons les différents phénomènes au travers de simulations numériques sous FLAC<sup>2D</sup>. Cette analyse sera réalisée en s'appuyant sur deux cas de référence, issues des deux méthodes de mise en œuvre couramment rencontrées en travaux souterrains : une galerie circulaire réalisée au tunnelier avec des voussoirs préfabriqués, et une galerie à section en fer à cheval réalisée de manière traditionnelle avec un revêtement coulé en place. Nous analyserons ainsi les résultats des deux cas de référence et réaliserons une étude de sensibilité aux paramètres du modèle afin de déterminer les variations de la pente dans le plan  $\log(\dot{\sigma}) / \log(t)$ . Nous étudierons également la manière dont évolue cette vitesse avec deux modèles plus simples intégrés dans FLAC afin de déterminer si leur évolution est en accord avec les observations réalisés sur ouvrages. Enfin nous étudierons les phénomènes intervenant dans le béton (fluage, évolution du module élastique, comportement fragile...) puis l'influence d'une zone endommagée autour de l'excavation (EDZ). Cela permettra de quantifier l'effet de chaque phénomène et de déterminer s'ils ont un effet significatif sur l'évolution de la contrainte dans le revêtement.
- **Chapitre VI** : Ce dernier chapitre permettra une étude plus approfondie des phénomènes dans le béton de revêtement. Nous présenterons tout d'abord les différences entre les deux modèles L&K et LKR inhérentes à leurs formulations respectives, leurs jeux de paramètres et leur code de calcul associé. Ces différences seront mises en évidence sur des essais sur éprouvettes puis sur les deux cas de référence. Cela permettra d'illustrer les différences qui peuvent survenir entre deux calculs dont le modèle de comportement est très proche et dont les paramètres ont été déterminés à partir des mêmes essais de laboratoire. Ensuite le modèle de béton RGI

(Morenon 2017) ainsi que son intégration dans le cas de référence en fer à cheval sera présenté. Ce modèle permet notamment de prendre en compte un avancement de la réaction d'hydratation du béton ainsi qu'un couplage avec un champ de teneur en eau. Le comportement de ce modèle sera ensuite étudié sur des essais sur éprouvettes puis intégré au modèle de référence.



# Chapitre II : Etat de l'art

## **Résumé du Chapitre :**

---

*Ce chapitre porte sur les éléments de bibliographie essentiels à la compréhension de la problématique. Il permettra notamment de présenter de manière succincte les différentes méthodes classiquement utilisées pour déterminer la contrainte dans un revêtement de galerie. Ensuite il présentera les modèles de comportement de terrain utilisés par la suite dans les calculs numériques et les calculs semi-analytiques, permettant la prise en compte du caractère viscoplastique des terrains considérés. Il portera également sur les aspects phénoménologiques du béton, certains des modèles de comportement existants, ainsi que sur la liste des différents phénomènes pouvant intervenir par type de revêtement. Nous aborderons ensuite les problématiques liées à l'EDZ (zone d'excavation endommagée) puis nous terminerons sur quelques données expérimentales sur ouvrages extraites de la littérature.*

## **Table des matières du Chapitre :**

---

1. INTRODUCTION .....	8
2. LES REVETEMENTS DE TUNNEL .....	9
2.1. Présentation des différents types de revêtements .....	10
2.2. Méthodes empiriques de détermination du chargement d'un revêtement .....	12
2.3. La méthode convergence-confinement .....	13
2.4. Synthèse des méthodes.....	17
3. MODELISATION TERRAIN .....	19
3.1. Modèles de comportement visqueux.....	19
3.2. Présentation du modèle L&K .....	19
3.3. Singh-Mitchell.....	24
4. COMPORTEMENT DU BETON.....	26
4.1. Introduction au matériau béton.....	26
4.2. Phénoménologie du béton .....	26
4.3. Modèles de comportement du béton.....	30
4.4. Méthodes de mesure de la contrainte dans les revêtements .....	35
4.5. Synthèse des phénomènes par type de revêtements .....	38
5. ESTIMATION DE L'EDZ SUR OUVRAGE .....	41
6. DONNEES OUVRAGES.....	43
6.1. Tunnel de Mu-Cha (Taïwan).....	43
6.2. Descenderie de St Martin-de-la-Porte (Tunnel euralpin Lyon-Turin).....	44
6.3. Maneri-Uttarkashi power tunnel, Inde.....	47
6.4. Synthèse des données expérimentales.....	48

## 1. Introduction

La problématique générale de la thèse portant sur l'étude des phénomènes pouvant influencer sur l'évolution de la contrainte dans les revêtements de tunnel, il apparaît essentiel de réaliser une étude bibliographique afin de les identifier. De plus, afin de confronter les modèles numériques à la réalité, nous avons recherché des données d'évolution de contrainte dans les revêtements de galeries souterraines répondant à notre cadre d'étude.

Nous développerons donc premièrement ce qu'est un revêtement de tunnel et les différents types de revêtement qui existent et ceux que nous retiendrons pour notre étude. Nous aborderons également les différentes méthodes de détermination de la contrainte dans les structures souterraines.

Le cadre de l'étude se plaçant dans les ouvrages à grande profondeur, il était nécessaire de développer le comportement des deux modèles utilisés dans les Chapitres suivants. Le modèle de Singh-Mitchell servira de base à l'étude des phénomènes au travers d'une méthode semi-analytique de type convergence-confinement au Chapitre III. Le modèle LKR est un modèle viscoplastique intégré dans le logiciel FLAC<sup>2D</sup> qui permettra une étude plus approfondie des phénomènes et pour des géométries particulières.

Nous aborderons ensuite les aspects phénoménologiques du béton, afin de caractériser le comportement du revêtement. Nous détaillerons notamment les différentes déformations différées apparaissant dans le béton, mais également les modèles nécessaires à l'intégration de ces phénomènes dans les modélisations. Afin de comprendre les éventuelles sources d'erreur au niveau des mesures de la contrainte, nous aborderons les différents types de capteurs ou méthodes de mesure de la contrainte. Nous dresserons ensuite une synthèse des phénomènes par type de revêtement afin de prédéterminer ceux qui semblent significatifs.

L'EDZ (Excavation Damage Zone) sera également étudiée afin de caractériser son comportement et ses propriétés mécaniques.

Enfin nous présenterons les différents ouvrages de la littérature pour lesquels nous avons pu effectuer un suivi de la contrainte sur une période de plus d'un an, ou à défaut une mesure de déformation ou de convergence. Leurs données seront dépouillées et analysées afin de déterminer la tendance qui s'en dégage.

## 2. Les revêtements de tunnel

Tout d'abord nous allons tenter de donner une définition claire de ce qu'est un revêtement de tunnel afin de borner notre étude. Selon le Fascicule 69 Travaux en souterrains du Cahier des Clauses Techniques Générales (CCTG), « *Le revêtement a pour fonction d'une part d'assurer de façon pérenne la stabilité de l'ouvrage et d'autre part de protéger l'étanchéité extradados et de supporter le génie civil de second œuvre et les équipements d'exploitation et de sécurité* ». On trouve également une définition d'un revêtement dans le dossier pilote du CETU (Centre d'étude des Tunnels) qui semble plus appropriée et que l'on retiendra dans un premier temps : « *Ensemble des dispositifs à ajouter au soutènement pour assurer la stabilité définitive de l'ouvrage souterrain. Le revêtement constitue la structure résistante placée le plus à l'intrados du tunnel* ».

On pourra donc définir la fonction principale du revêtement qui sera d'assurer la stabilité à long terme de l'ouvrage. Cependant on pourra également définir des fonctions secondaires à ne pas négliger lors du dimensionnement de ces revêtements ou de l'ouvrage souterrain :

- Fonction d'étanchéité : le revêtement joue un rôle important dans l'étanchéité du tunnel. Il peut assurer à lui seul l'étanchéité (voussoirs préfabriqués avec joints), ou assurer une étanchéité de surface (béton coffré avec joints de reprise traités pour l'étanchéité), ou encore servir de support à l'étanchéité (que ce soit pour une étanchéité à l'intrados ou à l'extrados)
- Fonction visuelle : le revêtement interne du tunnel constitue la seule partie visible de l'ouvrage pour les usagers, cela doit donc être pris en compte lors de la conception de l'ouvrage. En effet le confort visuel et le sentiment de bien-être et de sécurité ou l'absence de mal être de l'utilisateur peut contribuer de manière significative au bon comportement de ces derniers. En effet le sentiment d'angoisse des usagers peut augmenter les risques d'accidents routiers.
- Fonction d'écoulement : étant donné que le revêtement est la partie de l'ouvrage la plus à l'intrados, il va jouer un rôle important dans l'écoulement d'air à l'intérieur du tunnel. En effet un revêtement qui aura un aspect de surface lisse, contribuera à minimiser les pertes de charge dans le tunnel. Ainsi la puissance des ventilateurs pourra être réduite, ce qui aura un aspect bénéfique sur le coût total de l'ouvrage.

Il existe trois types de revêtements que l'on distinguera par leur mise en œuvre. Les revêtements en béton coffré, les revêtements en béton projeté, et enfin les voussoirs préfabriqués. Ces derniers seront présentés dans la partie suivante. Nous nous intéresserons ensuite aux différentes méthodes d'évaluation de la contrainte dans les revêtements et plus particulièrement à la méthode convergence-confinement.

## 2.1. Présentation des différents types de revêtements

### 2.1.1. Les revêtements en béton coffré

Les revêtements en béton coffré sont la plupart du temps non armés. En effet pour des sections circulaires le béton travaille uniquement en compression il n'est donc pas nécessaire de l'armer. Il pourra cependant être armé dans des zones particulièrement sollicités en traction ou cisaillement, comme en radier ou à la jonction radier/piédroit.



Figure II.1 : Coffrage de tunnel source : <http://www.directindustry.fr>

Les bétons utilisés pour la réalisation des revêtements ont en général une résistance en compression de l'ordre de 30 MPa. Ces derniers, utilisés pour réaliser les revêtements de tunnels, doivent satisfaire un certain nombre d'exigences liées à la particularité des ouvrages souterrains :

- Tout d'abord le béton doit être mis légèrement en pression afin de remplir tout l'espace confiné entre le coffrage et le rocher.
- Une bonne maniabilité du béton est généralement recherchée pour une bonne mise en œuvre du béton au sein du coffrage
- Le béton doit avoir une perméabilité relativement faible afin de résister au milieu agressif auquel il sera soumis. Cela facilite également la pose d'un habillage léger de type peinture.
- Le coffrage étant réalisé par plots d'environ 10m de longueur, les exigences de cadence imposent en général la réalisation d'un plot par jour. Le béton doit donc atteindre une résistance mécanique suffisante pour pouvoir être décoffré le lendemain soit environ 10 MPa au bout de 24 h.

### 2.1.2. Les revêtements en béton projeté

Les revêtements en béton projeté constituent un revêtement particulier car ils sont en général posés en plusieurs couches successives à différentes distances du front de taille. Dans les recommandations de l'AFTES on distingue trois types de revêtements en béton projeté qui sont classés en fonction de leur épaisseur.

#### 2.1.2.1. Béton projeté de type 1 : peau protectrice

Le béton projeté de type 1 est défini comme ayant une épaisseur de 2 à 5 cm. Son rôle principal est d'assurer la stabilité immédiate du terrain et de limiter son altération superficielle. Cela permet entre autres d'éviter la dessiccation du sol ou de la roche saturé(e), par l'air contenu dans la galerie qui pourrait engendrer une dégradation de ses propriétés mécaniques en surface de la galerie. De plus cela permet

d'éviter des phénomènes de gonflement qui pourraient apparaître suite à la migration de l'eau au sein de la structure poreuse de la roche ou du sol.

Ce béton projeté n'a donc pas de rôle purement structurel, il sert en réalité d'étanchéité temporaire à la galerie et permet d'éviter des micro-déplacements en venant combler les fissures ouvertes par le déconfinement du terrain. En l'absence de stabilisation, ces fissures, ou micro-déplacements pourraient se propager et engendrer des phénomènes de décohesion en chaîne de la structure du massif. On ne considèrera donc pas ce type de béton projeté dans notre étude car il ne permet pas d'assurer la stabilité à long terme de la galerie.

#### *2.1.2.2. Béton projeté de type 2 : Peau résistante*

Comme son nom l'indique, ce type de béton est une peau (de l'ordre de 10 à 20 cm d'épaisseur) de béton projeté. Il a pour effet, comme pour le béton projeté de type 1, d'assurer une stabilité immédiate du terrain en colmatant les fissures en parois et éviter leur propagation. De plus, il permet d'assurer une stabilité locale du terrain, en prévenant la chute de blocs qui auraient pu se former en parois lors de l'excavation.

Ce type de béton projeté est généralement combiné à des boulons et des cintres. Ces derniers ont pour effet de renforcer le terrain en place afin de limiter ses convergences. De plus on apporte généralement de la ductilité à ce type de revêtement, en y incorporant un treillis soudé ou des fibres, en cas de convergences importantes.

Le béton projeté de type 2 n'agit donc pas comme un vrai revêtement, dans le sens où il ne permet pas, à lui seul d'assurer la stabilité de l'ouvrage, mais est tout de même essentiel à certains types de mise en œuvre. Il permet notamment le transfert des charges aux cintres qui assurent la stabilité générale de l'ouvrage.

#### *2.1.2.3. Béton projeté de type 3 : Coque béton projeté*

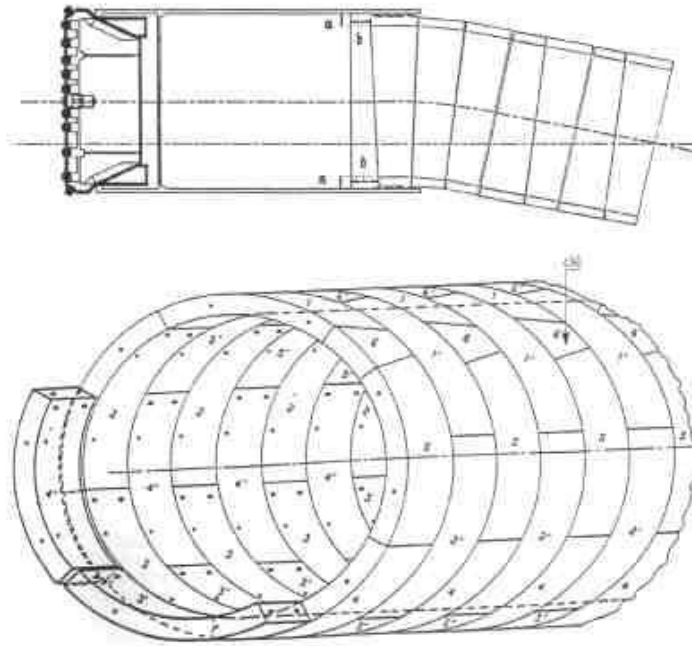
Le béton projeté de type 3 va agir comme une coque de béton uniforme. En effet, du fait de son épaisseur importante (plus de 20 cm) elle permet d'assurer, à elle seule, la stabilité de l'ouvrage. Ce type de béton projeté peut être fibré, armé ou non. Il peut également être couplé à des cintres ou boulons qui vont reprendre une partie des efforts.

La coque en béton projeté va avant tout avoir un rôle structurel. C'est elle qui va reprendre les efforts du terrain et assurer la stabilité à long terme. Dans ce document nous n'étudierons pas de manière spécifique ce type de revêtement. En effet ces derniers répondent à des aspects phénoménologiques très particuliers provenant de leur mise en œuvre spécifique.

#### ***2.1.3. Les voussoirs préfabriqués en béton armé***

Traditionnellement les voussoirs en béton armé sont utilisés pour des galeries creusées au tunnelier. Le revêtement est constitué d'une succession d'anneaux juxtaposés reliés par des boulons et dont l'étanchéité est assurée par des joints placés entre ces anneaux. Les voussoirs sont mis en place à l'abri d'un bouclier qui assure le soutènement immédiat des terres. L'épaisseur courante de ces voussoirs est de l'ordre de 30 à 50 cm. Les anneaux composés de voussoirs ont généralement une longueur de 1 à 2 m et peuvent avoir des bords droits ou légèrement pincés (pour les voussoirs universels), dont un côté de l'anneau est légèrement plus petit que l'autre. Cela permet de réaliser une courbure de la galerie lorsqu'ils sont placés avec le bord le plus court du même côté, et d'aller tout droit lorsqu'ils sont placés en quinconce.





**Figure II.2 : Schéma de mise en œuvre de voussoirs (source : dossier pilote de l'AFTES)**

Les voussoirs sont donc mis en place à l'avancement du front et placés juste après le creusement. Ainsi ils assurent à la fois un rôle de revêtement définitif mais aussi de soutènement à court terme.

Afin d'assurer un bon contact entre le terrain et les voussoirs, un matériau de bourrage est généralement ajouté, qui va venir combler les vides éventuels entre le terrain et les voussoirs. Cela permet de répartir la contrainte de manière uniforme sur l'ensemble de l'anneau de voussoirs. Il en résulte donc une incertitude, lors de calculs numérique, sur la géométrie réelle de la zone excavée et de la zone de contact entre les voussoirs et le terrain. De plus lors de ces calculs, le matériau de revêtement est généralement supposé homogène et continu, or il est constitué d'un ensemble de voussoirs assemblés les uns aux autres et présentant donc des discontinuités. Le contact entre les voussoirs sera tout de même supposé parfait et le report des contraintes sera homogène sur l'interface entre les voussoirs.

## 2.2. Méthodes empiriques de détermination du chargement d'un revêtement

Cette partie présente les différentes méthodes classiquement utilisées pour déterminer la contrainte au sein des revêtements de galeries souterraines. Nous dresserons une liste non exhaustive des différentes méthodes utilisées en bureau d'étude et appliquées sur des cas réels pour dimensionner les ouvrages souterrains.

Les méthodes empiriques sont généralement utilisées pour pré-dimensionner les ouvrages. Elles servent essentiellement à obtenir un ordre de grandeur de la pression appliquée au revêtement de tunnel, sans considérer la rigidité de ce dernier. Ainsi il n'y a aucun couplage entre le comportement ou les caractéristiques du revêtement et le terrain en place. Ces méthodes ont été développées à partir d'observations et de mesures sur différents ouvrages. Les méthodes les plus couramment utilisées sont la méthode de Terzaghi (1957) dans le cas de tunnels creusés dans un terrain peu cohésif à relativement faible profondeur. Dans sa théorie, Terzaghi propose la sollicitation subie par le revêtement comme le poids du terrain de la zone arquée (Figure II.3). Il remarqua que l'épaisseur de la zone agissant sur le tunnel dépendait uniquement des conditions géométriques de la galerie. Cette méthode est valable pour des terrains peu cohésifs et est considérée comme conservative car elle a été déterminée à partir de mesures sur des terrains de mauvaise qualité.

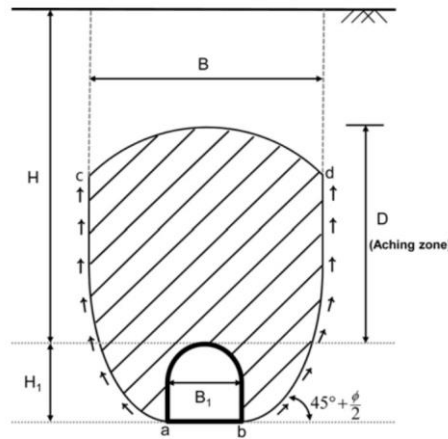


Figure II.3 : Schéma de la zone arquée dans la méthode de Terzaghi (extrait de Jeong 2014 d'après Terzaghi 1946)

La seconde méthode utilisée est la méthode de Barton (1980), cette dernière permet de calculer le soutènement à utiliser dans le cas de terrains de type roche avec une fracturation plus ou moins importante. Elle se base sur la classification des masses rocheuses de Barton et al. (1974). La résistance de la roche, la contrainte *in-situ*, le type et le nombre de discontinuité sont considérés ainsi que la rugosité de ces dernières.

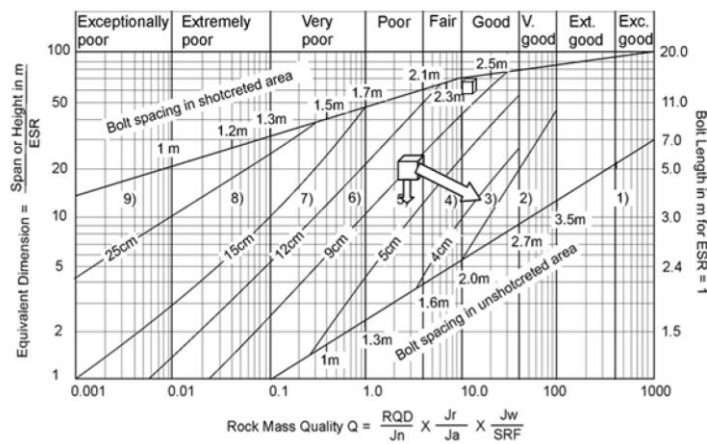


Figure II.4 : Abaque de Grimstad et Barton (1993) extrait de Barton et al. (2014)

L'abaque de la Figure II.4 permet une estimation très rapide, d'après les paramètres de la classification de Barton, du soutènement à utiliser. C'est pour sa simplicité d'utilisation et son grand retour d'expérience (plus de 40 ans) que cette méthode est très largement utilisée. De plus Singh et al. (1992) et Bhasin et Grimstad (1996) proposent une corrélation pour déterminer la pression appliquée sur le soutènement de la galerie :

$$P_{gal} = \frac{40D}{J_r} Q^{-1/3}$$

Cela permet d'obtenir une première estimation du soutènement à mettre en place. Le revêtement définitif, s'il est nécessaire, sera alors généralement calculé en considérant le poids du bloc le plus important à stabiliser en fonction des familles de discontinuités pour des masses rocheuses. Dans le cas de terrains convergeant à long terme ces méthodes ne peuvent toutefois pas être utilisées et il faudra se tourner vers des méthodes plus complexes.

### 2.3. La méthode convergence-confinement

Une autre méthode largement utilisée pour déterminer la contrainte dans le revêtement est la méthode convergence-confinement. Cette sous-partie, exposera le principe de la méthode convergence

confinement qui est une méthode de dimensionnement des revêtements de tunnels largement utilisée. Les fondements de la méthode seront tout d'abord présentés de manière succincte, puis dans un deuxième temps la résolution d'un cas pratique en milieu élastique sera étudiée.

### 2.3.1. Présentation de la méthode

La méthode convergence-confinement a été introduite par Panet et Guellec (1974). Cette méthode se base sur la similarité du champ de contrainte dans un plan perpendiculaire à l'axe du tunnel induit par l'avancement d'un front en 3D, et celui induit par l'application d'une pression décroissante sur les parois d'un tunnel en 2D. Afin de simuler le creusement du tunnel, une pression fictive de soutènement décroissante avec l'avancement du front sera considérée dans les calculs. En premier la courbe de réponse du terrain en fonction de cette pression fictive  $P_i$  sera tracée, cette courbe est appelée courbe de convergence. D'un autre côté, la courbe de réponse du revêtement en fonction de la pression  $P_i$  sera calculée. En général une courbe de réponse élastique du revêtement est considérée car ce dernier est dimensionné de manière à rester dans son domaine élastique. Il est également nécessaire de déterminer la convergence du terrain au moment de la pose du revêtement, afin de placer le premier point de la courbe de confinement. Une des hypothèses forte de la méthode est que la galerie est supposée circulaire et qu'il y a donc une axisymétrie suivant l'axe du tunnel. Il est ainsi impossible avec cette méthode de déterminer une contrainte avec une géométrie plus complexe.

Une fois les deux évolutions déterminées, les deux phénomènes sont supposés indépendants (ce qui est faux en réalité, la courbe de réponse du terrain dépend de la rigidité du revêtement), et le point d'équilibre se situe alors à l'intersection des deux courbes. Ce point d'équilibre donnera alors la pression exercée sur le revêtement, et la convergence finale de la galerie. Par la suite le calcul des courbes de convergences dans différentes configurations (plastique, fluage...) sera présenté au Chapitre III.

### 2.3.2. Résolution analytique en milieu élastique

La solution analytique de la convergence du terrain est déterminée lorsqu'une pression de confinement fictive  $P_i$  est appliquée. On se place dans l'hypothèse de contraintes planes, les contraintes suivant  $\vec{e}_z$  sont constantes égales à  $P_\infty$ , où  $P_\infty$  est la pression hydrostatique dans le massif avant le creusement de la galerie.

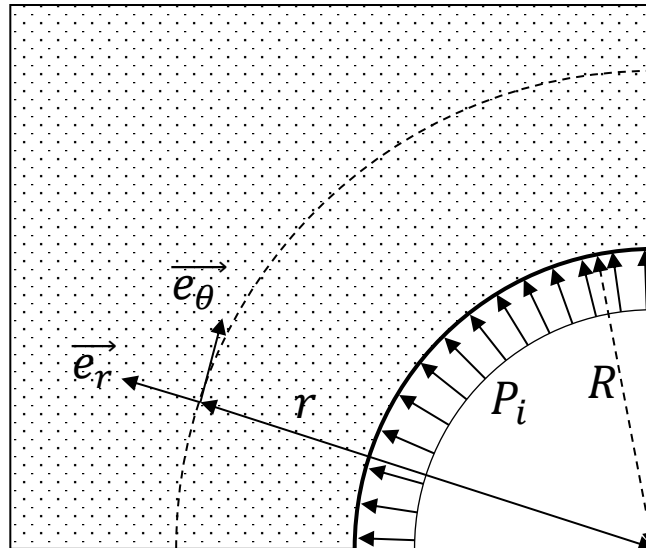


Figure II.5 : Schéma de la géométrie de la galerie dans le cas élastique

Dans cette partie le massif aura un comportement supposé élastique et isotrope. A l'instant  $t = 0$  la pression fictive  $P_i = P_\infty$  par la suite  $P_i$  suit une loi de décroissance imposée par  $\lambda(x)$  le taux de déconfinement qui dépend de  $x$  l'avancement en mètres.

$$P_i(x) = (1 - \lambda(x))P_\infty$$

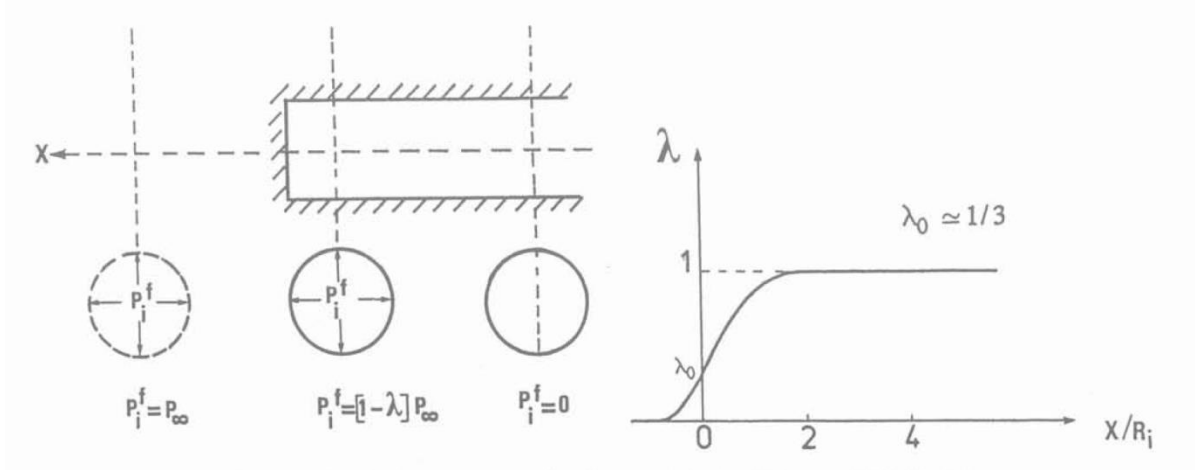


Figure II.6 : Pression fictive et taux de déconfinement (source : Panet et Guénot, 1982)

Un taux de déconfinement  $\lambda(x)$  (Figure II.6) pour un milieu élastique sera considéré :

$$\lambda_0 = \frac{1}{3} e^{-0.15}$$

$$\begin{cases} \lambda(x) = \lambda_0 e^{\frac{x}{R}} & \text{pour } x \leq 0 \\ \lambda(x) = 1 - (1 - \lambda_0) e^{-\frac{3x}{2R}} & \text{pour } x \geq 0 \end{cases}$$

Le déplacement  $u_\theta$  sera supposé nul :

$$\varepsilon_{rr} = \frac{\partial u_r}{\partial r} \quad \text{et} \quad \varepsilon_{\theta\theta} = \frac{u_r}{r}$$

Le tenseur des contraintes  $\underline{\underline{\sigma}}$  doit être statiquement admissible, il doit donc vérifier :

$$\text{div } \underline{\underline{\sigma}} = 0$$

Ce qui, en coordonnées cylindriques, donne l'équation d'équilibre de  $\underline{\underline{\sigma}}$  :

$$\frac{\partial \sigma_{rr}}{\partial r} + \frac{1}{r} (\sigma_{rr} - \sigma_{\theta\theta}) = 0$$

La loi de Hooke qui lie le tenseur des contraintes en élastique et le tenseur des déformations donne :

$$\underline{\underline{\sigma}} = 2\mu \underline{\underline{\varepsilon}} + \lambda \text{tr } \underline{\underline{\varepsilon}}$$

Si on injecte l'expression de  $\underline{\underline{\sigma}}$  donné par l'équation de Hook dans l'équation d'équilibre on trouve une équation de  $u_r$  :

$$\frac{\partial}{\partial r} \left[ \frac{1}{r} \frac{\partial r u_r}{\partial r} \right] = 0$$

On suppose donc que  $u_r(r)$  ne dépend que de  $r$ , ce qui nous donne la forme de  $u_r(r)$  et à l'aide des conditions limites en  $r = R$  et  $r = +\infty$  :

$$\sigma_{rr}(r = R) = P_i$$

$$\sigma_{rr}(r = +\infty) = P_\infty$$

On trouve :

$$\begin{aligned} \sigma_{rr}(r) &= P_{\infty} - (P_{\infty} - P_i) \frac{R^2}{r^2} \\ \sigma_{\theta\theta}(r) &= P_{\infty} + (P_{\infty} - P_i) \frac{R^2}{r^2} \end{aligned}$$

Soit :

$$\varepsilon_{\theta\theta}(r) = \frac{1+\nu}{E} (\sigma_{\theta\theta}(r) - P_{\infty}) - \frac{\nu}{E} (\sigma_{rr}(r) + \sigma_{\theta\theta}(r) - 2P_{\infty})$$

$$\varepsilon_{\theta\theta}(r) = \frac{1+\nu}{E} (P_{\infty} - P_i) \frac{R^2}{r^2}$$

$$u_r(r) = r\varepsilon_{\theta\theta} = \frac{1+\nu}{E} (P_{\infty} - P_i) \frac{R^2}{r}$$

$$U(x) = u_r(R) = \frac{1+\nu}{E} (P_{\infty} - P_i(x))R$$

Ainsi la courbe de convergence est proportionnelle à la pression de confinement  $P_i(x)$ , ce qui est logique dans le cas d'un milieu élastique.

Afin d'illustrer la méthode nous avons choisi de l'appliquer à une ouvrage représentatif de la problématique considérée à savoir un terrain fluant. Ici nous choisirons l'argilite de Bure car nous disposons d'essais de laboratoire nous permettant de déterminer les caractéristiques du matériau et nous pouvons comparer ces résultats aux données sur ouvrages. Ces données expérimentales seront étudiées de manière plus précise dans le Chapitre III.

Les paramètres du rocher considérés sont ceux de l'argilite de Bure dans les conditions du laboratoire :

Paramètres roche	Valeur
$E_r$	5 GPa
$\nu$	0,12
$P_0$	12,5 MPa
$R$	3 m

**Tableau 1 : Caractéristiques de la roche élastique**

Avec  $E_r$  le module élastique du revêtement,  $\nu$  son coefficient de poisson,  $P_0$  la contrainte isotrope à la profondeur considérée et  $R$  le rayon d'excavation de la galerie.

Les paramètres suivants seront également considérés pour le revêtement :

Paramètres béton	Valeur
$E_b$	25 GPa
$\nu$	0,3
$e$	20 cm
$X_0$	2 m

**Tableau 2 : caractéristiques du revêtement**

Où  $E_b$  représente le module élastique du béton,  $\nu$  son coefficient de poisson,  $e$  l'épaisseur du revêtement et  $X_0$  la distance au front au moment de la pose du revêtement. En appliquant la solution analytique nous traçons la Figure II.7 qui représente les courbes de convergence et de confinement.

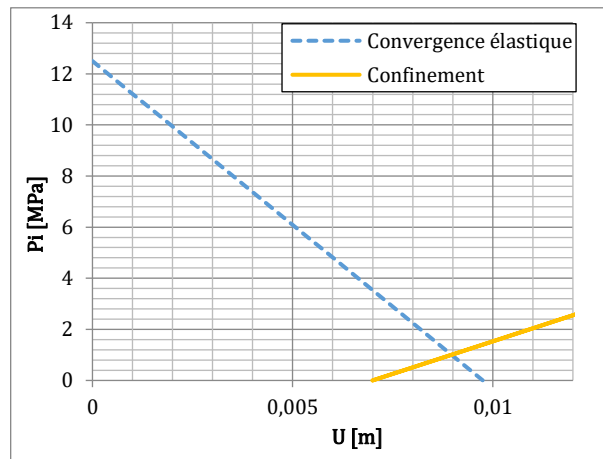


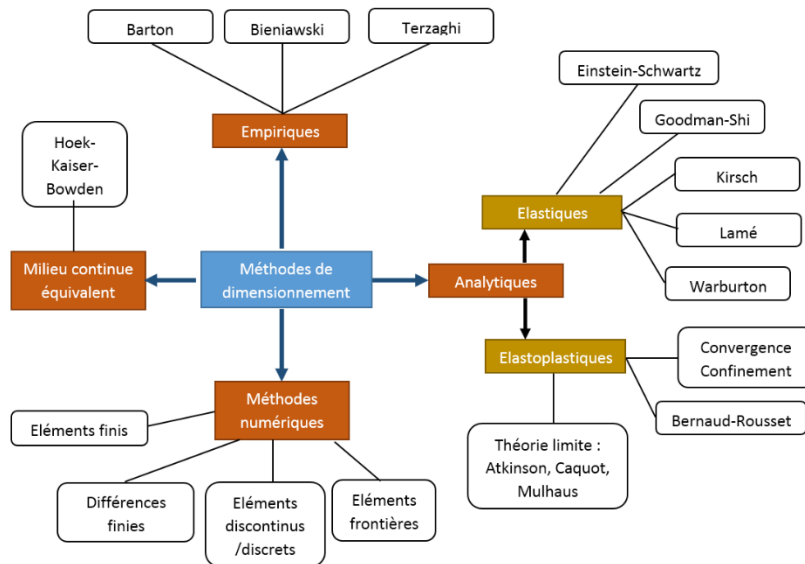
Figure II.7 : Résultat de la méthode convergence-confinement en milieu élastique dans le cas du laboratoire de Bure

La contrainte au sein du revêtement et la convergence finale de la galerie sont déterminées par le point d'équilibre, obtenue par l'intersection de la courbe de convergence et la courbe de confinement (Figure II.7). Dans le cas considéré, la contrainte appliquée sur le revêtement sera de  $P_{rev} = 1,01 \text{ MPa}$ . Si on suppose que le revêtement se comporte comme un anneau mince (la contrainte normale au sein de l'anneau est homogène sur toute la section de l'anneau) la contrainte normale sera de  $\sigma_n = \frac{P_{rev}R}{e}$  soit dans notre cas  $\sigma_n = 15,2 \text{ MPa}$ . L'un des inconvénients de considérer un milieu purement élastique est que la contrainte n'évolue pas dans le temps ce qui ne répond pas à notre problématique. Certains auteurs comme Sulem et al. (1987) ou plus récemment Paraskevopoulou et Diederichs (2018) proposent une intégration de la déformation à long terme du terrain dans la méthode convergence-confinement. Dans le Chapitre IV un modèle de comportement prenant en compte les déformations à long terme du terrain sera intégré dans cette méthode afin d'étudier l'évolution de la contrainte dans le revêtement.

L'évolution de la contrainte dans le revêtement en considérant le comportement à long terme du terrain au travers de simulation numérique reste la méthode la plus efficace. En effet elle permet de considérer des modèles de comportement bien plus complexe. Cette méthode sera étudiée dans les Chapitres V et VI.

## 2.4. Synthèse des méthodes

La Figure II.8 propose une synthèse des différentes méthodes pour déterminer le chargement d'un revêtement. Les méthodes empiriques sont le plus souvent utilisées pour déterminer le type de revêtement et faire un pré-dimensionnement de ce dernier. Le développement de ces méthodes empiriques a été initié principalement dans les années 1970-1980 à part Bieniawski (1990) qui est légèrement plus récente. En outre quelques développements plus récents ont permis d'apporter des corrélations permettant un passage entre les différentes approches.



**Figure II.8 : Synthèse des méthodes de dimensionnement d'un revêtement**

Les approches analytiques comme Einstein-Schwartz (1980), Goodman-Shi (1989), Kirsch (2010) et Warburton (1983) ont été développées initialement dans les années 80. Ces approches permettent également une évaluation assez rapide de la contrainte appliquée à la structure en se basant sur des approches analytiques.

La méthode convergence-confinement est très largement utilisée afin de déterminer plus précisément le chargement appliqué au revêtement. Elle permet de prendre un compte un certain nombre de phénomènes physiques dans l'estimation des contraintes dans les revêtements. Cette méthode convient relativement bien à des cas simples, comme des terrains relativement résistants, ou à des contraintes peu élevées (sols peu profonds). Cependant, elle trouve ses limites à partir du moment où il est nécessaire d'estimer les contraintes de manière plus précise ou en prenant en compte le comportement à long terme de la roche ou une géométrie de galerie non circulaire. Dans ce cas le couplage entre le comportement du terrain et du revêtement devient déterminant, et les hypothèses de base de la méthode convergence confinement ne sont plus valables.

Dans ces cas plus complexes, il faudra alors se tourner vers des méthodes numériques, qui permettent un couplage entre les comportements du terrain et du revêtement et une estimation plus précise des contraintes.

### 3. Modélisation terrain

Dans le cas de l'utilisation de méthodes plus complexes, il est nécessaire d'utiliser des modèles permettant de traduire de manière plus fidèle le comportement du terrain. Le cadre de notre problématique concerne essentiellement les ouvrages dont le comportement à long terme est dimensionnant pour le revêtement. Ainsi les modèles de comportement considérés seront des modèles permettant de traduire ce phénomène qui est représenté de manière classique au travers d'une visco-plasticité (ou visco-élasticité).

Dans cette partie, nous présenterons les deux modèles utilisés dans les chapitres suivants. Le premier modèle, utilisé dans le Chapitre V est le modèle L&K, dont le développement et l'implantation dans le code de calcul FLAC<sup>2D</sup> a été réalisé par Kleine (2007). Son évolution, le modèle LKR (Raude 2015), sera utilisée dans le Chapitre VI dans le programme élément fini Code\_Aster. Il s'agit d'un modèle visco-plastique développé au départ pour traduire le comportement de l'argilite mais il peut également traduire de manière satisfaisante tout type de roche. Le second modèle présenté est le modèle de Singh-Mitchell qui sera essentiellement utilisé dans le Chapitre IV avec la méthode semi-analytique de type convergence-confinement.

#### 3.1. Modèles de comportement visqueux

Perzyna (1966) propose une théorie de la visco-plasticité développée au départ pour traduire le comportement visqueux des métaux. La déformation différée  $\underline{\underline{\varepsilon}}^{visc}$  est considérée irréversible et sa vitesse est proportionnelle à la surface de charge plastique et au potentiel plastique soit :

$$\dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}_{ij}^{visc} = \frac{\langle f(\sigma_{ij}, q_{ij}) \rangle}{\tau} \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}}$$

Où  $f(.,.)$  représente la surface de charge plastique,  $\sigma_{ij}$  la contrainte de Cauchy,  $\tau$  est le temps caractéristique de relaxation et  $q_{ij}$  sont des variables internes du modèle.

Bien qu'ayant été à l'origine développée pour traduire le comportement des matériaux métalliques, cette théorie a été adaptée aux géo-matériaux par certains auteurs dont Adachi et Oka (1982) ou encore Kaliakin (1990) mais également Modaressi et Laloui (1997).

#### 3.2. Présentation du modèle L&K

##### 3.2.1. Introduction du modèle

Ce modèle de comportement couple deux mécanismes : un modèle élasto-plastique, basé sur un critère de Hoek-Brown, classique en mécanique des roches, qui décrit le comportement irréversible instantané du matériau, et un mécanisme viscoplastique de type Perzyna (1966, 1971) qui décrit le comportement à long terme du matériau.

Les déformations associées au modèle se décomposent en déformation élastique réversible et une déformation irréversible constituée d'une déformation plastique et visco-plastique. Les déformations plastiques instantanées sont déterminées à partir du potentiel plastique  $G$  suivant une règle de normalité à la surface de charge élasto-plastique du domaine considéré. En réalité le modèle distingue deux surfaces de charge élasto-plastiques pour le comportement pré-pic et post-pic, car les déformations générées par ces deux mécanismes sont différentes. En pré-pic les déformations irréversibles engendrent une microfissuration du matériau qui diminue globalement sa rigidité. Après le pic les déformations générées dégradent le matériau en augmentant sa fissuration jusqu'à coalescence des fissures et la fracturation du matériau. Le comportement viscoplastique possède également sa propre surface de charge et les déformations engendrées suivent une évolution de type Perzyna. La vitesse de déformation visco-plastique est proportionnelle à la distance entre le point de charge et la surface de charge viscoplastique. La loi d'écoulement des mécanismes irréversibles est non associée. L'écrouissage positif des



surface de charge élasto-plastique pré-pic et visco-plastique ne dépendent que de leur propre déformation, en revanche la surface de charge élasto-plastique post-pic possède un écrouissage négatif qui traduit la dégradation du matériau dépend des déformations pré-pic et viscoplastiques puis des déformations post-pic et viscoplastiques lorsque le seuil caractéristique. Le couplage des trois mécanismes se fait donc par la surface de charge post-pic qui traduit la dégradation du matériau au travers de ses déformations plastiques et visco-plastique.

Le modèle repose sur différents seuils de contraintes qui déterminent le comportement du matériau en fonction de la position du point de charge et des surfaces de charges élasto-plastiques et viscoplastique. Ces seuils seront présentés de manière plus approfondie dans la suite de cette partie. Ils se composent du seuil de pic « labo » représentant la résistance maximale du matériau mesuré en laboratoire. Le seuil intrinsèque représente quant à lui la résistance maximale théorique du matériau non dégradé, cette limite est en pratique impossible à atteindre car il s'agit du point de départ de la surface de charge élasto-plastique post-pic. Cette dernière ayant un écrouissage négatif dépendant de la déformation plastique pré-pic et visco-plastique, la surface de charge post-pic aura déjà diminuée avant même d'arriver à ce seuil. Le seuil caractéristique est l'association du seuil élastique à faible confinement et du seuil de clivage. Il représente la limite entre un comportement volumique dilatant et contractant (Figure II.11).

Ce modèle a été développé à l'origine par des ingénieurs pour répondre à des problématiques concrètes de projet de conception d'ouvrages souterrains. Il a vocation à être utilisé par des ingénieurs et traduit des comportements « repère » observés en physique du comportement des géomatériaux et travaux souterrains. On retiendra en particulier : une dépendance de la cohésion et de l'angle de dilatance à l'état de contrainte ainsi qu'une évolution spécifique de l'angle de dilatance, avec une valeur maximale associée à un niveau de contrainte représentant l'enclenchement d'un mode de bifurcation.

### ***3.2.2. Comportement instantané pré-pic***

La phase de comportement pré-pic correspond à la phase avant d'atteindre la résistance maximale de la roche. On peut distinguer trois phases dans le comportement pré-pic :

- Une première phase linéaire, qui dépasse rarement 40% de la résistance de pic, correspond au comportement linéaire du matériau dans le plan contrainte-déformation. Ce comportement prend fin lorsque la limite élastique initiale est atteinte.
- Une deuxième phase d'endommagement, dont le niveau de contrainte correspondant à cette phase se situe généralement entre 30 et 70% de la valeur de pic. Ce comportement correspond à l'initiation et la propagation de la fissuration.
- La dernière phase est la phase de propagation instable de la fissuration, qui débute autour de 70% de la valeur de pic jusqu'à la contrainte de pic de résistance du matériau. On parle de « propagation instable » car sous un chargement constant, un réseau de fissures est créé et se propage jusqu'à la rupture. Cela se traduit par une augmentation importante de la fissuration et donc une dilatance qui augmente.

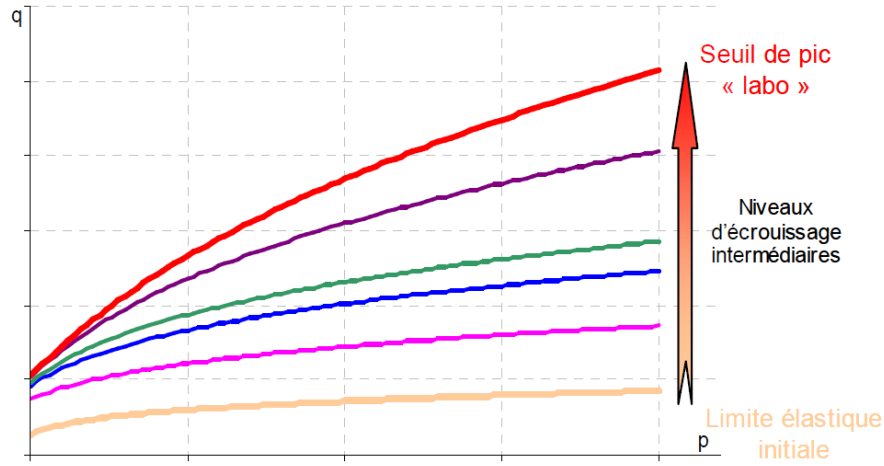


Figure II.9 : Evolution de la surface de charge (source : Kleine 2007)

Dans le modèle, les deux dernières phases se traduisent par l'évolution de la surface de charge élastoplastique (Figure II.9) qui passe par différents stades d'écroutissage, de la limite élastique initiale jusqu'au « seuil de pic labo ». La surface de charge est définie par l'équation :

$$F^{ep}(\underline{\sigma}; \xi_{ep}) = \sqrt{2J_2}H(\theta) - \sigma_c H_0^c [A^{ep}(\xi_{ep})\sqrt{2J_2}H(\theta) + B^{ep}(\xi_{ep})I_1 + D^{ep}(\xi_{ep})]^{a^{ep}(\xi_{ep})}$$

Où  $I_1$  et  $J_2$  sont les 2 premiers invariants du tenseur des contraintes, pression moyenne et déviateur respectivement.  $\xi_{ep}$  est le paramètre d'écroutissage de la surface élastoplastique.  $\theta$  est l'angle de Lode il définit l'orientation des contraintes principales dans l'espace. De plus on a :

$$A^{ep}(\xi_{ep}) = \frac{m(\xi_{ep})k(\xi_{ep})}{\sqrt{6} \sigma_c H_0^c}$$

$$B(\xi_{ep}) = \frac{m(\xi_{ep})k(\xi_{ep})}{3\sigma_c}$$

$$D = s(\xi_{ep})k(\xi_{ep})$$

$$k(\xi_{ep}) = \left(\frac{2}{3}\right)^{a(\xi_{ep})/2}$$

$m(\xi_{ep})$ ,  $s(\xi_{ep})$  et  $a(\xi_{ep})$  sont des paramètres qui évoluent en fonction de l'écroutissage élastoplastique  $\xi_{ep}$ . Ils sont bornés par les valeurs des paramètres définissant les différents seuils.

$$H(\theta) = \frac{H_0^c + H_0^e}{2} + \frac{H_0^c - H_0^e}{2} \left( \frac{2h(\theta) - (h_0^c + h_0^e)}{h_0^c - h_0^e} \right)$$

$H_0^c$  est généralement pris égal à  $h_0^c$ .  $H_0^e$  est un paramètre pilotant la résistance en compression du matériau.

$$h(\theta) = (1 - \gamma_p \cos 3\theta)^{1/6}$$

$$h_0^c = h(30^\circ) = (1 - \gamma_p)^{1/6}$$

$$h_0^e = h(-30^\circ) = (1 + \gamma_p)^{1/6}$$

Les différents seuils sont basés sur un critère de Hoek-Brown, qui représente bien le comportement des roches :

$$\sigma_{max} = \sigma_{min} + \sigma_c \left( m_i \frac{\sigma_{min}}{\sigma_c} + s_i \right)^{a_i}$$

Où  $\sigma_c$  est la résistance à la compression simple de la roche,  $m_i$ ,  $s_i$  et  $a_i$  sont des paramètres propres à chaque seuils.

### 3.2.3. Comportement instantané post-pic

Le comportement post-pic du matériau a été défini à partir de la théorie de Diederich (1999) selon laquelle un milieu granulaire peut être vu comme un ensemble formé de grains et de colle. On peut associer deux grandeurs évolutives aux grains de cet ensemble : le frottement qui représente l'effort de contact entre les grains, et deuxièmement la dilatance qui résulte de l'arrangement des grains entre eux. La cohésion peut être assimilée à de la colle entre les grains. En assimilant la roche à cet ensemble, on peut comprendre aisément les mécanismes post-pic décrits par le modèle.

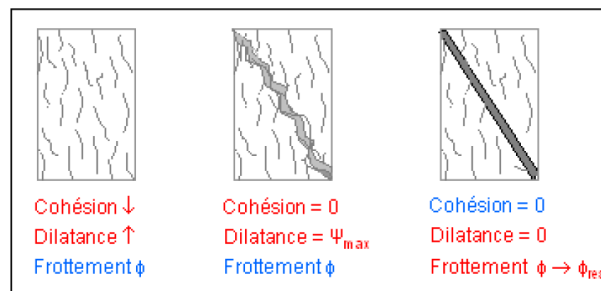


Figure II.10 : Evolution des grandeurs caractéristiques au cours du comportement post-pic (Kleine 2007)

Le comportement post-pic présente ainsi trois phases distinctes avec des seuils associés, la surface de charge élastoplastique évolue alors avec un écrouissage négatif du « seuil de pic labo » vers le seuil de clivage (Figure II.11) et enfin vers le seuil résiduel :

- La première phase correspond à la diminution jusqu'à la perte totale de cohésion, et donc la diminution de la contrainte au fur et à mesure que la déformation et la fissuration (donc la dilatance) augmentent. On assiste alors à la propagation d'une fissure suivant le plan de cisaillement. La surface de charge élastoplastique évolue du seuil de pic jusqu'à la limite de clivage.
- Dans la seconde phase, le matériau a perdu toute sa cohésion, il y a alors création d'un joint rugueux suivant la direction préférentielle de la fissuration induit par la dilatance. La rugosité de ce joint est maximale, puis elle diminue et les indentations dues à la fissuration s'usent jusqu'à atteindre un angle de frottement  $\phi_{res}$ . La surface élastoplastique évolue alors de la limite de clivage jusqu'au seuil résiduel.
- Enfin lors de la troisième phase toutes les indentations ont été lissées et on observe un comportement uniquement frottant piloté par  $\phi_{res}$ .

Dans le modèle original (Kleine 2007) les surfaces de charge élastoplastique pré-pic et post-pic sont dissociées mais il est plus simple de considérer une seule et même surface élastoplastique qui a un écrouissage positif avant le pic et un écrouissage négatif après le pic, c'est par ailleurs une des améliorations apportées au modèle par Raude (2015) dans le modèle LKR.

### 3.2.4. Comportement volumique

Le comportement volumique du matériau est régi par le seuil caractéristique qui correspond à la limite entre un comportement contractant (dont la déformation volumique diminue) et dilatant (dont la déformation volumique augmente). Dans le modèle, il est défini comme l'association de la limite élastique à faible confinement, où l'on observe un comportement purement dilatant lorsqu'on dépasse

la limite élastique initiale. Et pour des confinements plus élevés, le seuil caractéristique est défini par la limite de clivage. Lors d'un essai triaxial à fort confinement on observe un comportement contractant, puis lorsque la charge dépasse la limite de clivage on entre dans un comportement dilatant, jusqu'à rupture.

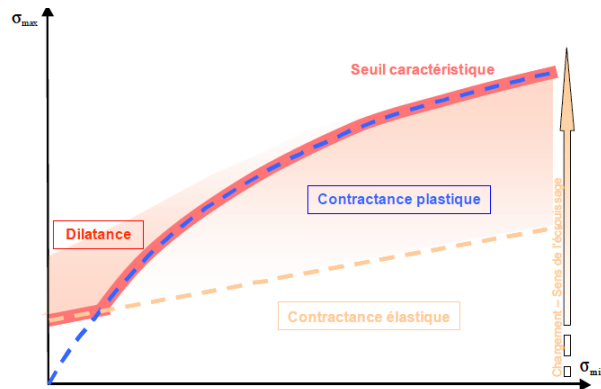


Figure II.11 : Définition du seuil caractéristique (Kleine 2007)

On définit la dilatance  $\psi_{o,v}$  suivant la formule :

$$\sin \psi_{o,v} = \mu_{o,v} \frac{\sigma_{max} - \sigma_{v max}}{\xi_{o,v} \sigma_{max} - \sigma_{v max}}$$

Où  $\sigma_{max}$  est la contrainte majeure dans la roche,  $\mu_{o,v}$  et  $\xi_{o,v}$  sont des paramètres d'entrée du modèle.  $\sigma_{v max}$  est la contrainte limite du seuil caractéristique soit :

$$\sigma_{v max} = \sigma_{min} + \sigma_c \left( m_{o/e} \frac{\sigma_{min}}{\sigma_c} + s_{o/e} \right)^{a_{o/e}}$$

### 3.2.5. Comportement viscoplastique

Dans le modèle L&K le comportement à long terme est lié au comportement volumique du matériau. On définit une surface de charge viscoplastique similaire à la surface de charge élastoplastique avec un écrouissage propre  $\xi_{vp}$ , différent de l'écrouissage élastoplastique. La surface de charge viscoplastique évolue de la limite élastique initiale vers le seuil de résistance à long terme. Le seuil de résistance à long terme est défini par la limite du comportement dilatant. En effet, dans le modèle, l'instabilité du comportement à long terme qui mène à un fluage tertiaire et à la rupture est dû à l'apparition de contraintes de traction dans la roche. Or ces efforts de traction apparaissent avec des déformations volumiques positives soit un comportement dilatant.

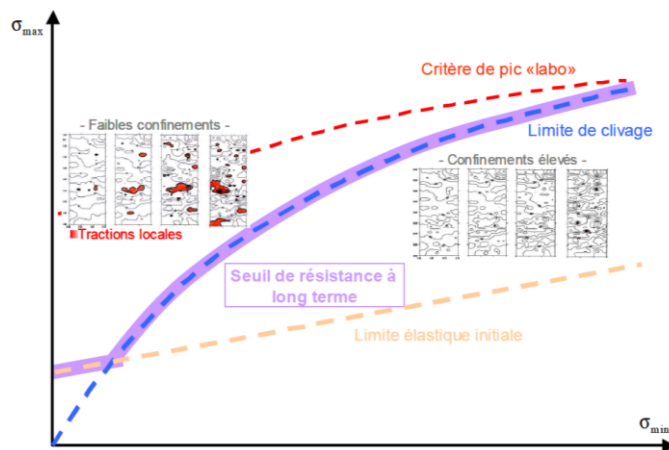


Figure II.12 : Représentation du seuil de résistance à long terme (source : Plassart 2011)

On a donc, en fonction du point de charge, un comportement fluant qui se stabilise lorsque le point de charge se situe entre la limite de clivage et la limite élastique initiale. Et lorsqu'on se situe entre la limite de clivage et le critère de pic « labo » on a un comportement instable avec un fluage tertiaire qui intervient plus ou moins rapidement. La vitesse de déformation irréversible différée est basée sur la théorie de Perzyna (1966) :

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} = \langle \Phi \left( F^{vp} \left( \underline{\underline{\sigma}}; \xi^{vp} \right) \right) \rangle G_{ij}^{vp}$$

$\Phi \left( F^{vp} \left( \underline{\underline{\sigma}}; \xi^{vp} \right) \right)$  et  $G_{ij}^{vp}$  caractérisent respectivement l'amplitude et la direction de la vitesse de déformation irréversible, avec :

$$\Phi \left( F^{vp} \left( \underline{\underline{\sigma}}; \xi^{vp} \right) \right) = A_v \left( \frac{F^{vp} \left( \underline{\underline{\sigma}}; \xi^{vp} \right)}{P_a} \right)^{n_v}$$

Où  $A_v$  et  $n_v$  sont respectivement la viscosité et l'exposant de viscosité, et  $P_a$  représente la pression atmosphérique. Le potentiel viscoplastique  $G^{vp}$  est donné par l'expression suivante :

$$G_{ij}^{vp} = \frac{\partial F^{vp}}{\partial \sigma_{ij}} \left( \frac{\partial F^{vp}}{\partial \sigma_{kl}} n_{kl} \right) n_{ij}$$

Le potentiel viscoplastique a la même forme que le potentiel plastique avec leurs surfaces de charge et paramètre d'écroissage respectifs.

### 3.2.6. Evolutions apportés par le modèle LKR sous Code\_Aster

Le modèle LKR implanté dans Code\_Aster sera utilisé dans le Chapitre VI. Ce modèle est une évolution du modèle L&K, dont il reprend l'essentiel des mécanismes tout en ayant des différences de formulation.

Le modèle L&K a tout d'abord été implanté dans Code\_Aster par Plassart (2011). Le modèle intégré présente les mêmes caractéristiques que le modèle d'origine L&K, tout en permettant un couplage hydrique au modèle, tenant compte de l'évolution des pressions interstitielles dans le modèle. Le modèle de comportement LKR développé par Raude (2015) a permis l'intégration du comportement thermique dans le phénomène viscoplastique du modèle. Cette évolution permet notamment de réaliser des calculs couplés thermomécaniques, qui sont essentiels dans la problématique de stockage de déchets radioactifs. En outre, certains comportements mécaniques ont été modifiés : tout d'abord la surface de charge élasto-plastique n'est plus dissociée comme dans le modèle L&K. Dans le modèle L&K, on distingue deux surfaces de charges pré-pic et post-pic évoluant de manière distincte. Avec le modèle LKR, il n'existe plus qu'une seule surface de charge élasto-plastique qui va augmenter jusqu'au seuil de pic puis diminuer jusqu'au seuil résiduel. De plus, l'expression des variables d'écroissage des surfaces de charges élasto-plastiques et viscoplastiques ont également été modifiés afin d'assurer une continuité de leurs dérivées pour faciliter la convergence du modèle. Certains paramètres relatifs aux variables d'écroissage ont également été fixés et ne font plus partie des paramètres d'entrée du modèle. Toutes ces modifications font donc du modèle LKR (Raude 2015) un modèle différent du modèle L&K d'origine (Kleine 2007) et, bien que basé sur les mêmes phénomènes physiques, il peut apparaître tout de même certaines différences dans les résultats entre les deux modèles.

### 3.3. Singh-Mitchell

Afin d'intégrer un modèle de comportement visqueux dans la méthode convergence confinement, il fallait un modèle relativement simple traduisant de manière satisfaisante le comportement de terrains fluants. Le modèle de Singh-Mitchell présente l'avantage de posséder une formulation simple intégrant le temps de manière explicite dans l'expression de la vitesse de déformation visqueuse. Un de ses avantages par rapport à d'autres modèles est qu'il possède une évolution linéaire dans un plan

$\log(\dot{\varepsilon}) / \log(t)$  ce qui donnera très certainement une évolution de la contrainte dans le revêtement de la galerie du modèle convergence confinement en  $\log(\sigma) / \log(t)$ .

Singh et Mitchell (1968) proposent un modèle de fluage s'appuyant sur des données expérimentales d'essais laboratoires, ainsi que de la littérature. Selon les auteurs, ce modèle paraît valide pour des échantillons d'argiles intactes ou remaniés, pour des teneurs en eau faibles ou importantes, pour des échantillons sous-consolidés ou sur-consolidés et enfin dans des conditions drainées ou non. Le modèle propose une expression du taux de déformation à un temps  $t$  et pour un chargement déviatorique  $D$  :

$$\dot{\varepsilon}_v = A. e^{\alpha D} \left(\frac{t_1}{t}\right)^m$$

Où :

- $A$  est le taux de déformation à  $t_1$  et  $D = 0$
- $\alpha$  est la valeur de la pente de la portion linéaire de la courbe  $\ln(\dot{\varepsilon})$  vs  $q$  le déviateur pour un même temps donné.
- $t_1$  est l'unité de temps
- $m$  est la pente de la courbe  $\ln(\dot{\varepsilon})$  vs  $\ln(t)$

On peut écrire le taux de déformation sous la forme logarithmique, on obtient :

$$\ln(\dot{\varepsilon}) = \ln(A) + \alpha D - m. \ln\left(\frac{t}{t_1}\right)$$

Singh et Mitchell proposent également une version normalisée de leur modèle :

$$\dot{\varepsilon}_v = A. e^{\bar{\alpha}\bar{D}} \left(\frac{1}{t}\right)^m$$

Où  $\bar{D}$  est défini comme étant  $q/q_{pic}$  ou  $q/p$

Si on intègre ce modèle pour obtenir l'expression de la déformation, on trouve :

$$\varepsilon_v = A. e^{\bar{\alpha}\bar{D}} \frac{t^{1-m}}{1-m} + B$$

Où  $B$  est une constante qui dépend des conditions initiales.

Le modèle présente toutefois une anomalie. En effet on remarque que si  $\bar{D} = 0$  l'expression de la vitesse devient  $\dot{\varepsilon}_v = A. \left(\frac{1}{t}\right)^m$  même si  $A$  a une valeur relativement faible, en intégrant on trouve :

$$\varepsilon_v = A. \frac{t^{1-m}}{1-m} + B$$

On remarque ainsi que la déformation visqueuse augmente en fonction du temps ( $m < 1$ ). Cela est problématique car à déviateur nul, la déformation doit être nulle. Nous proposons donc une nouvelle expression de la vitesse de déformation :

$$\dot{\varepsilon}_v = A. (e^{\bar{\alpha}\bar{D}} - 1)t^{-m}$$

Dans cette expression, le taux de déformation est bien nul pour un déviateur nul ( $\bar{D} = 0$ ), et en intégrant, on retrouve bien une déformation nulle à déviateur nul.

## 4. Comportement du béton

Les revêtements de tunnel sont généralement construits en béton, il paraît donc important de connaître le comportement de ce matériau pour déterminer de manière précise la contrainte dans les revêtements. Nous présenterons donc dans un premier temps le matériau en lui-même ainsi que les modèles de comportement présents dans la littérature qui seront en partie utilisés par la suite pour traduire le comportement du béton au cours des modélisations numériques.

### 4.1. Introduction au matériau béton

Le béton est le matériau le plus couramment utilisé dans la construction d'ouvrages de génie civil. En effet il présente l'avantage d'être peu cher et peut être mis en œuvre relativement facilement. C'est un mélange de plusieurs composants : des granulats, du sable, du ciment et de l'eau. Parmi tous ces composants le ciment est l'élément qui permet d'assurer la cohésion de l'ensemble des constituants du béton. Le ciment est un liant hydraulique (il réagit en présence d'eau), dont le durcissement est l'enchaînement de plusieurs réactions chimiques complexes qui provoquent des phénomènes physiques (échauffement, retrait...) qui peuvent avoir des conséquences sur le comportement mécanique (notamment la résistance) de l'ouvrage. C'est uniquement la réaction chimique d'hydratation du ciment qui va entraîner des désordres dans le béton, car les autres composants (sable et granulats) sont *a priori* inertes.

Les ouvrages souterrains sont pour la plupart réalisés avec des revêtements définitifs en béton, armé ou non. Sur des ouvrages circulaires, le revêtement travaillera principalement en compression, l'anneau va se charger de manière homogène. Cependant, il peut arriver que ce dernier travaille également en flexion, du fait de sa géométrie, ou de l'anisotropie des contraintes verticales et horizontales, ou encore à cause de défauts localisés dans le terrain ou même dans le revêtement. Pour ce type d'ouvrages, on cherche généralement à limiter la fissuration et on va faire travailler le béton dans son domaine élastique. On ne cherchera donc pas à modéliser de manière précise le comportement plastique du béton, mais uniquement dans sa phase élastique ainsi que les phénomènes de fluage/retrait de la pâte de ciment.

### 4.2. Phénoménologie du béton

#### 4.2.1. Réaction chimique d'hydratation

Le ciment portland est le ciment le plus couramment utilisé. Le ciment anhydre se compose de clinker, de sulfate de calcium (gypse), et d'ajouts éventuels (fumée de silice, laitier de hauts fourneaux, cendres volantes...).

Le clinker est le constituant principal du ciment. Il est obtenu en mélangeant du calcaire (80% du mélange) et de l'argile (20% du mélange). Ce mélange, appelé « cru » est broyé sous forme de poudre et mélangé à froid, cela permet de mesurer précisément la proportion de chaque constituant. Le cru passe d'abord dans une série de cyclones qui permettent de le mettre à température (environ 900°C) et amorce la décarbonatation des constituants. Il passe ensuite dans un four horizontal rotatif incliné, où il pénètre en partie haute où il monte progressivement en température afin de finaliser la décarbonatation. Il atteint ensuite la zone de clinkerisation (1450°C) où va se former le clinker.

Le clinker est ensuite broyé tout en ajoutant environ 5% de sulfate de calcium (gypse). Le gypse permet de retarder la prise du béton afin de pouvoir le mettre en œuvre plus facilement.

Le constituant principal du clinker est l'Alite également appelé silicate tricalcique  $(CaO)_3SiO_2$ . Ce dernier réagit avec l'eau pour former du silicate de calcium hydraté (*CSH*) composé principal de la réaction d'hydratation, il est également le principal contributeur de la résistance du ciment. La formation des *CSH* s'accompagne en outre d'un important dégagement de chaleur à l'origine du caractère exothermique de la réaction d'hydratation du ciment. Au cours de la réaction chimique de la portlandite

(CH) est également générée. L'équation globale de la réaction d'hydratation de l'alite telle qu'introduite par Le Chatelier (1904) est :



En réalité la réaction chimique est un peu plus complexe, c'est l'enchaînement de trois réactions chimiques successives et simultanées décrites par Barret et Bertrandie (1986) qui conduit à la formation de silicate de calcium hydraté et de portlandite.

Lors de la réaction d'hydratation une évolution de la concentration des ions en solution peut être observée et donc de la conductivité du milieu. De plus, la formation des *CSH* provoque un dégagement de chaleur important. Il est ainsi possible de suivre l'évolution de ces réactions chimiques à l'aide de mesure de conductivité et de calorimétrie. Barcelo (2001) propose une séparation de l'hydratation du ciment en cinq phases distinctes en suivant l'évolution de ces deux paramètres.

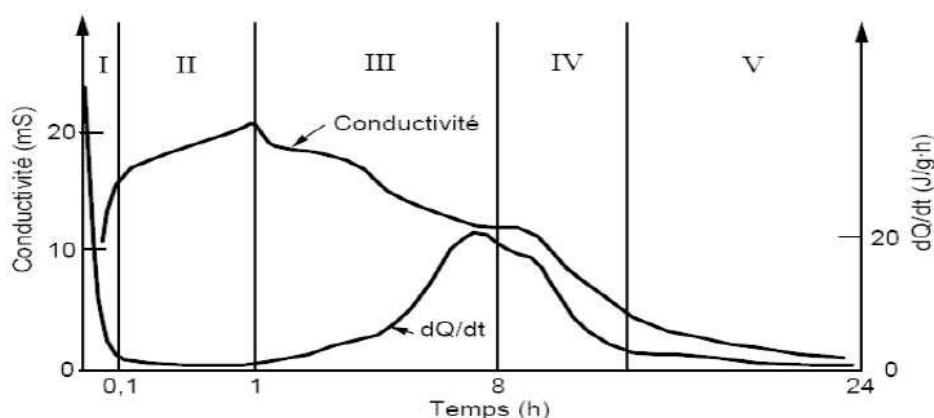


Figure II.13 : Evolution de la conductivité électrique et du dégagement de chaleur au cours de la réaction d'hydratation du ciment (Vernet et Cadoret, 1991)

Phase 1 : lors de cette phase très rapide, les ions silicates en surface des grains de clinker sont mis en solution, ce qui augmente la conductivité jusqu'à saturation des ions silicates dans la solution. Puis se forme à la surface des grains de clinker une fine couche de *CSH(m)* (métastable) qui va ralentir considérablement la mise en solution des silicates. On observe alors une chute du dégagement de chaleur due à une diminution des ions silicates présents et donc à la cinétique de la réaction de formation des *CSH*.

Phase 2 : Cette phase s'appelle également « période dormante » car on observe peu d'activité chimique, la concentration des ions silicates continue de diminuer et la concentration en ions calcium évolue relativement lentement. On observe alors un faible dégagement de chaleur, et une augmentation de la conductivité.

Phase 3 : Lors de cette phase on observe une brusque augmentation de l'activité chimique, avec la précipitation des *CSH(s)* (stables) qui vont former un réseau cristallin avec la précipitation de la portlandite. Cette phase s'accompagne d'un fort dégagement de chaleur. Plusieurs hypothèses ont été faites concernant l'accélération au cours de cette phase. La plus probable semble un comportement auto-catalytique des *CSH(s)* qui une fois formés vont accélérer le processus de formation des *CSH(s)*. Le réseau cristallin se densifie avec la formation des *CSH(s)*.

Phase 4 : Suite à la croissance du réseau cristallin qui rend plus difficile la migration des ions en solution, on atteint un pic d'hydratation et donc de dégagement de chaleur au début de la phase 4, puis le dégagement de chaleur diminue avec l'activité chimique. La conductivité continue de décroître avec la diminution de la concentration des ions en solution.



Phase 5 : Le réseau cristallin est dense et la perméabilité faible, les hydrates formés n'ont plus la place de se déposer et la diffusion des ions en solution devient très lente. Cette phase est quasi-stable et peut durer plusieurs années. Cette dernière phase est cependant déterminante du point de vue mécanique car c'est à partir de cette phase que le matériau va augmenter en résistance.

#### 4.2.2. Le retrait du béton (ciment)

Le retrait est un phénomène mécanique qui peut apparaître dans n'importe quel matériau. C'est une déformation volumique propre au matériau, qui se produit dans le sens de la contraction (diminution de volume). De manière générale, les structures en béton étant, à minima, isostatiques, cette contraction volumique entraînera des contraintes de traction à l'intérieur du matériau. Dans le béton on distingue trois types de retraits principaux : le retrait thermique, le retrait de dessiccation et le retrait endogène. On trouve également un quatrième type de retrait, moins couramment pris en compte : le retrait de carbonatation.

##### 4.2.2.1. Le retrait thermique

Lors de l'hydratation du béton, de nombreuses réactions chimiques se produisent, et créent différents précipités. Le durcissement du béton s'accompagne d'un échauffement thermique de l'ensemble de la masse de béton. Sous l'effet de la chaleur, le béton, comme tout autre matériau, va se dilater. D'après Laplante (1993) le coefficient de dilatation thermique est plus élevé au jeune âge et se stabilise rapidement autour d'une valeur comprise entre  $7,0 \cdot 10^{-6}$  et  $1,3 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ . La valeur couramment utilisée pour les bétons est de  $\alpha_{\text{béton}} = 1,0 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ . Le retrait thermique sera donc égal à :

$$\varepsilon_{th}(x, y, z, t) = \alpha_{\text{béton}}(T(x, y, z, t) - T_0)$$

Où  $\alpha_{\text{béton}}$  est le coefficient de dilatation thermique,  $T_0$  est la température du béton au moment de sa mise en œuvre, et  $T(x, y, z, t)$  est la température du ciment à l'instant  $t$  aux coordonnées  $(x, y, z)$ .

En faisant un rapide calcul, et en supposant qu'on atteint une température de  $60^\circ\text{C}$  dans le massif béton, avec une température de départ de  $20^\circ\text{C}$ , on a donc :

$$\varepsilon_{th} = 1,0 \cdot 10^{-5} * (60 - 20) = 4,0 \cdot 10^{-4}$$

##### 4.2.2.2. Le retrait endogène

On appelle généralement, retrait endogène, le retrait qui intervient à court terme. Celui-ci est en réalité composé de deux retraits, dérivants de deux comportements distincts : le retrait chimique, ou contraction de Lechatelier, et le retrait d'auto-dessiccation.

- Le retrait chimique :

Il a pour la première fois été observé par Lechatelier (1904), c'est pourquoi on appelle communément ce retrait « la contraction de Lechatelier ». Ce retrait résulte du fait que le volume total des réactifs de l'hydratation du ciment présente un volume supérieur au volume de l'ensemble des produits et réactifs non consommés. Il en résulte donc une contraction inévitable au cours de l'hydratation. Cette contraction a été mesurée par Lechatelier (1904), elle est d'environ 8% d'après Barcelo (2001) et peut atteindre 10% du volume initial à la fin de la réaction. Cette contraction se traduit essentiellement par l'apparition d'une porosité au sein de la pâte de ciment.

- Le retrait endogène/d'auto-dessiccation :

Le retrait d'auto-dessiccation est un retrait à court terme inévitable. Lors de l'hydratation du béton, des capillaires se forment, contenant à la fois une solution interstitielle et de l'air. Se créent alors un ensemble de surface libres dans les capillaires sous forme de ménisques, ces ménisques créent une contrainte de compression au sein de la pâte de ciment due à la tension de surface des ménisques. Il en résulte une déformation de contraction sur l'ensemble du massif béton. Le retrait d'auto-dessiccation n'est pas dû aux échanges hydriques de l'eau interstitielle et de l'air environnant mais résulte de la

diminution de la quantité d'eau capillaire, lors de la réaction d'hydratation du béton, qui consomme des molécules d'eau.

Le retrait d'auto-dessiccation est d'autant plus important que la résistance du béton est grande (Haouas 2007). En effet, un béton à haute résistance aura une porosité plus faible, ce qui diminue la taille des ménisques et augmente donc la pression capillaire au sein de la porosité. On observe donc un retrait d'auto-dessiccation plus important sur les bétons à haute performance, par rapport à des bétons classiques. Nous noterons toutefois que sur des bétons conventionnels les déformations issues du retrait endogène et d'auto-dessiccation sont négligeables devant les déformations liées à la dessiccation Davis (1940).

#### 4.2.2.3. Le retrait de dessiccation

Le retrait de dessiccation résulte du « Séchage » du béton, du déséquilibre hydrique entre la porosité du béton et son environnement (Aitcin et al. 1998). En effet, la quantité d'eau au sein de la porosité du béton diminue, à cause des échanges hydriques à la surface du béton exposé à l'air. Cela crée un plus grand nombre de ménisques dans les pores du béton. La tension capillaire au sein de la porosité du béton augmente donc, créant alors une contraction du béton.

Le retrait de dessiccation est donc d'autant plus important que l'humidité relative de l'environnement auquel est soumis le béton est faible. De plus la surface exposée à l'air du béton influe à la fois sur la valeur de ce retrait, mais également sur la cinétique du retrait. En effet, plus la surface exposée à l'air sera grande, comparée à la section de béton, plus on aura d'échanges hydriques avec l'extérieur et donc plus d'eau qui s'évapore plus rapidement. Cela diminue ainsi la quantité d'eau contenue dans la porosité du béton, et augmente la valeur du retrait de dessiccation. Ce retrait de dessiccation peut atteindre des valeurs de l'ordre de  $10^{-3}$  d'après les données de Miyazawa et Tazawa (2001) et  $0,5 \cdot 10^{-3}$  pour Lui et al. (2016) dont l'amplitude dépend du rapport E/C (eau/ciment).

#### 4.2.2.4. Retrait de carbonatation

La carbonatation est due à la dissolution du  $CO_2$  dans la solution interstitielle. Ce dernier réagit alors avec les ions  $Ca^{2+}$  en solution pour former des  $CaCO_3$ .

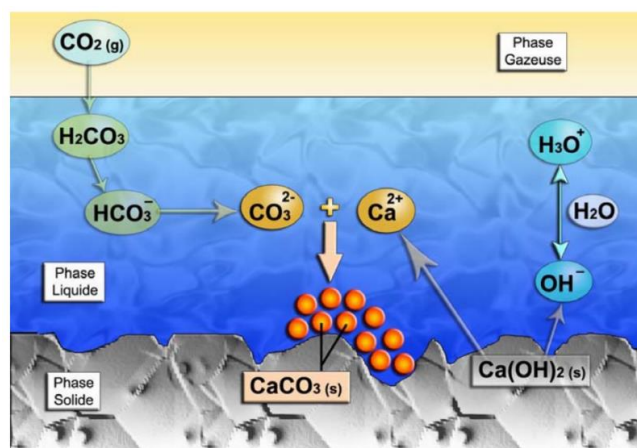


Figure II.14 : Mécanisme de carbonatation (Thiery, M. 2006)

Le retrait de carbonatation intervient surtout sur des bétons contenant des ciments de mauvaise qualité. Il n'est cependant pas à négliger et peut être la cause de nombreux désordres. Selon Houst, Y. F. (1989) il peut atteindre des valeurs équivalentes au retrait de dessiccation.

En fonction du type d'ouvrage souterrain, le retrait de carbonatation pourra être plus ou moins important. En effet, dans un tunnel routier, la concentration en gaz carbonique sera plus importante du fait des émanations des gaz d'échappement des véhicules en circulation. Ce qui ne sera pas le cas dans une

galerie hydraulique par exemple. Nous n'étudierons pas ce type de retrait dans notre étude car il est relativement spécifique et ne

### 4.3. Modèles de comportement du béton

Afin de simuler le comportement du béton dans les calculs numériques, certains modèles ont été développés pour traduire le comportement à long terme du béton. Nous dresserons ici une liste non exhaustive et une présentation de certains de ces modèles en développant plus particulièrement le modèle empirique de l'Eurocode 2. Ce modèle présente l'avantage d'obtenir de manière très simple l'évolution de la déformation au cours du temps en fonction des paramètres du béton et de l'environnement.

#### 4.3.1. Prise en compte du retrait et fluage dans les calculs aux eurocodes

Le modèle de comportement du béton de l'Eurocode 2 est un modèle de comportement empirique se basant sur un grand nombre d'essais laboratoires réalisés sur des échantillons de béton ou de pâte de ciment. Ce modèle permet de prendre en compte les phénomènes long terme pouvant intervenir dans le béton de revêtement.

##### 4.3.1.1. Le retrait endogène

Dans l'Eurocode 2, le retrait endogène est donné par une formule empirique dépendant uniquement de la résistance en compression du béton.

$$\begin{aligned}\varepsilon_{ca}(t) &= \beta_{as}(t)\varepsilon_{ca}(\infty) \\ \varepsilon_{ca}(\infty) &= 2,5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \\ \beta_{as}(t) &= 1 - \exp(-0,2\sqrt{t})\end{aligned}$$

Avec  $t$  exprimé en jours et  $f_{ck}$  exprimé en MPa.

##### 4.3.1.2. Le retrait de dessiccation

Le retrait de dessiccation est généré par un échange hydrique entre la porosité du béton et l'air environnant. La diminution de la quantité d'eau au sein de la porosité provoque une multiplication du nombre de surface libres, et avec la tension de surface de l'eau cela provoque une contraction de la matrice cimentaire. Dans l'Eurocode 2, la déformation due au retrait de dessiccation est donnée par :

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{as}(t; t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$$

$h_0$	$k_h$
100	1,0
200	0,85
300	0,75
$\geq 500$	0,70

Figure II.15 : valeur du coefficient  $k_h$  en fonction du rayon moyen  $h_0$  (mm)

Le rayon moyen est calculé suivant la formule :

$$h_0 = \frac{A_c}{u}$$

Où  $A_c$  est l'aire de la section de béton et  $u$  est le périmètre exposé à l'air.

$$\beta_{ds}(t; t_s) = \frac{t - t_s}{t - t_s + 0,04 \sqrt{h_0^3}}$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[ (220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[ 1 - \left(\frac{RH}{RH_0}\right)^3 \right]$$

Avec  $RH_0$  humidité relative initiale, égale à 100%, et  $f_{cm0} = 10 \text{ MPa}$

Classe de ciment	$\alpha_{ds1}$	$\alpha_{ds2}$
S	3	0,13
N	4	0,12
R	6	0,11

Tableau 3 : Tableau de valeur des coefficients de dessiccation (Eurocode 2)

#### 4.3.1.3. Le modèle de fluage

Le modèle de fluage du béton développé aux Eurocodes se base sur un modèle purement empirique. Ainsi l'évolution de la déformation de fluage dépend du chargement, de l'âge du béton au moment du chargement, de la résistance du béton, de l'humidité relative, de la température et de la géométrie. L'expression générale de la déformation de fluage s'exprime comme :

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \cdot \left(\frac{\sigma_c}{E_c}\right)$$

Où  $\sigma_c$  est la contrainte de compression constante appliquée à  $t_0$ ,  $E_c$  est le module tangent défini par  $E_c = 1,05E_{cm}$ , et  $\varphi(t, t_0)$  est le coefficient de fluage à l'instant  $t$ .

On remarque ici que la déformation de fluage est proportionnelle au chargement. Cela revient en réalité à prendre un module dégradé  $\frac{E_c}{1+\varphi(t, t_0)}$  pour calculer les déformations totales.

Le paramètre  $\varphi(t, t_0)$  est donc le paramètre essentiel à estimer pour déterminer la déformation de fluage. Son expression dépend du type de ciment utilisé, de l'humidité relative de l'air, de la section, de la résistance du béton et du moment d'application du chargement  $t_0$  :

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)$$

Où  $\varphi_0$  est le coefficient de fluage conventionnel, il détermine la valeur maximale de la déformation de fluage à un temps infini, et  $\beta_c(t, t_0)$  est un coefficient qui rend compte de l'évolution du fluage dans le temps, il est compris entre 0 et 1.

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$$

Avec :

$$\varphi_{RH} = \left[ 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \cdot h_0^{0,3}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{pour } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

Où  $RH$  représente l'humidité relative, exprimée en % et  $h_0$  le rayon moyen de la partie exposée à l'air en mm :  $h_0 = \frac{2A_c}{u}$  avec  $A_c$  l'aire de la section de béton et  $u$  le périmètre exposé à l'air. Avec

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}}$$

Où  $f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa}$  est la résistance moyenne en compression

$$\beta(t_0) = \frac{1}{1 + t_0^{0,2}}$$

Où  $t_0$  est le temps (en jours) entre le coulage du béton et l'application de la contrainte de compression. Ensuite à partir du  $t_0$ , on calculera  $\beta(t_0)$  et  $\beta_c(t, t_0)$  :

$$\beta_c(t, t_0) = \left[ \frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3}$$

Où  $t$  est l'âge du béton en jours à l'instant considéré. Et  $\beta_H$  est déterminé suivant la formule :

$$\beta_H = 1,5 * [1 + (0,012RH)^{18}]h_0 + 250\alpha_3 < 1500 \alpha_3 \quad \text{pour } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

Avec les coefficients  $\alpha_i$  sont définis de manière à dépendre de la résistance du béton :

$$\alpha_1 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \quad \alpha_2 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \quad \alpha_3 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5}$$

Ainsi on remarque que  $t_0$  a une influence à la fois sur  $\varphi_0$  le coefficient de fluage conventionnel, qui détermine la valeur maximale de la déformation de fluage à l'infini, mais aussi sur  $\beta_c(t, t_0)$  qui régit la cinétique de la déformation de fluage. Le paramètre  $t_0$  joue donc un rôle essentiel dans la détermination de l'amplitude de la déformation de fluage. Le modèle prend donc en compte à la fois le fluage propre et le fluage de dessiccation (fluage induit par la diminution de la teneur en eau dans la porosité du béton).

### 4.3.2. Modèles rhéologiques

Les modèles rhéologiques sont des modèles phénoménologiques faciles à appréhender et à intégrer dans des calculs simplifiés. Nous utiliserons le modèle de Burger pour intégrer le comportement fluant du béton de galerie au Chapitre IV.

#### 4.3.2.1. Le modèle rhéologique de Kelvin-Voigt

Le modèle rhéologique de Kelvin-Voigt est le modèle le plus utilisé pour traduire le comportement d'un matériau visco-élastique. Ces matériaux regroupent un ensemble de matériaux présentant un comportement dont l'écoulement est proche de celui d'un liquide. Il s'agit des gommés et élastomères, des verres (Eldred et al. 1995). Un des modèles de comportement à long terme les plus simples est le modèle de Kelvin. Le schéma rhéologique du modèle est illustré sur la Figure II.16 :

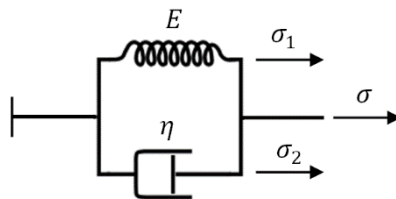


Figure II.16 : Modèle rhéologique de Kelvin

L'équation régissant ce modèle est présentée ci-dessous :

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma}{E} \left( 1 - e^{-\frac{E}{\eta}t} \right)$$

Ainsi nous remarquons que la déformation est directement proportionnelle à la contrainte et que son évolution se fait en exponentiel négative du temps, la déformation tend vers  $\sigma/E$  à des valeurs de  $t$  importantes.

#### 4.3.2.2. Le modèle de Burger

Le modèle de Burgers est le modèle le plus couramment utilisé pour modéliser le comportement long terme du béton. C'est un modèle rhéologique constitué de l'association en série d'un modèle de Kelvin-Voigt et d'un modèle de Maxwell. Ce modèle décrit de manière satisfaisante le fluage du béton. En utilisant la relation trouvée précédemment avec le modèle de Kelvin, et en intégrant la déformation de l'amortisseur 2 (Figure II.17), on trouve l'équation suivante.

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma}{E_2} + \frac{\sigma}{\eta_2} t + \frac{\sigma}{E_1} \left( 1 - e^{-\frac{E_1 t}{\eta_1}} \right)$$

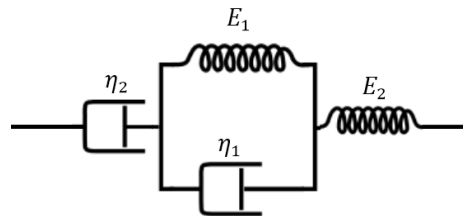


Figure II.17 : Représentation rhéologique du modèle de Burger

On observe donc que la déformation va tendre de manière asymptotique à une droite dont la pente est de  $\frac{\sigma}{\eta_2}$  et l'ordonnée à l'origine  $\frac{\sigma}{E_2}$  dans le plan contrainte-déformation.

#### 4.3.3. Modèles de comportement du béton

La plupart du temps les modèles utilisés pour représenter le comportement du béton sont des modèles rhéologiques basés sur des modèles de Burger mis en parallèle afin de modéliser les différents phénomènes dans le béton (comportement au jeune âge, retrait, fluage...). Le modèle purement mécanique le plus utilisé est le modèle de Burger. Ce dernier permet de traduire de manière simple et satisfaisante l'évolution de la déformation différée au cours d'un essai de fluage. Ce modèle trouve toutefois ses limites lors de l'étude de phénomènes plus poussés comme la réaction d'hydratation ou la dessiccation.

Nous pouvons citer le modèle développé par Benboudjema (2002) lors de sa thèse où ce dernier propose un modèle de comportement mécanique permettant de traduire les effets différés dans le béton. Granger (1995) développe également un modèle de fluage destiné à améliorer l'évaluation du fluage du béton sur les enceintes de centrales nucléaires. E. Grimal (2007) suivi de P. Morenon (2017) développent un modèle de comportement traduisant les réactions de gonflement interne du béton. Il permet également de considérer les autres phénomènes courant (fluage, hydratation, séchage...). Les deux derniers modèles ont l'avantage d'être implantés dans Code\_Aster et donc d'être facilement intégrables aux calculs numériques.

#### 4.3.4. Mesures de retrait et fluage dans le béton

Certains auteurs proposent des mesures de déformations différées du béton. Ces dernières sont essentiellement composées de déformations de fluage et de retrait. Les mesures de fluage seules sont difficiles à obtenir car le retrait intervient nécessairement. Il est en revanche possible de mesurer ces déformations seules et de les retrancher aux déformations de fluage pour obtenir l'effet du fluage seul. Browne et Blundell (1969) (Figure II.18) proposent une évolution de la déformation de fluage propre au cours du temps pour différents âges de chargement.

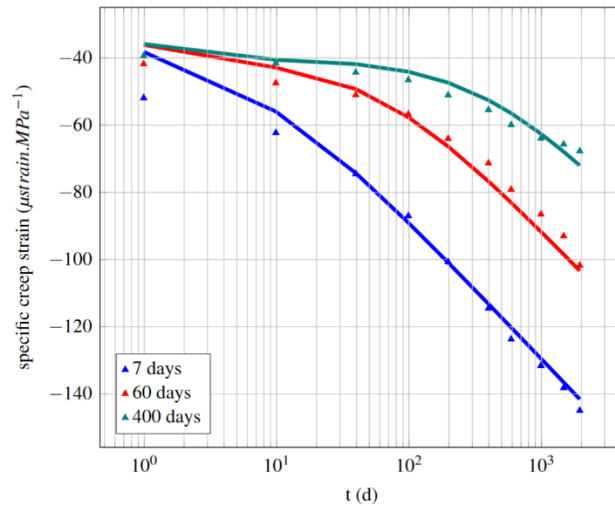


Figure II.18 : Evolution de la déformation de fluage spécifique en fonction du temps dans un plan log pour différents âges de chargement, extrait d'Hilaire (2015) avec les données de Browne et Blundell (1969)

Comme il est possible de l'observer sur la Figure II.18, le fluage du béton dépend de l'âge de chargement. En effet la réaction d'hydratation du ciment est un phénomène qui évolue au cours du temps, et à mesure que cette réaction évolue, la concentration en CSH et donc la résistance de la pâte de ciment augmente au cours du temps. Donc plus le béton sera chargé de manière tardive, moins les déformations de fluages seront importantes.

L'autre phénomène intervenant de manière significative sur les déformations de fluage est la dessiccation. Ce phénomène intervient lorsque le béton est en contact avec un milieu ambiant où l'humidité relative est inférieure à 100%. En effet, l'eau contenue dans la porosité va s'évaporer et modifier la teneur en eau libre dans la porosité du béton. Cela aura pour effet, comme pour la plupart des matériaux poreux, non saturé, de contracter la matrice cimentaire dans une certaine gamme de valeurs d'humidité relative, ce qui induit un retrait de dessiccation. De plus l'amplitude des déformations de fluage du béton dépend de la teneur en eau du béton. Witmann (1970) (Figure II.19) propose des mesures de déformation de fluage du béton au cours du temps pour différentes valeurs d'humidité relatives.

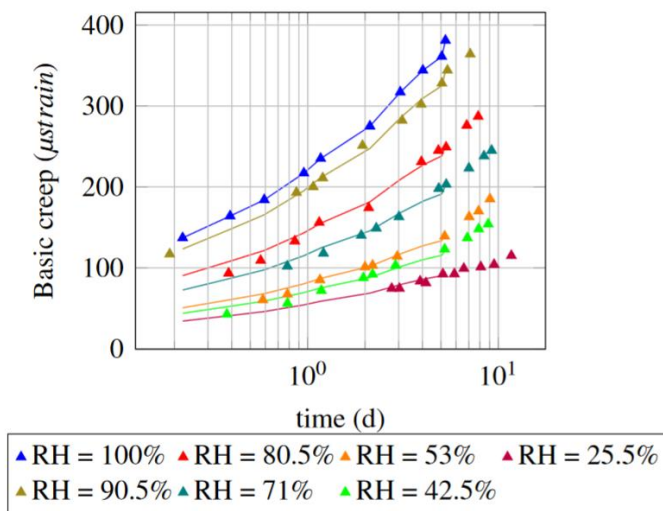


Figure II.19 : Evolution de la déformation de fluage spécifique en fonction du temps dans un plan log pour différentes humidités relatives, extrait d'Hilaire (2015) avec les données de Witmann (1970)

La Figure II.19 montre que l'amplitude des déformations de fluage diminue avec la teneur en eau du matériau. Cela est essentiellement dû au fait que lorsque l'humidité relative diminue, la quantité d'eau adsorbée entre les feuillets de CSH diminue. Or cette eau adsorbée joue le rôle de lubrifiant entre les feuillets et c'est le glissement de ces feuillets de CSH les uns sur les autres qui dicte principalement la déformation de fluage. En diminuant la quantité d'eau entre ces feuillets, cela diminue leur capacité à glisser les uns sur les autres et donc les déformations de fluage.

#### 4.4. Méthodes de mesure de la contrainte dans les revêtements

Afin de déterminer les sources de différence entre la contrainte mesurée dans les revêtements et celle estimée par des calculs, il est légitime de se demander quelles sont les méthodes de mesure utilisées pour déterminer la contrainte. Cela nous permettra d'appréhender les limites des différentes méthodes ainsi que leurs sources d'erreurs éventuelles. Ces méthodes de mesures se distinguent en deux catégories : les mesures de contrainte directe, où la contrainte est directement mesurée par le capteur, et les mesures de déformation permettant de remonter à la contrainte en évaluant le module élastique du revêtement.

##### 4.4.1. Mesure de contrainte directe

Les méthodes de mesure de contrainte directe sont les plus efficaces car elles permettent d'accéder directement à la mesure de la contrainte sans passer par l'estimation de module élastique par exemple.

##### 4.4.1.1. Méthode au vérin plat

Cette méthode est basée sur le principe de « libération des contraintes » (Espion et al. 2000). Elle consiste à venir faire une entaille dans le béton (en général sous la forme d'une fente faite à la scie circulaire), afin de relâcher les contraintes, tout en mesurant la déformation. On vient ensuite glisser un vérin plat dans la fente et on vient le gonfler jusqu'à retrouver la déformation initiale dans le béton. Ainsi on lit la pression dans le vérin plat qui correspond théoriquement à la contrainte existante initialement dans le béton.



Figure II.20 : Exemple de mesure au vérin plat sur le tunnel de Chamoise

Cette méthode présente l'avantage de s'affranchir totalement des modèles de comportement et ne nécessite pas de connaître le module du béton. Cependant, c'est une mesure destructive, on doit en effet entailler le béton pour effectuer une mesure, on ne pourra donc pas effectuer une mesure deux fois au même endroit. Cela implique qu'on n'a pas de suivi continu de la mesure et donc pas de possibilité d'observer une évolution de la contrainte avec cette méthode.

##### 4.4.1.2. Cellule Glötzl / Cellules de pression totale

Les cellules Glötzl, nom d'un des fabricant de ces cellules, sont des capteurs qui mesurent la pression/contrainte totale. Ces capteurs sont mis en place au sein du revêtement, pendant la mise en



place du béton frais du revêtement. Ils peuvent également être positionnés à l'interface du béton et du rocher.

Ce capteur est constitué de deux plaques en acier (1) entre lesquels se trouve un fluide incompressible (de l'huile en général). Ce fluide est relié à un bloc de mesure de pression : une membrane (2) sépare le circuit avec les plaques de mesure à une pression  $P_1 \approx P$  et le circuit de mesure à la pression  $P_2$ . Pour effectuer une mesure de contrainte, on va injecter de l'huile sous pression dans l'entrée Z et augmenter la pression  $P_2$  progressivement on a alors  $P_1 > P_2$  la membrane reste donc plaquée du côté droit et l'entrée Z et la sortie R ne sont pas reliées. Lorsque  $P_1 = P_2$  la membrane se décolle et le fluide peut circuler entre l'entrée Z et la sortie R. En pratique on augmentera donc la pression et lorsqu'on observera un débit d'huile, on sera à la bonne pression. Cette pression correspondra à la contrainte appliquée sur la cellule.

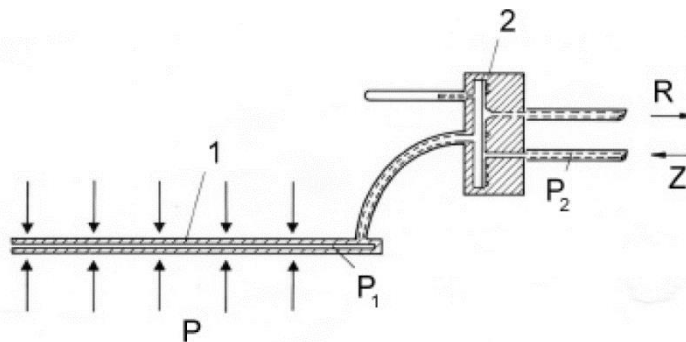


Figure II.21 : Schéma de principe vérin plat (source : Geotechnisches Ingenieurbüro)

Ce type de mesure est intéressant car il est non destructif. On peut donc effectuer plusieurs mesures de contraintes à un même endroit. Il présente également l'avantage de s'affranchir de l'évaluation d'un module élastique. En effet la plupart des mesures de contraintes sont en réalité des mesures de déformations multipliées par un module évalué. On s'affranchit donc ici d'une source d'incertitude supplémentaire.

Cependant ces cellules présentent quelques inconvénients. Tout d'abord, on a une incertitude au moment de la mise en place des cellules : on doit s'assurer que la cellule est bien en contact sur toute sa surface avec le revêtement afin de transmettre l'intégralité de la contrainte. Afin de s'assurer du bon contact avec le béton, on met généralement la cellule en légère surpression, cela peut donc modifier la contrainte autour de la cellule. De plus la cellule étant réalisée en acier, on peut se demander si le fait de mettre une cellule constituée d'un autre matériau, ayant un module différent, ne modifie pas localement l'état de contrainte. Enfin, ces cellules se dégradent dans le temps et les mesures deviennent de moins en moins fiables. En effet la membrane peut se dégrader et ne plus assurer une étanchéité parfaite entre les deux milieux, cela crée donc une incertitude sur la mesure de la contrainte qui augmente avec le temps.

#### 4.4.2. Mesure de déformation

Les mesures de déformations sont plus couramment utilisées que les mesures de contrainte directes. En effet, elles ont l'avantage d'être non intrusives et d'être plus fiables dans le temps. Elles permettent un suivi en temps réel des déformations et sont plus simple à mettre en œuvre. Cependant, si on veut remonter à des valeurs de contraintes dans les revêtements à partir de ces mesures de déformations, il faut estimer le module de déformation élastique. La valeur de ce module est très sensible à la valeur des contraintes mesurées dans le revêtement, et bien qu'il existe des moyens de mesure de module non destructifs (scléromètre) ces derniers ne possèdent pas une précision satisfaisante, par rapport à un essai à la presse.

#### 4.4.2.1. Jauges de déformations

Les jauges de déformations sont les capteurs de déformation les plus couramment utilisés. Ils ont l'avantage d'être peu chers et de petite taille. Ils fonctionnent sur le principe que la variation de la résistance électrique d'un élément va dépendre de sa variation de longueur.

$$R = \rho \frac{L}{S}$$

Avec  $R$  la résistance électrique,  $\rho$  la résistivité du matériau,  $L$  sa longueur et  $S = l^2$  sa surface.

Si on étudie les variations de  $R$  en considérant une traction du fil sans variation de résistivité on obtient :

$$\frac{\Delta R}{R} = \frac{\Delta \rho}{\rho} + \frac{\Delta L}{L} - \frac{\Delta S}{S} = \frac{\Delta L}{L} - 2 \frac{\Delta l}{l}$$

Or  $l$  est lié à  $L$  par la relation :

$$\varepsilon_1 = -\mu \varepsilon_2$$

Soit :

$$\frac{\Delta L}{L} = -\mu \frac{\Delta l}{l}$$

$$\frac{\Delta R}{R} = (1 + 2\mu) \frac{\Delta L}{L}$$

La résistivité du matériau va dépendre de la température, c'est pourquoi il sera important de faire les mesures dans une plage de température restreinte ou, a minima, de mesurer la température afin d'apporter des corrections aux mesures.

Les jauges de déformation sont généralement mises en place sur une armature dans le béton ou sur la surface du béton. Du fait de leur taille relativement restreinte, elles peuvent se décoller facilement ce qui peut perturber les mesures de déformation.

#### 4.4.2.2. Cordes vibrantes

Les cordes vibrantes sont des cellules couramment utilisés pour mesurer les déformations dans le béton. Elles ont l'avantage de pouvoir être noyées dans le béton et sont fiables dans le temps. Les cellules sont composées d'un tube en acier munis à ses extrémités de deux têtes coulissantes reliées par une corde vibrante en acier qui peut se déformer librement à l'intérieur du tube. Cette corde est sous tension et va se déformer au grès du mouvement des têtes d'ancrage qui, une fois noyées dans le béton suivront les déformations du béton. Au milieu du tube on trouve deux électro-aimants, dont le premier sert à exciter la corde et le second à mesurer la fréquence de vibration de la corde. La fréquence de résonance d'une corde est donnée par :

$$f_k = \frac{k}{2L} \sqrt{\frac{\sigma}{\rho_l}}$$

Où  $k$  est le mode propre de vibration,  $\sigma$  est la tension de la corde,  $L$  sa longueur et  $\rho_l$  la masse linéique de la corde.

On s'intéressera ici uniquement au mode fondamental (mode 1) qui est le plus significatif énergétiquement parlant. On peut ainsi relier la variation de fréquence à la déformation de la corde sous une sollicitation de traction entre l'état 1 et 2 :

$$f_1^2 - f_2^2 = \frac{1}{4L_1^2} \frac{\sigma_1}{\rho_l} - \frac{1}{4L_2^2} \frac{\sigma_2}{\rho_l}$$

On pose  $L_1 = L_c$  ;  $L_2 = L_c + \Delta L$  ;  $\sigma_1 = \sigma_c$  et  $\sigma_2 = \sigma_c + \Delta \sigma$

Ce qui nous donne :

$$f_1^2 - f_2^2 = \frac{(L_c + \Delta L)^2 \sigma_1 - L_c^2 \sigma_2}{4L_c^2 (L_c + \Delta L)^2 \rho_l}$$

On suppose  $\Delta L \ll L_c$  donc  $(L_c + \Delta L)^2 \approx L_c^2$

$$f_1^2 - f_2^2 = \frac{\Delta \sigma}{4L_c^2 \rho_l}$$

Or on a  $\varepsilon_1 = \frac{\Delta L}{L_c} = \frac{\Delta \sigma}{E_c}$  où  $E_c$  est le module élastique de la corde, ce qui nous donne :

$$\frac{\Delta L}{L_c} = K(f_1^2 - f_2^2) \text{ avec } K = \frac{4L_c^2 \rho_l}{E_c}$$

Les cordes vibrantes sont noyées dans le béton au moment de sa mise en œuvre, cela induit donc un certain nombre de sources d'incertitudes. On peut ainsi se demander à quel moment on fait le 0 lors de l'estimation des contraintes via les déformations. De plus, on ne peut pas connaître de manière précise l'influence du retrait du béton sur les mesures de déformations. Enfin le contact entre les têtes du capteur et le béton n'est pas nécessairement assuré pour toute la durée de vie de l'ouvrage.

C'est pourquoi il faut multiplier au maximum les moyens de mesures afin de faire des corrélations et déterminer si certains capteurs ne donnent pas des mesures aberrantes.

#### **4.4.3. Méthodes d'évaluation du module du revêtement**

Le module élastique du béton de revêtement peut être estimé de plusieurs manières : la première et la plus classique consiste à effectuer un essai de compression simple (NF-EN-12390-3) sur une éprouvette cylindrique de type 16/32 ayant donc un élancement de 2. Sont effectués un certain nombre de cycles de chargement/déchargement afin de déterminer une valeur de pente dans une gamme de contrainte acceptable (ne dépassant pas en général la moitié de la résistance caractéristique du béton considéré). Il est ainsi déterminé le module élastique tangent. Cette méthode a l'avantage d'effectuer une mesure très précise du module élastique mais nécessite cependant, sur les ouvrages existants, de venir carotter le revêtement de la galerie afin d'en extraire les éprouvettes, il s'agit ainsi d'une méthode destructive.

D'autres méthodes existent permettant de relier une autre grandeur physique au module via des corrélations, comme par exemple le scléromètre (NF-EN-12504-2) mesurant la dureté de la surface en béton et permettant de remonter à sa résistance caractéristique ainsi qu'au module élastique. Il est également possible de mesurer la vitesse de propagation d'ondes acoustiques ce qui permet de remonter au module élastique. Ces mesures restent cependant sensibles à l'environnement de mesures et aux perturbations que ce dernier pourrait créer. La méthode la plus précise pour déterminer le module élastique du revêtement de tunnel semble donc être l'essai en compression simple sur échantillon carotté.

### **4.5. Synthèse des phénomènes par type de revêtements**

Cette partie permettra de recenser les différents phénomènes qui interviennent dans le béton pour chaque type de revêtement : Béton coffré, béton projeté et voussoirs en béton préfabriqués. L'ensemble de ces phénomènes sont regroupés dans le Tableau 4 et illustrés au travers des Figures II.22-23-24. De par leur particularité de mise en œuvre, chaque revêtement présente un effet de phénomène qui paraît plus ou moins important.

Type de revêtement	Phénomènes court terme	Phénomènes moyen/long terme
Béton coulé en place	Montée en module (-), retrait thermique, retrait endogène (+)	Fluage (+), retrait (+) de dessiccation et carbonatation
Béton projeté	Montée en module (+), retrait thermique, retrait endogène (+)	Fluage (++), retrait (+) de dessiccation et carbonatation
Voussoirs préfabriqués	-	Fluage (-), retrait de dessiccation et carbonatation (-)

Tableau 4 : Synthèse des phénomènes pour chaque type de revêtement

Dans ce tableau, nous avons dressé la liste non exhaustive des phénomènes intervenant sur chaque type de revêtement, dans le béton. Les (+) et (-) représentent l'amplitude du phénomène et son effet potentiel sur la modification de la contrainte au sein du revêtement.

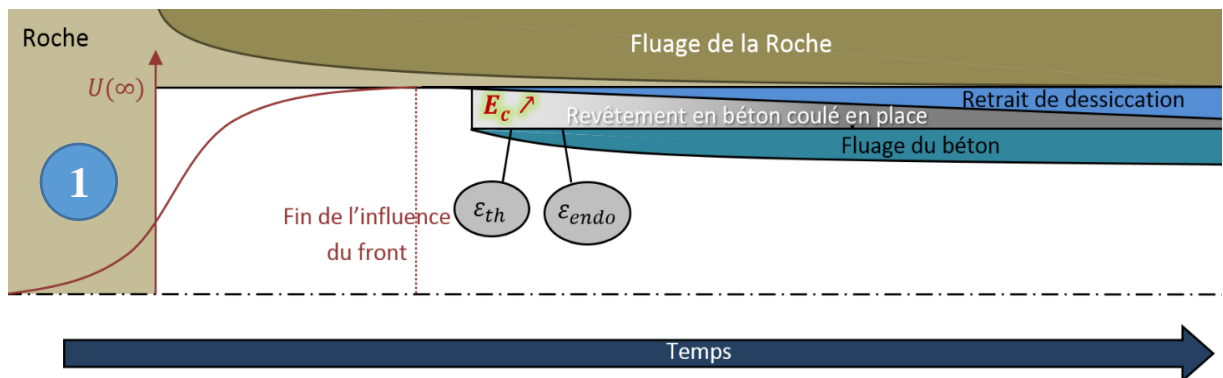


Figure II.22: Schéma des phénomènes intervenants sur un revêtement en béton coulé en place

Les revêtements coulés en place (Figure II.22) sont mis en œuvre à une distance très éloignée du front. Ce type de revêtement est généralement utilisé dans les galeries creusées de manière traditionnelle avec un soutènement léger ou qui n'est pas destiné à assurer la stabilité à long terme de l'ouvrage. Au moment de la pose de ce revêtement, le terrain ne subit plus l'influence du front. Le chargement sur ce type de revêtement est donc dû essentiellement au comportement long terme du terrain. Etant donné que le béton est mis en œuvre à l'état frais, les phénomènes à court terme du béton s'expriment : à savoir l'augmentation progressive du module et de la résistance du béton (même si ce phénomène est négligeable car le béton se charge relativement lentement avec le fluage du terrain), les retraits thermiques et endogènes. On retrouve également les phénomènes plus long terme comme le fluage du béton (fluage propre et fluage de dessiccation) ainsi que le retrait de dessiccation.

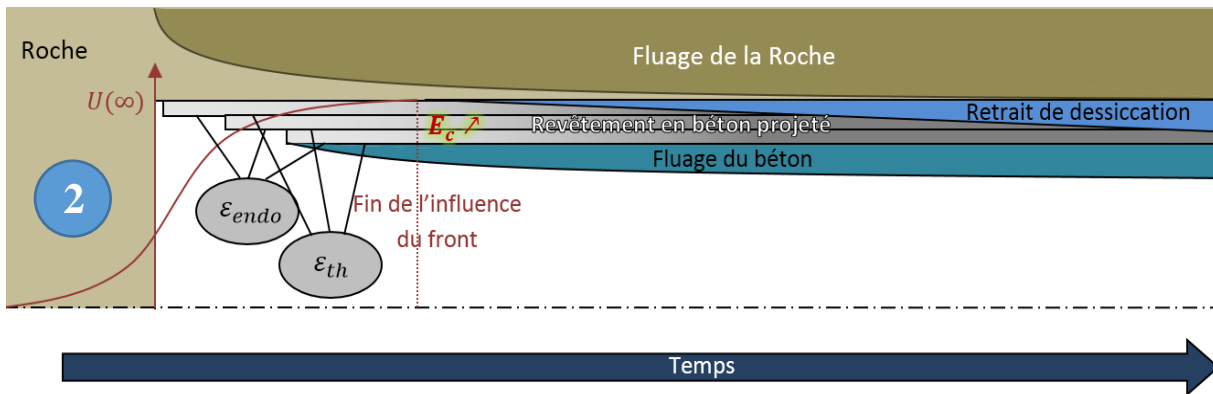


Figure II.23 : Schéma des phénomènes intervenants sur un revêtement en béton projeté

Les revêtements en béton projeté (Figure II.23) sont des revêtements un peu particuliers dans le sens où ils servent à la fois de soutènement, mais dans le cas où ils sont appliqués en plusieurs couches formant une coque de béton épaisse, ils jouent le rôle de revêtement définitif à l'ouvrage. Ce type de revêtement est placé très proche du front, quand le béton commence à durcir et que sa résistance et son module augmentent. Il existe donc un effet du front non négligeable, et le terrain va se déconfiner tout en ayant une augmentation du module du revêtement qui ne sera pas homogène entre les différentes couches de bétons projeté. Ainsi le couplage est très fort entre le comportement du terrain et du revêtement. Ce type de comportement est très complexe à modéliser, car il est nécessaire de très bien simuler à la fois le comportement de la roche, et celui du terrain pour obtenir des résultats cohérents. De plus ce type de revêtement est généralement mis en œuvre en plusieurs couches successives dont les cinétiques de la réaction d'hydratation du ciment diffèrent dans les temps. Cela crée donc un revêtement non homogène et peut créer des contraintes à l'interface entre les couches à cause du retrait du béton qui ne s'exprime pas aux mêmes instants, ainsi que des discontinuités au niveau de la jointure entre les différentes couches. Étant donné les difficultés à modéliser ce type de revêtement ainsi que les formulations particulières de ce type de béton, ils ne seront pas considérés dans la suite de l'étude.

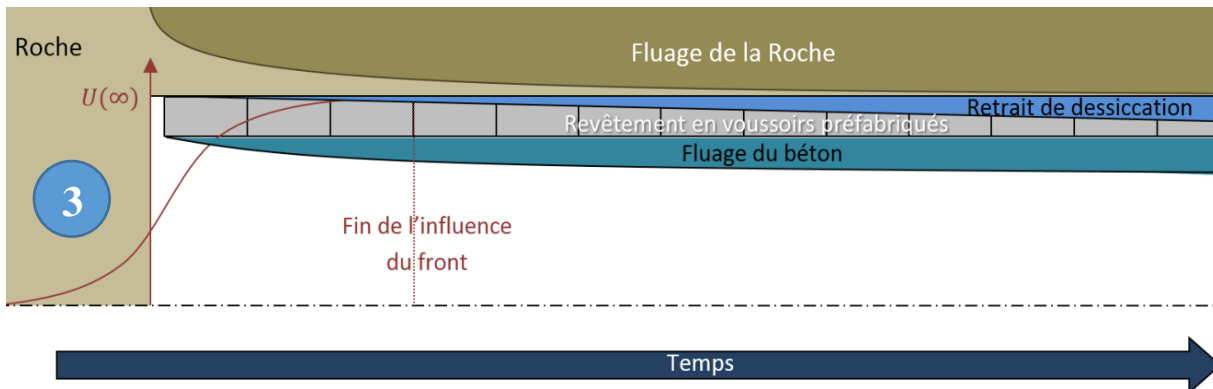


Figure II.24 : Schéma des phénomènes intervenants sur un revêtement en voussoirs préfabriqués

Les derniers types de revêtements sont les revêtements en voussoirs préfabriqués (Figure II.24). Ces derniers sont placés très proche du front, il existe donc une forte influence du front sur le chargement de ce type de revêtement. Cependant, étant donné que les voussoirs sont préfabriqués en usine quelques mois à l'avance, les phénomènes court terme du béton se sont déjà exprimés. Il ne reste donc que les phénomènes long terme, à savoir le fluage (fluage propre essentiellement) du béton et le retrait de dessiccation (qui reste faible en fonction de l'âge des voussoirs au moment de la pose).

## 5. Estimation de l'EDZ sur ouvrage

L'EDZ ou Excavation Damage Zone représente la zone de terrain dégradée par l'excavation de la galerie. Cette zone est généralement découpée en plusieurs parties distinctes (Figure II.25a). Siren et al. (2015) proposent une description des différentes zones dont se compose l'EDZ.

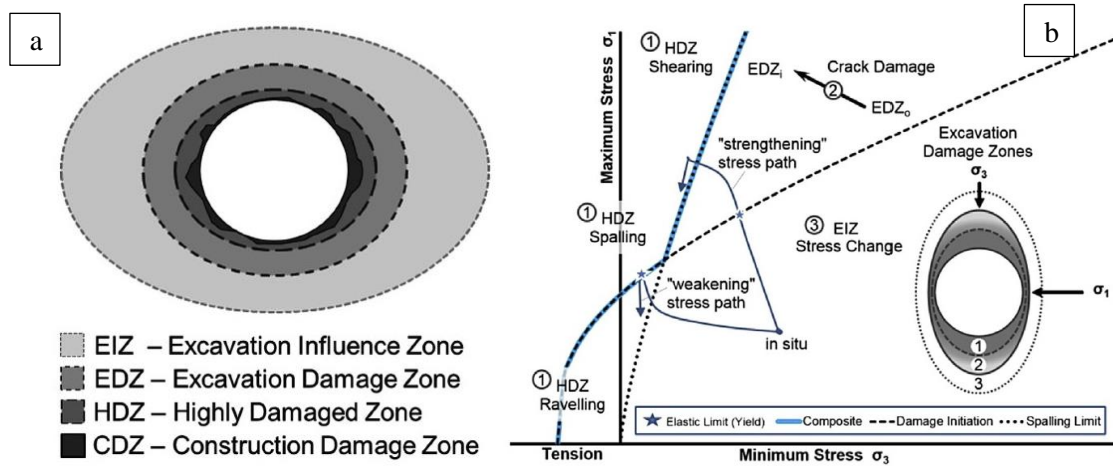


Figure II.25 : Découpage des différentes zones composant l'EDZ (a) (extrait de Perras et al. 2016) et zones de l'EDZ par domaines de contrainte (extrait de Diedrichs 2007)

Ainsi ces zones sont découpées en fonction du degré de dégradation de la roche. La CDZ représente la zone endommagée par la méthode d'excavation, il s'agit des hors profils d'excavations induits par la méthode choisie. En s'éloignant de la paroi, on retrouve la HDZ (Highly Damaged Zone) correspondant à une zone présentant des fractures connectées au niveau macroscopique. En s'éloignant d'avantage, on retrouve l'EDZ qui correspond à une zone endommagée présentant des fissures induites par des déformations irréversibles du matériau. Bossart et al. (2002) proposent une distinction au sein de l'EDZ avec une EDZ interne, dont la microfissuration serait partiellement connectée, et l'EDZ externe où les dégradations seraient faiblement connectées ou isolées. Enfin la dernière zone correspond à l'EIZ parfois appelée EdZ (Excavation disturbed Zone) correspond à une zone influencée par l'excavation mais ne présentant pas de dégradations irréversibles.

Diedrichs (2007) propose une carte des différents domaines de contrainte correspondant aux différentes zones de l'EDZ. On notera que l'EIZ est en dessous de la limite d'élasticité.

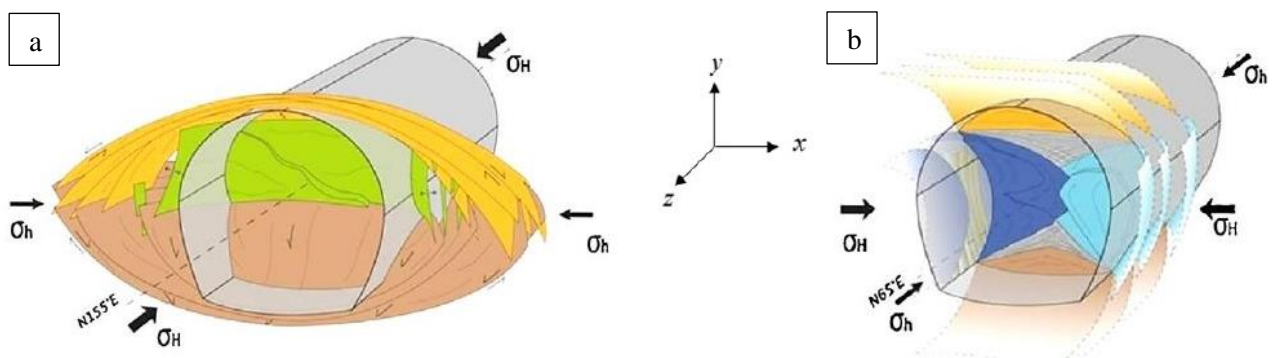


Figure II.26 : Profil de fracturation autour de galeries au laboratoire de Bure pour un ouvrage orienté suivant la direction horizontale majeure (a) et suivant la contrainte horizontale mineure (b) (Extrait de Armand et al. 2014)

Des mesures ont été effectuées au laboratoire de Bure, sur l'argilite afin de connaître les profils de fissuration de la zone endommagée (Figure II.26). Ces dernières montrent un profil en forme « d'œil » dans le cas où la galerie est orientée suivant la contrainte horizontale majeure et ce profil s'inverse

lorsque la direction de la galerie change (Figure II.26b). Ces profils ont une forme un peu particulière qui serait induite par l'anisotropie de structure de l'argilite (Trivellato et al. 2018).

Yang (2007) propose une mesure de l'endommagement mécanique de l'argilite de Bure à partir de mesures de perméabilité, de mesures de vitesses ultrasonores ou encore de module tangent. Plusieurs éprouvettes ont été testées à différentes distances de la paroi de puits réalisés dans l'argilite à une contrainte isotrope de 11 MPa. Les résultats montrent un endommagement mécanique et de perméabilité très limité dans cette gamme de contrainte.

Il est difficile d'obtenir des mesures d'endommagement du matériau de l'EDZ car bien souvent ce dernier est dégradé et n'est donc plus homogène. Il est alors très difficile de réaliser des essais sur ce type de matériau.

## 6. Données ouvrages

Après quelques investigations, nous avons tenté de rechercher des données d'évolution de la contrainte dans le revêtement sur plusieurs années. Il n'y a finalement pas énormément de données disponibles, ou des informations insuffisantes pour une bonne exploitation (manque de données sur l'ouvrage, sa géométrie, les caractéristiques du revêtement...). Nous disposons toutefois de données suffisantes sur les ouvrages de Chamoise ainsi que de la galerie GRD4 pour proposer une interprétation plus poussée des résultats. Ces derniers ne seront pas présentés dans ce chapitre mais dans le Chapitre III, nous présenterons ces ouvrages ainsi que l'interprétation de leurs mesures (correction des mesures de capteurs, corrélation entre les différents types de capteurs, interprétation des effets différés...)

Nous avons ainsi regroupé dans cette partie les quelques données disponibles afin de conforter notre hypothèse qui est que la vitesse de contrainte dans le revêtement tend vers une évolution linéaire dont la pente est voisine de 1.

### 6.1. Tunnel de Mu-Cha (Taiwan)

#### 6.1.1. Description de l'ouvrage

Le Tunnel de Mu-Cha (Chi-Wen Yu 1998) est situé dans le Nord de Taiwan, dans le bassin de Taipei (Figure II.27). C'est un tunnel autoroutier à double tubes, il a été construit dans une zone composée des grès, argiles et sables présentant des couches interstitielles d'argiles. Le tunnel traverse la faille de Wan-tan sur une distance d'environ 25 m et de 150 m si on considère les zones adjacentes dégradées. Le tunnel a subi de fortes convergences (supérieures à 1m en voute) au niveau de la faille. Le profil d'excavation du tunnel présente une largeur de 16m et une hauteur de 11m. Il a été excavé à l'explosif et présente six types de supports différents en fonction de la géologie rencontrée.

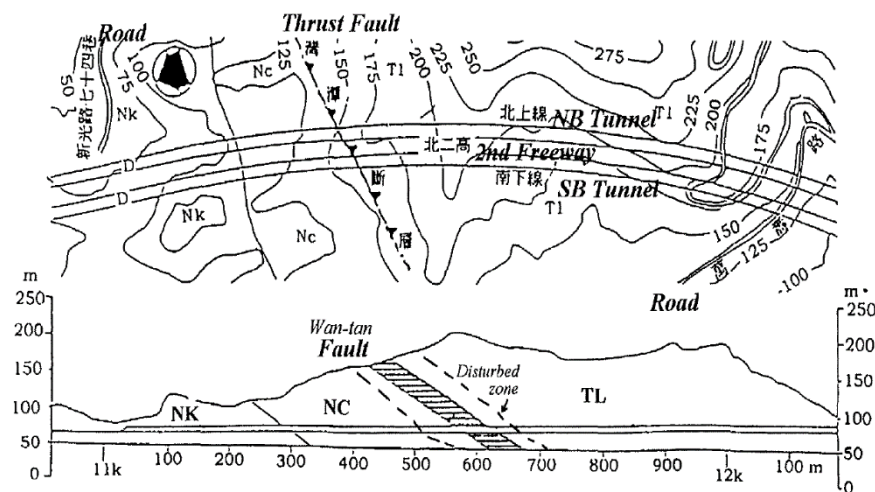


Figure II.27 : Plan géologique et Profil du tunnel de Mu-Cha (Chi-Wen Yu 1998)

#### 6.1.2. Instrumentation de l'ouvrage

La Figure II.28 présente des mesures de contrainte dans les revêtements sur un peu moins de deux ans. Ces mesures de contrainte ont été obtenues par corrélation avec des mesures de convergence.



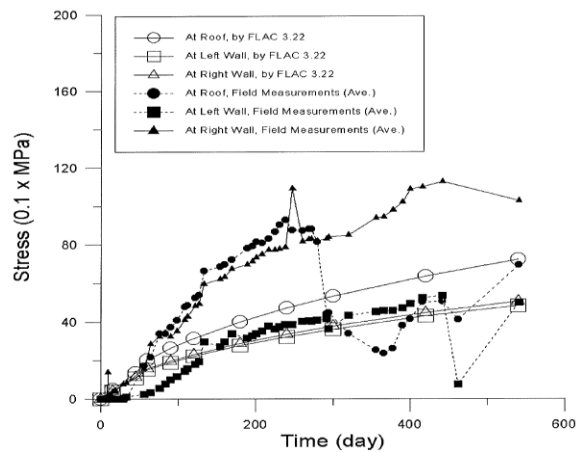


Figure II.28 : Mesures de contraintes dans le revêtement du tunnel de Mu-Cha (Chi-Wen Yu 1998)

On remarque ainsi que les contraintes estimées sont relativement élevées (de l'ordre de 10 MPa), et que les mesures en voute présentent une anomalie à 300 jours, où une chute de la contrainte de 10 à 4 MPa est observée. Cette chute est relativement étrange et aucun élément d'interprétation n'est donné par l'auteur, cette courbe sera donc écartée de l'interprétation des résultats. Ces courbes de contraintes présentent une certaine incertitude du fait qu'elles ont été déterminées à partir des mesures de convergence de la galerie. Nous avons ensuite récupéré les différents points de la courbe afin de tracer l'évolution de la vitesse de chargement en fonction du temps (Figure II.29).

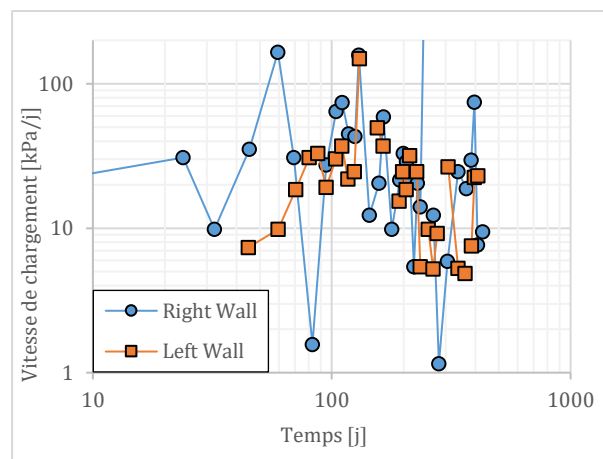


Figure II.29 : Evolution des vitesses de chargement dans le plan  $\log(\sigma)/\log(t)$  pour le tunnel de Mu-Cha.

L'interprétation de ces courbes semble difficile bien que le mur de gauche semble posséder un faisceau plus étroit avec une disparité moindre. En analysant cette courbe, on remarque qu'elle semble bien tendre vers une fonction linéaire dont la pente serait d'environ 1.

## 6.2. Descenderie de St Martin-de-la-Porte (Tunnel euralpin Lyon-Turin)

### 6.2.1. Description de l'ouvrage

La descenderie de Saint Martin Laporte est un ouvrage réalisé pour la construction de la nouvelle ligne à grande vitesse reliant Lyon à Turin. Cette descenderie permettra d'acheminer les tunneliers, jusqu'à leur point de départ d'excavation. La galerie de la descenderie fait environ 2,4 km de long, avec une couverture maximale avoisinant les 700m. Le diamètre de la galerie est de 12m.

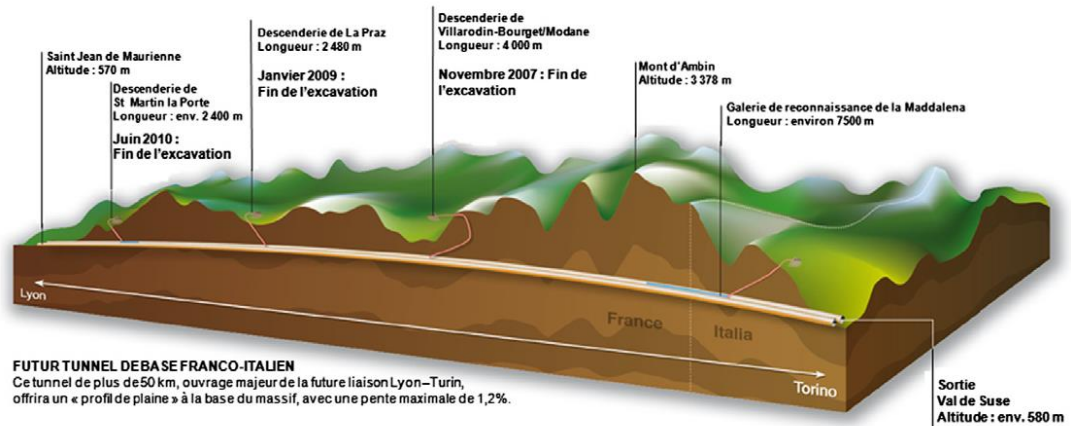


Figure II.30 : Coupe du Tunnel de base Lyon-Turin (source : telt-sas.com)

La descenderie traverse tout d'abord une couche de Gypse sous moins de 200m de couverture, puis une couche de grès plus ou moins dégradée sur le reste de la longueur de l'ouvrage, avec une couverture maximale de 700m (Figure II.31).

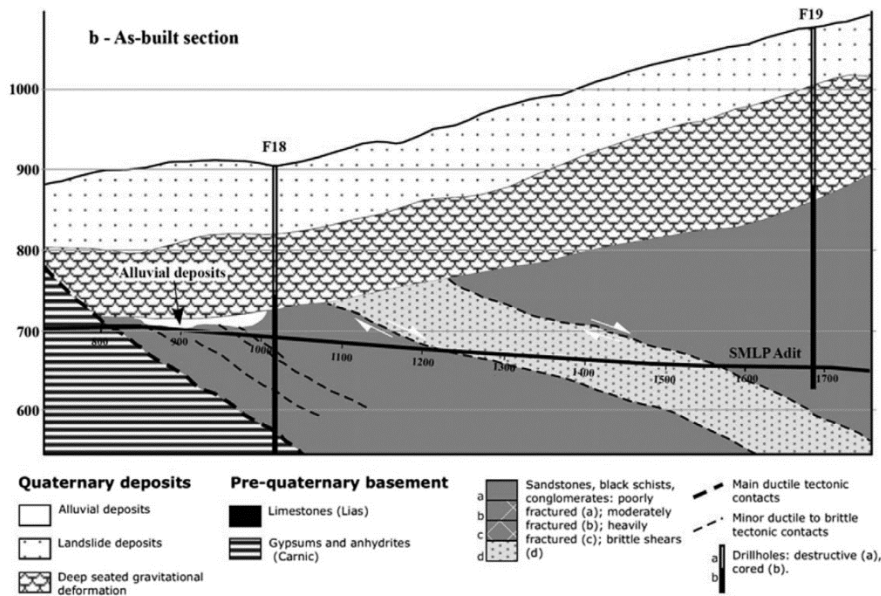


Figure II.31 : Coupe géologique de la descenderie de Saint Martin Laporte (Perello 2011)

### 6.2.2. Instrumentation de l'ouvrage

La descenderie, du fait de la couverture importante, a subi des convergences importantes. C'est pourquoi un suivi de ces déformations a été mis en place. On peut voir sur la Figure II.32, l'évolution des contraintes à différents points métriques. Ces mesures de contraintes ont été obtenues par extrapolation des mesures de déformation dans les revêtements à l'aide de cordes vibrantes.

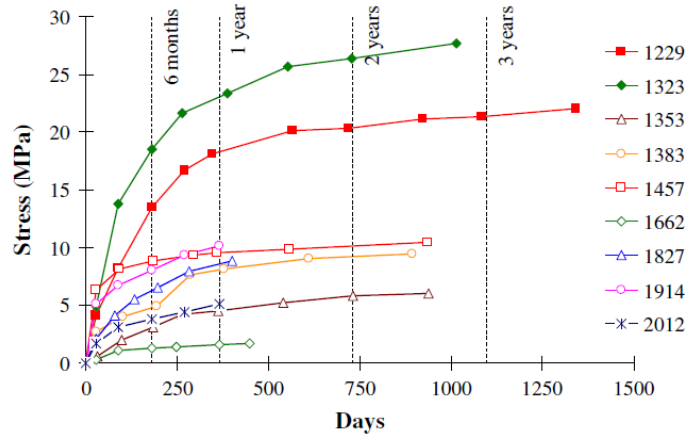


Figure II.32 : Mesures de contraintes dans les revêtements (Barla 2012)

On remarque que les déformations les plus importantes ont été relevées aux PM 1323 et 1229 ce qui correspond à la zone de grès la plus dégradée sur la coupe géologique.

### 6.2.3. Exploitation des données de St Martin de la porte

A l'aide des mesures d'évolution de contrainte, nous avons reporté les vitesses de convergence sur la Figure II.33. On a calculé les vitesses au milieu de l'intervalle entre deux points de mesures, à partir des contraintes avant et après l'intervalle considéré. Ces vitesses ont été calculées en divisant le delta de contrainte entre deux points par le delta de temps, à un temps moyen entre les deux points :

$$\dot{\sigma} \left( \frac{t_{i+1} + t_i}{2} \right) = \frac{\Delta\sigma}{\Delta t} = \frac{\sigma_{i+1} - \sigma_i}{t_{i+1} - t_i}$$

Les résultats des mesures de contrainte dans le revêtement à différents PM sont présentés sur la Figure II.33 :

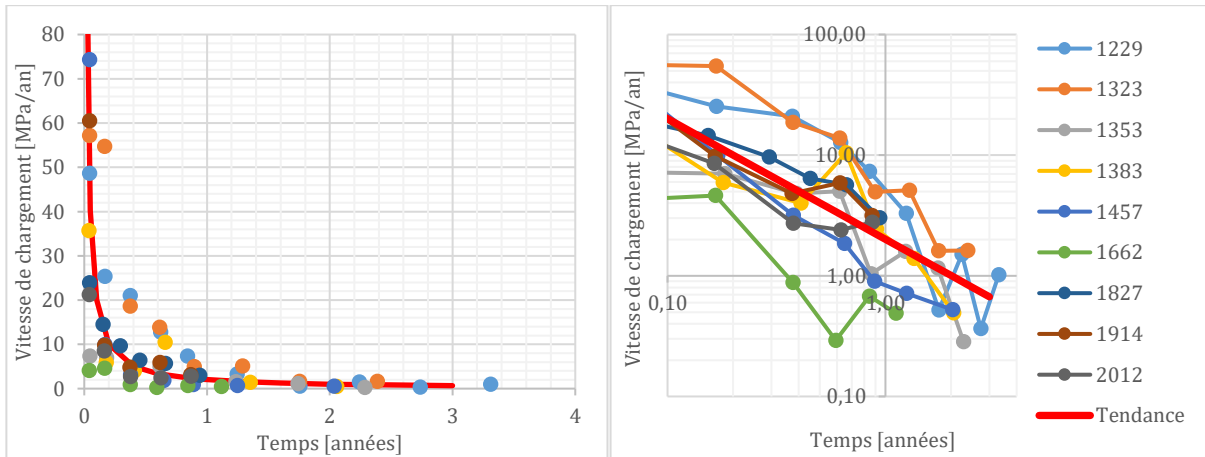


Figure II.33 : Evolution des vitesses de chargement des revêtements aux différents PM de la descenderie de St Martin de la porte et leur évolution dans un plan log.

Cette figure montre que les vitesses de contrainte sont globalement regroupées dans un faisceau relativement restreint (Figure II.33a). Afin d'améliorer la visibilité de ces données, elles ont été tracées dans un plan  $\log(\dot{\sigma}) / \log(t)$ . Il semblerait que les vitesses de chargement évoluent ainsi de manière linéaire sur une échelle  $\log/\log$  (Figure II.33b), soit :

$$\log(\dot{\sigma}) = a * \log(t) + b$$

$$\dot{\sigma} = t^a + 10^b$$

Où  $a$  et  $b$  sont des constantes. Dans le cas ci-dessus, en faisant la moyenne de toutes les évolutions, la constante  $a = -0,89$ . Bien que les données soient extraites à différents PM de l'ouvrage, l'évolution des vitesses de chargement semble suivre une évolution linéaire. La variabilité des différents fuseaux reste relativement restreinte dans cette échelle et est d'environ 1 ordre de grandeur.

### 6.3. Maneri-Uttarkashi power tunnel, Inde

#### 6.3.1. Description de l'ouvrage

Le tunnel de Maneri-Uttarkashi (Goel 1995) est une galerie hydraulique circulaire de diamètre 4,75 m et de 8,56 km de long. Il a été construit pour l'aménagement hydroélectrique de Maneri sur la rivière Bhagirathi au nord de l'Inde dans la région des jeunes Himalayas. L'installation hydroélectrique présente une puissance utile totale de 80MW.

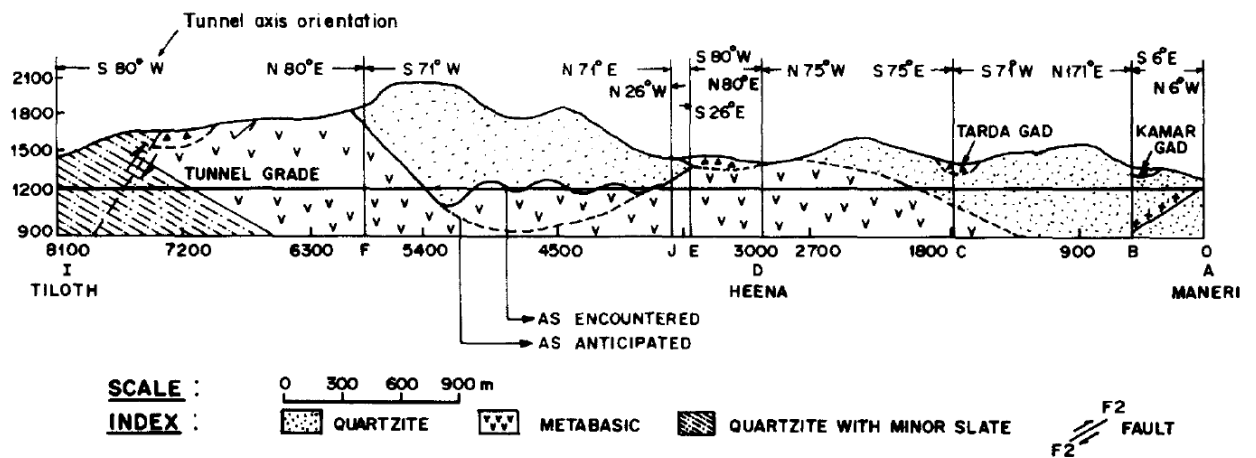


Figure II.34 : Coupe géologique de la galerie de Maneri (Goel 1995)

Ce tunnel traverse principalement des zones de quartzite et de roches métabasiques.

#### 6.3.2. Instrumentation de l'ouvrage

Un suivi des convergences a été mis en place aux PM 5350 et 5510. Les convergences les plus importantes ont été observées au PM 5350 et sont présentées sur la Figure II.35 sur une durée d'environ 2 ans.

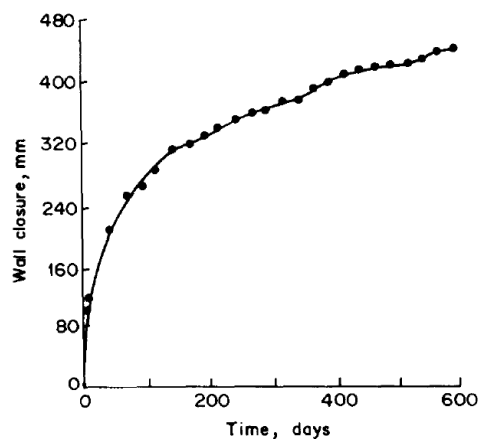
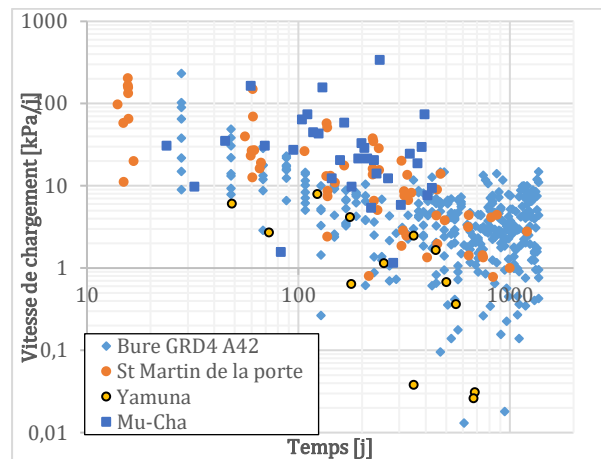


Figure II.35 : mesure de convergence de la galerie de Maneri au pm 5350 (Goel 1995)

On remarque ici que les convergences sont très importantes (de l'ordre de 10% du rayon). La déformation engendrée par cette convergence est de  $\varepsilon_{\theta\theta} = \frac{c(t)}{2R}$  avec  $c(t)$  la convergence de la galerie à  $t$ . Ces données seront donc difficilement exploitables car elles ne rentrent pas dans le cadre de la mécanique des milieux continus, et l'hypothèse des petites déformations n'est pas vérifiée (déformation de l'ordre de 10%). En effet en considérant un module élastique de 35 GPa pour le béton de revêtement, cela impliquerait des contraintes supérieures à 1000 MPa ce qui est tout bonnement impossible.

#### 6.4. Synthèse des données expérimentales

Afin de visualiser l'évolution de la vitesse de chargement du revêtement sur les différents ouvrages, l'ensemble des données expérimentales récupérées dans la littérature ainsi que les données de la galerie GRD4 du laboratoire de Bure ont été regroupées sur la Figure II.36.



**Figure II.36 : Evolution de la vitesse de chargement du revêtement au cours du temps pour différents ouvrages**

Les différents points ont été obtenus à partir des données d'évolution de contrainte dans les revêtements en calculant la vitesse entre deux points de mesures. Les données de la Galerie GRD4 du laboratoire de Bure sont extraites de mesures de contrainte par des cellules de pression totale situées dans le revêtement de la Galerie. Les données de la Galerie de Yamuna sont extraites de Jethwa et al. (1977) à partir des mesures des courbes d'évolution de contrainte.

Les faisceaux de courbes semblent suivre une évolution linéaire à partir de 100 jours avec une pente d'environ 1 à 1,5 pour les différents ouvrages. Il faut rappeler que ces ouvrages possèdent des caractéristiques différentes et sont construits dans des terrains, certes fluant, mais de natures différentes, mais ils semblent tous tendre vers une évolution linéaire avec une pente de l'ordre de 1.

Les données de la galerie GRD4 seront étudiés de manière plus spécifique dans le Chapitre III afin de visualiser de manière plus précise les différentes données qui forment un nuage de point plus éparpillé à des temps plus importants. L'élargissement du faisceau est principalement induit par les incertitudes liées à la mesure des capteurs qui présentent quelques bruits de mesure, qui seront traités par la suite.

## 7. Conclusion

L'étude bibliographique a permis de définir le cadre d'étude de la problématique. Ainsi nous étudierons les ouvrages à grande profondeur avec des revêtements de type voussoirs ou béton coffré. Les bétons projetés répondant à des problématiques bien spécifiques ne seront pas abordés dans notre étude.

Les galeries à revêtement en béton coulé en place sont soumises essentiellement à un effort de chargement issu du fluage du terrain. Le fait de couler du béton frais sur ce type de revêtement le soumet inévitablement à une dessiccation entraînant un retrait qui peut être important, ainsi qu'à une montée progressive de la résistance et du module du béton au cours du temps. Ce dernier sera également soumis à des déformations de fluage propre et de dessiccation. De par sa géométrie souvent en fer à cheval, des effets de structure peuvent apparaître et rompre localement le béton de revêtement, ce qui peut entraîner une redistribution des contraintes, pouvant modifier globalement la contrainte dans le revêtement. La géométrie particulière de ce type de galerie peut également entraîner des dégradations dans le terrain pouvant générer une EDZ. Tous ces phénomènes seront étudiés en partie dans le Chapitre IV et par la suite au Chapitre V.

Les galeries réalisées au tunnelier sont moins soumises aux effets de dessiccation car les voussoirs sont préfabriqués en usine et ont en général déjà quelques mois lorsqu'ils sont mis en place. En revanche ce type de galerie est chargé très tôt, avant même que le terrain soit totalement déconfiné. Ce type de revêtement subit des chargements potentiellement très importants. Ce haut taux de chargement peut induire des déformations différées importantes dont l'effet sera étudié au Chapitre IV puis plus précisément au Chapitre V. Par ailleurs le chapitre suivant (Chapitre III) s'attachera à caractériser l'amplitude des effets différés dans le béton de revêtement au travers de données expérimentales.



# Chapitre III : Exploitation des données expérimentales

## **Résumé du Chapitre :**

---

*Ce chapitre porte sur l'analyse des données expérimentales. Il débutera par une présentation des trois ouvrages pour lesquels nous disposons de données expérimentales de suivi de contrainte sur plusieurs années. Nous déterminerons les paramètres des deux modèles de comportement utilisés dans les chapitres suivant à partir d'essais de laboratoires sur l'argilite de Bure. Après avoir présenté ces ouvrages, nous analyserons les données des capteurs de déformations et de contrainte afin de s'affranchir des perturbations pouvant affecter leur évolution. Enfin au travers de l'analyse des différentes données, nous tenterons de quantifier l'effet différé présent dans le béton de revêtement.*

## **Table des matières du Chapitre :**

---

1. INTRODUCTION .....	52
2. PRESENTATION DES OUVRAGES .....	53
2.1. Galerie GRD4 (Laboratoire de Bure) .....	53
2.2. Galerie GCR (Laboratoire de Bure) .....	55
2.3. Le tunnel de Chamoise .....	56
3. DETERMINATION DES PARAMETRES DES MODELES DE COMPORTEMENT .....	59
3.1. Données expérimentales disponibles sur l'argilite de Bure .....	59
3.2. Détermination des paramètres de Singh-Mitchell .....	59
3.3. Détermination des paramètres de L&K .....	60
4. EVALUATION ET CORRECTION DE LA CONTRAINTE DANS LES REVETEMENTS .....	71
4.1. A partir de la mesure de contrainte directe .....	71
4.2. Mesures de déformation .....	83
4.3. Evaluation du module du revêtement .....	85
5. DETERMINATION DE L'EFFET DIFFERE DANS LES REVETEMENTS .....	87
5.1. Dans la galerie GRD4 .....	87
5.2. Dans le tunnel de Chamoise .....	88
6. CONCLUSION .....	90

---



## 1. Introduction

Cette partie traitera de l'exploitation des données expérimentales à disposition à la fois dans la littérature et des données récupérées auprès de maitres d'ouvrages ou des essais réalisés pendant la thèse. Nous présenterons ainsi dans un premier temps l'ensemble des ouvrages étudiés et qui serviront de base à notre réflexion concernant l'exploitation de ces données. Dans un second temps nous présenterons les données expérimentales sur échantillons de laboratoire à disposition sur l'argilite de Bure afin de déterminer les paramètres des modèles de comportement utilisés par la suite. Enfin dans la dernière partie nous développerons l'analyse et l'exploitation des données expérimentales disponibles sur ouvrage ainsi que les essais réalisés sur la galerie de Chamoise afin de déterminer l'évolution de la contrainte dans les revêtements de galeries souterraines. Les ouvrages étudiés seront les galeries GCR et GRD4 du laboratoire de Bure et le tunnel de Chamoise qui sont présentés dans la partie qui suit.

## 2. Présentation des ouvrages

### 2.1. Galerie GRD4 (Laboratoire de Bure)

#### 2.1.1. Description de l'ouvrage

La galerie GRD4 est une galerie expérimentale du laboratoire de Bure qui est orientée suivant la contrainte horizontale majeure. Elle présente donc un état de contraintes quasi-isotrope ( $\sigma_v = 12.3$  MPa,  $\sigma_h = 12.6$  MPa). Les travaux se sont étalés de mai 2013 à novembre 2013. Elle a été creusée à l'aide d'un tunnelier à attaque ponctuelle (de type fraise rotative) qui possède une jupe afin de poser les voussoirs.



Figure III.1 : Photo de la galerie GRD4

Cette galerie est longue de 66 m pour un total de 93 anneaux de voussoirs (Figure III.1). Les travaux ayant été réalisés sur une période de 6 mois en 3 postes 5j/7, la vitesse moyenne d'avancement est donc de 4,67 anneaux par semaine soit 3,31m/semaine donc une vitesse sur 5 jours de 0,66 m/j. Le diamètre d'excavation de la galerie est de 6,27 m. Un anneau est constitué de 9 voussoirs préfabriqués d'épaisseur 45 cm et de rigidité radiale 7,26 GN/m. Ces voussoirs ont suivi un étuvage de 8h à 12h selon les voussoirs afin de limiter au maximum le retrait et le fluage de dessiccation.

Afin de combler le vide annulaire qui pourrait subsister entre la roche et le voussoir, un mortier de bourrage a été injecté sur une épaisseur théorique de 13,5 cm. Deux types de mortier différents ont été injectés, à savoir, un mortier conventionnel injecté avec une pente de 30° (Figure III.2), et un mortier compressible (composé d'un mortier classique mélangé à des billes de polystyrène) injecté avec une pente de 25°. Ces deux mortiers ont été injectés sur une longueur d'environ 36 m de galerie chacun.

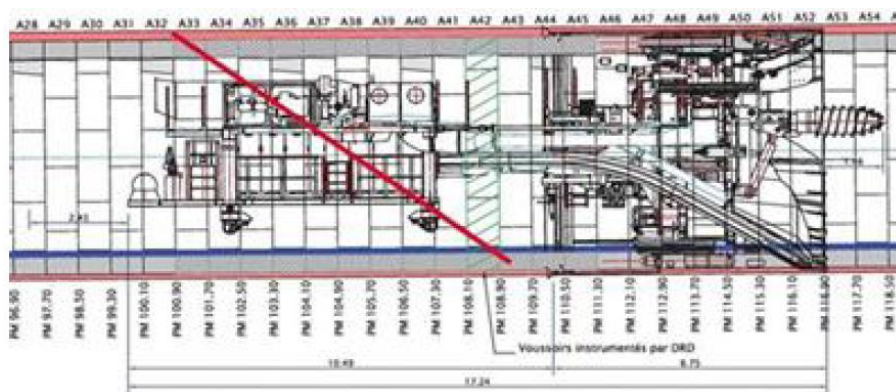


Figure III.2 : Schéma du tunnelier et de la pente d'injection (en rouge)(source ANDRA)

La pose des voussoirs s'est effectuée à une distance d'environ 18 m du front pour un anneau clavé du front de taille, soit environ 5,43 semaines après creusement, soit 38 jours environ après creusement.

### 2.1.2. Instrumentation

Nous disposons de données sur l'anneau A42 qui correspond au 42<sup>ème</sup> voussoir, soit un anneau situé au PM 29,5. Cet anneau est instrumenté à l'aide capteurs de déformation à corde vibrante, de cellules de pression totale et de capteurs de température (Figure III.3), soit pour un anneau constitué de 8 voussoirs plus une clé, l'instrumentation de chaque voussoir est :

- Capteurs à corde vibrante :
  - o 2 ortho-radiaux situés à l'*extrados* (à 9 cm du bord)
  - o 2 ortho-radiaux situés à l'*intrados* (à 9 cm du bord)
  - o 2 radiaux situés au milieu du voussoir
  - o 2 longitudinaux situés au milieu du voussoir
- Cellules de pression totale (type cellules Glötzl) :
  - o Un ortho-radial situé à l'*intrados* (à 13,5 cm du bord)
  - o Un ortho-radial à l'*extrados* (à 13,5 cm du bord)
  - o Un radial situé à l'*extrados* (à 9 cm du bord)

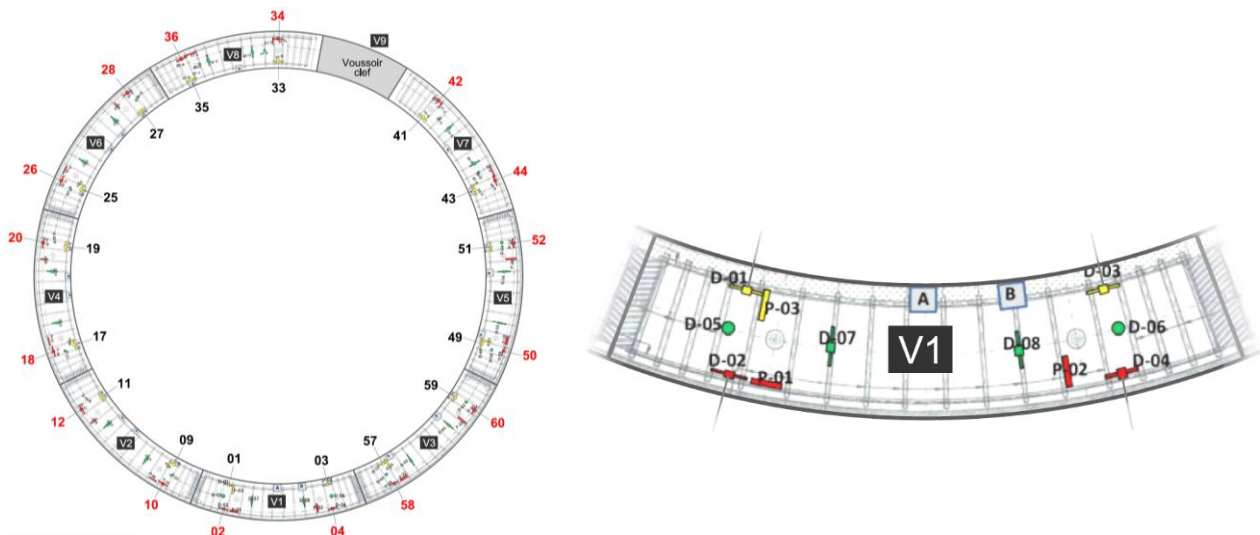


Figure III.3 : représentation des différents capteurs dans l'anneau voussoir et détail d'un des voussoirs de l'anneau (source ANDRA)

Les cellules notées D-XX (où XX est un nombre) représentent les capteurs de déformation à corde vibrante, et celles notées P-XX représentent les cellules de pression totales.

## 2.2. Galerie GCR (Laboratoire de Bure)

### 2.2.1. Description de l'ouvrage

La galerie GCR est une galerie expérimentale du laboratoire de Bure orientée, comme la GRD4, suivant la contrainte horizontale majeure, ce qui induit un état de contraintes quasi-isotrope. Sa section est circulaire de diamètre 5,4m. Cette galerie a été réalisée entre janvier 2011 et mars 2012. L'excavation a été effectuée à la Machine à Attaque Ponctuelle et le soutènement est constitué de béton projeté d'une épaisseur de 21cm dans lequel des cales compressibles ont été intercalées (Figure III.4).



Figure III.4 : Photo de la galerie GCR (à gauche) et détail du soutènement en cales compressibles avec béton projeté (à droite)

Un revêtement définitif a ensuite été réalisé en béton coffré de type C60/75 sur une épaisseur de 30cm, ce qui induit une rigidité radiale de l'anneau de 6,69 GN/m. Le coffrage a été réalisé en deux étapes : la contre voûte a été réalisée environ 6,4 mois après excavation, puis le coffrage de la voûte 7,9 mois après creusement. Ces coffrages ont été réalisés par passes de 3,6m. On trouve sur la Figure III.5 les plans de coffrage pour la voûte et la contre-voûte.

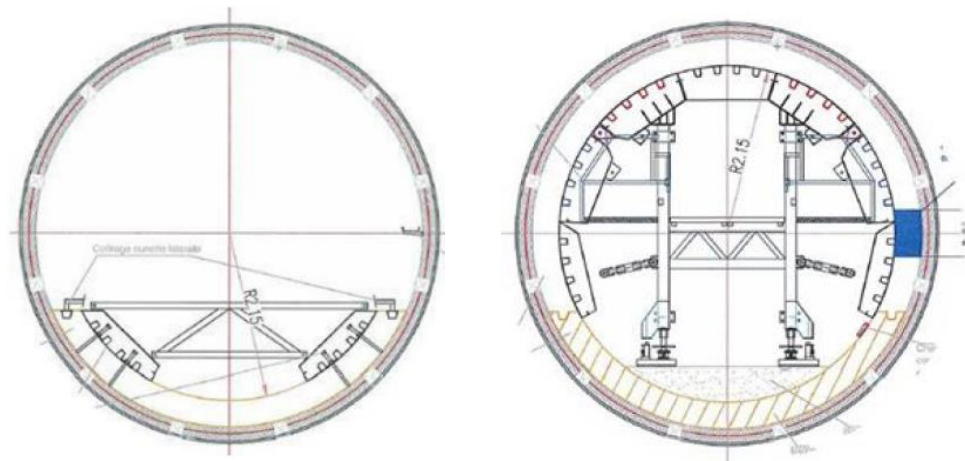


Figure III.5 : Schéma de coffrage de la galerie GCR de la contre-voûte (à gauche) et de la voûte (à droite) (source ANDRA)

### 2.2.2. Instrumentation

La section de la galerie GCR instrumentée considérée dans cette analyse est la section située au PM 25,3 (Figure III.6). Elle est équipée de capteurs à cordes vibrantes et de cellules de pression totale :

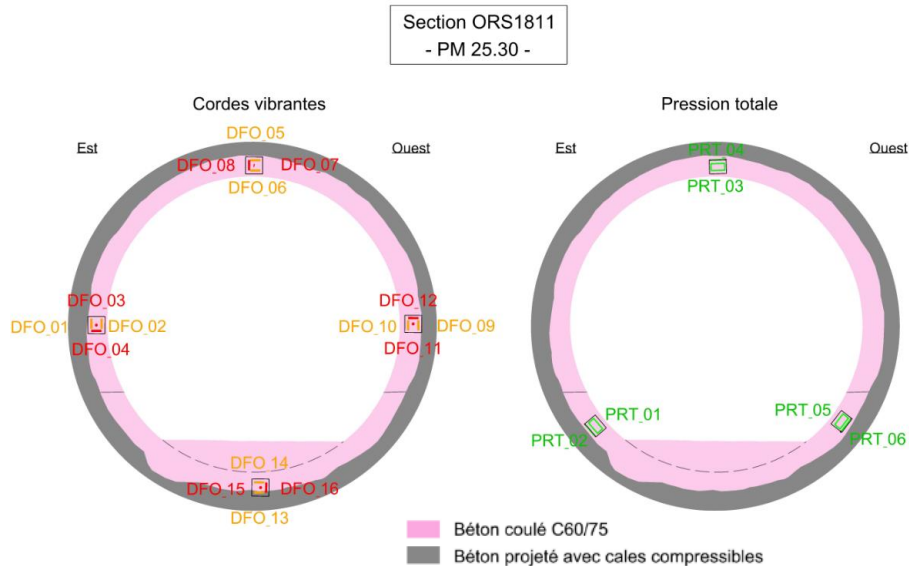


Figure III.6 : Schéma d'implantation des capteurs dans la galerie GCR (source ANDRA)

Nous disposons donc pour cette section de 4 jeux de capteurs à corde vibrante en voûte, contre-voûte et sur les côtés, ce qui correspond à un total de 16 capteurs à corde vibrante sur la section. Chaque jeu de capteurs est composé de deux capteurs ortho-radiaux (un à l'*intrados* et un à l'*extrados*), d'un capteur radial et d'un capteur longitudinal (Figure III.7).

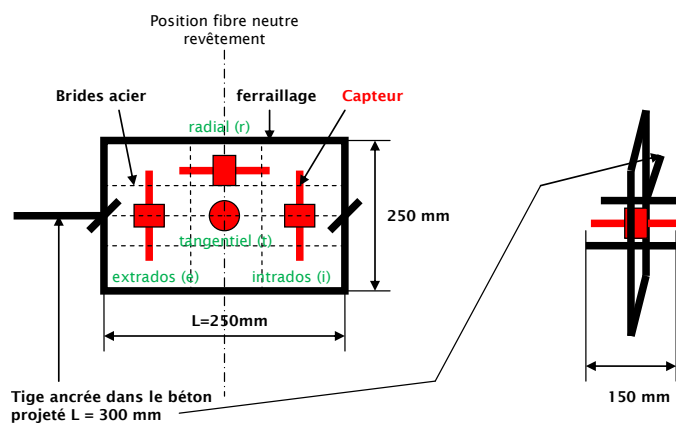


Figure III.7 : schéma d'un jeu de capteurs de déformation à corde vibrante (source ANDRA)

De plus cette section est instrumentée avec des cellules de pression totale, situées en voûte et sur les côtés de la contre-voûte (nous ne disposons pas de ces données). Des mesures au vérin plat ont également été réalisées dans cette galerie (nous disposons de ces données).

## 2.3. Le tunnel de Chamoise

### 2.3.1. Description de l'ouvrage

Le tunnel de Chamoise est un tunnel routier situé à proximité de Nantua (01) sur l'A40 reliant Lyon à Genève. Il est constitué (Figure III.8) :

- d'une galerie de reconnaissance creusée en 1979-1980 qui sert aujourd'hui de galerie technique.
- du tube Nord construit en 1982-1985
- du tube Sud, réalisé en 1992-1995 suite aux évolutions du trafic routier

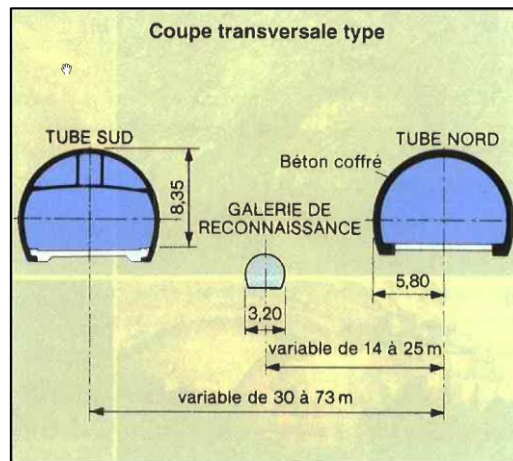


Figure III.8 : Géométrie du tunnel de Chamoise

Le tunnel, dont le diamètre est d'environ 11,5 m, a été creusé à l'explosif et le revêtement est de type béton coffré coulé en place. La forme de la galerie a été adaptée en fonction de la nature du terrain. En effet dans les zones de marnes pouvant présenter de fortes convergence à long terme, le radier passe d'une forme plate à contre-voutée.

Ces ouvrages recoupent un ensemble de terrains du secondaire allant de l'Aalénien au Kimméridgien. La longueur totale de l'ouvrage est de 3192 mètres et sa couverture maximale est de 400 mètres (Figure 9).

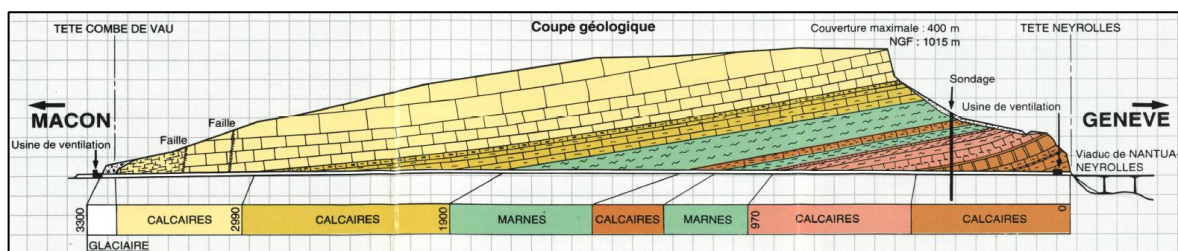


Figure III.9 : Coupe géologique du tunnel de Chamoise

Dans notre étude, on s'intéressera plus particulièrement au tube Sud qui a été réalisé plus récemment. En effet ce dernier a été creusé à l'explosif en pleine section contrairement au premier qui a été réalisé en demi-section. De plus le tube Sud est mieux instrumenté, ce qui permet un meilleur suivi de l'évolution des contraintes au sein des revêtements.

### 2.3.2. Instrumentation

Le tunnel de Chamoise a été instrumenté principalement dans les zones où des désordres ou de grandes déformations ont été observés. Cela s'est produit essentiellement dans les marnes, qui présentent des déformations à long terme. La Figure III.10 présente une coupe de l'ouvrage avec les différents dispositifs de mesure installés au PM 1501,5.

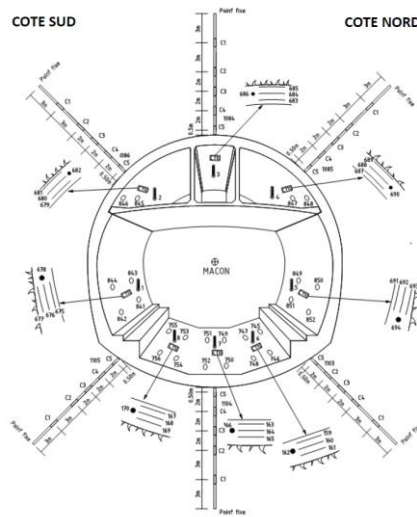


Figure III.10 : Schéma de l'instrumentation de la galerie PM1501 du tube Sud du tunnel de Chamoise (Plassart 2019)

L'ouvrage a été instrumenté par différents types de capteurs, ce qui permet une redondance des données par corrélation, et réduit ainsi les incertitudes liées à un type de capteur. On retrouve des extensomètres de forage de type Distofor, qui permettent un suivi des déformations du terrain autour de la galerie. L'ouvrage contient également des extensomètres à corde vibrante dans les revêtements, qui assurent le suivi des déformations dans les revêtements, ainsi que des cellules de pression totale à l'interface entre le terrain et le revêtement. L'ensemble de ces capteurs fait l'objet d'un relevé de mesure quotidien. Enfin un suivi des convergences a été réalisé ainsi que des mesures de température dans la galerie et au sein du revêtement.

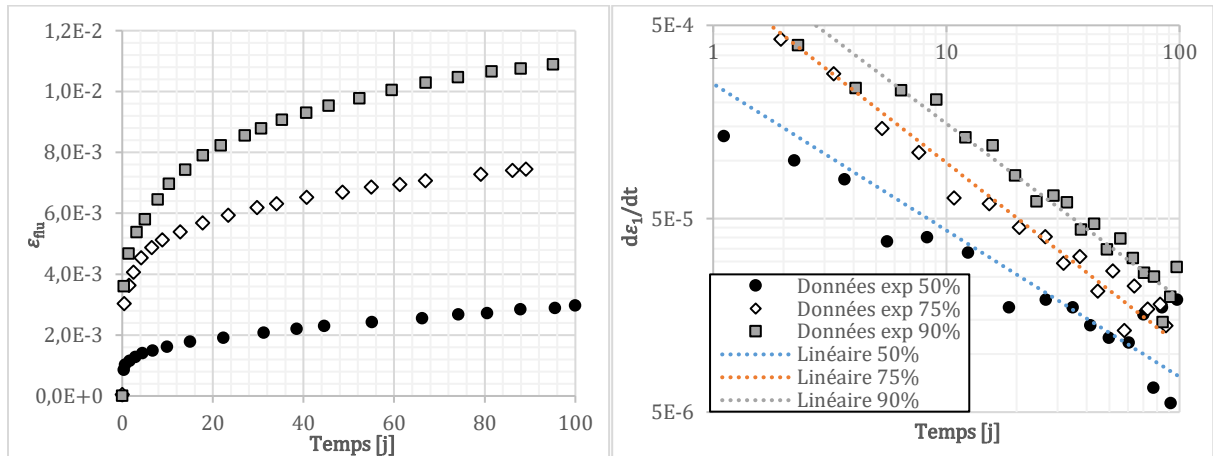
### 3. Détermination des paramètres des modèles de comportement

#### 3.1. Données expérimentales disponibles sur l'argilite de Bure

Les données expérimentales utilisées pour la détermination des paramètres des différents modèles sont essentiellement extraites de Armand et al. (2017). Les essais disponibles sont des essais triaxiaux à 2, 6 et 12 MPa de confinement réalisés à des vitesses de déformation de  $10^{-6} s^{-1}$  et également des essais triaxiaux à 6 et 12 MPa de confinement pour des vitesses allant de  $10^{-8} s^{-1}$  à  $10^{-6} s^{-1}$  avec mesure de déformation volumique. Nous disposons également d'essais de fluage et de relaxation à 2 et 12 MPa de confinement à des déviateurs de 25% à 90% de la valeur de pic.

#### 3.2. Détermination des paramètres de Singh-Mitchell

Les paramètres du modèle de Singh-Mitchell ont été déterminés à partir des essais de laboratoire sur l'argilite de Bure tirés de Armand et al. (2017). Les essais triaxiaux considérés ont été réalisés à une pression de confinement de 12 MPa et à des niveaux de chargement de 50%, 75% et 90% de la contrainte au pic. Afin de déterminer la valeur des paramètres du modèle, nous avons tracé l'évolution des vitesses de chargement dans un plan  $\log(\dot{\epsilon})/\log(t)$ . La Figure III.11, montre bien l'évolution linéaire des vitesses de déformation désirée dans le plan considéré.



**Figure III.11** : Essais de laboratoire sur échantillons d'argilite de Bure à 12 MPa de confinement pour différentes valeurs de  $\bar{q}$  (Données extraites de Armand et al. 2017)

La pente dans le plan  $\log(\dot{\epsilon})/\log(t)$  des essais de laboratoire est relativement similaire pour les différentes valeurs de  $\bar{q}$ . Cependant le modèle de Singh-Mitchell impose une pente commune à tous les niveaux de chargement. On choisira une pente qui correspondra aux valeurs de  $\log(t)$  plus élevés. En effet, les incertitudes sur la vitesse sont plus grandes à des  $t$  proches de 0 et le plan logarithmique a tendance à accentuer ces erreurs pour des temps faibles. L'estimation de la valeur de pente dans le plan sera donc meilleure pour des valeurs de  $\log(t)$  plus élevées. On choisira ainsi une valeur de  $m = 0,8$  qui correspond à une moyenne des pentes des différentes courbes. Afin de déterminer les paramètres du modèle aux différents niveaux de chargement, on décompose le taux de déformation en :

$$\ln(\dot{\epsilon}) = \ln(A) + \alpha \bar{q} - m \cdot \ln(t)$$

En faisant une approximation par rapport à la nouvelle forme du modèle, on suppose que :

$$\ln(e^{\alpha \bar{q}} - 1) \approx \alpha \bar{q}$$

Cette approximation est vérifiée pour des valeurs de déviateurs importantes, en effet le paramètre  $\alpha = 3,51$  pour ces essais de laboratoire ce qui induit une erreur pour un chargement de  $\bar{q} = 50\%$  de l'ordre de 10%. En outre, plus la valeur du déviateur est importante, plus l'erreur diminue. En somme, l'erreur



est la plus importante lorsque la déformation et la vitesse de fluage sont les plus faibles. On peut donc considérer que cette approximation est réaliste.

Le taux de chargement déviatorique  $\bar{q}$  influence donc uniquement la valeur de l'ordonnée à l'origine dans le plan  $\ln(\dot{\epsilon})/\ln(t)$ . Ainsi pour  $\ln(t) = 0$ , cette ordonnée à l'origine est représentée par la constante  $\ln(A)$ . On définira alors deux niveaux de chargement (1) et (2) pour lesquels les ordonnées à l'origine  $A_1$  et  $A_2$  seront calculés. Ensuite la valeur de  $\ln(A)$  sera calculée en uniformisant la valeur de l'ordonnée à l'origine, et en supposant que  $\alpha_1 = \alpha_2$  avec le niveau de contrainte suivant la formule :

$$\ln(A) = \ln(A_1) - \frac{\ln(A_2)}{\frac{\bar{q}_2}{\bar{q}_1} - 1}$$

Etant donné que nous disposons de trois niveaux de chargement, on calcule ainsi trois différentes valeurs de  $A$  en croisant les différents niveaux de chargement (1-2, 2-3 et 3-1), puis on fait la moyenne des valeurs de  $A$ . Nous obtenons finalement  $A = 4,18.10^{-5}$ .

Il reste ensuite à déterminer  $\alpha$  à partir de la valeur de  $A$  considérée :

$$\alpha_i = \frac{\ln(A_i) - \ln(A)}{\bar{D}_i}$$

On fait ensuite la moyenne des valeurs de  $\alpha$  déterminées aux différents niveaux de chargement  $i$  ce qui donne finalement une valeur de  $\alpha = 3,54$ . Il restera à vérifier les valeurs des vitesses aux différents niveaux de chargement à partir du calage considéré en comparaison avec les données expérimentales sur la courbe ci-dessous.

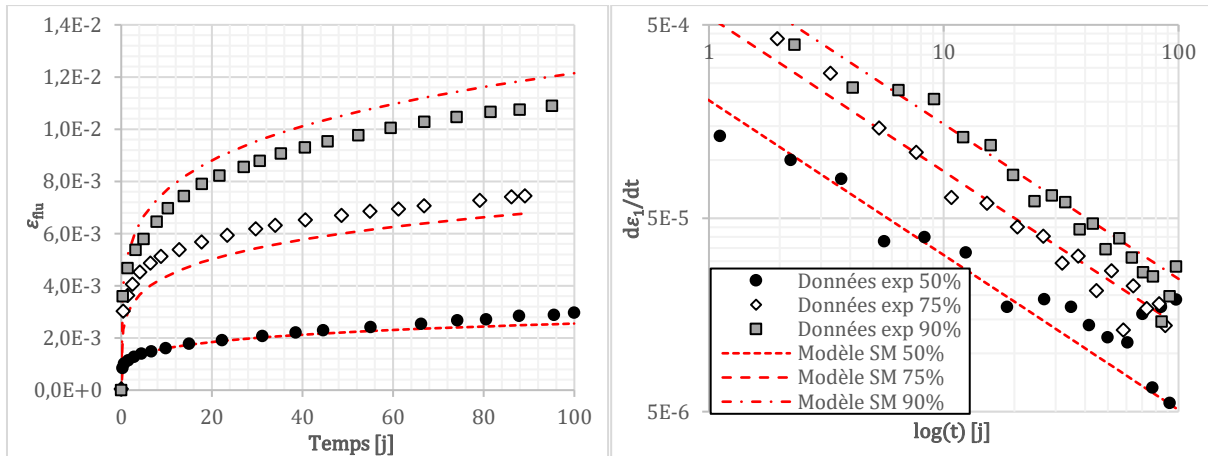


Figure III.12 : Essais de laboratoire sur échantillons d'argilite de Bure à 12 MPa de confinement pour différentes valeurs de  $\bar{q}$  (Données extraites de Armand et al. 2017) et simulations avec le modèle de Singh-Mitchell

Le jeu de paramètres déterminé avec cette méthode semble bien simuler les essais de fluage aux différents niveaux de déviateur. Cependant, une des principales limitations du modèle réside dans le fait que ce dernier ne prend pas en compte le confinement dans le modèle. En réalité, si le taux de chargement est de 50% de la valeur de pic, la vitesse de fluage ne sera pas la même, qu'on soit à 6 ou 12 MPa. Les déformations de fluage sont moins importantes à 6 MPa qu'à 12 MPa pour un même taux de déviateur, donc étant donné que les paramètres du modèle ont été déterminés à 12 MPa de confinement, les déformations et donc les contraintes dans le revêtement auront tendance à être surestimées.

### 3.3. Détermination des paramètres de L&K

Les paramètres du modèle L&K ont été déterminés à l'aide des essais sur l'Argilite de Bure extrait d'Armand et al. (2017). Ces données regroupent des essais triaxiaux pour des confinements de 2, 6 et 12 MPa à des vitesses de  $10^{-6} s^{-1}$ , des essais de fluage et relaxation à des confinements de 2 et 12 MPa

et à des niveaux de déviateurs de 25, 50, 75 et 90 % de la valeur de pic. Dans un premier temps l'ensemble des paramètres du modèles L&K ont été extrait de la thèse de Kleine (2007) puis comparé aux essais précédemment cités qui n'existaient pas lors de la rédaction de cette dernière. Ces nouveaux essais permettent de caractériser de manière plus précise le comportement à long terme du matériau, en effet les essais sont réalisés sur une période de 90 jours contrairement à ceux utilisés par Kleine extraits de Boidy (2002) qui n'étaient que sur une période de 20 jours. En outre, ces nouveaux essais sont réalisés à différentes valeurs de confinement et de taux de chargement déviatorique contrairement aux précédents qui ont été menés à 10 MPa de confinement et 20MPa de déviateur. De plus aucun essai de relaxation n'avait été réalisé auparavant, cela a permis de caractériser le comportement du matériau sur un nouveau chemin de contrainte. Etant donné que ces essais à long terme ont été réalisés sur des éprouvettes provenant d'une différente zone géographique de l'horizon d'argilite, le comportement à court terme a également dû être re-caractérisé car ces dernières présentaient une plus grande résistance. Les paramètres du modèle L&K ont donc ensuite été corrigés afin de traduire au mieux le comportement sur les nouveaux essais sur l'argilite de Bure. Ces paramètres portent essentiellement sur le seuil de résistance de pic et le comportement visco-plastique du matériau.

Paramètres L&K historique (a)			
Paramètres élastiques			
E	5,0 GPa	$n_{elas}$	0
$\nu$	0,12	$n$	0,15
$\rho$	2500 kg/m <sup>3</sup>		
Paramètres de seuils			
$\sigma_c$	12 MPa	$\sigma_{pt3}$	0,3 MPa
$\sigma_{pt1}$	57,8 MPa	$\gamma_{cjs}$	0,8
$H_{0\ ext}$	1,103	$b_{exp}$	6
Limite élastique		Seuil de pic	
$a_0$	0,25	$a_{pic}$	0,4
$m_0$	0,01	$m_{pic}$	6
$s_0$	0,0005	$s_{pic}$	1
		$\gamma_{pic}$	1,50%
Seuil de clivage		Seuil résiduel	
$a_{int}$	0,6	$a_{ult}$	1
$m_{int}$	2	$m_{ult}$	0,61
$s_{int}$	0	$s_{ult}$	0
$\gamma_{int}$	1,30%	$\gamma_{ult}$	35%
Paramètres d'écrouissage			
$x_{ams}$	0,1	$\eta$	0,04
Paramètres de déformation volumique			
$\gamma_{0v}$	0,49	$\gamma_1$	0,1
$\chi_{0v}$	0,5	$\chi_1$	0,3
Paramètres viscoplastiques			
$A_{visc}$	1,50E-12	$\gamma_{visc}$	0,39%
$n_{visc}$	4,5	$P_a$	1,0E+05
Paramètres divers			
$n_{iso}$	0,5	$K_{op}$	6,0E+08
$Q_{iso}$	5E+20	$K$	2,0E+12

Paramètres L&K de référence (b)			
Paramètres élastiques			
E	5,0 GPa	$n_{elas}$	0
$\nu$	0,12	$n$	0,15
$\rho$	2500 kg/m <sup>3</sup>		
Paramètres de seuils			
$\sigma_c$	18 MPa	$\sigma_{pt3}$	0,45 MPa
$\sigma_{pt1}$	86,7 MPa	$\gamma_{cjs}$	0,8
$H_{0\ ext}$	1,103	$b_{exp}$	6
Limite élastique		Seuil de pic	
$a_0$	0,25	$a_{pic}$	0,4
$m_0$	0,01	$m_{pic}$	6
$s_0$	0,0005	$s_{pic}$	1
		$\gamma_{pic}$	1,50%
Seuil de clivage		Seuil résiduel	
$a_{int}$	0,6	$a_{ult}$	1
$m_{int}$	2	$m_{ult}$	0,61
$s_{int}$	0	$s_{ult}$	0
$\gamma_{int}$	1,30%	$\gamma_{ult}$	35%
Paramètres d'écrouissage			
$x_{ams}$	0,1	$\eta$	0,04
Paramètres de déformation volumique			
$\gamma_{0v}$	0,49	$\gamma_1$	0,1
$\chi_{0v}$	0,5	$\chi_1$	0,3
Paramètres viscoplastiques			
$A_{visc}$	2,80E-12	$\gamma_{visc}$	0,90%
$n_{visc}$	3,37	$P_a$	1,0E+05
Paramètres divers			
$n_{iso}$	0,5	$K_{op}$	6,0E+08
$Q_{iso}$	5E+20	$K$	2,0E+12

Tableau 5 : Synthèse des paramètres du modèle L&K pour le jeu historique de Kleine (2007) et le jeu de référence

### 3.3.1. Comportement instantané

La première étape consiste à déterminer les différents seuils du modèle : le seuil élastique, le seuil de résistance de pic, le seuil de clivage et le seuil résiduel. Il est également nécessaire de déterminer les paramètres de déformation volumique à partir de la déformée des essais triaxiaux.

### 3.3.1.1. Seuil de résistance en compression simple (paramètres de pic)

Le premier seuil à déterminer afin de caractériser le comportement à court terme du matériau est le seuil de résistance en compression du matériau, aussi appelé seuil de résistance de pic. Les paramètres relatifs à ce seuil sont la résistance en compression simple (pour un confinement nul) notée  $\sigma_c$  et les paramètres correspondants au critère de Hoek-Brown pour la résistance de pic  $a_{pic}$ ,  $m_{pic}$  et  $s_{pic}$ . Ces paramètres seront déterminés à partir des valeurs de déviateur au pic à différents confinements, l'ensemble de ces points est regroupé dans la Figure III.13.

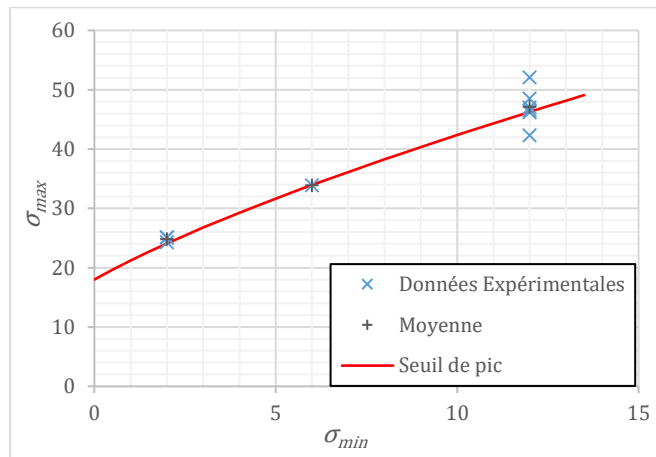


Figure III.13 : Seuil de pic dans le plan  $\sigma_{max}/\sigma_{min}$  en comparaison avec les données expérimentales

La courbe en rouge, représentant le seuil de pic, a été déterminée de manière à correspondre au mieux aux données expérimentales en passant par la moyenne de la valeur de contrainte maximale à différents confinements. Les paramètres utilisés pour le seuil de pic sont  $\sigma_c = 18 \text{ MPa}$ ,  $a_{pic} = 0,4$ ,  $m_{pic} = 6$  et  $s_{pic} = 1$ . Seule la résistance de pic a été modifiée. Les autres paramètres semblent satisfaisants pour décrire le seuil de pic. La courbe de seuil passe bien par les points des moyennes de résistance à un confinement donné. Cependant la variabilité des résultats est relativement importante à 12MPa, ce qui est certainement dû au nombre plus important d'essais à ce confinement. La courbure du seuil de pic possède donc une certaine incertitude ( $a_{pic}$ ), ainsi que la valeur de résistance de pic aux confinements importants.

### 3.3.1.2. Seuil d'élasticité initial et paramètres élastiques

Le seuil élastique correspond à limite à partir de laquelle il est observé des déformations plastiques irréversibles dans la roche. Les paramètres  $a_0$ ,  $m_0$  et  $s_0$  relatifs au seuil de résistance élastique sont déterminés en identifiant le niveau de contrainte à partir duquel ces déformations sont observées. Cela correspond essentiellement à l'apparition de microfissuration dans un échantillon et peut être déterminé à partir d'écoutes acoustiques pendant un essai triaxial ou par des mesures *in-situ*. Kleine (2007) préconise un seuil élastique quasi linéaire dont l'ordonnée à l'origine sera fixée à 30% de la résistance en compression simple  $\sigma_c$  et de manière générale ce seuil correspond à 30% de la valeur du seuil de pic pour n'importe quelle valeur de confinement. Les paramètres utilisés pour le seuil élastique ne seront donc pas modifiés car ces derniers seront proportionnelles à  $\sigma_c$ , soit  $a_0 = 0,25$ ,  $m_0 = 0,01$  et  $s_0 = 0,005$ .

Les paramètres élastiques sont restés identiques aux paramètres de Kleine, ces derniers traduisent le comportement élastique de manière satisfaisante. Le module élastique  $E$  correspondant à la pente à l'origine (à déformation nulle) est  $E = 5,0 \text{ GPa}$ . Il est nécessaire de considérer le module tangent dans le modèle car le seuil élastique est fixé relativement bas (30% du seuil de pic), l'incertitude sur ce module sera donc importante car la partie linéaire de la courbe contrainte-déformation est restreinte. Quant au coefficient de Poisson, ce dernier sera fixé à  $\nu = 0,12$ . La valeur de ces paramètres élastiques est en

accord avec P. Delage et al. (2010) et Gens A. et al. (2007) qui proposent un module élastique compris entre 4-5,6 GPa, et avec A. S. Chiarelli et al. (2003) qui proposent un coefficient de Poisson de 0,14.

### 3.3.1.3. Seuil de clivage

Le seuil de clivage (ou seuil intermédiaire) correspond au seuil de contractance plastique, c'est également le seuil à partir duquel la cohésion du matériau devient nulle. Ce dernier n'est alors plus continue et une fracture a été générée dans le matériau, il correspond à la résistance du matériau fracturé. Ce seuil est, dans la pratique, impossible à obtenir à partir de données expérimentales. Le seuil de clivage est essentiellement basé sur le critère de Ladanyi et Archambault (1970) qui définit la résistance d'une discontinuité induite. Kleine (2007) propose les paramètres suivant pour la limite de clivage :  $a_{int} = 0,6$ ,  $m_{int} = 2,0$  et  $s_{int} = 0$ . Ces derniers caractérisent de manière satisfaisante le comportement de la discontinuité induite dont la résistance est proportionnelle à la résistance en compression simple  $\sigma_c$ . La forme du seuil restera donc inchangée et il subira uniquement une homothétie proportionnelle à la modification de la résistance en compression simple.

### 3.3.1.4. Seuil de résiduel

Le seuil résiduel correspond au seuil à partir duquel la cohésion du matériau ainsi que la dilatance est nulle. La fracturation du matériau est alors telle qu'un joint de matériaux dégradé s'est créé sur le plan de fissuration. Dans la pratique, cet état est quasiment impossible à atteindre et il est très difficile de l'estimer expérimentalement pour des roches fragiles. Dans le cas de l'argilite, il est possible de contrôler le radoucissement post-pic en réalisant l'essai à un confinement élevé. Le seuil résiduel est supposé linéaire et passant par 0 à confinement nul, les valeurs des paramètres  $a_{ult}$  et  $s_{ult}$  sont donc  $a_{ult} = 1$  et  $s_{ult} = 0$ . Il reste donc à déterminer la valeur de  $m_{ult}$  qui pourra être défini à l'aide de l'angle de frottement résiduel du matériau suivant la formule donnée par Kleine (2007) :

$$m_{ult} = \frac{2 \sin \phi_{res}}{1 - \sin \phi_{res}}$$

Laigle (2004) suggère un angle de frottement résiduel de  $\phi_{res} = 13,5^\circ$  basé sur des essais sur l'argilite de Bure. Cela implique donc un paramètre  $m_{ult} = 0,61$ .

### 3.3.1.5. Comportement volumique

Les paramètres se référant au comportement volumique sont  $\gamma_{0v}$  et  $\chi_{0v}$  qui traduisent à la fois le comportement volumique pré-pic et visco-plastique ainsi que  $\gamma_1$  et  $\chi_1$  qui traduisent le comportement volumique post-pic. La Figure III.14 présente les déformations volumiques lors d'essais triaxiaux réalisés à différentes vitesses de chargement sur des échantillons d'argilite de Bure à 12 MPa de confinement :

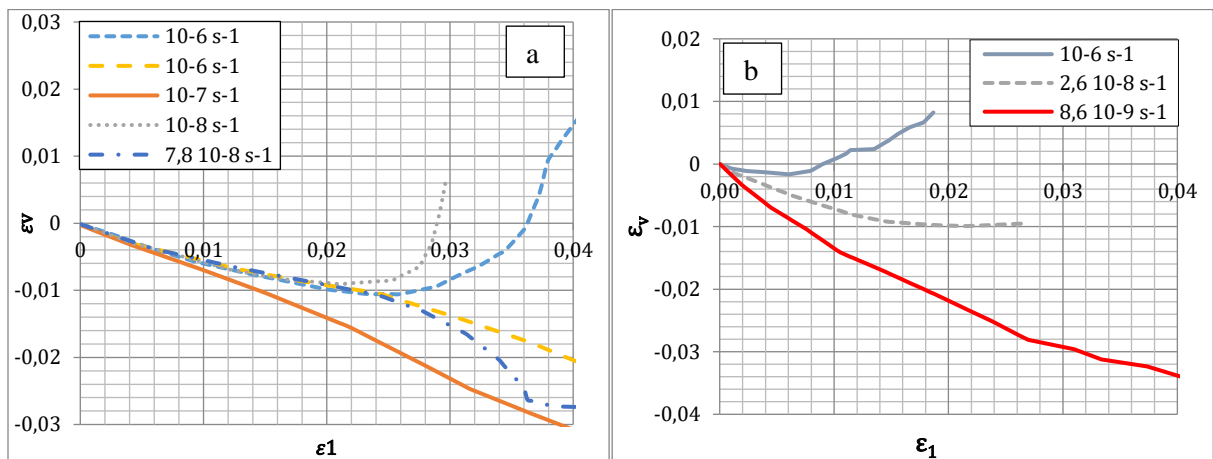
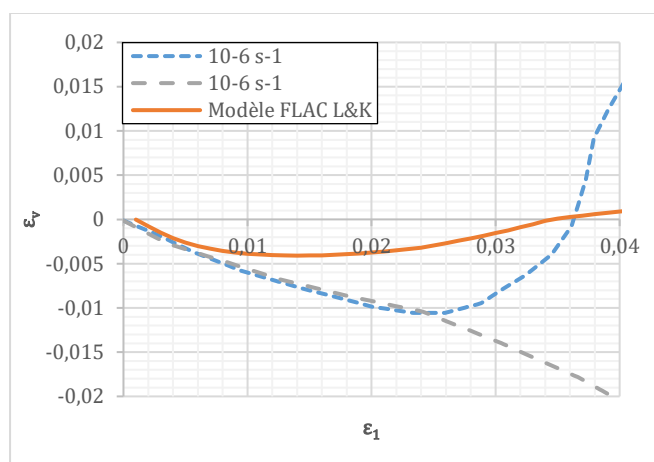


Figure III.14 : Déformation volumique au cours d'essais triaxiaux à différentes vitesses de chargement à 12 MPa de confinement (a) et 6 MPa de confinement (b)

Les essais à 6 MPa de confinement présentés sur la Figure III.14 semblent cohérents, la déformation volumique étant plus grande à des vitesses plus faibles, et présentent des déformations volumiques plus faibles pour le même ordre de grandeur de vitesse (à  $10^{-6}$  et  $10^{-8}$ ) en comparaison des essais à 12MPa de confinement. Les déformations volumiques des essais à 12MPa de confinement présentent, quant à elles, une variabilité relativement restreinte à faible déformation (avant le pic) mis à part l'essai à  $10^{-7} s^{-1}$  qui semble moins cohérent. En revanche, au-delà de 2% de déformation sur la Figure III.14a, on observe une variabilité importante. Les mesures de déformation dans cette partie ne sont pas fiables car elles représentent la partie post-pic de la déformation, or la roche lors de cette phase présente des fractures au sein de sa matrice et donc une localisation du comportement qui explique la forte variabilité des mesures et donc leur faible fiabilité. Les essais à 12MPa, bien qu'aillant une variabilité plus forte, sont ceux qui présentent le plus d'intérêt car ils se situent dans une gamme de contrainte similaire à l'état de contrainte *in-situ*.

Une simulation avec FLAC de ces essais avec le modèle L&K et les paramètres de référence du Tableau 5b donne les résultats présentés sur la Figure III.15 :



**Figure III.15 : Modélisation de la déformation volumique au cours d'un essai triaxial à 12 MPa de confinement**

Les déformations volumiques sont plus faibles que ce qui a été mesuré, il serait nécessaire de diminuer le coefficient de Poisson, ou le module élastique pour atteindre des valeurs de déformation volumique plus élevées en comportement élastique mais une valeur plus faible de ce coefficient ne serait plus physique.

Il est difficile de déterminer les paramètres régissant le comportement volumique du matériau en post-pic en considérant la grande variabilité et la faible fiabilité des essais réalisés. Nous reprendrons donc les paramètres proposés par Kleine (2007) concernant le comportement volumique post-pic présentés dans le Tableau 5.

### 3.3.1.6. Synthèse des seuils et définition des paramètres d'érouissage

Les différents seuils du modèle sont présentés sur la Figure III.16 dans un plan  $\sigma_{min}/\sigma_{max}$  :

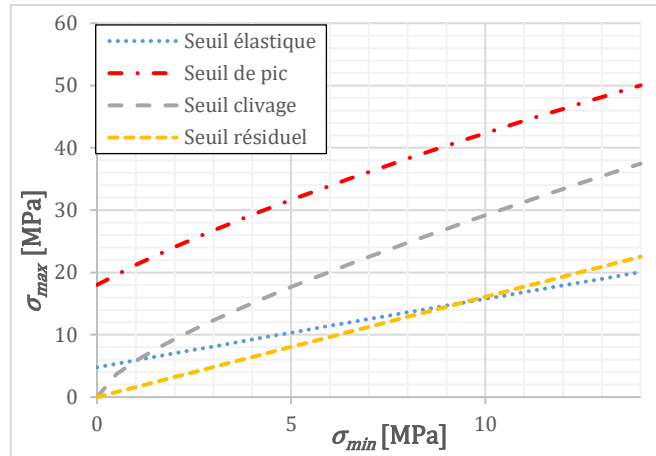


Figure III.16 : Limite des différents seuils du modèle dans un plan  $\sigma_{max}/\sigma_{min}$

Les paramètres d'érouissage nécessaire à la cinétique du comportement pré-pic et post-pic ont été déterminés à partir des courbes d'essai triaxial. Les paramètres  $x_{ams}$  et  $\eta$ , traduisant respectivement la courbure de la courbe en pré-pic et la courbure de l'état résiduel, ont des valeurs de  $x_{ams} = 0,1$  et  $\eta = 0,04$ . Les paramètres  $\gamma_{pic}$ ,  $\gamma_{int}$  et  $\gamma_{ult}$  représentent respectivement la déformation au pic, la déformation entre le pic et le seuil de clivage puis la déformation entre le seuil de clivage et le seuil résiduel. Ces paramètres ont également été déterminés à l'aide des essais triaxiaux et donnent  $\gamma_{pic} = 1,5 \%$ ,  $\gamma_{int} = 1,3 \%$  et  $\gamma_{ult} = 35 \%$ . Pour les paramètres complémentaires du modèle ( $n_{elas}$ ,  $n$ ,  $n_{iso}$ ,  $\gamma_{cjs}$ ,  $b_{exp}$ ,  $H_{0 ext}$ ,  $Q_{iso}$  et  $K_{opt}$ ) nous utiliserons ceux proposés par Kleine (2007) dont les valeurs sont regroupés dans le Tableau 5.

### 3.3.2. Comportement à long terme

Maintenant que le comportement instantané a été défini (partie élasto-plastique du modèle), il est nécessaire de déterminer les paramètres viscoplastiques. Les paramètres qui régissent le comportement visco-plastique dans le modèle sont essentiellement  $A_v$ ,  $n_v$  et  $\gamma_{visc}$ . Ces paramètres seront déterminés à partir des essais de fluage et de relaxation réalisés sur l'argilite de Bure extraits de Armand et al. (2017). Il est relativement difficile de déterminer un unique couple de paramètres  $A_v$  et  $n_v$  pour les différentes valeurs de confinement. Si un couple de paramètres traduit relativement bien le comportement de fluage à 2 MPa de confinement, le fluage à 12 MPa sera sous-estimé. Actuellement la dépendance du fluage au confinement est prise en compte par le comportement instantané via les différents seuils dans lequel on réinjecte l'état de contrainte d'une part et d'autre part par le potentiel viscoplastique  $G^{vp}$  qui est la distance du point de charge au seuil résiduel, ce dernier est par ailleurs borné par le seuil de pic.

Etant donné qu'il est très difficile de déterminer un couple de paramètres unique satisfaisant l'ensemble des essais de fluage et de relaxation à divers confinements, la stratégie adoptée a été de privilégier la valeur des pentes lors de la phase de fluage « secondaire » supposée des essais de fluage réalisés à différents confinements et taux de chargement, mais également de privilégier l'amplitude des essais de relaxation. Pour cela une méthode a été développée afin de déterminer le couple de paramètres  $A_v$  et  $n_v$ . Cette méthode se base principalement sur deux équations du modèle régissant la loi d'écoulement viscoplastique :

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} = \langle \Phi \left( F^{vp} \left( \underline{\underline{\sigma}}, \xi^{vp} \right) \right) \rangle G_{ij}^{vp}$$

$$\Phi \left( F^{vp}(\underline{\sigma}; \xi^{vp}) \right) = A_v \left( \frac{F^{vp}(\underline{\sigma}; \xi^{vp})}{P_a} \right)^{n_v}$$

Au cours d'un essai de fluage, l'état de contrainte  $\underline{\sigma}$  est fixé et seules les déformations évoluent au cours du temps. Le fluage peut alors se décomposer en trois phases distinctes : le fluage primaire dont la vitesse de déformation  $\dot{\epsilon}_{vp}$  est très élevée au départ mais se radoucit au cours du temps, ce phénomène est en général relativement rapide (de l'ordre de quelques jours en fonction du matériau et de la charge appliquée). Le fluage secondaire qui est une phase linéaire avec une vitesse de déformation  $\dot{\epsilon}_{vp}$  constante au cours du temps. La dernière phase de fluage est le fluage tertiaire qui voit une augmentation progressive de  $\dot{\epsilon}_{vp}$  jusqu'à la rupture de l'échantillon.

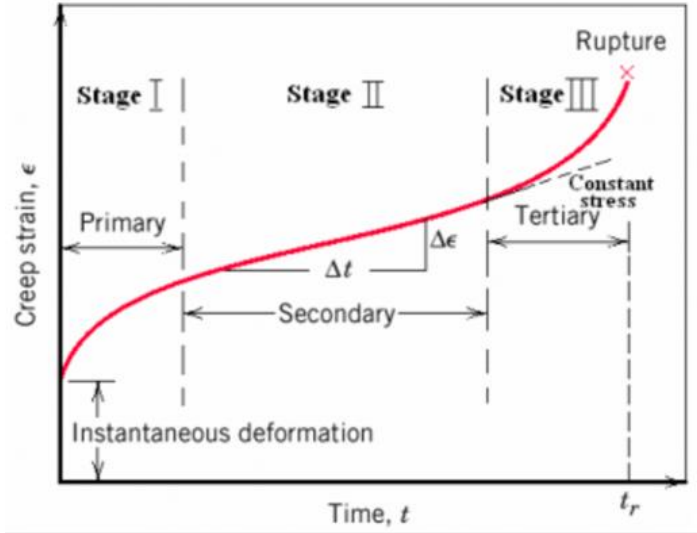


Figure III.17 : Présentation des différentes phases de fluage au cours d'un essai (Faridani 2011)

La phase qui va piloter l'évolution de la contrainte dans les revêtements de tunnel semble être la phase secondaire. En effet le revêtement étant posé derrière le front, une bonne partie du fluage primaire aura eu le temps de s'exprimer avant la pose du revêtement. C'est pourquoi il a été choisi de privilégier la phase de fluage secondaire lors de la détermination des paramètres viscoplastiques du modèle. En reprenant les équations du modèle et la définition du potentiel viscoplastique  $G^{vp}$  :

$$G_{ij}^{vp} = \frac{\partial F^{vp}}{\partial \sigma_{ij}} \left( \frac{\partial F^{vp}}{\partial \sigma_{kl}} n_{kl} \right) n_{ij}$$

il est possible de constater que si  $\sigma_{ij} = cste$  (ce qui est le cas lors d'un essai de fluage) alors la dérivée de la surface de charge viscoplastique  $\frac{\partial F^{vp}(\underline{\sigma}; \xi^{vp})}{\partial \sigma_{ij}} = cste$  car l'état de contrainte est fixé, si  $\xi^{vp} = cste$ .

Nous supposons que cette hypothèse est vérifiée lors de la phase de fluage secondaire. Cela implique que le potentiel viscoplastique  $G^{vp}$  est constant au cours de la phase de fluage secondaire. Il est donc possible de définir  $D(\underline{\sigma}) = G_{11}^{vp} = cste$  lors de la phase de fluage secondaire, ce qui donne :

$$\dot{\epsilon}_{11}^{vp} = A_v \left( \frac{F^{vp}(\underline{\sigma}; \xi^{vp})}{P_a} \right)^{n_v} \cdot D(\underline{\sigma})$$

La vitesse de déformation  $\dot{\epsilon}_{11}^{vp}$  sera supposée constante lors de la phase de fluage secondaire donc la surface de charge viscoplastique  $F^{vp}(\underline{\sigma}; \xi^{vp})$  sera aussi supposée constante, soit :

$$C(\underline{\sigma}) = \frac{F^{vp}(\underline{\sigma}; \xi^{vp})}{P_a}$$

L'expression de la vitesse de déformation viscoplastique lors de la phase de fluage secondaire sera :

$$\dot{\varepsilon}_{11}^{vp} = A_v \cdot C(\underline{\sigma})^{n_v} \cdot D(\underline{\sigma})$$

Avec  $C(\underline{\sigma})$  et  $D(\underline{\sigma})$  constants à l'état de contrainte donné et  $A_v$  et  $n_v$  les paramètres viscoplastiques du modèle. Une fois cette équation établie, il est possible de déterminer les valeurs de  $C$  et  $D$  en déterminant la valeur de  $\dot{\varepsilon}_{11}^{vp}$  au cours de la phase de fluage secondaire lors de l'essai, au niveau de confinement et de déviateur considéré. Il restera ensuite à réaliser des simulations dans le même état de contraintes que l'essai en faisant varier de manière aléatoire les valeurs des paramètres  $A_v$  et  $n_v$ . En relevant la valeur de la pente de la partie linéaire du fluage  $\dot{\varepsilon}_{11-i}^{vp}$  pour différentes valeurs de  $A_{v-i}$  et  $n_{v-i}$ , il est possible de déterminer la valeur des constantes  $C(\underline{\sigma})$  et  $D(\underline{\sigma})$  à l'état de contrainte considéré. Ainsi pour deux valeurs différentes de  $A_{v-i}$  et  $n_{v-i}$  (avec  $i = 1$  ou  $2$ ) on obtient :

$$C(\underline{\sigma}) = \left( \frac{\dot{\varepsilon}_{11-1}^{vp} \cdot A_{v-2}}{\dot{\varepsilon}_{11-2}^{vp} \cdot A_{v-1}} \right)^{\frac{1}{n_{v-1} - n_{v-2}}}$$

Et en réinjectant  $C(\underline{\sigma})$  dans l'expression de la vitesse de déformation de la phase secondaire de l'essai de fluage, il est possible d'obtenir :

$$D(\underline{\sigma}) = \frac{\dot{\varepsilon}_{11-1}^{vp}}{A_v \cdot C(\underline{\sigma})^{n_v}}$$

Une fois les constantes  $C(\underline{\sigma})$  et  $D(\underline{\sigma})$  calculés, il est possible de déterminer une relation entre  $A_v$  et  $n_v$  à l'état de contrainte considéré :

$$n_v(A_v) = \frac{\ln\left(\frac{\dot{\varepsilon}_1^{vp}}{D(\underline{\sigma})}\right)}{\ln C(\underline{\sigma})} - \frac{1}{\ln C(\underline{\sigma})} \cdot \ln A_v$$

En pratique il sera plus prudent de déterminer la valeur des paramètres  $C(\underline{\sigma})$  et  $D(\underline{\sigma})$  en utilisant non pas deux mais trois simulations et en croisant les différentes relations afin de minimiser les erreurs.

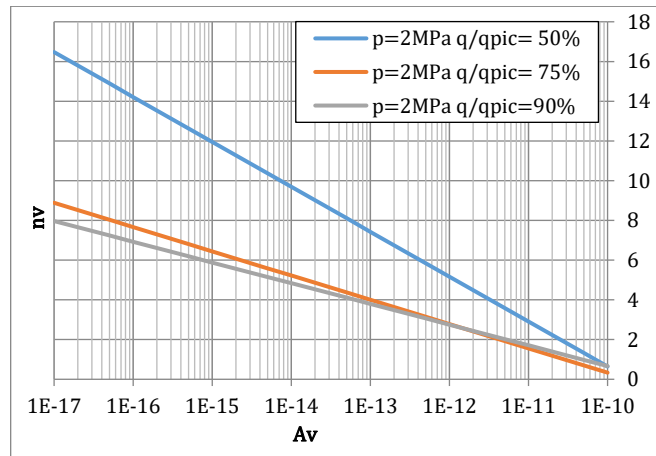


Figure III.18 : Evolution de  $A_v(n_v)$  pour différents niveaux de déviateur à 2 MPa de confinement pour l'argilite de Bure



Il est possible d’observer sur la Figure III.18 que les droites exprimant la relation entre  $A_v$  et  $n_v$  aux différents niveaux de contrainte se croisent toutes en un même point. Cela signifie qu’il pourrait exister un point où la valeur de  $A_v$  et  $n_v$  est unique pour tous les niveaux de chargement à ce niveau de confinement. Cependant il est en pratique impossible d’obtenir une valeur de viscosité  $A_v$  aussi grande car dès qu’une telle valeur est appliquée, l’échantillon atteint très rapidement le fluage tertiaire et il part en rupture. Il sera donc nécessaire d’essayer de maximiser  $A_v$  afin de limiter les variations de  $n_v$  et obtenir un couple de paramètres qui traduit de manière satisfaisante les observations sur les essais de laboratoire. En effet, la Figure III.18 illustre bien le fait que si  $A_v$  diminue, la plage de variation du paramètre  $n_v$  augmente.

Cette méthode a été appliquée sur les essais de fluage et de relaxation réalisés sur l’argilite de Bure extrait de Armand et al. (2017). La Figure III.19 illustre les simulations sous FLAC pour différentes valeurs de  $A_v$  à 12MPa de confinement et un déviateur de 50% de la valeur de pic. La valeur de  $n_v$  a été déterminée à partir de la relation  $n_v(A_v)$  dont les constantes  $C(\underline{\sigma})$  et  $D(\underline{\sigma})$  ont été déterminé à l’état de contrainte considéré suivant la méthode précédemment décrite :

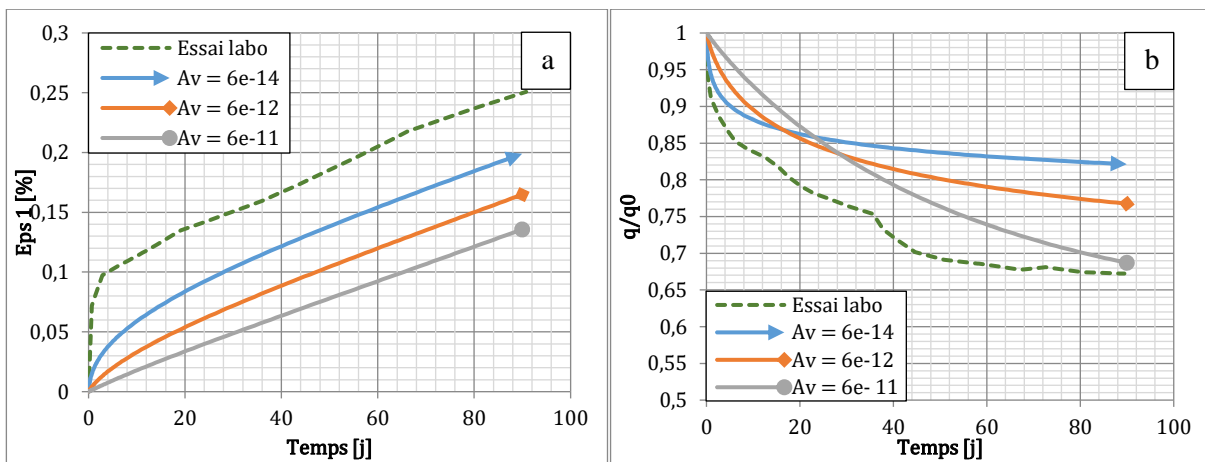


Figure III.19 : Simulations d’un essai de fluage (a) et d’un essai de relaxation (b) en utilisant le modèle L&K pour différentes valeurs de  $A_v$  et de  $n_v(A_v)$  à 12MPa de confinement et 50% du déviateur de pic

Les simulations montrent que la pente des droites correspond bien à l’essai de fluage réalisé en laboratoire et ce pour différentes valeurs de  $A_v$ . La valeur des paramètres utilisés sont regroupés dans le Tableau 6 :

$A_v$	$n_v$
6e-11	1.14
6e-12	3.40
6e-14	9.73

Tableau 6 : Valeurs des paramètres du modèle L&K  $A_v$  et  $n_v$  utilisés pour les simulations sur échantillons

En observant les courbes il est possible de remarquer que pour des valeurs de  $A_v$  plus faibles, l’amplitude de fluage sera plus grande. En revanche, pour la relaxation, c’est l’inverse, plus la valeur de  $A_v$  sera grande, plus l’amplitude de la relaxation sera grande. Avec ces deux graphiques, la détermination de paramètres satisfaisants parfaitement à la fois le fluage et la relaxation semble impossible. C’est pourquoi il a été choisi de privilégier la pente de fluage et l’amplitude de relaxation car ce sont ces deux chemins de contrainte qui seront déterminants pour évaluer correctement l’évolution de la contrainte dans les revêtements. En effet, une fois le revêtement posé le chemin de contrainte suivi est un mélange de fluage et de relaxation dans le terrain proche de la galerie. Le terrain, à travers ses déformations à long terme (=fluage), va venir appuyer sur le revêtement de la galerie, qui avec sa propre rigidité va retenir le terrain et ainsi appliquer une pression qui va diminuer le déviateur subit par le terrain (=relaxation). En outre, il subsiste une forte incertitude sur la valeur initiale de déformation au début

d'un essai de fluage. La vitesse de fluage étant très importante au début de l'essai, cette mesure peut varier de manière importante si l'instant initial de l'essai est décalé dans un sens ou dans l'autre. De plus, les calculs réalisés sur ouvrages mettant en jeu des échelles de temps beaucoup plus importantes que le temps des essais de fluage, si l'estimation de la pente est bonne, l'écart d'amplitude qui pouvait subsister au départ sera négligeable comparativement à la valeur de déformation au bout de plusieurs années.

En réalisant cet exercice à 2MPa et à 12MPa de confinement ainsi qu'aux différents niveaux de déviateurs, la valeur des paramètres  $A_v$  et  $n_v$  retenus sont :  $A_v = 2,8.10^{-12} s^{-1}$  et  $n_v = 3,37$ . Le paramètre  $\gamma_{visc}$  a quant à lui été déterminé de manière à satisfaire le comportement du modèle à toutes les valeurs de confinement et taux de déviateur, il sera fixé à  $\gamma_{visc} = 0,9 \%$ .

Une fois l'ensemble des paramètres du modèle L&K déterminés, les simulations sous FLAC des essais de fluage et de relaxation ont été réalisées dans le but de les comparer aux données expérimentales, dont les résultats sont présentés sur les Figures III.20 et III.21.

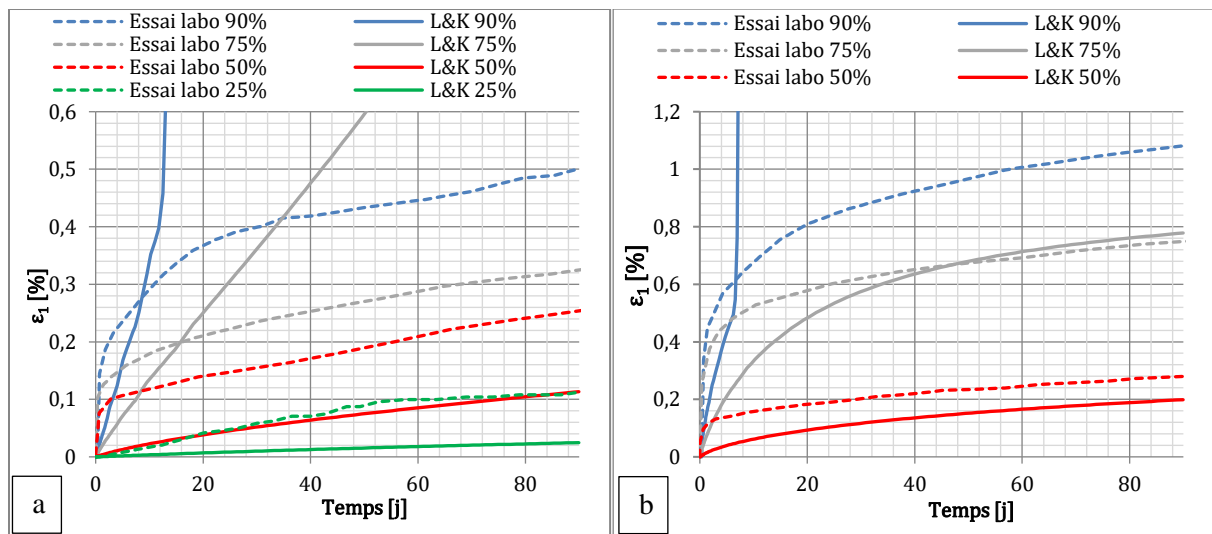
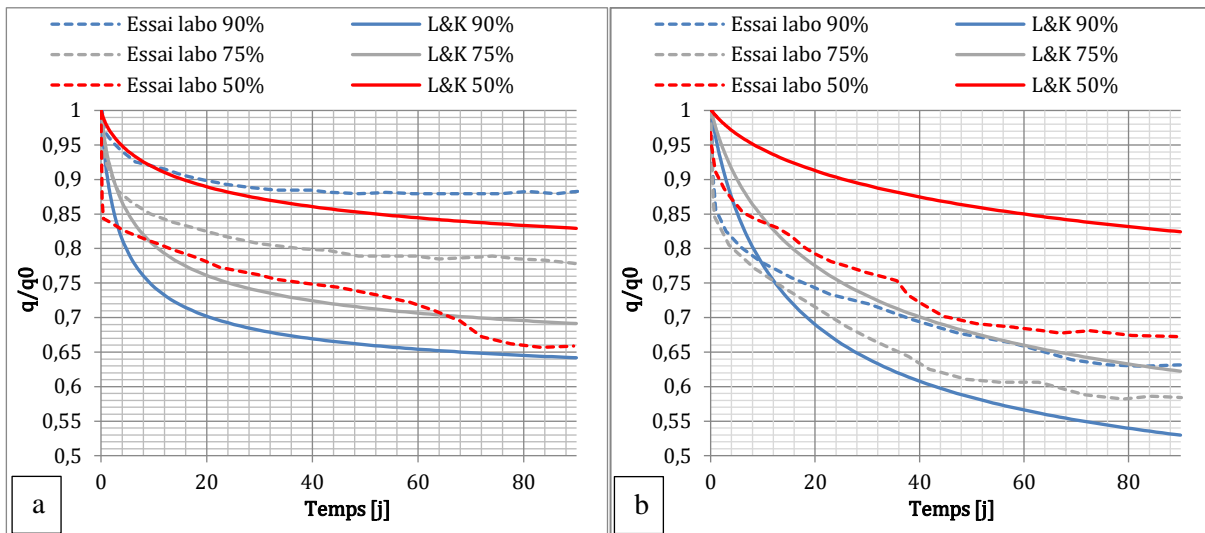


Figure III.20 : Comparaison des essais de fluage réalisés sur l'argilite de Bure avec les simulations sous FLAC avec le modèle L&K à 2MPa de confinement (a) et à 12 MPa de confinement (b)

Les Figures III.20-a et III.20-b présentent une comparaison entre les données expérimentales d'essais de fluage réalisés sur des échantillons d'argilite de Bure respectivement à 2 et 12 MPa, et les résultats donnés par le modèle L&K dont les paramètres ont été déterminés précédemment. Les essais à fort confinement semblent plutôt bien traduire le comportement du matériau aussi bien en termes d'amplitude que de pente finale. Cependant, l'essai à 90% de la valeur de pic ne rompt pas sur éprouvette, alors que le modèle part en fluage tertiaire très rapidement jusqu'à la rupture. Pour de faibles confinements, le modèle entre en rupture pour les essais à 90 et 75% de la valeur de pic, et l'amplitude des essais à 25 et 50% est sous-estimée. En revanche, les vitesses de déformations pour ces taux de chargement semblent bien correspondre aux essais. Il est très difficile d'obtenir un jeu de paramètre unique permettant de satisfaire tous les taux de chargement à des confinements différents, mais le modèle ainsi que les paramètres déterminés semblent bien traduire le comportement de l'argilite de Bure, bien qu'ayant une résistance plus faible (rupture pour des taux de chargement à 90% de la valeur de pic).

Les Figures III.21-a et III.21-b présentent les essais de relaxation ainsi que les simulations réalisés avec FLAC du modèle L&K, respectivement pour un confinement initial de 2 et 12 MPa :



**Figure III.21 : Comparaison des essais de relaxation réalisés sur l'argilite de Bure avec les simulations sous FLAC avec le modèle L&K à 2MPa de confinement (a) et à 12 MPa de confinement (b)**

Les simulations des essais de relaxation présentent dans leur globalité un ordre de grandeur similaire aux essais sur échantillons de laboratoire. Cependant, à fort confinement, la relaxation diminue lorsque le taux de chargement augmente, alors que la simulation numérique (et donc le modèle L&K) prédit l'inverse. Il paraît plus physique que la relaxation augmente lorsque le taux de chargement augmente, même en ayant des graphiques normalisés, car le matériau se dégrade de manière plus importante lorsque le chargement augmente, ce qui induit une perte de rigidité du matériau plus importante. Aux faibles confinements les résultats des simulations sont plus satisfaisant, bien que la simulation à 50% présente une relaxation bien plus faible que ce qui a été mesuré. Dans sa globalité, les paramètres du modèle semblent bien représenter le comportement de l'argilite de Bure au travers des divers essais réalisés.

Globalement le jeu de paramètres de référence du modèle L&K, présenté dans le Tableau 5b, semble traduire le comportement de l'argilite de manière satisfaisante. Les paramètres de ce jeu de référence ont été déterminés à partir des essais triaxiaux, de fluage et de relaxation extraits d'Armand et al. (2017). Il traduit correctement les phases de fluage secondaires sur les essais de laboratoire à différentes valeurs de confinement et de chargement déviatorique. Cependant l'amplitude de fluage est sous-estimée, ce qui n'est pas trop préjudiciable étant donné les échelles de temps considérées pour les calculs (plusieurs années). Par ailleurs il est nécessaire de rappeler que les échelles de temps considérées pour les essais (90 jours) induisent une incertitude non négligeable sur la valeur des paramètres du modèle. Par la suite, c'est ce jeu de paramètre de référence qui sera utilisé lors des simulations numériques sous FLAC 2D dans le Chapitre V.

## 4. Evaluation et correction de la contrainte dans les revêtements

Après avoir caractérisé de manière plus précise le comportement du terrain, nous allons maintenant nous intéresser à déterminer le comportement du revêtement de galerie et plus spécifiquement la manière dont évolue la contrainte dans le revêtement. Cette dernière est soumise à plusieurs phénomènes physiques qui ne sont pas pris en compte dans la modélisation et qui peuvent venir perturber la mesure. Dans cette partie nous chercherons à déterminer la courbe d'évolution de la contrainte dans le temps en s'affranchissant de ces phénomènes. Cela nous permettra ainsi de déterminer de manière plus précise l'évolution de la contrainte et de déterminer l'évolution de la vitesse de chargement dans le plan  $\log(\dot{\sigma})/\log(t)$  ainsi que la pente de la partie linéaire qui est un critère déterminant de l'évolution de la contrainte à long terme (Partie 4.1.2).

### 4.1. A partir de la mesure de contrainte directe

La mesure de contrainte directe est la méthode la plus efficace pour déterminer l'état de contrainte dans un revêtement. A l'aide de cellules de pression totale, il est possible d'accéder directement à la mesure de la contrainte. Cependant la mesure de la contrainte est très sujette aux variations de températures qui rendent difficile l'interprétation de la vitesse de chargement dans le plan  $\log(\dot{\sigma})/\log(t)$ , c'est pourquoi il sera nécessaire de corriger les données des capteurs de l'effet de la température. Ce type de capteur a été installé dans la galerie GRD4. Il est cependant nécessaire de garder à l'esprit que ce type de cellule peut potentiellement présenter une dérive de la mesure dans le temps. Il est également possible de déterminer la contrainte par mesure directe au travers d'essais de mesure au vérin plat tels que ceux qui ont été réalisés dans les galeries GCR et la galerie de Chamoise.

#### 4.1.1. Mesures et interprétation dans la galerie GRD4

La galerie GRD4 présente l'avantage d'être très bien équipée. En effet, elle dispose d'un grand nombre de cellules de pression totale permettant de mesurer la contrainte dans le revêtement à la fois à l'*intrados* et à l'*extrados* du revêtement en vousoir. Nous présenterons ici les mesures des différents capteurs, leur correction et l'interprétation de leur évolution au cours du temps.

##### 4.1.1.1. Correction de l'effet de saisonnalité

Les mesures de contrainte dans la galerie GRD4 sont effectuées à l'aide de cellules de pression totales (CPT). Ainsi il est possible de suivre directement l'évolution de la contrainte en fonction du temps (Figure III.22).

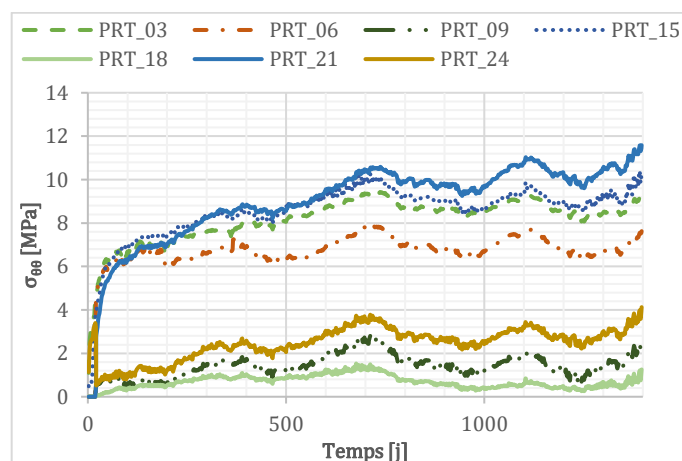


Figure III.22 : Courbes brutes des CPT représentant la contrainte ortho-radiale à l'*intrados* dans la galerie GRD4

Ces données présentent un effet de saisonnalité assez marqué, un des capteurs ne semblant pas fonctionner a été retiré des courbes expérimentales, ce dernier présentait une mesure nulle sur la quasi-totalité de la période de mesure. L'effet de saisonnalité entraîne des oscillations de la courbe autour de

la courbe de température moyenne ce qui entraîne des valeurs de  $\dot{\sigma}$  négatives et donc non définies dans un plan log. Afin de déterminer la pente de la vitesse de chargement dans le plan  $\log(\dot{\sigma})/\log(t)$ , il est possible de corriger les données à l'aide de la température moyenne correspondant à la moyenne des données des capteurs de température et en définissant un coefficient de dilatation global  $\alpha$  déterminé de manière à minimiser l'effet de saisonnalité. La courbe de contrainte du capteur  $\sigma(t)$  sera alors retranchée de la courbe de variation de la température  $(T(t) - T_{moy})$  multipliée par le coefficient de variation mécanique thermique  $\alpha_m$  :

$$\sigma_{corr}(t) = \sigma(t) - \alpha_m(T(t) - T_{moy})$$

Avec  $T_{moy} = 22,1^\circ C$  et  $\alpha_m = 0,18 MPa/^\circ C$

Le coefficient de variation mécanique thermique  $\alpha_m$  englobe les différents phénomènes liés à l'effet de la température (dilatation du béton et du terrain). Sa valeur a été déterminée de manière à minimiser l'effet de saisonnalité (Figure III.23). Ce coefficient peut être comparé au coefficient de variation mécanique thermique théorique du béton : pour un anneau de béton contraint, ce coefficient est tout simplement le coefficient de dilatation thermique du béton multiplié par le module élastique. Dans le cas de la galerie GRD4 le module élastique est de  $E_b = 39 GPa$  et le coefficient du béton est environ  $\alpha_b = 1,2 \cdot 10^{-5} ^\circ C^{-1}$ . Nous avons donc  $\alpha_{m th} = 0,47 MPa/^\circ C$  ce qui est supérieur au  $\alpha_m$  déterminé à partir des mesures de contraintes et de température. En réalité l'anneau de béton n'est pas totalement contraint car le terrain se déforme également, la contrainte générée dans le béton pour un degré de variation est alors logiquement plus faible par rapport à un cas où l'anneau serait totalement contraint (ce qui est vrai dans le cas où  $E_b > E_r$ ).

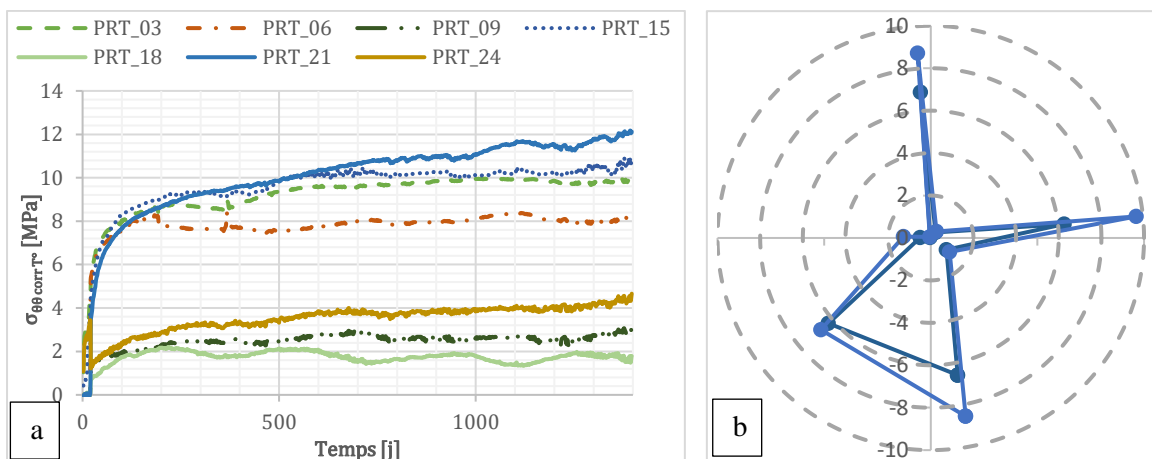


Figure III.23 : Courbes corrigées des CPT représentant la contrainte ortho-radiale à l'intrados dans la galerie GRD4 (a) répartition des contraintes ortho-radiales intrados sur la géométrie de l'anneau à 100j et à 1000j (b)

La correction en température sur les cellules de pression totale semble bien fonctionner pour les capteurs présentant une contrainte relativement élevée. En revanche pour les capteurs présentant une valeur faible, la correction induit encore quelques oscillations. Cela est dû au fait que les cellules de pression totale ne peuvent pas mesurer une valeur de contrainte négative, le capteur mesure alors une contrainte nulle qui devrait être négative. En corrigeant la contrainte mesurée  $\sigma(t)$  avec le coefficient  $\alpha_m$  et la courbe de température, l'amplitude de  $\alpha_m(T(t) - T_{moy})$  est supérieure aux oscillations de  $\sigma(t)$  ce qui entraîne une sur-corrrection et donc des oscillations résiduelles inversés (avec un déphasage de six mois) par rapport aux oscillations de  $\sigma(t)$ .

#### 4.1.1.2. Détermination de la pente dans le plan $\log(\dot{\sigma})/\log(t)$

Le but de cette sous-partie est de déterminer la valeur de la pente dans le plan  $\log(\dot{\sigma})/\log(t)$ . Il est tout d'abord nécessaire de déterminer l'évolution de  $\dot{\sigma}(t)$  en dérivant la courbe de  $\sigma(t)$  par rapport au temps. Cependant la courbe de  $\sigma(t)$  est, bien que corrigée par l'effet de la température, soumise à des

variations résiduelles, ou bruit de mesure. Ces derniers peuvent perturber la bonne évaluation de  $\dot{\sigma}(t)$  qui y est très sensible, et cette sensibilité augmente lorsque la valeur de la vitesse de chargement est faible. La dérivée  $\dot{\sigma}(t)$  peut être calculée en première approche de manière simple en déterminant la valeur de la pente  $\dot{\sigma}$  entre deux points de mesure ( $i$  et  $i + 1$ ) à un temps correspondant au temps moyen  $t_{m i}$  entre les deux points. Ce schéma d'intégration est illustré dans la Figure III.24a :

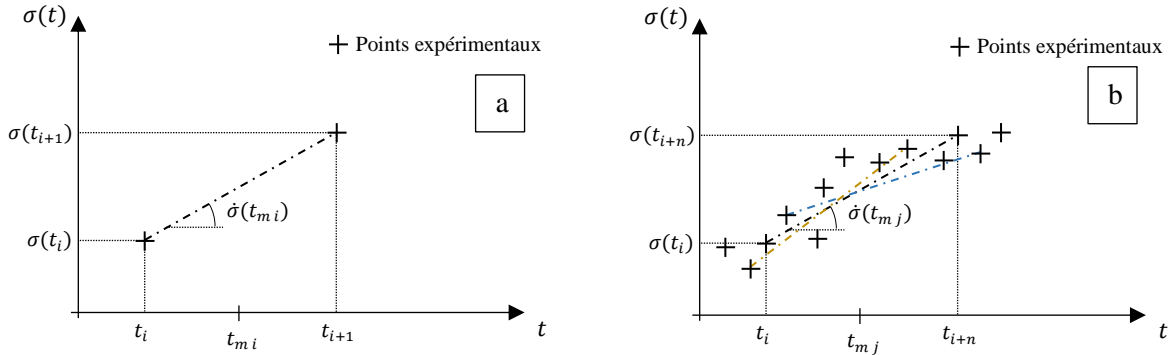


Figure III.24 : Schéma d'intégration de la vitesse de chargement en fonction du temps

Sur la Figure III.24a, la vitesse de chargement  $\dot{\sigma}$  est calculée de manière simple comme la pente de la droite entre les deux points suivant la formule suivante :

$$\dot{\sigma}(t_{m i}) = \frac{\sigma(t_{i+1}) - \sigma(t_i)}{t_{i+1} - t_i}$$

Avec le temps moyen au pas de temps  $i$  :  $t_{m i} = \frac{t_i + t_{i+1}}{2}$

Cette méthode a été appliquée aux données des CPT à l'intrados de la galerie GRD4 et donnent la courbe présentée sur la Figure III.25a. Le problème est que les données des capteurs présentent des micro-oscillations de mesures, s'apparentant à un bruit de mesure, qui modifie l'évaluation de la vitesse de chargement. Il est donc nécessaire de discrétiser les points tous les  $n$  pas de temps afin de s'affranchir de ce bruit de mesure. Cependant, le résultat de l'évaluation de la vitesse est dépendant de l'intervalle de mesure utilisé et pour un même intervalle de temps, l'évaluation de la vitesse dépend des points de mesure pris en compte (cf Figure 25b). La Figure III.25 présente les vitesses de chargement des CPT de la galerie GRD4 pour deux différentes valeurs de discrétisation.

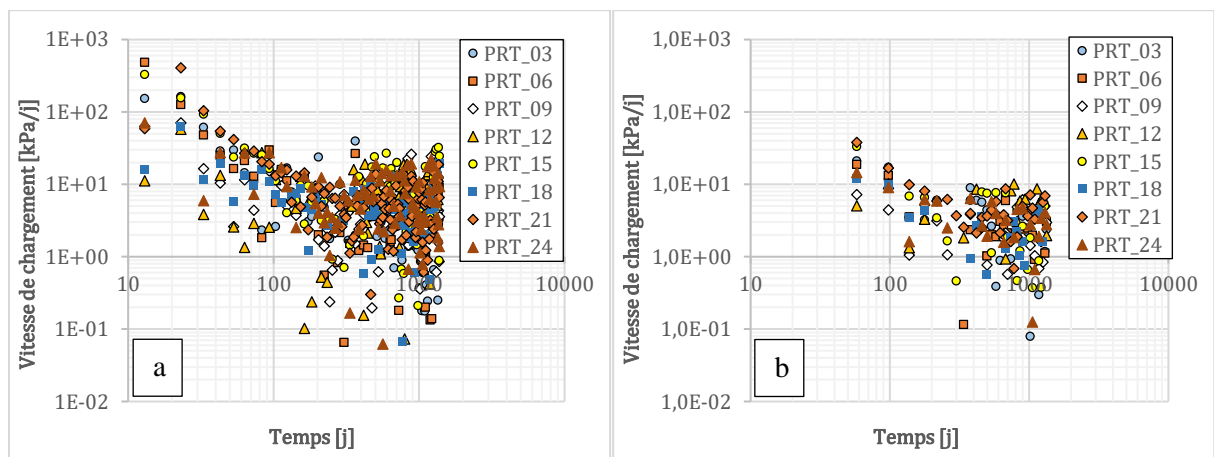


Figure III.25 : Vitesse de chargement en fonction du temps dans un plan log/log des CPT intrados de GRD4 discrétisés tous les 10 points de mesure (a) et tous les 40 points (b)

Les vitesses de chargement des CPT de GRD4 présentent une variabilité relativement importante et il paraît difficile d'essayer d'évaluer une valeur de pente. La variabilité est d'autant plus grande pour des

valeurs de temps élevées (>300j) car les valeurs de pente sont plus faibles, et le bruit est d'un ordre de grandeur similaire à la variation de contrainte. Il est cependant possible de limiter l'effet de ce bruit de mesure en discrétisant de manière plus importante ces données. On remarque bien que la disparité des mesures est moins importante sur la Figure III.25-b pour 40 points de mesure. Cependant il est toujours difficile de dégager une tendance de ces mesures, c'est pourquoi une autre méthode d'intégration a été utilisée, qui permet une meilleure estimation de la vitesse de chargement.

Dans ce nouveau schéma d'intégration (Figure III.26a), il est toujours nécessaire de discrétiser tous les  $n$  pas de temps, mais cette fois la vitesse est évaluée en prenant en compte tous les points de mesures de l'intervalle et en faisant une régression linéaire de la pente sur l'ensemble des points.

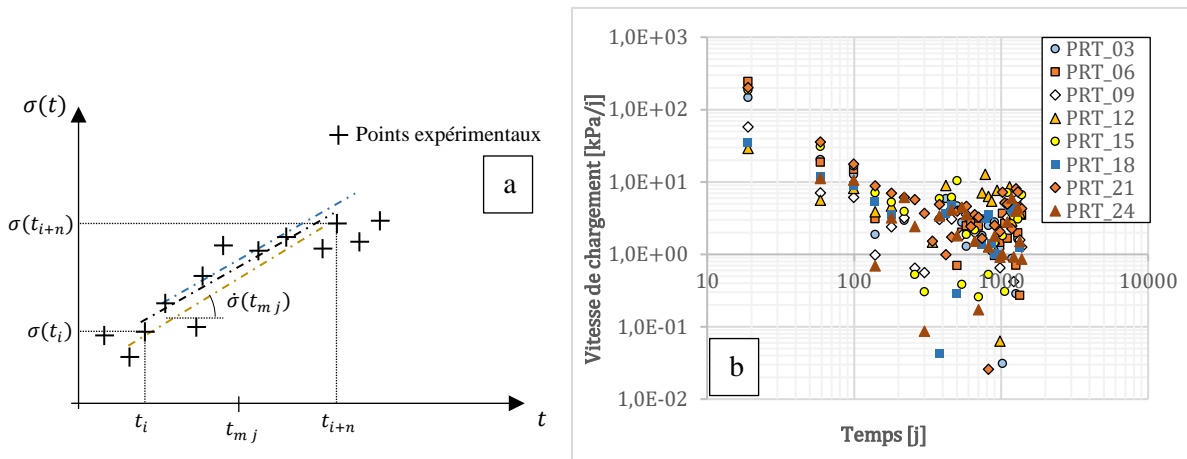


Figure III.26 : Schéma de la méthode nouvelle méthode d'évaluation de la vitesse (a) et vitesse de chargement avec ce nouveau schéma d'intégration (b)

Ce nouveau schéma d'intégration permet de minimiser l'erreur (Figure III.26a) et en appliquant cette méthode avec une discrétisation de  $n = 40$  cela permet de resserrer les valeurs sur certaines séries, mais cela augmente également la dispersion sur d'autres séries de mesures. Cette méthode de discrétisation en temps n'est pas optimale car les points se retrouvent avec un écart très resserré à des temps >300j. De plus, comme dit précédemment, c'est précisément à ces valeurs de temps que le bruit présente proportionnellement la plus grande amplitude. Pour s'en affranchir il faudrait augmenter encore le nombre de valeurs dans le pas de discrétisation, mais cela induit une perte d'information à des temps plus court. C'est pourquoi il a été nécessaire de déterminer une formule permettant de discrétiser le pas de temps dans le plan  $\log(t)$  afin de conserver un écart constant dans ce plan. La Figure III.27 présente les différents modèles de discrétisation (tous les  $n$  pas de temps ou en utilisant un modèle constant).

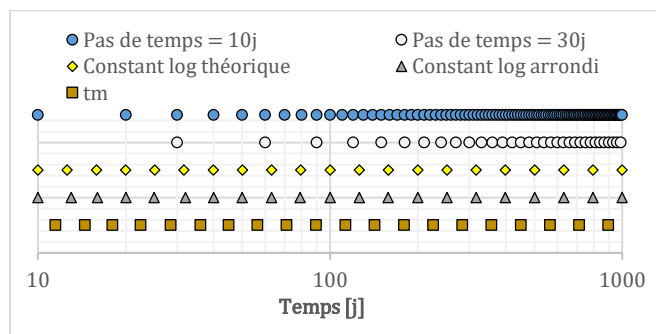


Figure III.27 : Modèles de discrétisation du temps dans un plan  $\log(t)$

Les modèles de discrétisation constant en log a été déterminé afin d'obtenir  $n_{log}$  nombre de points par dizaine. Sur la Figure III.27,  $n_{log} = 10$  et les différents pas de temps sont déterminés de la manière suivante :

$$t_i = t_0 * (\Delta t / t_0)^i$$

Où  $\Delta t$  représente l'écart de temps constant dans le plan log et est calculé suivant la formule suivante :

$$\Delta t/t_0 = 10^{1/n_{log}}$$

Cette discrétisation est ensuite intégrée à la méthode précédemment utilisée et appliquée sur les données de GRD4 nous donne les courbes suivantes pour différentes valeurs de  $n_{log}$  :

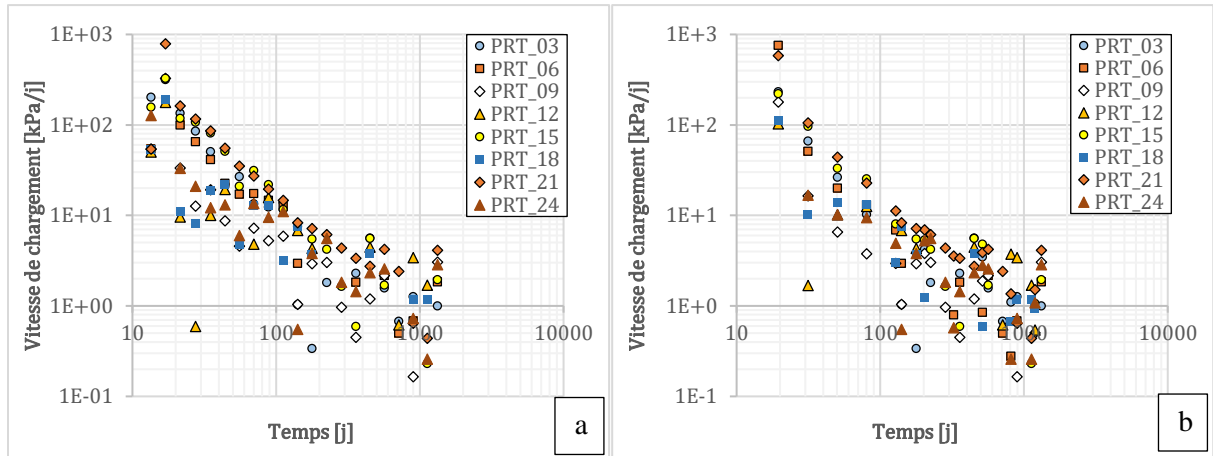


Figure III.28 : Vitesse de chargement en fonction du temps dans un plan logarithmique de la galerie GRD4 à l'intrados pour  $n_{log} = 10$  (a) et  $n_{log} = 5$  (b)

Ce modèle d'approximation des données de GRD4 semble bien fonctionner et les résultats avec  $n_{log} = 10$  sont moins dispersés que dans l'autre cas. Au vu des données expérimentales il paraît ainsi plus aisé de déterminer une valeur de pente pour les différents capteurs. L'ensemble des valeurs de pente sont regroupées dans le tableau 7 pour les CPT situés à l'intrados de la galerie.

Evaluation de la pente à partir de :		PRT_03	PRT_06	PRT_09	PRT_15	PRT_18	PRT_21	PRT_24	Moyenne
$n_{log} = 5$	0 j	-1,10	-1,44	-0,99	-1,21	-0,97	-1,28	-0,89	-1,13
	> 100 j	-0,27	-0,81	-0,50	-0,89	-0,92	-0,90	-0,48	-0,68
$n_{log} = 10$	0 j	-1,24	-1,27	-1,08	-1,27	-0,83	-1,21	-0,94	-1,12
	> 100 j	-0,60	-0,98	-0,62	-1,17	-0,74	-1,01	-0,72	-0,83

Tableau 7 : Valeur de pente dans le plan log de la vitesse de chargement en fonction du temps des CPT à l'intrados de GRD4

Les valeurs des pentes ont une variabilité relativement restreinte si elles sont calculées à partir de 0j. Leur variabilité augmente si la pente est calculée à partir de 100j, et la valeur moyenne baisse de manière significative. Il est possible de constater que la pente moyenne varie peu pour une pente calculée à partir de 0 jour, entre le cas où  $n_{log} = 5$  ou  $n_{log} = 10$ .

Il est cependant nécessaire de relativiser les valeurs des capteurs PRT\_09 et PRT\_18 qui peuvent présenter des résultats incohérents. En effet, les valeurs mesurées sont proches de 0 et suite à la correction en température, ces cellules présentent des oscillations résiduelles induites par le fait que ces capteurs sont incapables de mesurer des valeurs négatives (traction). Ces valeurs qui devraient être négatives sont bornées à 0 et si une correction est appliquée, cela induit des oscillations résiduelles. En retirant les valeurs de pentes de PRT\_09 et PRT\_18 les pentes moyennes calculées à partir de 0 jour deviennent 1,18 pour les deux valeurs de  $n_{log}$ . Pour la pente calculée à partir de 100 jours les valeurs sont respectivement 0,70 et 0,90 dans le cas où  $n_{log} = 5$  et  $n_{log} = 10$ .

Cette méthode a également été appliquée aux CPT mesurant la contrainte ortho-radiale à l'extrados de la galerie. L'ensemble des données des capteurs sont regroupés sur la Figure III.29 :



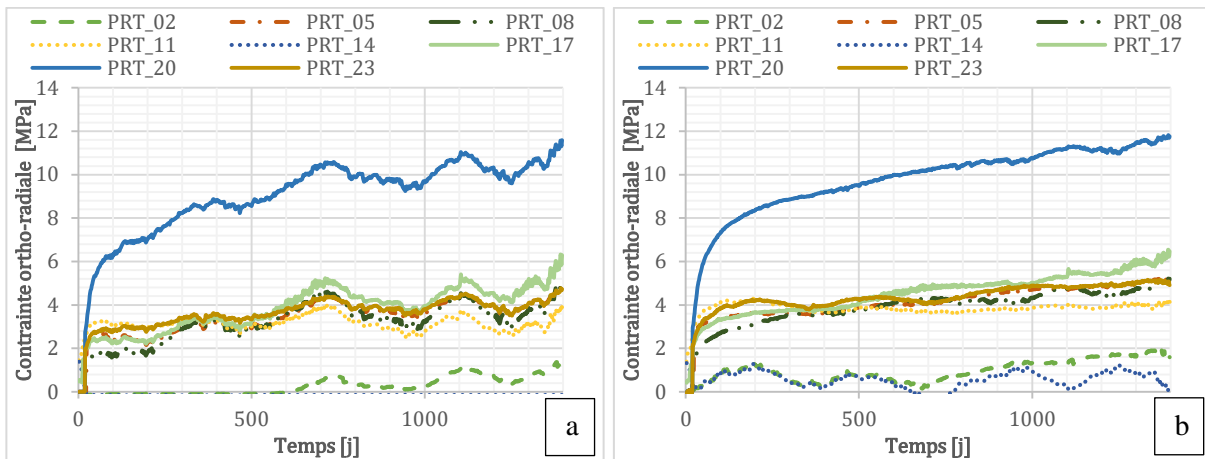


Figure III.29 : Mesure de contrainte ortho-radiale à l'extrados de la galerie GRD4 du laboratoire de Bure, données brutes (a) et données corrigées de la température (b)

Les données présentées sur la Figure III.29 ont été corrigées en température en utilisant un coefficient  $\alpha_m = 0,18 \text{ MPa}/^\circ\text{C}$  identique à celui utilisé pour les données à l'intrados. Ce coefficient paraît donc pertinent car il permet de corriger les deux séries de données situées à l'intrados et à l'extrados de la galerie avec une seule et même valeur. Les courbes semblent bien lissées bien qu'il subsiste quelques oscillations résiduelles sur certaines courbes. Les capteurs PRT\_02 et PRT\_14 ont des valeurs pratiquement nulles tout au long des mesures ce qui rend difficile l'exploitation de leurs données. Ces valeurs nulles peuvent être induites par une défaillance de la cellule ou par une sollicitation en traction de cette dernière qui est incapable de mesurer une valeur négative et se retrouve bornée à 0. Ces dernières seront retirées pour la suite de la démarche

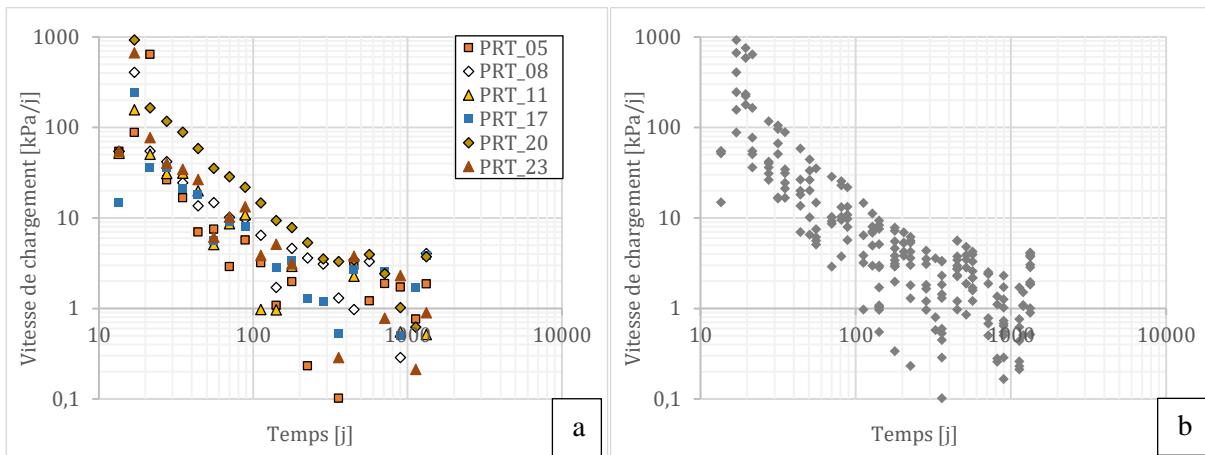


Figure III.30 : Vitesse de chargement en fonction du temps dans un plan logarithmique de la galerie GRD4 à l'extrados pour  $n_{log} = 10$  (a) et synthèse de tous les capteurs de GRD4 de manière indifférenciée avec  $n_{log} = 10$  (b)

La Figure III.30a présente les données de vitesse de chargement pour les cellules de pression totales situées à l'extrados, en utilisant une discrétisation des données de 10 valeurs par décade. La méthode semble, comme précédemment, bien fonctionner sur ces données situées à l'extrados, bien que la disparité des mesures reste relativement importante aux temps supérieurs à 200 jours. Les données de PRT\_20 fonctionnent particulièrement bien et la courbe est pratiquement linéaire, cela est dû au fait que la correction en température lisse bien la courbe et qu'il ne reste pratiquement aucune oscillation résiduelle. La Figure III.30b présente l'ensemble des données des différents capteurs à l'intrados et à l'extrados, il est alors possible de distinguer un nuage de point relativement restreint permettant de déterminer une pente moyenne pour l'ensemble des séries de 1,1.

4.1.1.3. Méthode d'évaluation de la pente au travers des courbes de Sulem

Toujours dans le but de déterminer la valeur de la pente (pour de plus amples informations, se référer au Chapitre II). Cette méthode est ainsi appliquée aux différents capteurs et peut être illustrée sur la Figure III.31 pour un des capteurs :

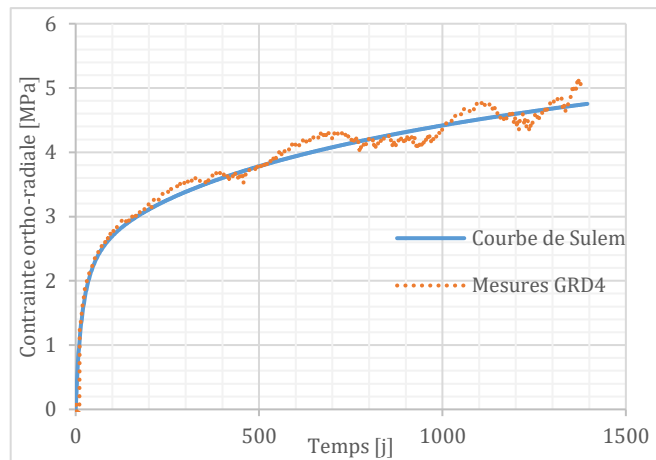


Figure III.31 : Courbe de l'évolution de la contrainte ortho-radiale d'une cellule de pression totale PRT08 dans la galerie GRD4 approximée avec le modèle des courbes de Sulem

Ainsi il est possible de remarquer que le modèle semble bien correspondre aux données expérimentales. Le même exercice est réalisé sur plusieurs courbes en faisant varier les différents paramètres et en retenant le jeu de paramètres présentant l'erreur quadratique la plus faible. Les valeurs de différents paramètres sont regroupées dans le tableau 8 suivant l'équation présentée en 4.1.3.1. du présent chapitre.

	$C_\infty$	$m$	$T$	$n$	$X$	$T_x = X/V$
<b>PRT21</b>	6	4	114	0,1	18	18
<b>PRT03</b>	8	1,1	200	0,1	33	33
<b>PRT08</b>	2,5	6	340	0,1	34	34

Tableau 8 : Paramètres des courbes de Sulem minimisant l'erreur pour différentes cellules de pression totales

	$C_\infty$	$m$	$T$	$n$	$X$	$T_x = X/V$
<b>PRT08</b>	2,5	6	340	0,1	34	34
	2	5,5	360	0,2	20	20
	1,5	5,5	260	0,3	5	5

Tableau 9 : Paramètres des courbes de Sulem minimisant l'erreur pour différentes valeurs de  $n$  du capteur PRT8

Nous avons également cherché à faire varier le paramètre  $n$  entre 0,1 et 0,3 afin de voir son influence sur le modèle et quelle serait la valeur qui correspondrait le mieux. Ainsi il a été possible d'observer que la valeur de 0,1 était la plus cohérente sur PRT08, cette valeur a donc été imposée sur les autres capteurs afin de déterminer le reste des paramètres de Sulem.

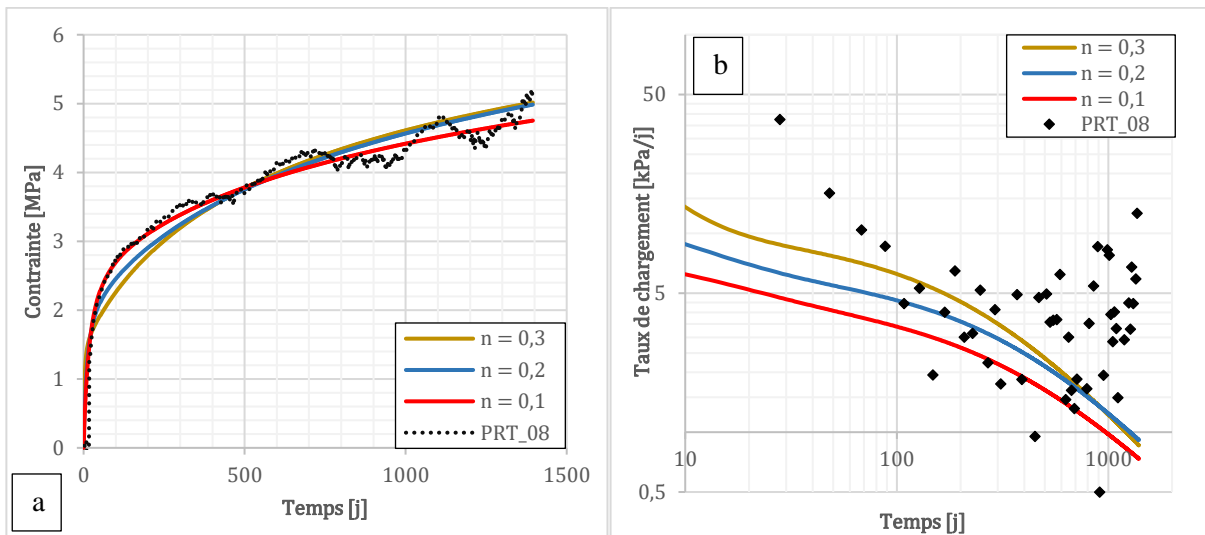


Figure III.32 : Comparaison de la méthode de Sulem, pour différentes valeurs de  $n$ , de la contrainte ortho radiale (a) et dans le plan log du taux de chargement en fonction du log du temps (b).

En observant les différentes courbes, la valeur de  $n=0,1$  semble correspondre de manière plus appropriée par rapport aux données expérimentales. On peut remarquer que la valeur de  $n$  modifie la valeur de la pente dans le plan log mais que les données expérimentales semblent difficiles à exploiter de par leur disparité, et ce même en ayant corrigé les données comme dans la partie précédente. Il sera donc difficile de déterminer une valeur de pente en utilisant cette méthode mais la valeur qui semble le mieux fonctionner est une valeur de  $n = 0,1$  ce qui induit une pente de 1,1 dans le plan log et est en accord avec les observations précédentes.

#### 4.1.2. Mesures et interprétation dans la galerie GCR

La galerie GRC du laboratoire de Bure dispose d'une instrumentation au vérin plat qui permet de mesurer la contrainte. Cependant cette dernière présente une particularité car les saignées ont été réalisées peu après la mise en place du revêtement et les mesures sont faites périodiquement avec des vérins plats à l'intérieur de ces dernières. Etant donné que les saignées ont été réalisées relativement tôt dans la vie de l'ouvrage, cela peut induire une dérive des mesures dans le temps, à mesure que l'état de contrainte se modifie. Sur la Figure III.33 est représentée l'implantation des différents plots de mesure, ainsi que la représentation de l'évolution de la contrainte ortho-radiale mesurée à l'aide de ces vérins plats avec les intervalles d'erreurs représentant la mesure min et max parmi les trois plots de mesure (voir Chapitre II).

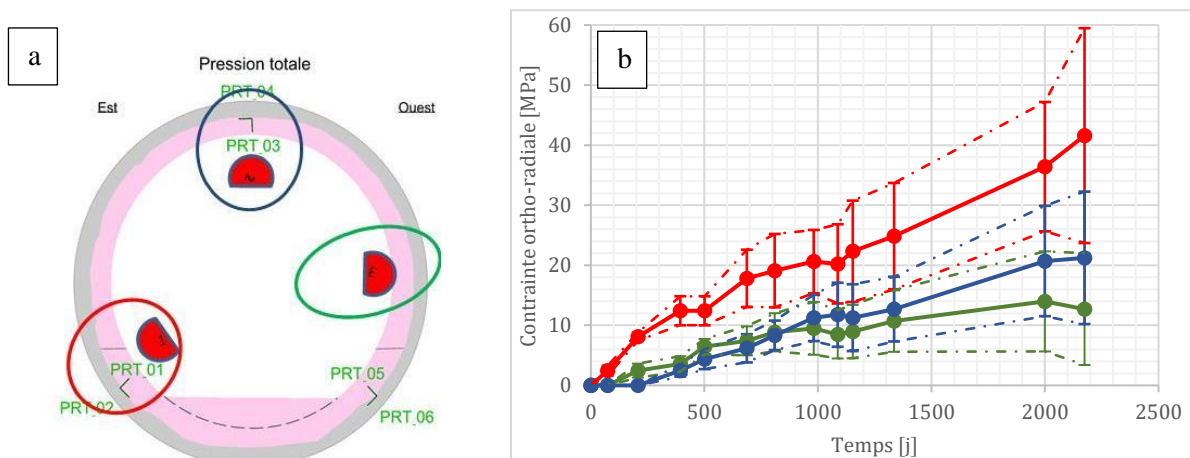


Figure III.33 : Implantation des mesures de contraintes (a) et mesures de contrainte en fonction du temps (b) dans la galerie GCR du laboratoire de Bure

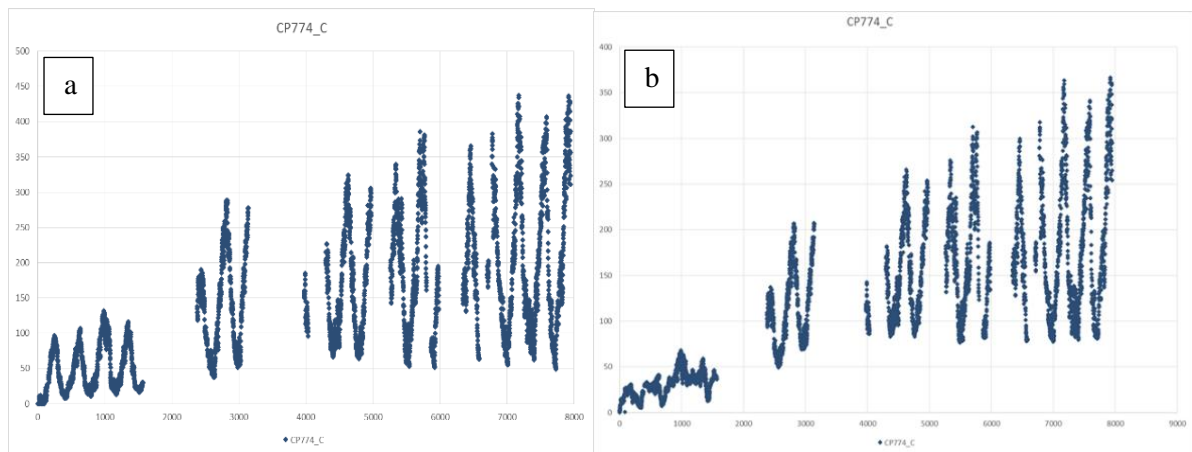
La contrainte ortho-radiale est donc comprise entre 42 et 13 MPa au bout de 6 ans si on considère les valeurs moyennes et entre 4 et 60 MPa en prenant les valeurs extrêmes. On peut constater que l'écart relatif de mesure entre la mesure moyenne d'un capteur et ses extrema reste relativement constant au cours du temps (de l'ordre de 50% de la valeur moyenne). L'incertitude sur ces mesures est donc très importante et il sera impossible de déterminer de manière précise l'évolution de la vitesse de chargement dans le plan. Ces données nous permettent tout de même de déterminer un ordre de grandeur des contraintes dans le revêtement mais seront difficilement exploitable au-delà.

### 4.1.3. Mesures dans le tunnel de Chamoise

Le tunnel de Chamoise est équipé depuis sa construction de cellules de pression qui mesurent la contrainte radiale  $P$  à l'interface entre le terrain et le revêtement en béton. Ces cellules permettent également de remonter à une estimation de la contrainte au sein du revêtement du tunnel (moyennant des hypothèses sur la géométrie supposée circulaire et un revêtement fin,  $e/R$  faible). Dans un second temps, des essais au vérin plat ont été réalisés dans le cadre de la thèse dans la galerie, 20 ans après sa mise en service, afin de déterminer l'état de contrainte réel dans le revêtement.

#### 4.1.3.1. Mesures par cellule de pression à l'interface

Les sections instrumentées du tunnel de Chamoise possèdent au maximum 24 cellules de pression à l'interface. Cependant, bon nombre d'entre elles ne mesurent plus la contrainte au bout de 20 ans. En outre étant donné que ces cellules sont très sensibles aux imperfections géométriques, du fait de leur principe de fonctionnement, les capteurs présentent une importante disparité.



**Figure III.34 : Evolution de la pression à l'interface entre le terrain et le revêtement de galerie. Données brute (a) données corrigées de la température (b)**

Nous avons tenté de déterminer un paramètre de variation mécanique thermique ( $\alpha = 50 \text{ kPa}/^\circ\text{C}$ ), de la même manière que pour la galerie GRD4 (Figure III.34), en minimisant les premières oscillations. La correction avec la température de ces données ne semble pas fonctionner car l'amplitude des oscillations n'est pas constante. Il peut ainsi y avoir deux explications à l'origine de cette non linéarité. La première est que le coefficient de dilatation n'est pas constant dans le temps et qu'il varie en fonction du temps ou du niveau de contrainte. Il suffirait ainsi de faire varier le coefficient de dilatation linéairement en fonction du temps, ce qui reviendrait à faire une moyenne de la courbe sur chaque cycle (comme sur la Figure III.35a). Une autre manière de voir le problème est de considérer que les cellules de pression totale sont incapables de mesurer de la traction, et quand la courbe est à 0 ou proche de 0 on ne mesure pas de contrainte qui seraient négatives. Ainsi en supposant que le coefficient de dilatation reste constant au cours du temps et que la contrainte peut être négative, le point initial de la contrainte sera peut-être en contrainte négatives. On montre sur la Figure III.34 la courbe corrigée avec le modèle d'évolution de contrainte similaire à celui de GRD4.

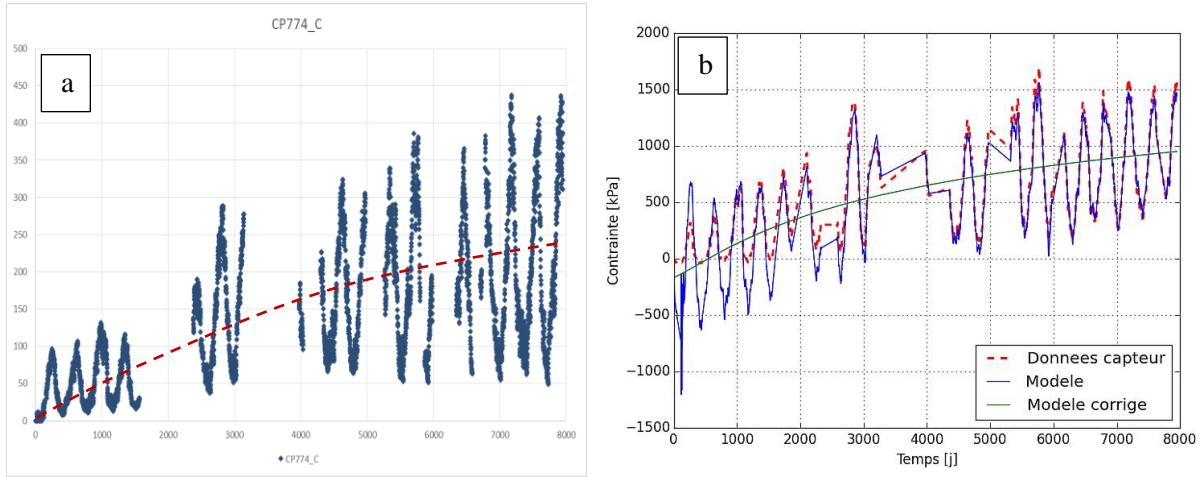


Figure III.35 : Correction des cellules de pression totale avec variation du coefficient de dilatation (a) et avec  $\alpha$  constant (b)

La courbe bleue de la Figure III.35b présente le modèle prédictif utilisé pour représenter l'évolution de la pression en fonction du temps. Dans ce modèle, le coefficient de dilatation est supposé constant et l'évolution de la pression à l'interface suivant le modèle est donnée par la formule de  $P_{mod}(t)$ .

$$P_{mod}(t) = \alpha\theta(t) + P_{corr}(t) - P_0$$

Où  $\theta(t)$  représente la température à l'instant  $t$ , et  $\alpha$  le coefficient de dilatation global, déterminée à partir de la courbe d'évolution de  $P_{exp}(t)$ , la courbe expérimentale de la pression à l'interface. Ce coefficient est déterminé à partir de l'amplitude des dernières oscillations et la courbe d'évolution de la température (partie droite de la courbe). En effet comme il est possible de le voir sur la Figure III.35b, l'amplitude des dernières oscillations semble relativement constante au cours du temps. L'expression de  $P_{corr}(t)$ , correspondant à l'expression de la pression à l'interface suivant le modèle, corrigée des effets induit par la température. Cette dernière est déterminée à partir de l'expression suivante, s'inspirant de la forme des courbes de Sulem :

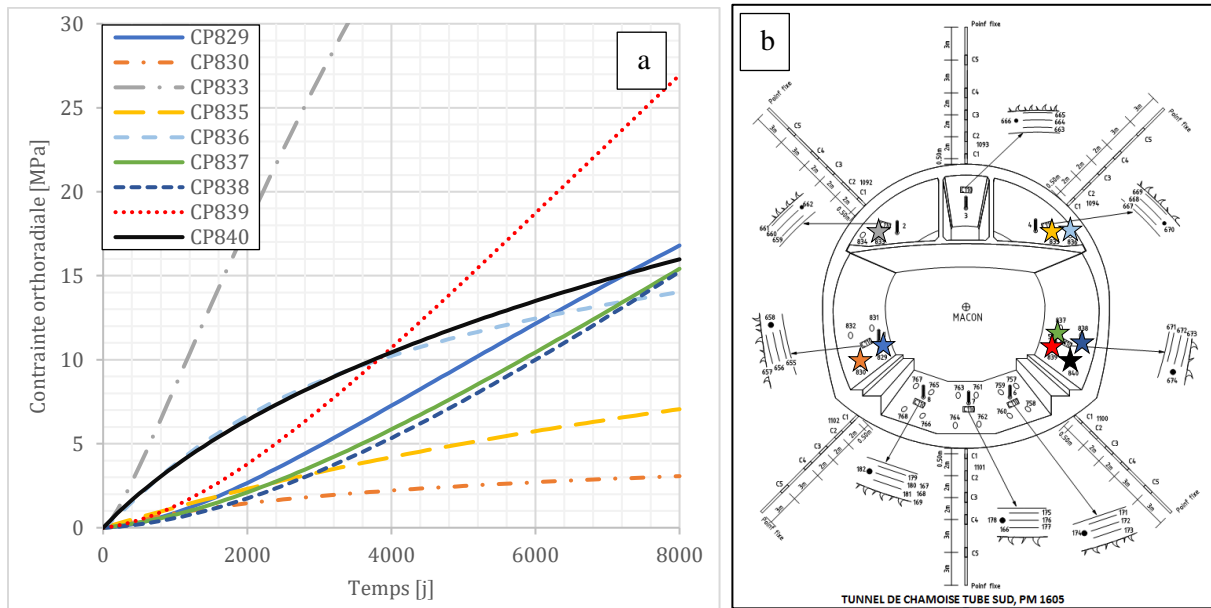
$$P_{corr}(t) = C_{\infty} \left[ 1 - \left( \frac{T_x}{t + T_x} \right)^2 \right] \left[ 1 + m \left( 1 - \left( \frac{T}{t + T} \right)^n \right) \right]$$

Où  $C_{\infty}, m, n, T, T_x$  et  $a$  sont des paramètres de la courbe de Sulem et  $P_0$  correspond à la contrainte corrigée de la température à  $t = 0$ . L'ensemble de ces paramètres est déterminé en utilisant une méthode des moindres carrés sur l'ensemble des paramètres du modèle, de manière à minimiser l'écart entre la courbe d'évolution de la pression suivant le modèle  $P_{mod}(t)$  et la courbe expérimentale  $P_{exp}(t)$ . Une fois cette courbe obtenue, on remonte à la contrainte ortho-radiale moyenne dans le revêtement en supposant que la galerie est circulaire suivant la formule suivante :

$$\sigma_{\theta\theta}(t) = \frac{P_{mod}(t)R}{e}$$

Où  $R$  est le rayon de la galerie et  $e$  l'épaisseur du revêtement.

Cette méthode est appliquée pour les cellules de pression totale de la section PM1605 du tube Sud situées en voûte et sur les reins, on obtient ainsi la Figure III.36-a :



**Figure III.36 : Evolution de la contrainte dans le revêtement corrigé de la température (a) et section du tunnel représentant les cellules prises en compte dans le calcul de la contrainte moyenne (b)**

Les courbes ainsi obtenues montrent, pour certaines, des valeurs relativement faibles (CP830 et CP835) et d'autres, des valeurs très élevées (CP833 et CP839). On peut donc considérer que ces valeurs sont des mesures incohérentes avec les autres mesures et peuvent donc être écartées afin de calculer la contrainte moyenne. D'autres mesures ont été écartées car les capteurs ont cessé de fonctionner ou présentaient des valeurs de pression trop faibles (même en prenant en compte les effets thermiques). En outre certains capteurs semblent avoir des vitesses qui augmentent au cours du temps (CP829, CP837, CP838 et CP839) ainsi qu'une accélération de l'augmentation de contrainte. En réalité ces courbes présentent un point d'inflexion tardif et sont positionnées essentiellement sur les reins de la galerie, or à cette position des effets de déformation de la structure peuvent engendrer des surpressions à l'interface qui viennent perturber la mesure. Sur ces courbes, l'incertitude sur la valeur de  $P_0$  est plus importante, ce qui pourrait potentiellement modifier la courbure de la courbe. Dans ce cas précis les capteurs ne sont plus dans le cadre d'hypothèse (section circulaire) et les mesures doivent être écartées. Il semble tout de même se dégager une valeur moyenne des mesures de contrainte autour de 15,4 MPa

Les valeurs des différents paramètres des courbes sont données dans le tableau 10 :

	$P_0$	$C_\infty$	$m$	$T$	$n$	$X$	$\alpha$
CP829	500	130	160	3400	0,1	17000	80
CP830	150	130	10	4000	0,1	3000	40
CP833	250	240	80	52	0,1	14000	80
CP835	170	170	50	11000	0,1	3500	45
CP836	170	190	30	1500	0,1	1500	110
CP837	400	500	100	11000	0,1	28500	80
CP838	300	430	150	8000	0,1	50000	60
CP839	500	440	120	6000	0,1	22500	120
CP840	300	270	50	6500	0,1	1500	90

**Tableau 10 : Paramètres des courbes de Sulem pour les cellules de pression à l'interface du tunnel de Chamoise**

### ii. Mesures par essai au vérin plat

Des essais au vérin plat ont été réalisés au cours de la thèse dans la galerie de Chamoise. Ces essais ont été réalisés le 15 octobre 2018 et ont permis de déterminer la valeur réelle de la contrainte dans le revêtement près de 23 ans après la mise en œuvre de la galerie. Ces essais ont été réalisés au niveau des

pieds-droits de chaque cotés dans le tube Sud proche des PM1501 et 1605. Ces deux points métriques ont été choisis car ils présentent un grand nombre de capteurs permettant notamment, une mesure de la déformation sur l'ensemble de la section. Un exemple d'essai au vérin plat est présenté dans la Figure III.37 pour la section PM 1605 :

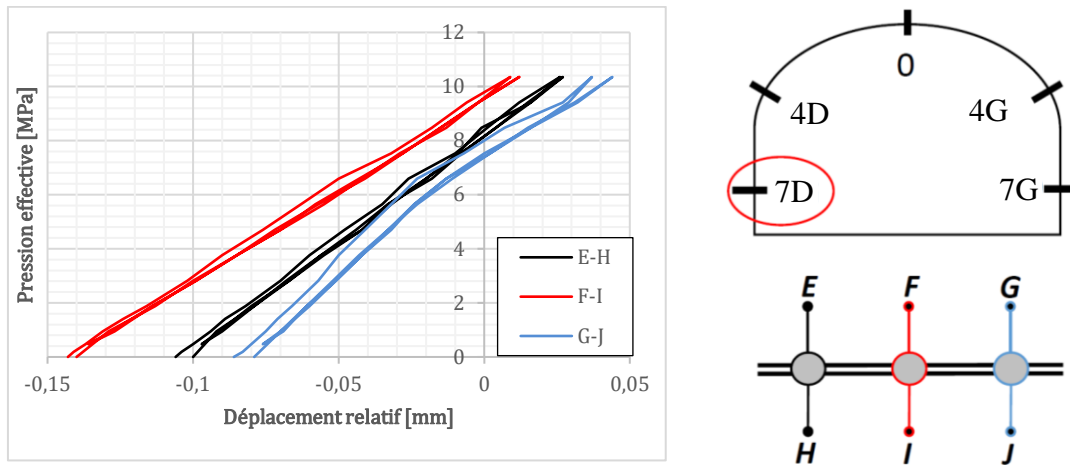


Figure III.37 : Essai au vérin plat du tunnel de Chamoise PM 1605 sur le côté droit de la galerie

La valeur de contrainte retenue pour une mesure sur un plot correspond à la pression effective à déplacement relatif nul. La disparité des mesures pour un même essai sur les différents plots reste relativement restreinte (de l'ordre de 20% sur ce plot). Pour la section 1605 droite, cet essai montre une contrainte maximale de 9,5 MPa mesurée sur le plot central, un minimum de 7,3 MPa sur le plot de droite ainsi qu'une moyenne sur les trois plots de 8,4 MPa.

L'ensemble des mesures des quatre essais au vérin plat sont regroupées dans le tableau 11.

	Plot E-H	Plot F-I	Plot G-J	Min	Moyenne	Max
<b>1501 gauche</b>	15,2	15,3	14,0	14,0	14,8	15,3
<b>1501 droite</b>	8,0	7,3	7,3	7,3	7,5	8,0
<b>1605 gauche</b>	9,4	11,1	10,3	9,4	10,3	11,1
<b>1605 droite</b>	8,2	9,5	7,3	7,3	8,4	9,5
<b>PM 1501</b>				<b>7,3</b>	<b>11,2</b>	<b>15,3</b>
<b>PM 1605</b>				<b>7,3</b>	<b>9,3</b>	<b>11,1</b>

Tableau 11 : Contrainte ortho-radiale mesurées sur la galerie de Chamoise par essais au vérin plat

La différence de mesure entre les cellules de pression à l'interface et les mesures au vérin plat peut s'expliquer par le fait que la mesure soit faite au niveau des reins, qui peuvent subir un effet de structure en appuyant de manière plus importante sur le terrain. Une autre hypothèse est que cette différence s'explique par l'approximation de tube mince pour calculer la contrainte à partir de la pression sur le revêtement avec  $\sigma = \frac{PR}{e}$ .

La contrainte moyenne mesurée est de 11,2 MPa pour la section PM1501 et de 9,3 MPa pour la section PM1605. Ces données sont plus faibles que ce qui a été déterminé à partir des mesures de cellules de pression totales. Cela peut être dû à plusieurs facteurs comme une dérive des capteurs dans le temps (bien que les mesures de déformation à la corde vibrante soient assez fiable sur le long terme), mais également par le fluage du béton dans le revêtement de tunnel qui entraîne une déformation supplémentaire dans le revêtement de la galerie. Nous noterons également que les contraintes sont plus importantes sur le côté gauche de la galerie pour les deux sections. Cela est dû à une anisotropie de l'état de contrainte autour de la galerie qui présente une orientation de la contrainte majeure d'environ 45° par rapport à l'horizontale.

Par la suite l'effet de ce fluage dans le revêtement sera étudié de manière plus précise au travers de simulations avec des modèles analytique de type convergence-confinement dans le Chapitre IV et des modèles numériques dans les Chapitres V et VI.

## 4.2. Mesures de déformation

### 4.2.1. Sur la galerie GRD4

La galerie GRD4 dispose de capteurs de déformation à corde vibrante permettant de mesurer la déformation. Ces capteurs ont été placés au moment de la mise en œuvre des voussoirs. L'anneau instrumenté est constitué de 8 voussoirs plus une clef qui n'est pas instrumentée. Les capteurs de déformation ortho-radiale sont situés de chaque côté du voussoir à l'*intrados* et à l'*extrados* ce qui donne 4 capteurs ortho-radiaux par voussoir. Les données brutes des capteurs sont données sur la Figure III.38 pour deux des huit voussoirs.

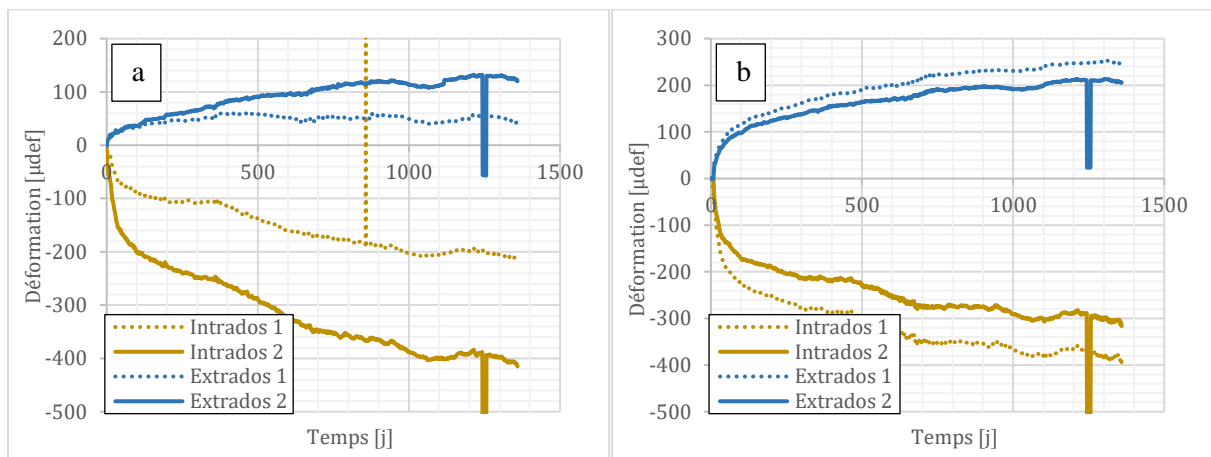


Figure III.38 : Mesures de déformations ortho-radiales dans la galerie GRD4 du voussoir V1 (a) et V8 (b)

Sur les Figures III.38-a et III.38-b, les courbes en jaune représentent les capteurs situés à l'*intrados* tandis que celles en bleu représente les mesures à l'*extrados*. Il est possible de constater que la température influe peu sur les mesures de déformation car les oscillations sont assez faibles. Ces données ont donc certainement été corrigées en amont. Cela n'est pas le cas de l'intégralité des données à disposition, qui dans certains cas, n'ont pas fait l'objet de correction car elles présentent des oscillations résiduelles induites par l'effet de saisonnalité. Les voussoirs présentés ici montrent un mode de déformation en flexion composée. En effet les capteurs à l'*extrados* sont en traction alors que ceux à l'*intrados* sont en compression. De plus si on ajoute les déformations à l'*extrados* à celles à l'*intrados*, la somme sera négative ce qui indique bien un effort normal non nul dans les voussoirs. Certains des voussoirs, dont les courbes sont présentées en annexe, présentent des modes de déformation en flexion composée sans traction à certains endroits ou en flexion pratiquement pure, avec un effort normal presque nul. Il est cependant tout à fait normal de constater ce type de comportement, un état de contrainte au sein de l'anneau qui n'est pas constant, dans la mesure où les contraintes *in-situ* ne sont pas parfaitement isotropes et que le matériau peut présenter un comportement anisotrope.

Ces capteurs nous donnent donc une idée de la manière dont est sollicité le voussoir et permettent de mieux interpréter les mesures des cellules de pression totale. En effet, ces dernières étant dans l'incapacité de mesurer des contraintes de traction, nous pourrons ainsi écarter les mesures non cohérentes. De plus, les données des capteurs de déformations seront utilisées par la suite dans l'évaluation de l'effet différé dans le revêtement de la galerie GRD4, au travers de l'évaluation du module apparent.



### 4.2.2. Sur la galerie GCR

La section instrumentée de la galerie GCR dispose également de capteurs à corde vibrante permettant de mesurer la déformation ortho-radiale. Les données présentées sur la Figure III.39 montrent les déformations brutes des capteurs à corde vibrante et corrigées par la déformation longitudinale. Les déformations longitudinales peuvent être considérées comme des déformations élastiques induites par l'effet de Poisson mais également des déformations de dilatation thermique.

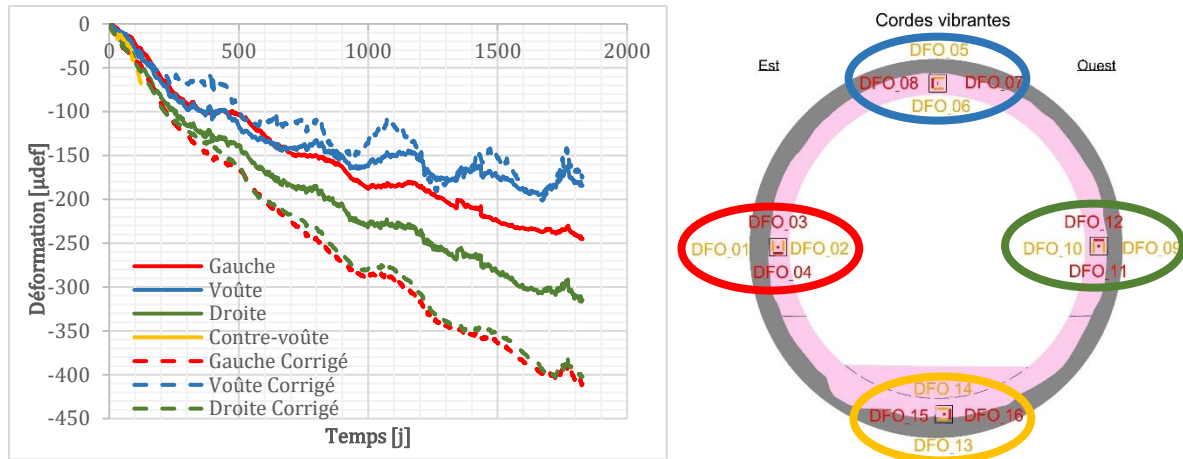


Figure III.39 : Mesures de déformation ortho-radiales à l'intrados de la galerie GCR

La correction des capteurs par la déformation longitudinale ne semble pas effacer les quelques oscillations qui subsistent sur les mesures des capteurs de chaque côté. Cela a même tendance à amplifier le phénomène sur le capteur situé en voûte. La correction ne semble donc pas très pertinente et les données brutes des capteurs seront prises en compte. Le capteur de déformation du radier ne mesure plus rien au-delà d'une centaine de jours, il ne sera donc pas considéré par la suite. Le mode de sollicitation n'est pas homogène sur toute la section, globalement l'anneau est sollicité en flexion composée mais le moment change de signe sur une partie de la section. La voûte ainsi que le côté droit présentent une compression de l'intrados, ce qui implique un moment  $M_{fz} < 0$ . A l'inverse, sur le côté gauche, c'est l'extrados qui est en compression donc  $M_{fz} > 0$ . Le changement de signe du moment de flexion indique que l'anneau est sollicité de manière non homogène et l'origine de ce mode de déformation particulier peut être dû à l'anisotropie de contrainte présente au laboratoire de Bure mais également à l'anisotropie de l'argilite.

### 4.2.3. Sur le tunnel de Chamoise

La section située au PM 1605 du tunnel de Chamoise a également été équipée depuis sa construction de capteurs à corde vibrante permettant de mesurer sa déformation au cours du temps. Les mesures de certains capteurs de la section sont illustrées sur la Figure III.40b et leurs mesures sont présentées sur la Figure III.40a sur une période de plus de 20 ans.

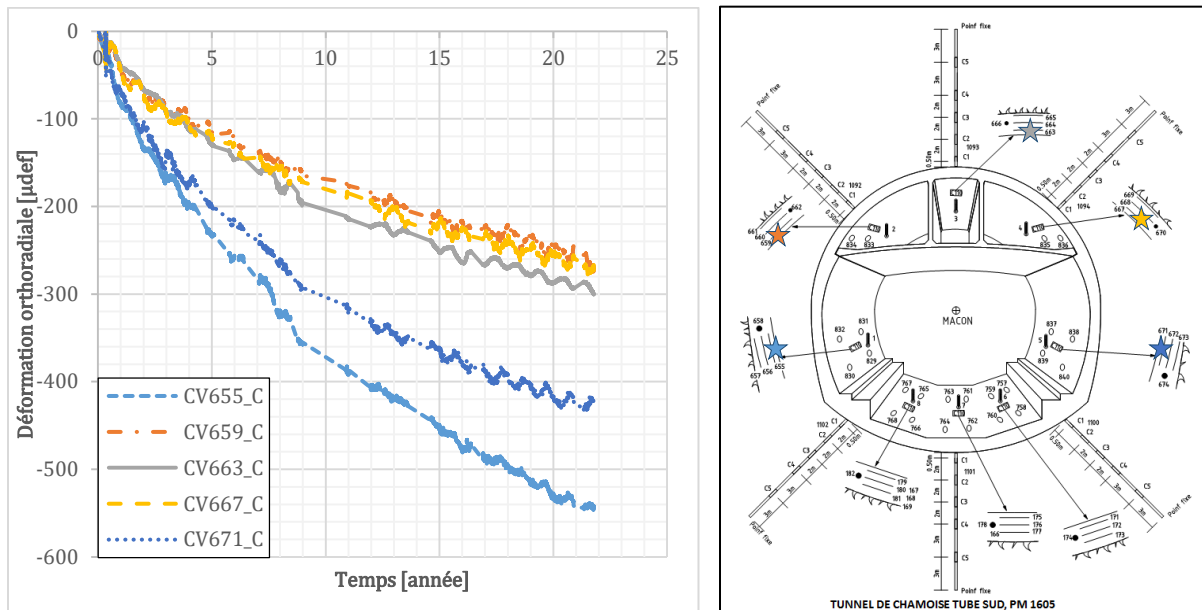


Figure III.40 : Mesures des capteurs à corde vibrante à l'intrados de la galerie de Chamoise au PM 1605

Les capteurs présentent une oscillation, induite par les effets de température liés à la saisonnalité, qui reste assez contenue. Ces données montrent que les cellules les plus sollicitées sont situées au niveau des reins de la section, et que le côté gauche est plus sollicité que le côté droit. Cela est cohérent avec les mesures réalisées au vérin plat qui montrent que la section côté gauche est plus sollicitée. Les mesures liées à la contre-voûte ne sont pas présentées ici car elles présentent un comportement spécifique qui rend leur interprétation difficile. Les données de ces capteurs seront utilisées par la suite afin de déterminer l'évaluation de l'effet différé dans le revêtement.

### 4.3. Evaluation du module du revêtement

#### 4.3.1. Dans la galerie GRD4

Afin d'obtenir une estimation de l'évolution du revêtement, le module apparent est déterminé comme le rapport de la contrainte sur la déformation à un instant donné. Pour indication, le module élastique tangent des voussoirs est de l'ordre de 39 GPa. L'évolution du module apparent en fonction du temps est donc présentée sur la Figure III.41 pour trois des voussoirs de la section. Les valeurs tracées en bleu représentent le module à l'extrados et en jaune les valeurs à l'intrados.

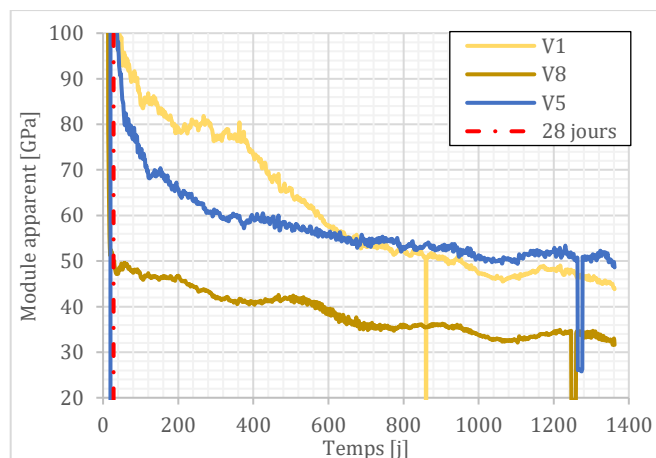


Figure III.41 : Evolution du module apparent au cours du temps dans trois des voussoirs de la galerie GRD4

La Figure III.41 montre que le module apparent semble diminuer au cours du temps. Cette diminution du module est certainement due en grande partie aux effets différés dans le béton. Il est possible de

constater une baisse du module de l'ordre de 50% par rapport à la valeur un mois après la pause du revêtement (soit 39 GPa). Cela permet ainsi d'avoir un ordre de grandeur de l'effet du fluage du béton et tend à montrer que l'effet du fluage du béton est non négligeable sur l'évolution de la contrainte dans le revêtement.

Il est cependant nécessaire de relativiser cette valeur car les capteurs de contraintes et de déformations ne sont pas situés tout à fait au droit les uns des autres. Le capteur de contrainte est situé plus vers l'extérieur du voussoir comparativement aux capteurs de déformation. Or l'anneau n'étant pas sollicité de manière homogène, mais présentant une part de flexion, la position de l'axe neutre évoluera dans le temps. Il sera donc nécessaire de corriger les données des capteurs en fonction de la position de l'axe neutre (Partie 5.1).

#### 4.3.2. Dans le tunnel de Chamoise

Le module du béton de revêtement de Chamoise a été déterminé à partir d'essais sur des échantillons de revêtement carottés. Ne disposant pas d'information suffisante pour déterminer la valeur du module de revêtement, il a été nécessaire d'extraire une douzaine d'éprouvettes aux PM considérés afin de déterminer la valeur du module 23 ans après le coulage du béton. Des essais par propagation d'ondes ultrasonores ainsi que par compression simple ont été réalisés afin de déterminer le module élastique  $E$  des diverses éprouvettes ainsi que la résistance à la compression simple  $R_c$  (tableau 12) :

		Pied-droit droit			Pied-droit gauche			Moyenne
<b>PM 1605</b>	$E$ [GPa]	40,1	35,8	45,5	38,2	40,2	35,2	<b>39,2</b>
	$R_c$ [MPa]	49,8	52,7	53,4	46,9	44,7	38,9	47,7
<b>PM 1501</b>	$E$ [GPa]	38,8	38,5	44,7	32,7	36,9	40,6	<b>38,7</b>
	$R_c$ [MPa]	50,4	54,9	55,0	49,3	46,2	50,3	51,0

Tableau 12 : Résultats des essais de compression simple et de mesure de module sur les éprouvettes de béton de revêtement du tunnel de Chamoise

Les résultats d'essais sur les éprouvettes de revêtement en béton présentent une variabilité relativement restreinte, le module moyen sur la section est de 39,2 GPa. Le  $R_c$  moyen est quant à lui de 47,7 MPa. En prenant les formules proposées par l'Eurocode pour déterminer la valeur du module moyen en fonction de la résistance en compression simple, cela donne :

$$E_{cm} = 22 * \left(\frac{R_c}{10}\right)^{0,3}$$

Ce qui donne, considérant la moyenne de la résistance en compression, un  $E_{cm} = 35,2 MPa$  ce qui est plus faible mais voisin de ce qui a été mesuré. En réalité cette formule a été déterminée à partir de la résistance en compression à 28 jours. Le matériau tel qu'il est aujourd'hui ne présente donc pas les mêmes caractéristiques que lorsqu'il avait 28 jours ce qui peut expliquer cette différence. On retiendra toutefois un module élastique pour la section au PM 1605 de  $E_b = 39,2 GPa$ .

## 5. Détermination de l'effet différé dans les revêtements

### 5.1. Dans la galerie GRD4

La galerie GRD4 présente à la fois des mesures de contrainte ainsi que des mesures de déformation, ce qui permet une estimation de l'amplitude des phénomènes à long terme irréversibles dans le revêtement. L'analyse préliminaire réalisée en 4.3.1 montre qu'afin de corriger les incertitudes liées à la différence de position des capteurs les uns par rapport aux autres, il est nécessaire de corriger les données.

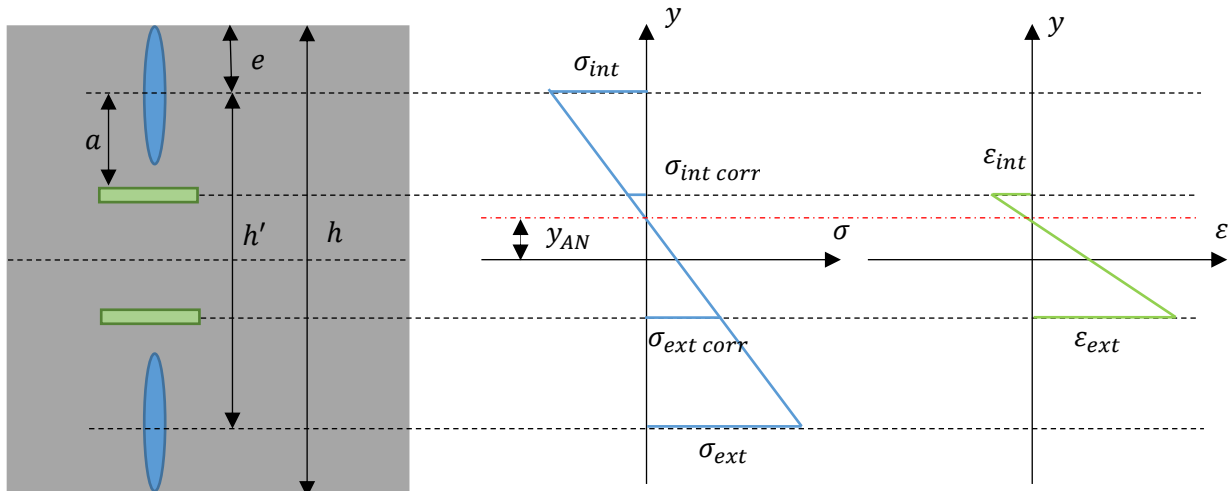


Figure III.42 : Schéma la représentation de la position des différents capteurs et des contraintes et déformations dans une section de voussoir

Le schéma de la Figure III.42 présente la représentation de la contrainte et de la déformation dans une section d'un voussoir. Une hypothèse de la méthode de correction est que la contrainte appliquée sur les cellules de pression totale est assimilée à une force appliquée au centre de la cellule. Afin de satisfaire la convention de signes de la mécanique des sols, la contrainte de compression sera positive ainsi que la déformation de compression. Cela implique, comme le voussoir est en flexion avec  $M_{fz} > 0$ , que  $\varepsilon_{int} > 0$  et  $\varepsilon_{ext} < 0$ . La position de l'axe neutre est calculée à partir des déformations suivant la formule :

$$y_{AN} = \left( \frac{h'}{2} - a \right) \frac{\varepsilon_{int} + \varepsilon_{ext}}{\varepsilon_{int} - \varepsilon_{ext}}$$

Cette formule reste valable si le signe de  $M_{fz}$  change, dans ce cas les signes de  $\varepsilon_{int}$  et  $\varepsilon_{ext}$  sont inversés. Une fois la position de l'axe neutre calculée, il est possible de calculer la contrainte corrigée en la ramenant au niveau du capteur de déformation suivant la formule :

$$\sigma_{i\ corr} = \sigma_i * \left( 1 - \frac{a}{\frac{h'}{2} + y_{AN}} \right)$$

Les caractéristiques considérées pour les voussoirs de GRD4 ont été regroupées dans le Tableau 13 :

h	45 cm
e	5 cm
h'	35 cm
a	7 cm

Tableau 13 : Données relatives à la position des capteurs dans les voussoirs de GRD4

Le traitement des données de GRD4 a été réalisé avec cette méthode ce qui a permis de réévaluer l'évolution du module apparent au cours du temps. Les résultats sont présentés sur la Figure III.43 pour les voussoirs V1, V5 et V8. Les valeurs en bleu correspondent à des capteurs situés à l'*extrados* tandis que les valeurs en jaune correspondent à l'*intradados*.

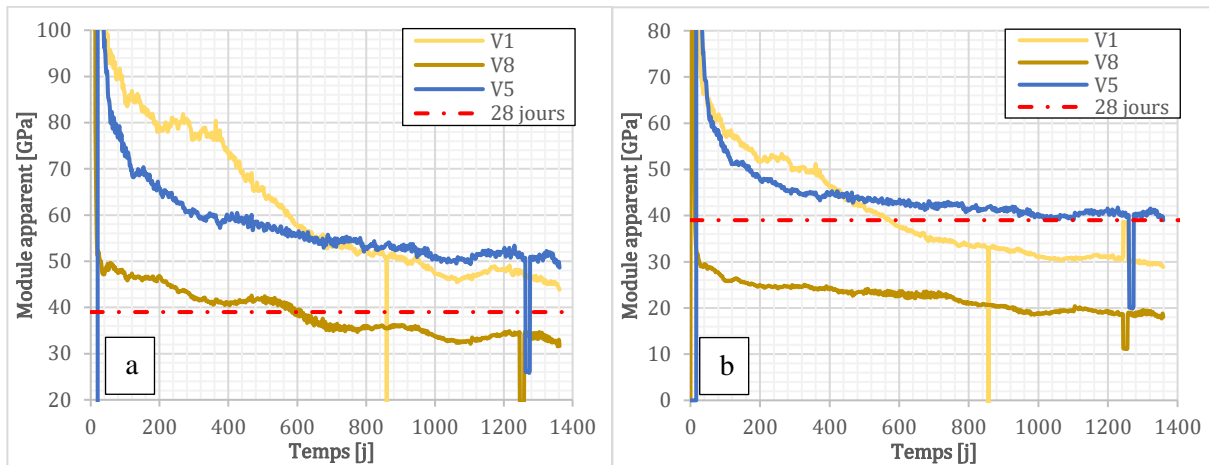


Figure III.43 : Evolution du module apparent au cours du temps à partir des mesures de capteurs de GRD4 brutes (a) et corrigées par la position de l'axe neutre (b)

Tout d'abord, on remarque que les oscillations résiduelles qui pouvaient persister sur le module apparent sont gommées et que les courbes sont globalement plus lisses. De plus la valeur du module a baissé de manière conséquente, ce qui est logique étant donné que les contraintes sont largement surestimées sans correction.

La diminution du module apparent au cours du temps est de l'ordre de 20 à 50% et passe, pour deux des courbes, sous la barre des 39 GPa qui représente le module élastique moyen des voussoirs à 28 jours. Cela tend à montrer qu'une déformation différée agit bien dans le revêtement et fait baisser le module apparent. Cet effet permet d'estimer une diminution de la contrainte dans le revêtement de l'ordre de 20 à 50% par rapport au cas où un module élastique constant serait considéré.

## 5.2. Dans le tunnel de Chamoise

Il est possible de déterminer l'amplitude de l'effet différé dans le tunnel de Chamoise au travers des essais au vérin plat, du module élastique du béton ainsi que des capteurs de déformation. En reprenant les données des capteurs de déformation (Figure III.40) et en multipliant ces valeurs par le module moyen on trouve une contrainte en voûte de 10,9 MPa ce qui est plus élevé de l'ordre de 16% par rapport à la contrainte moyenne mesurée au vérin plat dans la section. De la même manière, la contrainte à droite serait de 15,6 MPa soit 52% de plus que la contrainte mesurée au vérin plat (par rapport à la contrainte moyenne) et de 17,9 MPa à gauche soit 114% de plus que la mesure au vérin plat. Les données pour les deux sections sont regroupées dans le tableau 14, les déformations calculées correspondent à la moyenne des trois capteurs de déformation à l'*intradados*, au milieu et à l'*extrados* du revêtement à une position donnée. Cela permet d'évaluer la déformation moyenne sur l'épaisseur du revêtement, c'est pourquoi ces données ne sont pas nécessairement cohérentes avec les courbes de la Figure III.40.

		Module	Déformation <i>intradós</i> [μdef]	Contrainte = Déf*module [MPa]	Contrainte = Mesure au vérin plat [MPa]
<b>PM 1605</b>	Pied-droit droit	Min	399	14,1	10,3
		Moy		15,6	
		Max		18,1	
	Voute	Moy	278	10,9	-
	Pied-droit gauche	Min	458	16,1	8,4
		Moy		17,9	
Max		20,8			
<b>PM 1501</b>	Pied-droit droit	Min	374	12,2	14,8
		Moy		14,5	
		Max		16,7	
	Voute	Moy	212	8,2	-
	Pied-droit gauche	Min	325	10,6	7,5
		Moy		12,6	
Max		14,5			

**Tableau 14 : Résultat des essais au vérin plat en comparaison aux déformations pour le tunnel de Chamoise**

Les différences entre les données des mesures au vérin plat et l'évaluation de la contrainte par les mesures de déformation peuvent être induites par des erreurs de mesures dues au fait que les essais au vérin plat ne sont pas réalisés directement au droit des capteurs, même si ils en sont proches. Les mesures par corde vibrante sont relativement fiables dans le temps et leur évolution semble cohérente avec le reste des mesures.

Cette différence peut aussi s'expliquer par des effets différés dans le béton qui augmentent la déformation au cours du temps. De plus, le module apparent (ou module sécant) qui est le rapport entre la contrainte et la déformation n'est pas constant au cours du temps. En effet si une déformation différée  $\varepsilon_{diff}$  évolue au cours du temps dans le béton, la déformation totale  $\varepsilon_T$  est la somme de cette déformation différée et de la déformation élastique.

$$\varepsilon_T = \varepsilon_e + \varepsilon_{diff}$$

Or le capteur de déformation mesure directement la déformation totale, et en évaluant la contrainte à partir de la déformation totale, comprenant la déformation différée, cela entraîne une erreur d'évaluation de la contrainte.

$$\sigma_{eval} = \frac{\varepsilon_T}{E} = \frac{\varepsilon_e + \varepsilon_{diff}}{E}$$

Ainsi, on observe une diminution de ce module apparent de 10 à 50% si on considère les déformations en voûte ou au niveau des reins. Il est à noter que la différence entre le module sécant à  $t = 0$  et le module tangentiel est nulle car, dans la gamme de contrainte considérée (inférieure à 20 MPa), la relation contrainte-déformation lors des essais de compression simple sur les éprouvettes de béton montre un comportement linéaire.

Les effets différés dans le béton ont donc un effet non négligeable sur la valeur de la contrainte dans le revêtement. Cela entraîne une diminution de la contrainte et donc également du module apparent. Ces effets doivent être considérés et tendent à montrer un effet compris entre 20 et 50% de réduction sur la contrainte ortho radiale. Les modélisations analytiques du Chapitre IV permettront de montrer que le fluage a bien un effet non négligeable mais aussi que d'autres phénomènes interviennent certainement dans cet écart entre la contrainte réelle et celle estimée à partir des mesures de déformations.

## 6. Conclusion

Ce chapitre a permis de présenter l'ensemble des données expérimentales sur les galeries à disposition. Cela nous a permis d'établir deux principales conclusions issues des observations sur les données des galeries. Premièrement, en traitant de manière plus précise les données des cellules de pression totale de GRD4, la vitesse de chargement présente un comportement linéaire avec une pente d'environ 1,1 que ce soit à l'*intrados* ou à l'*extrados* du revêtement. En concaténant l'ensemble des données, la disparité des points est relativement restreinte. Deuxièmement, l'effet différé du béton dans les revêtements de tunnels tend à diminuer la contrainte de l'ordre de 20 à 50% comparativement à la contrainte calculée à partir du module élastique et des déformations. Ces conclusions ont été déterminées à partir des données de la galerie GRD4 du laboratoire de Bure sur une durée de 4 ans, ainsi que du tunnel de Chamoise sur une période de 22 ans.

Afin d'analyser plus précisément ces données sur ouvrages et afin de comprendre les mécanismes mis en jeu lors de l'évolution de la contrainte de revêtement dans le temps, nous étudierons une galerie au travers d'une méthode simple, basée sur la méthode convergence-confinement, en intégrant un modèle de Singh-Mitchell (Chapitre IV) dont les paramètres ont été déterminés à la partie 3.1.

Les données recueillies ont également permis de déterminer l'ensemble des paramètres du modèle L&K, dont le jeu de paramètre historique datant de la thèse de Kleine (2007) n'avait jamais été réactualisé avec les nouvelles données disponibles à ce jour extraites d'Armand et al. (2017). Les paramètres de ce modèle permettront d'étudier les phénomènes observés sur ouvrage dans des calculs numériques plus avancés sous FLAC en utilisant le modèle L&K sur deux cas de référence présentés dans le Chapitre V. Il est cependant nécessaire de rappeler que l'ensemble des paramètres des deux modèles (Singh-Mitchelle et L&K) ont été déterminés à partir d'essais de fluage et de relaxation menés sur une durée de 3 mois, bien inférieure aux échelles de temps qui seront considérées par la suite (environ 3 ans).

# Chapitre IV : Méthode semi-analytique basée sur la méthode convergence-confinement

## **Résumé du Chapitre :**

---

*Ce chapitre traite de l'étude des phénomènes physiques pouvant influencer sur l'évolution de la contrainte de revêtement de galerie au travers d'une méthode analytique/semi-analytique. Cette méthode basée sur le principe de convergence-confinement permet l'étude de phénomènes complexes au travers d'un outil simple et rapide d'utilisation. Il permet une première évaluation de l'effet de ces différents phénomènes, qui sont : l'effet de l'EDZ dans un milieu élastique, la plasticité parfaite du terrain, le caractère visqueux du terrain, la rigidité du revêtement, le fluage et le retrait du béton. Dans la dernière partie du chapitre, cette méthode sera appliquée à deux exemples de galerie ce qui permettra de comparer les résultats avec les données expérimentales disponibles dans le Chapitre III.*

## **Table des matières du Chapitre :**

---

1. INTRODUCTION .....	92
2. METHODE ANALYTIQUE AVEC PLASTICITE.....	92
2.1. Elasticité à deux modules .....	92
2.2. Plasticité avec le critère de Mohr-Coulomb.....	96
2.3. Plasticité avec un critère de Hoek-Brown.....	100
2.4. La plasticité dans la courbe de déconfinement.....	101
3. LE COMPORTEMENT A LONG TERME DU TERRAIN.....	103
3.1. Le modèle de Burger .....	103
3.2. Le modèle de Singh-Mitchell.....	105
4. PRISE EN COMPTE DU COMPORTEMENT DU BETON .....	109
4.1. Prise en compte de la rigidité du revêtement .....	109
4.2. Le fluage du béton.....	116
4.3. Prise en compte du retrait.....	117
5. APPLICATION DE LA METHODE .....	119
5.1. Cas de la galerie GRD4 .....	119
5.2. Cas du tunnel de Chamoise .....	120
6. CONCLUSION .....	122

---



## 1. Introduction

Ce chapitre traitera de l'étude des phénomènes pouvant influencer sur la contrainte dans les revêtements de galeries souterraines au travers d'une méthode semi-analytique basée sur la méthode convergence-confinement introduite par Panet et Guellec (1974). L'approche analytique de cette méthode permet une analyse rapide de phénomènes simples en 1D (Section de tunnel circulaire). De plus, une approche analytique permet une intégration aisée de ces méthodes dans un logiciel de type tableur Excel. Cela permettra également de réaliser des calculs de manière rapide et de mener des analyses multiparamétriques aisément. Cette méthode analytique se base sur la méthode convergence-confinement dont une description plus détaillée pour le cas d'un terrain élastique a été développée au Chapitre 2. La méthode est dite semi-analytique car, pour certains phénomènes, il n'existe pas de solution mathématique unique au problème posé. Certains résultats du problème peuvent dépendre d'autres résultats et inversement, c'est pourquoi dans certains cas il a été nécessaire d'initialiser la valeur de certains résultats afin de converger vers une solution cohérente du problème global.

Les phénomènes étudiés dans ce chapitre sont en premier, la plasticité du terrain au travers de trois approches différentes, une élasticité à deux milieux représentant une EDZ (Excavation Damage Zone), une plasticité utilisant un critère de Mohr-Coulomb et enfin une plasticité combinée à un critère de Hoek-Brown. Dans un second temps nous introduirons le comportement à long terme du terrain dans la méthode convergence-confinement au travers de deux modèles de comportement. Nous étudierons leur effet sur l'évolution de la contrainte dans le revêtement pour le modèle de Burger puis le modèle de Singh Mitchell. Ensuite nous étudierons les différents phénomènes dans le béton qui peuvent influencer sur l'évolution de la contrainte dans le revêtement (fluage, retrait, rigidité). Enfin nous appliquerons cette méthode aux cas de la galerie GRD4 et du tunnel de Chamoise et réaliserons une étude de sensibilité aux paramètres de la modélisation afin de déterminer les paramètres susceptibles d'influer sur la valeur de la pente de la vitesse de chargement en fonction du temps.

## 2. Méthode analytique avec plasticité

### 2.1. Elasticité à deux modules

Une première approche pour prendre en compte la plasticité dans la méthode convergence-confinement consiste à introduire un second milieu élastique avec un module dégradé afin de modéliser une zone endommagée autour de la zone d'excavation (EDZ). Pour cela on recherche une solution analytique de la convergence de la galerie pour deux milieux élastiques homogènes : le premier étant le massif rocheux intact et le deuxième une EDZ (Excavation damage zone) ayant des propriétés dégradées.

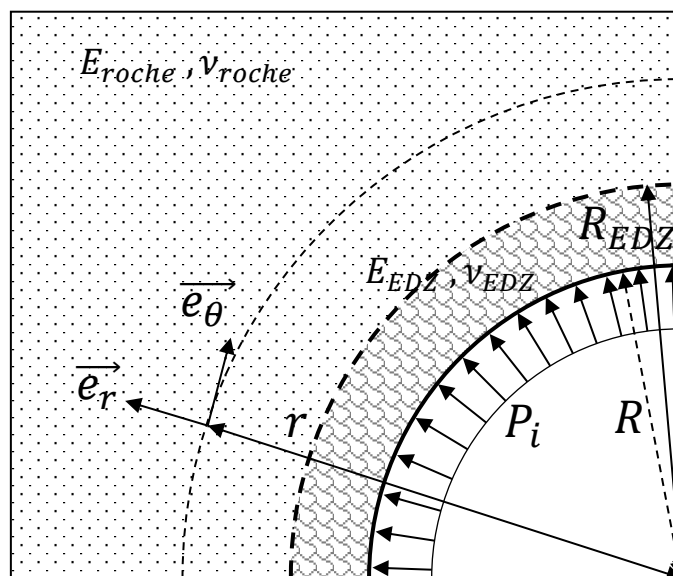


Figure IV.1 : Schéma de la galerie dans le cas de deux milieux élastiques

La contrainte radiale à l'interface entre les deux milieux sera introduite et sera nommée  $\sigma_{rr\ EDZ} = \sigma_{rr}(R_{EDZ})$ . La forme de la solution du champ de contrainte est similaire à la solution en élastique avec un seul milieu homogène car cette solution provient de l'équation d'admissibilité statique du tenseur de contrainte  $\underline{\underline{\sigma}}$  dans un repère polaire:

$$\begin{aligned}\sigma_{rr}(r) &= A - \frac{B}{r^2} \\ \sigma_{\theta\theta}(r) &= A + \frac{B}{r^2}\end{aligned}$$

La valeur des constantes A et B seront déterminées à l'aide des conditions limites en contrainte.

### 2.1.1. Solution dans la zone de roche saine

Dans la zone de la roche intacte, le rayon  $r \geq R_{EDZ}$  et les conditions aux limites sont :

$$\sigma_{rr}(R_{EDZ}) = \sigma_{rr\ EDZ} \text{ et } \sigma_{\theta\theta}(+\infty) = P_{\infty}$$

En injectant ces conditions dans l'expression du champ de contrainte, on détermine la valeur des constante A et B. L'expression des contraintes radiale et ortho-radiale deviennent alors :

$$\begin{aligned}\sigma_{rr}(r) &= P_{\infty} - (P_{\infty} - \sigma_{rr\ EDZ}) \frac{R_{EDZ}^2}{r^2} \\ \sigma_{\theta\theta}(r) &= P_{\infty} + (P_{\infty} - \sigma_{rr\ EDZ}) \frac{R_{EDZ}^2}{r^2}\end{aligned}$$

Ainsi cette solution est similaire à la solution d'une galerie en milieu élastique de rayon  $R = R_{EDZ}$  et de pression interne  $P_i = \sigma_{rr\ EDZ}$ .

### 2.1.2. Solution dans l'EDZ

Dans la partie endommagée le rayon  $R \leq r \leq R_{EDZ}$  et les conditions aux limites sont :

$$\sigma_{rr}(R) = P_i \text{ et } \sigma_{rr}(R_{EDZ}) = \sigma_{rr\ EDZ}$$

Ainsi en posant  $\alpha_{EDZ} = \frac{R_{EDZ}^2}{R_{EDZ}^2 - R^2}$  on obtient :

$$\begin{aligned}\sigma_{rr,EDZ}(r) &= P_i + \alpha_{EDZ}(\sigma_{rr\ EDZ} - P_i) \left(1 - \left(\frac{R}{r}\right)^2\right) \\ \sigma_{\theta\theta,EDZ}(r) &= P_i + \alpha_{EDZ}(\sigma_{rr\ EDZ} - P_i) \left(1 + \left(\frac{R}{r}\right)^2\right)\end{aligned}$$

On recherche ensuite l'expression de la déformation ortho-radiale  $\varepsilon_{\theta\theta} = \frac{u_r}{r}$  en utilisant l'expression de la loi de Hooke :

$$E\varepsilon_{\theta\theta} = (1 + \nu)(\sigma_{\theta\theta} - P_{\infty}) - \nu(\sigma_{rr} + \sigma_{\theta\theta} - 2P_{\infty})$$

Pour  $r < R_{EDZ}$  l'expression devient alors :

$$\begin{aligned}\varepsilon_{\theta\theta}(r) &= \frac{1 + \nu_{EDZ}}{E_{EDZ}} \left( P_i - P_{\infty} + \alpha_{EDZ}(\sigma_{rr\ EDZ} - P_i) \left(1 + \left(\frac{R}{r}\right)^2\right) \right) \\ &\quad - \frac{2\nu_{EDZ}}{E_{EDZ}} (P_i - P_{\infty} + \alpha_{EDZ}(\sigma_{rr\ EDZ} - P_i))\end{aligned}$$

La solution de la courbe de convergence du terrain est déterminée à partir de  $\varepsilon_{\theta\theta}(R) = \frac{u_R(R)}{R}$  :

$$\varepsilon_{\theta\theta}(R) = \frac{1 - \nu_{EDZ}}{E_{EDZ}} (P_i - P_\infty) + \frac{2}{E_{EDZ}} \alpha_{EDZ} (\sigma_{rr\ EDZ} - P_i)$$

La déformation ortho-radiale et donc le déplacement radial sont donc proportionnels à la pression de confinement  $P_i$  ce qui est normal dans un cas élastique. La continuité du déplacement radial en  $r = R_{EDZ}$  devra être assurée par l'égalité de la déformation ortho-radiale  $\varepsilon_{\theta\theta}(R_{EDZ}^+) = \varepsilon_{\theta\theta}(R_{EDZ}^-)$  car  $u(R_{EDZ}^+) = \frac{\varepsilon_{\theta\theta}(R_{EDZ}^+) R_{EDZ}^+}{R_{EDZ}^+}$ . Cela permettra de déterminer la dernière inconnue du problème à savoir l'expression de la pression à l'interface entre la zone saine et la zone endommagée  $\sigma_{rr\ EDZ}$ .

Ainsi en posant  $\beta_R = \frac{R^2}{R_{EDZ}^2}$  on obtient une expression de la pression à l'interface  $\sigma_{rr\ EDZ}$  :

$$\sigma_{rr\ EDZ} = \frac{[E_{EDZ}(1 + \nu_{roche}) + E_{roche}(1 - \nu_{EDZ})]P_\infty - E_{roche}[1 + \nu_{EDZ}(2\alpha_{EDZ} - 1) - \alpha_{EDZ}(1 + \beta_R)(1 + \nu_{EDZ})]P_i}{E_{roche}\alpha_{EDZ}[(1 + \beta_R)(1 + \nu_{EDZ}) - 2\nu_{EDZ}] + (1 + \nu_{roche})E_{EDZ}}$$

Ainsi la pression à l'interface entre la roche saine et l'EDZ est directement proportionnelle à la pression de confinement  $P_i(x)$ , ce qui paraît logique dans un milieu élastique. Cette formule est valable uniquement dans le cas où  $R_{EDZ} > R$ .

### 2.1.3. Application au cas de Bure

L'ensemble des données relatives au terrain seront similaires au cas élastique homogène précédemment déterminés pour la zone de roche intacte et les données du Tableau 15 seront considérées pour la simulation de la méthode convergence-confinement en prenant en compte une zone endommagée.

Paramètres du terrain sain		Paramètres géométriques		Paramètres EDZ		Paramètres revêtement	
$E_{roche}$	5 GPa	$R$	5 m	$E_{EDZ}$	0,5 GPa	$E_b$	32,5 GPa
$\nu_{roche}$	0,12	$X_0$	2 m	$\nu_{EDZ}$	0,12	$\nu_{EDZ}$	0,3
$P$	12,7 MPa			$R_{EDZ}$	7 m	Epaisseur $e$	40 cm

Tableau 15 : Paramètres utilisés pour la résolution de la méthode convergence-confinement

Le module élastique de la zone endommagée sera supposé égal à 10% de la valeur de la roche saine de manière arbitraire. Le coefficient de Poisson sera quant à lui inchangé entre la zone saine et la zone endommagée. Ainsi en appliquant les paramètres de l'argilite de Bure, les résultats sont reportés sur la Figure IV.2.

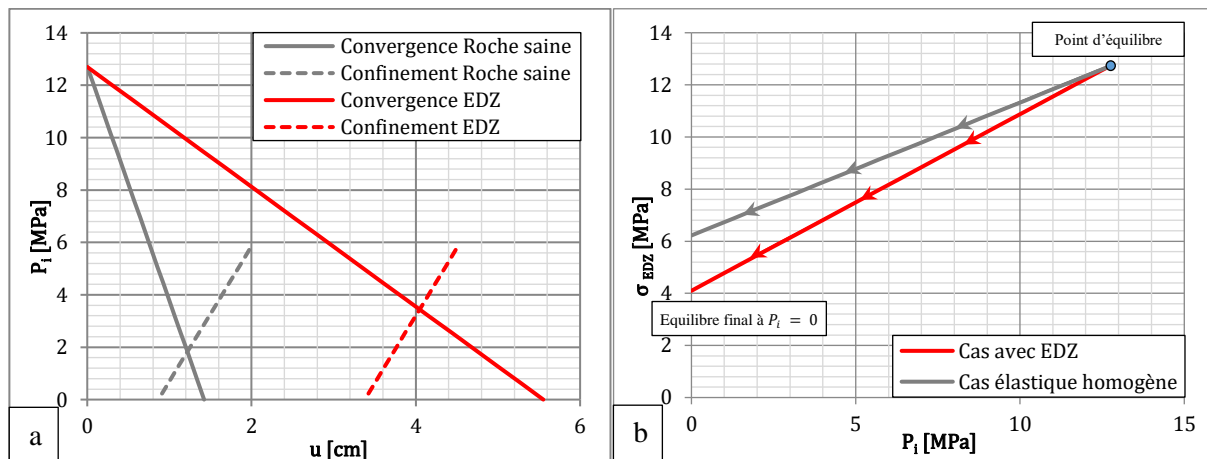


Figure IV.2 : Résultats de la méthode convergence-confinement pour deux milieux élastiques avec prise en compte de l'EDZ ou sans (a) et évolution de la contrainte en  $R_{EDZ}$  dans les deux milieux (b)

La convergence initiale  $u_0$ , correspondant à la convergence du terrain au moment de la pause du revêtement, diffère entre le cas élastique homogène et avec EDZ. Il sera donc nécessaire de calculer  $u_0$  pour le cas EDZ en considérant la courbe de convergence appropriée et la pression de confinement au moment de la pose  $P_{i0}$ . Il est à noter que la valeur de  $P_{i0}$  est identique dans les deux cas car cette dernière ne dépend que de la distance au front et de la courbe de déconfinement élastique. Le point d'équilibre, représenté par l'intersection de la courbe de convergence et de la courbe de confinement est modifié par rapport au milieu homogène. La convergence finale est plus importante, ainsi que la contrainte appliquée sur le revêtement dans le cas de l'EDZ. Le fait de considérer une zone endommagée avec des propriétés dégradées revient à diminuer fictivement le module de la roche. Dans cette configuration, tout se passe comme si le module élastique de la roche avait été de 1,28 GPa soit une réduction du module de 74% de sa valeur initiale. Il est possible de déterminer analytiquement la valeur du module  $E_{eq\ h}$  équivalent à un cas isotrope élastique à partir de la valeur de la convergence à  $P_i = 0$  soit  $u_{EDZ\ f}$ . Dans le cas isotrope, la convergence est donnée par :

$$u(R) = \frac{1 + \nu_{roche}}{E_{roche}} (P_{\infty} - P_i)R$$

Donc en prenant  $P_i = 0$  et en considérant la convergence du cas avec EDZ, on obtient :

$$E_{eq\ h} = \frac{1 + \nu_{roche}}{u_{EDZ\ f}} P_{\infty} R$$

Il faut cependant préciser que cette formule n'est valable que dans le cas où le coefficient de Poisson de l'EDZ est égal à celui de la roche saine. Dans le cas contraire, il sera nécessaire de l'adapter.

Nous avons ensuite réalisé une étude de sensibilité des courbes de convergence-confinement à la valeur du rayon de l'EDZ  $R_{EDZ}$ . Les résultats sont présentés sur la Figure IV.3.

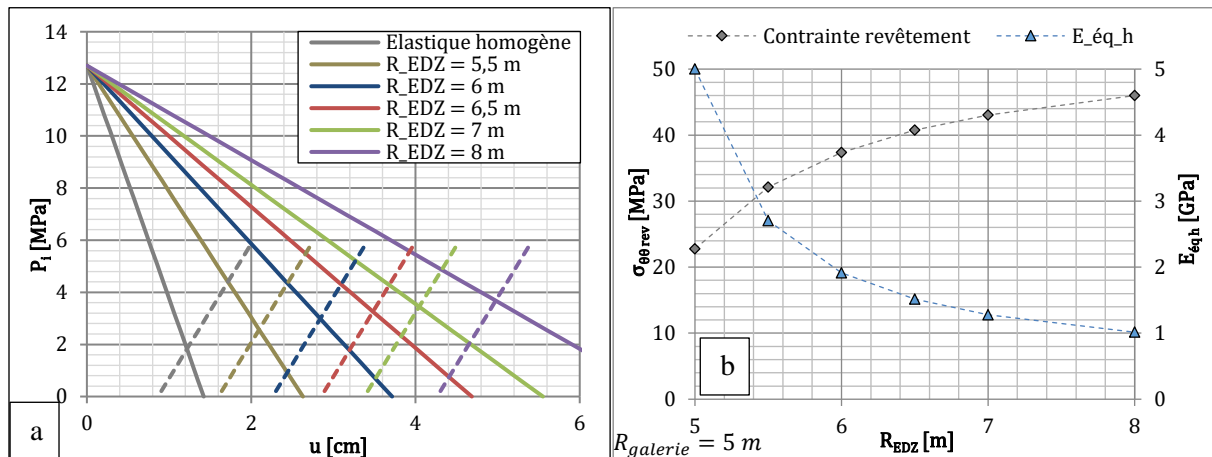


Figure IV.3 : Evolution des courbes de convergence-confinement pour différentes valeurs de  $R_{EDZ}$  (a) et évolution de la contrainte dans le revêtement et du module équivalent homogène en fonction de  $R_{EDZ}$  (b)

La convergence de la galerie augmente avec le rayon de l'EDZ, cette dernière ayant un module inférieur à la roche saine, pour un même niveau de contrainte, la convergence sera plus importante. La convergence initiale, correspondant à la convergence au moment de la pose du revêtement sera elle aussi plus importante avec une augmentation du rayon de l'EDZ, tout comme la contrainte d'équilibre dans le revêtement de la galerie. Il est intéressant de noter que même avec un rayon d'EDZ de 5,5m soit une zone de 50cm autour de la galerie, la contrainte dans le revêtement est 41% plus importante que dans le cas élastique homogène. Le module équivalent diminue quant à lui de manière significative à mesure que le rayon de la zone endommagée augmente. La prise en compte d'une zone a donc une influence non négligeable sur la contrainte dans le revêtement mais il est cependant nécessaire de relativiser ces résultats. En effet, le rayon de la zone endommagée est imposé et il est pris en compte dès le début du

calcul de la convergence. En réalité l'EDZ se propage au cours de l'excavation de la galerie et n'est pas présent au début du calcul, donc l'effet de la zone endommagée est surestimé avec cette méthode. Le comportement de l'EDZ sera étudié de manière plus approfondie dans le Chapitre V.

## 2.2. Plasticité avec le critère de Mohr-Coulomb

Dans cette partie nous introduirons la plasticité dans la méthode convergence-confinement. Le comportement du terrain sera supposé élasto-plastique parfait avec un critère de Mohr-Coulomb. Nous reprendrons les mêmes hypothèses que dans les cas précédents mais en considérant une zone plastique. La configuration du problème est présentée sur la Figure IV.4 et permet d'illustrer la zone élastique représentée par la zone en points et la zone plastique autour de la galerie hachurée sur le schéma.

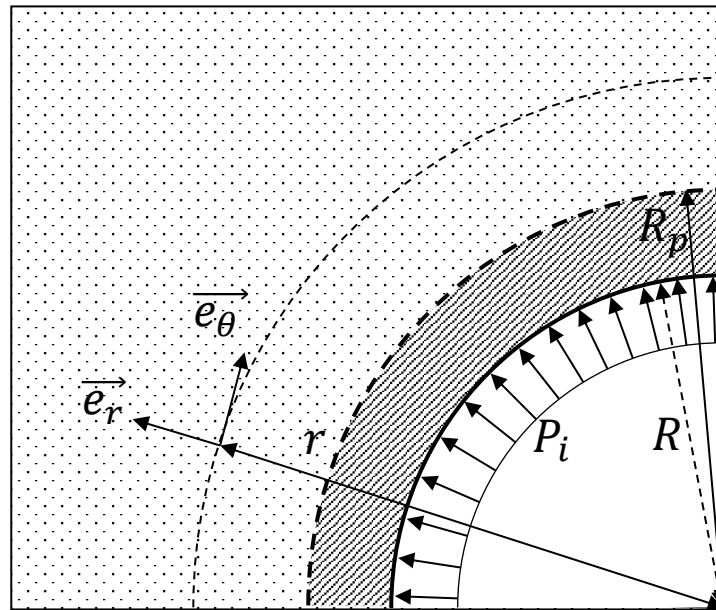


Figure IV.4 : Schéma de la galerie dans le cas plastique

Le critère de plasticité utilisé est un critère de Mohr-Coulomb, dans notre cas il est défini par :

$$f(\underline{\sigma}) = \sigma_{\theta\theta} - N_{\varphi}\sigma_{rr} - 2c\sqrt{N_{\varphi}}$$

Avec :

$$N_{\varphi} = \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi}$$

On recherche la pression limite élastique notée  $P_{\acute{e}l}$ , correspondant à la pression de confinement à partir de laquelle le terrain entre en plasticité. On se place en  $r = R$  et le critère de plasticité  $f(\underline{\sigma}) < 0$  pour rester dans le domaine élastique. Si l'on remplace  $\sigma_{rr}$  et  $\sigma_{\theta\theta}$  par leurs expressions précédemment trouvées :

$$P_i > P_{\acute{e}l} = \frac{2(P_{\infty} - c\sqrt{N_{\varphi}})}{1 + N_{\varphi}}$$

Pour rester dans le domaine élastique  $P_i > P_{\acute{e}l}$  lorsque  $P_i$  diminue, le terrain se dégrade et entre en plasticité pour des valeurs de  $P_i$  inférieures à  $P_{\acute{e}l}$ . De plus  $P_{\acute{e}l}$  correspond à la contrainte radiale à l'interface entre la zone élastique et la zone plastique  $\sigma_{rr}(R_p) = P_{\acute{e}l}$ . Cela reste vrai à tout instant du problème, à condition que  $R_p > R$ .

### 2.2.1. Solution dans la zone élastique

La solution dans la zone élastique est similaire à la solution d'un problème élastique dont la solution avait été déterminée dans le chapitre précédent à ceci près que le rayon de la galerie sera remplacé par  $R = R_p$  et la pression de confinement  $P_i = P_{\acute{e}l}$ . Dans la zone élastique le rayon vérifie  $r \geq R_p$  :

$$\begin{cases} \sigma_{rr}(r) = P_{\infty} - (P_{\infty} - P_{\acute{e}l}) \frac{R_p^2}{r^2} \\ \sigma_{\theta\theta}(r) = P_{\infty} + (P_{\infty} - P_{\acute{e}l}) \frac{R_p^2}{r^2} \end{cases}$$

### 2.2.2. Solution dans la zone Plastique

Dans la zone plastique le rayon vérifie  $R \leq r \leq R_p$  et la plasticité n'apparaît que lorsque la pression de confinement est inférieure à la pression élastique, il sera donc supposé que  $P_i < P_{\acute{e}l}$ .

On recherche la solution du champ de contrainte. Lors de la phase plastique du matériau la surface de charge plastique  $f(\underline{\sigma})$  vérifie  $f(\underline{\sigma}) = 0$  soit :

$$\sigma_{\theta\theta}(r) = N_{\varphi} \sigma_{rr}(r) + 2c \sqrt{N_{\varphi}}$$

Or l'équation d'admissibilité statique de  $\underline{\sigma}$  reste toujours valable, donc :

$$\frac{\partial \sigma_{rr}}{\partial r} + \frac{1}{r} (\sigma_{rr} - \sigma_{\theta\theta}) = 0$$

$\sigma_{\theta\theta}$  est remplacé par son expression sur la surface de charge plastique dans la relation d'équilibre, ce qui donne une équation différentielle sur  $\sigma_{rr}$  :

$$\frac{\partial \sigma_{rr}}{\partial r} + \frac{1}{r} \sigma_{rr} (1 - N_{\varphi}) = \frac{2c}{r} \sqrt{N_{\varphi}}$$

La solution de cette équation différentielle est donnée par la solution de l'équation homogène et d'une solution particulière  $\sigma_{rr P}(r)$  :

$$\sigma_{rr}(r) = A \cdot r^{N_{\varphi}-1} + \sigma_{rr P}(r)$$

On recherche une solution particulière de  $\sigma_{rr P}(r)$  sous la forme d'une constante, en réinjectant une fonction constante dans l'équation générale on trouve :

$$\sigma_{rr P}(r) = -\frac{2c \sqrt{N_{\varphi}}}{N_{\varphi} - 1}$$

Les conditions limites du champ de contrainte donnent,  $\sigma_{rr}(r = R) = P_i$ , ce qui permet de déterminer la valeur de la constante  $A$ , avec  $H = \frac{2c \sqrt{N_{\varphi}}}{N_{\varphi} - 1}$  :

$$\begin{cases} \sigma_{rr}(r) = (P_i + H) \left(\frac{r}{R}\right)^{N_{\varphi}-1} - H \\ \sigma_{\theta\theta}(r) = N_{\varphi} (P_i + H) \left(\frac{r}{R}\right)^{N_{\varphi}-1} - H \end{cases}$$

La continuité du champ de contrainte en  $r = R_p$  doit être assurée, on a donc :

$$\sigma_{rr}(r = R_p^+) = P_{\acute{e}l} \quad \text{et} \quad \sigma_{rr}(r = R_p^-) = (P_i + H) \left(\frac{R_p}{R}\right)^{N_{\varphi}-1} - H$$

Soit :

$$R_p = R \left[ \frac{P_{\acute{e}l} + H}{P_i + H} \right]^{\frac{1}{N_\phi - 1}}$$

Afin de calculer les déformations dans la zone plastique, les déformations plastiques sont supposées dériver d'un potentiel plastique  $\lambda$ , de la forme :

$$\dot{\varepsilon}_{rr}^p = \beta \dot{\lambda} \quad \text{et} \quad \dot{\varepsilon}_{\theta\theta}^p = -\dot{\lambda}$$

Avec  $\beta = \tan^2 \left( \frac{\psi}{2} + \frac{\pi}{4} \right)$  et  $\psi$  angle de dilatance

On a donc :

$$\dot{\varepsilon}_{rr}^p + \beta \dot{\varepsilon}_{\theta\theta}^p = 0$$

Les déformations totales sont la somme des déformations élastiques et plastiques tels que :

$$\varepsilon_{rr} = \varepsilon_{rr}^E + \varepsilon_{rr}^p$$

Il vient donc que  $\varepsilon_{rr} + \beta \varepsilon_{\theta\theta} = \varepsilon_{rr}^E + \beta \varepsilon_{\theta\theta}^E$

La loi de Hooke reliant les déformations aux contraintes est définie ainsi :

$$\underline{\underline{\varepsilon}} = \frac{1}{E} \left( (1 + \nu) \underline{\underline{\sigma}} - \nu Tr(\underline{\underline{\sigma}}) \underline{\underline{1}} \right)$$

$$E \varepsilon_{rr} = (1 + \nu)(\sigma_{rr} - P_\infty) - \nu(\sigma_{rr} + \sigma_{\theta\theta} - 2P_\infty)$$

$$E \varepsilon_{\theta\theta} = (1 + \nu)(\sigma_{\theta\theta} - P_\infty) - \nu(\sigma_{rr} + \sigma_{\theta\theta} - 2P_\infty)$$

En remplaçant les contraintes par leurs expressions déterminées précédemment, on obtient :

$$\varepsilon_{rr} + \beta \varepsilon_{\theta\theta} = \frac{1}{E} \left[ A_1 (P_i + H) \left( \frac{r}{R} \right)^{N_\phi - 1} - B_1 \right]$$

Avec :

$$A_1 = (1 + \nu)(1 + \beta N_\phi) - \nu(1 + \beta)(N_\phi + 1)$$

$$B_1 = (1 - \nu)(1 + \beta)(P_\infty + H)$$

On utilise la relation de compatibilité des déformations en coordonnées cylindrique donnée par :

$$\varepsilon_{rr} = r \frac{\partial \varepsilon_{\theta\theta}}{\partial r} + \varepsilon_{\theta\theta}$$

Cela donne une équation différentielle en  $\varepsilon_{\theta\theta}$  :

$$\frac{\partial \varepsilon_{\theta\theta}}{\partial r} + \frac{1 + \beta}{r} \varepsilon_{\theta\theta} = \frac{1}{rE} \left[ A_1 (P_i + H) \left( \frac{r}{R} \right)^{N_\phi - 1} - B_1 \right]$$

La solution de l'équation homogène est :

$$\varepsilon_{\theta\theta}^H(r) = \lambda e^{-(1+\beta)\ln(r)} = \frac{\lambda}{r^{1+\beta}}$$

La solution particulière sera déterminée en utilisant la méthode de la variation de la constante, on pose :

$$\overline{\varepsilon_{\theta\theta}}(r) = \frac{\lambda(r)}{r^{1+\beta}}$$

Cette solution est ensuite réinjectée dans l'équation différentielle, cela donne :

---

$$\lambda'(r) = \frac{A_1}{E} (P_i + H) R^{1-N_\varphi} r^{N_\varphi+\beta-1} - \frac{B_1}{E} r^\beta$$

$$\lambda(r) = \frac{A_1}{E} (P_i + H) R^{1-N_\varphi} \frac{r^{N_\varphi+\beta}}{N_\varphi + \beta} - \frac{B_1}{E} \frac{r^{1+\beta}}{1 + \beta}$$

$$\overline{\varepsilon_{\theta\theta}}(r) = \frac{A_1 (P_i + H)}{E (N_\varphi + \beta)} \left(\frac{r}{R}\right)^{N_\varphi-1} - \frac{B_1}{E(1 + \beta)}$$

$$\varepsilon_{\theta\theta} = \frac{\lambda}{r^{1+\beta}} + \frac{A_1 (P_i + H)}{E (N_\varphi + \beta)} \left(\frac{r}{R}\right)^{N_\varphi-1} - \frac{B_1}{E(1 + \beta)}$$

Avec la condition de continuité des déformations en  $r = R_p$  on obtient :

$$\varepsilon_{\theta\theta}(R_p^+) = \varepsilon_{\theta\theta}(R_p^-)$$

$$\frac{1 + \nu}{E} (P_\infty - P_{\acute{e}l}) \frac{R_p^2}{R_p^2} = \frac{\lambda}{R_p^{1+\beta}} + \frac{A_1 (P_i + H)}{E (N_\varphi + \beta)} \left(\frac{R_p}{R}\right)^{N_\varphi-1} - \frac{B_1}{E(1 + \beta)}$$

$$\lambda = R_p^{1+\beta} \left[ \frac{1 + \nu}{E} (P_\infty - P_{\acute{e}l}) - \frac{A_1 (P_i + H)}{E (N_\varphi + \beta)} \left(\frac{R_p}{R}\right)^{N_\varphi-1} + \frac{B_1}{E(1 + \beta)} \right]$$

### 2.2.3. Application à un cas pratique

L'ensemble des paramètres et les conditions de la modélisation sont similaires aux cas précédents. Les paramètres liés au comportement plastique du matériau sont présentés dans le Tableau 16. Ces paramètres ont été déterminés à partir des essais de laboratoire sur l'argilite de Bure sauf la cohésion qui a été choisi de manière arbitraire afin d'illustrer les résultats de manière plus explicite. La cohésion est ainsi volontairement deux fois plus faible que la valeur de cohésion du matériau de Bure.

Paramètres Plastiques	Valeur
$c$	3,4 MPa
$\varphi$	22,5°
$\psi$	10°

Tableau 16 : Caractéristiques plastiques du terrain

Où  $c$  est la cohésion et  $\varphi$  l'angle de frottement, paramètres de Mohr-Coulomb,  $\psi$  représente la dilatance. En appliquant la solution analytique, on trouve :

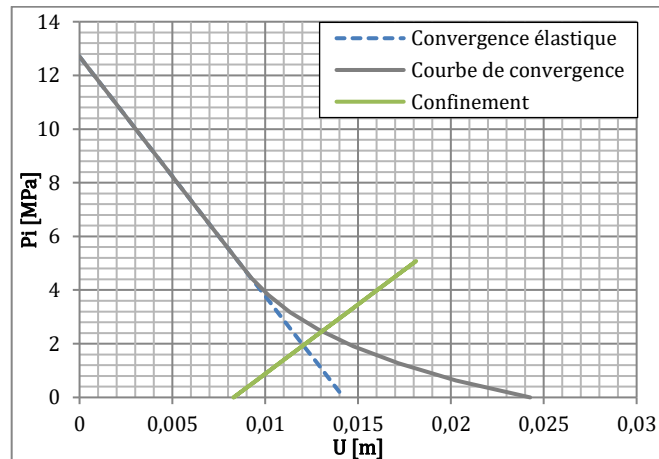


Figure IV.5 : Courbes de convergence et confinement dans le cas plastique



Dans le cas présenté sur la Figure IV.5, la plasticité du matériau apparaît après la pose du revêtement, la convergence initiale  $u_0$  sera donc identique au cas élastique. Le point d'équilibre se trouve à une valeur de convergence et de contrainte plus élevée par rapport au comportement élastique. La contrainte d'équilibre est de 30,8 MPa dans le cas plastique contre 22,8 MPa dans le cas élastique.

### 2.3. Plasticité avec un critère de Hoek-Brown

Un autre critère de plasticité peut également être intégré à la méthode convergence-confinement. Le critère de Hoek-Brown permet en effet de traduire de manière plus satisfaisante le comportement des roches en comparaison du critère de Mohr-Coulomb plus classiquement utilisé pour les sols. Brown (1983) utilise un critère de Hoek-Brown combiné à un comportement radoucissant linéaire suivi d'un comportement plastique parfait pour modéliser le comportement d'une galerie. Le modèle intègre une dilatation pendant la phase de radoucissement et la phase plastique. La méthode utilisée pour la résolution est de type calcul aux éléments finis 1D, l'auteur donne l'algorithme de résolution, mais ne présente pas de solution analytique (pas de solution unique pour un comportement radoucissant). Cela permet d'obtenir les courbes de convergence du terrain présentées à la Figure IV.6 et de les intégrer à la méthode convergence-confinement.

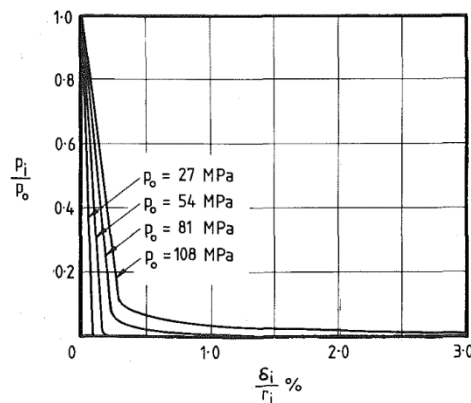


Figure IV.6 : Courbe de convergence du sol pour différents niveaux de contrainte initiale (Hoek 1983)

Alejano (2010) reprend un modèle de Hoek-Brown avec radoucissement et propose une caractérisation des roches en fonction du GSI (Geological Strength Indice). Il propose une méthode pour caractériser correctement les différents paramètres du modèle de Hoek-Brown et trace les courbes de convergence pour différents GSI.

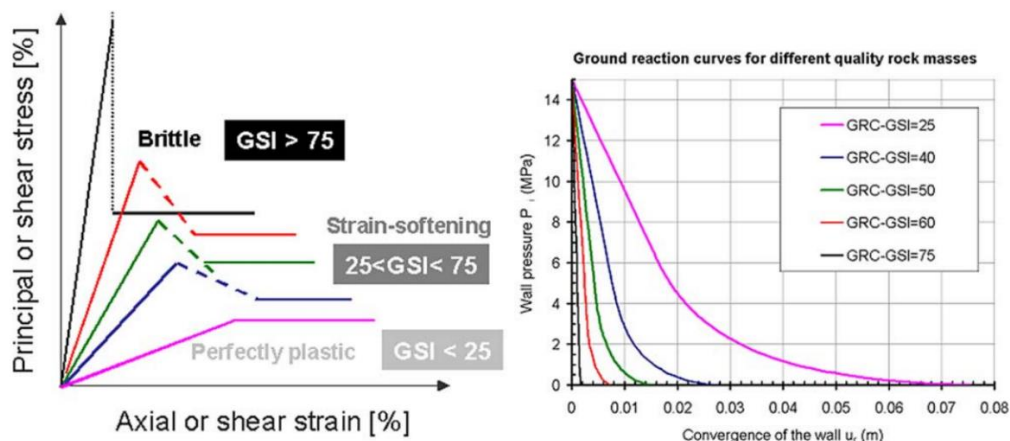


Figure IV.7 : Courbe de convergence pour différents GSI extrait d'Alejano (2010)

Il est à noter qu'il semble pertinent d'utiliser le comportement radoucissant pour des GSI compris entre 30 et 60. Au-dessous, un comportement plastique parfait semble plus adapté et au-dessus un

comportement fragile traduit mieux la réalité. Les terrains auxquels nous nous intéresserons sont des terrains présentant un comportement à long terme évoluant au cours du temps et donc généralement une certaine viscosité soit un GSI intermédiaire. Le critère de Hoek-Brown semble cependant plus adapté à traduire le comportement de la roche par rapport à un modèle de Mohr-Coulomb. Nous ne développerons pas plus l'aspect radoucissant du terrain mais le critère de Hoek-Brown sera utilisé comme critère de plasticité dans la partie 3 de ce chapitre.

## 2.4. La plasticité dans la courbe de déconfinement

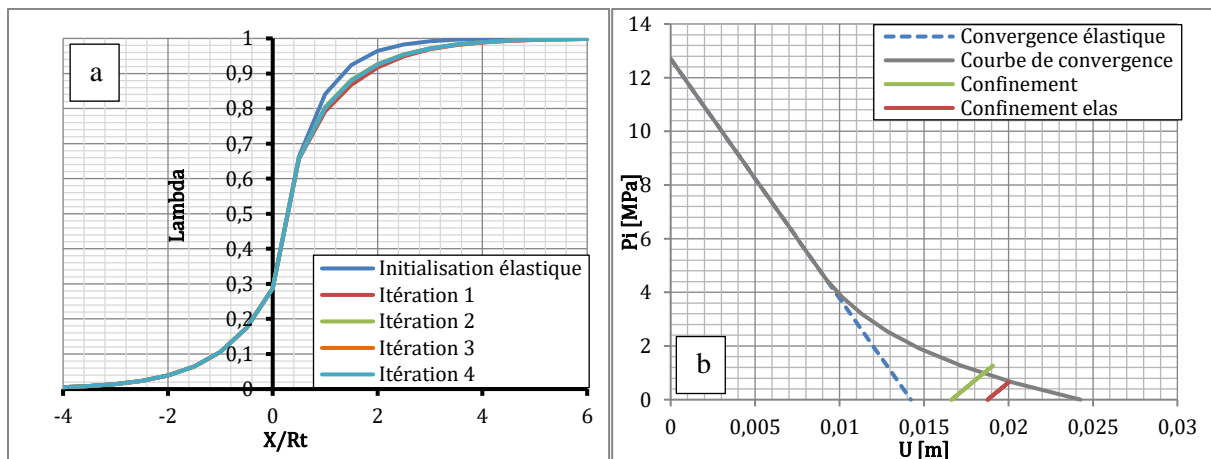
La courbe de déconfinement, utilisée pour traduire l'avancement du front de taille est déterminée à partir des déformations en parois. Or dans le cas d'un comportement plastique du terrain, ces déformations seront différentes d'un cas élastique. C'est pourquoi il apparaît judicieux d'intégrer l'effet de la plasticité non pas uniquement dans la courbe de convergence du terrain mais également dans la courbe de déconfinement. Cette courbe de déconfinement en milieu plastique pourra être déterminée à partir des travaux de Vlachopoulos et Diederichs (2009) qui donnent une expression du taux de déconfinement en fonction du rayon plastique :

$$\lambda_0 = \frac{1}{3} e^{-0.15 \frac{R}{R_p}}$$

$$\begin{cases} \lambda(x) = \lambda_0 e^{\frac{x}{R_p}} & \text{pour } x \leq 0 \\ \lambda(x) = 1 - (1 - \lambda_0) e^{-\frac{3x}{2R_p}} & \text{pour } x \geq 0 \end{cases}$$

Le taux de déconfinement va permettre de déterminer la valeur  $u_0$ , convergence du terrain au moment de la pose du revêtement.

Ainsi le taux de déconfinement va dépendre du rayon plastique. Afin de déterminer au mieux la courbe de déconfinement, cette dernière sera initialisée avec la courbe élastique, avec laquelle l'évolution du rayon plastique sera calculée en fonction de la distance au front. La courbe de déconfinement est ensuite calculée à partir de l'évolution du rayon plastique obtenue à l'itération précédente. On constate qu'au bout de 3 itérations l'écart entre deux itérations successives est négligeable, on prendra donc la dernière courbe obtenue au bout de la 4<sup>ème</sup> itération afin d'être certain que l'écart entre deux itérations soit négligeable.



**Figure IV.8 : Courbes du taux de déconfinement en fonction de la distance au front divisé par le rayon du tunnel aux différentes itérations (a) et courbe de convergence confinement dans le cas d'une courbe de convergence élastique ou plastique (b)**

Ainsi l'effet de la plasticité de la courbe de convergence n'est significatif, dans le cas de la Figure IV.8, que pour des valeurs de  $x/R$  comprises entre 1 et 3, soit pour des valeurs de  $x_0$  comprises entre 5 et 15 m. L'effet de la plasticité dans la courbe de déconfinement n'a un effet qu'à partir du moment où le

revêtement est placé après que la limite de plasticité du terrain ait été atteinte. Au-delà d'une certaine distance de pose la courbe de déconfinement tend vers une valeur de 1 dans les deux cas, l'effet devient alors de nouveau négligeable. La Figure IV.8b montre le résultat d'un calcul avec la méthode convergence confinement dans le cas d'une courbe de déconfinement élastique (en rouge) et avec une courbe plastique (en vert). Dans le cas présenté ici le revêtement a été posé à 8m du front, là où l'effet de la plasticité dans la courbe de déconfinement est maximal avec cette configuration. L'ensemble du reste des paramètres du modèle seront identiques au cas plastique. La valeur de  $u_0$  est réduite de 12% dans le cas plastique ce qui induit une contrainte plus élevée dans le revêtement de la galerie. En effet la contrainte dans le revêtement à l'équilibre est de 8,5 MPa dans le cas d'une courbe élastique et de 12,4 MPa dans le cas plastique soit une augmentation de 46% par rapport au cas élastique. Ce phénomène sera donc pris en compte pour la suite des calculs avec la méthode convergence confinement car la courbe de déconfinement a un effet non négligeable sur les résultats dans certaines configurations et elle est relativement simple à intégrer dans la méthode analytique.

### 3. Le comportement à long terme du terrain

Il sera nécessaire d'implanter un modèle de comportement permettant de traduire le caractère fluant du terrain car c'est précisément ce type de terrain que nous désirons étudier. Ce modèle sera ensuite implémenté dans la méthode convergence-confinement afin d'étudier son effet sur l'évolution de la contrainte dans le revêtement de la galerie. Nous avons étudié deux modèles différents : le modèle de Burger qui est un modèle phénoménologique couramment utilisé ainsi que le modèle de Singh-Mitchell. L'étude de ces deux modèles permettra de déterminer lequel semble le plus approprié à traduire le comportement à long terme d'une galerie.

#### 3.1. Le modèle de Burger

Le modèle de Burger semble, en première approche, un modèle approprié pour traduire le comportement fluant du terrain, il est largement utilisé et relativement simple à implanter dans la méthode convergence-confinement. La déformation axiale d'une éprouvette peut être décrite dans ce modèle à l'aide de l'équation suivante :

$$\varepsilon_1(\sigma, t) = \frac{1 + \nu}{E_2} \sigma + \frac{\sigma}{\eta_2} t + \frac{\sigma}{E_1} \left( 1 - e^{-\frac{E_1 t}{\eta_1}} \right)$$

Cette déformation axiale est la somme d'une déformation élastique instantanée et d'une déformation visqueuse (qui dépend de  $t$ ). Afin de simplifier le problème, nous supposons que la déformation visqueuse, étant directement proportionnelle à la contrainte, est intégrée dans une réduction de la valeur du module élastique. En effet, il est possible de calculer un module apparent  $E_{ap}(t)$  :

$$\frac{1}{E_{ap}(t)} = \frac{1}{E_2} + \frac{1}{\eta_2(1 + \nu)} t + \frac{1}{E_1(1 + \nu)} \left( 1 - e^{-\frac{E_1 t}{\eta_1}} \right)$$

Ainsi en multipliant l'inverse du module apparent par la contrainte et  $(1 + \nu)$ , on obtient bien la même déformation  $\varepsilon_1(\sigma, t)$ . Le reste des équations de la méthode convergence confinement sera identique au cas élastique homogène et la contrainte dans le revêtement sera l'intersection de la courbe de convergence à l'instant  $t$  avec la courbe de confinement. Reste à déterminer la valeur de  $u_0$ , la convergence du terrain au moment de la pose du revêtement. Cette dernière sera déterminée en première approche en calculant la convergence du terrain à l'instant de pose du revêtement  $t_0$  et à la pression de confinement au moment de la pose  $P_{i0}$ . Afin de caractériser de manière plus précise la convergence, il serait nécessaire d'utiliser une approche incrémentale pour calculer la convergence initiale, mais en première approche la méthode utilisée est suffisamment satisfaisante, elle aura cependant tendance à surestimer la convergence par rapport à l'autre approche.

La courbe de confinement du terrain sera calculée de manière classique comme dans les cas précédents en considérant un déplacement initial  $u_0$  comme convergence à  $P_i = 0$  et considérant la rigidité de l'anneau pour calculer la courbe de confinement  $u_{rev}(P_i)$ . L'évolution de la pression à l'interface entre le revêtement et le terrain sera déterminée en calculant le point d'intersection des courbes de convergence et de confinement au pas de temps considéré. Enfin l'évolution de la contrainte dans le revêtement sera calculée en concaténant les données des différentes valeurs de la pression de revêtement pour toutes les valeurs de  $t$  et en faisant l'approximation en tube mince avec la formule :  $\sigma_{rev} = \frac{P_{rev}R}{e}$  avec  $R$  rayon de la galerie et  $e$  l'épaisseur du revêtement.

La Figure IV.9 présente les résultats de la méthode convergence-confinement en intégrant le fluage du terrain avec un modèle de Burger. Les paramètres du modèle ont été déterminés à partir d'un essai de fluage sur une éprouvette d'argilite de Bure à  $q/q_{pic} = 50\%$  et 12MPa de confinement. Ces paramètres sont regroupés dans le Tableau 17. La vitesse d'excavation a été supposée de 2m/j et le revêtement a été placé 6 mois après l'excavation soit à une distance de 360m du front.

Paramètres modules		Paramètres de viscosité	
$E_1$ [GPa]	11,0	$\eta_1$ [GPa.j]	80,0
$E_2$ [GPa]	5,0	$\eta_2$ [GPa.j]	$1,43.10^3$

Tableau 17 : Paramètres du modèle de Burger pour l'argilite de Bure

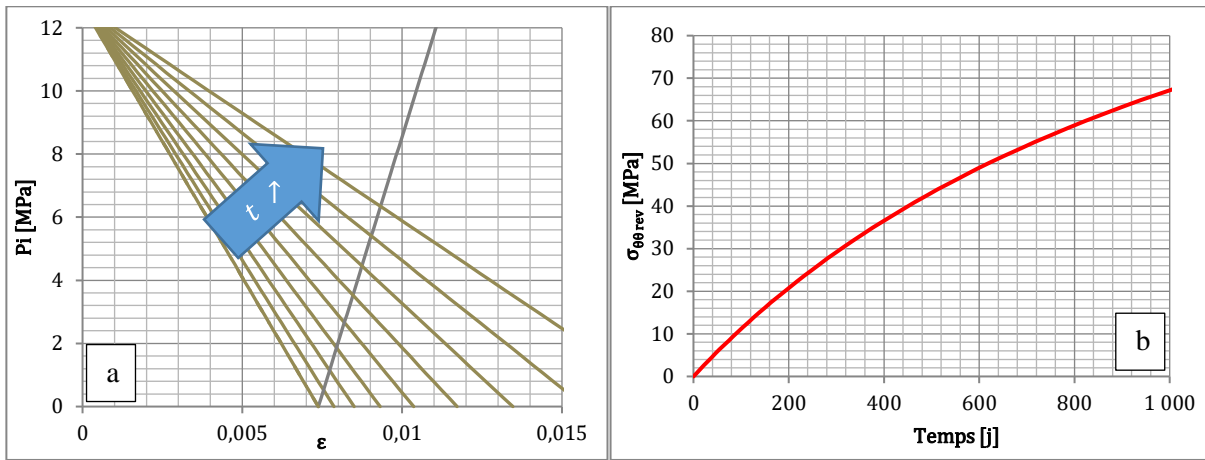


Figure IV.9 : Courbe de convergence à différentes valeurs de  $t$  et courbe de convergence (a) et courbe d'évolution de la contrainte de revêtement en fonction du temps (b)

Les courbes oranges de la Figure IV.9a représentent les courbes de convergences à différentes valeurs de  $t$ . La pente de la droite diminue en valeur absolue à mesure que  $t$  augmente, le module apparent du terrain devient plus faible car la déformation de fluage augmente avec le temps. La contrainte dans le revêtement de la galerie atteint des valeurs de l'ordre de  $70\text{MPa}$  ce qui est supérieur à la résistance caractéristique du béton qui est supposée de  $40\text{MPa}$  dans cet exemple. La contrainte semble donc relativement élevée et l'amortissement faible, la pente de la courbe après 1000 jours reste élevée. L'évolution de la vitesse de chargement, correspondant à la pente de la contrainte dans le revêtement, est tracée sur la Figure IV.10.

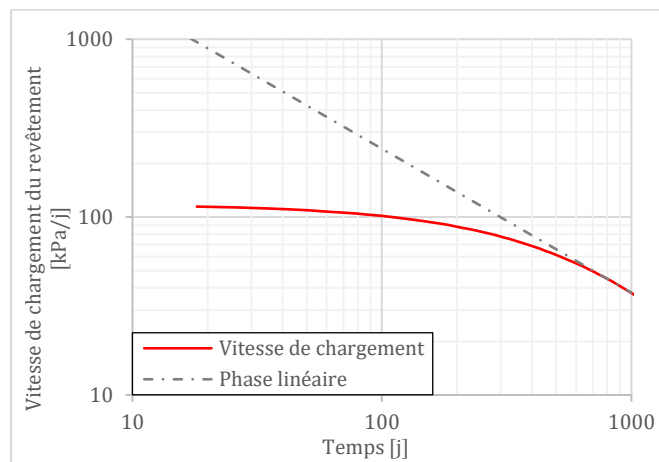


Figure IV.10 : Evolution de la vitesse de chargement dans le plan

La courbe d'évolution de la vitesse de chargement présente une forme satisfaisante au vu des observations sur ouvrage. Cependant la pente de la courbe, ici de 0,81 sur les 200 derniers jours, est inférieure à ce qui a pu être observé sur GRD4 (Chapitre III) qui présentait une pente voisine de 1,1. Cela a pour conséquence de minimiser l'amortissement et donc de surévaluer les contraintes à long terme.

Ce modèle ne semble donc pas satisfaisant pour traduire le comportement à long terme du terrain. En effet, la déformation de fluage est directement proportionnelle au chargement, ce qui ne semble pas être

le cas de l'argilite de Bure. Il est donc nécessaire de déterminer un modèle de comportement plus adapté à la description du comportement des roches fluantes.

### 3.2. Le modèle de Singh-Mitchell

Le modèle de Burger n'étant pas en adéquation avec les observations réalisées sur les galeries, il a été nécessaire de trouver un autre modèle afin de traduire le comportement fluant du terrain. Le modèle de Singh-Mitchell étant linéaire dans un plan  $\log(\dot{\varepsilon})/\log(t)$  il est apparu cohérent avec les mesures de convergence dans les différents ouvrages.

#### 3.2.1. Modèle de Singh Mitchell modifié

Singh et Mitchell (1968) proposent un modèle de fluage s'appuyant sur des données expérimentales d'essais de laboratoire, ainsi que de la littérature. Selon les auteurs, ce modèle paraît valide pour des échantillons d'argiles intactes ou remaniés, pour des teneurs en eau faibles ou importantes, pour des échantillons sous-consolidés ou sur-consolidés et enfin dans des conditions drainées ou non. Le modèle propose une expression du taux de déformation à un temps  $t$  et pour un chargement déviatorique  $q$  :

$$\dot{\varepsilon}_v = A \cdot e^{\alpha q} \left( \frac{t_1}{t} \right)^m$$

Où :

$A$  est le taux de déformation à  $t_1$  et  $q = 0$

$\alpha$  est la valeur de la pente de la portion linéaire de la courbe  $\ln(\dot{\varepsilon})$  vs  $q$  le déviateur pour un même temps donné.

$t_1$  est l'unité de temps

$m$  est la pente de la courbe  $\ln(\dot{\varepsilon})$  vs  $\ln(t)$

On peut écrire le taux de déformation sous la forme logarithmique, on obtient :

$$\ln(\dot{\varepsilon}) = \ln(A) + \alpha q - m \cdot \ln\left(\frac{t}{t_1}\right)$$

Singh et Mitchell proposent également une version normalisée de leur modèle :

$$\dot{\varepsilon}_v = A \cdot e^{\bar{\alpha} \bar{q}} \left( \frac{1}{t} \right)^m$$

Où  $\bar{q}$  est défini comme étant  $q/q_{pic}$  ou  $q/p$

Si on intègre ce modèle pour obtenir l'expression de la déformation on trouve :

$$\varepsilon_v = A \cdot e^{\bar{\alpha} \bar{q}} \frac{t^{1-m}}{1-m} + B$$

Où  $B$  est une constante qui dépend des conditions initiales.

Le modèle présente toutefois une anomalie. En effet on remarque que si  $\bar{q} = 0$  l'expression de la vitesse devient  $\dot{\varepsilon}_v = A \cdot \left( \frac{1}{t} \right)^m$  même si  $A$  a une valeur relativement faible, en intégrant on trouve :

$$\varepsilon_v = A \cdot \frac{t^{1-m}}{1-m} + B$$

On remarque ainsi que la déformation visqueuse augmente en fonction du temps ( $m < 1$ ). Cela est problématique car à déviateur nul, la déformation doit être nulle. On propose donc une nouvelle expression de la vitesse de déformation :

$$\dot{\varepsilon}_v = A. (e^{\alpha\bar{q}} - 1)t^{-m}$$

Dans cette expression, le taux de déformation est bien nul pour un déviateur nul ( $\bar{q} = 0$ ), et en intégrant, on retrouve bien une déformation nulle.

### 3.2.2. Hypothèses de base

La galerie est supposée circulaire et le champ de contrainte initial homogène et isotrope. L'hypothèse des contraintes planes sera considérée dans un plan perpendiculaire à l'axe de la galerie. Le terrain aura un comportement élastique couplé avec une déformation visqueuse basée sur un modèle de Singh-Mitchell. La pression de confinement sera déterminée à partir de la distance au front et de la courbe de déconfinement plastique. La déformation totale du terrain est :

$$\varepsilon = \varepsilon_e + \varepsilon_v$$

Où  $\varepsilon_e$  est la déformation élastique et  $\varepsilon_v$  la déformation visqueuse du terrain. La solution analytique de la déformation élastique du terrain est donnée par l'expression :

$$\varepsilon_e = \varepsilon_{\theta\theta}(r, P_i) = \frac{1 + \nu_t}{E_t} (P_\infty - P_i) \frac{r^2}{R^2}$$

$P_i$  représente la pression de confinement,  $P_\infty$  est la contrainte isotrope initiale,  $R$  le rayon de la galerie et  $E_t$  et  $\nu_t$  sont respectivement le module élastique et le coefficient de Poisson du terrain. La déformation visqueuse est déterminée en intégrant l'expression du taux de déformation visqueux par rapport au temps.

$$\varepsilon_v(t, \bar{q}) = A. (e^{\alpha\bar{q}} - 1) \frac{t^{1-m}}{1-m}$$

### 3.2.3. Le critère de résistance de pic de Hoek-Brown

Afin de déterminer une valeur de  $q_{pic}$ , il est nécessaire d'introduire un critère de plasticité. Le critère de Hoek-Brown semble le plus adapté pour un terrain rocheux, ce qui est notre cas. Un critère de Mohr-Coulomb a également été intégré à la méthode mais ce dernier donne des résultats moins satisfaisants, c'est pourquoi nous ne retiendrons que la méthode utilisant le critère de Hoek-Brown :

$$f(\sigma_1, \sigma_3) = \sigma_1 - \sigma_3 - \sigma_c \left( m_{HB} \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^a$$

La solution du champ de contrainte autour d'une galerie circulaire dans un terrain élastique est donné par :

$$\sigma_{rr}(r) = P_0 - (P_0 - P_i) \frac{r^2}{R^2}$$

$$\sigma_{\theta\theta}(r) = P_0 + (P_0 - P_i) \frac{r^2}{R^2}$$

Où  $\sigma_{rr}$  et  $\sigma_{\theta\theta}$  sont respectivement la contrainte radiale et la contrainte ortho-radiale. Le déviateur des contraintes peut ainsi être calculé comme la contrainte majeure moins la contrainte mineure :

$$q(R) = 2(P_0 - P_i)$$

En considérant la contrainte radiale comme la contrainte mineure et la contrainte ortho-radiale comme la contrainte majeure, le déviateur maximum peut être déterminé en  $r = R$  comme :

$$q_{max}(P_i) = \sigma_c \left( m_{HB} \frac{P_i}{\sigma_c} + s \right)^a$$

Dans cette expression, le déviateur maximum est supposé constant dans l'espace et égal à sa valeur proche de la paroi et ce même à une distance importante du tunnel. Cette approximation est nécessaire afin de simplifier l'intégration du modèle à la méthode convergence-confinement.

Le déviateur normalisé est ainsi donné par la formule suivante :

$$\bar{q}(P_i) = \frac{2(P_0 - P_i)}{q_{max}(P_i)}$$

### 3.2.4. Intégration du modèle dans la méthode convergence confinement

La première étape de la résolution consiste à déterminer la valeur de  $\varepsilon_0$  la déformation du terrain au moment de la pose du revêtement de la galerie. Cette dernière est déterminée de manière incrémentale, en faisant la somme des déformations élastiques et visqueuses sur chaque pas de temps.

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_0(P_{i0}, t_0) = \varepsilon_e(P_{i0}) + \sum_{j=1}^n \dot{\varepsilon}_v \left( P_i \left( \frac{t_{j-1} + t_j}{2} \right), \frac{t_{j-1} + t_j}{2} \right) \cdot (t_j - t_{j-1})$$

Où  $P_{i0}$  représente la pression de confinement  $P_i$  au moment de la pose du revêtement à  $t = t_0$ , et  $n$  représente le nombre de pas de temps utilisés pour calculer  $\varepsilon_0$ , la somme des  $n$  pas de temps est égale à  $t_0$ .

La courbe de convergence du terrain est obtenue en faisant varier la pression de confinement  $P_i$  et en traçant la courbe à différents pas de temps. La déformation du terrain est la somme de la déformation élastique  $\varepsilon_t^{el}$  et de la déformation visqueuse  $\varepsilon_t^{visc}$  leurs expression son respectivement :

$$\varepsilon_t^{el}(P_i, R) = \frac{1 + \nu_t}{E_t} (P_\infty - P_i)$$

$$\varepsilon_t^{visc} \left( t, \bar{q}(P_i, P_{int}(t)) \right) = A \cdot \left( e^{\bar{a} \cdot \bar{q}(P_i, P_{int}(t))} - 1 \right) \frac{t^{1-m}}{1-m}$$

Avec  $P_{int}(t)$  la pression de confinement d'équilibre au pas de temps considéré, et  $\bar{q}(P_i, P_{int}(t))$  le déviateur normalisé qui a pour expression :

$$\bar{q}(P_i, P_{int}(t)) = \frac{2(P_\infty - P_i)}{q_{max}(P_{int}(t))}$$

La déformation visqueuse dépendant de la pression de confinement au pas de temps considéré il sera nécessaire d'initialiser la valeur de  $q_{max}(P_{int}(t))$  avec une valeur  $q_{max0}$  déterminée de manière arbitraire, cela n'aura de toute façon aucune influence sur les résultats.

Le terrain s'étant déjà déformé avant la pose du revêtement, la déformation totale du terrain devra être corrigée avec la déformation initiale du terrain au moment de la pose :

$$\varepsilon_t(t, P_i) = \varepsilon_0 + \varepsilon_t^{el}(P_i) - \varepsilon_t^{el}(P_{i0}) + \varepsilon_t^{visc} \left( t, \bar{q}(P_i, P_{int}(t)) \right) - \varepsilon_t^{visc} \left( t_0, \bar{q}(P_i, P_{int}(t)) \right)$$

Une fois la courbe de convergence tracée à tous les pas de temps, la contrainte dans le revêtement est calculée à partir de la contrainte à l'interface entre le terrain et le revêtement qui est l'intersection entre les courbes de convergence et de confinement au pas de temps considéré.

### 3.2.5. Illustration des résultats de la méthode

Cette méthode est appliquée avec les mêmes paramètres de galerie que pour le modèle de Burger et les paramètres du matériau ont été déterminés au Chapitre III.



Les résultats liés à cette méthode seront présentés dans la partie 5 du présent chapitre au travers de deux exemples sur les cas du tunnel de Chamoise et de la galerie GRD4 du laboratoire de Bure.

## 4. Prise en compte du comportement du béton

Dans cette partie du chapitre nous chercherons à intégrer les différents phénomènes relatifs au comportement du béton dans la méthode convergence-confinement. Cela nous permettra d'établir une liste des phénomènes qui ont une influence non négligeable sur l'évolution de la contrainte dans le revêtement, à la fois sur la valeur finale ainsi que sur l'évolution de la vitesse de chargement dans le plan log.

### 4.1. Prise en compte de la rigidité du revêtement

L'une des principales hypothèses de la méthode convergence-confinement est que la courbe de convergence du terrain est indépendante des caractéristiques du revêtement. En effet, la rigidité de ce dernier n'est pas pris en compte dans le calcul de cette courbe. En réalité, surtout en présence de plasticité dans le terrain, la rigidité du revêtement peut avoir un effet sur la convergence du terrain (ou de l'ensemble du système) car cette convergence résulte de l'effet couplé du comportement du terrain, ainsi que celui du revêtement.

#### 4.1.1. Principe de Similitude de Corbetta

Corbetta (1991) introduit le fait qu'il est difficile de déterminer correctement la convergence de la galerie au moment de la pose du revêtement. Cette convergence au moment de la pose est une donnée très sensible qui peut faire varier grandement la contrainte appliquée sur le revêtement dans la méthode convergence confinement. Il propose donc une méthode simple pour déterminer la convergence de la paroi en fonction de la distance au front. Pour cela il réalise une modélisation numérique aux éléments finis 2D axisymétrique d'une galerie avec un modèle élasto-plastique en utilisant le critère de Tresca ou de Mohr-Coulomb.

Ce dernier remarque que lorsqu'il fait des simulations de la convergence en fonction de la distance au front, avec différentes valeurs de paramètres, il obtient une homothétie du résultat élastique. Il définit donc un paramètre  $\chi$  comme le rapport entre la convergence à l'infini du modèle plastique considéré et la convergence à l'infini de la solution élastique.  $\chi = \frac{u_p(\infty)}{u_e(\infty)}$ . Il détermine une expression de la convergence de la galerie en fonction de la distance au front  $X$  :

$$\frac{u}{R} = f(D) = \frac{u_e}{R} [0,29 + 0,71(1 - \exp(-1,5 * D^{0,7}))]$$

Avec  $u_e$  la convergence élastique finale :  $\frac{u_e}{R} = \frac{1+\nu}{E} P_\infty$

Et  $D$  la distance au front normalisée :  $D = \frac{X}{R}$

Pour trouver la solution plastique, il suffit de prendre l'expression élastique et de faire une homothétie avec le paramètre  $\chi$  :

$$\frac{u_p}{R} = \chi * f\left(\frac{D}{\chi}\right)$$

Cette méthode semble intéressante pour prendre en compte la rigidité du revêtement de la galerie dans le calcul de la contrainte dans le revêtement à partir de la méthode convergence-confinement. Cependant cette approche reste purement empirique, une approche plus physique du problème serait nécessaire.

#### 4.1.2. Nouvelle méthode implicite

Bernaud (1992) propose une méthode pour prendre en compte la rigidité du revêtement dans la courbe de convergence du terrain : c'est ce qu'il nomme la nouvelle méthode implicite.

Si on regarde la galerie dans un plan comprenant l'axe du tunnel, on remarque que le revêtement posé en aval du front de taille va soutenir le terrain et par effet voûte limiter les convergences du terrain à nu entre le revêtement et le front de taille.

La méthode implicite permet de tenir compte de la rigidité du revêtement dans le calcul de  $u_0$ , la convergence au moment de la pose du revêtement. En effet si on considère le comportement 3D de la galerie, le revêtement placé à l'arrière du front va supporter le terrain et limiter la convergence entre le front et le revêtement. Ainsi  $u_0(X, N_s, K_s)$  est fonction de la distance au front  $X$ , du facteur de stabilité  $N_s = \frac{2P}{R_c}$  et de la rigidité du revêtement  $K_s$ .

Elle repose sur deux hypothèses principales :

On suppose que le rapport des différences  $\Delta_1 = u_i(x) - u_i(0)$  entre la convergence de la section et la convergence au front, et la différence  $\Delta_2 = u_i(\infty) - u_i(0)$  entre la convergence finale et la convergence au front, ne dépend que de  $a(x)$  un coefficient qui ne dépend que de  $x$  et de  $R$  rayon de la galerie.

Avec 
$$a(x) = 1 - \left[ \frac{0,84R}{x+0,84R} \right]^2$$

La deuxième hypothèse est que la convergence au front  $u_i(0)$  ne dépend pas du revêtement :

$$u_i(0) = 0,27u_i(\infty) = 0,27 * \frac{1 + \nu}{E} P_\infty$$

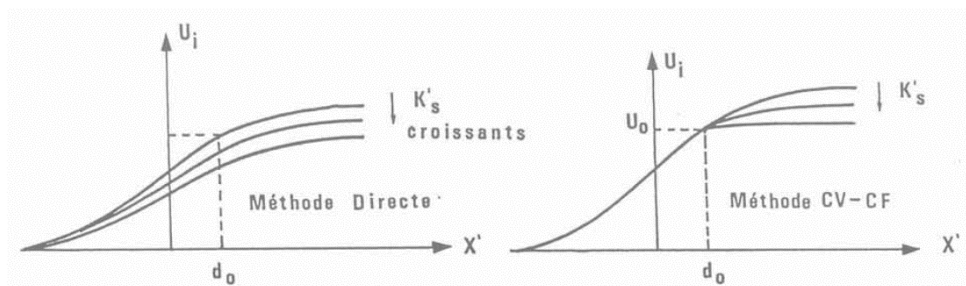


Figure IV.11 : Influence qualitative de la rigidité du revêtement sur le profil de convergence pour les deux méthodes

$$u_i(x) = a(x)(u_i(\infty) - u_i(0)) + u_i(0)$$

Dans la « nouvelle » méthode implicite Bernaud montre avec des calculs numériques 3D que le facteur  $a(x)$  dépend également de la rigidité du revêtement. L'auteur propose une nouvelle forme de  $a(x)$  prenant en compte la rigidité du revêtement :

$$a^s(x) = a(\alpha x)$$

$$\alpha(K'_s) = 1 + 0,635K'_s - 0,0293K'^2_s + 0,781 * 10^{-3}K'^3_s - 0,64 * 10^{-5}K'^4_s$$

$$K'_s = \frac{K_s}{E_{roche}}$$

Cette expression empirique a été déterminée à l'aide de nombreux calculs numériques, et permet de prendre en compte assez simplement la rigidité du revêtement.

### 4.1.3. Prise en compte de la rigidité dans la courbe de convergence de manière analytique

Il est possible d'obtenir de manière totalement analytique en élastique la solution du problème avec pose d'un revêtement au comportement élastique.

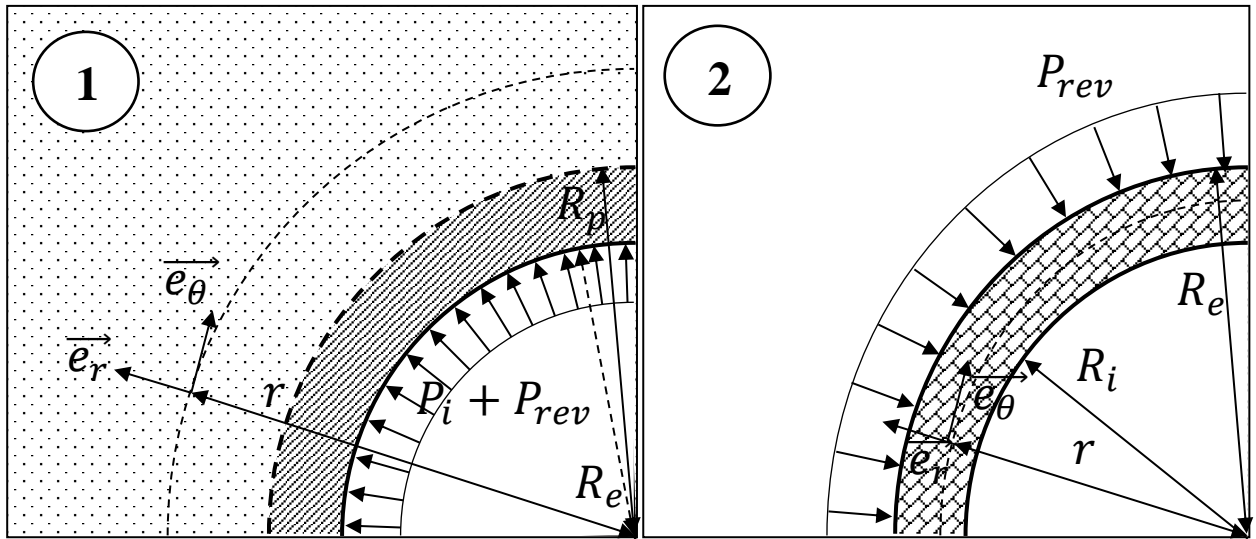


Figure IV.12 : Schéma de la galerie avec l'effet du revêtement (1) et schéma du chargement du revêtement seul (2)

Pour cela on résout de manière classique la convergence du terrain avant la pose du soutènement, puis au moment de la pose du revêtement, on applique une pression de soutènement sur le terrain égale à  $P_i + P_{rev}$  où  $P_{rev}$  est la pression équivalente à l'effet du soutènement. En pratique c'est la pression qu'applique le terrain sur le soutènement. On définira  $P_{i0}$  comme la pression de confinement au moment de la pose du revêtement.

#### 4.1.3.1. Détermination dans le cas élastique

Dans le cas élastique la contrainte est donnée par l'expression :

$$\sigma_{rr0}(r) = P_\infty - (P_\infty - P_{i0}) \frac{R_e^2}{r^2}$$

$$\sigma_{\theta\theta0}(r) = P_\infty + (P_\infty - P_{i0}) \frac{R_e^2}{r^2}$$

Et donc :

$$\varepsilon_{\theta\theta0}(r) = \frac{1+\nu}{E} (P_\infty - P_{i0}) \frac{R_e^2}{r^2}$$

Où  $R_e$  est le rayon extérieur du revêtement et  $R_i$  le rayon intérieur du revêtement.

Avec les conditions limites appliquées au revêtement, on trouve une solution pour la contrainte dans le revêtement :

$$\sigma_{rr}(R_e) = P_{sout}$$

$$\sigma_{rr}(R_i) = 0$$

On a donc pour  $R_e > r > R_i$  :

$$\sigma_{rr\ rev}(r) = \alpha_R P_{rev} \left( 1 - \frac{R_i^2}{r^2} \right)$$

$$\sigma_{\theta\theta rev}(r) = \alpha_R P_{rev} \left( 1 + \frac{R_i^2}{r^2} \right)$$

Avec :

$$\alpha_R = \frac{R_e^2}{R_e^2 - R_i^2}$$

Soit :

$$\varepsilon_{\theta\theta rev}(r) = \frac{\alpha_R P_{rev}}{E_{rev}} \left[ (1 + \nu_{rev}) \left( 1 + \frac{R_i^2}{r^2} \right) - 2\nu_{rev} \right]$$

On définit la déformation dans la roche :

$$\begin{aligned} \varepsilon_{\theta\theta}(r) &= \varepsilon_{\theta\theta 0}(r) + \Delta\varepsilon_{\theta\theta}(r) \\ \varepsilon_{\theta\theta}(r) &= \frac{1 + \nu_{roche}}{E_{roche}} [P_{\infty} - P_i - P_{rev}] \frac{R_e^2}{r^2} \end{aligned}$$

Où  $\Delta\varepsilon_{\theta\theta}(r)$  est la déformation dans la roche à partir de la pose du soutènement. Ainsi on a :

$$\begin{aligned} \Delta\varepsilon_{\theta\theta}(r) &= \varepsilon_{\theta\theta}(r) - \varepsilon_{\theta\theta 0}(r) \\ \Delta\varepsilon_{\theta\theta}(r) &= \frac{1 + \nu_{roche}}{E_{roche}} [P_{\infty} - P_i - P_{rev} - (P_{\infty} - P_{i0})] \frac{R_e^2}{r^2} \\ \Delta\varepsilon_{\theta\theta}(r) &= \frac{1 + \nu_{roche}}{E_{roche}} (P_{i0} - P_i - P_{rev}) \frac{R_e^2}{r^2} \end{aligned}$$

Afin de déterminer  $P_{rev}$  on doit assurer la continuité de déformation entre le revêtement et la roche après la pose du revêtement. On a donc :

$$\begin{aligned} \Delta\varepsilon_{\theta\theta}(R_e^+) &= \varepsilon_{\theta\theta rev}(R_e^-) \\ \frac{1 + \nu_{roche}}{E_{roche}} (P_{i0} - P_i - P_{rev}) &= \frac{\alpha_{r rev} P_{rev}}{E_{rev}} \left[ (1 + \nu_{rev}) \left( 1 + \frac{R_i^2}{R_e^2} \right) - 2\nu_{rev} \right] \end{aligned}$$

$$P_{rev} = \frac{(P_{i0} - P_i)}{\frac{\alpha_{r rev} E_{roche}}{E_{rev} (1 + \nu_{roche})} \left[ (1 + \nu_{rev}) \left( 1 + \frac{R_i^2}{R_e^2} \right) - 2\nu_{rev} \right] + 1}$$

Cette méthode est ensuite appliquée avec les mêmes paramètres que pour les cas précédents (Tableau 18).

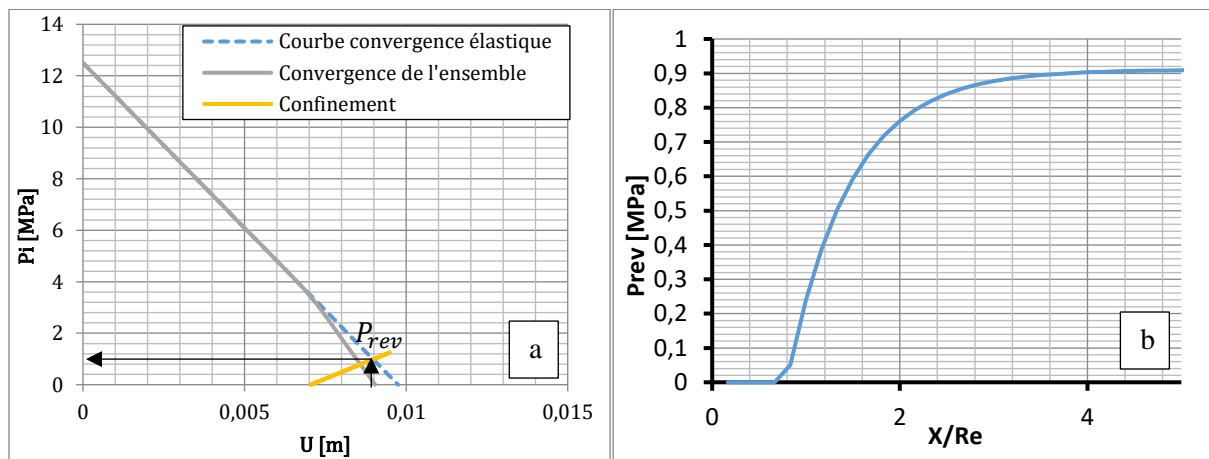
Paramètres roche		Valeur	Paramètres béton		Valeur
$E_r$		5 GPa	$E_b$		25 GPa
$\nu$		0,12	$\nu$		0,3
$P_0$		12,7 MPa	$e$		20 cm
$R$		3 m	$X_0$		2 m

**Tableau 18 : Paramètres utilisés pour le calcul prenant en compte la rigidité du revêtement**

Il est ainsi possible de tracer l'évolution de la pression appliquée sur le revêtement par le terrain, exprimée par  $P_{rev}$  en fonction de l'avancement du front normalisé par le rayon du tunnel (Figure IV.13).

En supposant un anneau parfait, homogène, élastique, on pourrait remonter à la contrainte au sein du revêtement en prenant :  $\sigma_{rev} = \frac{R \cdot P_{rev}}{e}$  ce qui nous donne une contrainte finale de 13,7 MPa

On trace ainsi la courbe de convergence globale du terrain et du revêtement :


**Figure IV.13 : Evolution de la pression fictive de soutènement en fonction de la convergence de la galerie (a) et évolution de la pression appliquée au revêtement en fonction de l'avancement normalisé (b)**

Il faut cependant faire attention à l'exploitation de ces résultats. En effet, il est représenté ici la convergence de l'ensemble de la structure, à savoir le terrain et le revêtement. Afin d'obtenir la convergence totale  $u_\infty$  il faut lire la convergence à  $P_i = 0$  MPa. On peut retrouver la contrainte à l'équilibre en lisant le  $P_i$  pour lequel on a une convergence de  $u_\infty$  sur la courbe de confinement. Dans le cas élastique, ici présenté, l'écart entre cette méthode et la solution en élastique classique est théoriquement nul, et cela est bien le cas car  $P_{rev\ final}$  est bien égal à l'intersection des deux courbes

#### 4.1.3.2. Résolution analytique dans le cas plastique avec pose du revêtement

Dans cette partie nous étudierons le comportement de la galerie en prenant en compte l'effet de la rigidité du revêtement, en utilisant un modèle plastique parfait de type Mohr-Coulomb. La configuration reste inchangée et l'ensemble des paramètres gardent les mêmes dénominations que pour le cas plastique. La solution du problème va dépendre de  $P_{i0}$  la pression de confinement au moment de la pose du revêtement, et cette dernière aura deux expressions différentes si la plasticité a eu lieu avant la pose du revêtement ou non.

##### Premier cas : Pose à $P_{i0} < P_{él}$

De la même manière que pour le cas élastique avec prise en compte de la rigidité du revêtement, on suppose que la pression à l'intrados de l'excavation, après la pose du soutènement est  $P_i + P_{rev}$ . De plus, on considèrera que  $P_{i0} < P_{él}$ , c'est-à-dire que la terrain a déjà commencé à plastifier avant la pose du revêtement. On reprend donc la solution analytique trouvée précédemment pour le comportement plastique parfait en remplaçant  $P_i$  par  $P_i + P_{rev}$  :

$$\sigma_{rr}(r) = (P_i + P_{rev} + H) \left(\frac{r}{R}\right)^{N_\varphi - 1} - H$$

$$\sigma_{\theta\theta}(r) = N_\varphi (P_i + P_{rev} + H) \left(\frac{r}{R}\right)^{N_\varphi - 1} - H$$

Avec :

$$R_p = R \left[ \frac{P_{él} + H}{P_i + P_{rev} + H} \right]^{\frac{1}{N_\varphi - 1}}$$

$$\lambda = R_p^{1+\beta} \left[ \frac{1+\nu}{E} (P_\infty - P_{él}) - \frac{A_1 (P_i + P_{rev} + H)}{E (N_\varphi + \beta)} \left(\frac{R_p}{R}\right)^{N_\varphi - 1} + \frac{B_1}{E(1+\beta)} \right]$$

On pose  $P_{i0} = P_i(x_0)$  comme la pression fictive de soutènement au moment de la pose du revêtement (à  $x = x_0$ ). On définit ainsi  $\varepsilon_{\theta\theta 0} = \varepsilon_{\theta\theta}(x_0)$ ,  $\lambda_0 = \lambda(x_0)$  et  $R_{p0} = R_p(x_0)$  :

$$\varepsilon_{\theta\theta 0} = \frac{\lambda_0}{r^{1+\beta}} + \frac{A_1 (P_{i0} + H)}{E (N_\varphi + \beta)} \left(\frac{r}{R}\right)^{N_\varphi - 1} - \frac{B_1}{E(1+\beta)}$$

$$\lambda_0 = R_p^{1+\beta} \left[ \frac{1+\nu}{E} (P_\infty - P_{él}) - \frac{A_1 (P_{i0} + H)}{E (N_\varphi + \beta)} \left(\frac{R_{p0}}{R}\right)^{N_\varphi - 1} + \frac{B_1}{E(1+\beta)} \right]$$

$$R_{p0} = R \left[ \frac{P_{él} + H}{P_{i0} + H} \right]^{\frac{1}{N_\varphi - 1}}$$

Comme précédemment, on définit  $\Delta\varepsilon_{\theta\theta}(r)$  :

$$\Delta\varepsilon_{\theta\theta}(r) = \varepsilon_{\theta\theta}(r) - \varepsilon_{\theta\theta 0}(r)$$

Ainsi on trouve :

$$\Delta\varepsilon_{\theta\theta}(r) = \frac{\lambda - \lambda_0}{r^{1+\beta}} + \frac{A_1 (P_i + P_{rev} - P_{i0})}{E_{roche} (N_\varphi + \beta)} \left(\frac{r}{R}\right)^{N_\varphi - 1}$$

La déformation dans le revêtement est :

$$\varepsilon_{\theta\theta rev}(r) = \frac{\alpha_{r rev} P_{rev}}{E_{rev}} \left[ (1 + \nu_{rev}) \left( 1 + \frac{R_i^2}{r^2} \right) - 2\nu_{rev} \right]$$

En appliquant la continuité des déformations dans les deux milieux, on trouve l'expression de  $P_{rev}$  :

$$\frac{\alpha_{r rev} P_{rev}}{E_{rev}} \left[ (1 + \nu_{rev}) \left( 1 + \frac{R_i^2}{R_e^2} \right) - 2\nu_{rev} \right] = \frac{\lambda - \lambda_0}{R_e^{1+\beta}} + \frac{A_1 (P_i + P_{rev} - P_{i0})}{E_{roche} (N_\varphi + \beta)}$$

$$P_{rev} \left[ \frac{\alpha_{r rev}}{E_{rev}} \left[ (1 + \nu_{rev}) \left( 1 + \frac{R_i^2}{R_e^2} \right) - 2\nu_{rev} \right] - \frac{A_1}{E_{roche} (N_\varphi + \beta)} + \frac{A_1}{E} \frac{1}{N_\varphi + \beta} \left(\frac{R_p}{R_e}\right)^{N_\varphi - 1} \left(\frac{R_p}{R_e}\right)^{1+\beta} \right]$$

$$= \frac{\lambda - \lambda_0}{R_e^{1+\beta}} + \frac{A_1 (P_i - P_{i0})}{E_{roche} (N_\varphi + \beta)}$$

$$P_{rev} = \frac{\frac{E_{Roche}}{R_e^{1+\beta}} (\lambda - \lambda_0) + A_1 \frac{(P_i - P_{i0})}{N_\varphi + \beta}}{\frac{E_{roche} \alpha_{r rev}}{E_{rev}} \left[ (1 + \nu_{rev}) \left( 1 + \frac{R_i^2}{R_e^2} \right) - 2\nu_{rev} \right] - \frac{A_1}{(N_\varphi + \beta)} \left( 1 - \left( \frac{R_p}{R_e} \right)^{N_\varphi + \beta} \right)}$$

**Deuxième cas : Pose à  $P_{i0} > P_{él}$**

Dans cette partie, on suppose que  $P_{i0} > P_{él}$ , c'est-à-dire qu'on n'est pas encore rentré en plasticité au moment de la pose du soutènement. On distinguera donc deux cas : le premier où  $P_i$  reste inférieur à  $P_{él}$ , on ne rentre pas en plasticité, et le deuxième cas où on rentre en plasticité après la pose du revêtement.

- 1<sup>er</sup> cas : pour  $P_{i0} > P_i + P_{rev} > P_{él}$  :

Ici on reprend la solution élastique comme précédemment :

$$\varepsilon_{\theta\theta 0}(r, P_{i0}) = \frac{1 + \nu}{E} (P_\infty - P_{i0}) \frac{R_e^2}{r^2}$$

$$\varepsilon_{\theta\theta}(r, P_i) = \varepsilon_{\theta\theta 0}(r) + \Delta\varepsilon_{\theta\theta}(r, P_i) = \frac{1 + \nu}{E} (P_\infty - P_{i0} + \Delta P) \frac{R_e^2}{r^2}$$

$$\frac{1 + \nu_{roche}}{E_{roche}} (P_{i0} - P_i - P_{rev}) = \frac{\alpha_{r rev} P_{rev}}{E_{rev}} \left[ (1 + \nu_{rev}) \left( 1 + \frac{R_i^2}{R_e^2} \right) - 2\nu_{rev} \right]$$

$$P_{rev} = \frac{(P_{i0} - P_i)}{\frac{\alpha_{r rev} E_{roche}}{E_{rev} (1 + \nu_{roche})} \left[ (1 + \nu_{rev}) \left( 1 + \frac{R_i^2}{R_e^2} \right) - 2\nu_{rev} \right] + 1}$$

- 2<sup>ème</sup> cas : pour  $P_i + P_{rev} < P_{él}$  :

Dans cette partie on entre en plasticité lorsque  $P_i + P_{rev} = P_{él}$ . On définit  $\Delta\varepsilon_{\theta\theta}(R_e)$  :

$$\Delta\varepsilon_{\theta\theta}(R_e) = \frac{\lambda}{R_e^{1+\beta}} + \frac{A_1 (P_i + P_{rev} + H)}{E (N_\varphi + \beta)} - \frac{B_1}{E(1 + \beta)} - \frac{1 + \nu}{E} (P_\infty - P_{i0})$$

Avec

$$\lambda = R_p^{1+\beta} \left[ \frac{1 + \nu_r}{E_r} (P_\infty - P_{él}) - \frac{A_1 (P_i + P_{rev} + H)}{E_r (N_\varphi + \beta)} \left( \frac{R_p}{R_e} \right)^{N_\varphi - 1} + \frac{B_1}{E_r (1 + \beta)} \right]$$

En appliquant la continuité avec le revêtement, on trouve :

$$\frac{\lambda}{R_e^{1+\beta}} + \frac{A_1 (P_i + P_{rev} + H)}{E_{roche} (N_\varphi + \beta)} - \frac{B_1}{E_{roche} (1 + \beta)} - \frac{1 + \nu_{roche}}{E_{roche}} (P_\infty - P_{i0}) = \frac{\alpha_{r rev} P_{rev}}{E_{rev}} \left[ (1 + \nu_{rev}) \left( 1 + \frac{R_i^2}{R_e^2} \right) - 2\nu_{rev} \right]$$

$$\begin{aligned} \left( \frac{R_p}{R_e} \right)^{1+\beta} \left[ \frac{1 + \nu_r}{E_r} (P_\infty - P_{él}) - \frac{A_1 (P_i + H)}{E_r (N_\varphi + \beta)} \left( \frac{R_p}{R_e} \right)^{N_\varphi - 1} + \frac{B_1}{E_r (1 + \beta)} \right] + \frac{A_1 (P_i + H)}{E_{roche} (N_\varphi + \beta)} - \frac{B_1}{E_{roche} (1 + \beta)} - \frac{1 + \nu_{roche}}{E_{roche}} (P_\infty - P_{i0}) \\ = \frac{\alpha_{r rev} P_{rev}}{E_{rev}} \left[ (1 + \nu_{rev}) \left( 1 + \frac{R_i^2}{R_e^2} \right) - 2\nu_{rev} \right] + \left( \frac{R_p}{R_e} \right)^{N_\varphi + \beta} \frac{A_1}{E_r (N_\varphi + \beta)} P_{rev} - \frac{A_1}{E_{roche} (N_\varphi + \beta)} P_{rev} \end{aligned}$$

Soit :



$$P_{rev} = \frac{\left[ \left( \frac{R_p}{R_e} \right)^{1+\beta} - 1 \right] \frac{B_1}{E_r(1+\beta)} + \frac{1+\nu_r}{E_r} \left[ \left( \frac{R_p}{R_e} \right)^{1+\beta} (P_\infty - P_{él}) - (P_\infty - P_{i0}) \right] + \left[ 1 - \left( \frac{R_p}{R_e} \right)^{N_\varphi+\beta} \right] \frac{A_1 (P_i + H)}{E_r (N_\varphi + \beta)} }{\frac{\alpha_{rrev}}{E_{rev}} \left[ (1 + \nu_{rev}) \left( 1 + \frac{R_i^2}{R_e^2} \right) - 2\nu_{rev} \right] + \left[ \left( \frac{R_p}{R_e} \right)^{N_\varphi+\beta} - 1 \right] \frac{A_1}{E_r (N_\varphi + \beta)}}$$

Les résultats de cette méthode avec la prise en compte de la rigidité de revêtement dans la méthode convergence confinement avec un terrain plastique sont présentés dans la Figure IV.14. L'ensemble des paramètres reste inchangé par rapport aux cas précédent sauf la contrainte isotrope  $\sigma_0$  qui a été augmentée à 20 MPa afin de pouvoir visualiser les résultats.

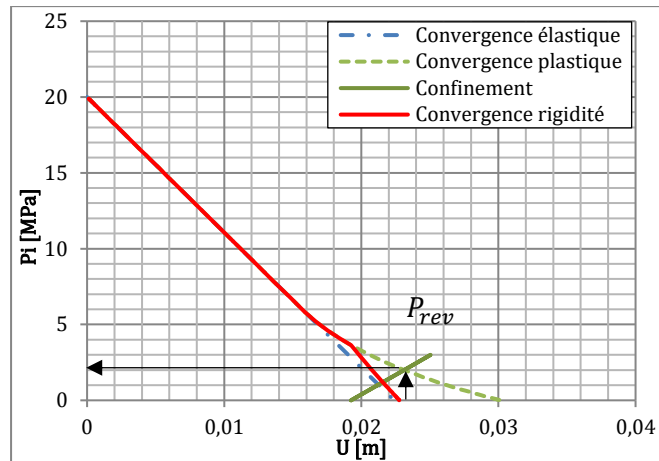


Figure IV.14 : Courbe de convergence dans le cas plastique en tenant compte de la rigidité du revêtement

Afin de bien interpréter cette courbe il est nécessaire de rappeler qu'il s'agit en réalité de la courbe de convergence de l'ensemble du système terrain + revêtement en fonction de la pression de confinement  $P_i$ .

Les courbes de la Figure IV.14 semblent montrer un problème de continuité de  $P_{rev}$ , bien que l'ensemble des conditions de continuité semblent satisfaites dans les équations, un problème d'intégration numérique dans le tableur Excel montre des résultats peu cohérents.

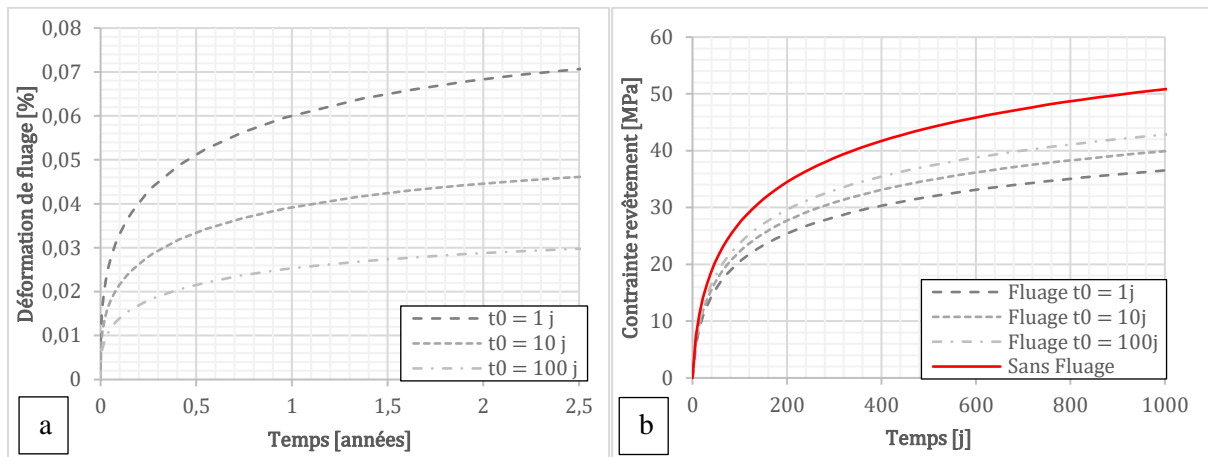
## 4.2. Le fluage du béton

Le fluage du béton a été intégré à la méthode convergence confinement à partir du modèle de fluage du béton développé dans l'Eurocode 2 qui se base sur un modèle purement empirique développé à partir d'observations sur des essais de fluage en compression simple sur des éprouvettes de béton. Ce modèle a été détaillé dans le Chapitre II. Globalement ce modèle a été intégré en faisant varier le module élastique du béton suivant la formule : L'expression générale de la déformation de fluage s'écrit comme :

$$E_c(t, t_0) = \frac{E_c}{1 + \varphi(t, t_0)}$$

Où  $t_0$  est l'âge du béton au moment du chargement,  $E_c$  est le module tangent défini par  $E_c = 1,05E_{cm}$ ,

Ainsi les courbes de la Figure IV.15a présentent la déformation de fluage pour un chargement de 10 MPa avec les conditions énoncées plus haut avec des temps de chargement initiaux  $t_0$  de 1 jour, 10 jours ou 100 jours.



**Figure IV.15 : Evolution de la déformation de fluage en fonction du temps pour différentes valeurs de  $t_0$  sous un chargement de 10 MPa avec le modèle empirique des eurocodes (a) résultats de la méthode convergence confinement en intégrant le fluage du béton pour différentes valeurs de  $t_0$  (b)**

Ainsi, comme on pouvait s’y attendre, on remarque que plus le béton est chargé à un âge « jeune », plus la déformation de fluage sera importante. Le paramètre  $t_0$  joue donc un rôle essentiel à la fois sur l’amplitude et la valeur de la déformation de fluage à un instant donnée. Les courbes de la Figure IV.15b sont obtenues en utilisant la méthode convergence-confinement couplée avec le fluage du revêtement. Les paramètres de la modélisation ont été choisis de manière arbitraire afin d’illustrer l’effet du fluage du béton.

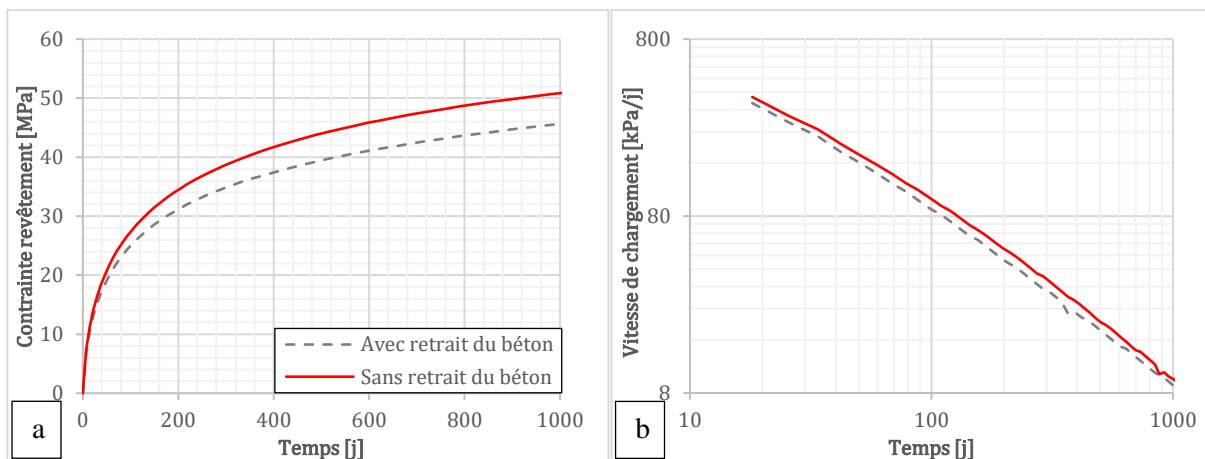
Le fluage du béton de revêtement réduit de manière significative la contrainte dans le revêtement de béton. Au bout de 1000 jours, l’effet du fluage réduit la contrainte entre 12 et 25 % par rapport au cas de référence, en fonction de la valeur de  $t_0$ . Ce phénomène n’est donc pas négligeable et modifie de manière conséquente la contrainte dans le revêtement. Il sera étudié de manière plus approfondie au travers de simulations numériques dans le Chapitre V.

### 4.3. Prise en compte du retrait

Le retrait du béton sera pris en compte de la même manière que le fluage, à partir de modèles empiriques développés dans l’Eurocode 2 à partir d’observations sur des échantillons de béton. Cela permettra d’obtenir une première évaluation de l’effet du retrait sur la contrainte dans le revêtement. Ainsi, la déformation de retrait totale  $\varepsilon_{cs}$  du béton dans l’Eurocode est composée de la somme de la déformation de retrait de dessiccation  $\varepsilon_{cd}$  et du retrait endogène  $\varepsilon_{ca}$  :

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t)$$

La déformation de retrait a été introduite dans la méthode convergence confinement où le terrain est modélisé par un modèle de Singh-Mitchell (partie 3.2). Les paramètres du modèle et les données géométriques seront identiques aux cas précédents. Le ciment sera considéré de classe N et la déformation de retrait sera ajoutée à la déformation élastique du revêtement au pas de temps considéré. Cela va décaler la courbe de confinement vers la droite au cours du temps dans les plans  $(\varepsilon, P_i)$ .



**Figure IV.16 : Evolution de la contrainte dans le revêtement de galerie suivant la méthode convergence-confinement avec ou sans retrait (a) et évolution de la vitesse de chargement (b)**

Le retrait du béton permet ainsi de réduire la contrainte dans le revêtement de la galerie (Figure IV.16a) tout comme le fluage du béton. En revanche son effet est moins marqué que pour le fluage, la réduction de la contrainte est de 10% environ par rapport au cas sans retrait. La courbe de vitesse de chargement n'est quant à elle pas beaucoup modifiée mais la pente calculée sur les 300 derniers jours est de 1,01 dans le cas avec retrait et de 1,19 dans le cas de référence. Le retrait diminue donc la valeur de la pente de la courbe dans le plan  $\log(\dot{\sigma})/\log(t)$ . Ainsi le retrait a un effet relativement négligeable sur la contrainte dans le revêtement, même si dans le cas présenté ici il diminue la pente de la vitesse de chargement de plus de 20%. Il ne sera pas étudié de manière plus approfondie dans la suite du document.

## 5. Application de la méthode

Dans cette partie, la méthode convergence-confinement intégrant le modèle de Singh-Mitchell sera appliquée aux deux ouvrages instrumentés présentés dans le Chapitre III. Ces ouvrages sont la galerie GRD4 du laboratoire de Bure ainsi que le tunnel de Chamoise. Cela permettra de comparer l'évolution de la contrainte dans le revêtement calculée à partir de la méthode convergence-confinement avec les données expérimentales.

Pour les deux cas présentés ici, le terrain sera considéré comme de l'argilite de Bure dont les paramètres associés au modèle de Singh-Mitchell ont été déterminés au Chapitre III. Cependant le terrain associé au tunnel de Chamoise n'est en réalité pas de l'argilite de Bure mais une marne présentant un comportement fluant. Ne disposant pas d'informations suffisantes sur le terrain de cet ouvrage, aucun essai de fluage n'ayant été réalisé sur une période supérieure à quelques jours et à confinement nul, l'argilite sera considérée comme le terrain de la galerie dans les calculs de la méthode convergence-confinement.

### 5.1. Cas de la galerie GRD4

La galerie GRD4 est une galerie circulaire creusée au tunnelier, de type fraise comprenant un bouclier, l'ensemble des caractéristiques de l'ouvrage est détaillé dans le Chapitre III. Les caractéristiques de l'ouvrage ainsi que du terrain sont regroupées dans le Tableau 19.

Épaisseur du revêtement	59 cm	Diamètre d'excavation	6,28 m
Distance de pose du revêtement	18 m	Vitesse de creusement	0,47 m/j
Contrainte isotrope initiale	12,7 MPa	Module du béton	37,3 GPa (C50)

Tableau 19 : Paramètres de la modélisation convergence-confinement de la galerie GRD4

Le revêtement considéré prend en compte à la fois les voussoirs ainsi que l'épaisseur théorique de mortier de bourrage.

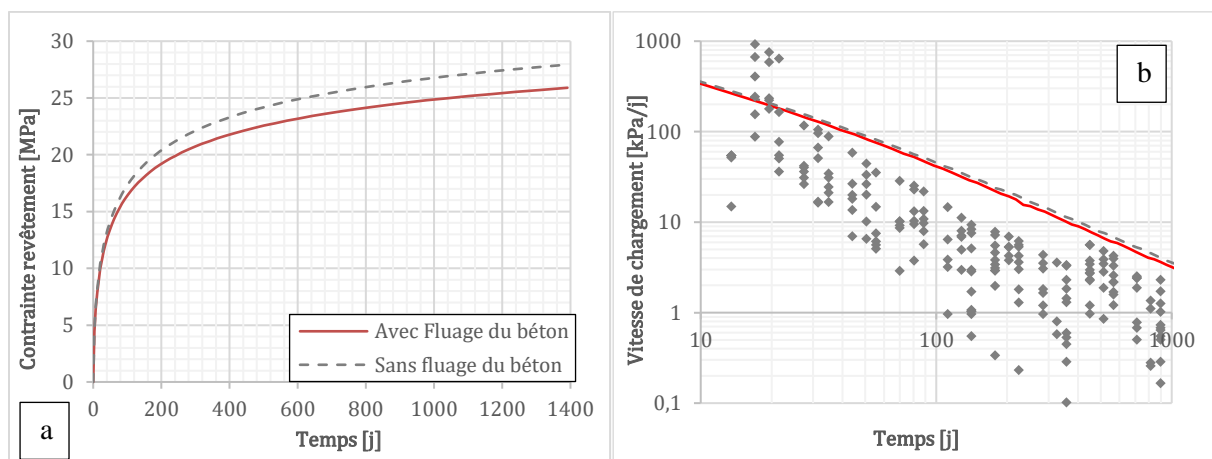


Figure IV.17 : Evolution de la contrainte dans le revêtement (a) et évolution de la vitesse de chargement en comparaison avec les données expérimentales de GRD4 (b)

La contrainte dans le revêtement de la Galerie GRD4 ont été mesurées à l'aide de cellules de pression totale placées dans les voussoirs du revêtement de galerie. Ces cellules montre une contrainte maximale ortho-radiale de 12 MPa au bout de 1400 jours (cf. Chapitre IV). La contrainte calculée avec la méthode convergence-confinement est de 26 MPa (Figure IV.17) si on considère un fluage du béton dans le revêtement de la galerie. Cette contrainte est donc deux fois plus élevée que ce qui est mesuré dans la

galerie. Cependant il est nécessaire de rappeler qu'un certain nombre d'approximations ont été faites dans la méthode analytique utilisée, comme par exemple le fait que le modèle ne prend en compte que le déviateur dans le calcul de la déformation visqueuse du terrain. Les paramètres du modèle de Singh-Mitchell ayant été déterminés à l'aide d'essais de fluage sur des échantillons d'argilite de Bure à un confinement de 12 MPa, là où les déformations de fluage sont les plus importantes, cela aura donc tendance à surestimer les déformations visqueuses dans le terrain et donc la contrainte dans le revêtement. En effet, en réalité le confinement autour de la galerie n'est pas constant et est plus faible proche de la paroi, ce qui diminue également la vitesse de fluage. La pente de la droite est, quant à elle, assez bonne vis-à-vis des mesures de GRD4

## 5.2. Cas du tunnel de Chamoise

Les caractéristiques et paramètres relatifs au cas du tunnel de Chamoise ont été extraites de documents issus de la maîtrise d'ouvrage se rapportant à la conception et à la réalisation du tunnel. Il est nécessaire de rappeler que le terrain de cet ouvrage n'est pas de l'argilite de Bure mais des marnes aux caractéristiques différentes (notamment proportion de  $\text{CaCO}_3$ ) qui ont tout de même un comportement fluant. Nous avons ainsi repris les paramètres relatifs à l'argilite du Bure pour modéliser le terrain de Chamoise, en première approche.

Epaisseur du revêtement	50 cm	Diamètre d'excavation	11,94 m
Distance de pose du revêtement	18 m	Vitesse de creusement	4 m/j
Contrainte isotrope initiale	5,3 MPa	Module du béton	37,3 GPa (C50)

Tableau 20 : Paramètres de la modélisation convergence-confinement du tunnel de Chamoise

Les paramètres du modèle de Singh-Mitchell utilisés dans le calcul de convergence-confinement sont les mêmes que précédemment et ont été déterminés dans le Chapitre III. Les contraintes *in-situ* ont été déterminées à l'aide d'essais au vérin plat réalisés dans la galerie de reconnaissance lors de la construction du tunnel, et sont bien inférieures à l'estimation par la méthode de Terzaghi. Pour le fluage du béton,  $t_0$  a été estimé à 10 jours de manière arbitraire afin d'illustrer l'effet d'un fluage du béton moyen. L'épaisseur théorique du revêtement a été déterminée à partir des plans de conception de l'ouvrage pour la partie dans les marnes d'Effingen. Cette épaisseur ne prend donc pas en compte, ni l'épaisseur de béton projetée du soutènement avant la pose du revêtement définitif, ni les éventuels hors profils qui pourraient augmenter l'épaisseur de béton.

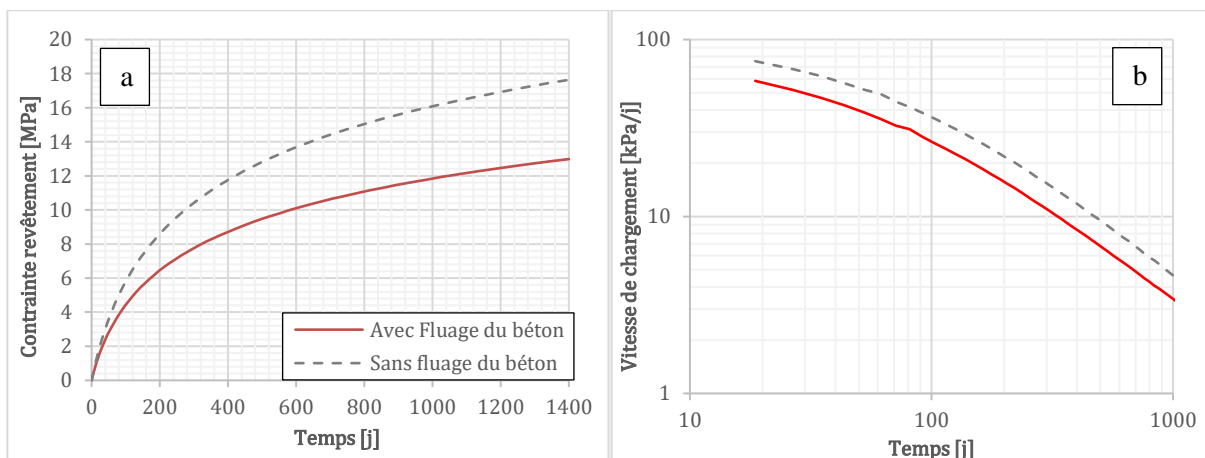


Figure IV.18 : Evolution de la contrainte dans le revêtement de la galerie de Chamoise (a) et évolution de la vitesse de chargement (b)

La galerie de Chamoise ne disposant pas de mesure de contrainte directe au cours du temps, il est difficile d'évaluer une mesure de contrainte à un temps précis. En effet les seules données disponibles sont le module du béton, les mesures de déformations et des mesures de contraintes 23 ans après la pause du revêtement. Il est tout de même possible d'estimer une valeur de l'état de contrainte à une période de 1400 jours en récupérant la valeur de déformation à ce temps donné et au bout de 23 ans, puis en faisant un prorata de la contrainte par rapport à la déformation. Cela donne une estimation de la contrainte d'environ 4 MPa ce qui est bien supérieur à la contrainte estimée avec cette méthode convergence-confinement (Figure IV.18a) qui est d'environ 13 MPa en prenant en compte le fluage du béton soit plus de 2x plus que la mesure. En revanche si le fluage du béton n'est pas considéré la contrainte avoisine les 18 MPa soit près de 4x la contrainte mesurée. Il est cependant nécessaire de rappeler qu'il subsiste une très grande incertitude sur le comportement du terrain qui a été considéré comme de l'argilite de Bure par manque d'informations pertinentes sur ce dernier. Nous savons tout de même que ce terrain, possédant une teneur en  $\text{CaCO}_3$  supérieure à l'argilite de Bure, présentera en réalité un comportement plus rigide et donc moins fluant, sans oublier le fait que les déformations de fluage ont été déterminées à 12MPa de confinement alors que la contrainte *in-situ* est plutôt de l'ordre de 5 MPa. La pente de la vitesse de chargement dans le plan  $\log(\dot{\sigma}) / \log(t)$  calculée sur les 300 derniers jours est de 0,96 avec le fluage du béton et de 1,09 sans le fluage.

## 6. Conclusion

L'objectif de ce chapitre était d'étudier les différents phénomènes pouvant influencer sur la contrainte dans le revêtement de galeries à l'aide d'une méthode analytique. C'est au travers d'une méthode simple de type convergence-confinement extrait de Panet et Guellec (1974) que différents phénomènes ont été introduit dans cette méthode et analysés afin d'évaluer leur effet. Les phénomènes étudiés ont été :

En premier une EDZ dont la géométrie est prédéterminée et présente au début du calcul, dans un milieu élastique. Cela a permis de mettre en évidence que son effet peut, dans certains cas, être significatif sur la valeur de la contrainte dans le revêtement. Il dépend bien entendu des caractéristiques mécaniques de l'EDZ, mais également du rayon de cette dernière. Son effet est dans certains cas non négligeable et peut aller jusqu'à doubler la contrainte dans le revêtement pour une zone d'EDZ s'étendant à 2m de la paroi. Ce phénomène sera étudié de manière plus approfondie dans le Chapitre V au travers de modélisations numériques.

Ensuite une plasticité parfaite a été introduite couplée à un critère de Mohr-Coulomb, ce qui a permis de mettre en évidence une augmentation de 50% de la valeur de contrainte dans le revêtement de la galerie. Cette plasticité sera prise en compte dans les chapitres suivants au travers du modèle de comportement visco-plastique L&K.

Il a par la suite été nécessaire d'intégrer un modèle de comportement à long terme qui permet d'étudier les galeries dans le cadre de la problématique de ce mémoire, le comportement du revêtement sous sollicitation fluante du terrain. Ainsi le modèle de Burger a tout d'abord été étudié mais ce dernier ne permettait pas de traduire de manière satisfaisante le comportement du terrain, et il n'était pas en accord avec les observations sur ouvrages. C'est pourquoi nous avons intégré à la méthode convergence-confinement un autre modèle phénoménologique : le modèle de Singh-Mitchell, qui a été développé à l'origine pour traduire le comportement à long terme d'échantillons d'argiles lors d'essais de fluage.

Nous avons enfin étudié le comportement du revêtement de galerie au travers de la prise en compte de la rigidité du revêtement, du retrait du béton ainsi que du fluage dans le béton de revêtement. La rigidité de revêtement a un effet négligeable dans le cas élastique, les solutions sont en réalité identiques. Dans le cas plastique la rigidité du revêtement semble avoir un effet mais qui est difficilement quantifiable du fait de la mauvaise intégration de la méthode qui semble comporter une erreur de continuité. Le retrait du béton a montré une diminution de la contrainte dans le revêtement de la galerie de l'ordre de 10% dans le cas considéré. Cet effet a été considéré comme marginal et ne fera pas l'objet d'une étude plus approfondie (à part dans le modèle complet du chapitre VI). Le fluage du béton a quant à lui un effet non négligeable et induit une diminution de la contrainte dans le revêtement de la galerie comprise entre 12 et 25% dans les cas étudiés précédemment. L'effet du fluage du béton sur la contrainte de revêtement sera étudié de manière plus approfondie dans le Chapitre V.

Cette méthode a montré une corrélation certaine avec les données expérimentales sur ouvrage, et notamment concernant la vitesse de chargement dans le plan log. Cependant ce dernier a montré ses limites au travers des deux cas d'application et cette méthode analytique ne permet pas de traduire totalement l'ensemble des phénomènes présents dans le terrain (rapport de 2 entre la contrainte mesurée et celle issue du calcul). C'est pourquoi dans le chapitre suivant (Chapitre V) nous étudierons de manière plus précise (à l'aide d'une méthode numérique avancée et avec un modèle de comportement plus complexe) les phénomènes dont l'effet sur l'évolution de la contrainte est apparu non négligeable.

# Chapitre V : Etude du comportement du revêtement au travers d'un modèle numérique

## **Résumé du Chapitre :**

*Ce chapitre porte sur l'étude des phénomènes modifiant potentiellement l'évolution de la contrainte dans les revêtements de tunnel au travers de modèles numériques sous FLAC<sup>2D</sup>. Deux cas de référence représentant les configurations de galeries les plus couramment rencontrées serviront de base de réflexion. En utilisant le modèle L&K pour modéliser le terrain, une étude de sensibilité aux paramètres du modèle sera réalisée, afin de déterminer leur influence sur la contrainte et sa vitesse. Le fluage du béton de revêtement sera intégré aux deux configurations de galerie et sera comparé aux cas de référence. L'évolution du module élastique au cours du temps, représentant l'évolution de la maturation du béton, sera également intégrée. Ensuite le caractère plastique du béton sera étudié. Enfin une zone endommagée autour de la galerie sera intégrée au modèle numérique au travers d'un endommagement réduisant le module élastique du terrain.*

## **Table des matières du Chapitre :**

1. INTRODUCTION .....	124
2. DEFINITION DES CAS DE REFERENCE .....	126
2.1. Hypothèses de base des calculs .....	126
2.2. Présentation des deux configurations .....	128
2.3. Résultats de simulation des cas de référence .....	131
2.4. Sensibilité au maillage .....	134
3. ETUDE DE SENSIBILITE AUX PARAMETRES DU MODELE .....	136
3.1. Sensibilité aux caractéristiques de l'ouvrage .....	136
3.2. Sensibilité aux paramètres du modèle L&K .....	143
3.3. Sensibilité au modèle de comportement du terrain .....	151
4. INTEGRATION DU FLUAGE DU REVETEMENT DANS LES CALCULS .....	158
4.1. Détermination des paramètres de Fluage du revêtement .....	158
4.2. Application aux cas de référence .....	160
5. COMPORTEMENT INSTANTANE DU BETON .....	162
5.1. Evolution du module du béton dans le temps .....	162
5.2. Comportement plastique du béton .....	163
6. INFLUENCE D'UNE EDZ .....	168
6.1. Le comportement de l'EDZ .....	168
6.2. Résultats des calculs sur le cas de la section en fer à cheval .....	168
7. CONCLUSION .....	171



## 1. Introduction

Ce chapitre portera sur l'ensemble des études réalisées avec le logiciel FLAC<sup>2D</sup> afin de déterminer les phénomènes pouvant influencer sur l'évolution de la contrainte au sein du revêtement, dont la liste est présentée au Chapitre II. L'analyse portera essentiellement sur l'étude de l'évolution et la répartition de la contrainte au sein du revêtement, au travers de son évolution au cours du temps mais également de l'évolution de la vitesse de chargement  $\dot{\sigma}(t)$  dans un plan  $\log \dot{\sigma} / \log t$ , résultant des comportements couplés du terrain et du revêtement.

Dans un premier temps, nous avons défini deux **cas de référence** servant de base à notre étude afin de modéliser les deux méthodes de mise en œuvre les plus couramment rencontrées en travaux souterrains. Ce deux cas de références présenteront des caractéristiques similaires (terrain, contrainte *in-situ*, épaisseur et caractéristiques de revêtement) mais la différence se fera sur leur méthode de mise en œuvre et leur géométrie. Le premier cas représentera une galerie creusée de manière traditionnelle avec une section en fer à cheval et un revêtement en béton coulé en place, il pourra être assimilé à la galerie de Chamoise (présenté dans le chapitre III) bien que les conditions ne soient pas totalement identiques. Le second cas représentera une galerie à section circulaire creusée au tunnelier avec un revêtement en voussoirs préfabriqués qui pourra être assimilée à la galerie GRD4 du laboratoire de Bure. Les hypothèses de calculs ainsi que les résultats pour ces deux cas de référence seront présentés dans la partie 2.

Dans un second temps, une **étude de sensibilité** aux paramètres de la modélisation sera effectuée dans la partie 3. Cette étude aura pour but de déterminer de quelle manière est influencée la courbe d'évolution de la vitesse de chargement dans le plan  $\log \dot{\sigma} / \log t$  et plus particulièrement la variation de la pente de cette dernière, qui apparait être un paramètre important pour estimer la contrainte dans le revêtement à long terme. Cette partie comportera également une analyse de l'évolution de la contrainte ainsi que la vitesse de chargement pour deux autres modèles fluants de terrain. Ces derniers permettront de déterminer la forme de la courbe d'évolution de la vitesse de chargement dans le plan  $\log \dot{\sigma} / \log t$  en utilisant ces modèles et de la comparer avec les observations réalisées au Chapitre III sur les données d'ouvrages.

D'après les observations réalisées sur le tunnel de Chamoise et la galerie GRD4 du laboratoire de Bure, le fluage du béton semble avoir un effet important sur la diminution de la contrainte dans les revêtements de galeries souterraines. Nous avons pu estimer dans le Chapitre III son effet sur ces ouvrages, et observer une réduction de contrainte située entre 20 et 50% de la contrainte sans fluage. Cette valeur a également été confortée avec les calculs réalisés à l'aide de la méthode semi-analytique du Chapitre IV, où sur les deux cas de calculs, la contrainte a été réduite d'environ 25%. La partie 4 de ce chapitre portera donc sur l'intégration d'un modèle de **fluage dans le béton** de revêtement pour les deux cas de référence. Cela permettra une étude plus approfondie de la contrainte dans le revêtement, en prenant en compte le fluage du béton, dont l'amplitude est liée à l'association des deux mécanismes de fluage (du béton et du terrain).

Bien que les phénomènes à long terme du béton puissent avoir un effet non négligeable sur la contrainte dans le revêtement, d'autres **mécanismes à court terme** (ou au jeune âge) dans le béton, peuvent modifier l'état de contrainte dans le revêtement. La partie 5 intégrera l'étude du comportement instantané du béton à savoir, l'étude de l'évolution du module élastique au jeune âge dans le béton. En effet lorsque le revêtement est coulé en place, il se voit appliqué une contrainte très tôt alors qu'il ne possède pas encore ses caractéristiques de rigidité définitives. Cela pourrait donc avoir une influence sur la manière dont évolue la contrainte au sein du revêtement. Un autre mécanisme court terme du béton pourrait également modifier l'état de contrainte dans le revêtement, il s'agit du caractère fragile ou plastique du béton. C'est pourquoi dans cette partie, un comportement radoucissant a été intégré dans

le béton de revêtement avec différents jeux de paramètres afin de visualiser la redistribution des contraintes et déterminer si cela modifie de manière significative l'évolution de la vitesse de chargement.

Enfin la dernière partie portera sur la prise en compte d'une **zone endommagée** de terrain autour de la galerie et due à l'excavation, traditionnellement appelée **PEDZ**. Cette zone étant dégradée, elle possèdera nécessairement des caractéristiques mécaniques moins importantes que celles du matériau sain. Nous avons donc intégré dans cette partie une réduction du module élastique du matériau proportionnellement à son endommagement.

## 2. Définition des cas de référence

Afin d'étudier les différents phénomènes pouvant influencer sur l'évolution de la contrainte dans les revêtements dont la liste est présentée au Chapitre II, nous avons défini deux cas de référence. Ces deux cas de référence représentent les types de galeries les plus couramment rencontrés en travaux souterrains. Il a en effet été nécessaire de définir deux cas de référence bien distincts car certains phénomènes peuvent avoir un effet différent (ou nul) selon la méthode de mise en œuvre et la géométrie de la galerie. Ces deux cas de référence présentent des caractéristiques similaires de terrain (modèle L&K et même jeu de paramètre), un même état de contrainte, un même rayon de galerie, une même épaisseur et rigidité de revêtement. Cette partie présentera les hypothèses de base des différentes modélisations, les caractéristiques des deux cas de référence ainsi que l'analyse de leurs résultats.

### 2.1. Hypothèses de base des calculs

#### 2.1.1. Modélisation 2D plan

##### 2.1.1.1. Hypothèses de base

L'ensemble des simulations numériques effectuées dans ce chapitre a été réalisé avec le logiciel FLAC<sup>2D</sup> 8.0 (Itasca 2016) suivant le plan de la section de la galerie avec une hypothèse de déformations planes. Dans cette configuration, il est possible de modéliser le comportement de la galerie dans le plan de sa section pour différentes géométries (circulaire, en fer à cheval, etc...). L'hypothèse de déformations planes consiste à admettre que les déformations en dehors du plan d'étude sont nulles. Dans le cas d'une modélisation avec un repère en coordonnées cartésiennes  $(x, y, z)$ , dans un plan d'étude  $(x, y)$ , les déformations  $\varepsilon_{zz} = 0$  ainsi que les déformations  $\varepsilon_{xz} = \varepsilon_{yz} = 0$ . Cela revient à dire que les seuls déplacements non nuls sont situés dans le plan d'étude  $(x, y)$  et que les déformations ne dépendent que des déplacements suivant  $x$  ou  $y$ .

##### 2.1.1.2. Conditions limites et conditions initiales

L'ensemble des calculs a été réalisé en pleine section avec un état de contrainte initial isotrope assimilé à celui du laboratoire de Bure. En réalité, l'état de contrainte dans le laboratoire de Bure à 490m de profondeur est anisotrope avec une contrainte mineure  $\sigma_h = 12,3 \text{ MPa}$  (Wileveau et al. 2007), qui est pratiquement égale à la contrainte verticale  $\sigma_v = 12,7 \text{ MPa}$ . Le rapport d'anisotropie horizontal  $K_h$  entre la contrainte majeure  $\sigma_H$  et la contrainte mineure horizontal est compris entre 1,3 et 2,0 suivant les méthodes utilisées (mesure au vérin plat, mesures de convergence...) et est pris à 1,3 pour Armand et al. (2013). Pour des raisons de simplification et afin de faciliter l'interprétation des résultats de la modélisation, l'état de contrainte sera supposé isotrope avec  $\sigma_{xx} = \sigma_{yy} = \sigma_{zz} = \sigma_{iso} = 12,7 \text{ MPa}$ . Les contraintes suivant les trois directions seront donc initialisées au début du calcul sur l'ensemble du modèle à  $\sigma_{iso}$  suivant les trois directions. Sur les bords du modèle, les déplacements seront fixés suivant  $x$  et  $y$ . Nous nous sommes assuré que le modèle soit suffisamment grand par rapport à la taille de la galerie pour que le déconfinement au cours du calcul ne vienne pas perturber les bords du modèle.

#### 2.1.2. Modélisation du passage du front de taille

Afin de modéliser le phasage de creusement, qui est un comportement tridimensionnel, une loi de déconfinement inspirée de la méthode convergence de Panet & Guellec (1974) sera utilisée. Le passage du front sera modélisé au travers d'une pression de confinement  $P_i$  qui sera appliquée en paroi et évoluera en fonction de la distance du front.

Le paramètre  $\lambda$ , taux de déconfinement, permet de traduire l'évolution de cette pression en fonction de  $X$  la distance au front normalisée :  $X = \frac{x}{R}$  où  $x$  est la distance au front et  $R$  le rayon de la galerie. On utilisera une évolution élastique de  $\lambda$  où :

$$\lambda(x) = \lambda_0 e^{\frac{x}{R}} \quad \text{pour } x \leq 0$$

$$\lambda(x) = 1 - (1 - \lambda_0) e^{-\frac{3x}{2R}} \quad \text{pour } x \geq 0$$

avec  $\lambda_0 = \frac{1}{3} e^{-0.15}$

On suppose un état de contrainte initial homogène dans les trois directions, la contrainte isotrope initiale sera notée  $P_0$ . Ainsi, l'évolution de la pression de confinement sera :

$$P_i(x) = P_0(1 - \lambda(X))$$

La Figure V.1 illustre l'évolution de  $\lambda$  en fonction de la distance au front normalisée pour les deux cas de référence :

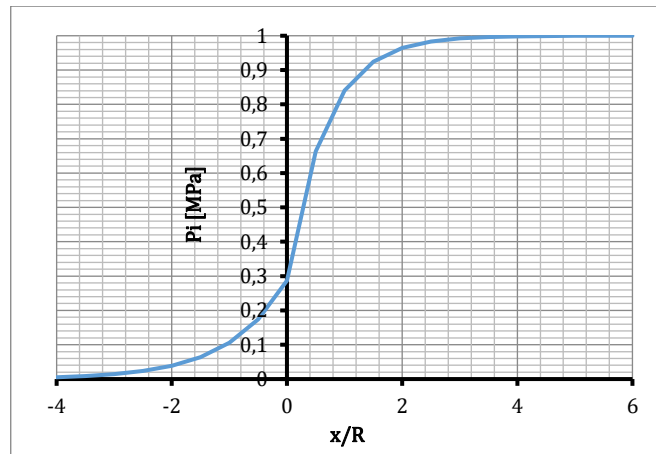


Figure V.1 : Evolution du taux de déconfinement en fonction de la distance au front normalisée

Il restera par la suite à traduire cette courbe en taux de déconfinement en fonction du temps en considérant le rayon de la galerie ainsi que la vitesse d'avancement  $v$  qui diffèrent suivant les différents cas d'étude, en exprimant la courbe en fonction du temps avec  $t = \frac{x}{v}$ .

### 2.1.3. Modélisation du terrain

L'ensemble des simulations de ce chapitre a été réalisé en supposant un terrain composé d'argilite comparable à ce que l'on peut trouver dans le laboratoire de Bure. Le modèle utilisé est le modèle L&K dont les paramètres ont été déterminés à partir d'essais de laboratoire réalisés sur des échantillons d'argilite de Bure (Cox). La méthodologie de détermination a été détaillée au Chapitre III. On ne retiendra que le jeu de paramètres (Tableau 5b), basé sur celui proposé par Kleine et al. (2007) qui prend en compte les nouveaux essais de laboratoire disponibles sur l'argilite extraits d'Armand et al. (2017).

Paramètres élastiques			
E	5000 MPa	$n_{elas}$	0
$\nu$	0,12	n	0,15
P	2500 kg/m <sup>3</sup>		
Paramètres de seuils			
$\sigma_c$	18 MPa	$\sigma_{pt3}$	0,45 MPa
$\sigma_{pt1}$	86,7 MPa	$\nu_{cjs}$	0,8
$H_{0\ ext}$	1,10292	$b_{exp}$	6
Limite élastique		Seuil de pic	
$a_0$	0,25	$a_{pic}$	0,4
$m_0$	0,01	$m_{pic}$	6
$s_0$	0,0005	$s_{pic}$	1
		$\nu_{pic}$	0,015
Seuil de clivage		Seuil résiduel	
$a_{int}$	0,6	$a_{ult}$	1
$m_{int}$	2	$m_{ult}$	0,61
$s_{int}$	0	$s_{ult}$	0
$\nu_{int}$	0,013	$\nu_{ult}$	0,35

Paramètres d'écroissage			
$x_{ams}$	0,1	$\eta$	0,04
Paramètres de déformation volumique			
$\gamma_{0v}$	0,49	$\gamma_1$	0,1
$\chi_{0v}$	0,5	$\chi_1$	0,3
Paramètres viscoplastiques			
$A_{visc}$	2,80E-11	$\nu_{visc}$	0,0039
$n_{visc}$	3,2	$P_a$	1,00E+05
Paramètres divers			
$n_{iso}$	0,5	$K_{op}$	6,00E+08
$Q_{iso}$	5E+20	K	2,00E+12

Tableau 21 : Paramètres du modèle L&amp;K utilisés pour la modélisation FLAC

Le module élastique de la roche sera de 5 GPa et sa résistance à la compression simple  $\sigma_c = 18\text{ MPa}$ . Pour rappel, le modèle L&K (cf. la présentation détaillée au chapitre II) couple deux mécanismes : un modèle élastoplastique, basé sur un critère de Hoek-Brown, relativement classique en mécanique des roches, qui décrit le comportement court terme du matériau, et un mécanisme viscoplastique de type Perzyna qui décrit le comportement long terme du matériau.

## 2.2. Présentation des deux configurations

Les caractéristiques des deux cas de référence sont regroupées dans les Tableaux 22 et 23. La modélisation s'effectuera sur une période d'environ 3 ans, soit 1000 jours après le passage du front. Cette période a été choisie de manière arbitraire, il fallait que la période soit suffisamment longue pour observer une évolution conséquente de la contrainte dans le revêtement et ainsi déterminer la pente de la vitesse de chargement, mais pas trop courte afin de ne pas être perturbée par la première phase de la courbe qui présente un caractère non linéaire dans le plan  $\log \dot{\sigma} / \log t$ .

### 2.2.1. Cas n°1 : section en fer à cheval et béton coffré

La première configuration représente une galerie creusée de manière traditionnelle : l'excavation se fait en pleine section et par passes de 2 m à une vitesse de 2 m/j. La section de la galerie présente une géométrie en fer à cheval (Figure V.2) d'un diamètre de 10 m, pour une épaisseur de revêtement de 40 cm. La pose d'un soutènement provisoire à deux mètres du front sera modélisée par l'application d'une contrainte de soutènement de 100 kPa en paroi. En pratique cette pression de soutènement sera appliquée en laissant une pression résiduelle lors de la phase de déconfinement avec un taux de déconfinement  $\lambda < 1$ . Une courbe de déconfinement élastique sera utilisée afin de modéliser le comportement 3D du phasage d'excavation (Partie 2.1.2).

Le calcul se découpe ainsi en trois phases distinctes :

- Une première phase de déconfinement sans revêtement, en appliquant une pression qui décroît dans le temps suivant  $P(t) = P_0(1 - \lambda(t))$ , avec  $t = \frac{x}{v}$
- Une phase de fluage libre du terrain sans revêtement jusqu'à 6 mois après excavation
- La dernière phase où le revêtement en béton est appliqué jusqu'à environ 3 ans après excavation (1000j).

Le comportement du béton de revêtement sera supposé élastique, en prenant un module d'Young du béton  $E_b = 35 \text{ GPa}$ , caractéristique d'un béton de type C40. Le coefficient de Poisson relatif au béton de revêtement sera considéré égal à  $\nu_b = 0,3$ .

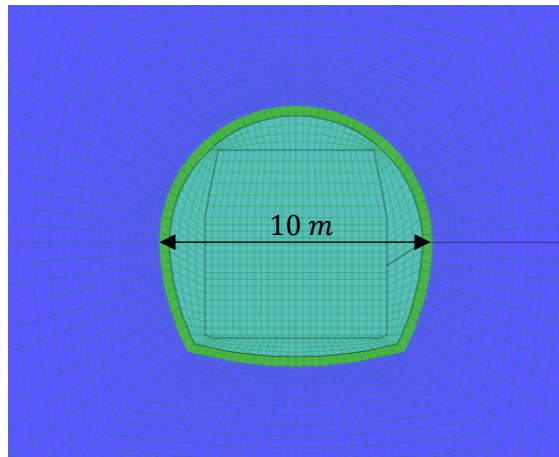


Figure V.2 : Géométrie de la section en fer à cheval en béton coffré

Type de revêtement			
Béton coffré			
Géométrie			
Géométrie	Section fer à cheval avec contre voute en radier	Diamètre d'excavation	10 m
Epaisseur du revêtement	40 cm		
Phasage de creusement de la galerie			
Longueur de passes	2 m	Vitesse de creusement	2 m/j
Distance de pose soutènement	2 m du front	Modélisation du soutènement	Contrainte en paroi de 100 kPa
Distance de pose du revêtement	360 m du front (6 mois)	Temps de calcul	1000 j
Modèles de comportement			
Comportement de la roche	L&K	Comportement du revêtement	Elastique
Contrainte isotrope initiale	12,7 MPa	Module du béton	35,2 GPa (C40)

Tableau 22 : Caractéristiques de la galerie pour le 1<sup>er</sup> cas de référence : galerie à section en fer à cheval et béton coffré

### 2.2.2. Cas n°2 : section circulaire à voussoirs préfabriqués

La seconde configuration représente une galerie creusée au tunnelier : l'excavation se fait en pleine section et par passes fictives de 2 m à une vitesse de 15 m/j. La section de la galerie présente une géométrie circulaire (Figure V.3) d'un diamètre de 10m, pour une épaisseur de revêtement de 40cm. De manière similaire au Cas n°1, la pose du soutènement à deux mètres du front est représentée par l'application d'une contrainte de soutènement de 100 kPa en paroi. La courbe de déconfinement élastique sera utilisée comme précédemment afin de modéliser le comportement 3D du phasage d'excavation. La pose du revêtement en voussoirs préfabriqués s'effectuera à 10 m du front. On modélisera le comportement du béton de revêtement par un modèle élastique, en prenant un module élastique de 35 GPa et un coefficient de Poisson de 0,3, caractéristiques d'un béton de type C40/50.

Les étapes de calcul pour ce cas correspondent aux trois phases distinctes :

- Une première phase de déconfinement sans revêtement, en appliquant une pression  $P(t) = P_0(1 - \lambda(t))$  avec  $\lambda = \frac{x}{v}$ .
- Une seconde phase où le revêtement est posé (à  $\lambda = 0,84$ ) et le déconfinement continue jusqu'à  $\lambda_{final}$ .
- La dernière phase de fluage avec revêtement jusqu'à environ 3 ans (1000j).

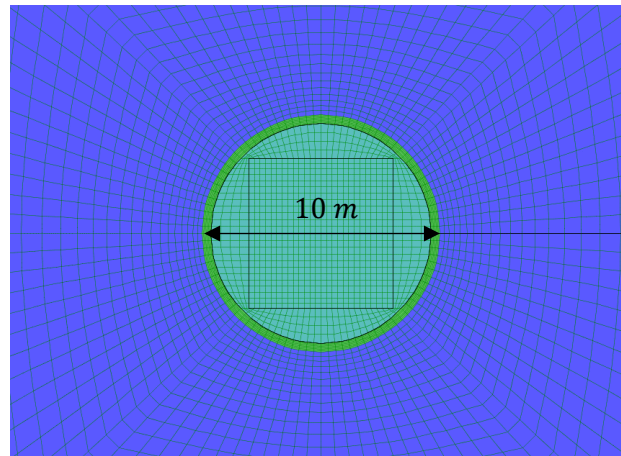


Figure V.3 : Géométrie de la section circulaire en voussoirs préfabriqués

Type de revêtement			
Voussoirs préfabriqués			
Géométrie			
Géométrie	Circulaire	Diamètre d'excavation	10 m
Epaisseur du revêtement	40 cm		
Phasage de creusement de la galerie			
Longueur de passes	2 m	Vitesse de creusement	15 m/j
Distance de pose du revêtement	10 m	Temps de calcul	1000 j
Modèles de comportement			
Comportement de la roche	L&K	Comportement du revêtement	Elastique
Contrainte isotrope initiale	12,7 MPa	Module du béton	35,2 GPa (C40)

Tableau 23 : Caractéristiques de la galerie pour le 2<sup>ème</sup> cas de référence : galerie à section circulaire en voussoirs préfabriqués

## 2.3. Résultats de simulation des cas de référence

### 2.3.1. Cas n°1 : béton coffré à section en fer à cheval

Le premier cas de référence est le cas de la section en fer à cheval de type « tunnel de Chamoise » dont le revêtement est réalisé en béton coffré et creusé de manière traditionnelle. Les paramètres du modèle L&K utilisés pour la simulation ont été déterminés à partir d'échantillons d'Argillite issues du laboratoire de Bure. Il ne faudra donc pas chercher à comparer directement les résultats de ce modèle numérique avec les données expérimentales de la galerie de Chamoise du Chapitre III.

Suite aux simulations sur une durée de 3 ans, les déplacements du revêtement sont de l'ordre du millimètre et peuvent atteindre 4,3mm au maximum en contre-voûte. Les déformations du revêtement à 1 an, 2 ans et 3 ans sont regroupées sur la Figure V.4, avec un coefficient multiplicateur de 500 sur l'amplitude des déplacements du revêtement.

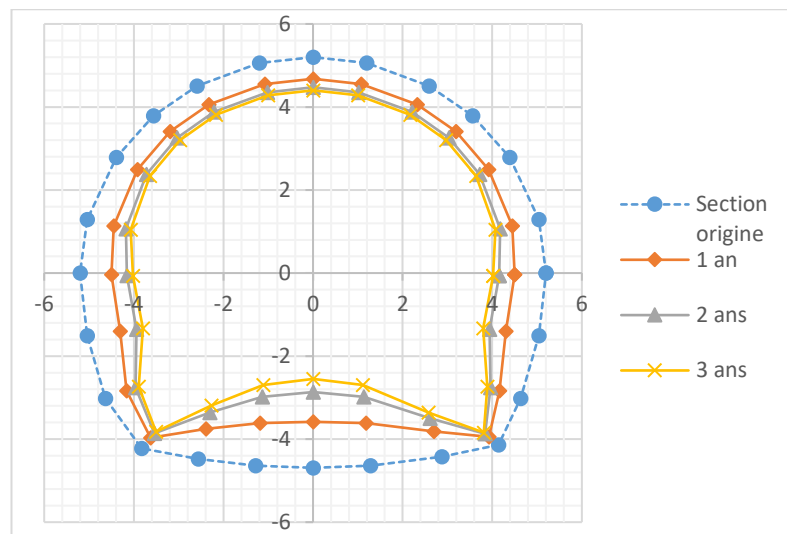


Figure V.4 : Déformations du revêtement de la section en fer à cheval (déplacement x500)

Les déformations entre la deuxième et la troisième année sont beaucoup moins importantes qu'entre la première et la deuxième année. Cela peut s'expliquer par le fait que la cinétique de fluage ralentit au cours du temps, et que la vitesse de déformation est maximale au moment de la pose du revêtement.

La Figure V.5 représente l'évolution des contraintes dans le revêtement au niveau de la voûte, dans la partie interne du revêtement (à l'*intrados*). On observe ainsi une contrainte au niveau de la voûte à 3 ans de 14,9 MPa. Cela est bien en deçà des 40 MPa de résistance caractéristique à la compression du béton considéré. La différence entre la contrainte au niveau de la ligne médiane et à l'*intrados* du revêtement est relativement faible (0,51 MPa), ce qui induit un moment au niveau de la voûte de  $M_{voûte} = \frac{-\Delta\sigma \cdot 2I_{Gz}}{h} = 13,8 \text{ kN.m}$  par mètre de galerie, ce qui est faible.



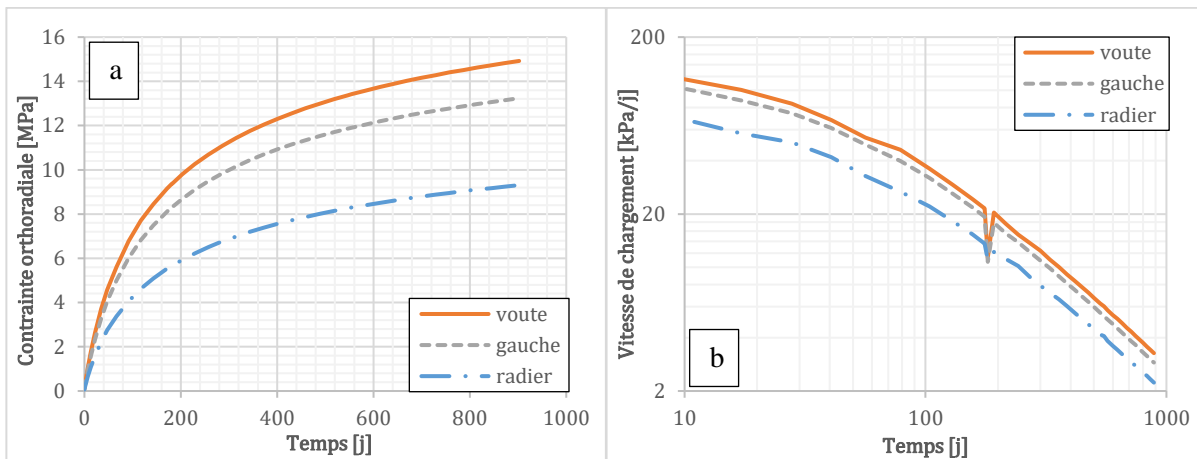


Figure V.5 : Contrainte dans le revêtement dans le cas d'une section en fer à cheval en béton coulé en place (a) et évolution de la vitesse de chargement dans le plan  $\log \dot{\sigma} / \log t$  (b)

La Figure V.5a représente l'évolution de la contrainte en fonction du temps au niveau de la voûte, du côté gauche et au niveau du radier en fibre interne. La contrainte au niveau de la voûte est la plus élevée, ce qui est logique étant donné le mode de déformation de la galerie. L'évolution de la vitesse de chargement dans un plan  $\log \dot{\sigma} / \log t$  (Figure V.5b) tend vers une évolution linéaire au bout de 100 à 200 jours. Les pentes des différentes courbes sont comprises entre 1,19 (au niveau du radier) et 1,23 (au niveau de la voûte) pour une pente calculée à partir de 300 jours ou entre 1,22 (au niveau du radier) et 1,26 (au niveau de la voûte) à partir de 500 jours. Ces valeurs de pentes sont relativement similaires. On retiendra cependant la valeur de 1,26, correspondant à la valeur de la pente en voûte calculée à partir de  $t > 500j$ , comme valeur de référence pour la section en fer à cheval, qui servira de point de comparaison par la suite.

### 2.3.2. Cas n°2 : section circulaire à voussoirs préfabriqués

Dans la seconde configuration, les déformations de fluage se stabilisent beaucoup plus rapidement, du fait de l'état de contrainte relativement élevé en paroi. La Figure V.6 montre une convergence homogène sur toute la section, du fait de l'axi-symétrie de la section et de l'état de contrainte homogène dans les trois directions.

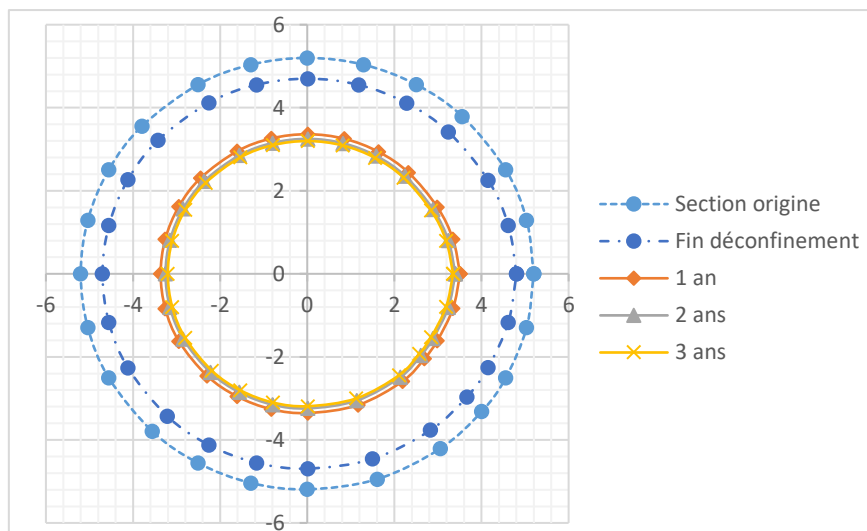
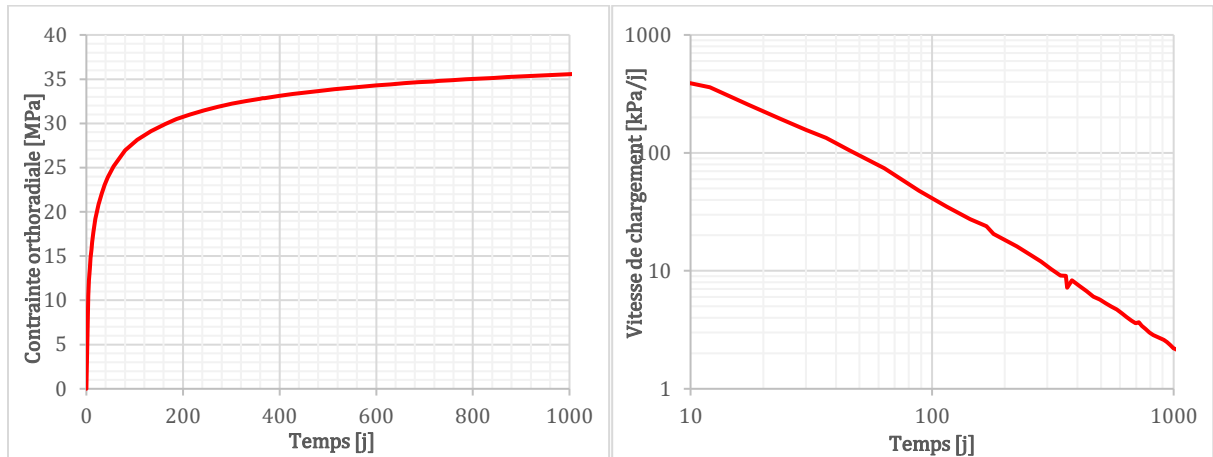


Figure V.6 : Déformations du revêtement de la section circulaire (déplacement x500)

Le déplacement maximal est de 3,99 mm au bout de 3 ans. On remarque également que l'essentiel des déformations se produit lors de la première année, et que les déformations évoluent très peu par la suite.

La Figure V.7, montre l'évolution de la contrainte dans le revêtement en fibre intérieure du revêtement. On observe alors un état de contrainte homogène sur toute la section avec une contrainte maximale de  $35,7 \text{ MPa}$ . Cela est assez proche des  $40 \text{ MPa}$  de la résistance en compression du béton : à ces niveaux de contraintes, on devrait déjà observer une fissuration du revêtement. De plus, en considérant une contrainte de résistance de dimensionnement avec un facteur de sécurité de 1,5 on a  $f_{cd} = 26,7 \text{ MPa}$ , on est donc au-delà de la contrainte de dimensionnement. L'écart de contrainte entre le côté intérieur et le milieu du revêtement est de  $1,16 \text{ MPa}$ , ce qui induit un moment dans le revêtement de  $30,9 \text{ kN.m}$ , ce qui reste faible comparé à la contrainte induite par l'effort de compression.



**Figure V.7 : Evolution de la contrainte dans le revêtement en voûte dans le cas de la section circulaire (à gauche) et évolution de la vitesse de chargement dans le plan  $\log \dot{\sigma} / \log t$  (à droite)**

La Figure V.7a représente l'évolution de l'état de contrainte dans le revêtement de la galerie. La contrainte est homogène en voûte, au niveau du radier ou sur les côtés, ce qui concorde avec les déplacements homogènes sur toute la section. Cette homogénéité s'explique par la section circulaire de l'ouvrage qui induit un problème parfaitement axisymétrique dans le plan. La contrainte dans le revêtement tend, par ailleurs, à se stabiliser au cours du temps du fait d'un état de contrainte assez élevé, dû au fait que le revêtement est placé relativement tôt dans la vie de l'ouvrage.

De la même manière, sur la Figure V.7b on observe une partie linéaire à partir de 50 à 100 jours, la pente de la partie linéaire est de 1,30 pour une pente calculée à partir de 300 jours et 1,35 à partir de 500 jours. Les valeurs de pente sont légèrement supérieures pour ce cas de calcul, on aura donc une atténuation légèrement plus rapide de la vitesse de fluage. C'est bien ce que l'on observe sur les courbes d'évolution de la contrainte dans le revêtement. On retiendra une valeur de référence de 1,35 pour la pente dans le plan  $\log \dot{\sigma} / \log t$ .

## 2.4. Sensibilité au maillage

Dans cette partie, les modélisations seront réalisées avec un maillage plus fin afin de déterminer si la taille du maillage n'a pas une influence trop importante sur les résultats des calculs des deux cas de référence. Les cas de référence ont été réalisés avec 40 éléments dans la direction angulaire et 100 éléments dans la direction radiale, tandis que le maillage raffiné comprend 50 éléments angulaires et 200 éléments radiaux. La Figure V.8 illustre les deux différents maillages pour le cas de la section en fer à cheval.

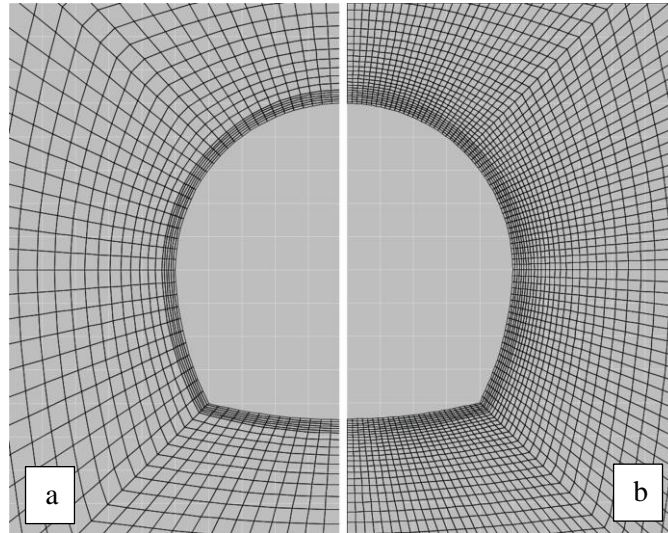


Figure V.8 : Maillage du cas de référence (a) et maillage raffiné (b)

### 2.4.1. Cas de la section en fer à cheval

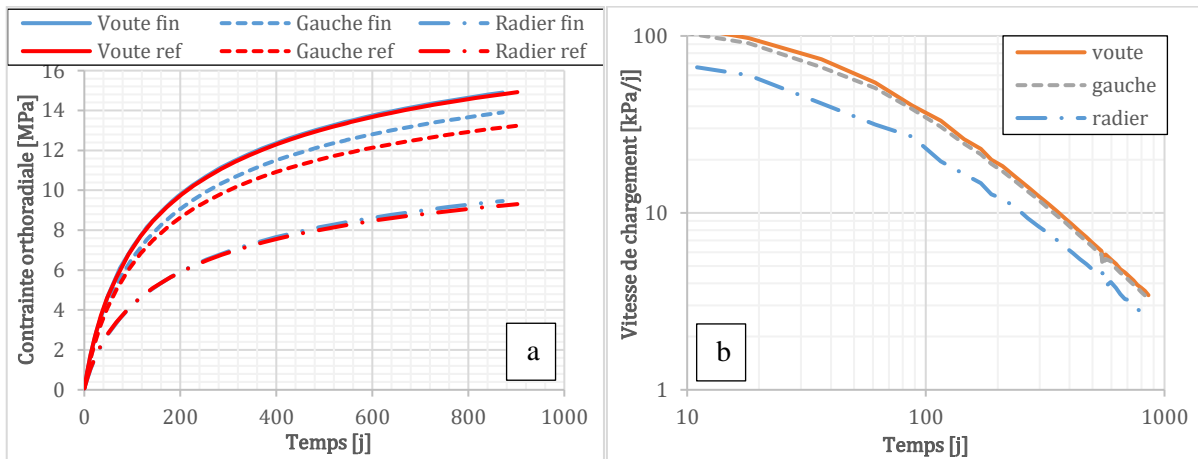


Figure V.9 : Evolution de la contrainte dans le revêtement de la section en fer à cheval pour le cas de référence et le cas avec un maillage raffiné (a) - Evolution de la vitesse de chargement pour le maillage raffiné (b)

La Figure V.9a présente l'évolution de la contrainte en voûte, sur le côté et au milieu du radier pour le cas de référence ainsi que pour le cas avec un maillage affiné. On remarque que la contrainte est similaire au niveau de la voûte et en radier mais elle diffère au niveau du côté de la galerie. Les vitesses de chargements présentées sur la Figure V.9b sont pratiquement similaires au cas de référence ainsi que leurs pentes respectives. Même si les contraintes sont En effet, le maillage affiné induit une contrainte plus importante sur les côtés de la galerie. Cela est dû au fait que le maillage plus fin concentre la contrainte dans les coins de la galerie, ainsi les effets de report de contrainte sont moins importants dans ce cas. L'affinement du maillage a donc un effet relativement négligeable sur la répartition des contraintes dans la galerie, en tous cas pour les résultats que nous souhaitons étudier. De plus si on affine

d'avantage le maillage, la convergence devient difficile, une localisation de la contrainte dans le terrain apparait et concentre la contrainte sur une maille. Nous garderons donc le maillage du cas de référence pour la suite des calculs.

#### ***2.4.2. Cas de la section circulaire***

Pour le cas de la galerie circulaire le maillage n'a strictement aucune influence sur l'ensemble des résultats, que ce soit au niveau de l'évolution de la contrainte ou bien de la vitesse de chargement. C'est pourquoi les résultats ne seront pas présentés ici. La valeur de pente est également la même dans les deux cas. Nous considèrerons donc dans la suite de ce chapitre un maillage correspondant au maillage de référence pour les deux cas de calcul. Cette absence de différence peut s'expliquer par le fait que le modèle de la section circulaire étant axisymétrique dans le plan, aucun phénomène localisé n'apparait, et le maillage de départ est suffisamment raffiné pour traduire le comportement du modèle. Augmenter la finesse du maillage ne changera donc rien au comportement du modèle.

### 3. Etude de sensibilité aux paramètres du modèle

Au travers des deux cas de référence dont les résultats ont été présentés dans la partie précédente, nous chercherons à caractériser l'influence des différents paramètres de la modélisation sur l'évolution de la contrainte dans le revêtement. Nous nous attacherons à déterminer leur influence sur la valeur de la contrainte au bout de 3 ans de modélisation mais également sur la valeur de la pente de la vitesse de chargement dans le revêtement dans le plan  $\log \dot{\sigma} / \log t$ . Cette étude portera essentiellement sur trois aspects de la modélisation :

- premièrement sur les caractéristiques de l'ouvrage à la fois les caractéristiques géométriques mais également sur la contrainte isotrope,
- deuxièmement sur les paramètres viscoplastiques du modèle,
- et enfin sur le modèle de comportement du terrain.

Le comportement du revêtement sera supposé élastique et ses caractéristiques seront identiques au cas de référence. L'analyse se fera en ne modifiant qu'une des données de la modélisation et en prenant le reste des paramètres de la modélisation équivalent à ceux des cas de référence.

#### 3.1. Sensibilité aux caractéristiques de l'ouvrage

L'étude sur la sensibilité aux caractéristiques de l'ouvrage permettra de déterminer l'influence des paramètres de la modélisation sur la valeur de la pente de la vitesse de chargement dans le plan  $\log \dot{\sigma} / \log t$  pour les deux cas de référence. Cela permettra de déterminer si cette pente peut varier de manière significative en modifiant les caractéristiques de l'ouvrage et ainsi définir un intervalle de variation de cette pente.

##### 3.1.1. Sensibilité à la contrainte isotrope

Nous avons ainsi fait varier la contrainte isotrope entre 8 et 18 MPa espacés de 2 MPa sur les deux cas de référence. L'ensemble des autres caractéristiques de l'ouvrage sont strictement similaires aux cas de référence.

###### 3.1.1.1. Cas de la section en fer à cheval

L'ensemble des résultats de la galerie avec une section en fer à cheval sont présentés sur la Figure V.10 au niveau de la voûte pour  $P_0 = 8 \text{ MPa}$  à  $P_0 = 18 \text{ MPa}$ .

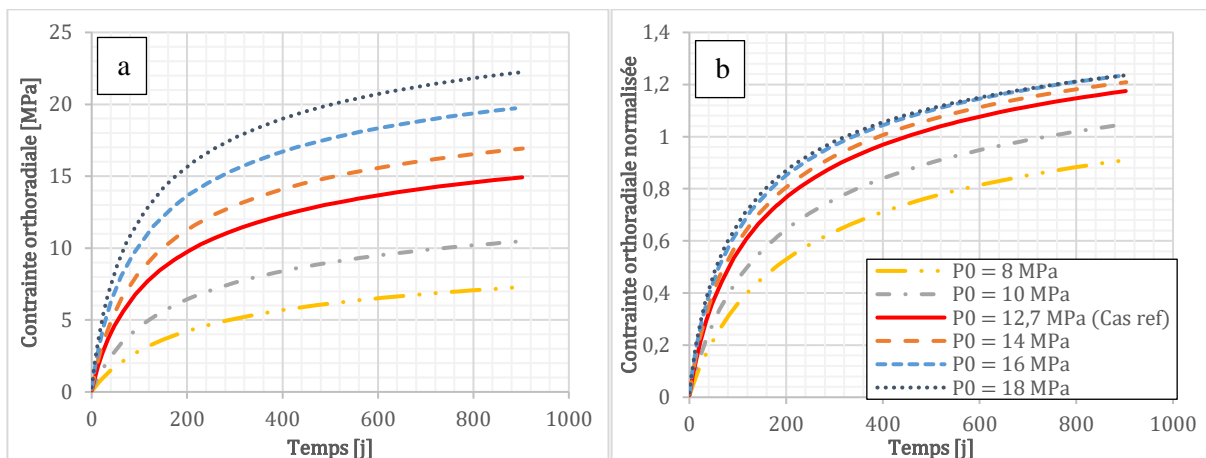


Figure V.10 : Evolution de la contrainte ortho-radiale dans le revêtement de la galerie en fer à cheval au niveau de la voûte en fibre *intrados* pour différents  $P_0$  (a) et la contrainte rapportée à  $P_0$  (b)

On remarque que la contrainte au bout de 3 ans semble tendre vers une valeur proche du  $P_0$  initial pour chaque valeur de  $P_0$ . L'évolution de la valeur finale de cette contrainte au bout de trois ans semble donc quasiment linéaire en  $P_0$  (cf. Figure V.10b). Cela semble cependant valable uniquement pour des valeurs de  $P_0$  supérieures ou égales au cas de référence. Pour des valeurs moins élevées de la contrainte *in-situ*,

on a une différence significative de la valeur finale de la contrainte dans le revêtement. Pour ces courbes, à faible valeur de  $P_0$  (à 8 et 10 MPa), cela est certainement dû au fait que dans ces deux cas, le déviateur reste suffisamment restreint pour ne pas activer de dégradation trop prononcée.

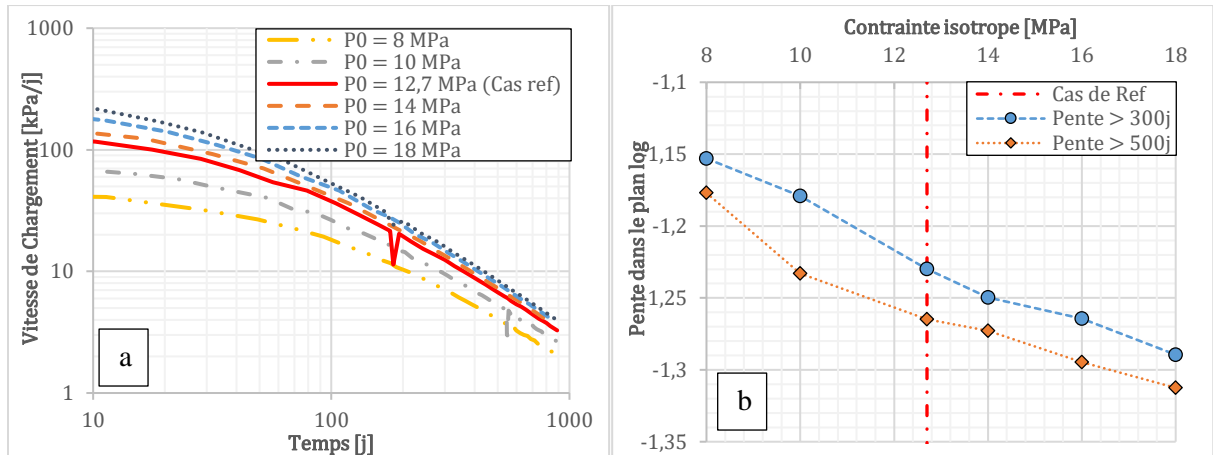


Figure V.11 : Evolution de la vitesse de chargement en fonction du temps dans la galerie en fer à cheval pour différentes valeurs de contrainte isotrope  $P_0$  (a) et évolution de la pente de la droite dans le plan  $\log(\dot{\sigma})/\log(t)$  en fonction de la contrainte isotrope (b)

La Figure V.11 montre que les courbes de vitesse semblent se décaler vers le haut à mesure que  $P_0$  augmente. Cela traduit donc le fait que l'amortissement de la vitesse de chargement du revêtement sera plus faible pour des valeurs de contrainte isotrope importantes. L'évolution de la pente dans le plan log est linéaire avec les valeurs de  $P_0$ . La valeur de la pente augmente en valeur absolue avec  $P_0$ , et ce que la pente soit calculée à partir de 300 ou 500 jours (Figure V.11b). L'amplitude de variation de la pente est de 0,15 ce qui n'est pas très significatif, la contrainte isotrope n'a donc pas d'effet significatif dans ce cas de calcul.

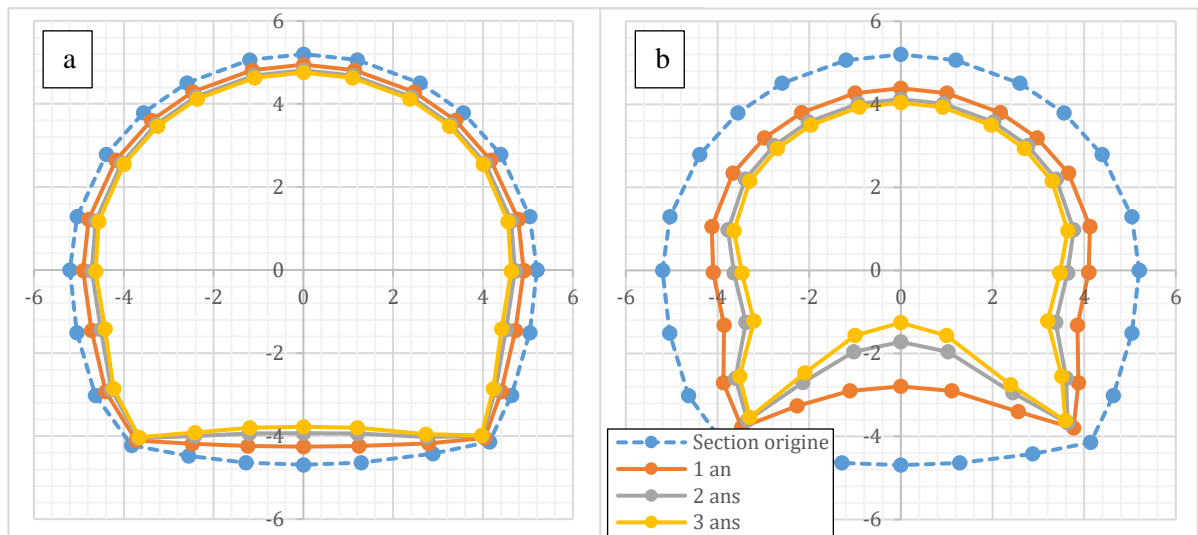


Figure V.12 : Convergences de la galerie pour  $P_0 = 8$  MPa (a) et  $P_0 = 18$  MPa (b) déplacements x500

La Figure V.12 montre les convergences de la galerie, on remarque que, comme on pouvait s'y attendre, les convergences sont bien plus importantes pour des valeurs de contrainte isotrope importantes. En effet, on observe un déplacement de l'ordre de 0,89 mm en voûte et de 1,83 mm en radier au bout de 3 ans pour  $P_0 = 8$  MPa et un déplacement de 2,32 mm en voûte et de 6,85 mm en radier au bout de 3 ans Pour  $P_0 = 18$  MPa.

### 3.1.1.2. Cas de la galerie circulaire

Le même exercice a été réalisé avec le deuxième cas de galerie, la galerie circulaire. Les simulations ont également été réalisées avec une contrainte isotrope  $P_0$  comprises entre 8 et 18 MPa par intervalles de 2 MPa.

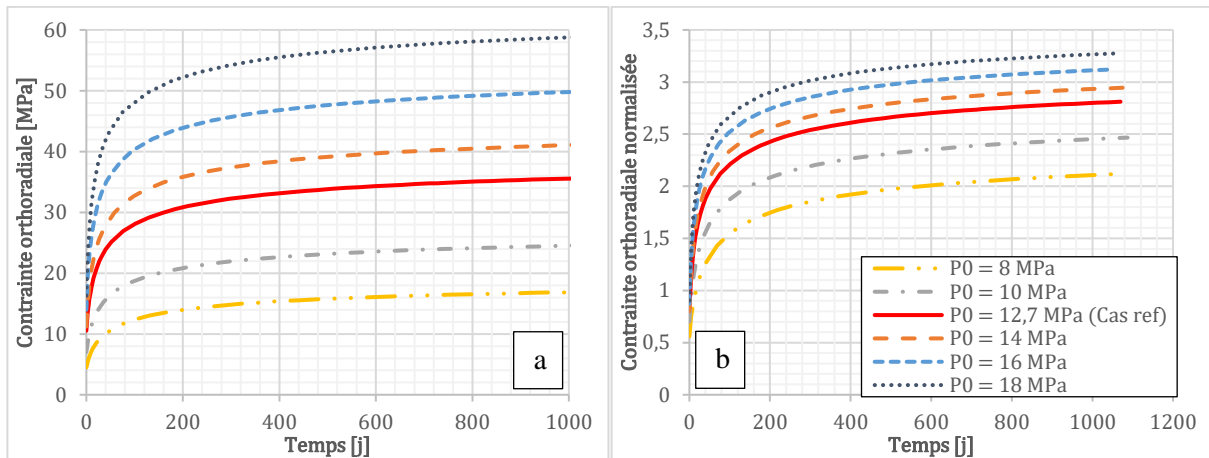


Figure V.13 : Evolution de la contrainte ortho-radiale dans le revêtement de la galerie circulaire en fibre *intrados* pour différents  $P_0$  (a) et la contrainte rapportée à  $P_0$  (b)

La Figure V.13 montre une contrainte plus importante pour des valeurs de  $P_0$  plus élevées. Comme pour le cas précédent on observe une augmentation plus importante de la contrainte pour des valeurs de  $P_0$  inférieures au cas de référence. Cela est certainement dû au fait que les paramètres du modèle ont été déterminés à partir du matériau en place à une contrainte de confinement  $P_0 = 12,7 \text{ MPa}$  égale au cas de référence. Le matériau est donc « normalement » consolidé à cette contrainte de confinement. Dans le cas où  $P_0$  est inférieur à la valeur de référence, le matériau est surconsolidé ce qui induit une augmentation de contrainte plus importante et inversement pour des valeurs de  $P_0$  supérieures au cas de référence. Cette observation est également applicable au cas de la section en fer à cheval où l'on observe le même comportement sur la Figure V.10 qui représente la contrainte au niveau de la voûte, donc une géométrie pratiquement circulaire au niveau de la voûte (solllicitation en compression).

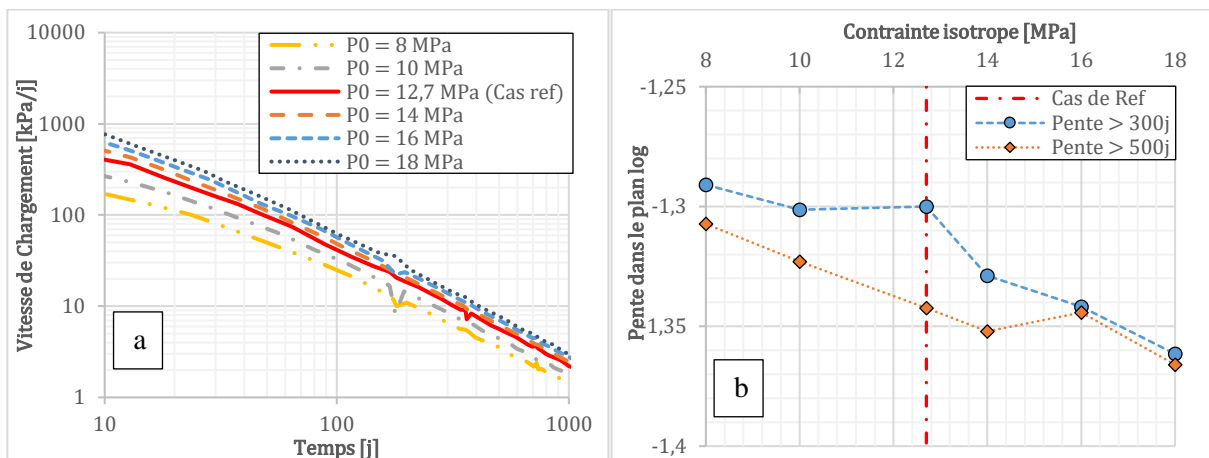


Figure V.14 : Evolution de la vitesse de chargement en fonction du temps dans la galerie circulaire pour différentes valeurs de contrainte isotrope  $P_0$  (a) et évolution de la pente de la droite dans le plan  $\log(\dot{\sigma})/\log(t)$  en fonction de la contrainte isotrope (b)

La Figure V.14a présente l'évolution de la vitesse de chargement en fonction du temps. L'évolution de  $\dot{\sigma}$  dans le plan  $\log \dot{\sigma} / \log t$  présente une valeur qui augmente avec la valeur de  $P_0$ . La pente de ces courbes varie, comme pour le cas précédent, de manière linéaire en  $P_0$  avec des valeurs plus importantes en valeur absolue pour des valeurs de  $P_0$  plus grandes. L'amplitude de variation est cependant moins

importante que pour le cas précédent (0,07 contre 0,14) et reste donc restreinte. On peut donc dire que, comme précédemment, la contrainte isotrope a une influence assez faible sur la valeur de la pente de la courbe de  $\dot{\sigma}$  dans le plan  $\log \dot{\sigma} / \log t$ .

### 3.1.2. Sensibilité à l'épaisseur du revêtement

Dans un second temps, nous avons fait varier l'épaisseur du revêtement dans une plage comprise entre 20 cm et 60 cm, avec une variation de 10 cm entre chaque calcul. Les deux cas de référence ont une épaisseur de revêtement de 40 cm. Les calculs ont été menés sur les deux configurations à savoir la section en fer à cheval avec un revêtement coffré et la section circulaire avec un revêtement en voussoirs.

#### 3.1.2.1. Cas de la section en fer à cheval

Les résultats des calculs pour la section en fer à cheval sont présentés sur la Figure V.15 :

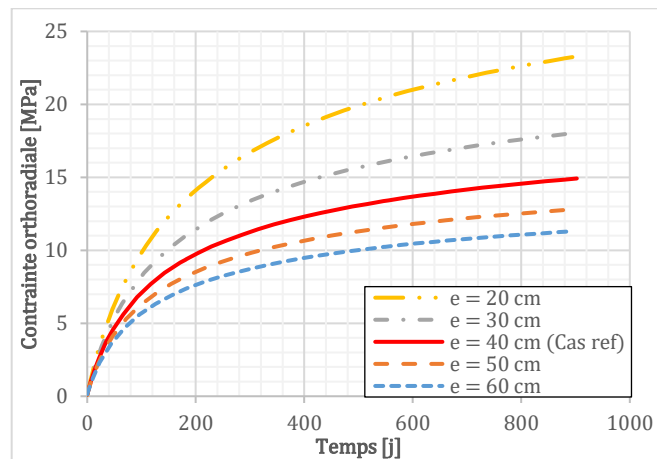


Figure V.15 : Evolution de la contrainte dans le revêtement en fonction du temps pour différentes valeurs d'épaisseur de revêtement dans le cas de la section en fer à cheval

La contrainte dans le revêtement augmente à mesure que l'épaisseur du revêtement diminue. Cela paraît logique étant donné que lorsque l'épaisseur de revêtement diminue, sa rigidité diminue également, cela induit donc de grandes déformations du revêtement et ce dernier ayant un comportement élastique, cela se traduit par une contrainte élevée. L'écart entre les différentes courbes ne semble pas constant, en effet entre  $e = 0,2$  et  $e = 0,3$  on observe un écart de 5 MPa au bout de 3 ans, alors que l'écart de contrainte est d'environ 1 MPa entre  $e = 0,6$  et  $e = 0,5$ .

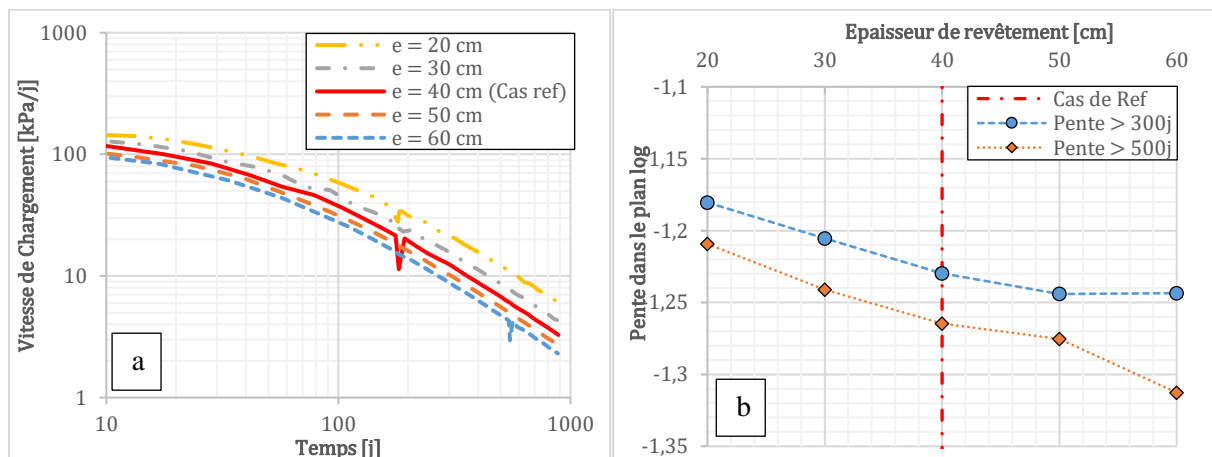


Figure V.16 : Evolution de la vitesse de chargement en fonction du temps pour différentes valeurs d'épaisseur de revêtement de la galerie à section en fer à cheval (a) et évolution des pentes des courbes (b)

La Figure V.16 présente l'évolution de la vitesse de chargement en fonction du temps : on remarque que la vitesse de chargement est plus élevée pour des épaisseurs de revêtement faibles. En effet, lorsque le



revêtement est fin, le terrain est moins contraint, et les déformations sont donc plus rapide, cela entraîne une vitesse de chargement plus élevée. En observant l'évolution de la pente, on remarque que cette dernière évolue peu et reste à une valeur relativement constante pour différentes valeurs d'épaisseur de revêtement (variation de 0,06 à 0,1) bien qu'elle augmente légèrement avec l'épaisseur de revêtement. L'amplitude de variation de la pente est inférieure à 10% pour une pente calculée à des valeurs supérieures à 300 ou à 500 jours. Cela est comparable aux variations observées sur la sensibilité à la contrainte isotrope (variation de 0,14). L'effet de l'épaisseur n'est donc pas très significatif sur l'évolution de la pente dans le cas de la galerie en fer à cheval.

### 3.1.2.2. Cas de la section circulaire

Nous avons ensuite réalisé le même exercice sur la galerie circulaire en faisant varier l'épaisseur du revêtement de la galerie.

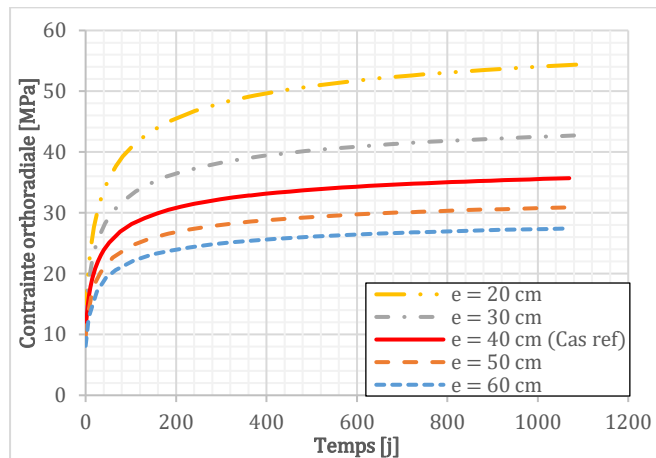


Figure V.17 : Evolution de la contrainte dans le revêtement en fonction du temps pour différentes valeurs d'épaisseur de revêtement dans le cas de la section circulaire

La Figure V.17 montre, comme dans le cas précédent, que la contrainte est plus importante pour des épaisseurs de revêtement faibles. L'écart entre les différentes courbes augmente de manière plus importante pour de plus faibles valeurs d'épaisseur tout comme le cas précédent.

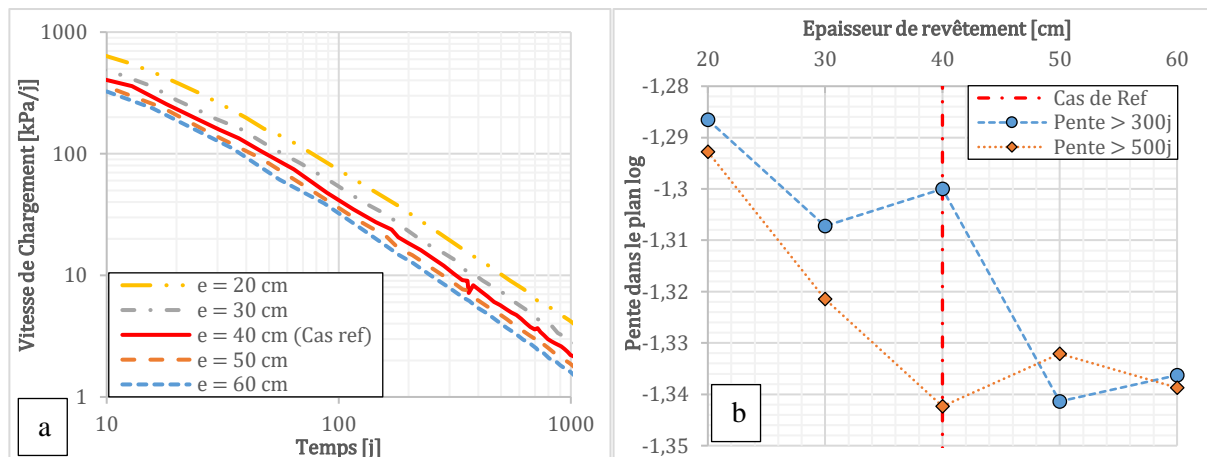


Figure V.18 : Evolution de la vitesse de chargement en fonction du temps pour différentes valeurs d'épaisseur de revêtement de la galerie à section circulaire (a) et évolution des pentes des courbes (b)

La Figure V.18 présente l'évolution de la vitesse de chargement et montre une pente de vitesse qui décroît lorsque la valeur de l'épaisseur du revêtement augmente. La valeur de pente ne variant pratiquement pas entre les différentes valeurs d'épaisseurs. En effet la pente a un intervalle de variation de 0,05 soit environ 3% de la valeur. Cela est donc négligeable, de manière plus significative encore

que dans le cas précédent. L'épaisseur du revêtement n'a finalement, tout comme  $P_0$ , qu'une influence relativement faible sur la valeur de la pente dans le plan  $\log \dot{\sigma} / \log t$ .

### 3.1.3. Sensibilité au diamètre de la galerie (à $e/R$ constant)

Nous nous sommes ensuite intéressés à la sensibilité des résultats au diamètre de la galerie, et ceci pour une valeur du rapport épaisseur/rayon de la galerie constante. Cela traduit donc uniquement l'effet d'échelle de la modélisation, en prenant une rigidité de revêtement constante entre les différentes modélisations. Nous avons ainsi fait varier le rayon entre 2 et 10m, sachant que pour le cas de référence, le rayon de la galerie était de 5m.

#### 3.1.3.1. Cas de la section en fer à cheval

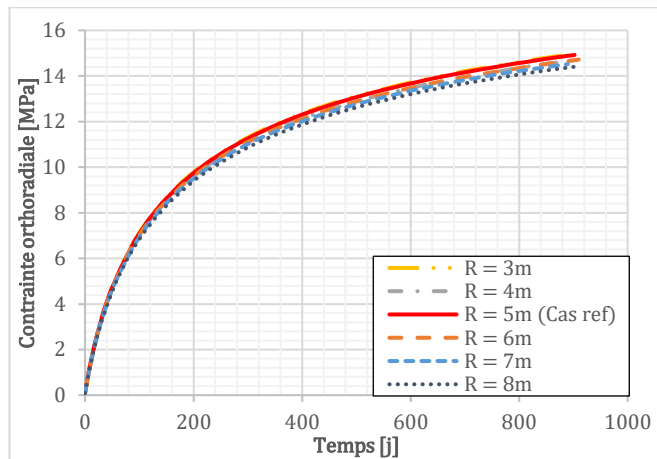


Figure V.19 : Evolution de la contrainte dans le revêtement de la galerie en fer à cheval en fonction du temps pour différentes valeurs de  $R$  à  $e/R$  constant

Les résultats de la Figure V.19 montrent que le rayon n'a que peu d'influence sur la valeur de la contrainte dans le revêtement de la galerie. En effet, sur la courbe, on remarque que l'écart de contrainte entre la valeur de rayon la plus basse et la plus haute est de l'ordre de 1 MPa soit de l'ordre de 7% de la valeur totale.

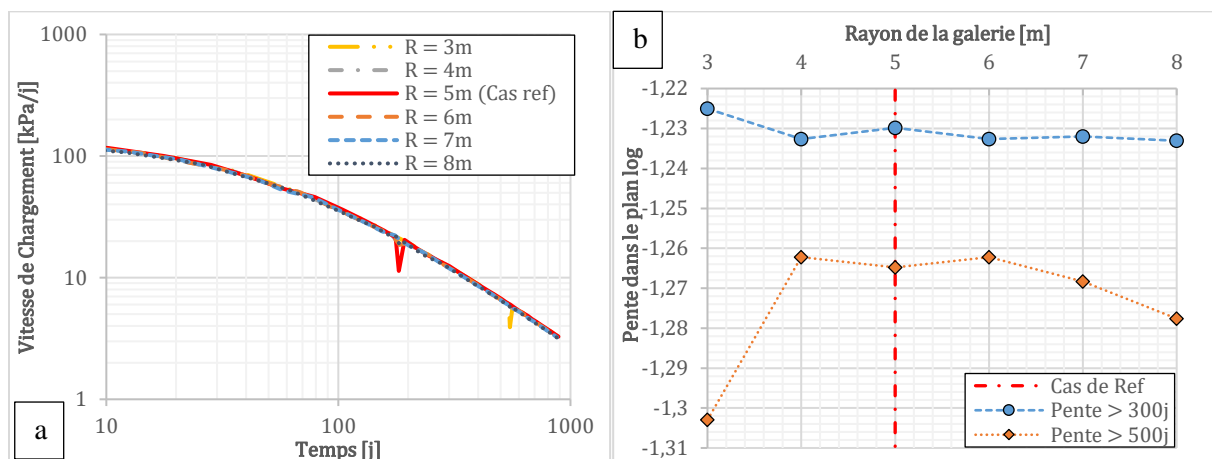


Figure V.20 : Evolution de la vitesse de chargement en fonction du temps pour différentes valeurs de rayon avec un rapport  $e/R$  constant pour la section en fer à cheval (a) et les pentes correspondantes (b)

La Figure V.20 présentant l'évolution de la vitesse de chargement montre que les courbes sont toutes superposées à part quelques artefacts liés à la résolution numérique. Le rayon de la galerie n'a finalement aucune influence sur l'évolution de la contrainte et encore moins sur la pente de la partie linéaire qui reste pratiquement constante quelle que soit la valeur du rayon de la galerie.

### 3.1.3.2. Cas de la section circulaire

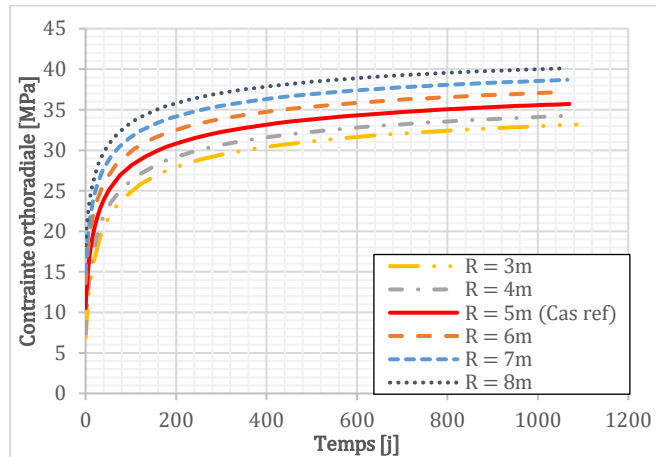


Figure V.21 : Evolution de la contrainte dans le revêtement de la galerie circulaire en fonction du temps pour différentes valeurs de R à  $e/R$  constant

Contrairement au cas précédent, on observe une variation des courbes d'évolution de la contrainte avec la valeur du rayon (Figure V.21). En effet, plus le rayon est grand, plus la contrainte semble élevée.

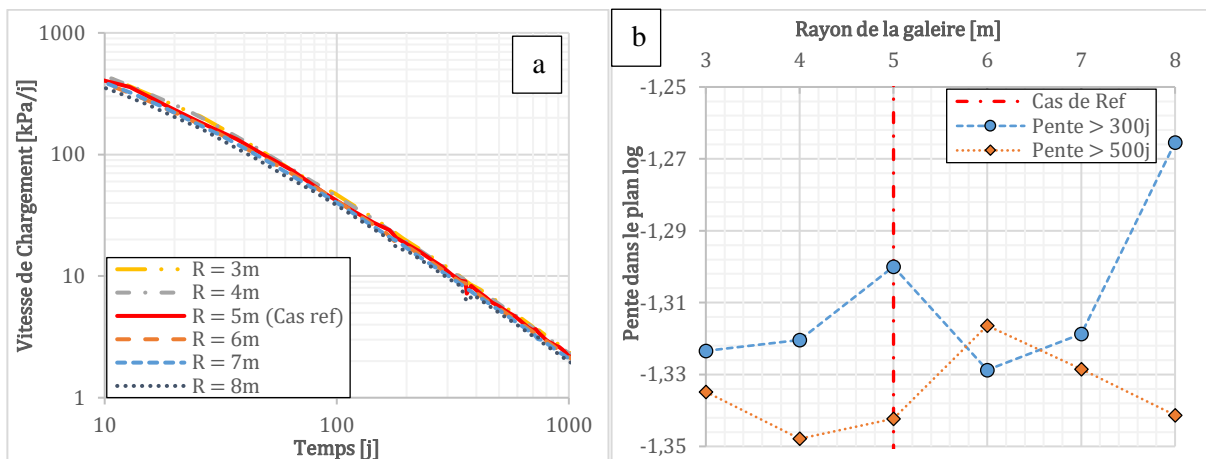


Figure V.22 : Evolution de la vitesse de chargement en fonction du temps pour différentes valeurs de rayon avec un rapport  $e/R$  constant pour la section circulaire (a) et les pentes correspondantes (b)

En revanche, les vitesses de chargement sont pratiquement toutes confondues (Figure V.22), comme dans le cas précédent. La pente de la vitesse de chargement a une variation relativement faible (environ 0,04 à 0,07). Le rayon de la galerie, à rigidité constante, a donc un effet négligeable sur la pente de la courbe de vitesse de chargement du revêtement dans le plan  $\log \dot{\sigma} / \log t$ .

### 3.1.4. Conclusion

Finalement, que ce soit la contrainte isotrope  $P_0$ , l'épaisseur du revêtement ou le rayon de la galerie à rigidité constante, aucun de ces trois paramètres du modèle ne semble avoir de réelle influence sur la valeur de la pente dans le plan  $\log \dot{\sigma} / \log t$  pour les deux cas de référence. Les variations de pente sont au plus d'environ 10% de la valeur de pente référence dans la gamme de valeurs considérées (variation maximum de 0,14). Cela nous amène à penser que la pente de la courbe dans ce plan sera constante quelles que soient les caractéristiques de l'ouvrage pour un terrain identique. C'est pourquoi la caractéristique de la modélisation qui pourrait avoir le plus d'influence pourrait être les paramètres du modèle de comportement liés au terrain. C'est ce qui sera étudié dans la partie suivante.

### 3.2. Sensibilité aux paramètres du modèle L&K

Lors de la phase d'excavation, le terrain subit un déconfinement avant le passage du front jusqu'à la pose du revêtement. Lors de cette phase, la contrainte radiale diminue et la contrainte orthoradiale augmente. Le matériau du terrain est alors sollicité en cisaillement et il exprime une déformation de fluage. Dans le cas d'un matériau avec une vitesse de fluage très rapide, une grande part de fluage pourra alors s'exprimer durant cette phase et inversement avec un matériau à fluage lent. Dans la seconde phase du calcul, le revêtement est posé, le terrain continue alors d'exprimer son fluage, mais le revêtement reprend une partie de ces efforts. Le revêtement résiste à la déformation de fluage du terrain et vient alors appliquer une pression de confinement sur le terrain, qui va ralentir la vitesse de fluage. Le terrain est alors sollicité en un mélange de fluage et de relaxation qui dépend de la contrainte d'équilibre dans le revêtement. Un matériau à fluage rapide ayant exprimé une grande partie de son potentiel de fluage lors de la première phase, il pourra alors dans certains cas solliciter de manière moins importante le revêtement. En revanche, un matériau à fluage lent aura exprimé une faible partie de son potentiel de fluage lors de la première phase, il pourra alors solliciter de manière plus importante le revêtement de la galerie, mais il faudra beaucoup plus de temps pour qu'il s'exprime.

Ainsi sur une durée donnée, un matériau légèrement plus rapide exprimera plus de fluage mais un matériau très rapide pourra avoir une contrainte plus faible car il aura exprimé une grande partie de son potentiel de fluage lors de la première phase. Ces éléments phénoménologiques permettront d'interpréter les différentes courbes présentées dans les paragraphes suivants.

Afin d'étudier de manière plus précise le comportement du terrain, et sa manière d'influer sur l'évolution de la contrainte dans le revêtement, nous avons décidé d'étudier l'influence des paramètres de viscoplasticité du modèle L&K sur les résultats des deux cas de référence. Pour cela, nous considérerons deux parties distinctes qui s'intéresseront respectivement à :

- une analyse de l'influence de chacun des paramètres de viscosité du modèle,
- et dans un second temps, l'influence de la détermination du jeu de paramètres à partir des essais de laboratoire.

#### ***3.2.1. Sensibilité aux paramètres de fluage du modèle***

Dans cette sous-partie, nous nous intéresserons aux paramètres viscoplastiques du modèle L&K afin de déterminer la manière dont ces derniers influent sur l'évolution de la contrainte dans le revêtement. Le comportement viscoplastique du modèle ainsi que les paramètres correspondants ont été présentés dans la section 3.2.5 du Chapitre II :

- la viscosité  $A_v$ ,
- l'exposant de la loi de viscosité  $n_v$
- le paramètre d'écrouissage  $\gamma_{visc}$ .

##### ***3.2.1.1. Sensibilité au paramètre $A_v$***

Le paramètre  $A_v$  est le paramètre de viscosité de la loi de comportement visqueuse. Nous avons fait évoluer ce dernier de deux ordres de grandeurs inférieurs au cas de référence ( $2,8 \cdot 10^{-12} \text{ s}^{-1}$ ) et deux ordres de grandeurs supérieurs par palier d'un ordre de grandeur. La Figure V.23 regroupe l'ensemble des résultats de l'évolution de la contrainte pour les deux cas de référence.

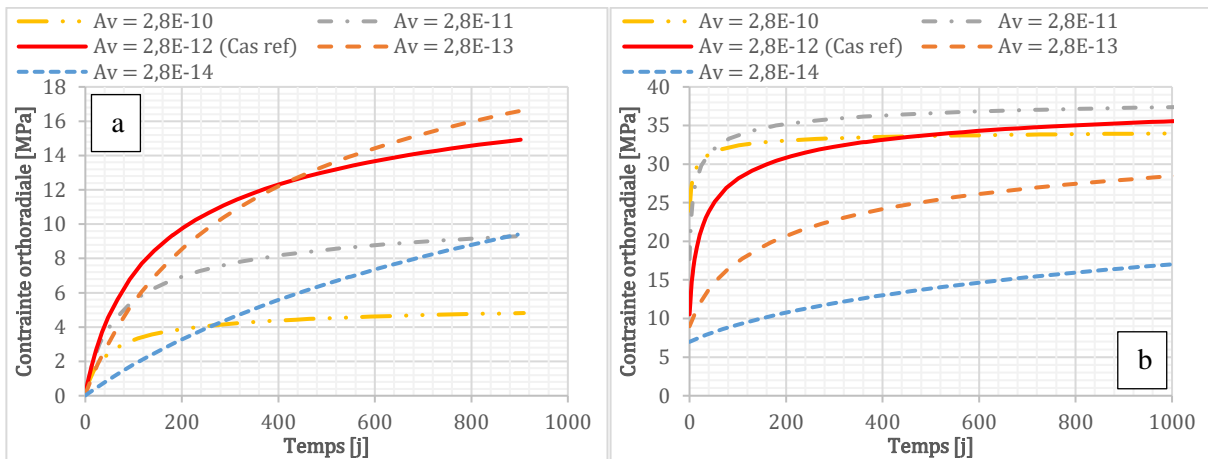


Figure V.23 : Evolution de la contrainte pour différentes valeurs de  $A_v$  dans le cas de la section en fer à cheval (a) et dans le cas de la section circulaire (b)

La Figure V.23a présentant les résultats du cas de la section en fer à cheval montre que pour des valeurs plus faibles de viscosité, la vitesse de déformation est plus élevée à la fin de la modélisation par rapport au cas de référence. Cela s'explique par le fait que si la viscosité est moins importante, la vitesse de fluage sera également moins importante, le potentiel de fluage du terrain s'épuisera donc moins rapidement lors de la phase de fluage de 6 mois sans revêtement. Ainsi lorsque le revêtement sera mis en œuvre, ce potentiel sera plus faible pour des valeurs de viscosité plus élevées. Cela se vérifie également pour les valeurs de  $A_v$  plus élevées, la pente est plus faible mais également l'amplitude car une grande partie du potentiel de fluage aura été consommé avant la pose du revêtement.

Dans le cas de la section circulaire (Figure V.23b) la contrainte est plus élevée et la vitesse diminue à mesure que  $A_v$  augmente, à part pour la valeur de  $A_v = 2,8 \cdot 10^{-10} \text{ s}^{-1}$  qui diminue légèrement en amplitude. L'effet de la première phase d'excavation sans revêtement est moins marqué dans ce cas de référence car la période de déconfinement et de fluage du terrain non contraint est moins longue. Le terrain a donc moins de temps pour libérer une partie de son potentiel de fluage.

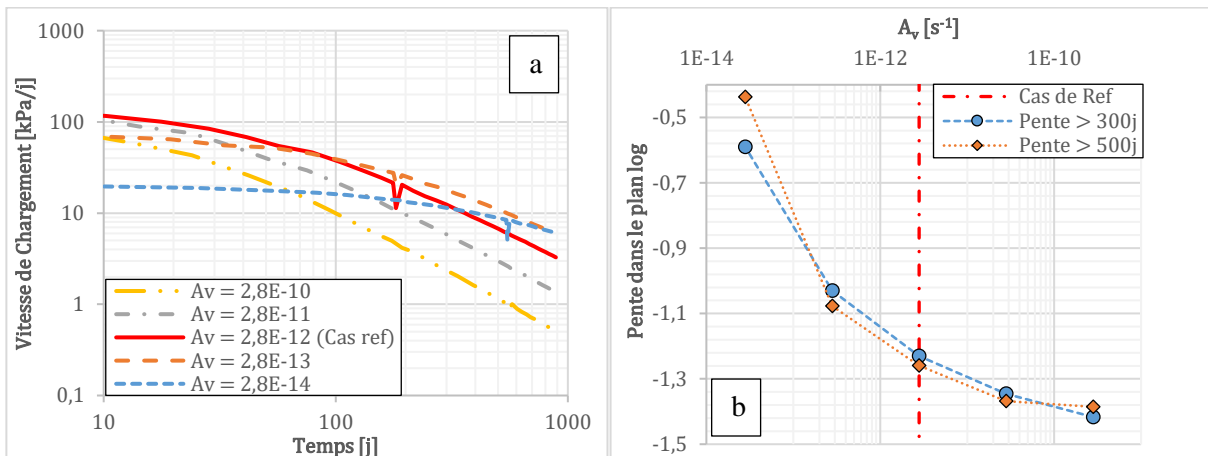


Figure V.24 : Evolution de la vitesse de chargement dans le cas de la section en fer à cheval pour différentes valeurs de  $A_v$  (a) et les valeurs de pentes correspondantes (b)

La vitesse varie de manière très importante entre les différentes valeurs de  $A_v$  dont les courbes sont présentées sur la Figure V.24a. Il est assez difficile de dégager une tendance pour ces courbes tant elles semblent différentes, il semblerait cependant que la partie linéaire de la courbe se décale vers la droite à mesure que  $A_v$  diminue. Par exemple, la courbe correspondant à un  $A_v$  faible égal à  $10^{-14}$  présente une évolution quasi plate, son amortissement est donc assez faible, c'est bien ce que l'on constate sur la Figure V.23a. A l'inverse, la courbe correspondant à  $A_v = 2,8 \cdot 10^{-10} \text{ s}^{-1}$  a un amortissement très important car à la fin du calcul la vitesse est très faible, la courbe de contrainte sur la Figure V.23a est

presque plate à la fin du calcul. Ainsi, plus la valeur de  $A_v$  est faible, plus l'amortissement sera faible également. Ces conclusions sont en accord avec les valeurs de pentes qui tendent à montrer des valeurs plus élevées (en valeur absolue) pour des valeurs de  $A_v$  dans la gamme supérieure.

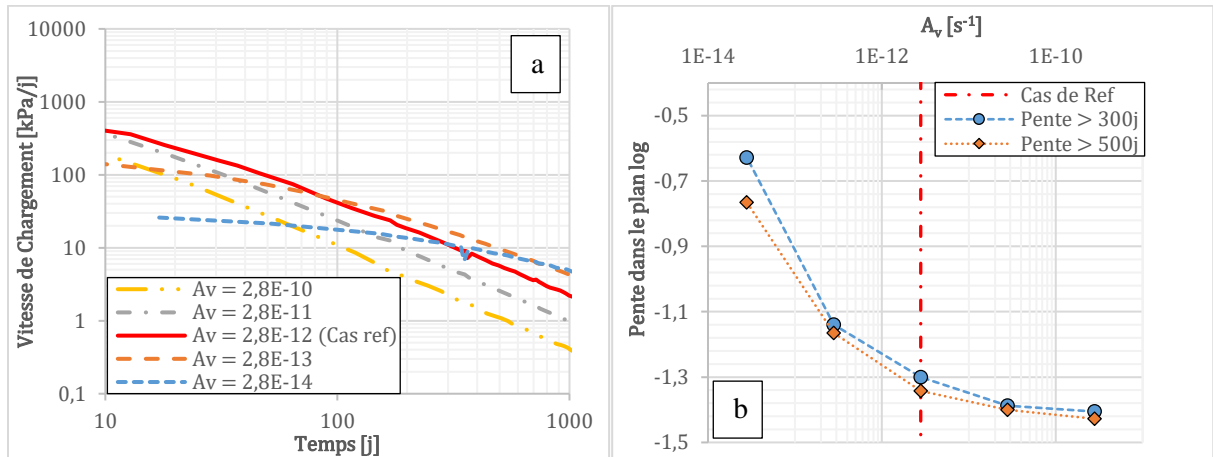


Figure V.25 : Evolution de la vitesse de chargement dans le cas de la section circulaire pour différentes valeurs de  $A_v$  (a) et les valeurs de pentes correspondantes (b)

Les courbes de la vitesse de chargement du revêtement dans le cas circulaire (Figure V.25a) présentent une évolution similaire au cas à section en fer à cheval, bien que les courbes semblent plus linéaires. Les pentes des courbes (Figure V.25b) varient de manière relativement restreintes pour des valeurs de  $A_v$  supérieures au cas de référence, tout comme pour le cas de la section circulaire (Figure V.24b) avec une variation de l'ordre de 0,1 ce qui est l'ordre de grandeur des variations observées avec la sensibilité aux paramètres du modèle (Partie 3.1). En revanche pour des valeurs de  $A_v$  inférieures au cas de référence, la variation de la pente est beaucoup plus importante (de l'ordre de 0,8).

Le paramètre  $A_v$  joue donc un rôle important dans l'estimation de la pente dans le plan  $\log \sigma / \log t$ . Ainsi l'amortissement des courbes d'évolution sera plus important à mesure que  $A_v$  augmente, ce qui influera nécessairement sur la valeur finale de la contrainte dans le revêtement à long terme.

### 3.2.1.2. Sensibilité au paramètre $n_v$

Le paramètre  $n_v$  du modèle L&K représente l'exposant de la loi de viscosité. Il donne la forme de la courbe de déformation de fluage, il pourrait être assimilé à une courbure, mais c'est bien le couple  $A_v$  et  $n_v$  qui définissent la pente de la courbe de fluage. Nous étudierons le comportement de ce paramètre au travers des deux cas d'étude.

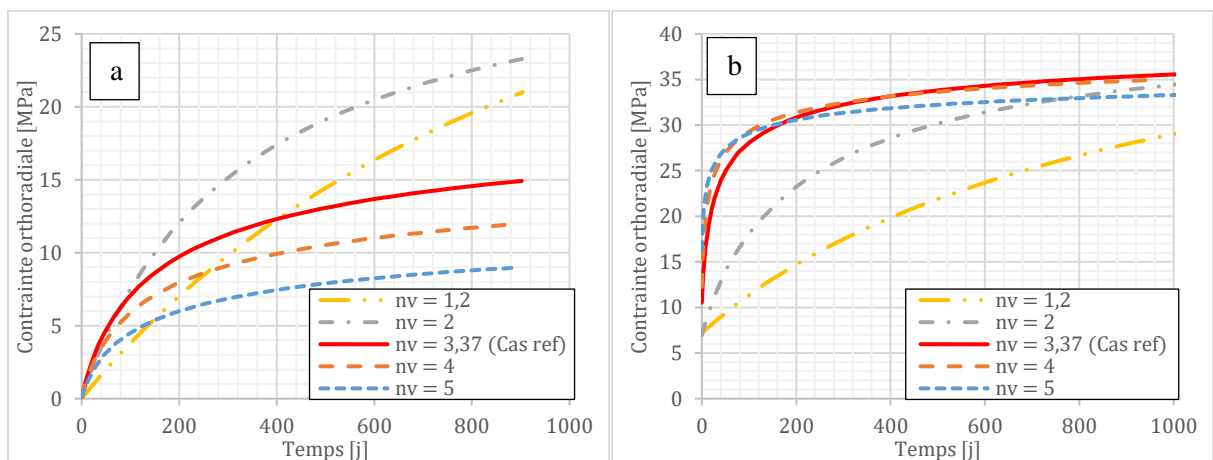


Figure V.26 : Evolution de la contrainte pour différentes valeurs de  $n_v$  dans le cas de la section en fer à cheval (a) et dans le cas de la section circulaire (b)

L'évolution de la contrainte pour les différentes valeurs de  $n_v$  est présenté sur la Figure V.26 pour les deux cas de référence. Pour une valeur de  $n_v$  supérieure à celle du cas de référence, on observe une forme de courbe similaire à ce dernier. De plus l'éspacement entre ces courbes et le cas de référence reste relativement restreint pour le cas de la section en fer à cheval et même pratiquement nul dans le cas de la section circulaire. Ces courbes ont de plus des vitesses similaires à la fin du calcul. En revanche, pour des valeurs de  $n_v$  plus faibles, la forme de la courbe change complètement et la courbe avec  $n_v = 1,2$  présente un amortissement très faible et sa vitesse est bien supérieure aux autres courbes à la fin du calcul ( $n_v = 1,2$  est peu physique et sort de l'intervalle de valeurs admissibles).

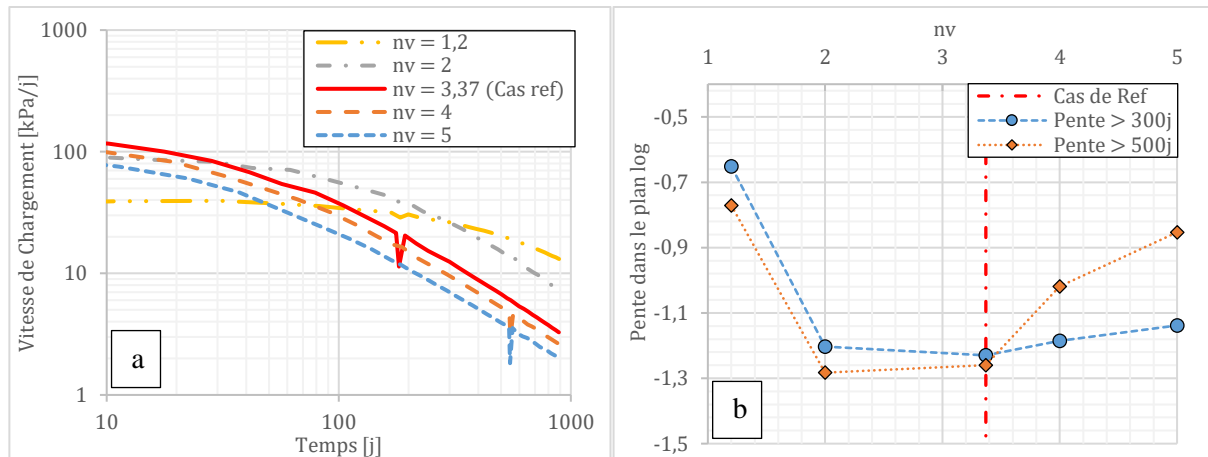


Figure V.27 : Evolution de la vitesse de chargement dans le cas de la section en fer à cheval pour différentes valeurs de  $n_v$  (a) et les valeurs de pentes correspondantes (b)

La Figure V.27a montre l'évolution de la vitesse de chargement en fonction du temps pour les différentes valeurs de  $n_v$ . Comme pour la courbe de contrainte, les vitesses du cas de référence et des courbes où  $n_v$  est supérieur au cas de référence, présentent des évolutions similaires. Leurs pentes respectives sont par ailleurs pratiquement identiques à partir de 300 jours. Les valeurs de pentes ont des variations assez restreintes sauf pour le cas où  $n_v = 1,2$ , cette dernière a une pente vraiment très faible (0,7) ce qui n'est pas en accord avec les observations sur ouvrages et ne semble donc pas physique.

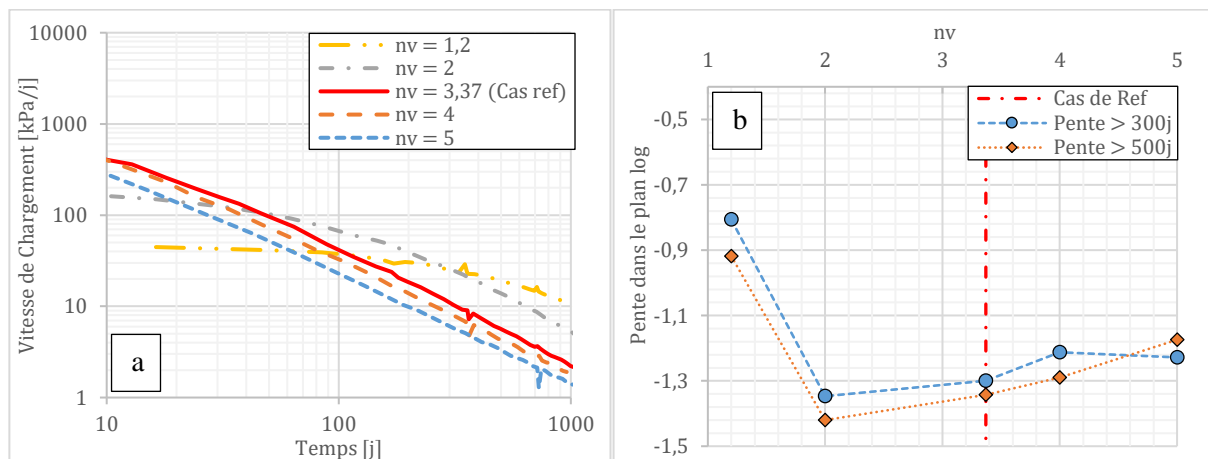


Figure V.28 : Evolution de la vitesse de chargement dans le cas de la section circulaire pour différentes valeurs de  $n_v$  (a) et les valeurs de pentes correspondantes (b)

Pour le cas de la section circulaire, les courbes présentent les mêmes caractéristiques que dans le cas de la section en fer à cheval, à savoir que pour des valeurs de  $n_v$  supérieures au cas de référence, les courbes dans le plan  $\log \dot{\sigma} / \log t$  ont la même forme (Figure V.28a) et pentes (Figure V.28b) sont globalement similaires avec un écart inférieur à 0,1 par rapport au cas de référence. La courbe pour  $n_v = 1,2$  présente également un comportement totalement différent des autres avec une pente bien plus faible

en valeur absolue ce qui laisse penser que cette valeur est à exclure et ne considérer que des valeurs de  $n_v > 2$ .

### 3.2.1.3. Sensibilité au paramètre $\gamma_{visc}$

Le paramètre  $\gamma_{visc}$  de la loi viscoplastique L&K représente le taux de déformation nécessaire pour atteindre le seuil viscoplastique maximal. C'est un paramètre qui est très difficile à déterminer car il n'a pas de réelle signification physique et est donc pratiquement impossible à mesurer sur des essais. De plus, ce paramètre joue un rôle important dans l'évolution de la déformation de fluage, et son effet est dépendant des valeurs des paramètres  $A_v$  et  $n_v$ .

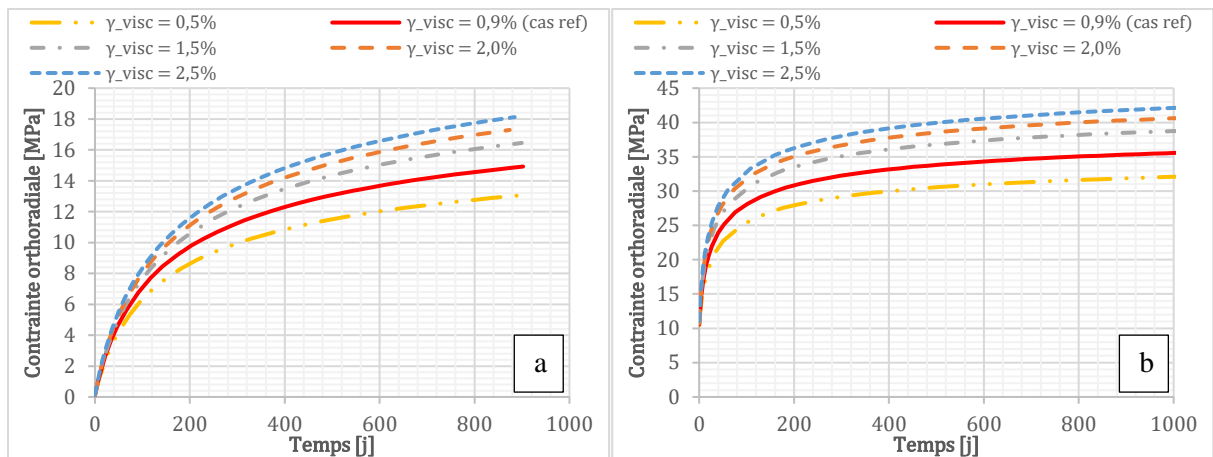


Figure V.29 : Evolution de la contrainte pour différentes valeurs de  $\gamma_{visc}$  dans le cas de la section en fer à cheval (a) et dans le cas de la section circulaire (b)

Le paramètre  $\gamma_{visc}$  a finalement une influence relativement modérée sur la contrainte dans le revêtement (Figure V.29), et ce sur les deux cas de référence. L'amplitude de variation est de l'ordre de 30% de la valeur de référence sur la plage de valeurs considérée de ce paramètre. L'écart entre les différentes courbes est moins important pour des  $\gamma_{visc}$  élevés, il se réduit de manière significative dans les deux cas de référence pour des valeurs supérieures à 1,5%.

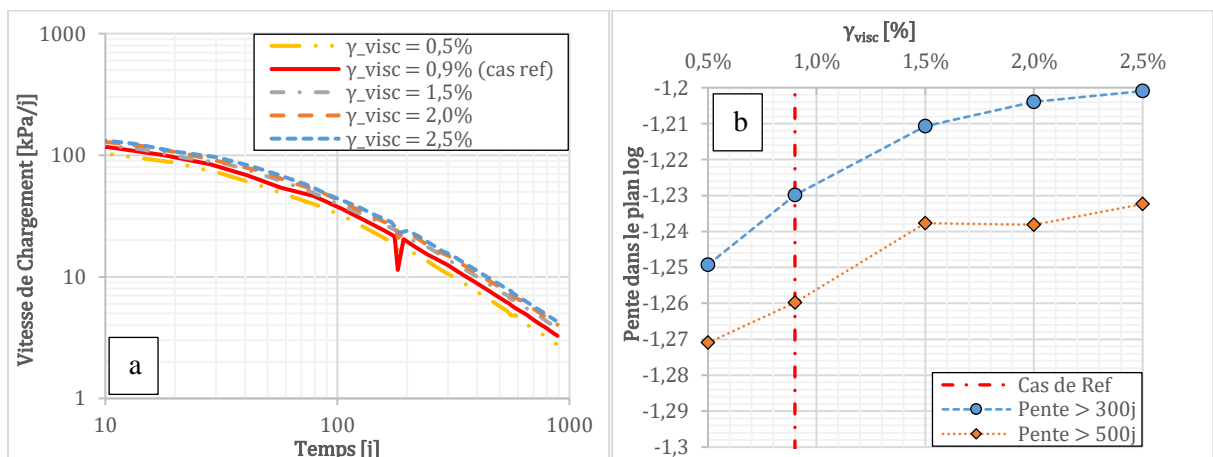


Figure V.30 : Evolution de la vitesse de chargement dans le cas de la section en fer à cheval pour différentes valeurs de  $\gamma_{visc}$  (a) et les valeurs de pentes correspondantes (b)

Dans le cas de la section en fer à cheval, les courbes de vitesse semblent relativement similaires (Figure V.30a). Les pentes présentent une évolution relativement restreinte (de l'ordre de 0,05 sur l'amplitude de valeurs considérées) et l'écart est encore plus faible pour des valeurs de  $\gamma_{visc} > 1,5\%$ , comme ce qui a été observé sur les courbes d'évolution de la contrainte de revêtement (Figure V.29).



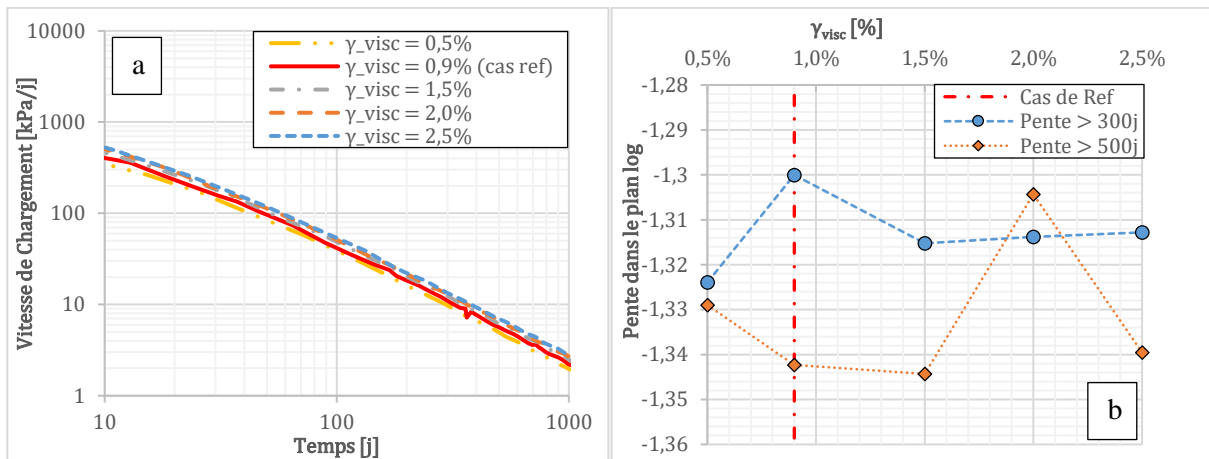


Figure V.31 : Evolution de la vitesse de chargement dans le cas de la section circulaire pour différentes valeurs de  $\gamma_{visc}$  (a) et les valeurs de pentes correspondantes (b)

Dans le cas de la section circulaire, les courbes de vitesse (Figure V.31) sont encore plus resserrées que pour le cas de la section en fer à cheval. Les pentes des courbes dans le plan  $\log \dot{\sigma} / \log t$  sont pratiquement constantes pour les différentes valeurs de  $\gamma_{visc}$ . En effet la variation de la pente est comprise entre 0,02 et 0,04 ce qui est très faible. Ainsi l'effet du paramètre  $\gamma_{visc}$  est faible sur les valeurs de pente (variation maximum de 0,05 dans le cas de la section en fer à cheval) et son effet sur la contrainte finale aussi comparativement aux autres paramètres de viscosité et notamment la viscosité  $A_v$ .

### 3.2.2. Sensibilité à l'incertitude liée aux essais de laboratoire

Le but de cette sous-partie est de déterminer l'influence que peut avoir l'incertitude de calage des paramètres du modèle liés à la viscoplasticité sur les résultats de calcul sur les galeries des cas de référence. En effet il existe de nombreuses sources d'incertitude liées à la détermination des paramètres viscoplastique du modèle. La première et la plus évidente a été énoncée dans le Chapitre III, c'est le fait que les essais de fluage sont réalisés sur une période de 3 mois alors que les échelles de temps considérées dans les calculs et la vie de l'ouvrage sont beaucoup plus importantes (de l'ordre de quelques années à quelques dizaines d'années). Une seconde source d'erreur est l'échantillonnage du terrain qui possède inévitablement une variabilité naturelle de ses propriétés et la sélection de ces échantillons. En effet lors de la réalisation des éprouvettes pour les essais triaxiaux, de fluage ou autre, le terrain est mis sous forme de petites éprouvettes à partir des carottes de forage. Lors de ce processus certains échantillons se brisent lors du dressage en cylindre ou lors du surfaçage, les échantillons restants sont alors nécessairement les plus résistants et pas nécessairement représentatifs du terrain en place. Pour toutes ces raisons nous avons choisi de déterminer deux jeux de paramètres tenant compte de l'incertitude relative aux échelles de temps.

La démarche a été de réaliser deux calages alternatifs du modèle qui traduisaient bien le comportement en fluage sur échantillon à 90 jours, mais qui divergeaient au-delà. Nous avons donc cherché à obtenir un calage dont la pente au-delà de 90 jours (fluage secondaire) était plus faible, et un autre pour lequel cette pente serait plus importante. Nous avons ensuite réalisé un calcul sur les deux cas de références avec ces deux jeux de paramètres alternatifs.

Les valeurs considérées pour les paramètres de fluage des trois jeux de paramètres du modèle L&K sont recensées dans le Tableau 24. Les autres paramètres restent inchangés (Tableau 5b).

On représente sur la Figure V.32 les déformations en fonction du temps au cours d'un essai de fluage à un confinement de 12 MPa et un déviateur de 75% de la valeur de pic.

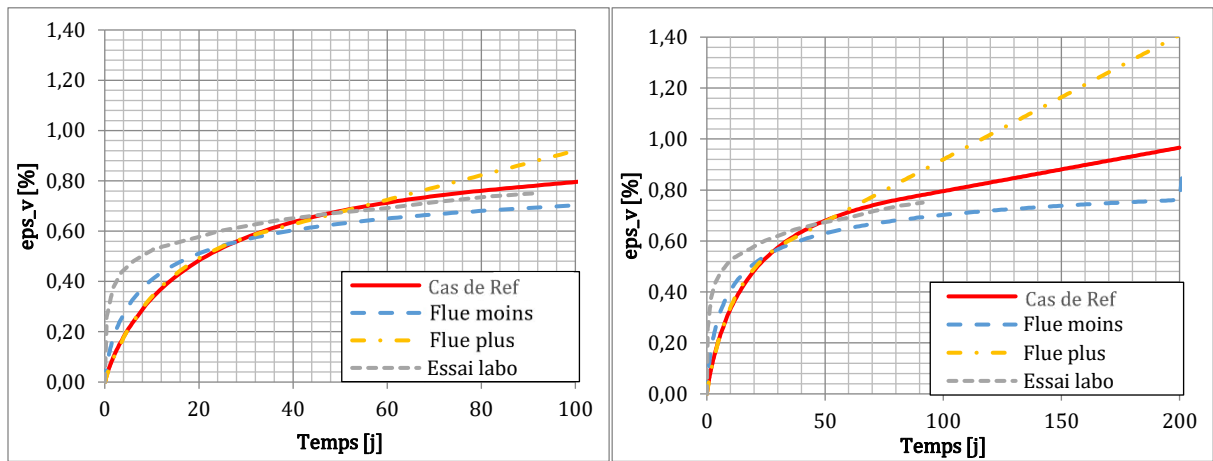


Figure V.32 : Evolution de la déformation au cours du temps lors d'un essai de fluage à  $P = 12 \text{ MPa}$  et  $q/q_{pic} = 75\%$  pour les trois jeux de paramètres

Ainsi, on observe que sur les 90 premiers jours, les trois jeux de paramètres semblent relativement similaires. En revanche, au-delà, on remarque que les vitesses de fluage sont bien différentes comme souhaité, avec un rapport de 2 ou  $\frac{1}{2}$  par rapport au calage de référence. Les paramètres viscoplastiques utilisés sont regroupés dans le Tableau 24. La valeur du paramètre  $\gamma_{visc}$  a dut être diminué afin de pouvoir traduire le comportement du matériau et éviter que ce dernier n'entre en fluage tertiaire trop tôt avec le jeu de paramètres considéré.

Valeur des paramètres	Flue moins	Cas de référence	Flue plus
$A_v$	$2,8 \cdot 10^{-14}$	$2,8 \cdot 10^{-12}$	$2,8 \cdot 10^{-11}$
$n_v$	5,69	3,37	2,41
$\gamma_{visc}$	0,009	0,009	0,007

Tableau 24 : Paramètres visco-plastiques du modèle L&K pour les trois jeux de paramètre

On trace ensuite l'évolution de la déformation au cours du temps pour un essai de fluage à un confinement de  $12 \text{ MPa}$  et à un déviateur de 50% de la valeur de pic.

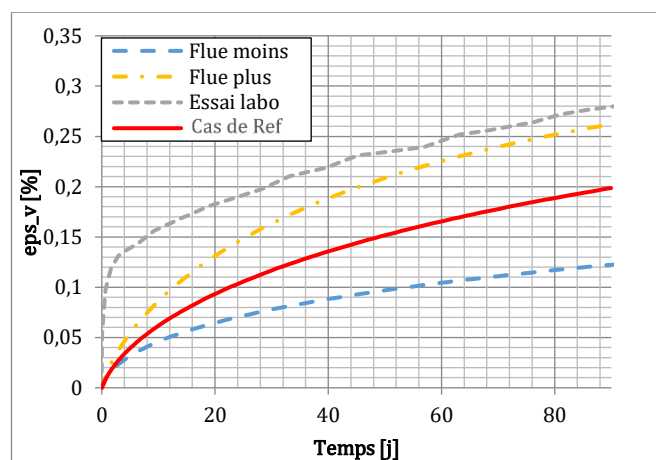


Figure V.33 : Evolution de la déformation au cours du temps lors d'un essai de fluage à  $P = 12 \text{ MPa}$  et  $q/q_{pic} = 50\%$  pour les trois jeux de paramètres

On remarque sur le Figure V.33 que l'amplitude du jeu de paramètres qui flue plus semble bien correspondre à l'essai. A l'inverse, le jeu de paramètres qui flue moins semble, quant à lui, un peu sous-évaluer les déformations de fluage à un taux de déviateur de 50%.

Nous allons maintenant tester ces jeux de paramètres sur les différents cas de référence afin d'évaluer la sensibilité à l'incertitude des essais de laboratoire et la détermination des paramètres à partir de ces essais sur échantillons de laboratoire. Les sources d'incertitude concernant la détermination des paramètres du modèle sont nombreuses. Elles peuvent être liées à la fois au manque d'informations concernant les différents chemins de contrainte, à la sélection des échantillons les plus robustes (ne gardant que les échantillons intacts et non fracturés) et à la durée des essais (quelques mois) bien plus courte que les temps de calcul considérés (quelques années).

### 3.2.3. Application aux cas de référence

Nous allons évaluer l'influence des paramètres à long terme du modèle sur les cas de références, dans un premier temps sur la galerie circulaire, puis dans un second temps sur la galerie en fer à cheval.

La Figure V.34 présente l'évolution de la contrainte dans le revêtement de la galerie circulaire au cours du temps pour les différents jeux de paramètres :

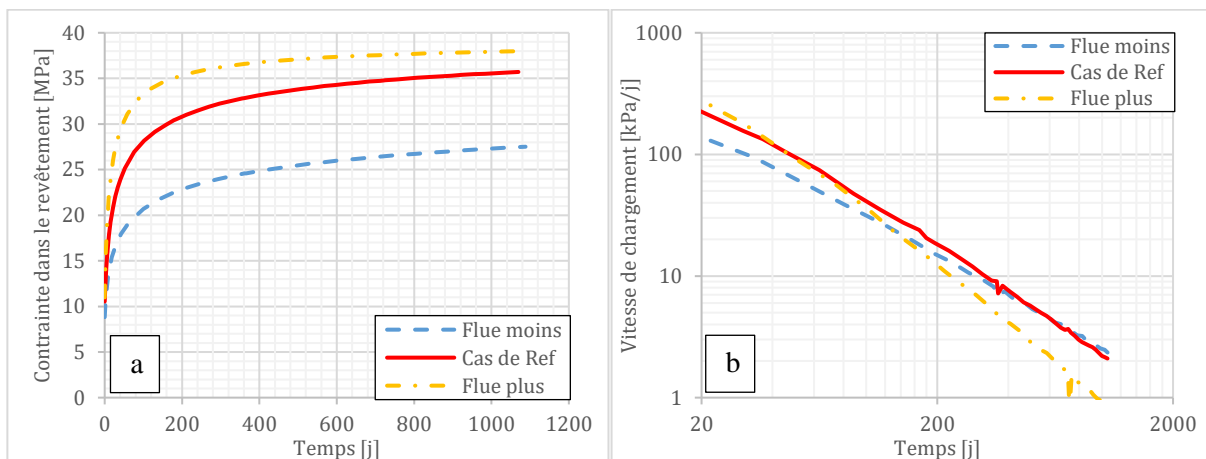


Figure V.34 : Evolution de la contrainte dans le revêtement le cas de référence en section circulaire à voussoirs pour les différents jeux de paramètres (a) et vitesse de chargement correspondante (b)

On constate que la contrainte au bout de trois ans est plus importante à mesure que le jeu de paramètre est plus fluant. Le revêtement du béton étant posé relativement tôt pendant la phase d'excavation, le comportement fluant est prédominant, le fluage s'exprime directement sur la contrainte du revêtement. De plus, plus le jeu de paramètres est fluant et plus il semble se stabiliser rapidement, la vitesse de chargement est beaucoup plus faible au bout des trois ans pour le jeu qui flue plus que pour celui qui flue moins.

Si on s'intéresse maintenant à la vitesse de chargement, on remarque que les courbes de vitesse de convergence du cas de référence et du jeu de paramètre qui flue moins semblent relativement similaires, avec une pente toutefois moins importante (en valeur absolue) du jeu de paramètre qui flue moins. En revanche, le jeu de paramètres qui flue plus a une forme de courbe différente, avec une pente beaucoup plus importante. La principale différence entre ces courbes est le paramètre  $\gamma_{visc}$  qui a une valeur différente des deux autres courbes pour le jeu de paramètres qui flue plus ainsi que les valeurs de  $A_v$ . D'après la partie précédente, les calculs de sensibilité ont permis de mettre en évidence que le paramètre  $A_v$  était le paramètre qui avait le plus d'influence sur la forme de la courbe dans le plan  $\log(\sigma)/\log(t)$ .

La Figure V.35 montre l'évolution des vitesses de chargement du revêtement pour le cas en section fer à cheval ainsi que l'évolution de la contrainte dans le revêtement pour les trois différents jeux de paramètres.

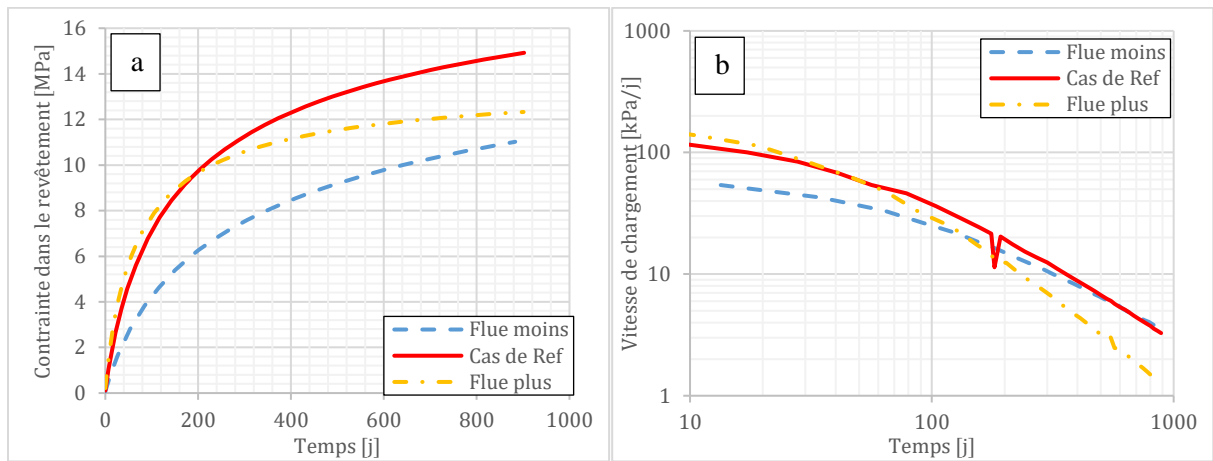


Figure V.35 : Evolution de la vitesse de chargement dans le plan  $\log(\dot{\sigma})/\log(t)$  pour le cas de référence en section fer à cheval pour les différents jeux de paramètres (a) et vitesses de chargement correspondante (b)

Comme pour le cas circulaire, on remarque que les courbes des jeux de paramètres du cas de référence et de celui qui flue le moins ont des formes similaires, avec une partie linéaire dont la pente est moins importante pour le cas où la roche flue le moins. Le jeu de paramètres qui flue le plus a quant à lui une forme différente induite par la valeur différente du paramètre  $\gamma_{visc}$ .

Valeurs de pentes	Section Fer à Cheval	Section circulaire voussoirs
Flue moins	1,03	1,12
Cas de référence	1,26	1,34
Flue plus	1,61	1,59

Tableau 25 : Valeur des pentes dans le plan  $\log(\text{vitesse de chargement})/\log(\text{temps})$  pour les différents jeux de paramètres dans les deux cas référence calculés après 500j

D'après les valeurs de pentes calculées après 500 jours retranscrites dans le Tableau 25, la pente est plus faible dans les deux cas de calculs pour le jeu de paramètres qui flue moins par rapport au cas de référence. De même la pente a une valeur plus importante pour le jeu de paramètres qui flue plus par rapport au cas de référence. On observe donc un amortissement du fluage plus faible pour des jeux de paramètres qui fluent moins et inversement avec les jeux qui fluent plus. De plus, on remarque que la valeur du paramètre  $\gamma_{visc}$  influence grandement la valeur de la pente ainsi que la forme de la courbe de la vitesse de chargement. Dans les deux cas de référence les écarts de pentes sont relativement importants (-0,23 et +0,35) dans le cas de la section en fer à cheval par rapport au cas de référence. De même pour la section circulaire, les écarts sont de -0,22 et +0,25 par rapport au cas de référence.

### 3.3. Sensibilité au modèle de comportement du terrain

Le but de cette partie est de déterminer l'évolution du chargement dans le revêtement pour différents modèles de comportement du terrain. Pour cela nous avons étudié un ensemble de modèles classiquement utilisés pour les calculs de galeries souterraines en ingénierie. Pour chacun de ces modèles nous avons réalisé un calage des paramètres du modèle sur les mêmes essais laboratoire de l'argilite de Bure que ceux utilisés pour déterminer les paramètres du modèle L&K. Nous avons ensuite effectué des calculs sur les deux cas de référence de galerie (section en fer à cheval avec revêtement en béton coulé en place, et section circulaire avec voussoirs). Les modèles retenus sont :

- le modèle Power-law viscoplastic, (Itasca 2016)
- le modèle Cvisc (Itasca 2016)

### 3.3.1. Le modèle Power-law viscoplastic

Le modèle de comportement Power-law viscoplastic combine un comportement viscoélastique à deux composantes de type Norton, et un modèle élastoplastique de type Mohr-Coulomb. Dans notre étude nous n'utiliserons que la première composante de fluage de Norton, car nous souhaitons comparer les différents modèles de comportement à long terme. Dans ce modèle les deux mécanismes sont totalement découplés donc le fait de ne pas considérer le phénomène plastique, n'entraîne pas de modification sur le comportement visqueux. De plus il serait difficile de déterminer les paramètres relatifs au seuil plastique car pour l'argilite, ce dernier semble se développer à un seuil de contrainte relativement bas (30% de la limite de résistance de pic). Ensuite se poserait la question de savoir à quel niveau disposer ce seuil (limite d'élasticité, à la résistance de pic ou au seuil de résistance résiduel) sachant que le comportement est plastique parfait. Pour s'affranchir de toutes ces considérations, cet aspect du modèle a été écarté et ne devrait pas avoir d'influence significative sur l'évolution de la vitesse de chargement.

#### 3.3.1.1. Présentation du modèle

La vitesse de déformation totale dans le modèle se décompose ainsi :

$$\dot{\varepsilon}_{ij} = \dot{\varepsilon}_{ij}^e + \dot{\varepsilon}_{ij}^v + \dot{\varepsilon}_{ij}^p$$

Où  $\varepsilon_{ij}^e$ ,  $\varepsilon_{ij}^v$  et  $\varepsilon_{ij}^p$  sont respectivement la déformation élastique, viscoélastique et plastique. La déformation déviatorique visqueuse est le produit de l'intensité de fluage  $\dot{e}_{cr}$  et de la direction de la contrainte principale :

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^v = \dot{e}_{cr} \frac{\partial q}{\partial S_{ij}}$$

Où  $\dot{\varepsilon}_{ij}^v$  est la partie déviatorique du tenseur de déformation visqueuse,  $S_{ij}$  est la partie déviatorique du tenseur de contrainte et  $q = \sqrt{3J_2} = \sqrt{\frac{3}{2} S_{ij} S_{ij}}$

Par définition, l'intensité de fluage  $\dot{e}_{cr}$  a deux composantes :

$$\dot{e}_{cr} = \dot{e}_{cr}^1 + \dot{e}_{cr}^2$$

Les deux intensités de fluage suivent une loi de Norton du type :

$$\begin{aligned} \dot{e}_{cr}^1 &= A_1 q^{n_1} \quad \text{si } q \geq \sigma_1^{ref} ; \quad \dot{e}_{cr}^1 = 0 \quad \text{si } q < \sigma_1^{ref} \\ \dot{e}_{cr}^2 &= A_2 q^{n_2} \quad \text{si } q \leq \sigma_2^{ref} ; \quad \dot{e}_{cr}^2 = 0 \quad \text{si } q > \sigma_2^{ref} \end{aligned}$$

Ainsi lors d'un essai de fluage la déformation axiale est linéaire suivant ce modèle, et la pente de cette droite, correspondant à sa vitesse est fonction des paramètres de viscosité ( $A_1$  et  $n_1$ ) et du déviateur  $q$  uniquement. Ainsi lors d'un essai de fluage, les paramètres et le déviateur étant fixés, l'évolution de la déformation est bien linéaire durant l'essai.

#### 3.3.1.2. Détermination des paramètres sur l'argilite de Bure

D'après les essais laboratoire disponibles, nous avons constaté que le module élastique de l'argilite était d'environ  $E = 5 \text{ GPa}$  (Tableau 5b) et le coefficient de Poisson est 0,12. Ainsi, à l'aide de la relation suivante, nous avons déterminé la valeur du module de compressibilité isotrope  $K$  et le module de cisaillement  $G$  :

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad \text{et} \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Soient

$$K = 4,17 \text{ GPa} \quad \text{et} \quad G = 2,23 \text{ GPa}$$

En utilisant les résultats d'essais triaxiaux à différents confinements, nous avons déterminé le critère de plasticité de Mohr Coulomb en faisant une approximation linéaire du critère de résistance de pic de Hoek-Brown du modèle L&K. Cela nous donne donc :

$$c = 7,0 \text{ MPa} \text{ et } \varphi = 22^\circ$$

$$A_1 = 9,6 \cdot 10^{-25} \text{ s}^{-1} \cdot \text{Pa}^{-1} \text{ et } n_1 = 2$$

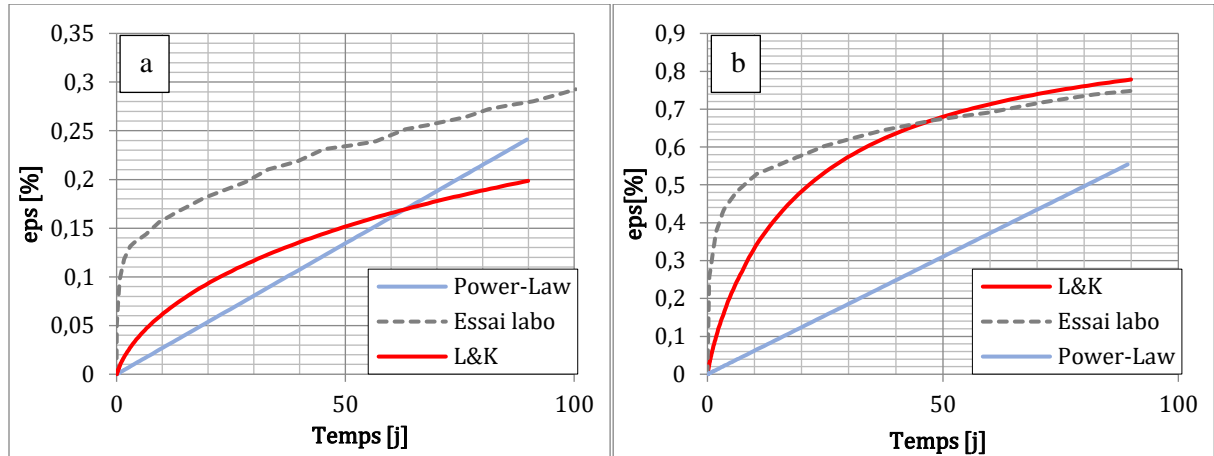


Figure V.36 : Essai de fluage  $P = 12 \text{ MPa}$  et  $q/q_{pic} = 0,5$  (a) Essai de fluage  $P = 12 \text{ MPa}$  et  $q/q_{pic} = 0,75$  (b)

La Figure V.36 présente les résultats de la simulation d'un essai de fluage en comparaison avec les essais de laboratoire et le modèle L&K. Nous avons tenté de déterminer un ensemble de paramètres cohérents avec les courbes d'essai, bien que celles-ci ne soient pas linéaires. Nous avons cherché à obtenir une pente relativement cohérente sur la durée de l'essai, en effet, en ne prenant que la pente secondaire, nous aurions sous-évalué fortement les déformations de fluage, mais en prenant la valeur finale, cela aurait été l'inverse. Nous avons donc choisi un compromis entre les deux, la forme linéaire du fluage du modèle ne facilitant pas le calage des paramètres. La forme de l'essai de fluage donnée par le modèle ne semble pas satisfaisant pour décrire correctement le comportement du matériau, cependant nous réaliserons tout de même les calculs sur les deux cas de référence afin d'observer de manière qualitative la forme de l'évolution de la contrainte et de la vitesse de chargement dans le revêtement.

### 3.3.1.3. Galerie section en fer à cheval

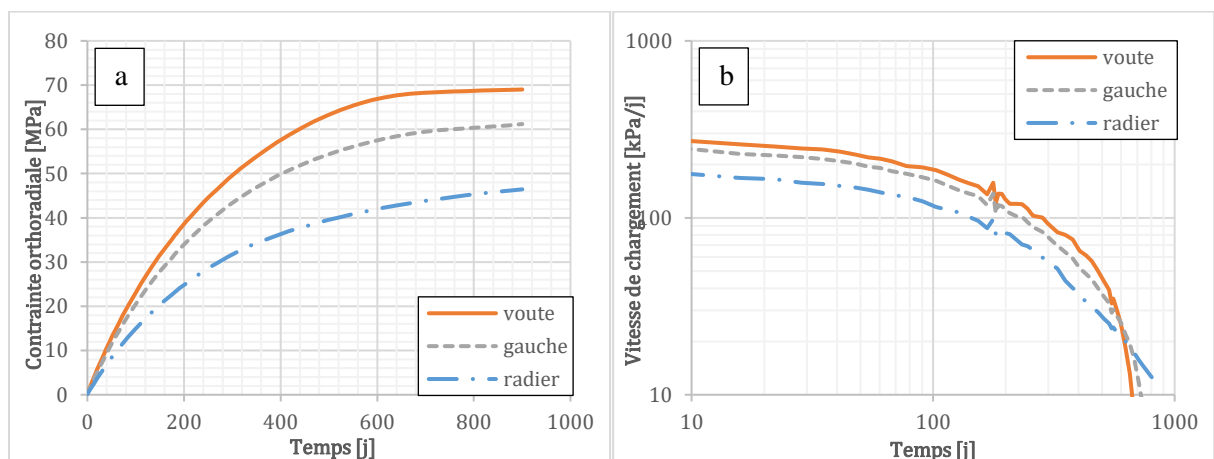


Figure V.37 : Evolution de la contrainte dans le revêtement sur la galerie en fer à cheval avec le modèle Power-law Viscoplastic (a) et évolution de la vitesse de chargement associée  $\log(\sigma)/\log(t)$  (b)

Ici on remarque que la contrainte est beaucoup plus élevée que ce que l'on a pu observer sur le cas de référence avec le modèle L&K (environ 14 MPa contre pratiquement 70 MPa dans ce cas). De plus on observe un ralentissement important de la vitesse de chargement au bout de 800 jours. Cela est induit

par la composition du modèle qui présente un seuil de contrainte, et il semblerait que la contrainte induite par le revêtement sur le terrain fasse passer le terrain en dessous du seuil ce qui désactive pratiquement le fluage.

Si on s'intéresse maintenant à l'évolution de la vitesse de convergence dans le plan log, on observe qu'on tend vers moins l'infini car la vitesse tend vers 0. La forme de la courbe ne semble donc pas satisfaisante par rapport à ce qui a été observé sur les données des différents ouvrages.

### 3.3.1.4. Galerie circulaire en voussoirs

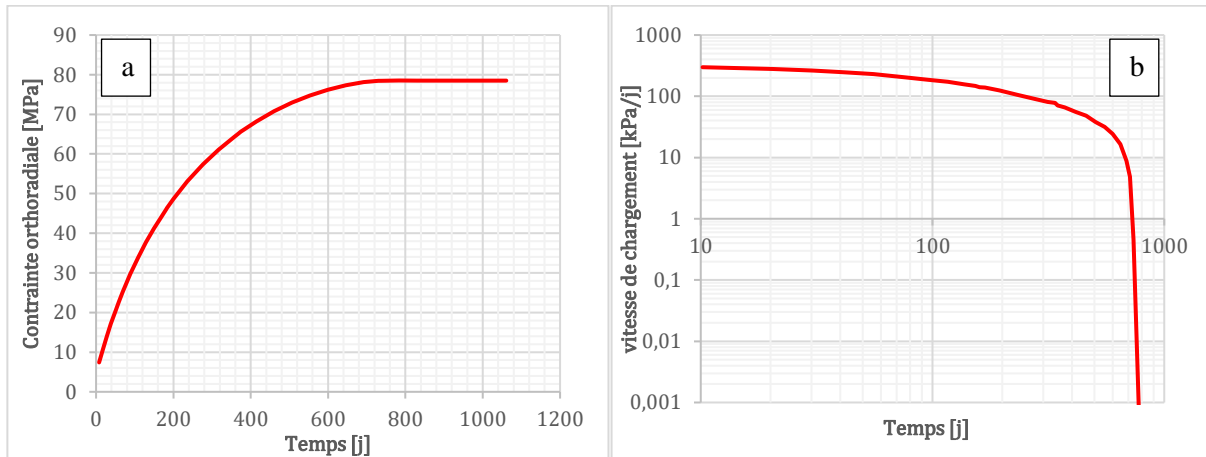


Figure V.38 : Evolution de la contrainte dans le revêtement sur la galerie circulaire avec le modèle Power-law Viscoplastic (a) et évolution de la vitesse de chargement associée (b)

Comme précédemment, on peut observer dans cette configuration une contrainte beaucoup plus élevée que dans le cas de référence avec le modèle L&K, ainsi qu'un palier au-delà d'une certaine contrainte (correspondant à la désactivation du mécanisme visqueux). La valeur de la contrainte finale est de l'ordre de 80 MPa ce qui est bien supérieur aux 36 MPa observés avec le modèle L&K.

On remarque ici que la vitesse tend vers moins l'infini dans le plan  $\log \dot{\sigma} / \log t$  car la vitesse tend vers 0. En effet on remarque sur la Figure V.38 que la contrainte se stabilise au bout de 700 jours environ, cela est dû à la construction du modèle qui impose un seuil de fluage ( $q > \sigma_1^{ref}$ ), donc quand l'état de contrainte autour de la galerie génère un déséquilibre inférieur au seuil, le phénomène viscoélastique s'arrête.

### 3.3.2. Le modèle Cvisc

Le modèle Cvisc est en réalité un modèle phénoménologique de Burger couplé avec un modèle plastique de type Mohr-Coulomb.

#### 3.3.2.1. Détermination des paramètres du modèle

La particularité de ce modèle est qu'il est dépendant du déviateur uniquement, et que la déformation de fluage ne dépend pas des différents confinements. La vitesse de déformation visqueuse est donc directement proportionnelle au déviateur. Pour les équations se reporter à la section dédiée au modèle de Burger (Section 3.3.2.2 du Chapitre II)

Comme précédemment, on peut déterminer les modules de compressibilité isotrope et de cisaillement de Maxwell à partir du module d'Young et du coefficient de Poisson du matériau. Ainsi :

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad \text{et} \quad G_{Maxw} = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Soient

$$K = 4,17 \text{ GPa} \quad \text{et} \quad G_{Maxw} = 2,23 \text{ GPa}$$

Afin de déterminer la valeur des paramètres à long terme, nous avons choisi de caler les paramètres du modèle sur des essais de fluage réalisés à 12 MPa de confinement.

Lorsque  $t \rightarrow \infty$  le modèle suit un comportement linéaire, on a donc :

$$\varepsilon_{1 \text{ visc}}(t \rightarrow \infty) \sim at + b$$

A partir de l'expression de la déformation de fluage, on peut ainsi déterminer la valeur du module de cisaillement de Kelvin et de la viscosité de Maxwell à partir de la valeur de  $q$  le déviateur et des caractéristiques de la partie linéaire de la déformation de fluage. On en déduit ainsi :

$$\begin{cases} \eta_{Maxw} = \frac{q}{2a(1+\nu)} \\ E_{Kelv} = \frac{q}{2b(1+\nu)} \end{cases}$$

Il nous reste ensuite à déterminer la valeur du paramètre de viscosité de Maxwell, nous choisissons la valeur de ce paramètre qui nous donnera la forme de courbe la plus approchée de ce que nous observons sur l'essai de fluage (Figure V.39).

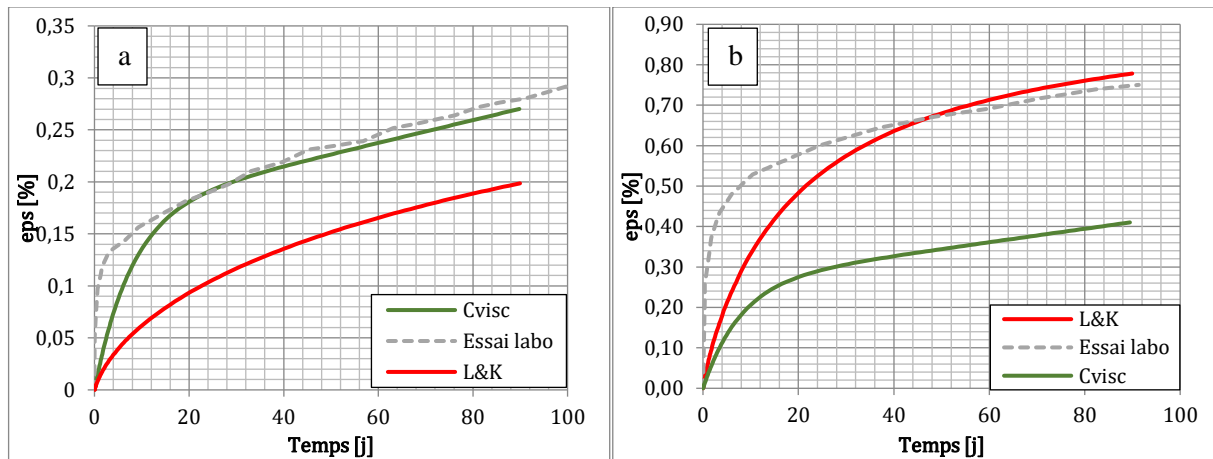


Figure V.39 : Fluage à 50% de la valeur de pic à un confinement de 12 MPa (a) : Fluage à 75% de la valeur de pic à un confinement de 12 MPa (b)

Nous remarquons que le modèle semble adapté pour reproduire la courbe de fluage à 50% de la valeur de pic. En revanche, si on regarde la courbe à 75% de la valeur de pic, notre modèle donne des résultats plus éloignés de l'essai car on ne peut caler les paramètres pour les différents confinements, la vitesse de déformation étant proportionnelle au déviateur.

Pour ce qui est du critère de plasticité de Mohr-Coulomb, nous utiliserons les mêmes valeurs que précédemment pour l'argilite, à savoir  $c = 7,0 \text{ MPa}$  et  $\varphi = 22^\circ$ .

Paramètre	Valeur	Paramètre	Valeur
$K$	4,17 GPa	$G_{Kelv}$	3,46 GPa
$c$	7,0 MPa	$\eta_{Kelv}$	2,33.10 <sup>9</sup> MPa/s
$\varphi$	22°	$G_{Maxw}$	2,23 GPa
$\psi$	10°	$\eta_{Maxw}$	4,75.10 <sup>10</sup> MPa/s

Tableau 26 : Paramètres du modèle Cvisc

L'ensemble des paramètres utilisés pour le modèle C-visc sont ainsi regroupés dans le Tableau 26.



### 3.3.2.2. Galerie section en fer à cheval

Comme pour le modèle précédent, nous allons maintenant tester le modèle sur les deux configurations de référence et déterminer la forme de l'évolution de la vitesse de chargement du revêtement dans le plan  $\log \dot{\sigma} / \log t$ .

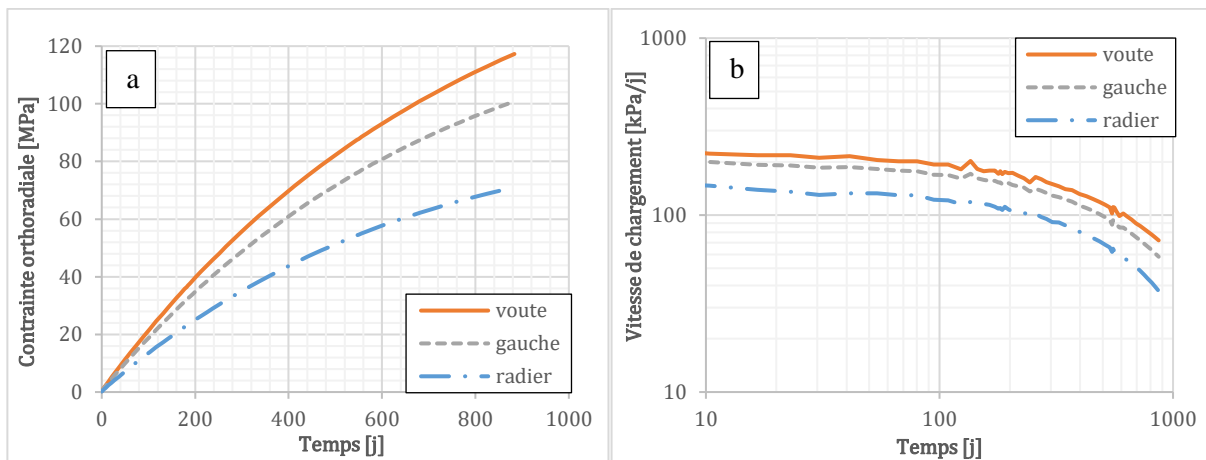


Figure V.40 : Evolution de la contrainte dans le revêtement (a) et dans le plan  $\log(\dot{\sigma})/\log(t)$  (b) pour le cas de la section en fer à cheval avec le modèle Cvisc

On remarque sur la Figure V.40 que l'amortissement de la contrainte est très faible, cela est dû au fait que la contrainte ne dépend que du déviateur et ne prend pas en compte une augmentation de la résistance de pic, et donc une diminution de la vitesse de convergence, à mesure que le confinement augmente. Ainsi la valeur du déviateur ne diminue que très peu, et donc la vitesse de chargement. De plus, les paramètres ont été déterminés à partir des essais réalisés à 12 MPa de confinement qui présentent de grandes déformations de fluage. En réalité le confinement autour de la galerie est bien inférieur à cette valeur ce qui induit une surestimation des déformations de fluage et donc de la contrainte dans le revêtement. Cela implique qu'on atteint une valeur très élevée de contrainte dans le revêtement, de l'ordre de 120 MPa au bout de trois ans. Ce modèle ne paraît donc pas très réaliste comparé à ce qui a pu être observé sur des galeries.

Si on s'intéresse aux vitesses de chargement dans le plan  $\log \dot{\sigma} / \log t$  on remarque une partie linéaire au départ, puis la courbe chute brutalement et on a l'impression qu'elle tend vers moins l'infini. Cela montre bien que l'amortissement de la vitesse de convergence est bien trop faible au départ et que la contrainte peine à se stabiliser, ce comportement ne semble pas linéaire dans ce plan et donc pas en accord avec les données sur ouvrages.

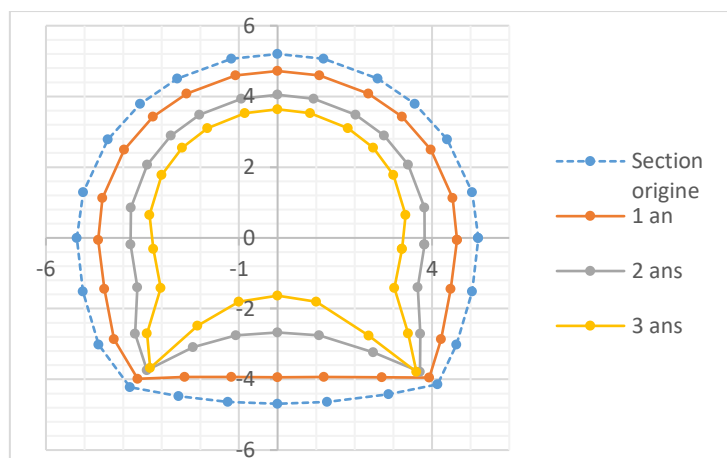


Figure V.41 : Déformation de la section x100 avec le modèle Cvisc

On trace sur la Figure V.41 les convergences de la galerie. On relève un déplacement en voûte de 1,56 cm à partir du moment où l'on pose de revêtement. Cela est relativement important comparé au cas de référence (2,4 mm), mais reste cohérent avec une contrainte beaucoup plus élevée (environ 8 fois plus).

### 3.3.2.3. Galerie circulaire en voussoirs

On s'intéresse maintenant au second cas de référence pour une galerie circulaire creusée au tunnelier. Pour cette configuration, on remarque que la courbe de contrainte se décompose en deux phases distinctes : une première avec une montée rapide de la valeur de la contrainte correspondant à la phase de déconfinement après la pose du revêtement, et une seconde phase correspondant au fluage du terrain. On peut remarquer que, comme pour le cas précédent, la contrainte dans le revêtement atteint des valeurs très élevées et ne semble pas se stabiliser.

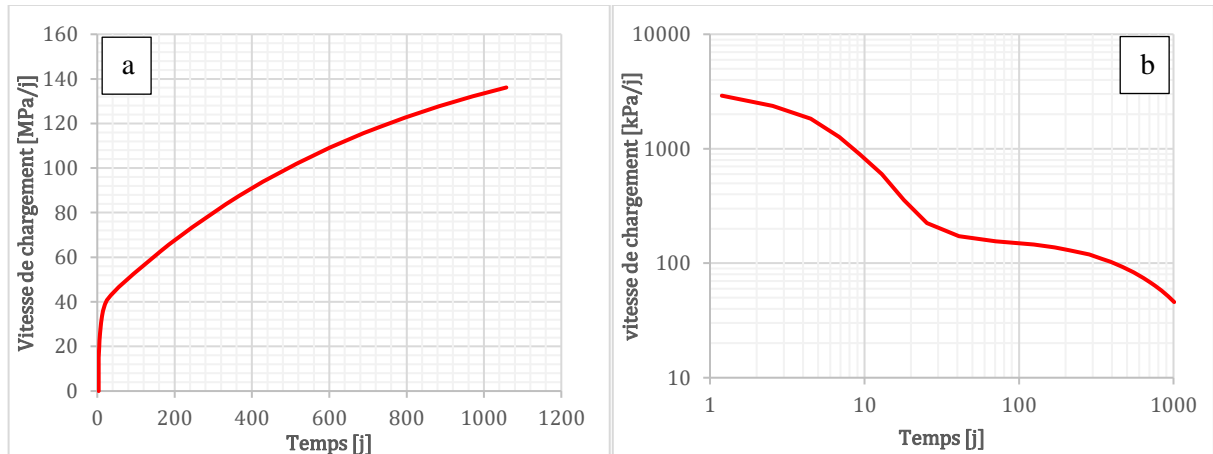


Figure V.42 : Evolution de la contrainte dans le revêtement pour le cas de la section circulaire avec le modèle Cvisc (a) et vitesse de chargement correspondant (b)

La courbe de vitesse de chargement dans le plan  $\log \dot{\sigma} / \log t$  suit une évolution en « vague » et on distingue bien ici les deux phases, correspondant aux phases de déconfinement et de fluage. On remarque que ces cinétiques sont très particulières et ne semblent pas correspondre aux observations sur ouvrage.

La convergence de la galerie est de 1,78 cm à partir de la pose du revêtement, ce qui est, comme pour le cas précédent, beaucoup plus élevé que ce que nous avons pu observer sur le cas de référence.

Les deux modèles présentés dans cette partie ne semblent donc pas cohérents avec les observations réalisées sur ouvrages. De plus la valeur de la contrainte dans les deux configurations et avec les deux modèles de comportement induit une surestimation très importante des contraintes du revêtement de par leurs simplifications. En effets les deux modèles ne prennent pas en compte un certain nombre de phénomènes, le premier ne tient compte que du déviateur pour calculer la vitesse de fluage et il n'y a aucun écrouissage de cette dernière. En réalité le terrain subit un déconfinement qui n'est pas pris en compte dans ce modèle, or les déformations sont moins importantes à mesure que le confinement diminue. Le second modèle quant à lui ne permet pas de traduire correctement les courbes de fluage à différentes valeurs de déviateur et ne prend pas non plus en compte le confinement appliqué au matériau.

## 4. Intégration du fluage du revêtement dans les calculs

Le comportement fluant du béton de revêtement peut possiblement modifier de manière significative l'évolution de la contrainte dans le revêtement de la galerie. C'est pourquoi nous avons décidé d'intégrer le fluage du béton dans les deux cas de référence afin de conforter nos observations réalisées sur les calculs semi-analytiques (Chapitre IV) et les mesures de contraintes expérimentales dans les galeries de Chamoise et GRD4 du laboratoire de Bure (Chapitre III).

### 4.1. Détermination des paramètres de Fluage du revêtement

#### 4.1.1. Modèle de fluage empirique de l'Eurocode 2

Les équations du modèle de fluage du béton développées dans l'Eurocode 2 (1992) ont été présentées dans le Chapitre II. Ce modèle empirique se base sur un nombre important d'essais réalisés sur les bétons. Il prend en compte l'âge du béton au moment du chargement ( $t_0$ ), l'humidité relative, le type et la résistance du béton.

Dans le cas d'une galerie en béton coffré, il n'est pas évident de déterminer de manière certaine la valeur de  $t_0$ . En effet, la contrainte appliquée au revêtement évolue dans le temps. D'autre part,  $t_0$  est facilement identifiable dans le cas d'une poutre en béton coffré, il correspond au moment du décoffrage ou de l'application d'une force de chargement. Or, dans notre cas, la contrainte ne s'applique pas immédiatement après le décoffrage, car le chargement est induit par le fluage du terrain, qui va charger progressivement le revêtement de la galerie. Afin de palier à ce problème, différents calculs ont été réalisés en faisant varier  $t_0$  afin de déterminer son influence sur les résultats.

Ainsi on remarque que  $t_0$  a une influence à la fois sur  $\varphi_0$  le coefficient de fluage conventionnel, qui détermine la valeur maximale de la déformation de fluage à l'infini, mais aussi sur  $\beta_c(t, t_0)$  qui régit la cinétique de la déformation de fluage.

Ainsi la Figure V.43 présente la déformation de fluage pour un chargement de 10 MPa avec les conditions énoncées plus haut et pour des temps de chargement initiaux  $t_0$  de 1 jour, 10 jours ou 100 jours.

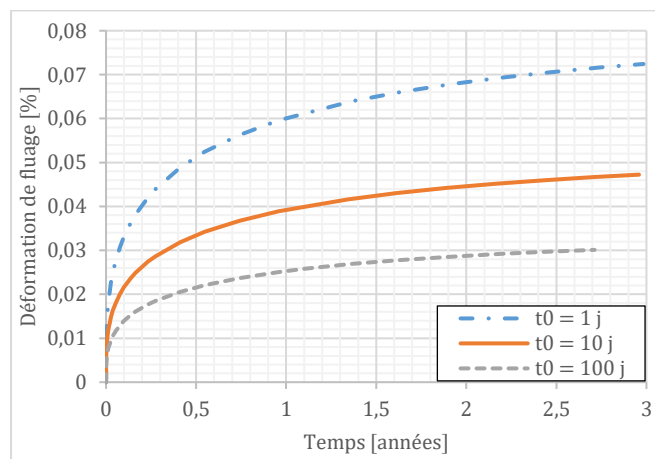


Figure V.43 : Evolution de la déformation de fluage en fonction du temps à différents  $t_0$  sous un chargement de 10 MPa avec le modèle empirique des eurocodes

Ainsi, on remarque que plus le chargement du béton est appliqué à un âge « jeune », plus la déformation de fluage sera importante. Cela est physiquement compréhensible, la réaction d'hydratation qui induit une augmentation de la résistance du matériau a une cinétique relativement lente. Si le béton est chargé de manière précoce, durant la phase de durcissement, le matériau peut développer une microfissuration du fait de sa faible résistance, ce qui induit une dégradation irréversible du matériau et donc un fluage

plus important. Ce paramètre joue donc un rôle essentiel sur la valeur de la déformation de fluage à un instant donné.

#### 4.1.2. Détermination des paramètres du modèle de Burger

Afin de modéliser le comportement à long terme du béton, nous avons utilisé un modèle de Burger en calant les paramètres sur le modèle empirique de l'Eurocode 2.

Lors d'un essai de fluage, on a :

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{1,E} + \varepsilon_{1,visc}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{1 + \nu}{E_2} \sigma + \frac{\sigma}{\eta_2} t + \frac{\sigma}{E_1} \left( 1 - e^{-\frac{E_1 t}{\eta_1}} \right)$$

Où  $\sigma$  est la contrainte appliquée à l'échantillon.

Lorsque  $t \rightarrow \infty$ , on a :

$$\varepsilon_{1,visc}(t \rightarrow \infty) \sim at + b$$

On peut donc en déduire :

$$\begin{cases} \eta_2 = \frac{\sigma}{a} \\ E_1 = \frac{\sigma}{b} \end{cases}$$

En prenant un béton de résistance  $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$ , on en déduit  $E_{cm} = 36,9 \text{ GPa}$  et donc  $E_2 = E_{cm} = 36,9 \text{ GPa}$ . Il ne reste ensuite plus qu'à caler le paramètre  $\eta_1$  qui influe sur la forme de la courbe et la pente initiale. On ne parvient cependant pas à caler de manière correcte à la fois la pente initiale et la forme de la courbe. On choisira donc de privilégier la forme de la courbe quitte à avoir un écart de pente initial. Ainsi, on présente dans la Figure V.44 un calage pour un chargement uniaxial de  $10 \text{ MPa}$  pour  $t_0 = 1 \text{ jour}$  :

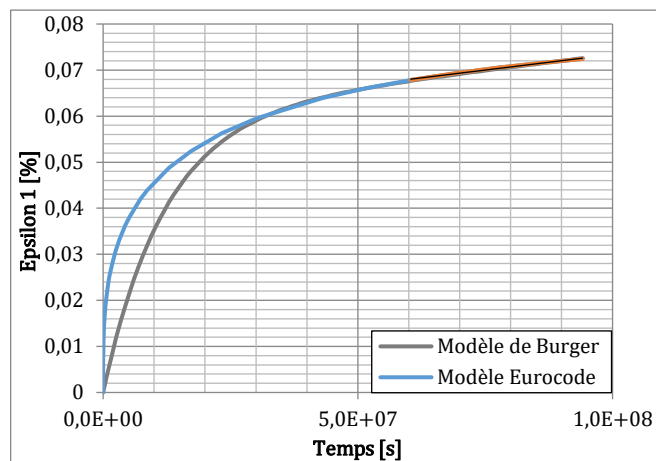


Figure V.44 : Représentation de la déformation de fluage par rapport au temps pour le modèle empirique des Eurocodes avec  $t_0 = 1 \text{ jour}$  et le jeu de paramètre du modèle de Burger correspondant

Le modèle de Burger sur FLAC est défini en cisaillement, il conviendra donc de définir un module d'élasticité isotrope  $K$ , des modules de cisaillement  $G$  et de modifier la valeur des viscosités suivant les formules suivantes :

$$K = \frac{E_2}{3(1 - 2\nu)}$$

$$G_{i=1,2} = \frac{E_{i=1,2}}{2(1 + \nu)}$$

$$\eta_{i=1,2}^{cis} = \frac{\eta_{i=1,2}^{comp}}{2(1 + \nu)}$$

L'ensemble des paramètres du modèle de Burger pour les différents  $t_0$  sont présentés dans le Tableau 27. La qualité du calage des paramètres est globalement constante, la pente finale étant toujours bien respectée, mais la pente initiale est différente quelle que soit la valeur de  $t_0$ .

	$K$	$G_1$	$\eta_1$	$G_2$	$\eta_2$
$t_0 = 1 j$	30,8 GPa	6,42 GPa	$7,69 \cdot 10^7$ GPa.s	14,2 GPa	$2,84 \cdot 10^9$ GPa.s
$t_0 = 10 j$	30,8 GPa	9,87 GPa	$1,15 \cdot 10^8$ GPa.s	14,2 GPa	$4,29 \cdot 10^9$ GPa.s
$t_0 = 100 j$	30,8 GPa	15,7 GPa	$1,62 \cdot 10^8$ GPa.s	14,2 GPa	$5,74 \cdot 10^9$ GPa.s
$t_0 = 180 j$	30,8 GPa	18,1 GPa	$1,73 \cdot 10^8$ GPa.s	14,2 GPa	$5,57 \cdot 10^9$ GPa.s

Tableau 27 : Valeurs des paramètres de Burgers pour les différentes valeurs de  $t_0$

Ces paramètres ont été déterminés en se basant sur les courbes de déformation proposées par l'Eurocode pour différentes valeurs de  $t_0$ . Globalement la compressibilité isotrope  $K$  ainsi que le module de cisaillement  $G_2$  ne varient pas car ils sont liés au comportement élastique du matériau qui n'est, dans ce modèle, pas influencé par la valeur de  $t_0$ .

## 4.2. Application aux cas de référence

### 4.2.1. Cas n°1 Galerie à section en fer à cheval et béton coffré

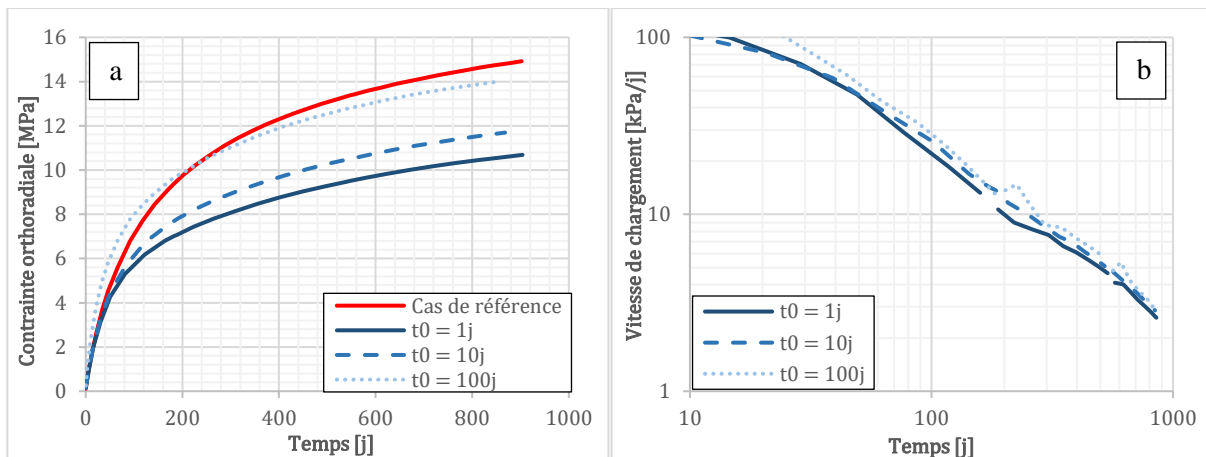


Figure V.45 : Evolution de la contrainte dans le revêtement de la galerie à section en fer à cheval dans le cas de référence et en prenant en compte le fluage du béton pour différentes valeurs de  $t_0$  (a) vitesse de chargement dans le cas avec fluage (b)

En reprenant les trois jeux de paramètres du modèle de Burger (pour  $t_0 = 1, 10$  et  $100$  jours), nous avons réalisé trois calculs sur la galerie à section en fer à cheval. En effet, étant donné qu'il était difficile de définir un  $t_0$  pour une sollicitation qui augmente au cours du temps, nous avons défini trois valeurs de  $t_0$  afin d'évaluer l'effet du fluage pour ces trois valeurs. Ainsi la Figure V.45 présente la contrainte dans le revêtement pour les trois cas et pour le cas de référence (c'est-à-dire sans prise en compte du fluage du béton). Le fluage du béton réduit la valeur de la contrainte dans le revêtement. Plus le  $t_0$  est faible, plus la réduction est importante. Pour  $t_0 = 1j$  la contrainte dans le revêtement au niveau de la voûte est réduite d'environ 30%, pour  $t_0 = 10j$  la diminution est de l'ordre de 12% et enfin pour  $t_0 = 100j$  elle n'atteint que 5%.

L'évolution de la vitesse de chargement est assez similaire pour les différents cas, mais leurs pentes calculées à partir de 500 jours varient : pour  $t_0 = 1j$  la pente est de 1,17, pour  $t_0 = 10j$  elle passe à 1,21

et enfin pour  $t_0 = 100j$  la pente atteint 1,33. A titre de comparaison la pente du cas de référence est de 1,23.

Ainsi le fluage du béton pour ce cas de référence permet de diminuer la contrainte dans le revêtement de manière significative. En revanche il a un effet assez faible sur la valeur de la pente et peut même l'augmenter dans le cas de  $t_0 = 100j$ . Il est cependant nécessaire de relativiser ces valeurs, en effet l'introduction du modèle de fluage dans les calculs induit des oscillations dues à la convergence numérique difficile pour deux matériaux fluants en contact. Cela entraîne des incertitudes sur l'évaluation de la pente de la vitesse de chargement. En tous cas le fluage du béton présente un intérêt pour les calculs de galeries car il permet de réduire de manière significative la contrainte dans le revêtement, ce qui est en accord avec les observations qui ont été réalisées sur ouvrages qui présentent un effet différé important. Cependant, le modèle de fluage de l'Eurocode 2, à partir duquel les paramètres du modèle de Burger ont été déterminés, a été établi pour un chargement constant, alors qu'il varie dans le cas d'un revêtement soumis au fluage du terrain.

#### 4.2.2. Cas n°2 Galerie à section circulaire

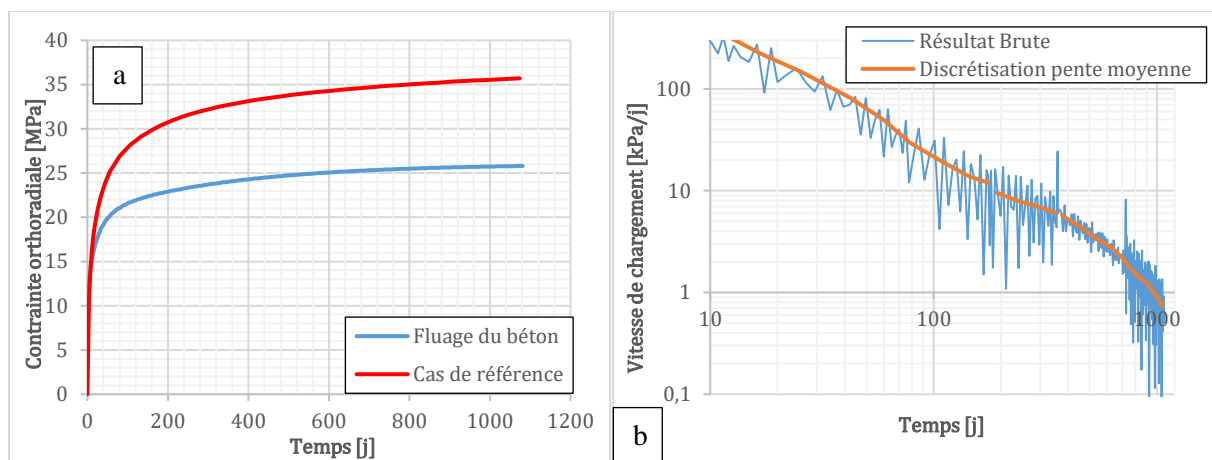


Figure V.46 : Evolution de la contrainte dans le revêtement de la galerie à section circulaire dans le cas de référence et en prenant en compte le fluage du béton (a) vitesse de chargement dans le cas avec fluage (b)

Dans le cas de la galerie en voussoirs préfabriqués, nous n'étudierons qu'un seul jeu de paramètres : pour une valeur de  $t_0 = 180j$  car les voussoirs sont supposé préfabriqués en usine et avoir 6mois au moment de la pose. L'effet du fluage semble trop important pour un calage des paramètres de Burger à  $t_0 = 180j$ . Ces 6 mois ont été choisis car les voussoirs sont supposés préfabriqués en usine et le béton a déjà 6 mois au moment de la pose. Le calcul présente une instabilité importante dans la vitesse induite par des oscillations numériques induites par une convergence approximative. Ces oscillations entraînent une incertitude sur la valeur de pente non négligeable. La pente de la courbe à partir de 500 jours est de l'ordre de 2 (1,35 pour le cas de référence).

#### 4.2.3. Synthèse du fluage du béton de revêtement

Le fluage des bétons de revêtement semble donc avoir un effet significatif sur l'évolution de la contrainte au sein des revêtements de tunnel. Cela confirme ce qui avait pu être observé dans le Chapitre IV avec les méthodes semi-analytiques simplifiées. Cependant, la forte dépendance des deux phénomènes ainsi que les déformations importantes générées, entraînent des instabilités numériques relativement importantes surtout dans le cas de la section circulaire. Dans les deux cas de référence, le fluage semble tout de même avoir un effet significatif et réduit la contrainte de l'ordre de 20 à 30% par rapport au cas de référence. Cela est en accord avec les observations sur ouvrages (Chapitre III section 5) qui indiquent que l'effet différé du béton est de l'ordre de 50% par rapport à un comportement purement élastique.

## 5. Comportement instantané du béton

Le béton présente un comportement à court terme pouvant influencer sur l'évolution de la contrainte dans le revêtement. En effet certains phénomènes comme l'évolution du module du béton au cours du temps, peuvent avoir une incidence sur la contrainte finale et la vitesse de chargement dans le revêtement. Le caractère fragile ou radoucissant du béton peut également avoir un effet sur la redistribution des contraintes dans le revêtement et ainsi modifier l'évolution de la vitesse de chargement. L'objectif de cette partie est d'étudier ces deux phénomènes, afin de déterminer dans quelle mesure ils influent sur le comportement du revêtement. L'évolution du module du béton sera déterminée à partir de la loi d'évolution empirique proposée par l'Eurocode 2. Le caractère fragile et radoucissant du béton sera introduit dans le modèle numérique au travers de la loi de comportement Strain-Softening (Itasca 2016).

### 5.1. Evolution du module du béton dans le temps

#### 5.1.1. Définition de la loi d'évolution

Afin de modéliser la prise du béton, on choisit de modéliser l'évolution réelle du module du béton à partir du modèle empirique fourni par les Eurocodes (2005). Ainsi nous obtiendrons l'évolution du module au cours du temps au lieu de considérer un module constant égal à la valeur à 28 jours. L'évolution du module en fonction du temps est donnée par la formule :

$$E_{cm}(t) = \left( \frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0.3} E_{cm}$$

Soit :

$$E_{cm}(t) = e^{0,3s \left[ 1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right]} E_{cm}$$

Avec  $s$  un paramètre dépendant du type de ciment utilisé, ici on prendra un ciment de classe N soit  $s = 0,25$ .  $t$  est le temps en jours.

En prenant un béton de type  $f_{cm} = 40 \text{ MPa}$ , on a  $E_{cm} = 35,2 \text{ GPa}$ , on trace ainsi la courbe d'évolution du module en fonction du temps (Figure V.47) :

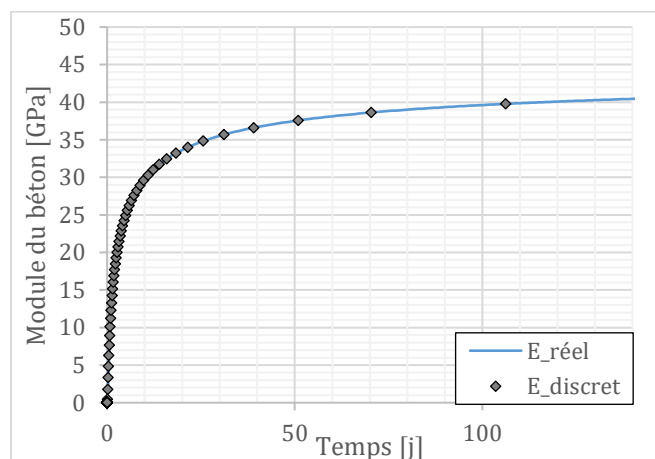


Figure V.47 : Evolution du module élastique du béton en fonction du temps suivant l'Eurocode

Nous avons ensuite discrétisé l'évolution de ce module dans le temps afin de pouvoir l'intégrer dans FLAC et le tester sur nos cas de référence. Nous avons également optimisé la discrétisation de ce module de manière à obtenir un écart de module entre deux pas de temps à peu près constant. Cela nous donne les points rouges représentés sur la Figure V.47. Ainsi les pas de temps ont été optimisés afin de réduire les temps de calculs. Dans un calcul à l'aide du logiciel FLAC, les pas de temps imposés consomment

énormément de temps machine, le calcul est initialisé pour chaque temps imposé, avec l'intervalle de temps minimal, puis ce dernier augmente lorsque le déséquilibre diminue. Ainsi plus le nombre de points sur la courbe est réduit, plus le calcul sera réalisé rapidement. L'optimisation des points a été réalisée de manière à obtenir un écart de module constant entre deux points de calcul.

### 5.1.2. Application aux cas de référence

Ce comportement a ainsi été intégré en faisant varier le module du béton par paliers dans FLAC. Il a été testé sur le cas de référence de galerie en fer à cheval (Figure V.48). Il n'a pas été nécessaire d'intégrer ce phénomène sur la galerie circulaire, car cette dernière est supposée être réalisée à partir de voussoirs préfabriqués, et ne subissant donc pas de modification de module au cours du temps, ce dernier évoluant peu au-delà des 6 mois après coulage du béton, représentant l'âge des voussoirs au moment de la pose.

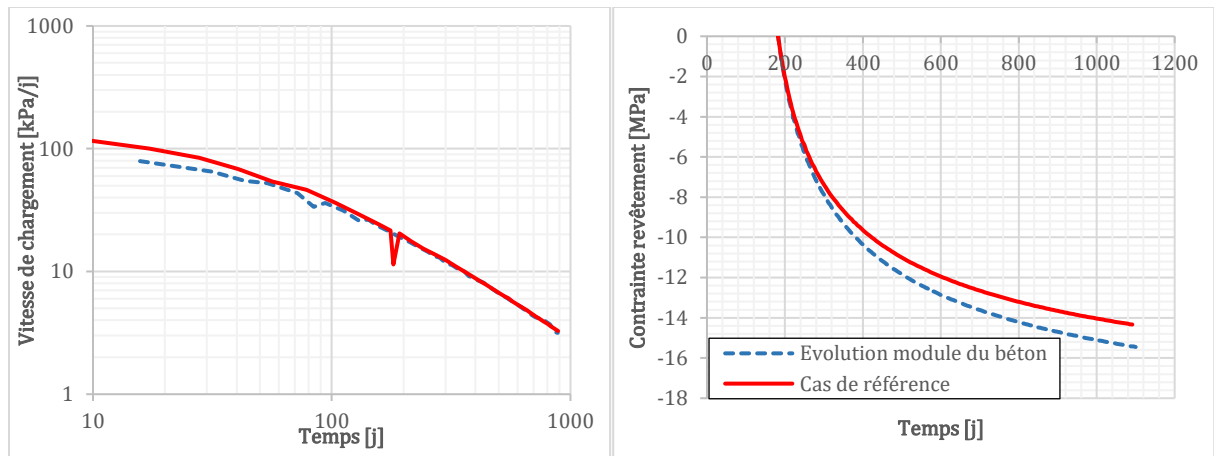


Figure V.48 : Evolution de la contrainte dans le revêtement (à gauche) et évolution de la vitesse de chargement du revêtement dans le cas de la galerie en fer à cheval pour le cas de référence (module du béton à 28 jours) et en prenant en compte l'évolution du module du béton

On peut ainsi observer que l'effet de l'évolution du module du béton au cours du temps est relativement limité, même si la contrainte est globalement plus élevée. En effet, l'écart de contrainte par rapport au cas de référence (avec module du béton constant égal à celui à 28 jours) est de l'ordre de 10%. Les deux courbes semblent se rejoindre dans le plan  $\log \dot{\sigma} / \log t$ , bien qu'au final, la valeur du module du revêtement soit plus grande que le module à 28 jours (écart de 8,2 GPa soit 23% à 1000 jours). De plus, les pentes des deux courbes sont similaires.

En conclusion, l'effet de la variation de module au cours du temps reste relativement marginal. Cela alourdit considérablement les temps de calculs (environ 4 à 5 fois plus de temps) et n'apporte pas de réelle modification sur l'état de contrainte dans le cas de la section en fer à cheval, qui présente l'évolution la plus importante par rapport au cas circulaire dont les voussoirs sont déjà âgés de 6 mois. Nous pouvons ainsi dire qu'il n'est pas nécessaire de prendre en considération ce phénomène dans les calculs, il ne sera donc pas considéré par la suite.

## 5.2. Comportement plastique du béton

Le béton est un matériau relativement fragile qui peut, dans certaines conditions liées à la géométrie de l'ouvrage, laisser apparaître des rotules plastiques pouvant réorganiser la répartition de l'état de contrainte au sein de la structure sollicitée. Dans cette partie nous chercherons à intégrer le comportement plastique radoucissant du béton dans les calculs de galeries souterraines, tout en conservant le comportement différé dans le terrain mais pas dans le revêtement.

### 5.2.1. Définition du modèle de comportement radoucissant

Le modèle de base utilisé pour représenter le comportement radoucissant du béton sera le modèle « Strain-softening ». Il s'agit d'un modèle permettant de définir des seuils de déformations à partir desquels la résistance du matériau sera adaptée. De plus, ce modèle se base sur un critère de plasticité



de type Mohr-Coulomb, cependant nous définirons les paramètres du modèle de manière à obtenir une résistance constante quel que soit le confinement. Ce choix est justifié par le fait que le confinement du béton de revêtement est pratiquement nul car il n'est pas contraint du côté *intradors* de la galerie. Il est donc possible de considérer que le béton soit sollicité uniquement en compression simple ou cisaillement sans confinement. Les paramètres du modèle ont donc été déterminés en supposant que le matériau béton est sollicité en compression simple.

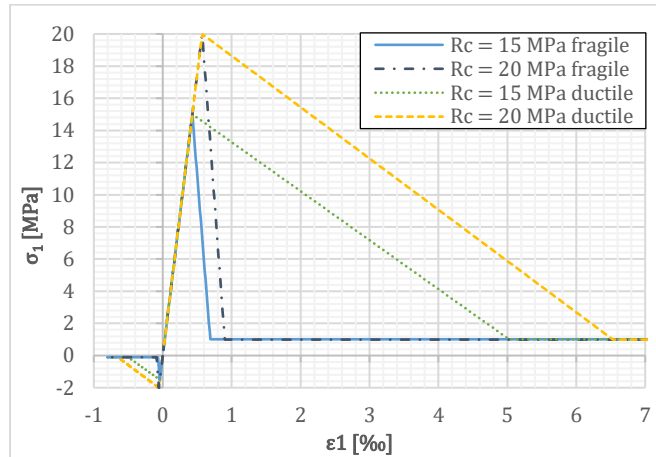


Figure V.49 : Courbes d'évolution en traction/compression du modèle Strain-Softening pour les 4 jeux de paramètres

La Figure V.49 présente les différents jeux de paramètres utilisés pour la modélisation. Afin d'observer un effet significatif au cours de la modélisation, les résistances des bétons ont été volontairement déterminées avec des valeurs faibles (15 et 20 MPa en compression simple). Nous avons ainsi déterminé deux jeux de paramètres, à deux résistances différentes, soit un jeu fragile et un jeu ductile à 15 et 20 MPa de résistance à la compression simple. Les résistances résiduelles ont toutes été fixées à 1MPa. Le comportement en traction est identique au comportement en compression, mais toutes les résistances ont été divisées par 10.

### 5.2.2. Application au cas de la section en fer à cheval

Le modèle Strain-softening a été ajouté au modèle de la section en fer à cheval. Le cas de la section circulaire ne paraît pas pertinent car la contrainte est homogène sur toute la section donc les effets de dégradation locale ne seront pas mis en jeu dans la redistribution des contraintes.

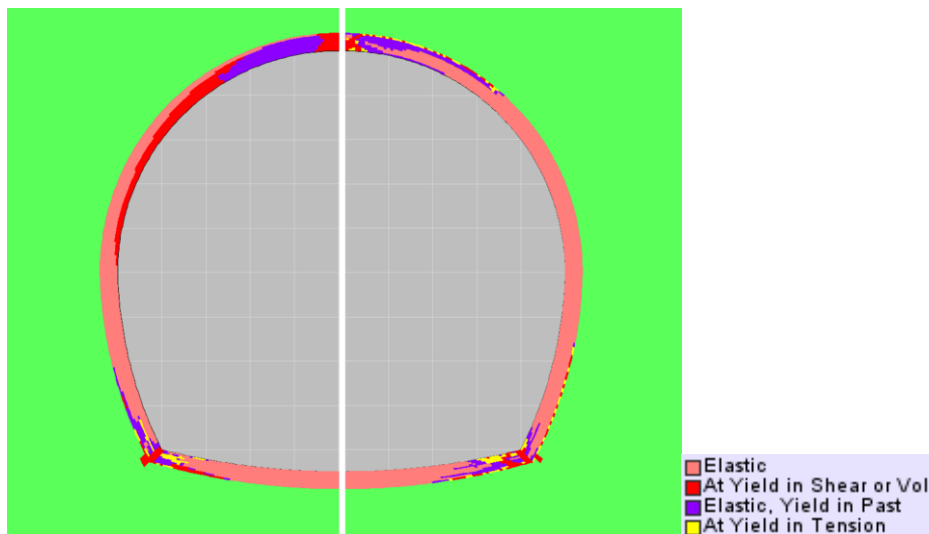


Figure V.50 : Domaines pour  $\sigma_c = 15 \text{ MPa}$  pour un comportement ductile à (gauche) et un comportement fragile (à droite)

Le cas du béton ductile, avec une résistance de 15 MPa, dans le cas de la section en fer à cheval (Figure V.50), montre une zone plastique très étendue. En effet, en voûte, presque toutes les mailles sont plastifiées ou ont atteint à un moment donné le critère de plasticité. La Figure V.51 représentant les déformations plastiques montre en revanche que l'amplitude de ces déformations est assez restreinte ( $<10^{-2}$ ). A l'inverse, dans le cas fragile, la plasticité est beaucoup plus localisée, et les déformations plastiques sont essentiellement concentrées au niveau des coins de la section en fer à cheval ainsi qu'au niveau de la voûte.

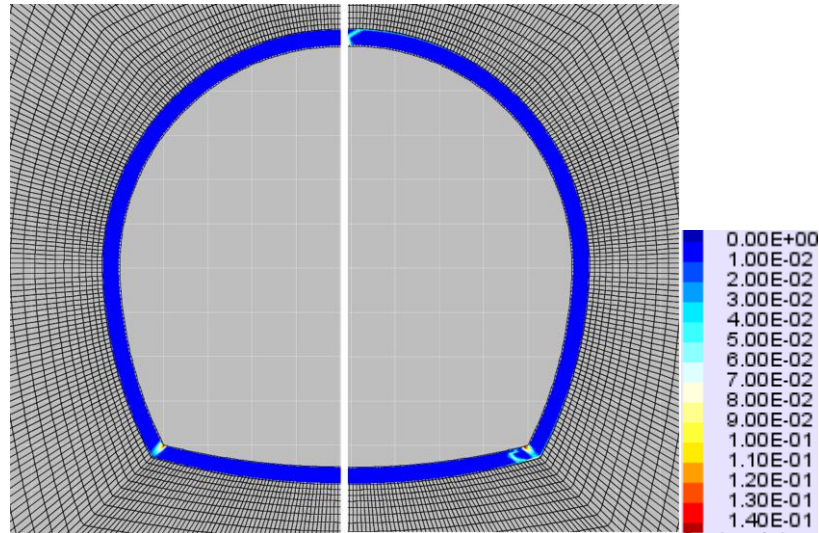


Figure V.51 :  $\varepsilon_{plas}$  pour  $\sigma_c = 15 \text{ MPa}$  pour un comportement ductile (à gauche) et un comportement fragile (à droite)

La déformation plastique au niveau des coins de la section est relativement similaire entre les deux cas (ductile et fragile) bien que dans le cas fragile on puisse noter une fracture supplémentaire à côté du coin. Les déformations dans le cas d'un comportement ductile à 15 MPa sont relativement similaires au cas de référence. On observe un déplacement de 1,78 mm qui est même plus faible que pour le cas de référence avec un maillage affiné (1,83 mm). En revanche les déplacements au niveau du radier sont de 7,22 mm dans le cas ductile contre 4,48 mm dans le cas de référence, soit pratiquement deux fois plus. Cela est dû à la plasticité au niveau des coins qui entraîne une perte d'intégrité de la structure et donc un soulèvement du radier. Dans le cas du comportement fragile, les déplacements observés au niveau de la voûte sont beaucoup plus importants, on relève un déplacement de 7,51 mm soit pratiquement 4 fois plus que pour le cas de référence. Les déplacements au niveau de la voûte sont en revanche similaires au cas ductile avec 8,92 mm observés pour le cas fragile, soit deux fois plus que le cas de référence. Cela est en accord avec les observations effectuées sur les déformations plastiques, à savoir des déformations similaires au niveau des coins de la section engendrant des déplacements proches au niveau du radier, et une plastification au niveau de la voûte dans le cas d'un comportement fragile, entraînant des déplacements beaucoup plus importants.

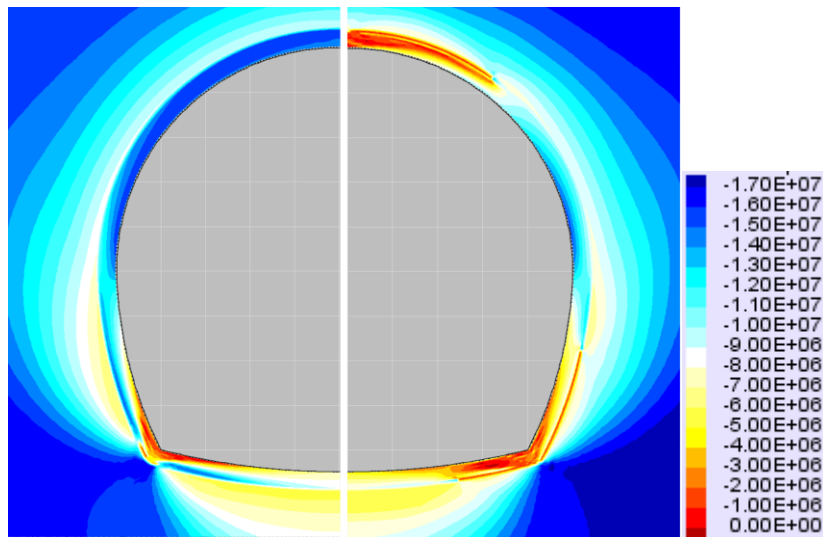


Figure V.52 :  $\sigma_{max}$  pour  $\sigma_c = 15 \text{ MPa}$  pour un comportement ductile à (gauche) et un comportement fragile (à droite)

La contrainte principale (Figure V.52) est homogène avec les zones de plasticité dans les deux cas. En effet, la contrainte diminue de manière importante au niveau des coins de la section et au niveau de la voûte dans le cas d'un béton fragile.

Les résultats issus des simulations avec une résistance du béton de 20 MPa ne sont pas présentés ici car les illustrations issues de ces calculs ne présentent pas de grand intérêt, la différence entre les deux cas n'est pas flagrante et la plastification intervient essentiellement au niveau des coins. En revanche la différence est visible sur les courbes d'évolution de contrainte. Il est cependant difficile de déterminer de manière précise une valeur de pente tant l'évolution de la contrainte est instable du fait de la plasticité. En effet ces courbes présentent des oscillations qui rendent difficile l'évaluation de la vitesse de chargement, et ce même avec une discrétisation importante de la courbe. Cet effet est en outre amplifié par le passage dans un plan logarithmique.

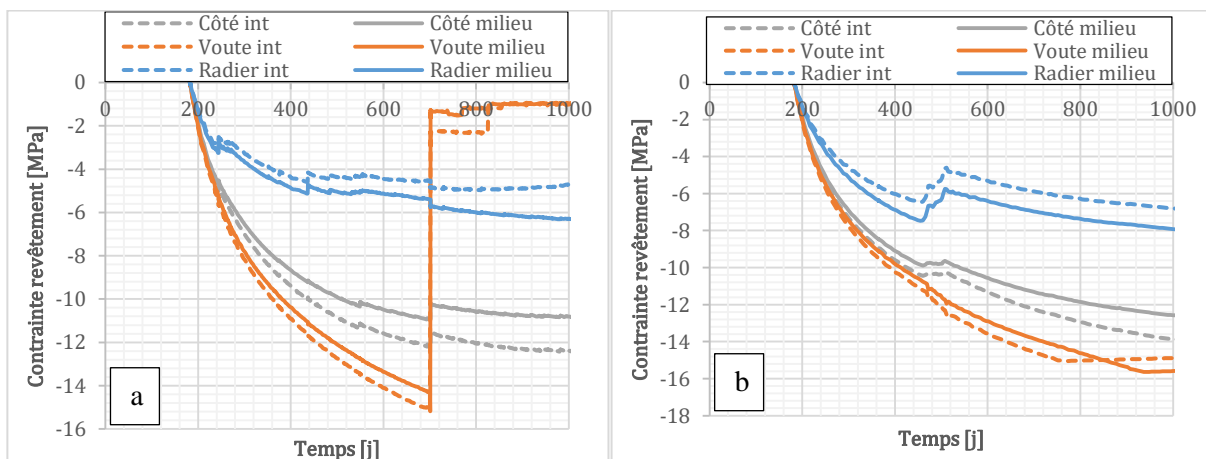


Figure V.53 : Evolution de la contrainte dans le revêtement avec un modèle Strain softening de résistance  $R_c = 15 \text{ MPa}$  dans le cas fragile (a) et dans le cas ductile (b).

L'évolution de la contrainte dans le cas d'un béton fragile (Figure V.53a) est, régulière en voûte jusqu'à environ 700 jours lorsque la contrainte à l'intrados atteint la résistance limite. Le revêtement subit alors une redistribution des contraintes qui chutent brutalement en voûte et sur les côtés et augmente légèrement au niveau du radier. Par ailleurs, l'évolution de la contrainte dans le radier est très instable avant ces 700 jours, ceci est induit par les multiples plastifications au niveau des coins de la section qui redistribuent de manière rapide les contraintes dans le revêtement. Ceci s'observe également au niveau

des côtés de la section mais de manière moins marquée, ceux-ci étant moins influencés par la géométrie de la section, étant dans la partie la plus circulaire de la section.

Dans le cas d'un béton ductile (Figure V.53b), la redistribution de la contrainte se fait de manière plus diffuse et une rupture au niveau des coins de la section aux alentours de 500 jours induit une légère diminution de la contrainte au niveau du radier et des côtés dans une moindre mesure. La rupture au niveau de la voûte à l'*intrados* semble se produire légèrement plus tard que dans le cas précédent (environ 760 jours contre 700 jours) et est beaucoup moins marquée.

Ainsi l'effet de la plasticité dans le béton semble significatif, dans les cas où la contrainte dans le revêtement se rapproche de la limite de plasticité du béton. Les dégradations engendrées sont globalement plus significatives dans le cas d'un comportement fragile, entraînant une redistribution des contraintes plus marquée et plus rapide que dans le cas d'un béton ductile. Cela a pour effet de plastifier la voûte et entraîne une réduction de la contrainte et des déformations beaucoup plus importantes. Le béton ayant un comportement plutôt fragile, il paraît ainsi essentiel de considérer ce type de phénomènes dans le cas où la contrainte observée se rapproche de la limite de plasticité. L'intégration d'un ferrailage dans le béton de revêtement apportera globalement de la ductilité au matériau de revêtement, le rapprochant du cas ductile, ce qui diminuera fortement les dégradations éventuelles, sans toutefois les prévenir complètement au niveau des coins de la section. Il est également à noter que ce type de comportement est fortement dépendant du maillage considéré. Un maillage plus grossier entraîne une dégradation beaucoup plus diffuse. A l'inverse elle sera beaucoup plus localisée dans le cas d'un maillage plus fin, ce qui entraîne souvent des problèmes de convergence numérique dûs aux grands déplacements sur un nombre restreint de mailles.

## 6. Influence d'une EDZ

Une des causes possibles de la mauvaise évaluation de la contrainte dans le revêtement peut être la présence d'une EDZ (Excavation Damaged Zone). L'EDZ représente la partie endommagée du matériau autour de la galerie, induite par le processus d'excavation et le déconfinement du terrain. Cette zone peut, dans certains cas, présenter une dégradation ainsi qu'une fracturation très importante en fonction du matériau. Les caractéristiques du matériau lié à cette zone fracturée présentent donc des valeurs dégradées par rapport au matériau sain. Il est donc légitime de se demander comment sont pris en compte ces phénomènes dans les calculs. Dans le modèle L&K ce phénomène est partiellement pris en compte étant donné que le matériau a un comportement radoucissant. Ainsi la résistance du matériau diminue lorsque la résistance de pic est franchie, donc dans la zone endommagée la résistance du matériau est bien dégradée. En revanche les paramètres de viscosité ainsi que le module élastique ne sont pas modifiés par la dégradation du matériau. C'est pourquoi nous avons essayé de considérer un endommagement du matériau par une baisse de module proportionnelle à l'endommagement du matériau et de l'appliquer sur le cas de référence de la galerie en section en fer à cheval.

### 6.1. Le comportement de l'EDZ

La prise en compte de l'EDZ consistera essentiellement à prendre en compte l'endommagement dans le modèle de comportement L&K afin de réduire la valeur du module élastique. Le modèle L&K dans FLAC possède déjà une évaluation d'un endommagement au travers du paramètre « endom » calculé à partir des variables d'écrouissage de la surface de charge viscoplastique du modèle. Nous intégrerons donc une réévaluation du module à intervalle de temps régulier en réaffectant pour chaque maille le module élastique comme le produit du paramètre « endom » avec le module élastique initial. Cette évolution linéaire est justifiée par le fait que ce paramètre a été défini de manière à traduire la réduction de module élastique engendrée par les déformations irréversibles. Afin d'éviter des problèmes de convergence liés à un module nul sur des mailles présentant un endommagement maximal, nous avons limité arbitrairement la baisse de module à une valeur résiduelle correspondant à 10% de la valeur initiale.

Pour des raisons d'optimisation des temps de calculs nous avons défini une zone, équivalente à trois rayons à partir du bord de la galerie, dans laquelle la modification du module élastique sera effectuée. Cela permet de ne pas réaffecter le module élastique dans des zones où il ne varie pas et donc d'accélérer les temps de calcul.

Des calculs ont été menés à partir du cas de référence de la section en fer à cheval et en intégrant ce phénomène. Les résultats de ce calcul (avec  $P_0$  égal à 12.7 MPa) ne seront pas présentés ici car ils ne présentent pas d'intérêt particulier. En effet la dégradation du matériau autour de la galerie pour le cas de référence n'est pas suffisante pour observer un effet notable sur la redistribution des contraintes dans le revêtement de la galerie. Afin d'amplifier le phénomène d'altération du matériau, nous avons décidé de modifier la contrainte isotrope  $P_0$  et de la fixer à 16 MPa. De plus nous avons utilisé le maillage affiné afin de suivre plus précisément les phénomènes locaux liés à la dégradation du matériau.

### 6.2. Résultats des calculs sur le cas de la section en fer à cheval

La méthode a été introduite dans le cas de la section en fer à cheval et la comparaison avec le cas de référence à  $P_0 = 16 \text{ MPa}$  est présentée dans la Figure V.54.

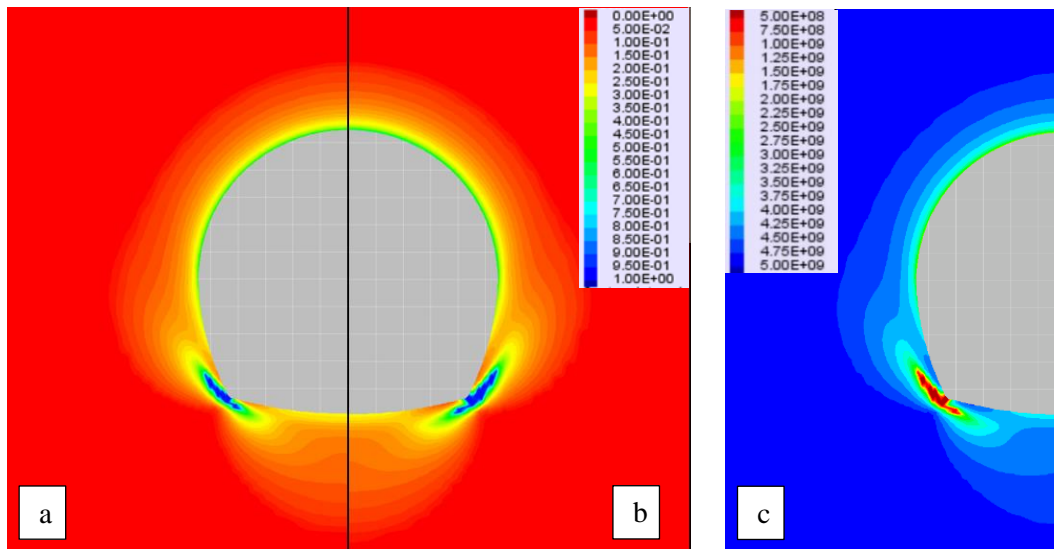


Figure V.54 : Valeur d'endommagement pour le cas de référence (a) et pour le cas avec endommagement de l'EDZ (b) répartition du module élastique dans le cas EDZ (c)

La Figure V.54 montre que l'endommagement est plus important au niveau des coins de la galerie lors de la prise en compte de l'EDZ. Des bandes de cisaillement commencent à apparaître dans les coins, induites par la dégradation du matériau. En effet, en réduisant localement le module, les déplacements sont plus importants ce qui dégrade d'autant plus le matériau. La Figure V.54c montre la répartition du module élastique autour de la galerie. Le module se trouve très dégradé sur les coins le long des bandes de cisaillement, mais également proche de la surface d'excavation de la galerie. L'endommagement atteint une valeur de 1 au niveau des coins (correspondant à la zone bleu sur les Figure V.54a et V.54b) et le module élastique résiduel est bien atteint sur la Figure V.54c, la zone en rouge correspondant à un module élastique égal à 10% de la valeur de module élastique initial. Finalement au-delà de quelques mètres autour de la galerie, le matériau reste sain et ne présente pas de dégradation de son module.

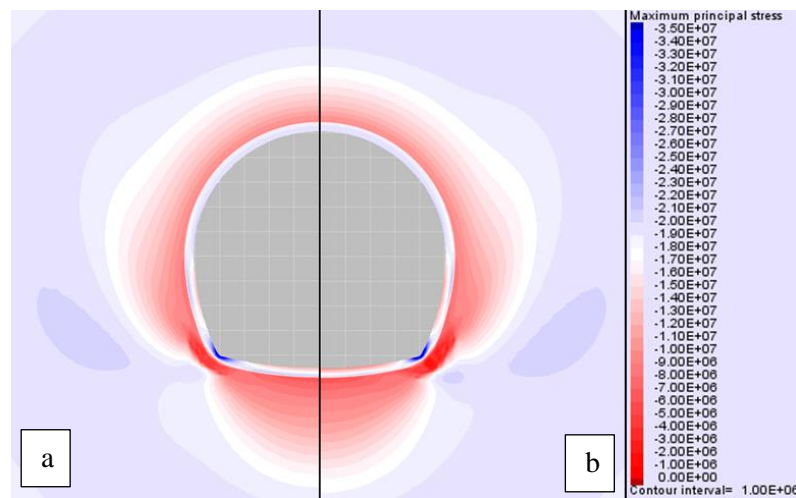
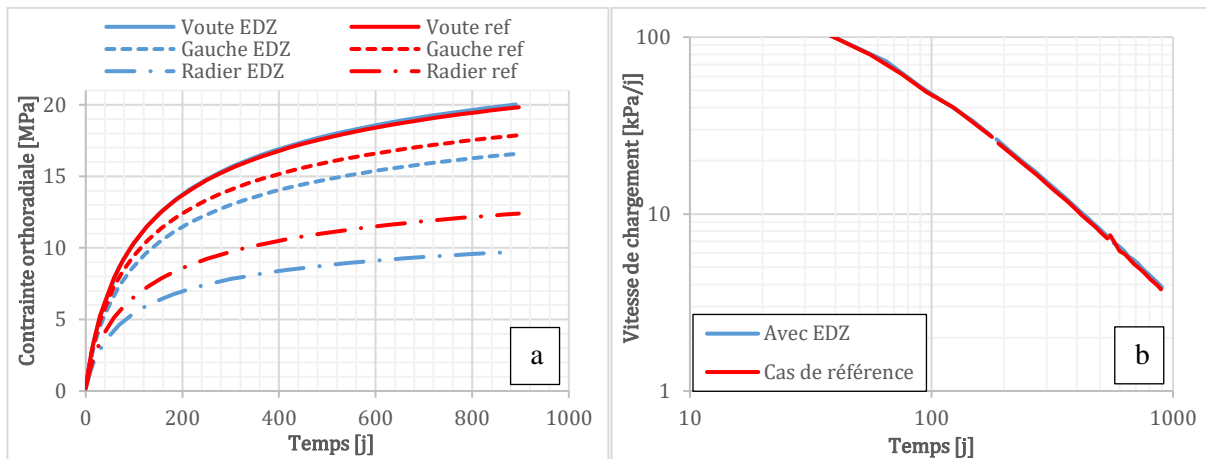


Figure V.55 : Représentation de la contrainte principale majeure pour une contrainte isotrope  $P_0 = 16 \text{ MPa}$  pour le cas de référence (a) et en prenant en compte l'EDZ (b)

La répartition de la contrainte principale illustrée sur la Figure V.55 reste relativement similaire dans les deux cas bien que la contrainte semble plus faible au niveau du radier et des reins dans le cas de la prise en compte de l'EDZ. En revanche en voûte, la contrainte principale reste la même. Cela est mieux illustré dans la Figure V.56 qui présente l'évolution de la contrainte en voûte, sur le côté ou en radier pour les deux cas étudiés.



**Figure V.56 : Evolution de la contrainte dans la galerie à section en fer à cheval avec  $P_0 = 16 \text{ MPa}$  pour le cas de référence et en prenant en compte l'EDZ (a) et évolution de la vitesse de chargement en voûte pour les deux cas (b)**

La Figure V.56a présentant l'évolution des contraintes dans les deux cas étudiés montre une contrainte quasi similaire en voûte entre le cas de référence et en prenant en compte l'EDZ, bien que la contrainte dans le cas EDZ soit légèrement supérieure. La contrainte sur les côtés de la galerie en prenant en compte l'EDZ a une valeur très proche du cas de référence, la différence est de l'ordre de 1,5 MPa soit moins de 10% de la valeur totale au bout de 3 ans. L'écart est cependant plus important au niveau du radier et est de l'ordre de 2,5 MPa. La courbe de vitesse en voûte (Figure V.56b) présente une évolution égale dans le cas de la prise en compte de l'endommagement et dans le cas de référence.

Finalement l'EDZ a un effet relativement faible sur l'évolution de la contrainte dans le revêtement, surtout au niveau de la voûte où la légère différence vient de la modification de la répartition de la contrainte au sein du revêtement de la galerie. L'influence sur la pente au niveau de la voûte est très négligeable dans ce cas, mais cela abaisse globalement la contrainte en radier et sur les côtés de la galerie. Il est cependant nécessaire de relativiser ces résultats qui ne prennent en compte que la diminution du module élastique. En effet, la dégradation du matériau dans l'EDZ peut avoir également une influence sur sa résistance en compression  $\sigma_c$ , la porosité du matériau ou encore sur les valeurs de viscosités  $A_v$  et  $n_v$ . Son influence sur les paramètres de viscosité pourrait ainsi avoir un effet important dans le cas de terrains fluants. Il est ainsi légitime de considérer que la viscosité du matériau puisse dépendre de la dégradation de ce dernier. Ces aspects ne seront cependant pas considérés dans la suite du document car ils requièrent un développement spécifique pour l'intégrer aux modèles.

## 7. Conclusion

Ce chapitre, portant sur l'étude du comportement du revêtement au travers de modèles numériques sous FLAC<sup>2D</sup>, a permis d'étudier les phénomènes physiques que nous avons jugé susceptibles de modifier l'évolution de la contrainte dans le revêtement. Afin d'étudier ces phénomènes qui peuvent avoir des effets différents suivant la méthode de mise en œuvre ou le type de revêtement, nous avons défini deux cas de référence. Ces deux cas représentent les deux configurations de galerie les plus couramment rencontrés en travaux souterrains. Le modèle de comportement du terrain utilisé est le modèle L&K dans les deux configurations, dont les paramètres ont été déterminés sur l'argilite de Bure au Chapitre III. Les résultats de ces calculs de référence montrent un comportement linéaire dans le plan  $\log \dot{\sigma} / \log t$  au-delà d'une centaine de jours.

Ensuite nous avons effectué des calculs de sensibilités aux caractéristiques des ouvrages (rayon à rigidité constante, épaisseur de revêtement, contrainte isotrope) sur les deux cas de références. Ces calculs ont montré que, bien que la contrainte finale varie, la pente dans le plan  $\log \dot{\sigma} / \log t$  ne varie pas de manière significative, dans la gamme d'amplitude choisie. La variation de la pente est au maximum de 0,14 ce qui représente 10% de la valeur de pente. Nous pouvons donc en déduire que cette pente est constante dans un même type de terrain, et qu'elle ne dépend que des caractéristiques du terrain. Dans un second temps nous avons donc réalisé des calculs de sensibilité aux paramètres  $A_v$ ,  $n_v$  et  $\gamma_{visc}$  du modèle L&K. Les résultats des modélisations montrent une dépendance importante de la valeur de pente  $\log \dot{\sigma} / \log t$  au paramètre de viscosité  $A_v$  du modèle, et une dépendance bien plus faible aux autres paramètres du modèle. Nous avons également étudié l'évolution de la contrainte dans le revêtement au travers des deux cas de référence en utilisant d'autres modèles visqueux. Ces modèles ont montré un comportement inadapté (pas de comportement linéaire dans le plan  $\log \dot{\sigma} / \log t$ ) et qui n'était pas en adéquation avec les observations effectuées sur les ouvrages du Chapitre III.

Par la suite nous avons également étudié l'intégration d'un modèle de comportement de Burger dans le revêtement de la galerie afin d'étudier de manière plus précise l'effet du comportement à long terme du béton dans les galeries de revêtement. Nous avons déterminé les paramètres du modèle de Burger à partir des courbes d'évolution de déformation du modèle empirique proposé par l'Eurocode 2. Ainsi l'effet du fluage du béton permet une diminution de la contrainte de l'ordre de 30% dans le revêtement de la galerie. Ce modèle a toutefois montré ses limites lorsque nous avons voulu l'appliquer au cas de la section en fer à cheval. En effet il a été développé pour l'application d'un chargement constant, à un âge du béton  $t_0$  donné au moment de l'application de ce dernier. Or dans le cas d'une galerie, l'âge du béton au moment du chargement ne peut être déterminé car le chargement évolue au cours du temps, et cette évolution est liée à l'amplitude de fluage du béton. Ces phénomènes seront donc étudiés de manière plus précise dans le Chapitre VI en utilisant un modèle plus complet.

Ensuite nous avons étudié l'influence du comportement instantané du béton sur l'évolution de la contrainte de revêtement dans le cas de la section en fer à cheval. Dans un premier temps nous avons étudié l'évolution du module du béton de revêtement au cours du temps suivant un modèle empirique proposé par l'Eurocode 2. Les résultats ont montré un effet très faible sur la valeur de la contrainte au bout de 3 ans ainsi que sur la valeur de la pente dans le plan  $\log \dot{\sigma} / \log t$ . Dans un second temps nous avons étudié l'effet de la plasticité du béton dans le revêtement de galerie, au travers du modèle Strain-Softening en utilisant des jeux de paramètres fragiles et ductiles à des résistances de 15 ou 20 MPa. Les résultats ont montrés une redistribution des contraintes importantes dans le cas du béton faible et même une rupture au niveau de la voûte dans le cas fragile. Les courbes d'évolution de contrainte montrent une rupture plus tardive au niveau de la voûte dans le cas d'un béton ductile comparativement au cas fragile et la redistribution des contraintes s'effectue également de manière plus progressive.

Enfin dans la dernière partie, nous avons étudié l'influence de la compressibilité de l'EDZ, par une perte de rigidité du terrain au travers d'un endommagement proportionnel aux variables d'écrouissage du modèle L&K. Les résultats des simulations ont montré un effet relativement faible sur l'évolution de la



contrainte dans le revêtement, l'effet étant plus marqué au niveau du radier et une différence quasiment nulle au niveau de la voûte à la fois en termes de contrainte et de vitesse de chargement. Ce phénomène se traduit par une légère augmentation de la zone endommagée.

Ainsi l'effet le plus significatif sur l'évolution de la contrainte dans les revêtements semble être le fluage du revêtement. Ce dernier entraîne une diminution globale de la contrainte de l'ordre de 20 à 30%. La présence d'une EDZ n'aura pas un effet très significatif, mais ces résultats sont à modérer car nous sommes limités à un endommagement entraînant une baisse de module. L'évolution du module du béton aura quant à lui un effet très négligeable par rapport aux autres phénomènes considérés. Enfin le caractère plastique du béton de revêtement aura certainement un effet significatif dans le cas d'une section en fer à cheval, mais uniquement dans le cas où la contrainte en voûte sera proche de la limite de plasticité du béton de revêtement.

# Chapitre VI : Modélisation avancée du béton au travers d'un modèle hydromécanique

---

## Résumé du Chapitre :

*Ce chapitre porte sur la modélisation avancée du comportement du béton. L'ensemble des calculs de ce chapitre a été effectué avec Code\_Aster intégrant le modèle de comportement LKR, proche du modèle originel L&K. Une comparaison de ces modèles avec leurs jeux de paramètres spécifique sera réalisé au travers d'essais sur éprouvette et des deux cas de référence. L'utilisation du modèle RGI permettra la prise en compte dans les bétons des phénomènes liés au fluage, l'hydratation ainsi qu'au séchage du béton. Il sera utilisé pour la modélisation d'essais de fluage dans différentes conditions puis intégré au cas de référence en béton coffré.*

## Table des matières du Chapitre :

---

2. DIFFERENCE DE COMPORTEMENT DU MODELE LKR ET L&K .....	175
2.1. Paramètres du modèle LKR.....	175
2.2. Comparaison des essais sur éprouvette.....	176
3. CAS DE REFERENCE AVEC LKR .....	179
3.1. Section Fer à Cheval .....	179
3.2. Section circulaire .....	180
4. MODELISATION DU FLUAGE DU BETON AVEC LE MODELE RGI .....	182
4.1. Modèle mécanique.....	182
4.2. Couplage hydrique .....	183
4.3. Evolution de la réaction d'hydratation au cours du temps .....	184
4.4. Jeu de paramètres utilisés .....	186
5. ESSAIS DE FLUAGE SUR EPROUVETTES AVEC MODELE RGI.....	187
5.1. Conditions de modélisation .....	187
5.2. Résultats sur éprouvette à différentes valeurs de $t_0$ .....	188
6. INTEGRATION DU MODELE RGI DANS LES CAS DE REFERENCE.....	190
6.1. Conditions de modélisation .....	190
6.2. Le cas de référence en béton coffré.....	190
6.3. Intégration dans le cas d'un béton coffré.....	191
7. CONCLUSION .....	193

---

## 1. Introduction

Compte-tenu des limites rencontrées avec les modélisations sous FLAC notamment sur le comportement du béton au fluage, il était nécessaire de se tourner vers des outils plus avancés permettant d'intégrer des modèles plus complexes. Code\_Aster est un code de calcul libre de droit développé par EDF pour leurs propres études. Il intègre notamment des modèles de comportement de béton pour les grandes structures en béton comme les enceintes de centrales nucléaires ou les grands barrages. Ces ouvrages sont bien entendu soumis à des problématiques de comportement à long terme et plusieurs modèles ont été développés pour des applications spécifiques.

Afin de modéliser le comportement du terrain, nous avons choisi d'utiliser le modèle de comportement viscoplastique LKR développé dans la précédente thèse par Raude (2015). Ce modèle présente quelques différences par rapport au modèle L&K qui a été utilisé dans FLAC. Ces dernières seront présentées dans la partie 2 du chapitre avec leurs jeux de paramètres propres au travers de simulations d'essais de laboratoire dans un premier temps, à savoir des essais triaxiaux et de fluage à différents confinements.

Dans un second temps, le modèle LKR sera appliqué aux deux cas de référence définis dans le Chapitre V. Une analyse de la contrainte dans les deux configurations et une comparaison avec les résultats obtenus avec L&K seront effectuées. Nous analyserons également l'évolution des vitesses de contraintes dans les deux cas de référence.

Une présentation succincte du modèle FLUA\_PORO\_BETON sera effectuée ainsi que des données nécessaires à la modélisation, à savoir une présentation du modèle de diffusion hydrique utilisé (Bazant 1972), des courbes de désorption utilisées et de la fonction d'évolution de réaction d'hydratation. Ce modèle sera ensuite intégré dans la simulation d'éprouvettes soumises à des essais de fluage à différents âges. Cela permettra d'analyser le comportement du modèle sous différentes configurations à différentes valeurs de  $t_0$ .

Enfin le modèle de fluage sera intégré dans la simulation du béton de revêtement du cas de référence en béton coffré. Ce cas de référence a toutefois vu sa géométrie modifiée pour devenir circulaire en raison d'incompatibilités avec la méthode de régularisation du second gradient (Bug de Code\_Aster). Ainsi nous analyserons les résultats du modèle RGI dans le cas de référence en condition saturé et de séchage.

## 2. Différences entre les modèle LKR et L&K

Cette partie portera sur l'étude des différences entre les modèles de comportement L&K sous FLAC<sup>2D</sup> et le modèle LKR sous Code\_Aster. L'étude portera essentiellement sur le comportement des deux modèles sur éprouvettes de laboratoire. Cela permettra ultérieurement d'interpréter correctement le comportement des deux modèles dans la simulation d'ouvrages.

### 2.1. Paramètres du modèle LKR

Le modèle LKR a été introduit par Raude (2015) dans Code\_Aster. Ce dernier a au départ été formulé afin de prendre en compte le couplage thermomécanique dans les argilites de Bure. De plus certaines équations notamment au niveau des variables d'érouissages ont été modifiées afin d'assurer la continuité des dérivées et améliorer ainsi la stabilité numérique du modèle. Dans ce chapitre nous n'utiliserons pas le couplage thermomécanique du modèle et fixerons donc l'ensemble des paramètres relatifs à ce comportement à 0. Ils ne seront pas présentés ici.

Les paramètres utilisés pour le modèle LKR ont été regroupés dans le Tableau 28. Les paramètres du modèle L&K ont quant à eux été présentés dans le Tableau 21 du Chapitre V.

Paramètres élastiques			
$E$	6,0 GPa	$\rho$	2312 kg/m <sup>3</sup>
$\nu$	0,18	$\alpha$	1,00E+06 /°
Paramètres de seuils			
$\sigma_c$	13,1 MPa	$M_0$	0,11
$a_2$	0,58	$M_1$	7,35
$q_i$	1,00E+08 Pa		
Courbe $\sigma$ vs $\varepsilon$			
$\xi_1$	1,00E-02	$\nu_1$	1,50
$\xi_2$	1,80E-02	$\nu_2$	1,50
Paramètres viscoplastiques			
$A$	1,00E-12	$\xi_5$	1,60E-02
$n$	1,50	$P_a$	1,00E+06 Pa
Paramètres dilatance			
$\rho_1$	1,00	$\rho_2$	1,39E-01
$\rho_4$	1,107		

Tableau 28 : Paramètres du modèle LKR

Les paramètres du modèle LKR sont extraits de Raude (2015) et ont été déterminés à partir des mêmes essais que le jeu de paramètres utilisés pour le modèle L&K du Chapitre III. Bien que les jeux de paramètres soient différents, nous pouvons noter par exemple une différence au niveau de la résistance en compression simple et du module, le comportement des deux modèles reste relativement similaire. Il est difficile de comparer les paramètres des deux modèles car les équations régissant le comportement peuvent dans certains cas être légèrement différentes. Il est à noter que le nombre de paramètres est plus restreint, car le choix a été fait de fixer certains paramètres du modèle qui étaient précédemment paramétrable dans le modèle L&K mais en pratique très peu modifiés, et certains des paramètres sont désormais calculés proportionnellement à d'autres. Nous pouvons ainsi noter que le nombre de paramètres de seuil est ici de 5 contre 21 dans le modèle L&K.

## 2.2. Comparaison des essais sur éprouvette

Afin d'appréhender les différences de comportement des deux modèles ainsi que leurs jeux de paramètres respectifs, nous avons réalisé des simulations sur des essais de laboratoire simple, dont l'interprétation est plus aisée. Dans un premier temps, des essais triaxiaux à différentes valeurs de confinement ont été simulés sur Code\_Aster en utilisant le modèle LKR et sur FLAC<sup>2D</sup> en utilisant le modèle L&K. Les résultats pour les différentes valeurs de confinement de 2, 6 et 12 MPa sont présentés sur la Figure VI.1.

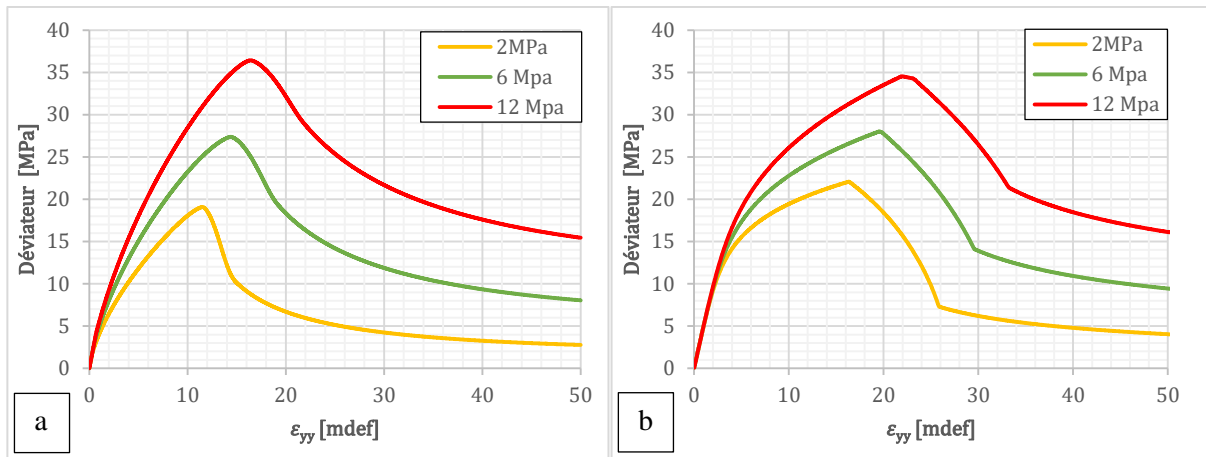
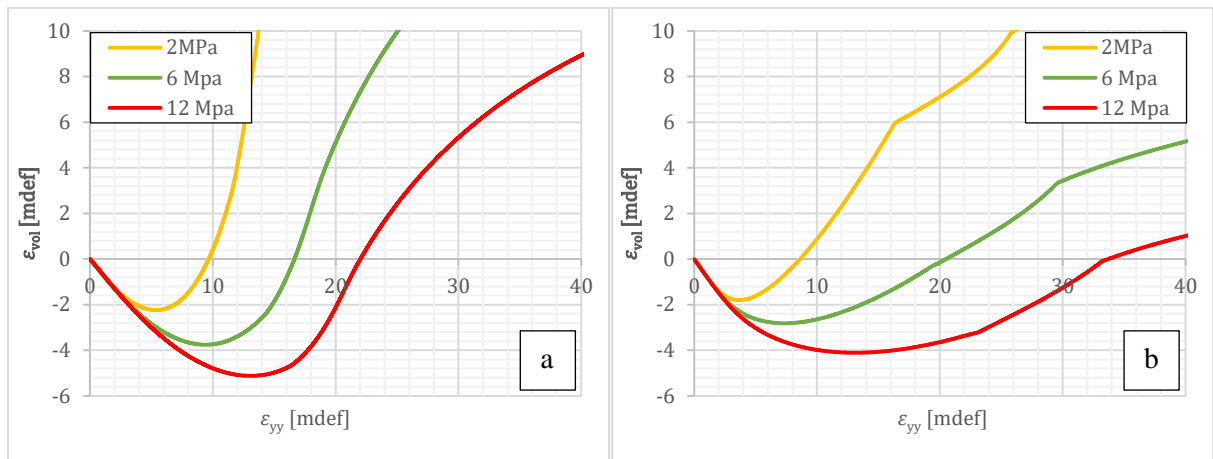


Figure VI.1 : Essais triaxiaux d'argilite à différents confinement avec le modèle LKR sous Code\_Aster (a) et avec le modèle L&K sous FLAC<sup>2D</sup> (b)

Les essais triaxiaux montrent une différence de résistance de pic à 12 MPa, le modèle L&K (Figure VI.1.b) présente une résistance de pic de l'ordre de 34,5 MPa contre 36,5 MPa pour le modèle LKR (Figure VI.1.a). Les résistances de pic à 6 MPa sont similaires pour les deux modèles alors que la résistance à 2 MPa est plus élevée pour le modèle L&K (22 MPa) que pour le modèle LKR (19 MPa). Les déformations de pic sont également différentes et globalement plus importantes de l'ordre de 50% pour le modèle L&K, et ce pour toutes les valeurs confinement. La forme des courbes est relativement différente, les courbes du modèle L&K sont beaucoup plus « anguleuses » et la dérivée ne semble pas continue étant donné qu'il existe des ruptures de pente, nous pouvons ainsi constater les améliorations apportées par la formulation du modèle LKR, qui présente des courbes beaucoup plus lissées et plus proches de ce qui peut être observé sur des essais de laboratoire. La valeur de résistance résiduelle vers laquelle semble tendre les courbes, sont relativement similaires, ainsi que la forme globale des courbes en comportement post-pic. De plus la plasticité semble intervenir plus tardivement, en effet les courbes semblent diverger à un niveau de contrainte plus élevé (de l'ordre de 10 MPa) là où celles du modèle LKR se séparent à une contrainte de 2 MPa. Cette différence est principalement due au choix qui a été fait lors du calage des paramètres du modèle et dans le dernier cas, il s'agit des paramètres régissant le seuil élastique qui a été déterminé plus bas.

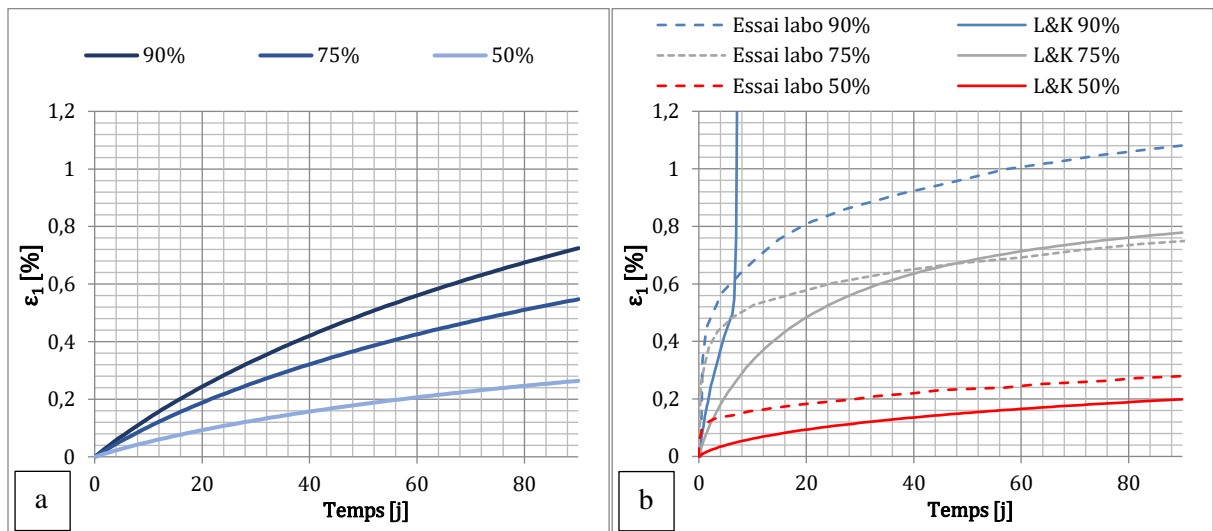
Bien que ces différences restent importantes (inférieures à 10% pour les valeurs de pic et 50% pour les déformations), elles restent tout de même inférieures à l'intervalle d'incertitude des essais de laboratoire. En effet, la disparité des résultats des essais triaxiaux sur l'argilite de Bure (essais présentés au Chapitre III), montrait une disparité des valeurs de pic de l'ordre de +/- 10% par rapport à la valeur moyenne.

La Figure VI.2 montre les évolutions des courbes de déformations volumiques des deux modèles au cours des mêmes essais triaxiaux et pour les différentes valeurs de confinement considérées.



**Figure VI.2 : Evolution de la déformation volumique au cours d'essais triaxiaux d'argilite à différents confinements avec le modèle LKR sous Code\_Aster (a) et avec le modèle L&K sous FLAC<sup>2D</sup> (b)**

La déformation volumique est beaucoup plus importante pour le modèle LKR (Figure VI.2.a) pour une même déformation axiale, comparé au modèle L&K (Figure IV.2.b). Le jeu de paramètres du modèle LKR semble donc plus dilatant, même si l'amplitude maximale des déformations volumiques en compression (pour des valeurs de déformation volumique négatives) est relativement similaire entre les deux modèles. Ces résultats sont toutefois à modérer car il est en pratique très difficile d'obtenir des courbes d'évolution de dilatance du matériau, au-delà d'une certaine valeur. Dans le cas de l'argilite et pour les essais à notre disposition dans le Chapitre III, les mesures de déformation volumique ne permettaient pas de visualiser la phase de dilatance. En effet les courbes au-delà de déformations axiales supérieures à 15 voire 10 mdef, pour des essais à 12 MPa de confinement, n'étaient pas exploitables et l'incertitude sur la mesure était trop grande. Or dans cette gamme de déformations, l'amplitude des déformations volumiques reste relativement similaires entre les deux modèles, bien qu'elle soit un peu supérieure pour le modèle LKR ce qui se rapproche plus de ce qui a pu être observé sur les essais du Chapitre III.

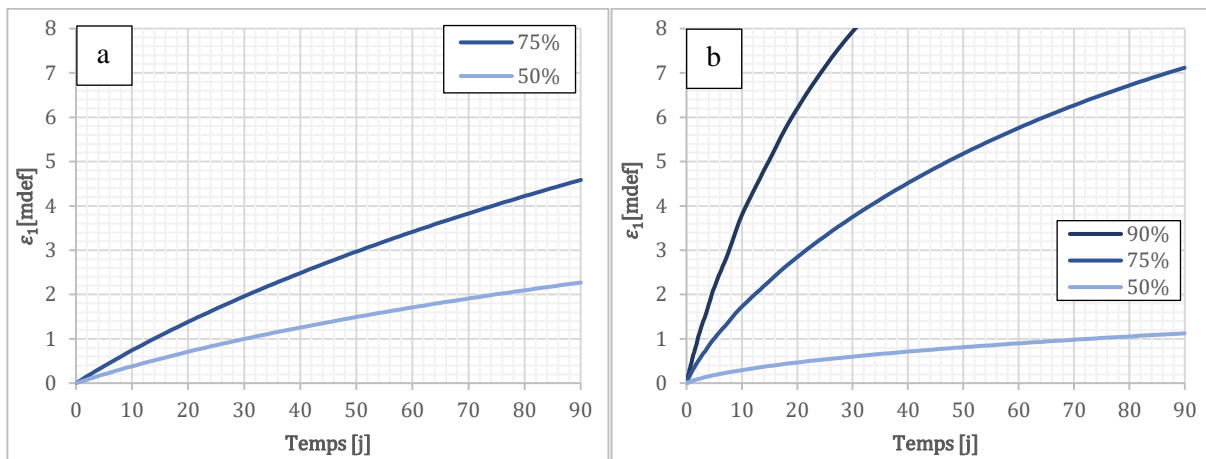


**Figure VI.3 : Essai de fluage sur l'argilite de Bure à différentes valeurs de  $q/q_{pitc}$  à 12 MPa de confinement avec le modèle LKR sous Code\_Aster (a) et avec le modèle L&K sous FLAC<sup>2D</sup> (b)**

Le comportement en fluage des deux modèles est assez différent : en effet l'amplitude de variation des déformations est beaucoup plus grande dans le cas du modèle L&K (Figure VI.3.b) par rapport au modèle LKR (Figure VI.3.a) dans la gamme de contrainte considérée. Ainsi les déformations de fluage seront plus importantes aux forts déviateurs à 12 MPa de confinement (on observe même une rupture du matériau dans le cas de L&K) et moins importantes pour de plus faibles déviateurs. En revanche à

$q/q_{pic} = 75\%$  les déformations de fluage sont du même ordre de grandeur, bien qu'un peu plus importantes pour le modèle L&K. Les choix qui ont été faits lors de la détermination des paramètres du modèle à partir des essais de laboratoire semblent donc très différents. Dans le cas du modèle LKR, il semblerait que les choix se soient portés d'avantage sur le respect de l'amplitude, alors que dans le cas du modèle L&K (Chapitre III section 3.3.2) nous avons fait le choix de respecter les vitesses de déformation à la fin des essais. De manière générale il est très difficile avec des modèles viscoplastiques d'arriver à traduire correctement le comportement du matériau sur tous les essais. Même si le nombre de paramètres des deux modèles est relativement important, les deux modèles se basent sur des principes physiques qui font qu'il n'est pas possible de modifier les paramètres afin de coller parfaitement aux essais sur éprouvettes. Des choix doivent donc être fait, qui peuvent différer en fonction de l'opérateur qui réalise la détermination des paramètres des modèles. Il est important de garder cela à l'esprit et cela peut générer des différences importantes sur les résultats. De plus, la durée des essais étant très inférieure aux temps considérés lors des calculs, les différences entre les deux modèles peuvent s'accroître d'avantage.

Ainsi il semblerait que les vitesses soient surestimées à la fin de l'essai avec le modèle LKR, avec une courbure générale des déformations moins importante. Cela entrainera certainement une surestimation des déformations de fluage, ou en tous cas une déformation de fluage plus importante.



**Figure VI.4 : Essai de fluage sur l'argilite de Bure à différentes valeurs de  $q/q_{pic}$  à 6 MPa de confinement avec le modèle LKR sous Code\_Aster (a) et avec le modèle L&K sous FLAC<sup>2D</sup> (b)**

Pour des valeurs de confinement moins importantes (Figure VI.4), l'écart des déformations de fluage entre les deux modèles et leurs jeux de paramètres respectifs, est moins important. A cette valeur de confinement nous ne pouvons comparer les résultats avec des essais de laboratoires car nous ne disposons pas de données expérimentales satisfaisantes. Ainsi le modèle LKR (Figure VI.4a) ne comporte pas de courbe de fluage à  $q/q_{pic} = 90\%$  car le matériau rompt avant la fin du chargement. Les déformations de fluage sont plus importantes dans le cas du modèle L&K (environ 0,7%) par rapport au modèle LKR (environ 0,45%). A un taux de chargement plus faible, c'est l'inverse et les déformations de fluage sont deux fois moins importantes dans le cas du modèle L&K (Figure VI.4b). Concernant les pentes, elles sont relativement similaires pour 75% de déformation bien que la courbure soit plus importante, ce qui indique qu'au-delà, les déformations du modèle LKR seront certainement plus importantes. La pente est en revanche beaucoup plus importante pour le modèle LKR à 50% de chargement.

Au vu des essais il semblerait que le jeu de paramètre choisi pour le modèle LKR présente une résistance légèrement plus importante aux forts confinements et inversement aux faibles confinements par rapport au jeu de paramètre du modèle L&K. Les déformations volumiques sont également plus importantes. Concernant le comportement à long terme, il semblerait que le jeu de paramètres du modèle LKR entraîne des déformations de fluage plus importantes. Tous cela indique que les contraintes sur ouvrages

avec le modèle LKR et son jeu de paramètre seront sûrement plus importantes que pour le modèle L&K et son jeu de paramètres déterminé au Chapitre III.

### 3. Cas de référence avec LKR

Après avoir comparé le comportement des deux modèles LKR et L&K, nous avons réalisé des simulations des deux cas de référence sous Code\_Aster avec le modèle LKR dans des conditions similaires aux cas de référence du Chapitre V avec L&K. Les étapes de calcul, la courbe de déconfinement, ainsi que les conditions limites seront strictement identiques. Les paramètres utilisés pour le modèle LKR sont présentés dans le Tableau 28. Les résultats seront présentés dans les deux sous-parties suivantes.

#### 3.1. Section Fer à Cheval

Le premier cas de référence étudié est le cas de la section en fer à cheval à revêtement coffré. Les étapes de simulation sont identiques aux cas de référence précédents réalisés sous FLAC<sup>2D</sup> (Chapitre V section 2.3.1). Le maillage est présenté sur la Figure VI.5 et présente des différences par rapport au cas réalisé sous FLAC<sup>2D</sup>.

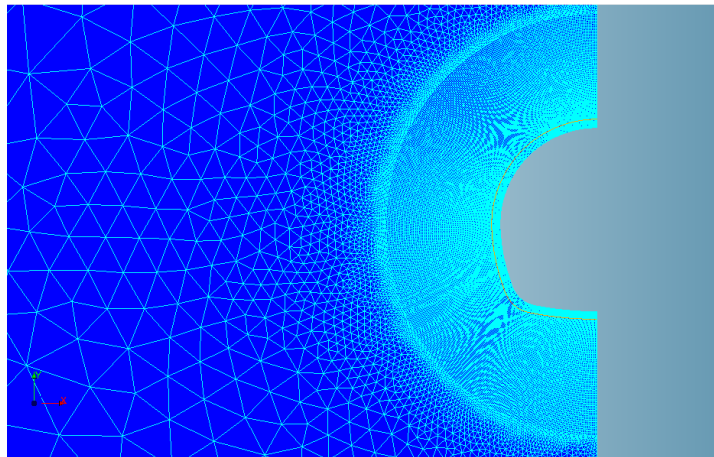


Figure VI.5 : Maillage du cas de référence à section en fer à cheval sous Code\_Aster

Le maillage présente une zone raffinée afin de favoriser la convergence numérique autour de la galerie. Le matériau étant fortement dégradé proche de la paroi, un maillage fin est nécessaire. De par sa méthode de résolution (éléments finis), Code\_Aster est beaucoup plus sensible aux problèmes de convergence que FLAC<sup>2D</sup>. De plus ce maillage étant particulièrement fin, il est nécessaire d'utiliser une méthode de régularisation de second gradient (Fernandes 2008) afin d'éviter tout problème de localisation des déformations, tout particulièrement avec une géométrie en fer à cheval. Par ailleurs cette géométrie a été légèrement modifiée afin d'arrondir les coins, pour éviter les discontinuités géométriques trop fortes pouvant également poser des problèmes de localisation. Le reste de la géométrie reste cependant inchangé, tout comme l'épaisseur de revêtement.

Les paramètres du modèle LKR utilisé pour modéliser le terrain sont présentés dans le Tableau 28. Les paramètres du modèle élastique du béton ainsi que les conditions de modélisation sont présentés à la section 2.2.1 du Chapitre V.



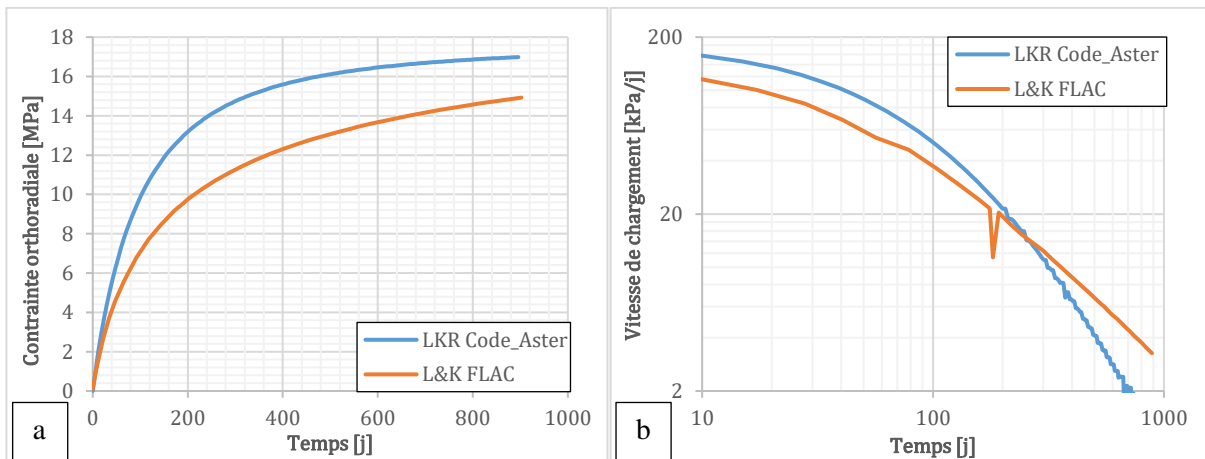


Figure VI.6 : Evolution de la contrainte dans le revêtement de la section en fer à cheval en voûte avec les modèles L&K et LKR (a) et évolution des vitesses de chargement correspondantes (b)

La Figure VI.6 présente les résultats de la contrainte au niveau de la voûte et montre une contrainte plus importante (de l'ordre de 17MPa) dans le cas de la modélisation sous Code\_Aster avec le modèle LKR que pour le cas du modèle L&K sous FLAC<sup>2D</sup> (environ 15 MPa). Les vitesses au bout de 900 jours sont en revanche moins importantes dans le cas du modèle LKR, même si la pente à l'origine est plus forte, cela indique un amortissement plus rapide de la contrainte. Cela est visible sur les courbes de vitesse où la vitesse de déformation de la modélisation avec le modèle LKR est plus importante au départ, puis les deux courbes s'inversent vers 200 jours. Les deux courbes semblent présenter une asymptote à une courbe linéaire. En revanche les valeurs de pente dans le plan  $\log(\dot{\sigma})/\log(t)$  sont très différentes, la valeur pour le cas du modèle LKR est de -2,30 sur les 500 derniers jours alors qu'elle était de 1,26 dans le cas du modèle L&K. Le rapport entre les deux est donc pratiquement de 2 sur la valeur de pente ce qui indique un amortissement très important dans le cas du modèle LKR et plus élevé que les observations sur ouvrages qui indiquaient une pente autour de 1 (Chapitre III). Ainsi le jeu de paramètres utilisé pour ce modèle aura tendance à sous-estimer les contraintes dans la configuration considérée au-delà du temps de calcul (900j) car la vitesse de contrainte diminue trop rapidement. Cela peut être dû à la dilatation du matériau plus importante qui charge le revêtement plus rapidement, ainsi qu'aux paramètres de viscosité différents.

Les déformations sont quant à elles relativement similaires après la pose du revêtement, on observe un déplacement en voûte de 1,89 mm, proche des 1.83 mm pour le cas de L&K. Cela est logique étant donné que le revêtement a un comportement purement élastique, le déplacement est donc directement lié à la contrainte dans le revêtement pour des modélisations aux caractéristiques similaires.

### 3.2. Section circulaire

Le second cas de référence représente la galerie circulaire avec un revêtement en voussoirs préfabriqués. Comme pour le cas précédent, l'ensemble des conditions de modélisation sont identiques au cas de référence réalisé sous FLAC<sup>2D</sup> (Section 2.3.2 du Chapitre V). Les caractéristiques du revêtement sont également similaires. Le maillage utilisé est représenté sur la Figure VI.7.

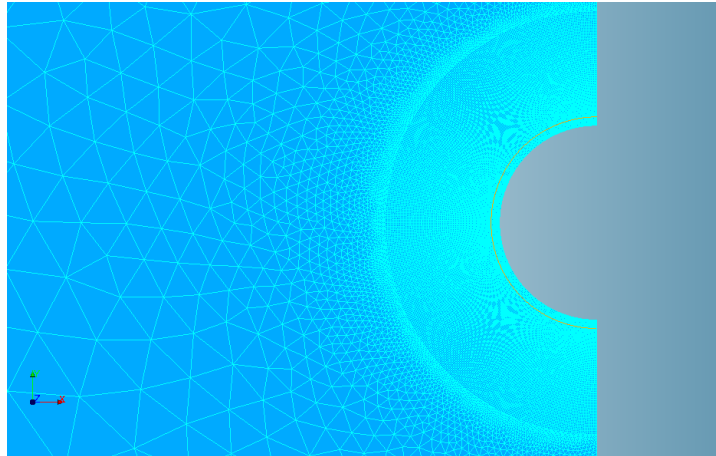


Figure VI.7 : Maillage du cas de référence à section circulaire sous Code\_Aster

Ce maillage est également affiné par rapport au cas de référence sur FLAC, pour les mêmes raisons que le cas précédent de la galerie en fer à cheval, à savoir garantir une meilleure convergence numérique. Dans ce cas la méthode du second gradient n'est pas nécessaire, la convergence s'effectue correctement sans soucis de localisation car la section est parfaitement circulaire. Cela n'engendre pas de bandes de cisaillement trop prononcées qui localiseraient la déformation.

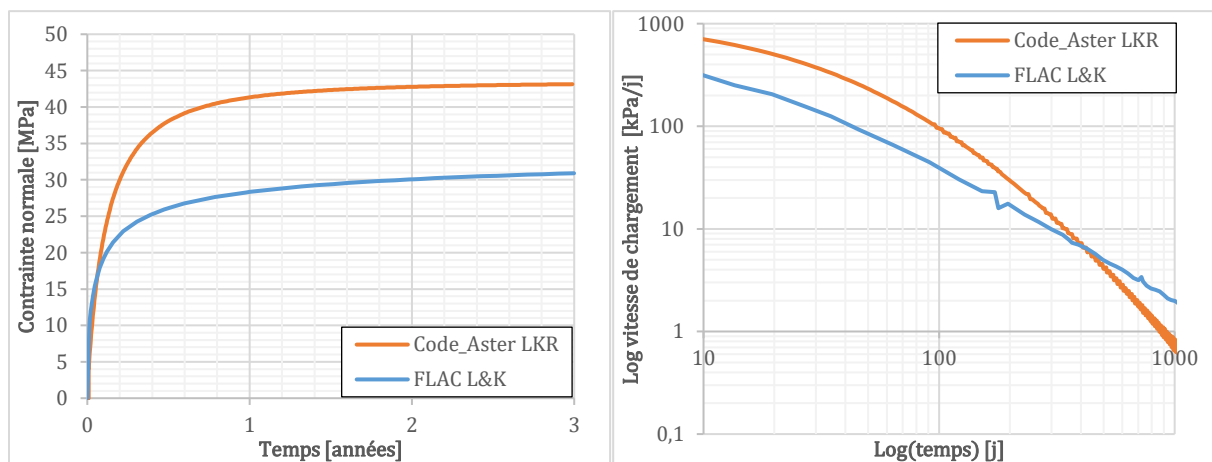


Figure VI.8 : Evolution de la contrainte de revêtement dans le cas de la section circulaire pour les modèles de comportement L&K et LKR (a) et évolution des vitesses de chargement respectives (b)

Dans le cas de la section circulaire, les différences de comportement entre les deux modèles sont flagrantes. Tout d'abord du point de vue de la contrainte, celle-ci atteint 43 MPa au-delà de la limite d'élasticité caractéristique du béton considéré (béton de  $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$ ). C'est pratiquement 50% de plus que pour le cas de référence réalisé sous FLAC<sup>2D</sup>. Concernant les vitesses de contrainte dans le plan  $\log(\dot{\sigma})/\log(t)$ , les résultats montrent également un amortissement beaucoup plus rapide de la contrainte de revêtement dans le cas de LKR. La pente de la partie linéaire est bien plus importante que pour le cas avec L&K. On observe une pente de -2,57 sur les 500 derniers jours ce qui est, comme pour le cas de la section en fer à cheval, presque deux fois plus important que pour le modèle sous FLAC.

Ainsi, pour les deux cas de référence, les paramètres du modèle LKR traduisent un comportement relativement différent du modèle L&K. Même si les modèles possèdent une formulation très proche mais tout de même avec quelques différences, les principaux écarts ne peuvent se justifier uniquement avec cette différence de formulation. Ils proviennent essentiellement des choix qui ont été faits lors de la détermination des paramètres du modèle car les deux jeux de paramètres ont été déterminés à partir des mêmes essais de laboratoire. Cela prouve qu'une des sources d'écart significatif entre les modélisations et les contraintes mesurées sur ouvrages peut être l'évaluation des paramètres du modèle.

## 4. Modélisation du fluage du béton avec le modèle RGI

Afin de caractériser de manière plus précise le comportement du béton nous avons cherché à utiliser un modèle plus complet. L'effet différé dans le béton est de manière générale dépendant de plusieurs phénomènes liés à l'hydratation du ciment, à la dessiccation ou au fluage propre. Ces effets étant difficilement dissociables les uns des autres, il n'est pas aisé de les qualifier de manière individuelle. Le modèle empirique de l'Eurocode 2 a permis de déterminer les amplitudes de fluage mais l'amplitude de ce dernier dépend d'un paramètre  $t_0$  correspondant à l'âge du béton au moment du chargement. Sous ce paramètre se cache en réalité plusieurs phénomènes comme la dessiccation ou l'avancement de la réaction d'hydratation, et ce modèle a montré ses limites dans le Chapitre V. C'est pourquoi nous utiliserons par la suite le modèle RGI qui permet de prendre en compte l'ensemble de ces phénomènes de manière distincte et précise.

### 4.1. Modèle mécanique

Le modèle RGI (Réaction de Gonflement Interne) utilisé par la suite, est un modèle de comportement développé dans la thèse de P. Morenon (2017). Il reprend en grande partie les travaux de thèse de E. Grimal (2007) (modèle RAG dans Code\_Aster) dans laquelle il développe un modèle permettant de prendre en compte les réactions de gonflement interne du béton, que ce soient les réactions alcali-granulat (RAG) ou les réactions sulfatiques internes (RSI). Ces réactions peuvent engendrer des dégradations importantes sur des structures en béton présentant des épaisseurs de béton importantes, comme les barrages ou autres massifs de béton, c'est pourquoi ces modèles ont au départ été développés afin de prédire l'évolution de ces dégradations au cours du temps. Ce modèle a donc au départ été développé pour prendre en compte les réactions de gonflement internes du béton, or l'avancement de ces réactions et donc l'amplitude des déformations volumiques qu'elles engendrent sont étroitement liées à l'avancement de la réaction d'hydratation du béton, mais également à la teneur en eau de ce dernier. C'est pourquoi ces modèles permettent de prendre en compte les phénomènes liés à l'avancement de la réaction d'hydratation ainsi que le couplage avec le degré de saturation en eau basé sur les travaux de A. Sellier (2016).

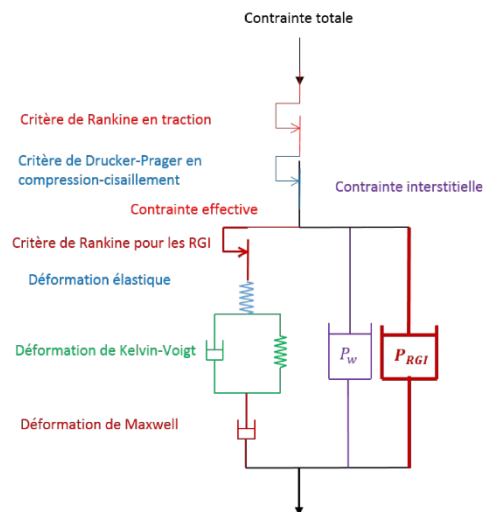


Figure VI.9 : Présentation rhéologique du modèle RGI. (extrait documentation Code\_Aster)

Le modèle RGI, comme son prédécesseur et les modèles de fluage de béton en général, est basé sur un modèle rhéologique qui combine une chaîne de Kelvin-Voigt pour les déformations viscoélastiques, en série avec une chaîne de Maxwell afin de prendre en compte les effets différés irréversibles (Figure VI.9). Les déformations différées induites par le retrait de dessiccation ou les réactions de gonflement sont représentés par des amortisseurs en parallèle de la chaîne principale. De plus des critères de Rankine et Drucker-Prager permettent de prendre en compte l'endommagement et la plasticité dans le matériau.

L'avantage du modèle RGI ou autrement appelé kit RGI, est justement de pouvoir prendre en compte ou non les différents phénomènes qui sont implémentés dans Code\_Aster sous forme de modules à activer à sa guise. Dans notre étude, nous ne considérerons que le premier module FLUA\_PORO\_BETON qui permet de prendre en compte le fluage du béton sans endommagement ou réaction de gonflement interne.

## 4.2. Couplage hydrique

Le modèle RGI se place dans le cadre de la théorie de la pression capillaire pour traduire les interactions solide-liquide en milieu poro-mécanique. Cette théorie a été développée par Biot (1941) et adaptée aux milieux non saturés par Coussy (1991).

La pression capillaire est alors déterminée à partir de la loi de rétention d'eau proposé par Van Genuchten (1980) reliant la pression capillaire  $P_w$  avec le degré de saturation  $S_r$ .

$$P_w = M_{sh} \left( 1 - S_r^{\frac{1}{m_{vg}}} \right)^{1-m_{vg}}$$

Où  $M_{sh}$  représente le module de Van Genuchten et  $m_{vg}$  l'exposant de Van Genuchten.

Cette pression capillaire  $P_w$  est ensuite multipliée par le coefficient de Biot  $b_w$  afin de calculer la pression intra-poreuse dans le modèle RGI.

Les paramètres du modèle de Van Genuchten ont été extraits de Sellier (2018) et sont  $M_{sh} = 40 \text{ MPa}$ ,  $m_{vg} = 0,5$  et le coefficient de Biot  $b_w = 0,25$ .

L'évolution du degré de saturation est déterminée à partir d'un modèle de diffusion hydrique non linéaire. La non linéarité de la diffusion est induite par la dépendance du coefficient de diffusion  $D$  à la teneur en eau  $C$ . L'équation régissant la diffusion de manière classique est donnée par :

$$\frac{\partial C}{\partial t} - \text{div}[D(C, T)\text{grad}(C)] = 0$$

Où  $T$  représente la température, que nous considérerons constante, et  $D$  le coefficient de diffusion qui dépend de la teneur en eau  $C$ . Dans un milieu non saturé, il est aisé de comprendre que le coefficient de diffusion dépend de la teneur en eau. En effet, la porosité du matériau diminue à mesure que la teneur en eau augmente, car l'eau va venir boucher les pores du matériau.

L'évolution du coefficient de diffusion avec la teneur en eau peut être prise en compte de plusieurs manières. En effet certains auteurs comme Mensi (1988) ont développé des modèles d'évolution de  $D(C)$  et Granger (1995) propose un modèle de diffusion basé sur le modèle de Mensi en ajoutant la contribution de la température. Dans notre cas nous considérerons un état isotherme, donc le modèle de Mensi et de Granger seront strictement identiques à la température de référence. Ces modèles de par leur formulation en exponentiel de  $C$  présentent une instabilité numérique importante pour des gradients de teneur en eau moyens. En effet ils créent une légère oscillation qui peut, par endroits, donner un degré de saturation supérieur à 1 ce qui est problématique car cela bloque complètement la diffusion et ce, même en affinant le maillage de manière importante. Il faut alors attendre que ces oscillations se dissipent pour voir apparaître un véritable phénomène de diffusion. Sur des échelles de temps de plusieurs dizaines ou centaines d'années, cela n'aurait pas trop d'importance, mais dans nos échelles de temps considérées (3 ans), le phénomène de diffusion est retardée de plusieurs dizaines voire une centaine de jours.

Ainsi nous considérerons un autre modèle de diffusion largement utilisé qui est le modèle de Bazant (1972). Dans ce modèle, l'évolution du degré de saturation est donnée par la formule suivante :

$$D(h) = D_1 \left( \alpha + \frac{1 - \alpha}{1 + \left( \frac{1 - h(C)}{1 - 0,75} \right)^n} \right)$$

Où  $\alpha$  et  $n$  sont des paramètres du modèle et  $h(C)$  représente le degré d'humidité qui peut être relié à la teneur en eau  $C$  au travers d'une courbe de sorption/désorption.

Gawin (2001) propose des courbes de désorption pour différentes valeurs de températures mais pour des bétons présentant un rapport E/C ( $m_{eau}/m_{ciment}$ ) de 0,7 or les bétons classiques sont plutôt aux alentours de 0,3 ou 0,4. Arfvidsson et al. (2007) en se basant sur les travaux de Nilsson (1980) présentent sur la Figure VI.10 des courbes de désorption pour des bétons de différentes valeurs de E/C (ou W/C en anglais).

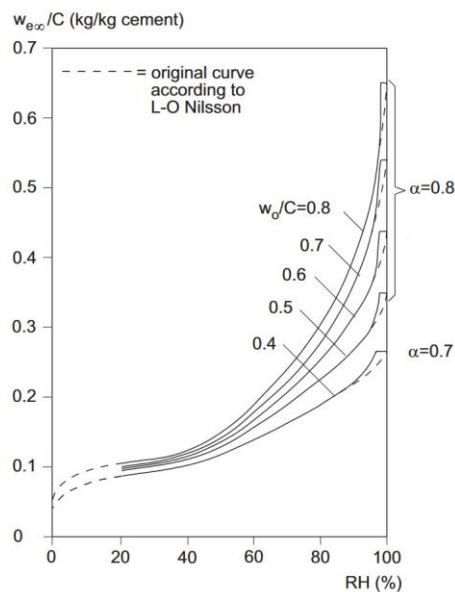


Figure VI.10 : Courbe de désorption isotherme d'une pâte de ciment mature à différents rapports E/C (Extrait de Arfvidsson et al. 2007)

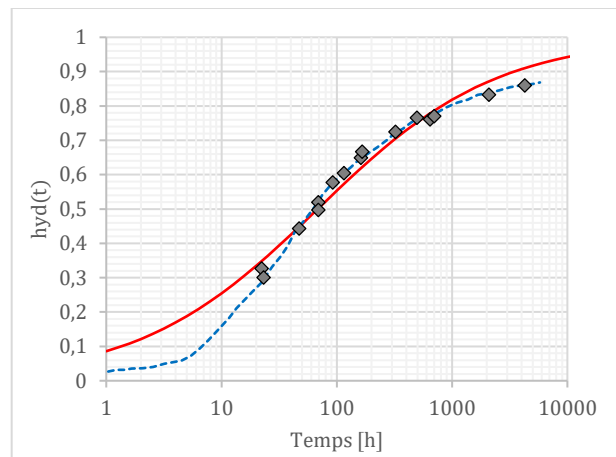
La courbe utilisée par la suite sera la courbe à E/C = 0,4. La courbe sera ensuite modifiée afin de tracer  $S_r(RH)$  en considérant un degré de saturation de 1 pour  $w_{e\infty}/C$  maximum sur la courbe considérée. Cette courbe servira à faire le lien entre le degré de saturation utilisé dans le modèle RGI et le modèle de diffusion qui fait évoluer l'humidité relative à travers le modèle de Bazant dans Code\_Aster. Elle permettra également de déterminer la condition limite à appliquer pour une humidité relative ambiante donnée.

Granger (1995) préconise des valeurs de paramètres pour un béton classique avec  $D_1 = 3.10^{-10} m^2/s$  et  $n = 6$ . Il donne également un intervalle pour la valeur de  $\alpha$  compris entre [0,025 ; 0,1]. Nous choisirons de prendre  $\alpha = 0,04$  qui est une valeur intermédiaire.

### 4.3. Evolution de la réaction d'hydratation au cours du temps

Le modèle RGI permet d'intégrer une évolution de l'hydratation du béton ce qui permet de s'affranchir des notions de  $t_0$ , âge du béton au moment du chargement, qui interviennent dans le modèle de fluage du béton de l'Eurocode 2 présenté dans le Chapitre V. En effet afin de déterminer les paramètres du modèle de Burger, nous avons utilisé le modèle empirique de l'Eurocode, mais ce dernier a montré ses limites de par la nature particulière du chargement des galeries souterraines qui évolue au cours du temps. Ainsi pour un béton saturé, ne prenant pas en compte l'effet de la dessiccation, la vitesse de fluage est dépendante de l'avancement de la réaction d'hydratation. La cristallisation de la pâte de ciment augmente la rigidité du béton et donc la vitesse de fluage. Le modèle RGI permet de prendre en

compte une évolution de la réaction d'hydratation au travers d'une fonction. Nous avons ainsi déterminé une fonction traduisant l'évolution de l'avancement de la réaction d'hydratation.



**Figure VI.11 : Evolution de l'avancement de la réaction d'hydratation d'une pâte de ciment de rapport w/c =0,35 à 20°C (données extraites de Bentz 2006)**

Les points gris présents sur la Figure VI.11 représentent les mesures de degré d'hydratation réalisés par Bentz (2006) sur des échantillons de pâte de ciment scellés, pour empêcher toute dessiccation, et à différents âges. A un temps donné, l'échantillon est prélevé et broyé, il est ensuite passé en étuve afin de déterminer sa teneur en eau. A partir de la teneur en eau, le degré d'hydratation est déterminé avec une précision de 0,004. La courbe bleue en pointillés représente une simulation numérique d'un modèle numérique poro-chimico-hydrique traduisant l'évolution de la réaction d'hydratation du ciment au cours du temps. Cette courbe nous donne ainsi un aperçu plus global de la forme d'évolution de la courbe d'hydratation.

Nous avons ainsi cherché à déterminer une fonction simple permettant de traduire cette évolution afin de l'implanter dans le modèle RGI de Code\_Aster. Nous faisons ainsi une hypothèse qui est que la réaction d'hydratation du ciment évolue de la même manière pour une pâte de ciment et un béton. Il est ainsi possible de douter de cette hypothèse car le fait d'intégrer des éléments inertes dans la pâte de ciment peut modifier les échanges au sein de l'eau libre présente dans la porosité de la pâte de ciment, ainsi que la porosité elle-même. En réalité le volume élémentaire représentatif des échanges ioniques dans l'eau libre de la pâte de ciment est inférieur à la porosité des granulats, ainsi cette réaction est très peu perturbée par l'ajout des granulats. Ainsi nous sommes partis d'une fonction  $arctan(t)$  permettant de traduire la forme globale de la courbe dans le plan log, puis nous l'avons paramétré afin de modifier sa forme globale ce qui donne l'expression suivante :

$$f_{hyd}(t) = \frac{1}{2} \frac{a_{hyd} \cdot t^{n_{hyd}} - 1}{a_{hyd} \cdot t^{n_{hyd}} + 1} + \frac{1}{2}$$

Ainsi les paramètres  $a_{hyd}$  et  $n_{hyd}$  régissent la forme de la fonction de réaction d'hydratation, leurs valeurs respectives sont  $9,59 \cdot 10^{-4}$  et 0,56 pour  $t$  exprimé en secondes.

La courbe en rouge sur la Figure VI.11 représente l'évolution temporelle de la fonction et a été déterminée de manière à minimiser l'erreur par rapport aux données expérimentales. A court terme le comportement de la courbe est différent mais cette période est relativement réduite et le béton n'est à ce moment-là pas encore décoffré. En revanche les données expérimentales semblent tendre vers une valeur de 0,9 et non pas 1. Or les paramètres du modèles RGI ont été déterminés pour une réaction d'hydratation supposée complète, c'est pourquoi la courbe a été rehaussée afin de tendre vers une valeur de 1.

#### 4.4. Jeu de paramètres utilisés

L'ensemble des paramètres utilisés pour la modélisation du béton au travers du kit RGI avec le modèle FLUA\_PORO\_BETON sont présentés dans le Tableau 29.

Paramètres élastiques			
$E$	37,62 GPa	$\rho$	2312 kg/m <sup>3</sup>
$\nu$	0,2	$\phi$	0,168
Paramètres mécaniques			
$R_c$	40,0 MPa	$R_t$	3,0 MPa
$\delta$	0,75	$D_{80}^T$	0,15
$T_{thr}$	45°C	$\zeta^{th}$	0,2
Paramètres de fluage			
$T_{ref}$	20°C	$X^M$	2
$\tau_{ref}^K$	10 j	$\psi^K$	4
$\tau_{ref}^K$	10 j	$\varepsilon_{ref}^M$	6,4.10 <sup>-5</sup>
$E_p^a$	45 kJ/mol.K	$D_{max}^C$	0
Paramètres de Van-Genuchten			
$M_{sh}$	40 MPa	$m_{vng}$	0,5
$b_w$	0,25	$\sigma_{dc}$	14 MPa

Tableau 29 : Paramètres du modèle RGI

Les paramètres du tableau présentés avec des valeurs en bleu sont ceux dont les valeurs sont recommandés par la documentation du modèle et donc à priori fixés. Les paramètres mécaniques et de fluage sont extraits de Morenon (2017) pour un béton courant de type C40 et les paramètres de Van-Genuchten sont eux extraits de Sellier (2018).

## 5. Essais de fluage sur éprouvettes avec modèle RGI

Afin d'étudier plus précisément le comportement du modèle et de s'affranchir du paramètre  $t_0$  du modèle de l'Eurocode 2 qui n'est pas adapté à notre cas de chargement, nous avons choisi d'intégrer un modèle plus complexe permettant de prendre en compte les phénomènes susceptibles de modifier de manière significative la contrainte dans le revêtement en béton. Nous avons tout d'abord cherché à déterminer leur effet en modélisant des éprouvettes de béton (16\*32 cm) soumises à des essais de fluage à différents âges.

### 5.1. Conditions de modélisation

Le modèle FLUA\_PORO\_BETON du kit RGI permet de prendre en compte une évolution de l'avancement de la réaction ainsi que la dessiccation. L'essai de fluage sur éprouvette s'effectuera donc en plusieurs étapes :

La première étape consiste à appliquer un champ constant sur toute l'éprouvette afin d'affecter un champ d'hydratation qui évolue dans le temps suivant la fonction définie en 4.3. Ce champ correspond à l'avancement de la réaction d'hydratation du ciment. En réalité ce champ n'est pas constant puisqu'il dépend de la teneur en eau. Lorsque le milieu n'est pas saturé, les échanges ioniques essentiels à l'évolution de la réaction d'avancement s'effectuent moins bien. Cependant par soucis de simplification ce phénomène ne sera pas considéré. Le modèle présente cependant quelques problèmes d'intégration de ce phénomène. Il nous a été impossible d'appliquer un avancement de réaction inférieur à 0,76 ce qui correspond à un béton déjà âgé de 21 jours.

La seconde étape consiste à déterminer le champ hydrique dans l'éprouvette à l'aide d'une modélisation de diffusion hydrique avec une évolution du module de diffusion de Bazant. Une teneur en eau correspondant à l'humidité relative ambiante sera appliquée sur le pourtour du cylindre de l'éprouvette, les autres faces ayant une condition de flux nul. Les résultats de cette modélisation sont présentés sur la Figure VI.12.

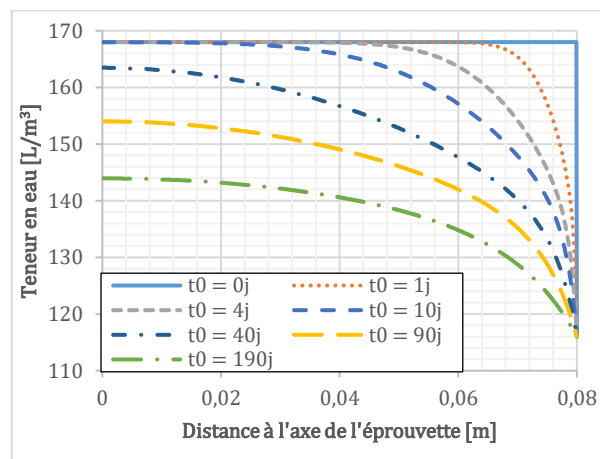


Figure VI.12 : Evolution de la teneur en eau au cours du temps pour une éprouvette soumise à HR = 60%

Les résultats montrent que le front de diffusion hydrique met plus de 10 jours à atteindre le cœur de l'éprouvette. La cinétique du phénomène est très rapide au début puis ralenti au fur et à mesure que la teneur en eau au cœur de l'éprouvette diminue. De plus, même après 190 jours le phénomène de diffusion continue de se produire car l'équilibre hydrique n'a pas été atteint.

La dernière étape consiste à appliquer un chargement mécanique à différents âges  $t_0$  du béton. Nous modéliserons donc une « phase dormante » sans appliquer de chargement mécanique mais avec une diffusion hydrique et une évolution du taux d'avancement de la réaction d'hydratation. Le chargement mécanique sera ensuite appliqué à partir de  $t = t_0$  de manière progressive pendant une heure jusqu'à atteindre 10 MPa. Les essais seront menés sur une période de 90 jours après le chargement initial.



5.2. Résultats sur éprouvette à différentes valeurs de  $t_0$ 

Les essais ont été réalisés à des valeurs de  $t_0$  de 1 jour, 10 jours et 100 jours. Cela permettra de caractériser le fluage pour différentes conditions de modélisation avec différentes valeurs de  $t_0$ .

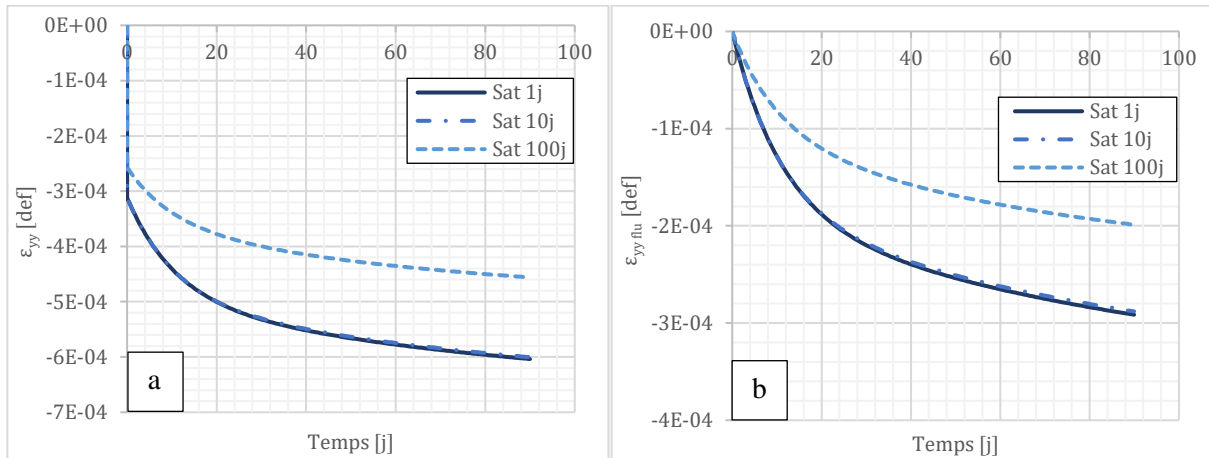


Figure VI.13 : Evolution de la déformation totale au cours d'un essai de fluage saturé à différents temps de chargement (a) et déformation de fluage correspondante (b)

La première série d'essais (Figure VI.13) est réalisée sur des éprouvettes saturées en eau. Dans ce cas, la teneur en eau est affectée de manière uniforme et constante sur toute l'éprouvette pendant toute la durée de l'essai. Les déformations engendrées par le fluage propre sont du même ordre de grandeur que les déformations élastiques (Figure VI.13a) pour des valeurs de  $t_0 = 1 j$  et  $10 j$ . Par ailleurs, pour ces mêmes valeurs de  $t_0$  les déformations de fluage sont pratiquement identiques (Figure VI.13b). Cela est dû au fait que l'avancement de la réaction est fixé à 0.76 avant 21 jours puis suit l'évolution de la fonction d'hydratation. Ainsi la différence entre ces deux courbes se fait uniquement sur le décalage de jours sur la courbe d'hydratation, ce qui est faible à 21 jours. Pour le cas où  $t_0 = 100 j$  les déformations sont moins importantes. Les déformations élastiques sont moins importantes, ce qui est logique car le module augmente avec l'avancement de la réaction d'hydratation. Les déformations de fluage sont également moins importantes, elles diminuent donc avec des valeurs de  $t_0$  croissantes.

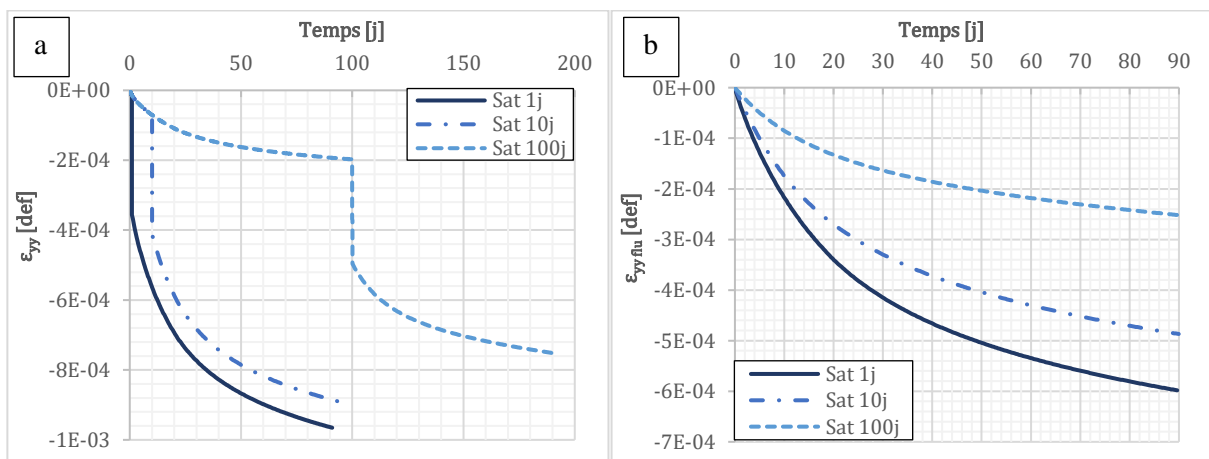


Figure VI.14 : Evolution de la déformation totale au cours d'un essai de fluage à  $HR = 60\%$  à différents temps de chargement (a) et déformation de fluage correspondante (b)

Dans cette seconde série d'essais, l'humidité relative ambiante a été fixée à 60%. L'évolution de la teneur en eau dans le matériau est présentée sur la Figure VI.12. Nous pouvons constater que l'éprouvette subit des déformations avant même son chargement (Figure VI.14a). Ces déformations sont induites par le retrait de dessiccation qui applique une déformation volumique sous l'effet du séchage de l'éprouvette, c'est pourquoi les courbes suivent toutes la même évolution avant leurs  $t_0$

respectifs. Les déformations de fluage sont plus importantes pour un matériau chargé plus tôt et les déformations de fluage sont globalement plus importantes que pour le cas saturé. La hiérarchie des courbes peut sembler étrange entre les courbes à 1 jour et 10 jours car ces dernières présentent une évolution de taux d'hydratation similaires mais le matériau à 1 jour est plus saturé. Or les déformations pour le cas saturé sont plus faibles. Il ne faut cependant pas oublier que les déformations de fluage considérées incluent les déformations de retrait de dessiccation. Ainsi les déformations de fluage observées sont en réalité la somme des déformations de fluage et de retrait de dessiccation. Les déformations en prenant en compte l'évolution de l'humidité relative sont environ deux fois plus importantes que dans le cas saturé.

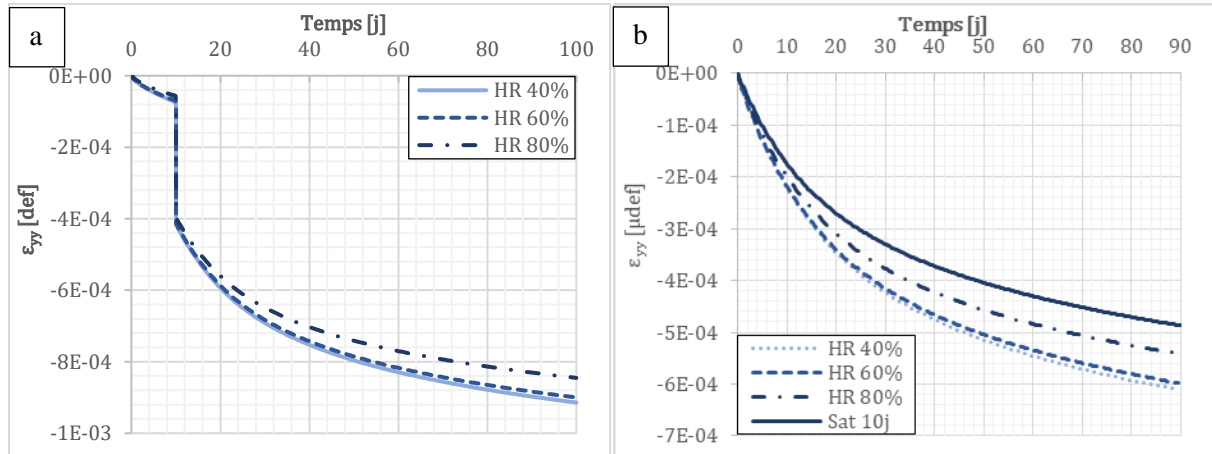


Figure VI.15 : Evolution de la déformation totale au cours d'un essai de fluage à un chargement à l'âge de  $t_0 = 10j$  soumise à différentes humidités relatives (a) et déformations de fluage à  $t_0 = 1j$  (b)

Dans la dernière série de simulations (Figure VI.15) nous avons cherché à déterminer l'influence de l'humidité relative ambiante sur l'amplitude des déformations de fluage. Les déformations sont plus importantes à mesure que l'humidité relative diminue. Or si les différences observées entre une ambiance à 60 ou à 80% (de l'ordre de 10% de la valeur) sont importantes, on notera une différence très faible entre 40 et 60%. En étudiant l'évolution de la teneur en eau pour ces deux cas, on s'aperçoit qu'elles sont très proches sur les 100 premiers jours qui correspondent à la période d'étude considérée. Ces différences seront certainement plus marquées sur une période plus longue et il ne faut pas juger de l'effet de l'humidité relative sur une période de temps aussi courte.

## 6. Intégration du modèle RGI dans les cas de référence

Le modèle FLUA\_PORO\_BETON du kit RGI a été implanté dans le cas de référence de la section en fer à cheval. C'est en effet ce cas de référence, avec un revêtement en béton coffré qui semble le plus pertinent pour étudier l'effet du comportement du béton. Cependant, l'intégration de deux modèles complexes dans Code\_Aster a entraîné des incompatibilités notamment au niveau de la méthode de régularisation du second gradient. En effet cette méthode ne semble pas accepter de champs thermiques dans les modélisations mécaniques. Nous avons donc dû réaliser les simulations en se passant de cette méthode. Or il était impossible de réaliser un calcul avec une géométrie en fer à cheval sans cette méthode car le modèle localise assez rapidement les déformations sur un petit groupe de mailles ce qui entraîne des problèmes de convergence. Ainsi nous avons dû réaliser ce calcul sur une section circulaire. Tous les calculs réalisés dans cette partie auront donc une section circulaire.

### 6.1. Conditions de modélisation

Les étapes du calcul seront similaires au cas de référence de la section en fer à cheval et aux essais sur éprouvettes concernant le béton de revêtement. Tout d'abord l'excavation du tunnel est réalisée, à l'aide de la courbe de déconfinement élastique. Ensuite on impose une phase de fluage libre, sans revêtement de 6 mois. L'évolution de la réaction d'avancement en suivant la courbe d'hydratation est appliquée sur l'ensemble du revêtement. Puis l'évolution de la teneur en eau est calculée avec un modèle de diffusion hydrique. Une condition de bord à teneur en eau imposée sera appliquée à l'*intrados* du revêtement, les autres bords ayant une condition de flux nul.

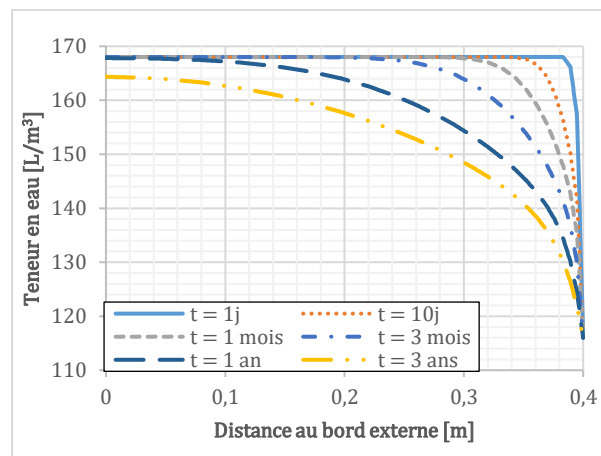


Figure VI.16 : Courbes de teneur en eau suivant l'épaisseur du revêtement à différents instants pour  $HR = 60\%$ .

L'épaisseur du revêtement étant relativement importante, le front de séchage dans le béton met plus d'un an à atteindre l'*extrados* du revêtement (Figure VI.16). Il atteint cependant la moitié de l'épaisseur du revêtement en 3 mois et au bout de 3 ans la teneur en eau à l'*extrados* a diminué de l'ordre de  $3 \text{ L/m}^3$  ce qui représente à peine 2% de la teneur en eau initiale. Ainsi on observe un gradient de teneur en eau relativement important tout au long de la durée du calcul.

### 6.2. Le cas de référence en béton coffré sans prise en compte de RGI

La modélisation suit les mêmes étapes de calcul que pour le cas de la section en fer à cheval. La seule modification entre les deux calculs se situe au niveau du maillage. Ce dernier est ainsi totalement circulaire avec le même diamètre que précédemment. Les résultats devraient donc être relativement similaires au cas de la section en fer à cheval au niveau de la voûte.

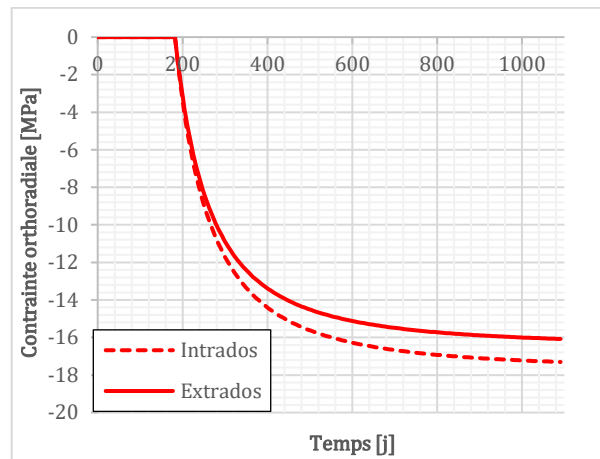


Figure VI.17 : Evolution de la contrainte dans le revêtement de la galerie en béton coffré à section circulaire

L'évolution de la contrainte dans le revêtement de la galerie circulaire en béton coffré (Figure VI.17) est similaire à l'évolution de la section en fer à cheval (Figure VI.6). Dans les deux cas la contrainte est maximale à l'intrados du revêtement avec une valeur d'environ 17 MPa. Ce résultat servira de base de comparaison aux simulations suivantes.

### 6.3. Intégration de RGI dans le cas d'un béton coffré

Le premier cas de calcul considéré est un béton saturé en eau. On considère que la teneur en eau du matériau est constante au cours du temps pour un degré de saturation de 1.

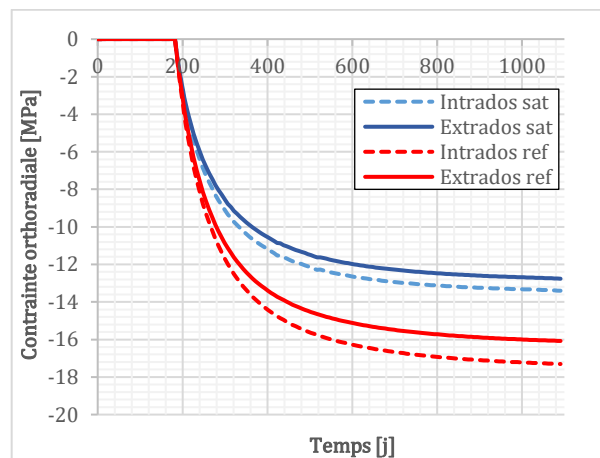
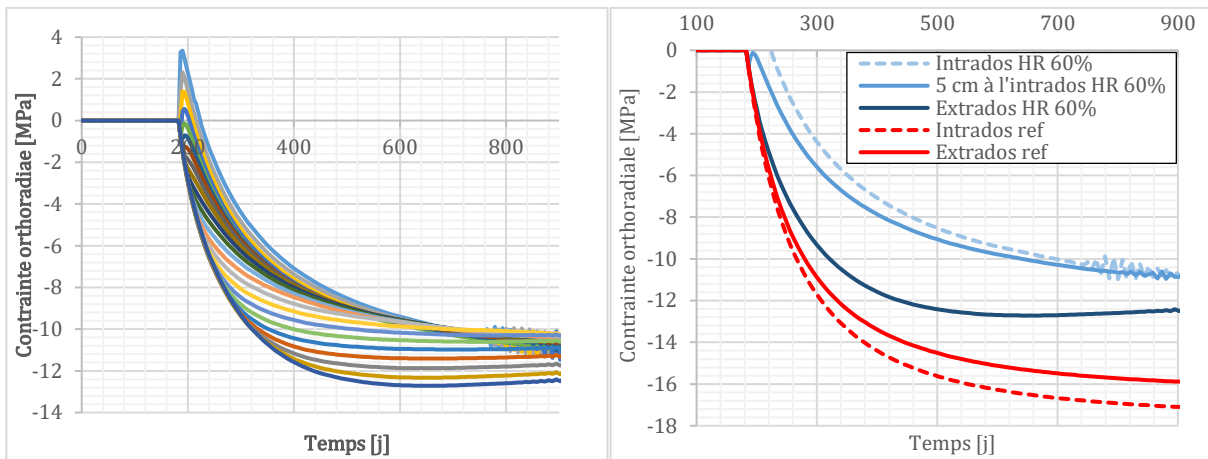


Figure VI.18 : Evolution de la contrainte ortho-radiale dans le revêtement de la galerie circulaire avec fluage du béton en saturé (en bleu) et pour le cas de référence (en rouge)

Les résultats de la Figure VI.18 montrent ainsi une réduction de la contrainte de l'ordre de 21% à l'intrados et à l'extrados du revêtement. En comparant ces résultats avec ceux du Chapitre V avec la prise en compte du fluage dans FLAC, cela correspondrait à une diminution de contrainte avec un  $t_0$  au sens de l'Eurocode 2 compris entre 1 et 10 jours. Cela est en revanche un peu faible si on le compare aux données expérimentales relevées sur le tunnel de Chamoise et GRD4 qui tendaient à montrer une diminution de la contrainte jusqu'à 50% dans le cas de Chamoise.

Nous avons ensuite réalisé un calcul en prenant en compte l'évolution de la teneur en eau au sein du béton de revêtement. L'évolution de la teneur en eau dans l'épaisseur du revêtement est présentée sur la Figure VI.16.



**Figure VI.19 :** Evaluation de la contrainte ortho-radiale dans le revêtement à différents points de la section (a) et courbes extraites à l'*intrados*, à 5 cm du bord interne et à l'*extrados* du revêtement.

Les courbes de contrainte dans le revêtement présentent des disparités importantes (Figure VI.19a) en comparaison des cas précédents. Ces disparités sont induites par le champ de teneur en eau qui n'est pas constant sur toute la surface et présente un gradient relativement important. Cela entraîne un gradient de déformations et des vitesses de fluage différentes. Nous pouvons constater un effet de bord du modèle au niveau de la teneur en eau qui évolue de manière très rapide proche du bord de la paroi. Cela entraîne une déformation importante à l'*intrados* qui conduit à des contraintes de traction induisant potentiellement de la fissuration. Cependant cet effet de bord est rapidement estompé et à 5 cm de l'*intrados* aucune contrainte de traction n'apparaît (Figure VI.19b).

Ces déformations au moment de la pose entraînent une inversion des contraintes par rapport au cas de référence. En effet la contrainte ortho-radiale la plus élevée devient la contrainte à l'*extrados* alors que c'était celle à l'*intrados* dans le cas de référence. De plus la contrainte sur le bord interne de la galerie est diminuée de plus de 50% par rapport au cas de référence, et de l'ordre de 30% pour le bord externe. Nous pouvons également constater que la contrainte à l'*extrados* semble diminuer, car la vitesse de fluage du béton est alors plus importante que celle du terrain.

Des oscillations apparaissent à partir de 700 jours, il s'agit d'artefacts numériques dû à une instabilité numérique du modèle. En effet, pour faire passer ce calcul il a été nécessaire de réduire les critères de convergence à certains endroits. Le calcul mêlant de nombreux phénomènes non linéaires à long terme avec un gradient de contrainte assez important dans le revêtement entraîne nécessairement des problèmes de convergence ou d'instabilités.

Les temps de calculs qu'implique ce modèle sont relativement longs. Pour la phase de fluage avec le revêtement, sans compter la phase de déconfinement et fluage libre, il faut compter environ 12 heures de calcul. De plus en voyant ces instabilités il serait nécessaire d'affiner d'avantage les pas de temps dans la dernière phase, ce qui allongerait d'autant plus les temps de calculs.

## 7. Conclusion

Après avoir atteint les limites de ce qu'il était possible de réaliser sous FLAC<sup>2D</sup>, il était nécessaire de passer à un logiciel permettant d'utiliser des modèles de comportement plus complexes, ce qu'a permis Code\_Aster. Il a ainsi été nécessaire de changer de modèle de comportement du terrain en utilisant le modèle LKR. Ce dernier présente quelques différences avec le modèle L&K utilisé dans FLAC, mais c'est sur les choix qui ont été opérés lors de la détermination du jeu de paramètres que les différences sont les plus marquées. En effet bien que les essais à partir desquels les paramètres des modèles ont été déterminés soient les mêmes, les résultats sur éprouvettes et sur ouvrages montrent des différences importantes notamment au niveau du comportement volumique et à long terme. Les contraintes sur ouvrage sont globalement plus élevées et présentent un amortissement plus important. Le choix des paramètres d'un modèle peut donc être la source d'écarts importants entre deux modélisations, et ces écarts se répercutent nécessairement sur l'écart avec les contraintes mesurées.

Afin de caractériser de manière plus précise le fluage du béton, nous avons utilisé le modèle FLUA\_PORO\_BETON, du kit RGI. Ce modèle permet de prendre en compte l'évolution de l'avancement de la réaction d'hydratation, mais également le couplage hydrique, au travers d'un modèle de diffusion de Bazant.

Les résultats sur éprouvette ont montré un effet important de la dessiccation permettant de multiplier par deux les déformations de fluage par rapport à une éprouvette saturée, même si il faut noter que ces déformations comprennent également un retrait de dessiccation et ne sont pas uniquement induites par le fluage. L'effet du taux d'humidité relative est quelque peu marginal aux échelles de temps considérées pour les calculs sur éprouvette (3 mois) mais pourrait dans certains cas avoir un effet plus significatif.

L'intégration du modèle a été réalisée sur une section circulaire avec les conditions de la section en béton coffré. Les résultats ont montré une réduction d'environ 20 % de la contrainte par rapport au cas de référence pour un béton saturé. Pour le cas du béton subissant un séchage, la contrainte a diminué, par endroits, de moitié par rapport au cas de référence. Cependant le fort gradient de teneur en eau entraîne des déformations non homogènes dans le revêtement. Cela a pour effet d'obtenir un gradient de contrainte dans le revêtement et pose quelques problèmes de convergence du modèle. Les paramètres utilisés pour le modèle FLUA\_PORO\_BETON sont ceux d'un béton « standard » en génie civil et ne sont pas nécessairement représentatifs des caractéristiques d'un béton utilisé en travaux souterrains. De plus les conditions ambiantes d'humidité relative utilisées (HR=60%) peuvent varier fortement entre deux ouvrages suivant leurs fonctions respectives. Un tunnel routier sera par exemple beaucoup plus humide que le centre de stockage de Bure par exemple.

Ainsi le fluage du béton ainsi que sa dessiccation semblent avoir un effet prépondérant sur la bonne évaluation de la contrainte dans les revêtements. S'il est assez aisé de considérer un fluage pour un béton saturé, il est en revanche plus compliqué d'intégrer des phénomènes de séchage dans les modèles, même si ces derniers ont un effet non négligeable.



# Chapitre VII : Conclusion et perspectives

L'estimation des contraintes dans les galeries de grande profondeur est un aspect essentiel pour le dimensionnement de ces ouvrages. Ces tunnels ont la particularité de présenter **des déformations différées importantes**, même plusieurs années après le creusement. L'équilibre de la contrainte résulte des comportements couplés du terrain et du béton de revêtement. La plupart du temps, le terrain est modélisé de manière très avancée avec des modèles complexes permettant de traduire au mieux le comportement de la roche. Cependant, d'après les retours d'expériences en ingénierie, il arrive souvent que **la contrainte calculée soit très supérieure à la contrainte réellement mesurée sur ouvrage**.

Dans cette thèse nous avons cherché à **caractériser les phénomènes qui peuvent modifier l'évolution de la contrainte dans les revêtements de tunnel** afin de déterminer lesquels ont un effet prépondérant, dans le but d'améliorer les modélisations et l'estimation de la contrainte dans les revêtements. Le cadre de cette analyse a été fixé aux ouvrages à grande profondeur ou dans des terrains fluant. Nous nous sommes limités aux revêtements dont la poussée du terrain est dimensionnante et représente l'essentiel des sollicitations. Seuls les revêtements par voussoirs en béton préfabriqués ou en béton coffré ont été considérés.

Ainsi nous avons retenu les phénomènes suivants : le comportement du terrain, l'évaluation de ses paramètres associés et la prise en compte d'une zone endommagée autour de la galerie, le comportement du béton et tous les phénomènes associés (retrait, fluage, plasticité). La démarche globale d'analyse de ces différents phénomènes est basée sur un **modèle simple semi-analytique** de type convergence-confinement (Chapitre IV), ce qui permet une analyse rapide ainsi que la possibilité de réaliser aisément des analyses de sensibilité. De plus, cette approche permet d'intégrer bon nombre de phénomènes sans utiliser de modèles très complexes. Lorsque l'intégration devenait trop complexe ou limitée par les hypothèses de base de la méthode, il a été nécessaire de passer par des **modélisations numériques** (Chapitre V). Nous avons ainsi utilisé le modèle L&K pour modéliser le comportement du terrain, afin d'intégrer ou d'approfondir l'analyse de certains phénomènes. Enfin des modélisations plus avancées (Chapitre VI) et l'utilisation de **modèles plus complexes** ont permis d'étudier plus précisément le comportement du béton de revêtement.

Nous nous sommes intéressés à la manière dont la contrainte est évaluée sur ouvrage type et comment cette dernière évolue, en nous référant autant que possible aux données des ouvrages du tunnel de Chamoise et de la galerie GRD4 du laboratoire de Bure (Chapitre III).

L'étude bibliographique du Chapitre II a permis de montrer qu'il semblait se dégager une tendance sur l'évolution des vitesses de contrainte dans un plan logarithmique. D'après les données des ouvrages de



Saint-Martin-de-la-Porte, du tunnel de Yamuna, Mu-Cha et Maneri, les **vitesse de contraintes** dans le revêtement semblent suivre **une évolution linéaire dans le plan  $\log(\dot{\sigma}) / \log(t)$**  avec une pente proche de 1. Cette évolution linéaire a également été observée sur les données de la Galerie GRD4 du laboratoire de Bure dans le Chapitre III. Cependant, nous nous sommes heurtés à un problème lié à la l'imprécision de la mesure. En effet le bruit de mesure ainsi que les effets de saisonnalité perturbent l'interprétation des mesures de vitesse de contrainte. En dérivant les données brutes, nous avons obtenu des dispersions importantes dans le plan  $\log(\dot{\sigma}) / \log(t)$  rendant très difficile l'interprétation de la partie linéaire. C'est pourquoi nous avons utilisé une intégration des données par un calcul de pente moyenne à partir de tous les points situés dans un intervalle de temps spécifié constant dans le plan  $\log(t)$ . Ainsi la **valeur de pente** déterminée à partir des données de la galerie GRD4 a été estimée à **1,1** pour l'ensemble des séries considérées. De plus, l'approximation des courbes expérimentales de contraintes par les courbes de Sulem (1987) montre que la valeur du paramètre  $n$  à considérer est de 0,1 ce qui implique une pente de 1,1 dans le plan  $\log(\dot{\sigma}) / \log(t)$ .

Les données sur ouvrages ont également permis de quantifier l'effet différé dans les revêtements en béton au travers de l'évaluation du module apparent comme le rapport de la contrainte mesurée sur la déformation mesurée. Pour la galerie GRD4 ce paramètre semble diminuer de manière importante, passant même en dessous de sa valeur à 28 jours, jusqu'à une **diminution de l'ordre de 30%** de la valeur de module élastique à 28 j. L'effet différé a également été évalué à partir des données du tunnel de Chamoise. Des essais au vérin plat réalisés au niveau des reins sur deux sections, ont mis en évidence une contrainte réelle sur ouvrage près de 23 ans après sa construction de l'ordre de 10 MPa. De plus nous avons effectué des carottages dans le revêtement afin de déterminer le module élastique du béton. En reprenant les données des déformations et en les multipliant par le module, on obtient une **contrainte jusqu'à deux fois plus importante** que la mesure de contrainte au vérin plat. Cette différence entre les deux évaluations de la contrainte est principalement induite par les effets différés dans le béton. Cela tend à montrer que **l'effet différé du béton a un effet plus que significatif** dans l'évolution de la contrainte de revêtement.



L'étude des différents phénomènes au travers de la **méthode convergence-confinement** (Chapitre IV) a permis de déterminer que les phénomènes ayant un effet significatif sur l'évaluation de la contrainte dans les revêtements sont essentiellement liés au comportement du béton. Ces derniers ont été pris en compte avec les modèles empiriques définis dans l'Eurocode 2. **L'effet de l'EDZ n'apparaît pas significatif**, du moins avec les paramètres considérés (en milieu élastique) et le manque d'informations concernant les caractéristiques mécaniques du matériau dégradé rend l'exercice difficile. La **prise en compte de la rigidité du revêtement** dans cette méthode ne semble **pas avoir d'effet significatif**, à part peut-être pour des conditions où le terrain présente de très grandes déformations plastiques. En revanche l'intégration du **fluage du béton** permet d'observer une **réduction de la contrainte entre 12 et 25%** par rapport au cas de référence élastique. La prise en compte du **retrait du béton** permet également d'observer une **réduction de la contrainte de l'ordre de 10%** par rapport au cas de référence à revêtement élastique.

L'étude de sensibilité à l'aide des **modèles FLAC** sur les deux cas de référence (Chapitre V) a permis de montrer que **la pente dans le plan  $\log(\dot{\sigma}) / \log(t)$  ne dépend pas de manière significative des caractéristiques de la galerie** : rayon à rigidité constante, épaisseur du revêtement, contrainte isotrope. Pour ces trois paramètres les variations de pentes ne dépassent pas 10% par rapport aux cas de référence dans la gamme de valeurs considérées. Une étude de sensibilité aux paramètres de viscosité du matériau a également été menée sur les deux cas de référence. Ainsi la pente dans le plan  $\log(\dot{\sigma}) / \log(t)$  montre une **dépendance à ces paramètres de fluage du terrain** et tout particulièrement au paramètre de viscosité qui semble déterminant dans l'évaluation de la pente.

Un modèle de **fluage dans le béton** de Burger, dont les paramètres ont été déterminés à partir des courbes de l'Eurocode 2, a été intégré au modèle FLAC. Les résultats ont montré une **diminution de la contrainte comprise entre 5 et 30%** par rapport au cas de référence en fonction de la valeur de  $t_0$  (âge

du béton au début du chargement) pour le cas de la section en fer à cheval. Dans le cas de la section circulaire, les voussoirs sont supposés préfabriqués et âgés de 6 mois au moment de la pause. Pour ce cas de calcul, la dépendance à  $t_0$  ne se pose pas et on observe une réduction de la contrainte de l'ordre de 25% par rapport au cas de référence. Nous avons également cherché à caractériser **l'effet d'une zone endommagée autour de la galerie**. Ainsi l'endommagement du matériau a été pris en compte au travers d'une baisse de son module élastique. Les résultats ont montré un **effet relativement négligeable** dans le cas de la section en fer à cheval avec une légère augmentation de la zone dégradée, mais la diminution du module seul ne semble pas permettre de traduire les phénomènes engendrés par la dégradation du matériau. Enfin la **plasticité du béton** a été prise en compte au travers d'un modèle Strain-softening. Il permet d'affecter des matériaux au comportement radoucissant. Nous avons ainsi défini deux comportements distincts, un fragile et un ductile. Les résultats montrent un **effet important** et une redistribution des contraintes dans les deux cas, bien qu'elle soit plus rapide et engendre plus de dégradations dans le cas fragile. En revanche, **cet effet n'est observable que pour des résistances proches de la contrainte moyenne**. Pour des résistances 30% supérieures à la contrainte moyenne les effets sur la distribution des contraintes restent négligeables.

Enfin dans le dernier chapitre du mémoire (Chapitre VI) nous avons utilisé le code de calcul aux éléments finis Code\_Aster. Le choix de ce code de calcul a été justifié par le grand nombre de modèles à disposition traduisant le comportement du béton. Cela a permis de **caractériser de manière plus précise les effets à long terme du béton** et de s'affranchir du paramètre  $t_0$  qui n'est pas adapté à notre type de chargement. Ainsi nous avons modélisé les deux cas de références sous Code\_Aster en utilisant un modèle de comportement LKR (Raude 2015), proche du modèle L&K dont il partage l'essentiel des phénomènes physiques. Nous avons toutefois noté quelques différences avec les cas sous FLAC dues essentiellement aux choix effectués lors de la détermination des paramètres des modèles. Ensuite nous avons intégré le modèle FLUA\_PORO\_BETON du kit RGI (Morenon 2017) dans le béton de revêtement. Ce modèle permet de prendre en compte une évolution de l'avancement de la réaction d'hydratation ainsi qu'un couplage avec le champ de teneur en eau. Des simulations sur des éprouvettes d'essais de fluage ont été effectuées à différents âges de chargement. Les résultats montrent que les déformations de fluage sont doublées en tenant compte de l'évolution de la teneur en eau avec un modèle de diffusion de Bazant (1972). L'intégration du modèle dans les cas de référence induit, dans le cas d'un **béton saturé**, une **diminution de la contrainte de l'ordre de 20%**. Cela correspond, en comparaison avec les cas de références sous FLAC, à une valeur de  $t_0$  comprise entre 1 et 10 jours. L'intégration du **couplage hydromécanique** dans le modèle de fluage induit des déformations importantes induisant une **réduction de la contrainte jusqu'à 50%** de la valeur pour le cas de référence, ce qui est en accord avec les résultats qui ont été obtenus sur le tunnel de Chamoise. Cependant les gradients de teneur en eau entraînent de forts gradients de déformation. La convergence de ce modèle est relativement compliquée et nécessite des pas de temps assez faibles. Le fluage du béton a donc un effet majeur sur la contrainte dans le revêtement. Il permet d'améliorer l'estimation de la contrainte et de se rapprocher du comportement observé sur ouvrages.

		Galerie béton coulé 		Galerie voussoirs 	
Phénomènes		Effet sur la contrainte	Niveau complexité calcul	Effet sur la contrainte	Niveau complexité calcul
Fluage du béton modèle mécanique		--	+	--	+
Modélisation avancé du béton	Saturé	--	++	--	++
	HR	---	+++	--	+++
Retrait du béton		-	+	0	+
Plasticité béton		- (local)	++	-	++
Evolution du module élastique du béton au jeune âge		0	+	0	
EDZ par endommagement élastique		(-)	++	(-)	+

+ : augmentation      - : diminution      0 : négligeable      () : sous certaines conditions

**Tableau 30 : Synthèse des phénomènes étudiés dans la thèse**

Le Tableau 30 reprend de manière plus visuelle et synthétique l'ensemble des phénomènes étudiés dans la thèse pour les deux cas de références. Il présente ainsi pour chaque phénomène l'effet de l'évolution de la contrainte dans le revêtement, et ce que cela induit sur le niveau de complexité dans les calculs numériques. Ces éléments ont été détaillés dans les différents chapitres ainsi que dans la précédente conclusion.

## Perspectives

Les travaux de thèse devant être réalisés dans un temps imparti, certains questionnements n'ont pu être développés mais nécessitent tout de même d'être mentionnés. Tout d'abord, il serait nécessaire de conforter la valeur de pente dans le plan  $\log(\dot{\sigma})/\log(t)$  à partir de nouvelles données de contraintes sur ouvrages qui correspondent à des durées importantes. Toujours dans le domaine des données sur ouvrages, les essais au vérin plat sur le tunnel de Chamoise ont été réalisés au niveau des reins de l'ouvrage. Or ces derniers peuvent présenter une contrainte non représentative de l'état de contrainte moyen de la section à cause de sa géométrie. Il serait intéressant de réaliser ces mesures au niveau de la voûte, même s'il est compliqué d'y accéder à cause des gaines techniques présentes. Par ailleurs, le tunnel de Chamoise constitue l'un des seuls ouvrages avec un tel retour d'expérience (plus de 23 ans), et cela demande des dispositions constructives particulières afin d'intégrer les capteurs lors de la construction. A l'avenir, l'instrumentation d'ouvrages dès leur construction avec un suivi à très long terme (plusieurs dizaines d'années) des contraintes et des déformations, permettrait de caractériser de manière plus précise l'amplitude des effets différés dans les bétons de revêtements.

Les simulations avec la méthode convergence-confinement et le modèle de Singh-Mitchell présentent une évolution de contrainte très supérieure à ce qui a pu être mesuré, avec un rapport de 2. Or pour les différentes configurations testées, cet écart est toujours présent. Cela pourrait provenir du fait que le modèle de Singh-Mitchell ne prend pas en compte la contrainte moyenne dans le matériau. En effet, les déformations de fluage sur l'argilite ont montré des différences pour des essais à 2 ou 12 MPa de confinement. Or les paramètres du modèle ont été déterminés à 12 MPa de confinement, ce qui a tendance à surestimer globalement les contraintes. Une prise en compte de ce phénomène dans les calculs semi-analytique permettrait certainement d'améliorer grandement les résultats de cette méthode en prenant par exemple un rapport  $q/p$  au lieu de  $q/q_{pic}$ . Or cette intégration est sans doute impossible en utilisant une approche analytique car cette contrainte moyenne ainsi que le déviateur des contraintes doivent avoir une solution unique moyennée sur tout le milieu. Nous touchons là une des limites du modèle et une discrétisation du modèle par des éléments 1D serait alors sans doute nécessaire.

Les résultats concernant la prise en compte de la zone endommagée sont relativement décevants. En effet l'effet observé est assez faible alors que l'effet réel d'une telle zone semble plus important. Ainsi la dégradation du matériau n'entraîne pas qu'une modification du module élastique. L'endommagement du matériau peut provoquer une dégradation de sa viscosité, de sa résistance ou de sa compressibilité... Le matériau peut également présenter une forte dégradation autour de la galerie avec des zones très fracturées. La caractérisation d'un tel matériau par une approche de milieux continus devient alors difficile et discutable. Les déformations volumiques engendrées par une telle dégradation génèrent des déformations localisées à une échelle macroscopique. D'autres approches existent comme la méthode par éléments discrets (DEM) ou encore mixtes DEM et éléments finis. Elles permettent de traduire de manière plus satisfaisante les milieux discontinus à un niveau de dégradation de roche fracturée ou même de milieu granulaire. Cela permettrait peut-être de traduire de manière plus satisfaisante le comportement de l'EDZ.

Enfin, même si l'effet de l'évolution de la teneur en eau dans le béton a été considéré dans les calculs, il serait nécessaire d'approfondir cet aspect car il semble avoir un effet majeur sur l'amplitude des déformations de fluage. Il serait ainsi nécessaire de réaliser davantage de calculs sous différents chargement hydriques et durées d'essais pour le cas du béton coffré. Un affinage des pas de temps et du maillage peuvent contribuer à améliorer la stabilité numérique de l'ensemble mais augmentent fortement les temps de calcul. Il serait également intéressant de réaliser une simulation du cas de référence circulaire à revêtement en voussoirs préfabriqués. Les différences seront certainement négligeables en comparaison du cas de référence. De plus, bien que l'aspect poro-mécanique ait été abordé dans le béton, il n'a pas été considéré dans le terrain pour faciliter l'interprétation des résultats tout comme l'aspect anisotrope du terrain. Pourtant, ces phénomènes existent et ont montré leur importance dans la bonne traduction du comportement du terrain.

# Chapitre VIII : Références

C.C.T.G. Fascicule n°68 travaux en souterrain

CETU Centre d'étude des tunnels, 1998 Dossier pilote des tunnels génie civil section 1-Introduction

CIM béton Documentation technique T98 Les bétons dans les travaux souterrains

<http://www.outils-cetu.fr>

<http://www.gif-ettlingen.de>

Adachi, T., & Oka, F. (1982). Constitutive equations for normally consolidated clay based on elasto-viscoplasticity. *Soils and Foundations*, 22(4), 57-70.

Aitcin, P. C., Neville, A., & Acker, P. (1998). Les différents types de retrait du béton. *Bulletin-Laboratoires des ponts et chaussées*, 41-52.

Alejano, L. R., Alonso, E., Rodriguez-Dono, A., & Fernandez-Manin, G. (2010). Application of the convergence-confinement method to tunnels in rock masses exhibiting Hoek–Brown strain-softening behaviour. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 47(1), 150-160.

Arfvidsson, J., & Hedenblad, G. (2007, September). A new model to calculate the drying of concrete. In *I proceedings från The 10th International Building performance Simulation Association Conference and Exhibition, Tsinghua University, Beijing, China*.

Armand, G., Noiret, A., Zghondi, J., & Seyedi, D. M. (2013). Short-and long-term behaviors of drifts in the Callovo-Oxfordian claystone at the Meuse/Haute-Marne Underground Research Laboratory. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 5(3), 221-230.

Armand, G., Leveau, F., Nussbaum, C., de La Vaissiere, R., Noiret, A., Jaeggi, D., ... & Righini, C. (2014). Geometry and properties of the excavation-induced fractures at the Meuse/Haute-Marne URL drifts. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 47(1), 21-41.

Armand, G., Conil, N., Talandier, J., & Seyedi, D. M. (2017). Fundamental aspects of the hydromechanical behaviour of Callovo-Oxfordian claystone: from experimental studies to model calibration and validation. *Computers and Geotechnics*, 85, 277-286.

Barcelo, L. (2001). *Influence des Caractéristiques des Ciments sur la Structuration et le Comportement Dimensionnel des Matériaux Cimentaires au Jeune âge* (Doctoral dissertation) Ecole normale supérieure de Cachan, Cachan, FRANCE.

- Barret, P., & Bertrandie, D. (1986). Fundamental hydration features of the major cement constituents:  $\text{Ca}_3\text{SiO}_5$  and  $\beta\text{Ca}_2\text{SiO}_4$ . *Journal de chimie physique*, 83(11-12), 765-775.
- Barton, N., Lien, R., & Lunde, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock mechanics*, 6(4), 189-236.
- Barton, N., Loser, F., Lien, R., & Lunde, J. (1980, January). Application of Q-system in design decisions concerning dimensions and appropriate support for underground installations. In *ISRM International Symposium-Rockstore 80*. International Society for Rock Mechanics.
- Barton, N., Grimstad, E., & Grimstad, G. E. (2014). Q-system-an illustrated guide following forty years in tunnelling. *NB&A Web site www.nickbarton.com*.
- Bazant, Z. P., & Najjar, L. J. (1972). Nonlinear water diffusion in nonsaturated concrete. *Matériaux et Construction*, 5(1), 3-20.
- Benboudjema, F. (2002). *Modélisation des déformations différées du béton sous sollicitations biaxiales. Application aux enceintes de confinement de bâtiments réacteurs des centrales nucléaires* (Doctoral dissertation, Université de Marne la Vallée).
- Bentur, A., Berger, R. L., Kung, J. H., Milestone, N. B., & Young, J. F. (1979). Structural properties of calcium silicate pastes: II, Effect of curing temperature. *Journal of the American Ceramic Society*, 62(7-8), 362-366.
- Bieniawski, Z. T. (1990). *Tunnel design by rock mass classifications*. Pennsylvania State Univ University Park Dept of Mineral Engineering.
- Biot, M. A. (1941). General theory of three-dimensional consolidation. *Journal of applied physics*, 12(2), 155-164.
- Bonini, M., & Barla, G. (2012). The Saint Martin La Porte access adit (Lyon–Turin Base Tunnel) revisited. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 30, 38-54.
- Bossart, P., Meier, P. M., Moeri, A., Trick, T., & Mayor, J. C. (2002). Geological and hydraulic characterisation of the excavation disturbed zone in the Opalinus Clay of the Mont Terri Rock Laboratory. *Engineering Geology*, 66(1-2), 19-38.
- Brown, E. T., Bray, J. W., Ladanyi, B., & Hoek, E. (1983). Ground response curves for rock tunnels. *Journal of Geotechnical Engineering*, 109(1), 15-39.
- Chiarelli, A. S., Shao, J. F., & Hoteit, N. (2003). Modeling of elastoplastic damage behavior of a claystone. *International Journal of plasticity*, 19(1), 23-45.
- Corbetta, F., Bernaud, D., & Nguyen-Minh, D. (1991). Contribution à la méthode convergence-confinement par le principe de la similitude. *Revue Française de Géotechnique*, 54, 5-11.
- Coussy, O. (1991). *Mécanique des milieux poreux*. Editions Technip.
- Davis, H. E. (1940). Autogenous volume change of concrete. *Proc. ASTM*, 40, 1103-1110.
- Delage, P., Cui, Y. J., & Tang, A. M. (2010). Clays in radioactive waste disposal. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 2(2), 111-123.
- Diederichs, M. S. (2000). *Instability of hard rockmasses, the role of tensile damage and relaxation*.
- Diederichs, M. S. (2007). The 2003 Canadian Geotechnical Colloquium: Mechanistic interpretation and practical application of damage and spalling prediction criteria for deep tunnelling. *Canadian Geotechnical Journal*, 44(9), 1082-1116.

Djizanne, H., Zghondi, J., Armand, G., Conil, N., & de La Vaissière, R. (2019). Some aspects of the hydro-mechanical behaviour of Callovo-Oxfordian (COx) claystone around a gallery parallel to the principal horizontal minor stress. *Geomechanics for Energy and the Environment*, 17, 3-15.

Djouadi, I. (2019). *Prise en compte de l'anisotropie dans le comportement instantané des géomatériaux pour les calculs d'ouvrages souterrains* (Doctoral dissertation, Université de Lorraine).

Eldred, L. B., Baker, W. P., & Palazotto, A. N. (1995). Kelvin-Voigt versus fractional derivative model as constitutive relations for viscoelastic materials. *AIAA journal*, 33(3), 547-550.

Espion, B., Elinck, J. P., Halleux, P., Fox, R., Didier, G., & Stoll, C. (2000). Mesure de contraintes par libération dans le pont Adolphe à Luxembourg: une grande voûte de P. Séjourné. *BULLETIN-LABORATOIRES DES PONTS ET CHAUSSEES*, 67-74.

Faridani, M. N. (2012). *Classification and probabilistic model development for creep failures of structures: study of X-70 carbon steel and 7075-T6 aluminum alloys*. University of Maryland, College Park.

Fernandes, R., Chavant, C., & Chambon, R. (2008). A simplified second gradient model for dilatant materials: theory and numerical implementation. *International Journal of Solids and Structures*, 45(20), 5289-5307.

Gawin, D., Lefik, M., & Schrefler, B. A. (2001). ANN approach to sorption hysteresis within a coupled hygro-thermo-mechanical FE analysis. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 50(2), 299-323.

Gens Solé, A., Vaunat, J., Garitte, B., & Wileveau, Y. (2007). In situ behaviour of a stiff layered clay subject to thermal loading: observations and interpretation. *Géotechnique*, 57(2), 207-228.

Ghomrani, A. (1991). *Mise au point et exploitation d'une méthode de mesure de la contrainte absolue dans les structures à béton* (Doctoral dissertation) Université de Lille 1, Villeneuve-d'Ascq, FRANCE

Goel, R. K., Jethwa, J. L., & Paithankar, A. G. (1995). Tunnelling through the young Himalayas—a case history of the Maneri-Uttarkashi power tunnel. *Engineering Geology*, 39(1-2), 31-44.

Granger, L. (1995). *Comportement différé du béton dans les enceintes de centrales nucléaires: analyse et modélisation* (Doctoral dissertation, Ecole Nationale des ponts et Chaussées).

Grimal, E. (2007). *Caractérisation des effets du gonflement provoqué par la réaction alcali-silice sur le comportement mécanique d'une structure en béton* (Doctoral dissertation, Toulouse 3).

Grimstad, E., & Barton, N. (1993). Updating the Q system for NMT, in Proc. *Int. Symp. on Sprayed Concrete*, Fagernes (eds. Kompen, Opsahl and Berg).

Haouas, A. (2007). *Comportement au jeune âge des matériaux cimentaires—caractérisation et modélisation chimio-hydro-mécanique du retrait* (Doctoral dissertation, École normale supérieure de Cachan).

Hoek, E., & Brown, E. T. (1997). Practical estimates of rock mass strength. *International journal of rock mechanics and mining sciences*, 34(8), 1165-1186.

Hoek, E., Carranza-Torres, C., & Corkum, B. (2002). Hoek-Brown failure criterion-2002 edition. *Proceedings of NARMS-Tac*, 1(1), 267-273.

Houst, Y. F. (1989). Le retrait de carbonatation. *Chantiers (Suisse)*, 20(LTP-ARTICLE-2008-036), 55-60.

Itasca (2016) *Creep material models*

- Itasca. (2016). *FLAC – Fast Lagrangian Analysis of Continua, Version 8.0*. Minneapolis, MN: Itasca Consulting Group, Inc.
- Jeong, S. S., Han, Y. C., Kim, Y. M., & Kim, D. H. (2014). Evaluation of the NATM tunnel load on concrete lining using the ground lining interaction model. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 18(2), 672-682.
- Jethwa, J. L., Singh, B., Singh, B., & Mithal, R. S. (1977, January). Rock pressure on tunnel lining in swelling and viscous rocks. In *Intern. Symp. Soil-Structure Interaction* (pp. 45-50).
- Kaliakin, V. N., & Dafalias, Y. F. (1990). Theoretical aspects of the elastoplastic-viscoplastic bounding surface model for cohesive soils. *Soils and foundations*, 30(3), 11-24.
- Kirsch, A. (2010). Experimental investigation of the face stability of shallow tunnels in sand. *Acta Geotechnica*, 5(1), 43-62.
- Kleine, A., Giraud, A., & Laigle, F. (2007). Effets du comportement différé sur le creusement des tunnels. *Revue française de géotechnique*, (118), 53-65.
- Kontogianni, V., & Stiros, S. (2003). Tunnel monitoring during the excavation phase: 3-D kinematic analysis based on geodetic data. In *Proc. of the 11th FIG Symposium on Deformation Measurements, Santorini, Greece* (pp. 397-402).
- Ladanyi, B., & Archambault, G. (1970). Simulation of shear behaviour of a jointed rock mass. In *Rock Mechanics—Theory and Practice—Eleventh Symposium on Rock Mechanics* (pp. 105-117). sn.
- Laigle, F. (2004). Modèle conceptuel pour le développement de lois de comportement adaptées à la conception des ouvrages souterrains. *Mémoire de thèse, École Centrale de Lyon (France)*.
- Laplante, P. (1993). *Propriétés mécaniques des bétons durcissants: analyse comparée des bétons classiques et à très hautes performances* (Doctoral dissertation) Ecole nationale des ponts et chaussées, Paris, FRANCE.
- Le Chatelier, H. (1904). *Recherches expérimentales sur la constitution des mortiers hydrauliques*. Vve C. Dunod.
- Liu, J., Yan, K., Zhao, X., & Hu, Y. (2016). Prediction of autogenous shrinkage of concretes by support vector machine. *International Journal of Pavement Research and Technology*, 9(3), 169-177.
- Martin, F., Desmorat, R., & Saïtta, A. (2006). Courbe de convergence d'un tunnel pour un modèle phénoménologique d'endommagement. *Revue française de géotechnique*, (116), 15-26.
- Mensi, R., Acker, P., & Attolou, A. (1988). Séchage du béton: analyse et modélisation. *Materials and structures*, 21(1), 3-12.
- Mitani, H. (2003). *Variations volumiques des matrices cimentaires aux très jeunes âges: approche expérimentale des aspects physiques et microstructuraux* (Doctoral dissertation, Ecole des Ponts ParisTech).
- Miyazawa, S., & Tazawa, E. (2001). Prediction model for shrinkage of concrete including autogenous shrinkage. *Creep, shrinkage and durability mechanics of concrete and other quasi-brittle materials*, 735-740.
- Modaresi, H., & Laloui, L. (1997). A thermo-viscoplastic constitutive model for clays. *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, 21(5), 313-335.
- Morenon, P. (2017). *Modélisation des réactions de gonflement interne des bétons avec prise en compte des couplages poro-mécaniques et chimiques* (Doctoral dissertation, Université de Toulouse, Université Toulouse III-Paul Sabatier).



- Neville, A. M. (1995). *Properties of concrete*. Longman Group UK Limited (844 p.)
- Nilsson, L. O. (1980). HYGROSCOPIC MOISTURE INCONCRETE-DRYING, MEASUREMENTS & RELATED MATERIAL PROPERTIES. *Report TVBM-1003, Lund Sweden*.
- Panet, M., & Guellec, P. (1974). Contribution à l'étude du soutènement derrière le front de taille. *Proc. 3rd Cong. Int. Soc. Rock Mechanics*, Denver, Vol. 2 (part B)
- Panet, M., & Guenot, A. (1983, February). Analysis of convergence behind the face of a tunnel: Tunnelling 82, proceedings of the 3rd international symposium, Brighton, 7–11 June 1982, P197–204. Publ London: IMM, 1982. In *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* (Vol. 20, No. 1, p. A16). Pergamon.
- Perras, M. A., & Diederichs, M. S. (2016). Predicting excavation damage zone depths in brittle rocks. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 8(1), 60-74.
- Perello, P. (2011). Estimate of the reliability in geological forecasts for tunnels: toward a structured approach. *Rock mechanics and rock engineering*, 44(6), 671.
- Perzyna, P. (1966). Fundamental problems in viscoplasticity. In *Advances in applied mechanics* (Vol. 9, pp. 243-377). Elsevier.
- Perzyna, P. (1971). Thermodynamic theory of viscoplasticity. In *Advances in applied mechanics* (Vol. 11, pp. 313-354). Elsevier.
- Plassart, R. (2011). *Modélisation hydromécanique du comportement des ouvrages souterrains avec un modèle élastoviscoplastique* (Doctoral dissertation, Institut National Polytechnique de Lorraine).
- Plassart, R., Laigle, F., Fernandes, R., Giraud, A., & Hoxha, D. (2011). Modélisation hydromécanique du comportement différé des ouvrages souterrains. *TUNNELS ET ESPACE SOUTERRAIN - n°225-Mai/Juin 2011*
- Plassart, R., Gay, O., Rochat, A., Saïtta, A., & Martin, F. (2019). Measurements of long time lining strain in creeping rock mass and modelling with viscoplastic laws. In *Tunnels and Underground Cities. Engineering and Innovation Meet Archaeology, Architecture and Art* (pp. 4179-4187). CRC Press.
- Raude, S. (2015). *Prise en compte des sollicitations thermiques sur les comportements instantané et différé des géomatériaux* (Doctoral dissertation, Université de Lorraine).
- Schwartz, C. W., & Einstein, H. H. (1980, January). Simplified Analysis for Ground-structure Interaction in Tunneling. In *The 21st US Symposium on Rock Mechanics (USRMS)*. American Rock Mechanics Association.
- Sellier, A., Multon, S., Buffo-Lacarrière, L., Vidal, T., Bourbon, X., & Camps, G. (2016). Concrete creep modelling for structural applications: non-linearity, multi-axiality, hydration, temperature and drying effects. *Cement and Concrete Research*, 79, 301-315.
- Sellier, A. (2018). *Anisotropic Damage and Visco-Elasto-Plasticity Applied to Multiphase Materials* (Doctoral dissertation, LMDC-Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions de Toulouse; Université de Toulouse III-Paul Sabatier; INSA de Toulouse).
- Shi, G. H., & Goodman, R. E. (1989). The key blocks of unrolled joint traces in developed maps of tunnel walls. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 13(2), 131-158.
- Singh A., Mitchell J.K (1968). General stress-strain-time function for soils. *Journal of Soil Mechanics and Found Engineering Division, ASCE*, 94 (1) (1968), pp. 21-46

- Singh, T. D., & Singh, B. (2006). Elsevier Geo-Engineering Book 5: *Tunnelling In Weak Rocks* (Vol. 5). Elsevier.
- Siren, T., Kantia, P., & Rinne, M. (2015). Considerations and observations of stress-induced and construction-induced excavation damage zone in crystalline rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 73, 165-174.
- Sulem, J., Panet, M., & Guenot, A. (1987, June). An analytical solution for time-dependent displacements in a circular tunnel. In *International journal of rock mechanics and mining sciences & geomechanics abstracts* (Vol. 24, No. 3, pp. 155-164). Pergamon.
- Terzaghi, K. (1946). *Rock defects and loads on tunnel supports* Harvard Univ.
- Terzaghi, K., & Peck, R. B. (1957). *Mécanique des sols appliquée aux travaux publics et au bâtiment* Dunod.
- Thiery, M. (2006). Modélisation de la carbonatation atmosphérique des matériaux cimentaires (prise en compte des effets cinétiques et des modifications microstructurales et hydriques). *Etudes et recherches des Laboratoires des ponts et chaussées. Série Ouvrages d'art*.
- Trivellato, E., Pouya, A., Vu, M-N., Seyed, D. (2018) Modélisation de l'endommagement induit par le creusement des galeries dans les argilites, *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur – Champs-sur-Marne 2018*
- Van Genuchten, M. T. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils 1. *Soil science society of America journal*, 44(5), 892-898.
- C. Vernet et G. Cadoret (1991): *Voies nouvelles du béton, suivi en continu de l'évolution chimique et mécanique des bétons à hautes performances*. Cachan, France.
- Vlachopoulos, N., & Diederichs, M. S. (2009). Improved longitudinal displacement profiles for convergence confinement analysis of deep tunnels. *Rock mechanics and rock engineering*, 42(2), 131-146.
- Warburton, P. M. (1983, January). Applications of a new computer model for reconstructing blocky rock geometry-analysing single block stability and identifying keystones. In *5th ISRM Congress*. International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering.
- Yang, D. (2008). *Caractérisation par la mesure de perméabilité au gaz de l'endommagement mécanique et hydrique dans l'EDZ des argilites du Callovo-Oxfordien* (Doctoral dissertation, École Nationale Supérieure des Mines de Paris).
- Yu, C. W. (1998). *Creep characteristics of soft rock and modelling of creep in tunnel: determination of creep characteristics of soft rock and development of non-linear creep analysis code for squeezing tunnel problem* (Doctoral dissertation, University of Bradford).
- Zreiki, J. (2009). *Comportement du béton au jeune âge dans les structures massives. Application au cas de réparation des ouvrages* (Doctoral dissertation, École normale supérieure de Cachan-ENS Cachan).
- Zghondi, J., Carraretto, S., Noiret, A., & Armand, G. (2015). Monitoring and Behavior of an Instrumented Concrete Lining Segment of a TBM Excavation Experiment at the Meuse Haute-Marne Underground Research Laboratory (France). In *CONCREEP 10* (pp. 1430-1439).