



**HAL**  
open science

# Comportement d'un enrobé bitumineux sollicité par des rails posés sur des appuis continus

Octavio Lopez Polanco

## ► To cite this version:

Octavio Lopez Polanco. Comportement d'un enrobé bitumineux sollicité par des rails posés sur des appuis continus. Génie civil. École centrale de Nantes, 2019. Français. NNT : 2019ECDN0023 . tel-02493177

**HAL Id: tel-02493177**

**<https://theses.hal.science/tel-02493177>**

Submitted on 27 Feb 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.

# THESE DE DOCTORAT DE

L'ÉCOLE CENTRALE DE NANTES  
COMUE UNIVERSITE BRETAGNE LOIRE

ÉCOLE DOCTORALE N° 602  
*Sciences pour l'Ingénieur*  
Spécialité : Génie Civil

Par

**Octavio LOPEZ POLANCO**

**Comportement d'un enrobé bitumineux sollicité par des rails posés sur des appuis continus**

Thèse présentée et soutenue à l'IFSTTAR de Nantes, le 4 septembre 2019

Unité de recherche : Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux (IFSTTAR), département Matériaux et structures (MAST), laboratoire Matériaux pour infrastructures de transport (MIT).

## Rapporteurs avant soutenance :

Denis DUHAMEL      Professeur de l'Ecole des Ponts ParisTech  
Cyrille CHAZALLON      Professeur de l'INSA de Strasbourg

## Composition du Jury :

Président :	Evelyne TOUSSAINT	Professeur de l'Université Clermont Auvergne
Examineurs :	Grégory LEGRAIN Hussein MROUEH Evelyne TOUSSAINT	Maître de conférences, Ecole Centrale de Nantes Professeur de l'Université Lille 1 Professeur de l'Université Clermont Auvergne
Directeur de thèse :	Pierre HORNYCH	Directeur de recherche, IFSTTAR de Nantes
Encadrant de thèse :	Thomas GABET	Chargé de recherche, IFSTTAR de Nantes

## Invité

Nicolas CALON      Responsable de groupe, SNCF Réseau



# Table des matières

<b>Introduction</b>	<b>4</b>
<b>1 Etude bibliographique</b>	<b>6</b>
1.1 Voies ferrées . . . . .	6
1.1.1 Rôle et constitution de la voie ferrée . . . . .	6
1.1.2 Sollicitations subies par la voie ferrée . . . . .	10
1.1.3 Voies ballastées . . . . .	11
1.1.4 Voies sans ballast . . . . .	14
1.1.5 Synthèse : Avantages et inconvénients de la voie sans ballast . . . . .	15
1.1.6 Utilisation d'enrobés bitumineux dans les voies ferrées . . . . .	15
1.1.7 Pose sur appui continu, sans traverses . . . . .	17
1.2 Enrobés bitumineux . . . . .	19
1.2.1 Les enrobés bitumineux : utilisation, constitution et comportement . . . . .	19
1.2.2 Comportement mécanique en petites déformations : viscoélasticité linéaire des enrobés bitumineux . . . . .	22
1.2.3 Modèles pour la prédiction du comportement viscoélastique linéaire uniaxial des enrobés bitumineux . . . . .	29
1.2.4 Comportement mécanique irréversible : orniérage et viscoplasticité . . . . .	33
1.2.5 Essais pour l'étude de la viscoplasticité . . . . .	35
1.2.6 Méthode française de formulation des enrobés routiers . . . . .	37
1.2.7 Modélisation des comportements viscoplastiques . . . . .	42
1.2.8 Modèles pour la prédiction du fluage des enrobés bitumineux . . . . .	44
1.2.9 Résultats préliminaires d'essais triaxiaux de fluage . . . . .	50
1.3 Conclusion . . . . .	55
<b>2 Essais expérimentaux sur GB4</b>	<b>57</b>
2.1 Caractérisation du matériau . . . . .	58
2.1.1 Caractéristiques des l'enrobé . . . . .	58
2.1.2 Module complexe et fatigue . . . . .	60
2.2 Essai triaxial de fluage . . . . .	64
2.2.1 Principe de l'essai . . . . .	64
2.2.2 Fabrication des éprouvettes pour essai triaxial . . . . .	65
2.2.3 Dispositif expérimental . . . . .	67
2.2.4 Procédure expérimentale . . . . .	72
2.3 Conclusion . . . . .	77
<b>3 Modèle viscoplastique</b>	<b>79</b>
3.1 Utilisation d'un modèle viscoplastique . . . . .	79
3.2 Hypothèses et conventions . . . . .	80
3.3 Modèle viscoplastique . . . . .	80
3.3.1 Loi d'écoulement de Perzyna . . . . .	81

3.3.2	Fonction seuil . . . . .	82
3.3.3	Description de l'écrouissage . . . . .	85
3.3.4	Paramètres du modèle . . . . .	87
3.4	Identification des paramètres à partir de résultats expérimentaux . . . . .	87
3.4.1	Méthodologie d'identification . . . . .	88
3.4.2	Conclusion . . . . .	100
<b>4</b>	<b>Résultats des essais triaxiaux</b>	<b>102</b>
4.1	Conditions expérimentales . . . . .	102
4.1.1	Choix des conditions expérimentales . . . . .	102
4.1.2	Essais réalisés . . . . .	103
4.1.3	Répétabilité des essais . . . . .	104
4.2	Influence de la pression de confinement $\sigma_R$ . . . . .	111
4.2.1	Série à $q = 400$ kPa - comparaison du comportement triaxial d'une GB4 et d'un BBSG . . . . .	111
4.2.2	Série d'essais à $q = 800$ kPa . . . . .	114
4.2.3	Série d'essais à $q = 1200$ kPa . . . . .	118
4.2.4	Conclusion . . . . .	121
4.3	Influence du déviateur des contraintes $q$ . . . . .	121
4.3.1	Série d'essais à $\sigma_R = 100$ kPa . . . . .	121
4.3.2	Série d'essais à $\sigma_R = 200$ kPa . . . . .	124
4.3.3	Conclusion . . . . .	127
4.4	Identification des paramètres du modèle viscoplastique . . . . .	127
4.4.1	Processus d'identification . . . . .	127
4.5	Conclusion . . . . .	134
<b>5</b>	<b>Application industrielle : simulation numérique du comportement d'une structure ferroviaire REVES</b>	<b>136</b>
5.1	Implémentation du modèle viscoplastique dans Cast3m . . . . .	136
5.1.1	Fonctionnement de Cast3m . . . . .	136
5.1.2	Procédure d'implémentation de la loi de comportement . . . . .	139
5.2	Simulation du comportement en fluage d'une structure ferroviaire avec enrobé bitumineux du projet REVES . . . . .	142
5.2.1	Système considéré . . . . .	142
5.2.2	Conditions limites et chargement . . . . .	145
5.2.3	Discretisation spatiale et temporelle . . . . .	146
5.2.4	Paramètres matériaux utilisés . . . . .	150
5.3	Résultats des simulations . . . . .	152
5.3.1	Déplacement vertical permanent de la structure . . . . .	152
5.3.2	Analyse des contraintes dans la couche d'enrobé . . . . .	154
5.3.3	Analyse de l'évolution des contraintes dans le plan $(p, q)$ . . . . .	159
5.4	Conclusion . . . . .	162

<b>Conclusion et perspectives</b>	<b>163</b>
Conclusion . . . . .	163
Perspectives . . . . .	165

## Introduction

Dans l'environnement économique actuel fortement contraint, la réhabilitation des tunnels ferroviaires représente un défi de taille pour SNCF Réseau, qui souhaite augmenter le gabarit de certains tunnels en limitant au maximum les coûts de rénovation et les temps d'interruption du trafic. Pour répondre à ce besoin, SNCF Réseau a lancé en 2015 un projet FUI (Fonds Unique Interministériel) appelé REVES (Réduction de l'Épaisseur des Voies en Exploitation Souterraine). L'objectif du projet est de développer des solutions techniques permettant d'augmenter le gabarit disponible dans les tunnels. L'idée proposée est de construire des voies sans ballast ni traverses, avec des rails posés sur appuis continus sur une couche d'enrobé bitumineux.

Pour mener à bien ce projet, il faut être en mesure de prédire le comportement à long terme de ce type de matériau pour cette utilisation. Les principaux modes de dégradation des enrobés bitumineux sont la fissuration par fatigue, due à des passages rapides répétés, et l'accumulation de déformations permanentes due notamment aux chargements lourds et statiques.

Cette thèse, effectuée dans le cadre du projet REVES, a pour objectif d'étudier le comportement en fluage des enrobés bitumineux. Nous avons cherché à produire un modèle prédictif du comportement sous charge statique de ce type de matériau. Ce modèle constituera un outil de dimensionnement des structures de voie développées au sein du projet REVES.

Le premier chapitre de ce mémoire est consacré à l'étude bibliographique des structures de voies ferrées et du comportement mécanique des enrobés. Le rôle de la voie ferrée, les sollicitations qu'elle subit, ainsi que des généralités sur les voies ballastées et les voies sans ballast sont présentées. La constitution des enrobés bitumineux, leurs propriétés mécaniques réversibles et irréversibles, des modèles prédictifs et des résultats expérimentaux sont exposés.

Le deuxième chapitre présente la campagne expérimentale réalisée. Le principe de l'essai, ainsi que le dispositif expérimental et les résultats sont exposés. Le matériau utilisé est une grave-bitume de classe 4 (GB4) 0/14 avec un liant modifié. Ce type de matériau est généralement utilisé pour des chaussées à trafic dense et lourd telles que les autoroutes.

Le troisième chapitre présente le modèle viscoplastique élaboré pendant la thèse. Ce modèle est basé sur la viscoplasticité de Perzyna. La fonction seuil de plasticité mise au point et les autres équations du modèle sont données. La méthode de calage des paramètres est présentée, ainsi qu'un exemple de calage sur des résultats expérimentaux préexistants.

Le quatrième chapitre est dédié aux résultats expérimentaux des essais de fluage triaxial réalisés sur GB4. L'influence de différents paramètres tels que la pression de confinement et le déviateur des contraintes sur la réponse du matériau est étudiée. L'identification des paramètres du modèle viscoplastique est effectuée pour la GB4.

Le cinquième chapitre est consacré aux applications industrielles. Le modèle viscoplastique

a été implémenté dans le logiciel de calcul aux éléments finis Cast3m afin d'effectuer des simulations numériques de structures ferroviaires. L'implémentation du modèle dans Cast3m et une structure type considérée pour le projet REVES sont présentées. Les résultats des simulations numériques obtenus en utilisant notre modèle viscoplastique sont présentés et analysés pour évaluer la viabilité de cette structure vis-à-vis du phénomène de fluage.

# 1 Etude bibliographique

Le but du projet REVES (Réduction de l'Épaisseur des Voies en Environnement Souterrain) est de développer des technologies de voies ferrées permettant d'augmenter le gabarit disponible dans les tunnels. Pour ce faire, la diminution de l'épaisseur de la structure de voie est la solution préconisée, la plupart des autres variables telles que l'encombrement de la caténaire ayant été traitées par le passé. Pour proposer une solution technique viable, nous devons être en mesure de nous assurer de sa tenue dans le temps d'un point de vue mécanique. Nous verrons que la pose du rail en appui continu permet de réduire l'encombrement vertical de la voie. Une fois ceci établi, nous nous attachons à étudier l'enrobé bitumineux choisi, dans le but d'en développer un modèle de comportement utilisable en tant qu'outil de dimensionnement des futures structures de voie.

Ce chapitre bibliographique traite dans un premier temps des voies ferrées telles qu'elles existent actuellement. Le rôle et la structure de la voie ferrée, ainsi que les sollicitations qu'elle subit sont abordées. Les spécificités de la voie ballastée, type de voie très majoritairement utilisé, ses modes de dégradation et son entretien sont étudiés. Le cas des voies sans ballast est ensuite traité, et on cherche à comprendre les besoins et contraintes spécifiques à ce type de voie. Pour ce type de voie, le ballast peut être remplacé par une couche de béton ou d'enrobé bitumineux, ce qui permet de diminuer l'épaisseur totale de la voie. Pour des raisons de mise en œuvre, de coûts et de temps d'arrêt de circulation, l'utilisation d'enrobés bitumineux a été privilégiée au sein du projet REVES.

Nous étudions donc dans un deuxième temps les enrobés bitumineux. Leur utilisation classique en tant que matériau routier et leur constitution sont présentées. Le comportement thermomécanique des enrobés est abordé. Nous verrons que leur comportement est visqueux et fortement influencé par la température. Leurs propriétés de viscoélasticité et de viscoplasticité leur permettent de dissiper les efforts internes, les rendant résistants à la fissuration, et donc intéressants pour répondre à notre besoin. Des modèles pour simuler le comportement thermomécanique des enrobés bitumineux sont exposés. L'étude de ces modèles nous mène à conclure qu'un modèle nécessitant un nombre réduit de paramètres ainsi que d'essais expérimentaux pour les identifier est nécessaire. Une campagne d'essais préexistante est finalement présentée en tant que point de départ de notre réflexion pour l'élaboration d'un nouveau modèle.

## 1.1 Voies ferrées

### 1.1.1 Rôle et constitution de la voie ferrée

La voie ferrée a pour rôle principal de supporter et de guider les véhicules ferroviaires, également appelés matériel roulant. Une voie ferrée est un assemblage de composants qui transmettent la charge dynamique à la plateforme. Elle supporte donc des effets verticaux, transversaux et longitudinaux. La transmission des effets de la charge du matériel roulant au sol doit se faire sans déformation notable du sol.

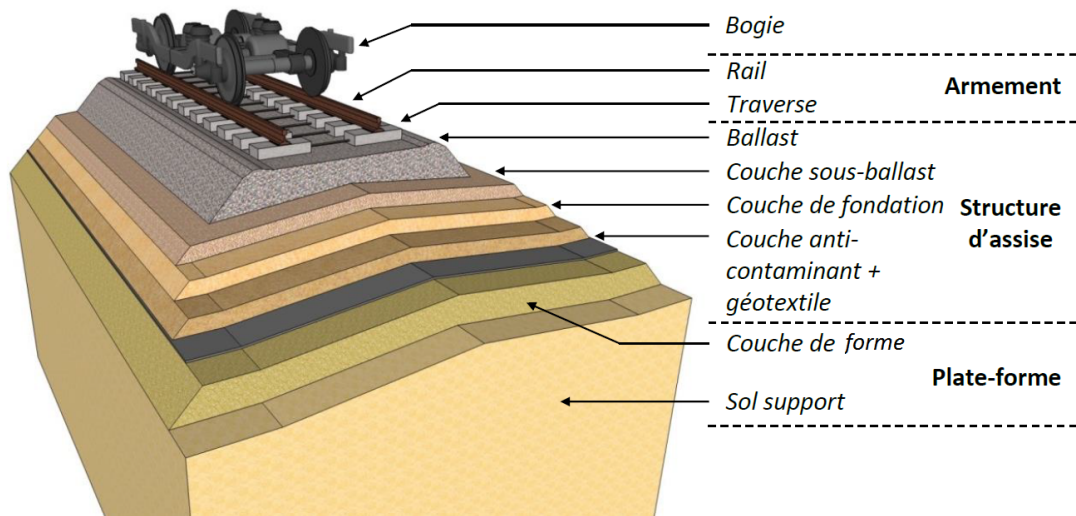


FIGURE 1.1: Structure d'une voie ferrée (Martin, 2014)

Les différents éléments constitutifs de la voie ferrée traditionnelle sont le ballast et l'armement. Ce dernier est constitué des rails, traverses, attaches, semelles et autres systèmes de fixation. Les différents éléments de l'armement jouent chacun un rôle particulier dans la stabilité de la voie et du matériel roulant.

### Le ballast

Le ballast, tel que défini par la norme NF EN 13450 (AFNOR, 2003), est un granulat provenant du concassage de roches extraites dans des carrières de pierres dures (granite, diorite, rhyolite, quartzite). Il constitue un élément support de la voie. Le ballast a un rôle très important dans le comportement de la voie et il remplit les fonctions suivantes :

- Transmettre et répartir les efforts à la plateforme dus aux charges statiques et dynamiques des circulations.
- Absorber les vibrations mécaniques et acoustiques .
- Contenir les efforts latéraux (circulation en courbe, flambement des Longs Rails Soudés suite à leur dilatation) et longitudinaux (accélération, freinage) grâce à la résistance au cisaillement.
- Drainer les eaux pluviales.
- Protéger le sol support vis-à-vis du gel.

### Le rail

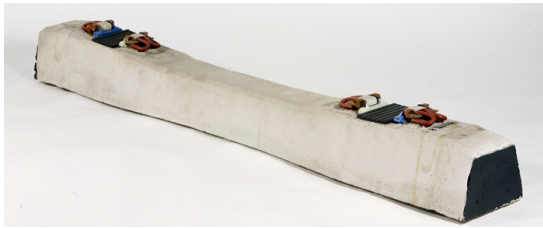
Le rail assure le support vertical des roues des véhicules et guide celles-ci dans les sens transversal et longitudinal. Il est soumis à divers types de sollicitations :

- des charges verticales statiques et dynamiques,
- les efforts longitudinaux dus aux accélérations et aux freinages,
- des chocs se produisant au franchissement des joints ou de défauts géométriques,

- des efforts internes dûs à la dilatation ou à la contraction du rail suite à une variation de température.

### Les traverses

Les traverses assurent la transmission des efforts entre le rail et le ballast ainsi que le maintien de l'écartement des rails. Elles assurent aussi une inclinaison des rails de  $1/20^{\text{ème}}$  par rapport au plan de roulement. Cette inclinaison a pour but d'assurer un bon guidage des essieux, de limiter leur mouvement de lacet et de reprendre les efforts de rappel. Les traverses peuvent être en bois ou en béton. Elles peuvent être monobloc ou bi-blocs. Des composants de type coussinets élastiques peuvent être placés sous les traverses afin d'augmenter la surface de contact entre les traverses et le ballast, ce qui permet de transmettre les contraintes de manière plus homogène au sol support.



(a) Traverse monobloc



(b) Traverse bi-bloc

FIGURE 1.2: Traverses bi-bloc et monobloc (Stradal ferroviaire)

### Les attaches rail-traverse et semelles

Les attaches assurent la fixation des rails sur les traverses. Elles doivent assurer une élasticité à la fois horizontale et verticale. Des semelles en élastomère sont généralement posées entre les rails et les traverses pour absorber les vibrations.



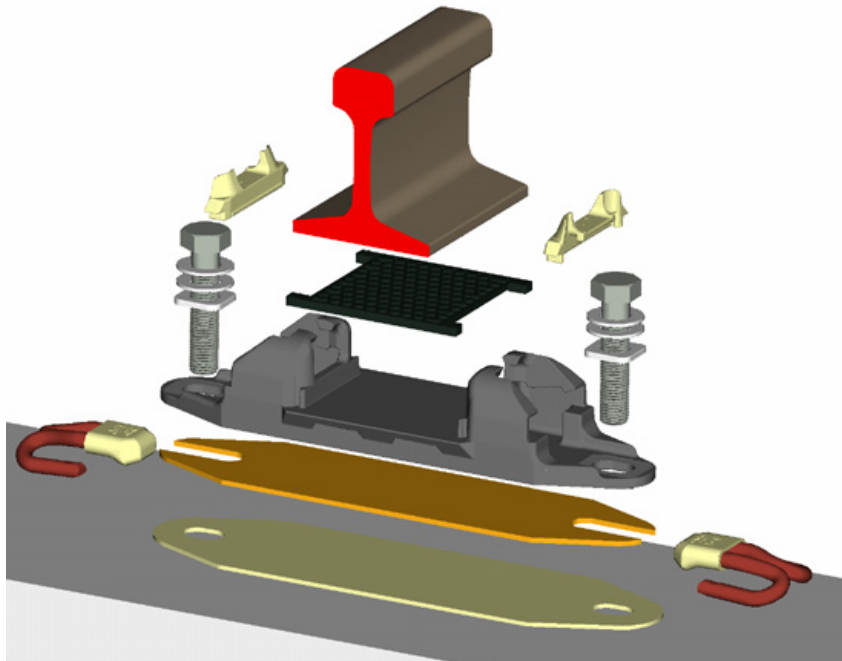


FIGURE 1.3: Exemple de système de fixation de rail en vue éclatée (Calon, 2016)

L'armement et le ballast reposent sur des couches granulaires aux fonctions dédiées. Cette structure d'assise assure la répartition des charges transmises au sol en complément des traverses et du ballast. Elle aussi un rôle de protection contre le gel et le ruissellement d'eau. Elle est composée de deux couches granulaires.

### **La couche de forme**

La couche de forme est une couche de sol granulaire permettant d'adapter les caractéristiques aléatoires et dispersées des matériaux de remblai ou du terrain en place. Elle permet ainsi d'obtenir à sa surface des caractéristiques mécaniques homogènes permettant de dimensionner la structure d'assise. Elle contribue par ailleurs à mettre hors gel le sol support et à drainer les eaux d'infiltration vers les systèmes de drainage.

### **La sous-couche**

La sous-couche repose sur la couche de forme. Elle est constituée de matériaux grenus gradués résistants à l'eau. Leur densité permet une faible infiltration. La sous-couche a pour rôle de diminuer les contraintes appliquées au sol support et/ou à la couche de forme. Des géotextiles de séparation peuvent être placés entre la couche de forme et la sous-couche pour éviter la remontée de particules fines.

### 1.1.2 Sollicitations subies par la voie ferrée

La voie ferrée subit d'une part des sollicitations climatiques telles que la pluie, les variations de température et les cycles gel/dégel. D'autre part, elle subit des sollicitations mécaniques essentiellement dues à la circulation du matériel roulant.

Les véhicules ferroviaires exercent sur les rails, par l'intermédiaire de leurs roues, des sollicitations verticales, transversales (ou latérales) et longitudinales. Les sollicitations verticales sont les plus élevées et sont dues au poids des véhicules ferroviaires. L'Union Internationale des Chemins de Fer (UIC) rapporte la charge du matériel roulant à l'essieu et la classe en quatre catégories : A, B, C et D pour 160, 180, 200 et 225 kN/essieu respectivement. Selon (Martin, 2014), les efforts transversaux sont dûs d'une part aux mouvements de lacet du matériel roulant et des forces centrifuges dans le cas de la circulation en courbe. Ils sont d'une intensité plus faible que les efforts verticaux. Cependant, ils peuvent entraîner des déplacements latéraux irréversibles de la voie si la résistance transversale de celle-ci n'est pas assez élevée.

Selon (Lamas-Lopez, 2016), des surcharges verticales dynamiques peuvent venir s'ajouter au poids du matériel roulant. Ces surcharges peuvent avoir pour origine des irrégularités et discontinuités de la voie (défauts de surface des rails, hétérogénéité des couches granulaires, franchissement de joints de rails ou d'appareils de voie par exemple). Ils peuvent aussi venir des véhicules eux-mêmes : défauts de surface des roues, oscillation des masses suspendues, entre autres (Grassie, 1984). Ces surcharges dynamiques peuvent atteindre jusqu'à 50% de la charge à l'essieu sous certaines conditions. Il est donc très important que les différents éléments constitutifs de la voie répartissent les charges le mieux possibles, afin que les voies soient en bon état le plus longtemps possible. La figure 1.4 montre la transmission des efforts verticaux à la plateforme. Ceux-ci ne sont pas concentrés sur une seule traverse, mais répartis sur les traverses adjacentes au point d'appui.

Dans le cas qui nous intéresse, la voie ferrée doit être dimensionnée pour supporter les charges les plus lourdes, celles des trains de fret. On considèrera donc des charges de 225 kN/essieu, qui seront majorées si nécessaire pour la prise en compte des surcharges dynamiques, ou du dépassement de la limite de poids lors du chargement des trains de fret.

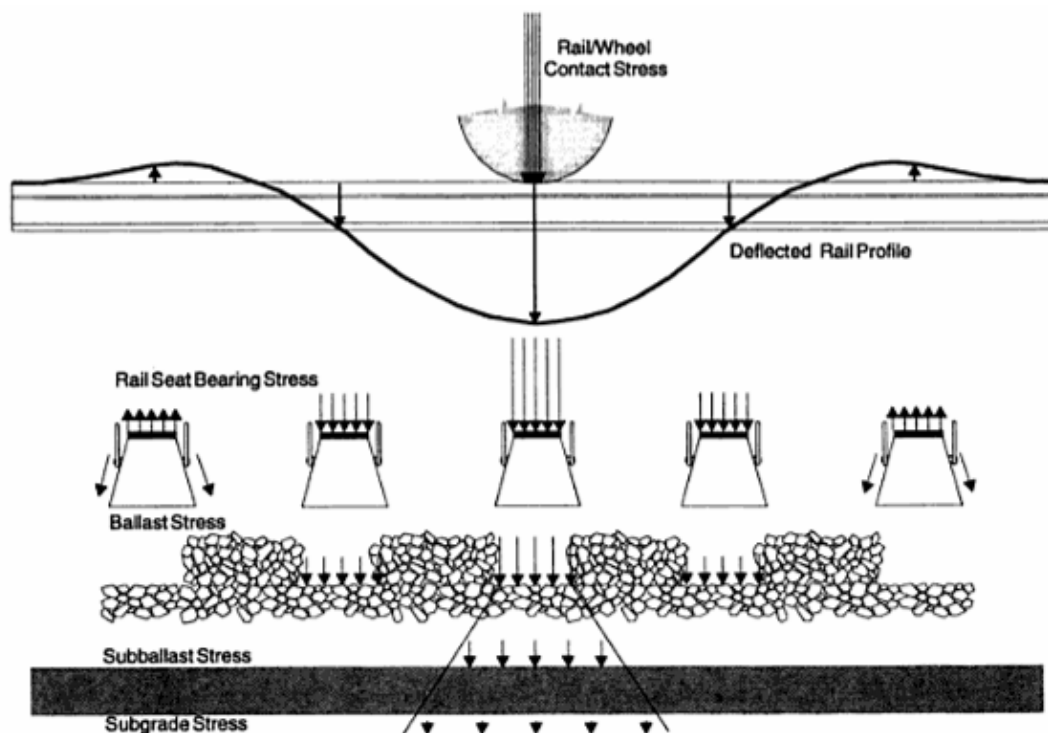


FIGURE 1.4: Transmission des efforts verticaux issus du contact roue/rail à la plateforme (Selig and Waters, 1994)

### 1.1.3 Voies ballastées

La voie ballastée est le type de voie traditionnellement utilisée depuis l'origine du chemin de fer. La grande majorité du réseau ferré national est équipé de voies ballastées.

La voie ballastée est choisie pour les infrastructures situées hors tunnel pour plusieurs raisons. Son coût de construction est relativement faible, elle peut être adaptée en cas d'évolution du trafic (augmentation de vitesse, augmentation de l'entraxe des voies, mise en place de nouveaux appareils de voie, par exemple).

Cependant, toute voie ferrée doit être régulièrement maintenue afin d'assurer la géométrie de la voie. Dans le cas de la voie ballastée, des opérations de régénération du ballast sont nécessaires pour garantir la qualité nécessaire pour le type de trafic supporté.

#### Conditions de mise en œuvre du ballast

Le Référentiel Infrastructure IN0274 (SNCF, 2007) définit les conditions de mise en œuvre du ballast. L'épaisseur de la couche de ballast est mesurée sous la traverse au droit la file de rail la plus basse. Les valeurs nominales d'épaisseur de la couche de ballast varient de 150 à 350 mm en fonction de la vitesse de circulation de la ligne et du type de trafic admis (en fonction

de la charge nominale à l'essieu des véhicules ferroviaires et du nombre de passages par jour). L'épaisseur nominale peut être augmentée de jusqu'à 100 mm si la voie est posée sur une plateforme dure telle qu'un tablier d'ouvrage d'art ou un radier de tunnel.

### **Modes de dégradation de la voie ballastée**

Les voies ferrées se dégradent progressivement sous l'action de la circulation ferroviaire. Il est donc nécessaire de comprendre les modes de dégradation de la voie ballastée afin d'y apporter l'entretien nécessaire pour assurer son bon fonctionnement et la sécurité des usagers.

Selon (Martin, 2014), (Sadeghi and Askarinejad, 2010), les principaux modes de dégradation de la voie et de sa géométrie sont l'usure de la surface de roulement des rails, la fatigue des éléments de l'armement et les tassements différentiels du ballast.

L'usure de la surface de roulement des rails et des roues peut mener à l'ondulation de cette surface et à des irrégularités dans la forme des roues pouvant. Ces défauts provoquent des chocs et surcharges supplémentaires qui accélèrent davantage la dégradation de la voie.

La fatigue des éléments de l'armement comprend la fissuration des rails, l'attrition des traverses par friction avec le ballast et la diminution des efforts de serrage des systèmes d'attache. Ces phénomènes peuvent engendrer des vibrations, chocs et dans des cas extrêmes, mener à la rupture de certains éléments.

- Les tassements différentiels du ballast sont dûs notamment au poinçonnement local de la couche d'assise. Ils mènent à une perte de qualité de la géométrie de la voie. Ceci peut provoquer des phénomènes de "traverses danseuses", pour lesquelles le contact avec le ballast n'est plus assuré, ce qui impose une déflexion excessive, et donc une augmentation de la surcharge dynamique, lors du passage des roues de train (Sato, 1995).

### **Opérations de maintenance**

Chacun de ces types de désordre est traité de manière spécifique pendant les opérations de maintenance. Des opérations de maintenance préventives ou correctives peuvent être menées. La maintenance préventive consiste à intervenir avant que la dégradation de la voie n'entraîne un dysfonctionnement majeur. Nous nous intéresserons ici aux opérations de maintenance préventives effectuées sur la couche de ballast afin de corriger la géométrie de voie.

Les deux principales opérations de maintenance effectuées sur le ballast sont le bourrage-nivellement-dressage, le meulage des rails et le renouvellement de ballast (RVB).

L'opération de bourrage-nivellement-dressage est utilisée pour corriger la géométrie de la voie et repositionner l'armement au bon niveau longitudinal et transversal. Cette opération, réalisée par des engins lourds, est montrée en figure 1.5. Tout d'abord les traverses sont soulevées, et les bourroirs, éléments métalliques épais, sont enfoncés dans le ballast. Les grains de ballast sont ensuite serrés par vibration et par mouvement horizontal des bourroirs afin de densifier la zone directement sous la traverse. Finalement, les bourroirs sont remontés, la traverse est reposée et on passe à la traverse suivante.

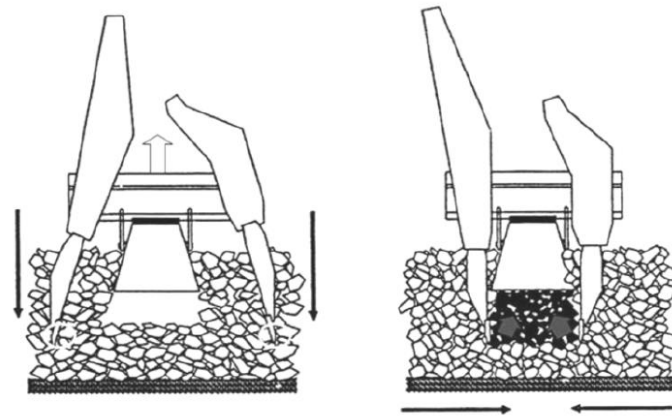


FIGURE 1.5: Actions du bourrage : vibration, plongée et serrage (Selig and Waters, 1994)

Bien que les opérations de bourrage permettent de redonner à la voie la géométrie désirée, l'enfoncement des bourroirs à une vitesse pouvant atteindre 2.5 m/s nécessite d'exercer des vibrations puissantes sur le ballast. Ceci engendre une usure supplémentaire des grains, ce qui va entraîner une dégradation de la géométrie de la voie plus rapide après chaque opération de bourrage, comme illustré par la figure 1.6. Lorsque les opérations de bourrage deviennent trop fréquentes, un renouvellement de voie ballastée (RVB) est effectué. Il consiste à remplacer une partie ou la totalité de la voie. Certains ou tous les éléments de l'armement (rails, traverses et attaches) ainsi que le ballast peuvent être remplacés afin d'obtenir les performances mécaniques et géométriques originelles de la voie. Les RVB sont effectués généralement après 25 à 50 ans de service de la voie en fonction de son état de dégradation. Les opérations de maintenance lourdes de ce type représentent une contrainte financière non négligeable et doivent être optimisées (Guler, 2012). Par ailleurs, les fortes vibrations nécessaires aux opérations de bourrage peuvent ne pas être admissibles en ouvrage d'art ou en tunnel, notamment pour les plus anciens. C'est pourquoi on cherche dans le projet REVES à réaliser une voie ferrée ne nécessitant que peu d'effort de maintenance.

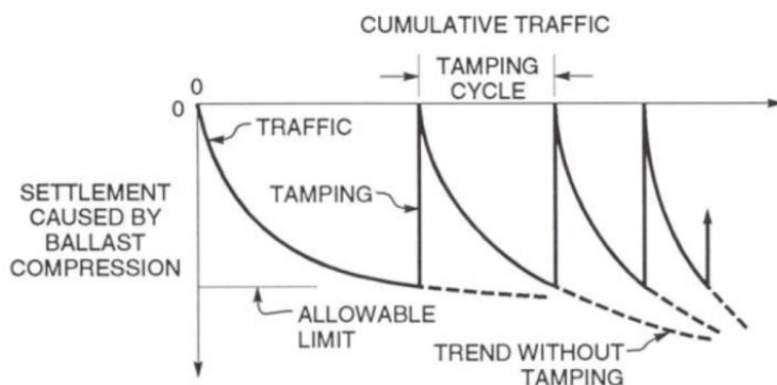


FIGURE 1.6: Evolution du tassement du ballast en fonction du trafic cumulé et des opérations de bourrage (Selig and Waters, 1994)

#### 1.1.4 Voies sans ballast

La voie ballastée peut ne pas être utilisable ou préférable dans certaines conditions. Dans ce cas, le ballast de la voie traditionnelle peut être remplacé par un ou plusieurs étages élastiques. C'est notamment le cas pour les voies posées sur des supports tels qu'un tablier métallique ou en béton, un radier ou une dalle béton posée sur un ouvrage en terre, par exemple.

Une voie sans ballast doit avoir une raideur verticale suffisamment élevée pour distribuer les charges verticales correctement et réduire les charges dynamiques. Cependant, cette raideur ne doit être ni trop élevée ni trop faible, afin de limiter une usure excessive de l'armement par fatigue.

La voie sans ballast doit par ailleurs avoir des propriétés amortissantes pour absorber les impacts lorsqu'une roue franchit un défaut de géométrie. C'est notamment le cas au niveau du raccord d'une voie sans ballast à une voie ballastée (Arlaud, 2016). Ces zones de transition doivent donc faire l'objet de dispositions particulières afin de limiter la différence de raideur entre les deux types de voie. Si cette différence est trop élevée, on crée un "point dur", où se produit un choc à chaque franchissement de roue, ce qui entraîne une dégradation rapide de la géométrie de la voie ainsi qu'un inconfort pour les usagers.

Pour éviter ce type de comportement, on peut utiliser des semelles sous traverses ou des tapis sous ballast pour assouplir la voie ballastée à l'approche de la zone de transition. On peut également prolonger la dalle élastique sous le ballast ou utiliser des rails raidisseurs pour mieux distribuer la charge longitudinalement.

Les poses de voie sans ballast ont principalement été réalisées en tunnel ou en tranchée couverte dans le cas, d'une part, d'ouvrages anciens afin de dégager du gabarit sans avoir à réaliser des travaux d'abaissement de la plateforme. D'autre part, peuvent être utilisées pour des ouvrages neufs construits sur radier. Dans ce cas, la voie sans ballast permet d'effectuer moins de travaux de terrassement de par son épaisseur plus faible.

### 1.1.5 Synthèse : Avantages et inconvénients de la voie sans ballast

La voie sans ballast présente des avantages et des inconvénients par rapport à la pose de voie ballastée traditionnelle. Certains de ses avantages sont les suivants :

- Les opérations de maintenance de la géométrie lourdes type bourrage sont pratiquement supprimées, ce qui représente une diminution du coût de maintenance. Ceci implique aussi une meilleure disponibilité de l'infrastructure.
- L'encombrement vertical est plus faible qu'en voie ballastée, notamment sur un support rigide tel que le radier d'un tunnel.
- La raideur de la voie est mieux maîtrisée, car elle est moins amenée à varier dans le temps.
- Dans le cas de lignes à grande vitesse, les projections de ballast, pouvant entre autres endommager les rails, sont éliminées.

Certains des inconvénients de la voie sans ballast sont les suivants :

- Le coût d'investissement initial est beaucoup plus élevé.
- Les exigences en termes de qualité du sol support sont plus restrictives.
- Le rendement de pose de voie est plus faible pour la plupart des techniques employées.
- La géométrie de voie est difficilement modifiable a posteriori.
- En cas de déraillement ou d'accident majeur, la remise en état de la voie est plus difficile.

Notre but est de gagner en gabarit dans les tunnels grâce à une pose de voie innovante. Il faut donc réduire l'encombrement vertical de la voie. Nous opterons donc pour une pose de voie sans ballast. Un autre critère important est le temps d'arrêt des circulations imposé par les travaux. La pose de voies sans ballast se fait avec un rendement plus faible que la pose de voies ballastées. Cependant, en tunnel, les linéaires à réaliser seront de l'ordre de quelques centaines de mètres. Les temps d'interruption de circulation resteront donc faibles bien que le rendement de pose soit faible. Parmi les différents types de voie sans ballast, le temps de pose varie. Par exemple, une dalle en béton a besoin d'un temps considérable pour sécher. Ceci implique une interruption des circulations prolongée. En revanche, les enrobés bitumineux peuvent présenter des caractéristiques mécaniques proches de celles d'un béton hydraulique, pour des temps de mise en œuvre largement inférieurs. C'est pourquoi l'idée, dans le projet REVES, est d'utiliser une dalle d'enrobé bitumineux en tant que couche de structure de la voie.

### 1.1.6 Utilisation d'enrobés bitumineux dans les voies ferrées

Les enrobés bitumineux sont les matériaux traditionnellement utilisés pour la construction des routes. Nous en verrons la composition et le comportement dans le détail dans la section 1.2. Ces matériaux ont des caractéristiques mécaniques intéressantes pour le domaine ferroviaire, que ce soit pour des lignes à haute vitesse ou des voies à circulation lourde de type fret. Ils peuvent améliorer la stabilité et la durabilité des voies, en plus de contribuer à la réduction des vibrations et des nuisances sonores (Fang et al., 2011). Comme mentionné précédemment, l'utilisation de ces matériaux permet de réduire les épaisseurs des voies, ce qui est un atout pour les voies en tunnel et sur ouvrages d'art. Les enrobés bitumineux sont actuellement utilisés de deux manières dans le domaine ferroviaire : en tant que couche sous ballast ou comme couche unique dans des

voies sans ballast (Rose et al., 2010).

### Utilisation d'enrobés bitumineux comme couche sous ballast

Comme vu dans la section 1.1.3, la dégradation de la géométrie de voie est en partie causée par le tassement de la structure d'assise. La stabilité globale de la structure peut être améliorée en interposant une couche élastique de rigidité élevée entre le ballast et la plateforme.

Par exemple, la SNCF a réalisé en 2004 un tronçon d'essai de 3 km comprenant une couche bitumineuse sous ballast dans la ligne à grande vitesse (LGV) Est reliant Paris à Strasbourg. Cette section test ayant montré un très bon comportement, plusieurs projets majeurs de LGV avec couche bitumineuse sous ballast ont été lancés en France. La LGV Est compte désormais 55 km de couche bitumineuse sous ballast. La LGV Bretagne-Pays-de-Loire en compte 105. La LGV Atlantique reliant Paris à Bordeaux en compte 43, et le contournement Nîmes-Montpellier 80.

La figure 1.7 montre les structures et l'instrumentation utilisées pour la section test de la LGV Est. On voit notamment que l'utilisation de la couche bitumineuse a permis de réduire l'épaisseur de la structure d'assise de 160 mm. De plus, selon (Cardona et al., 2016), les niveaux de pression relevés en surface de la couche de sol support étaient inférieures de 50% dans le cas de la voie avec couche bitumineuse. Ceci peut être attribué à la différence de mécanisme de transmission des charges au sol support des matériaux bitumineux par rapport aux matériaux granulaires non liés. Ceci peut aussi être dû au poinçonnement de l'enrobé par les grains de ballast, ce qui aurait tendance à stabiliser le ballast et à améliorer davantage la répartition des charges. Il a été évalué que la voie avec couche bitumineuse se dégrade 37,5% plus lentement que la voie conventionnelle.

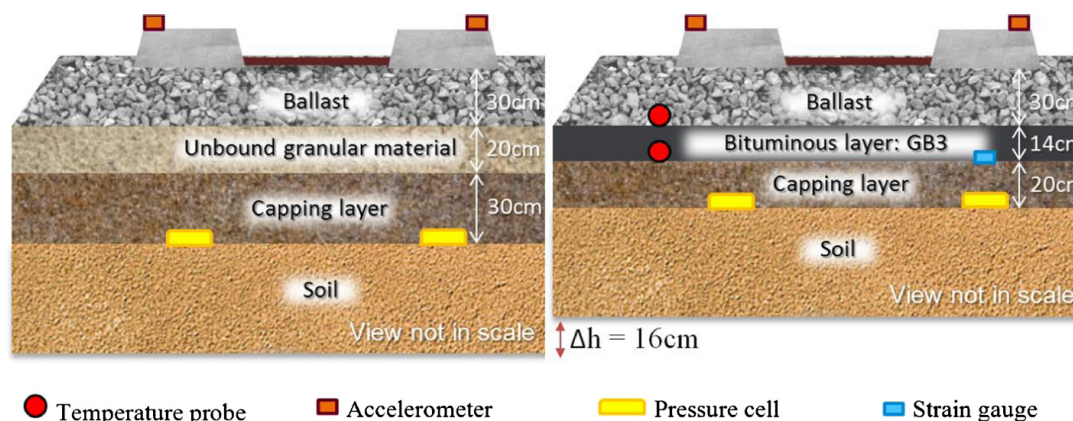


FIGURE 1.7: Structure et instrumentation de la voie conventionnelle (gauche) et de la voie avec couche bitumineuse (droite) de la LGV Est (Cardona et al., 2016)

### Utilisation d'enrobés bitumineux en voies sans ballast

Selon l'European Asphalt Pavement Association (EAPA, 2003), les enrobés bitumineux sont utilisés en voies sans ballast en Allemagne depuis les années 90. Différentes technologies de voie



existent actuellement : ATD, SATO, Walter et Getrac. Ces technologies sont décrites en détail par (Georgios, 2012). La figure 1.8 montre une voie de type SATO et une voie de type Getrac. La finition de la dalle d'enrobé doit être très précise pour respecter les normes de nivellement, soit une tolérance de 2 mm en Allemagne. Ces niveaux de tolérance sont atteignables sans trop de problème avec les finishers modernes. L'enrobé doit par ailleurs être flexible et dense, dimensionné pour être permanent, la durée de vie d'une voie de ce type étant estimée à environ 60 ans.

Parmi les avantages de ce type de voie, on peut citer la possibilité de faire circuler des véhicules dès le refroidissement du matériau, ce qui raccourcit les temps d'interruption de trafic. Par ailleurs, des corrections de géométrie peuvent être apportées rapidement par meulage ou par ajout d'une couche d'enrobé.

L'inconvénient majeur de ce type de voie est l'impossibilité, en cas de désordre majeur, d'effectuer des opérations de correction de la géométrie de la voie sans avoir à refaire des travaux importants. Par ailleurs, les zones de transition doivent être étudiées avec une attention particulière, car on y observe une dégradation plus rapide qu'en voie courante (Varandas et al., 2011).



(a) Voie de type SATO (EAPA, 2003)



(b) Voie de type Getrac (PCM RAIL.ONE AG)

FIGURE 1.8: Exemples de voies sans ballast en enrobé bitumineux

### 1.1.7 Pose sur appui continu, sans traverses

Dans le cadre du projet REVES, le but est d'arriver à avoir une épaisseur totale de la superstructure la plus faible possible. La valeur qui a été retenue comme objectif au sein du projet est de 370 mm maximum du bas de la couche d'enrobé au haut du champignon du rail. Des calculs de dimensionnement préliminaires ont montré qu'une épaisseur minimale d'environ 150 mm d'enrobé bitumineux sera nécessaire afin d'assurer la tenue en fatigue du matériau pendant la durée de vie souhaitée pour la voie. Par ailleurs, les types rails préconisés pour ce type de pose mesurent entre 150 et 160 mm de hauteur. L'ajout de l'épaisseur d'une traverse en béton rend impossible d'atteindre l'objectif de gabarit visé. Une pose de rails sur appuis continus est donc préconisée.

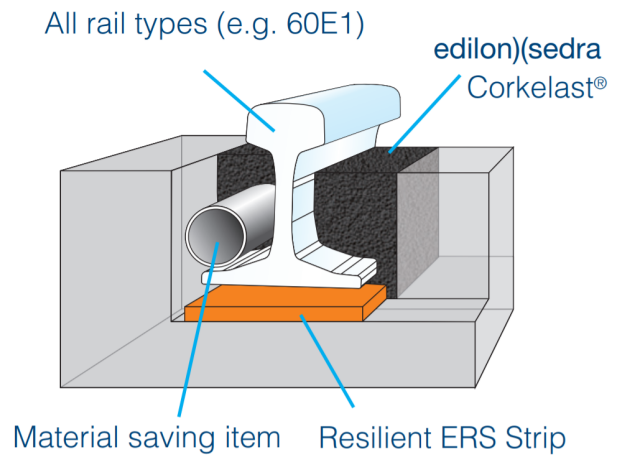
Un rail sur appuis continus a l'avantage de mieux répartir la charge par rapport à un rail sur appuis discrets comme c'est le cas lors de la présence de traverses. Ceci permet de réduire l'épaisseur des systèmes de fixation du rail à la dalle d'enrobé. Par ailleurs, la meilleure répartition de

la charge permet de réduire l'intensité des efforts transmis au matériau bitumineux. Parmi ces systèmes, on peut citer le Embedded Rail System (ERS) commercialisé par edilon)(sedra, partenaire du projet REVES. Dans ce cas, on utilise une technique de rail noyé. Une rainure est creusée dans la dalle, le rail est positionné de manière à avoir le nivellement, la position transversale et l'inclinaison voulus, puis une résine est coulée dans la rainure. En durcissant, cette résine assure le maintien de la position du rail et constitue un élément contribuant à la raideur globale de la voie.

C'est ce type de voie qui est considéré pour les simulations numériques du comportement en fluage d'une structure de voie ferré effectuées dans cette thèse.



(a) Coupe de la pose ERS



(b) Schéma de principe de la pose ERS

FIGURE 1.9: Pose de rail sur appuis continus ERS commercialisée par edilon)(sedra

## 1.2 Enrobés bitumineux

### 1.2.1 Les enrobés bitumineux : utilisation, constitution et comportement

Les enrobés bitumineux sont des matériaux composites composés d'un mélange de granulats minéraux, de sable et de liant hydrocarboné. Ces matériaux sont utilisés pour fabriquer principalement des chaussées routières. C'est un matériau peu cher et dont les propriétés mécaniques le rendent particulièrement adapté à la fabrication de grands linéaires de route. Ceci est dû au fait que le comportement des enrobés est viscoélastique et viscoplastique, ce qui le rend résistant à la fissuration grâce à la relaxation des contraintes que le trafic lui impose.

La structure des enrobés bitumineux est donnée par un squelette granulaire comprenant des granulats concassés, du sable et des particules fines appelées filler. Ce squelette granulaire est maintenu par un liant hydrocarboné. Le liant de choix est généralement le bitume. Il s'agit de la fraction la plus lourde obtenue après raffinage de pétrole brut.



FIGURE 1.10: Carotte d'enrobé bitumineux

#### Le squelette granulaire

Un enrobé bitumineux est constitué à environ 95% en masse de granulats minéraux : pierres concassées, gravillons, sables. Ces granulats peuvent provenir de carrières ou de gisements (alluvions fluviales par exemple). Les granulats peuvent être transformés par concassage, criblage, tamisage, dépoussiérage et lavage. Ces transformations permettent d'assurer leur angularité et de les trier par gammes de tailles appelées classes granulaires.

Le squelette granulaire d'un matériau bitumineux est constitué par addition et mélange de plusieurs classes granulaires. Son rôle est de transmettre et répartir les charges des roues des véhicules vers les couches inférieures de la chaussée et vers le sol support. La forme des granulats, ainsi que leur état de surface, leur angularité et la dureté de leurs arêtes sont déterminants pour réduire leurs déplacements et rotations lors de l'application d'une charge. Cette réduction de déplacements et rotations contribue à la stabilité du matériau dans le temps. Il faut donc que les granulats soient résistants à la rupture pour que leurs propriétés ne soient pas altérées par les chargements répétés du trafic.

En plus des granulats, des particules fines de diamètre inférieur à  $63 \mu m$  appelées filler sont ajoutées au mélange. Ces particules ont une grande surface spécifique et absorbent une grande partie du liant. Ce mélange des fines avec le liant est le mastic. Selon (Di Benedetto and Corté, 2004), le pouvoir rigidifiant du filler associé au liant donne sa stabilité au mélange et participe à sa résistance à l'orniérage.

## **Le bitume**

Le bitume de pétrole est la fraction la plus lourde obtenue après raffinage du pétrole brut. C'est le matériau qui sert de liant de manière standard dans les enrobés bitumineux. Son rôle principal est d'assurer la cohésion du squelette granulaire. Il doit donc pouvoir résister aux sollicitations mécaniques et thermiques imposées par le trafic et les conditions atmosphériques.

Les propriétés mécaniques du bitume varient largement en fonction de sa température. Il est liquide et peu visqueux pour des températures supérieures à  $80^{\circ}C$  en ordre de grandeur. Pour des températures négatives, il devient un solide vitreux élastique et fragile. Pour des températures intermédiaires, il est viscoélastique et montre des comportements linéaires comme non linéaires.

Par ailleurs, la réponse du bitume à l'application d'une charge dépend fortement du temps d'application de celle-ci. Le bitume se rigidifie lorsqu'il est soumis à des variations rapides de charge.

Ces propriétés et changements d'état entraînent des modes de dégradation différents en fonction de l'état du bitume. Pour des températures élevées ou des sollicitations longues, des déformations permanentes peuvent apparaître. Pour les basses températures ou les charges rapides, on observe de la fissuration et la rupture du matériau. Pour les températures intermédiaires, l'endommagement et la fatigue sont les modes de dégradation principaux.

Le bitume subit de plus une évolution chimique interne au long de sa vie, qui conduit à son durcissement et à sa fragilisation. Cette évolution est due notamment aux variations de température et à l'oxydation due à l'eau.

Ces variations de propriétés entraînent les mêmes types de comportements dans les enrobés bitumineux. Dans cette thèse, le problème principal est celui de la viscoplasticité, soit l'apparition de déformations permanentes lors de sollicitations longues.

## **Comportement des enrobés bitumineux**

De par la nature composite du matériau et les comportements complexes et différents de ses différents constituants, les enrobés bitumineux ont un comportement complexe. La principale caractéristique de l'enrobé est la forte dépendance de son comportement à la température (Goodrich, 1991). On dit que c'est un matériau thermosusceptible. Par ailleurs, la composante visqueuse apportée par le liant bitumineux rend le comportement du matériau viscoélastique et viscoplastique. En d'autres termes, la réponse en déformations réversibles et irréversibles à un chargement dépend de la durée et de la vitesse d'application de ce dernier.

(Di Benedetto and Corté, 2005) distinguent quatre principaux types de comportements selon l'amplitude de la déformation subie par le matériau ( $|\varepsilon|$ ) et le nombre de chargement appliqué

( $N$ ) :

- Pour un faible nombre de chargements et des déformations de quelques pour cents, le comportement observé est fortement non linéaire. Dans ce domaine, le matériau peut se déformer de manière irréversible.
- Pour des chargements comprenant quelques centaines de cycles et des déformations "faibles" ( $< 10^{-4}$ ), le comportement est considéré, en première approximation, viscoélastique linéaire.
- Pour des chargements de plusieurs dizaines de milliers de cycles et des déformations "faibles", un endommagement se développe. C'est le phénomène de fatigue.
- Lorsque des cycles déviatoires sont appliqués à partir d'une contrainte nulle (ou lors de cycles non centrés sur zéro), des déformations irréversibles non négligeables se produisent pour des amplitudes de déformations "proches" de la rupture. Leur accumulation crée de l'orniérage.

La figure 1.11 fournit un ordre de grandeur des différents domaines de comportements types pour une température fixée. Les frontières indiquées, pour les différents comportements, sont, bien sûr, des ordres de grandeurs qui peuvent varier sensiblement selon le matériau, la température et la direction du chemin de sollicitation (compression, cisaillement, etc).

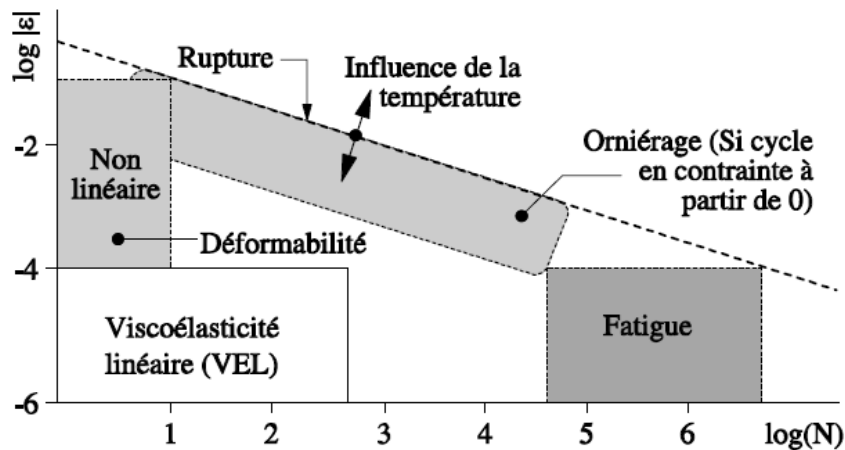


FIGURE 1.11: Comportements types des enrobés bitumineux à température fixée, ( $\epsilon$ ) déformation - ( $N$ ) nombre de chargements (Di Benedetto and Corté, 2005)

### Les vides dans les enrobés

La compacité du matériau se caractérise par le pourcentage de vides qui existent en son sein. Une faible compacité implique moins de contacts et de blocages entre grains, ce qui diminue les frottements internes et provoque une faible stabilité du matériau. Inversement une compacité trop élevée peut avoir des effets déstabilisants étant donné que le mélange devient saturé en liant. Il est donc nécessaire d'avoir un taux de vides juste pour avoir un bon comportement du matériau.

## Influence de la température

La cohésion d'un enrobé bitumineux est assurée par le liant. Or la rigidité et la viscosité de ce dernier diminuent lorsque la température augmente. La rigidité du mélange diminue donc aussi, ce qui le rend plus sensible aux déformations permanentes. Selon (Di Benedetto and Corté, 2005), l'orniérage des chaussées routières n'apparaît que pour des températures élevées (supérieures à 40°C) ou les basses fréquences (charges stationnaires).

### 1.2.2 Comportement mécanique en petites déformations : viscoélasticité linéaire des enrobés bitumineux

Un matériau non vieillissant (dont les propriétés mécaniques restent inchangées si le matériau ne subit aucune sollicitation) est dit viscoélastique (par opposition à viscoplastique) si l'effacement des contraintes est total lors d'une expérience d'effacement. Cette expérience, illustrée par la figure 1.12 consiste à appliquer un créneau de déformation à un matériau. Le matériau est viscoélastique si la contrainte à l'infini est nulle (dans le cas contraire, pour un matériau viscoplastique, la contrainte à l'infini est non nulle).

La viscoélasticité est le comportement caractéristique des enrobés bitumineux qui les rend particulièrement intéressant en tant que matériau pour la construction des chaussées routières.

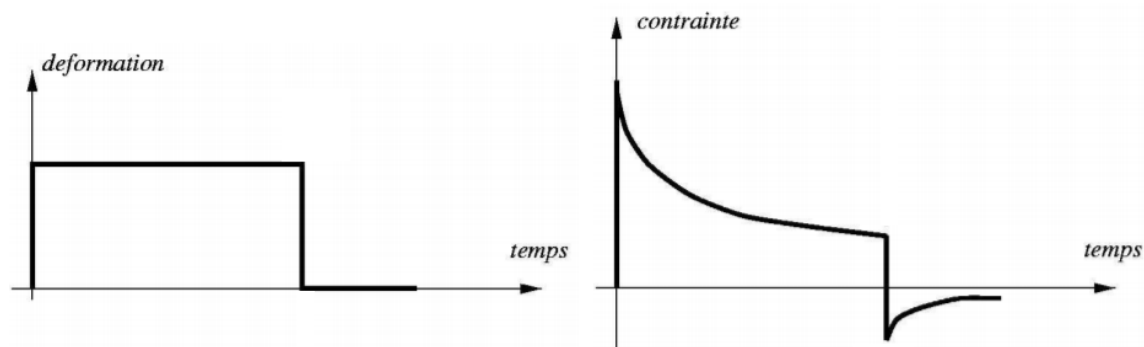


FIGURE 1.12: Expérience d'effacement : créneau de déformation et réponse du matériau en contrainte

L'hypothèse d'un comportement viscoélastique linéaire se traduit par le principe de superposition de Boltzmann : la réponse d'un matériau à une sollicitation égale à une somme de sollicitations élémentaires est la somme des réponses à chacune des sollicitations élémentaires.

$$f(\varepsilon_1(t)) = \sigma_1(t), f(\varepsilon_2(t)) = \sigma_2(t) \Rightarrow f(\lambda\varepsilon_1(t) + \mu\varepsilon_2(t)) = \lambda\sigma_1(t) + \mu\sigma_2(t) \quad (1.1)$$

### Hypothèse de comportement en petites déformations et d'homogénéité pour les enrobés bitumineux

Selon (Di Benedetto and Corté, 2005), dans la littérature, les enrobés bitumineux sont considérés comme étant des milieux continus, isotropes, viscoélastiques linéaires et thermosus-

ceptibles sous certaines conditions.

Pour être considérés comme des milieux continus malgré leur structure composite, il faut considérer une taille d'éprouvette au moins 5 fois plus grande que le plus gros granulat.

Pour s'affranchir de l'anisotropie due aux modes de compactage et à des possibles gradients de densité dans le sens de l'épaisseur d'une couche d'enrobé, on prélève les échantillons à cœur du matériau.

Les enrobés bitumineux présentent un comportement viscoélastique qui peut être considéré linéaire pour des déformations inférieures à  $10^{-4}$  m/m (soit  $100 \mu\text{def}$ ) selon (Airey et al., 2003). Comme c'est le cas pour le bitume pur, les enrobés présentent un module plus élevé à basse température et plus faible à des températures élevées.

### Sollicitation en contrainte - fonction de fluage

Le fluage est l'augmentation, en fonction du temps, de la déformation d'un matériau due à une sollicitation constante en contrainte. Ceci est illustré par la figure 1.13.

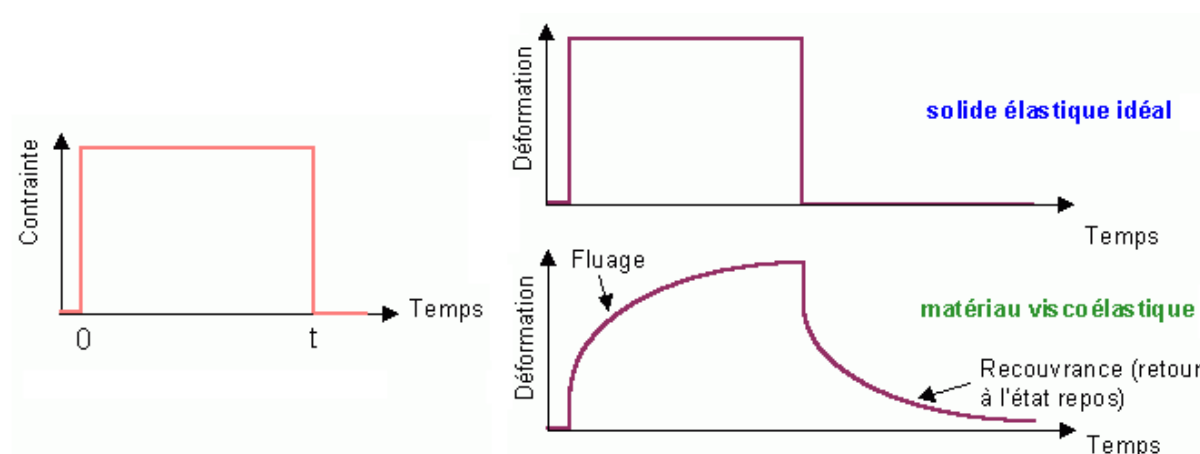


FIGURE 1.13: Comportement en fluage et en recouvrance

A partir d'un essai de ce type, on peut déterminer une fonction  $F(t)$  appelée fonction de fluage qui, tant que la contrainte  $\sigma$  est appliquée, vérifie :

$$\forall t > 0, \varepsilon(t) = \sigma F(t) \quad (1.2)$$

dans le cas d'une contrainte  $\sigma$  constante. Dans le cas d'une contrainte  $\sigma(t)$  variable, le principe de superposition de Boltzmann nous donne :

$$\varepsilon(t) = \int_0^t F(\tau) d\sigma_\tau \quad (1.3)$$

avec  $d\sigma_\tau$  l'incrément de contrainte. Si  $\sigma(t)$  est dérivable,  $d\sigma_\tau = \dot{\sigma}d\tau$  excepté en 0. La fonction de fluage tend vers une limite finie lorsque  $t \rightarrow \infty$ , et tend vers l'infini pour un liquide.

## Sollicitation en déformation - fonction de relaxation

La relaxation est la diminution des contraintes dans un matériau soumis à une déformation constante dans le temps. Ce comportement est illustré par la figure 1.14.

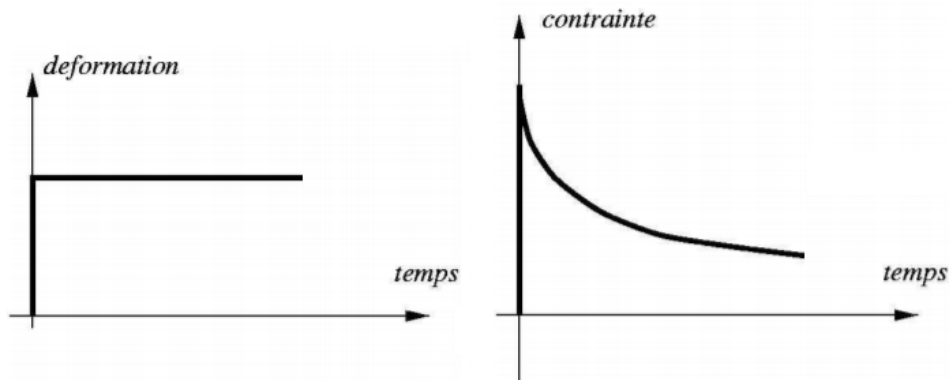


FIGURE 1.14: Essai de relaxation d'un matériau viscoélastique linéaire

Comme précédemment, on peut déterminer une fonction  $R(t)$  appelée fonction de relaxation qui détermine la réponse en contrainte du matériau :

$$\forall t > 0, \sigma(t) = \varepsilon R(t) \quad (1.4)$$

Pour une déformation variable dans le temps, la contrainte est donnée par la relation :

$$\sigma(t) = \int_0^t R(\tau) d\varepsilon_\tau, \quad (1.5)$$

où  $\varepsilon_\tau$  est l'incrément de déformation, qui peut s'écrire  $d\varepsilon_\tau = \dot{\varepsilon}d\tau$  si  $\varepsilon(t)$  est dérivable (sauf en 0).

## Mesures sous chargement sinusoïdal : module complexe

Un matériau viscoélastique linéaire soumis à une contrainte sinusoïdale  $\sigma(t) = \sigma_0 \sin(\omega t)$  montre une réponse en déformation sinusoïdale en régime permanent. Cette déformation est en retard par rapport à la contrainte et peut donc s'écrire  $\varepsilon(t) = \varepsilon_0 \sin(\omega t - \phi)$ .

Si on pose  $\sigma^*(t) = \sigma_0 e^{i\omega t}$  et  $\varepsilon^*(t) = \varepsilon_0 e^{i(\omega t - \phi)}$ , on a  $\sigma(t) = \text{Im}(\sigma^*(t))$  et  $\varepsilon(t) = \text{Im}(\varepsilon^*(t))$  avec  $\text{Im}(X)$  est la partie imaginaire d'une variable complexe  $X$ .

On définit le module complexe comme suit :

$$E^*(\omega) = \frac{\sigma^*(t)}{\varepsilon^*(t)} = \frac{\sigma_0 e^{i\omega t}}{\varepsilon_0 e^{i(\omega t - \phi)}} = |E^*| e^{i\phi} \quad (1.6)$$



$|E^*|$  est appelé norme ou module du module complexe.  $\phi$  est l'angle de phase ou le déphasage du matériau.

On exprime aussi le module complexe sous la forme

$$E^* = E_1 + iE_2 \quad (1.7)$$

$E_1$  est appelé module d'élasticité dynamique et  $E_2$  module de perte.

Le module complexe permet d'obtenir un même formalisme pour les matériaux viscoélastiques linéaires et les matériaux élastiques linéaires.

De nombreux essais existent pour déterminer le module complexe d'un matériau. Pour chaque essai, on définit un facteur de forme  $\gamma$  dépendant des dimensions de l'éprouvette et un facteur de masse  $\mu$  qui prend en compte les effets d'inertie dus à la masse  $M$  de l'éprouvette et à la masse  $m$  de l'équipage mobile.

Selon (Di Benedetto and Corté, 2005),  $E_1$  et  $E_2$  sont données par :

$$E_1 = \gamma\left(\frac{F}{D}\cos(\phi) + \mu\omega^2\right), \quad E_2 = \gamma\left(\frac{F}{D}\sin(\phi)\right) \quad (1.8)$$

où  $\omega$  est la pulsation.

Les figures 1.15 et 1.16 montrent les différents essais existants.

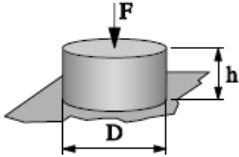
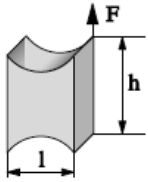
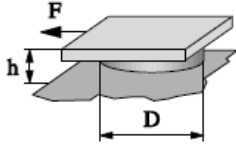
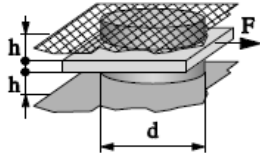
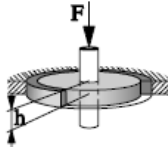
	Schéma de principe	Facteur de forme $\gamma$	Références
Traction compression (avec ou sans confinement)		$\frac{4h}{\pi D^2}$	[CHA 91, DOU 95]
Essai de scission LCPC		$\frac{1}{he}$	[ASS 81, ROC 96]
Essai de cisaillement à hauteur constante		$\frac{4h}{\pi D^2}$	[KEN 94]
<i>Shearing test machine</i>		$\frac{4h}{\pi D^2}$	[LEM 92]
<i>Co-axial shear test</i>		$\frac{\ln\left(\frac{d}{D}\right)}{2\pi h}$	[GUB 90]

FIGURE 1.15: Récapitulatif des principaux essais homogènes de module complexe existant sur enrobés bitumineux (Francken, 1996), (La Roche, 1996)

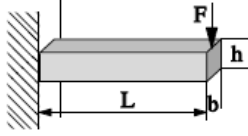
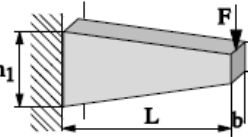
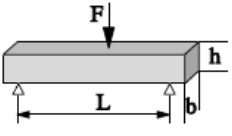
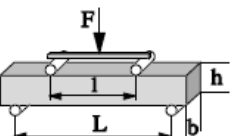
	Schéma de principe	Facteur de forme $\gamma$	Facteur de masse <sup>4</sup>	Références
Flexion 2 points		$\frac{4L^3}{bh^3}$	$\frac{M}{4} + m$	[FRA 94]
		$\frac{12L^3}{b(h_1 - h_2)^3} \times \left[ \left( 2 - \frac{h_2}{2h_1} \right) \cdot \frac{h_2}{h_1} - \frac{3}{2} - \ln \frac{h_2}{h_1} \right]$	$0,135 M + m$	[CHA 90, HUE 63]
Flexion 3 points		$\frac{24L^3}{\pi^4 bh^3}$	$0,5 M + m$	[MYR 92]
Flexion 4 points		$\frac{2L^3 - 3Ll^2 + l^3}{8bh^3}$	$0,5M + m$	[PRO 96]

FIGURE 1.16: Récapitulatif des principaux essais non homogènes de module complexe existant sur enrobés bitumineux (Francken, 1996), (La Roche, 1996)

Le module complexe des enrobés bitumineux et ses différentes composantes varient avec la température et la fréquence de sollicitation. Les résultats sont généralement exprimés à l'aide des représentations suivantes :

- Des courbes isothermes représentant  $|E^*|$  en fonction de la fréquence de sollicitation pour chaque température d'essai, ce qui permet d'estimer la variation de module en fonction de la fréquence.
- Des courbes isochrones donnant  $|E^*|$  en fonction de la température pour chaque fréquence d'essai en coordonnées semi-logarithmiques pour estimer la variation du module en fonction de la température.
- Des courbes dans le plan de Cole-Cole, qui donnent  $E_1$  en abscisse et  $E_2$  en ordonnée (figure 1.17a).

- Des courbes dans l'espace de Black, qui donne le logarithme de  $|E^*|$  en fonction de  $\phi$  (figure 1.17b).

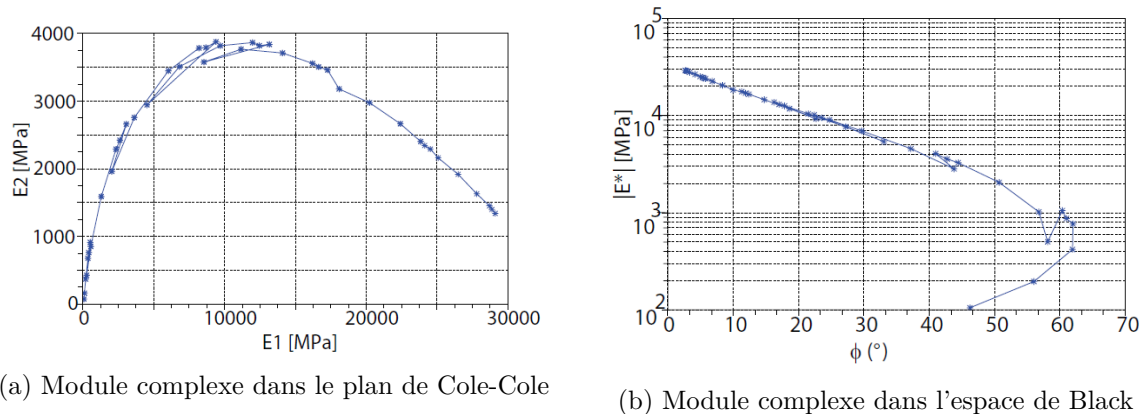


FIGURE 1.17: Exemple de la représentation du module complexe dans les plans de Cole-Cole et de Black pour un BBSG 0/10 (Sohm, 2011)

### Principe d'équivalence temps-température (PETT)

Comme il a été mentionné précédemment, le comportement des enrobés bitumineux dépend fortement de leur température. Dans le cas du module complexe, on a donc  $E^* = E^*(\omega, T)$ . La propriété d'équivalence fréquence (ou temps) température permet d'introduire une variable réduite unique pour décrire la variation du module complexe avec la fréquence et la température :  $E^* = E^*(\omega \cdot f(T))$ . Les matériaux vérifiant cette hypothèse sont appelés matériaux thermorhéologiquement simples (Chehab et al., 2002), (Schwartz et al., 2002).

Différents couples  $(\omega, T)$  peuvent donc donner une même valeur de module. Ces couples vérifieront  $E^*(\omega_1, T_1) = E^*(\omega_2, T_2)$  avec  $\omega_1 f(T_1) = \omega_2 f(T_2)$ . Il est donc possible d'utiliser cette propriété pour construire une courbe unique  $(\log(\omega), |E^*|)$  à partir de courbes isothermes à différentes températures en choisissant une température de référence  $T_R$  arbitraire. Cette courbe unique est construite par simple translation parallèle à l'axe des fréquences de chaque isotherme comme montré en figure 1.18. Ceci permet notamment d'obtenir des valeurs de module pour des fréquences inaccessibles par l'expérimentation.

Ce principe d'équivalence temps-température peut aussi être appliqué dans le cas des déformations viscoplastiques des enrobés bitumineux avec les mêmes paramètres que ceux utilisés dans le domaine viscoélastique (Sohm, 2011). Cependant, comme nous n'avons pas eu le temps d'étudier cet aspect du comportement du matériau pendant la thèse, nous ne développerons pas ce sujet.

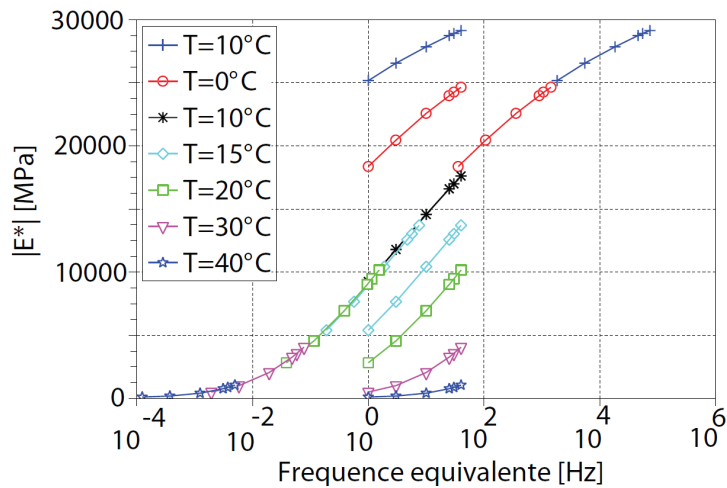


FIGURE 1.18: Isothermes et courbe maîtresse du module complexe à la température de référence de 10°C (Sohm, 2011)

### 1.2.3 Modèles pour la prédiction du comportement viscoélastique linéaire uniaxial des enrobés bitumineux

Nous présentons ici, de manière non exhaustive, quelques modèles couramment utilisés pour modéliser le comportement viscoélastique linéaire des enrobés bitumineux en petites déformations. Ces modèles analogiques sont constitués d'une association de ressorts (éléments élastiques) et d'amortisseurs (éléments visqueux).

#### Modèles à spectre discret : modèles de Maxwell et de Kelvin-Voigt

Les modèles viscoélastiques linéaires les plus simples sont ceux de Maxwell et Kelvin-Voigt, qui associent un ressort et un amortisseur en série ou en parallèle, respectivement. Ces deux modèles élémentaires sont présentés en figure 1.19.

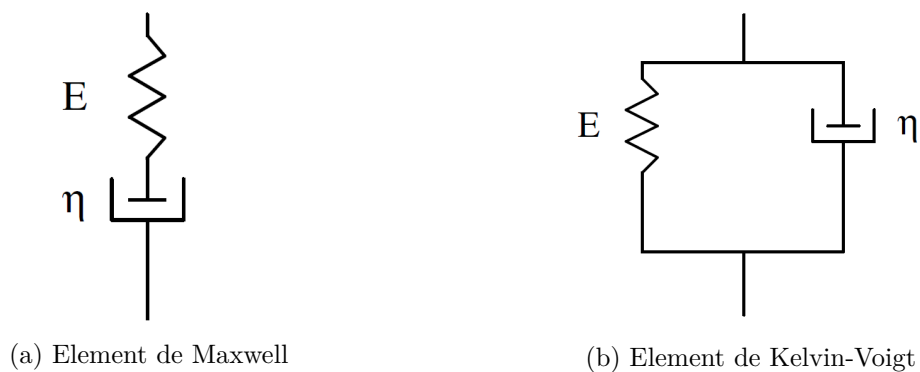


FIGURE 1.19: Elements de Maxwell et Kelvin-Voigt

Le modèle de Maxwell décrit un comportement de liquide viscoélastique. Le modèle de Kelvin-Voigt décrit le comportement d'un solide viscoélastique. Ces modèles ne peuvent pas décrire correctement le comportement viscoélastique linéaire des enrobés bitumineux, mais peuvent constituer des éléments de base pour des associations plus complexes.

Par exemple, le modèle de Maxwell généralisé est constitué de  $n$  éléments de Maxwell montés en parallèle, avec éventuellement un ressort et un amortisseur en parallèle.

De manière analogue, le modèle de Kelvin-Voigt généralisé est constitué de  $n$  éléments de Kelvin-Voigt montés en série, avec éventuellement un ressort et un amortisseur montés en série.

Selon (Di Benedetto and Corté, 2005), ces deux modèles permettent d'obtenir des descriptions satisfaisantes du comportement viscoélastique linéaire des enrobés bitumineux à condition que le nombre  $n$  d'éléments considérés soit suffisamment élevé. Cependant, le spectre de ces modèles est discret. Une amélioration possible est de considérer des modèles à spectre continu.

### Modèles à spectre continu

Nous présentons ici deux modèles analogiques à spectre continu : le modèle de Huet-Sayegh et le modèle "2S2P1D".

Pour pouvoir décrire ces modèles, on introduit l'élément parabolique, un modèle analogique possédant une fonction de fluage parabolique.

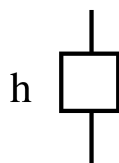


FIGURE 1.20: Élément parabolique

Le module complexe de cet élément s'écrit :

$$E^*(\omega\tau) = \frac{(i\omega\tau)^h}{a\Gamma(h+1)} \quad (1.9)$$

avec  $\tau$  temps caractéristique fonction de la température qui prend en compte le principe d'équivalence temps-température,  $h$  un exposant tel que  $0 < h < 1$ ,  $a$  une constante sans dimension, et  $\Gamma(n) = \int_0^\infty t^{n-1}e^{-t}dt$ .

- Modèle de Huet-Sayegh

Se basant sur le modèle développé par Huet (Huet, 1965) constitué d'un montage en série d'un ressort et de deux éléments paraboliques, Sayegh ajoute en parallèle un ressort de faible rigidité au modèle d'Huet (Sayegh, 1964) (figure 1.21).

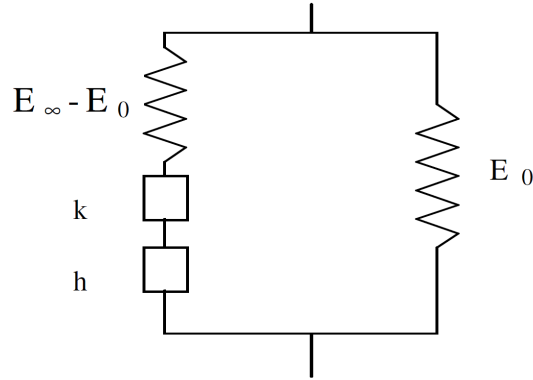


FIGURE 1.21: Représentation du modèle d'Huet-Sayegh

Le module complexe de ce modèle s'écrit :

$$E^*(\omega\tau) = E_0 \frac{E_\infty - E_0}{1 + \delta(i\omega\tau)^{-k} + (i\omega\tau)^{-h}} \quad (1.10)$$

où  $E_0$  est le module statique, lorsque  $\omega\tau$  tend vers 0,  $E_\infty$  est le module vitreux, lorsque  $\omega\tau$  tend vers  $+\infty$ ,  $\delta$  est une constante sans dimension.

Selon (Di Benedetto and Corté, 2005), le modèle de Huet-Sayegh décrit assez correctement le comportement des matériaux bitumineux sur toute la gamme de température et de fréquence, et en particulier pour les conditions de basses fréquences et hautes températures. La figure 1.22 montre des résultats expérimentaux de module complexe ainsi que le module complexe théorique obtenu grâce au modèle de Huet-Sayegh.

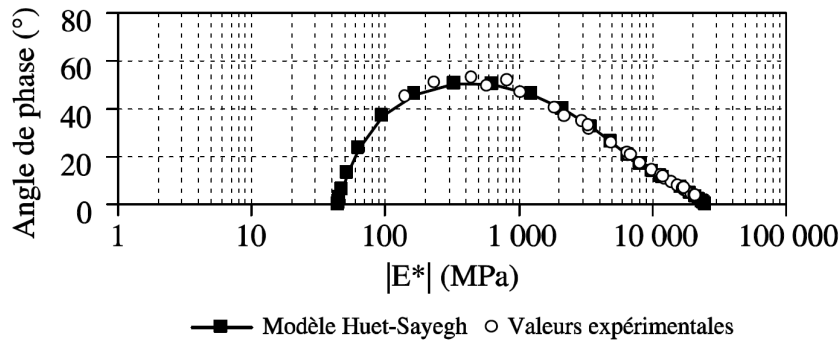


FIGURE 1.22: Module complexe dans l'espace de black. Béton bitumineux 0/6 (6.85 ppc de liant 50/70)  $E_\infty = 25000$  MPa,  $h = 0,7$ ,  $k = 0,22$ ,  $\gamma = 2,9$ ,  $E_0 = 45$  MPa,  $\tau = A_0 + A_1\theta + A_2\theta^2$  avec  $A_0 = 2,6897$ ,  $A_1 = -0,3897$ ,  $A_2 = 0,002023$  (Di Benedetto and Corté, 2005)

- Modèle "2S2P1D"

(Olard, 2003) Montre que les modèles ci-dessus présentent des lacunes pour la modélisation du comportement fluide des bitumes. Une amélioration du modèle de Huet-Sayegh a été proposée

afin d'obtenir de meilleurs résultats aux faibles fréquences et hautes températures. Ce modèle est obtenu à partir du modèle de Huet-Sayegh en ajoutant un amortisseur linéaire en série avec les deux éléments paraboliques (figure 1.23).

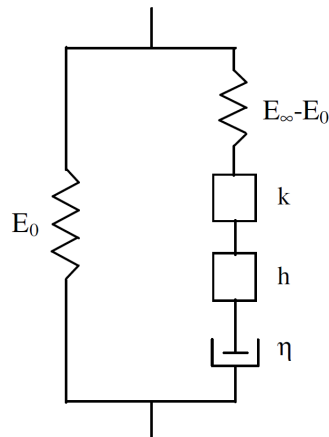


FIGURE 1.23: Représentation du modèle 2S2P1D

Tout comme le modèle de Huet-Sayegh, il possède un spectre linéaire. Le module complexe de ce modèle s'écrit :

$$E^*(\omega\tau) = E_0 \frac{E_\infty - E_0}{1 + \delta(i\omega\tau)^{-k} + (i\omega\tau)^{-h} + (i\omega\beta\tau)^{-1}} \quad (1.11)$$

avec les mêmes notations que précédemment.  $\beta$  est une constante sans dimension définie à partir de la viscosité  $\eta$  par la relation  $\eta = (E_\infty - E_0)\beta\tau$ .

(Olard, 2003) Montre que ce modèle convient à la fois aux liants et aux enrobés bitumineux aussi bien dans le domaine hautes fréquences/basses températures que dans le domaine basses fréquences/hautes températures.

La modélisation viscoélastique sera le complément logique au modèle de viscoplasticité qui sera étudié. Nous verrons cependant que dans notre cas d'application, les déformations viscoélastiques sont beaucoup plus faibles que les déformations viscoplastiques. Nous pourrions donc les négliger pour notre étude. La prise en compte de la viscoélasticité est une des pistes d'amélioration de ce travail de thèse.



## 1.2.4 Comportement mécanique irréversible : orniérage et viscoplasticité



FIGURE 1.24: Photographie d'une ornière sur la chaussée (base documentaire IFSTTAR/MAST)

Les matériaux bitumineux présentent un comportement viscoplastique lorsqu'ils sont sollicités par des charges lourdes pendant de longues durées : des déformations permanentes apparaissent et croissent progressivement. Sur les chaussées routières épaisses, ce comportement mène à l'apparition d'ornières à "petit rayon" (figures 1.24 et 1.25). Ces ornières sont de la largeur des bandes de roulement et présentent la formation de bourrelets latéraux.

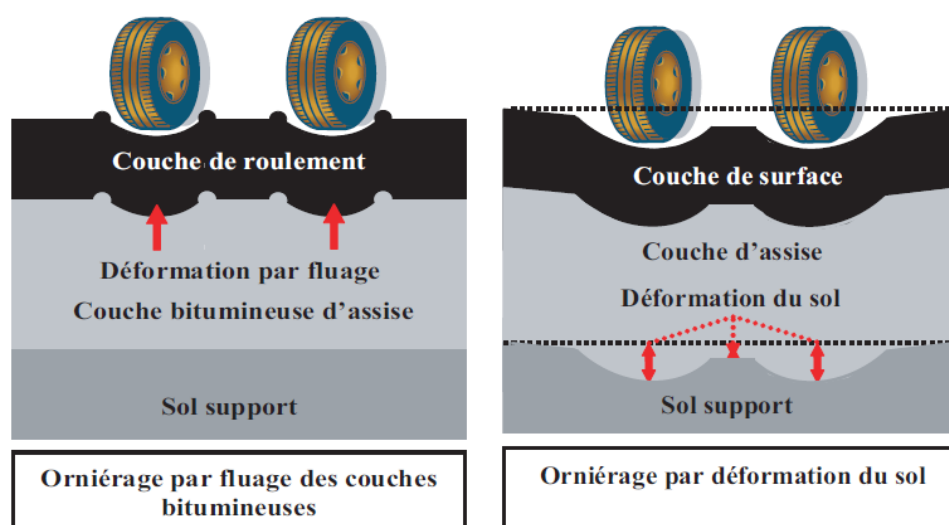


FIGURE 1.25: Schéma des deux types d'orniérage (selon M. Meunier)

Ces déformations permanentes deviennent mesurables par leur cumul au fur et à mesure des cycles de chargement, ou du temps dans le cas d'un chargement constant.

$$\varepsilon^{perm}(t) = \int_0^t \delta\varepsilon^{perm}(\tau) d\tau$$

Selon (Di Benedetto and Corté, 2005), c'est avant tout le caractère fluide des bitumes qui est à l'origine physique des déformations permanentes dans les enrobés bitumineux, notamment celles associées à l'orniérage. Ces déformations qui supposent des déplacements permanents et relativement importants du squelette minéral ne sont possibles que parce que la nature du liant les y autorise, du fait de la disparition « à long terme » de toutes les forces de rappel internes entre parties solides. Ceci explique la relation très forte observée entre viscosité du liant et la susceptibilité des enrobés aux déformations permanentes. Plus la première est faible (augmentation de température, diminution de vitesse de sollicitation, bitume de grade élevé, etc.), plus la seconde est élevée. Nous allons nous intéresser plus dans le détail aux divers facteurs qui déterminent l'apparition de déformations permanentes dans les enrobés bitumineux.

### **Influence du liant**

La nature du liant influence la résistance à l'orniérage de l'enrobé bitumineux. Plus le liant est thermiquement susceptible, plus l'enrobé l'est.

Par ailleurs, la teneur en liant du matériau influe sur l'enrobage des granulats. Une teneur en liant insuffisante ne permet pas d'assurer le bon enrobage des granulats, ce qui leur fait perdre en cohésion et fait diminuer les frottements internes. Ceci peut mener à de fortes déformations permanentes par post-compactage.

Une teneur en liant trop élevée est aussi problématique car le mélange devient saturé, ce qui provoque une réduction des efforts de contact entre les granulats, et la résistance aux déformations permanentes dépend plus des propriétés du liant que du squelette granulaire. Les liants de haute performance permettent d'obtenir des enrobés bitumineux de haute performance.

### **Influence des composants minéraux**

La granularité du mélange de granulats et de sable influe fortement sur la résistance aux déformations permanentes des enrobés bitumineux. En utilisant une granularité continue, les espaces entre les grains sont occupés par des grains de plus petite taille et le sable. Le mélange a donc une meilleure compacité et augmente les contacts et les blocages intergranulaires. Ceci améliore la résistance aux déformations permanentes du matériau bitumineux. Une trop grande quantité de sable peut cependant avoir le même effet déstabilisant qu'une teneur en liant trop élevée.

Le filler contribue aussi à la stabilité du mélange. Il rigidifie le mastic par présence des inclusions rigides dans la matrice moins rigide. Il renforce le matériau grâce aux effets interfaciaux entre le filler et le liant. Les particules de filler interagissent aussi entre elles pour former un squelette plus rigide au sein du mastic.

La géométrie et la texture des granulats influent aussi sur les propriétés mécaniques des enrobés bitumineux. L'utilisation de grains anguleux et rugueux augmente les contacts et les blocages intergranulaires, ce qui augmente le frottement interne et stabilise le squelette granulaire. Par ailleurs, une texture de grains rugueuse implique une superficie de contact avec le liant plus élevée, ce qui donne une cohésion et une adhésivité plus élevées, ce qui augmente la résistance aux déformations permanentes du matériau.

### 1.2.5 Essais pour l'étude de la viscoplasticité

Différents types d'essais existent pour l'étude de l'orniérage : des essais non homogènes et des essais homogènes. Les essais non homogènes sont des essais de structure, interprétés de manière empirique afin de déterminer une caractéristique du matériau en considérant une propriété d'usage donnée. Les essais homogènes permettent d'imposer le même état de contraintes et de déformations en chaque point de l'éprouvette, ce qui permet de déterminer des lois de comportement pour le matériau étudié.

Nous nous intéressons particulièrement aux essais homogènes, qui correspondent à ceux réalisés pendant cette thèse.

#### Essai non homogène : l'orniéreur

L'orniéreur a pour but de tester la résistance à l'orniérage des matériaux bitumineux en laboratoire. L'essai consiste à soumettre une plaque d'enrobé à des chargements répétés, à l'aide d'une roue équipée d'un pneu qui effectue des mouvements de va et vient, dans les conditions de charge et de pression voisines des sollicitations engendrées par les véhicules lourds, ce qui produit des déformations permanentes. L'équipement d'essai est montré en figure 1.26. Cet essai empirique permet plus de valider un matériau pour une utilisation routière que de quantifier sa tenue à l'orniérage.



FIGURE 1.26: Essai d'orniérage (base documentaire IFSTTAR/MAST/MIT)

La profondeur de l'ornière est relevée en fonction du nombre de passages. L'essai est réalisé suivant la norme NF EN 12697-22+A1 (EN, 2004d).

La norme NF EN 13108-1 (EN, 2007c) définit des seuils de pourcentage d'ornière pour un nombre de cycles donné en fonction du type d'enrobé testé.

La figure 1.27 montre des coupes de plaques d'enrobé avant et après l'essai à l'orniéreur.



FIGURE 1.27: Coupes d'éprouvettes après et avant essai à l'orniéreur (base documentaire IFST-TAR/MAST/MIT)

Cet essai est bien représentatif de la situation réelle des enrobés routiers car il permet de soumettre le matériau à des sollicitations mécaniques proches de celles que subissent les chaussées. Cet essai est donc un bon essai de validation des matériaux pour une utilisation routière. Cependant, il ne permet pas de prédire l'orniérage dans une chaussée réelle car les conditions aux limites et les conditions de chargement ne sont pas les mêmes. Notamment, il ne permet pas de prendre en compte l'influence des variations de températures, de la vitesse de circulation et du balayage latéral des roues dans sa configuration actuelle.

### Essais homogènes

On peut distinguer deux types d'essais homogènes : les essais uniaxiaux, où on applique une charge selon une direction constante, et les essais triaxiaux, où applique en plus une pression de confinement à l'éprouvette.

- Essais de fluage uniaxial

Les essais de fluage uniaxial soumettent une éprouvette cylindrique à une charge axiale constante, et les déformations axiale et radiale de l'éprouvette sont mesurées. Lors d'essais de fluage uniaxial, on peut observer trois phases d'évolution des déformations, comme le montre la figure 1.28. L'étude dont provient cette figure, effectuée par (Taherkhani and COLLOP, 2006), montre que pendant phase de fluage primaire, les déformations s'accumulent rapidement. La vitesse de déformation initialement élevée diminue et se stabilise pendant la phase de fluage secondaire. Finalement, pendant la phase de fluage tertiaire, la vitesse de déformation augmente rapidement et le matériau arrive à la rupture.

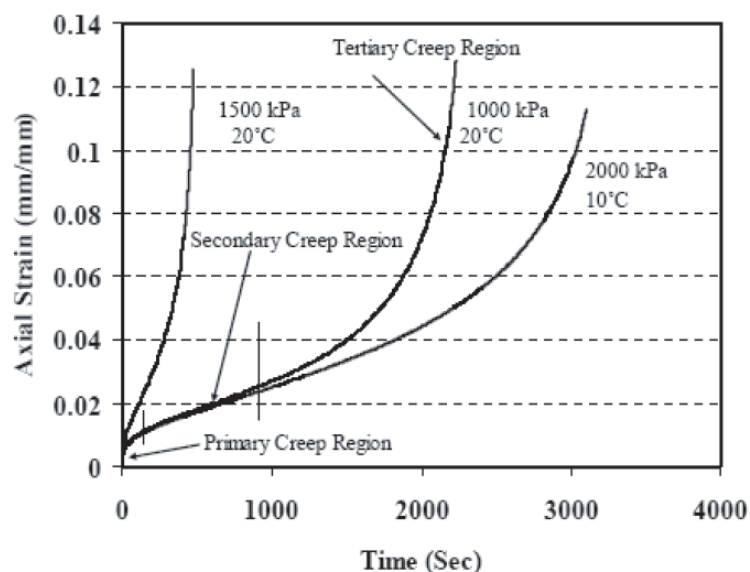


FIGURE 1.28: Déformations axiales en fonction du temps pour trois essais de fluage uniaxial (Taherkhani and COLLOP, 2006)

Ces trois phases du comportement du matériau sont appelées fluage primaire, secondaire et tertiaire. Cependant, elles ne correspondent pas aux mêmes phénomènes physiques. Le "fluage primaire" est le résultat de la réponse viscoélastique du matériau au chargement imposé en créneau, en plus des premiers instants d'écoulement viscoplastique. Le "fluage secondaire" correspond bien à une phase dominée par l'écoulement viscoplastique de la matière. Le "fluage tertiaire" arrive lorsque la dilatation du matériau augmente au-delà d'un certain seuil. Ceci indique que le matériau perd en cohésion. Cette phase montre donc un comportement endommageable du matériau qui le mène à sa ruine.

Bien que le comportement des enrobés dépende fortement de l'état triaxial des contraintes, l'essai uniaxial est le plus couramment utilisé car l'essai triaxial thermorégulé est difficile à réaliser.

- Essais de fluage triaxial

Les essais triaxiaux diffèrent des essais uniaxiaux par l'application d'une contrainte de confinement constante dans le temps en plus de la charge axiale constante. La température d'essai doit aussi être contrôlée. La campagne d'essais triaxiaux de fluage réalisée par (Sohm, 2011), ainsi que ses principaux résultats et conclusions est présentée en 1.2.9.

### 1.2.6 Méthode française de formulation des enrobés routiers

L'étude de formulation a pour objectif de déterminer la composition du mélange, à savoir la composition granulométrique des fractions minérales et la teneur en liant, de sorte que le matériau ait un comportement satisfaisant une fois en place dans la chaussée. La plupart

des méthodes de formulation déterminent la composition du mélange au terme d'un processus d'étude à partir d'essais de laboratoire servant à déterminer des caractéristiques reliées de manière plus ou moins directe aux propriétés recherchées sur la chaussée. Les méthodes d'étude comportent en général deux grandes phases :

- Une première détermination de la composition granulaire et de la teneur en liant est réalisée, avec l'objectif que les granulats soient correctement enrobés afin d'assurer la durabilité du mélange et que le matériau puisse être compacté sur chantier au pourcentage de vides souhaité.
- Une vérification est ensuite effectuée par des essais mécaniques pour juger du bon comportement et des performances escomptés. Dans la méthode française actuelle de formulation des enrobés routiers, ces essais mesurent : la compactabilité du mélange (PCG), sa tenue à l'eau (Duriez), sa résistance aux déformations permanentes (orniérage), le module complexe du matériau à différentes fréquences et températures, ainsi que sa résistance à la fatigue (figure 1.29). Il revient au maître d'ouvrage de déterminer le niveau de performance souhaité, selon le type de travaux à réaliser et le trafic prévu.

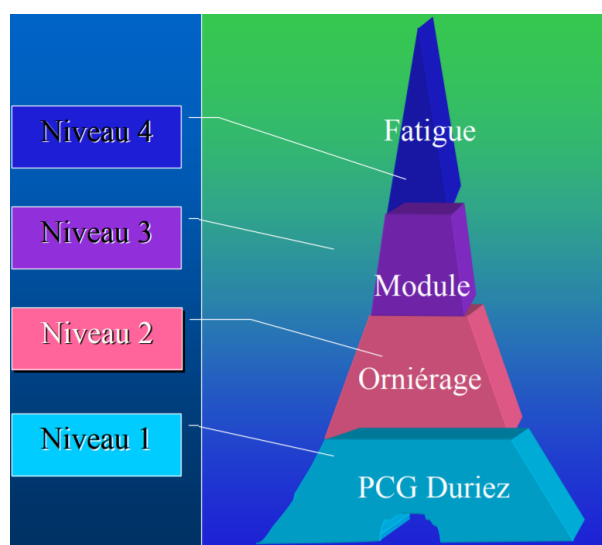


FIGURE 1.29: Epreuve de formulation française des enrobés bitumineux

### Niveau 1 : Compactabilité et tenue à l'eau

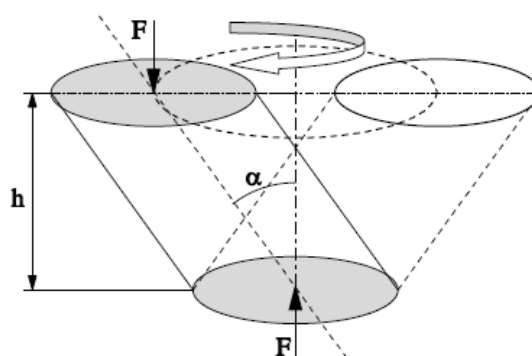
Le premier niveau d'exigence vis-à-vis des performances des enrobés bitumineux comprend la maniabilité du matériau, caractérisée par un essai à la presse à cisaillement giratoire (PCG), et sa résistance à l'eau, déterminée par la méthode d'essai Duriez.

L'essai à la presse à cisaillement giratoire (PCG), décrit par la norme EN 12697-31 (EN, 2004a), nécessite de placer le mélange bitumineux foisonné dans l'appareil montré en figure 1.30a. Le principe d'essai est montré en figure 1.30b. Un piston exerce une force  $F$  constante à un moule cylindrique contenant le matériau foisonné. Ce moule est incliné de  $1,25^\circ$  et décrit un mouvement giratoire à 30 tours/minute. Le matériau est compacté pour un nombre de girations

fixé, et l'évolution de sa compacité est mesurée. La norme NF EN 13108-1 (EN, 2007c) donne les gammes de compacité à respecter pour chaque type et classe de matériau bitumineux en fonction d'un nombre de girations imposé. Cet essai permet de mesurer l'évolution de la compacité du matériau en fonction du nombre de girations, ce qui est utilisé comme critère de formulation des enrobés, étant donné que ce mode de compactage traduit la relation linéaire entre le nombre de passes d'un rouleau compacteur de chantier et le nombre de girations (Dongmo-Engeland, 2005).



(a) Presse à cisaillement giratoire de type PCG3



(b) Schéma de principe de l'essai à la presse à cisaillement giratoire

FIGURE 1.30: Essai de compactage à la Presse à Cisaillement Giratoire (base documentaire IFSTTAR/MAST/MIT)

L'essai Duriez, défini par la norme EN 12697-12 (EN, 2008), est un essai de compression simple qui a pour but de déterminer la tenue à l'eau d'un matériau bitumineux pour un compactage donné. Deux jeux d'éprouvettes du même matériau élaborées selon le même processus sont soumises à un essai de compression après conservation à 18°C à l'air pour le groupe témoin et en immersion pour le deuxième groupe. La tenue à l'eau est caractérisée par le rapport des résistances à la compression des éprouvettes immergées par rapport à celles des éprouvettes non immergées. La figure 1.31 montre un essai Duriez. Ce niveau 1 est a priori parfaitement applicable à un enrobé destiné à une utilisation ferroviaire.





FIGURE 1.31: Essai Duriez (base documentaire IFSTTAR/MAST/MIT)

### **Niveau 2 : Résistance à l'orniérage**

Cet essai a été présenté à la section 1.2.5 est réalisé suivant la norme NF EN 12697-22+A1 (EN, 2004d). La norme NF EN 13108-1 (EN, 2007c) définit des seuils de pourcentage d'ornièrisme pour un nombre de cycles donné en fonction du type d'enrobé testé. Cet essai est le seul de la méthode de formulation qui ne puisse pas être réutilisé directement pour un enrobé utilisé dans une structure ferroviaire.

### **Niveau 3 : Module de rigidité**

Comme vu à la section 1.2.2, les essais de module complexe visent à caractériser la rigidité du matériau pour différentes températures et différences fréquences de sollicitation. Pour ce faire, on les soumet à un chargement sinusoïdal. L'essai est défini par la norme EN 12697-26 (EN, 2004b). On mesure la force, le déplacement et l'angle de phase pour déterminer le module complexe. La figure 1.32 montre un appareil d'essai de module complexe sur des éprouvettes d'enrobé bitumineux trapézoïdales. La norme NF EN 13108-1 (EN, 2007c) définit les valeurs de module minimales à respecter pour chaque type et classe d'enrobé bitumineux. On se réfère généralement à la valeur de module pour une température de 15°C et une fréquence de sollicitation de 10 Hz.





FIGURE 1.32: Essai de module complexe et de fatigue (base documentaire IFST-TAR/MAST/MIT)

#### Niveau 4 : Comportement en fatigue

Selon (Di Benedetto and Corté, 2005), l'essai de caractérisation de module complexe décrit précédemment peut aussi être utilisé pour caractériser le comportement en fatigue des enrobés bitumineux. Pour l'essai défini par la norme NF P 98-261-1, les éprouvettes trapézoïdales sont encastrées à leur base et on leur impose un déplacement sinusoïdal. La force nécessaire pour maintenir l'amplitude de déplacement est mesurée pendant l'essai, et on considère que l'éprouvette est rompue lorsque cette force chute de moitié. La droite de fatigue est déterminée à partir des points expérimentaux par une régression linéaire en coordonnées bilogarithmiques entre le nombre de cycles à la rupture et le niveau de déformation. On en déduit le niveau de déformation qui aurait mené à la rupture à  $10^6$  cycles  $\epsilon_6$ .  $\epsilon_6$  à  $10^\circ\text{C}$ , 15 Hz est retenu comme valeur spécifiée pour les matériaux bitumineux utilisés en couche d'assise ou de renforcement. Cet essai est directement utilisable pour les enrobés utilisés dans les structures ferroviaires.

#### Conclusions

Dans le cas où on souhaiterait mettre en place une méthode de formulation des enrobés bitumineux destinés à être utilisés dans le contexte ferroviaire, la plupart de ces essais pourraient sans doute être utilisés tels quels, en adaptant simplement les niveaux de performance exigés aux chargements spécifiques aux voies ferrées.

L'essai de tenue à l'eau teste une éprouvette cylindrique en compression simple. La géométrie de l'éprouvette est indépendante de la situation d'utilisation réelle du matériau. L'essai peut donc être repris tel quel pour les enrobés utilisés dans un contexte ferroviaire. L'essai de compactibilité à la PCG peut aussi être réutilisé à condition d'adapter l'effort de compactage en

fonction de la taille des engins de compactage utilisés en pratique. Les essais de module complexe et de fatigue caractérisent des grandeurs intrinsèques au matériau, qui sont utilisées pour le dimensionnement des couches bitumineuses. Cette approche du dimensionnement peut assez bien être transposée aux charges ferroviaires par le calcul ou la simulation numérique.

Cependant, l'essai d'orniérage représente spécifiquement un pneu parcourant la route de manière répétée. La transmission de la charge du pneu vers la chaussée n'est évidemment pas représentative de la transmission de la charge d'une roue de train à une potentielle couche bitumineuse à travers le rail et tous les éléments de fixation. Il faudrait donc développer un nouvel essai similaire à celui-ci, qui serait adapté au contexte ferroviaire. C'est en partie pour cette raison que cette thèse se focalisera sur le comportement viscoplastique, c'est-à-dire sur l'accumulation de déformations permanentes, des enrobés bitumineux, et essaiera d'en appliquer les résultats au contexte ferroviaire.

### 1.2.7 Modélisation des comportements viscoplastiques

Des lois de comportement 3D sont utilisées pour avoir une description complète de la viscoplasticité des enrobés. La viscoplasticité diffère de la plasticité classique par le fait qu'on autorise l'état de contraintes à sortir de la surface de charge.

Un modèle viscoplastique est défini par les notions suivantes :

- La partition des déformations, qui définit la décomposition du tenseur des déformations totales.

$$\bar{\bar{\epsilon}} = \bar{\bar{\epsilon}}^e + \bar{\bar{\epsilon}}^{vp} \quad (1.12)$$

- La loi d'écoulement. Elle définit le tenseur du taux de déformations viscoplastiques  $\dot{\bar{\bar{\epsilon}}}^{vp}$ . Ce tenseur donne la direction et la vitesse de l'écoulement. La direction de l'écoulement est déterminée grâce à un potentiel d'écoulement  $g$ . L'hypothèse de normalité généralisée associée aux phénomènes dissipatifs instantanés permet d'écrire la loi d'écoulement plastique de la manière suivante :

$$\dot{\bar{\bar{\epsilon}}}^{vp} = \gamma \frac{\partial g}{\partial \bar{\bar{\sigma}}} \quad (1.13)$$

$\gamma$  est un scalaire qui donne la vitesse de l'écoulement. Il est appelé multiplicateur plastique.

- La surface de charge, surface seuil ou fonction seuil  $f$  définit le domaine élastique, l'espace des états de contraintes dans lequel le matériau se déforme de manière réversible.

La loi d'écoulement viscoplastique de Perzyna (Perzyna, 1966) est la plus utilisée notamment pour la modélisation du comportement viscoplastique des enrobés bitumineux. Elle définit le tenseur des taux de déformation comme suit :

$$\dot{\bar{\bar{\epsilon}}}^{vp} = \frac{1}{\eta} \phi(f) \frac{\partial g}{\partial \bar{\bar{\sigma}}} \quad (1.14)$$

$$\dot{\bar{\bar{X}}} = \frac{1}{\eta} \phi(f) \mathbf{H} : \frac{\partial g}{\partial \bar{\bar{\sigma}}} \quad (1.15)$$

Avec

$$\phi(f) = \left\langle \frac{f(\sigma, X)}{f_0} \right\rangle^N \quad (1.16)$$

$\dot{\bar{\varepsilon}}^{vp}$  est le tenseur des taux de déformations viscoplastiques.

$f$  est la fonction seuil. Elle est scalaire et homogène à une contrainte.

$f_0$  est un coefficient positif homogène à une contrainte permettant de normaliser l'expression de  $\phi$ .

$g$  est le potentiel d'écoulement, aussi homogène à une contrainte. Lorsqu'on utilise l'hypothèse  $g = f$ , on parle d'écoulement associé ou normal.

$\bar{\sigma}$  est le tenseur des contraintes.

$\eta$  est un coefficient positif homogène à une viscosité.

$N$  est un exposant réel positif.

$\mathbf{X}$  désigne les variables d'écrouissage.  $\mathbf{X}$  peut être scalaire ou tensoriel.

$\mathbf{H}$  est un tenseur ou un scalaire déterminant l'évolution des variables d'écrouissage.

Pour une grandeur scalaire  $Y$ ,  $\langle Y \rangle = Y$  si  $Y$  est positif, et  $\langle Y \rangle = 0$  si  $Y$  est négatif.

- Les lois d'écrouissage.

Les déformations permanentes proviennent de la modification de la structure interne du matériau. Cette évolution peut s'accompagner d'un changement des propriétés mécaniques du matériau. Le domaine élastique peut être modifié en position ou en dimension dans l'espace des contraintes. On introduit donc des variables d'écrouissage  $\mathbf{X}$  pour caractériser l'évolution du domaine élastique. Les deux principaux types d'écrouissage sont l'écrouissage cinématique et l'écrouissage isotrope.

Selon (Lemaitre et al., 1996), l'écrouissage cinématique correspond à une translation du domaine élastique. La figure 1.33 montre l'évolution de ce domaine dans l'espace des contraintes ( $N_1, N_2$ ), ainsi que la réponse correspondante en traction-compression dans le diagramme ( $\varepsilon, \sigma$ ).

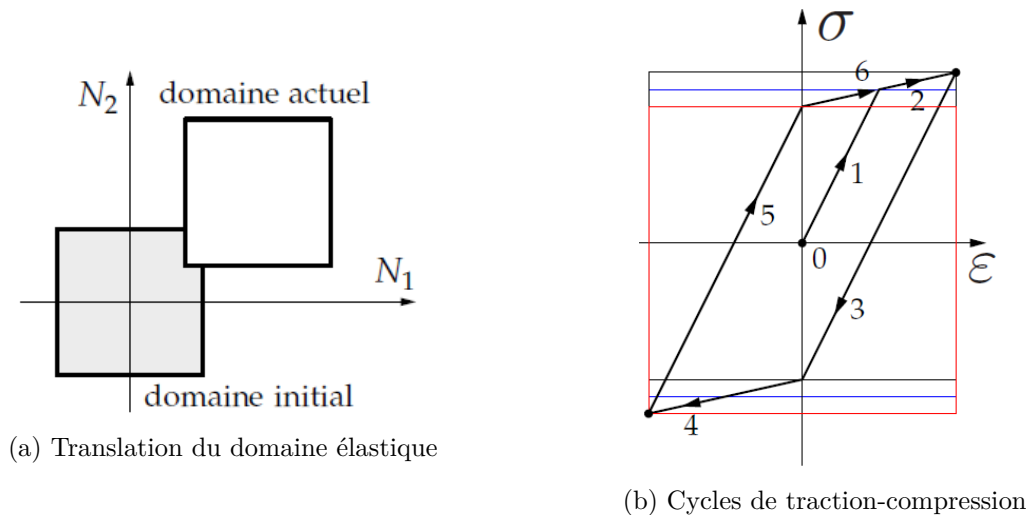


FIGURE 1.33: Ecrouissage cinématique (Oudin, 2009)

L'écrouissage isotrope correspond à une dilatation de la surface de charge par homothétie. La figure 1.34 montre l'évolution du domaine élastique et la modélisation d'un essai de traction-compression utilisant cette hypothèse.

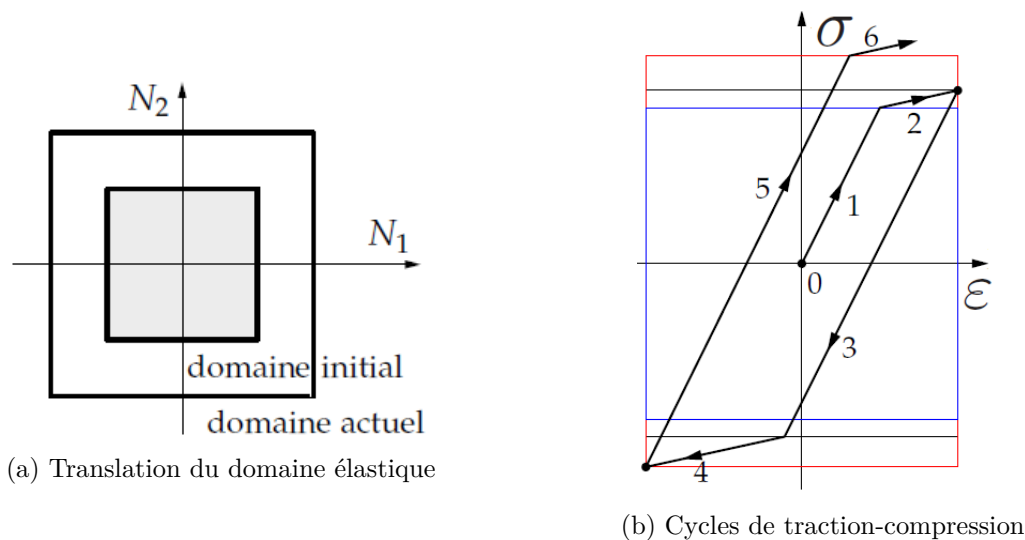


FIGURE 1.34: Ecoulement isotrope (Oudin, 2009)

- Le critère de rupture, qui caractérise la rupture du matériau.

Dans le cas des enrobés bitumineux, les paramètres cités précédemment dépendent de la température et de la vitesse de sollicitation. Ceci est notamment vrai dans le cas du paramètre de viscosité  $\eta$ .

### 1.2.8 Modèles pour la prédiction du fluage des enrobés bitumineux

De manière générale, on suppose que la déformation totale d'un enrobé bitumineux peut être décomposée en une composante réversible viscoélastique  $\varepsilon^{ve}$  et une composante irréversible viscoplastique  $\varepsilon^{vp}$  (Saadeh et al., 2007), (Darabi et al., 2011). Quelques modèles pour la composante viscoélastique ont été mentionnés au paragraphe 1.2.2.

$$\varepsilon = \varepsilon^{ve} + \varepsilon^{vp} \quad (1.17)$$

#### Modèles non associés

Les modèles existant dans la littérature visant à prédire les déformations permanentes des matériaux bitumineux en conditions de fluage ou de compression cyclique utilisent pour la plupart la loi d'écoulement de Perzyna.

Un écoulement non associé est généralement considéré afin de modéliser l'écoulement précisément (Darabi et al., 2011), (Darabi et al., 2012).

Dans la grande majorité des modèles recensés, la fonction seuil ainsi que le potentiel d'écoulement considérées sont des fonctions de type Drucker-Prager, comme dans le cas des modèles proposés par (Masad et al., 2005), (Darabi et al., 2011) et (Masad and Little, 2011). Certains modèles tiennent compte l'endommagement du matériau en plus de la composante viscoplastique pure pour prédire les déformations permanentes (Darabi et al., 2011), (You et al., 2012),

(Sun and Zhu, 2013), (Zhu and Sun, 2013), (Gibson et al., 2003), (Schwartz et al., 2004). Ils peuvent aussi tenir compte de l'anisotropie de la structure interne des enrobés (Tashman et al., 2005a), ou de l'histoire de chargement du matériau (Subramanian et al., 2013).

Par exemple, le modèle proposé dans (Darabi et al., 2011) se présente de la manière suivante :

$$\dot{\bar{\varepsilon}}^{vp} = \Gamma^{vp} \left\langle \frac{f}{\sigma_y^0} \right\rangle^N \frac{\partial g}{\partial \bar{\sigma}}, \quad (1.18)$$

avec  $\Gamma^{vp}$  le paramètre de viscosité viscoplastique équivalent au  $\frac{1}{\eta}$  mentionné en 1.2.7 et  $\sigma_y^0$  l'équivalent de notre notation  $f_0$ .

La fonction seuil  $f$  proposée est :

$$f = \tau - \alpha I_1 - \kappa(\varepsilon_e^{vp}), \quad (1.19)$$

où  $\alpha$  est un paramètre relatif à la friction interne du matériau,  $\kappa(\varepsilon_e^{vp})$  est la fonction d'érouissage isotrope associée aux caractéristiques cohésives du matériau, qui dépend de la déformation viscoplastique effective  $\varepsilon_e^{vp}$ .  $I_1 = \sigma_{kk}$  est le premier invariant de contraintes.  $\tau$  est la contrainte déviatorique effective, modifiée pour différencier le comportement en compression et en traction des enrobés bitumineux :

$$\tau = \frac{\sqrt{J_2}}{2} \left[ 1 + \frac{1}{d} + \left(1 - \frac{1}{d}\right) \frac{J_3}{\sqrt{J_2^3}} \right], \quad (1.20)$$

avec  $J_2 = \frac{3s_{ij}s_{ij}}{2}$  et  $J_3 = \frac{9s_{ij}s_{jk}s_{ki}}{2}$  les deuxième et troisième invariants du déviateur des contraintes déviatoriques  $\bar{s}$  respectivement.  $d$  est un paramètre donnant la différence de comportement en traction et en compression des matériaux bitumineux. Par ailleurs, la fonction d'érouissage  $\kappa$  s'écrit :

$$\kappa = \kappa_0 + \kappa_1(1 - \exp(-\kappa_2\varepsilon_e^{vp})) \quad (1.21)$$

$\kappa_0$ ,  $\kappa_1$  et  $\kappa_2$  sont des paramètres déterminés expérimentalement.

La fonction de potentiel d'écoulement utilisée est :

$$g = \tau - \beta I_1 \quad (1.22)$$

$\beta$  est un paramètre différent de  $\alpha$  qui définit le comportement en dilatation ou contraction du matériau.

La composante viscoplastique de ce modèle du comportement des enrobés bitumineux comporte donc 7 paramètres ( $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\Gamma^{vp}$ ,  $N$ ,  $\kappa_0$ ,  $\kappa_1$  et  $\kappa_2$ ). Les auteurs y ajoutent par ailleurs une composante viscoélastique nécessitant 3 paramètres, une loi d'endommagement à 4 paramètres, une loi de sensibilité à la température à 2 paramètres et un couplage thermomécanique à 3 paramètres. Ceci représente un total de 19 paramètres à identifier. Le modèle semble très bien prédire le comportement des enrobés bitumineux lors d'essais uniaxiaux de fluage pour des températures avoisinant les 20°C :

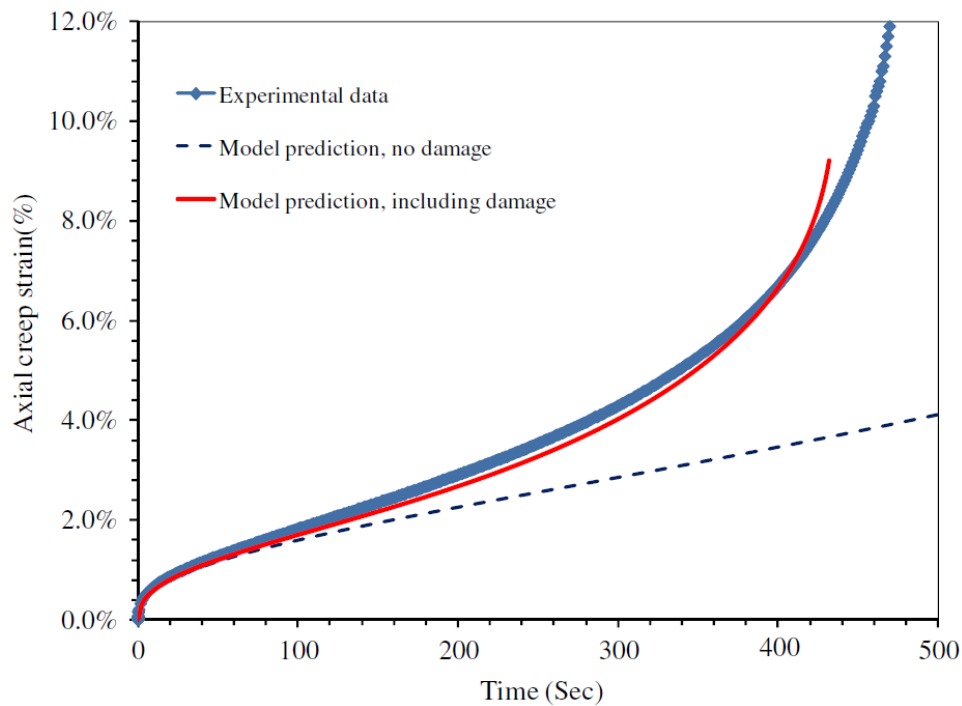


FIGURE 1.35: Résultats expérimentaux et prédictions du modèle pour un essai de fluage uniaxial réalisé à  $T = 20^{\circ}\text{C}$  pour une contrainte axiale de 1500 kPa (Darabi et al., 2011)

La prédiction du modèle est moins précise à des températures plus élevées, mais les différentes étapes du comportement (fluage primaire, secondaire et tertiaire) ainsi que le temps de rupture sont raisonnablement bien représentés.

Nous pensons qu'il est nécessaire de limiter le nombre de paramètres, au moins dans un premier temps, car l'idée est de définir un modèle aussi simple que possible.

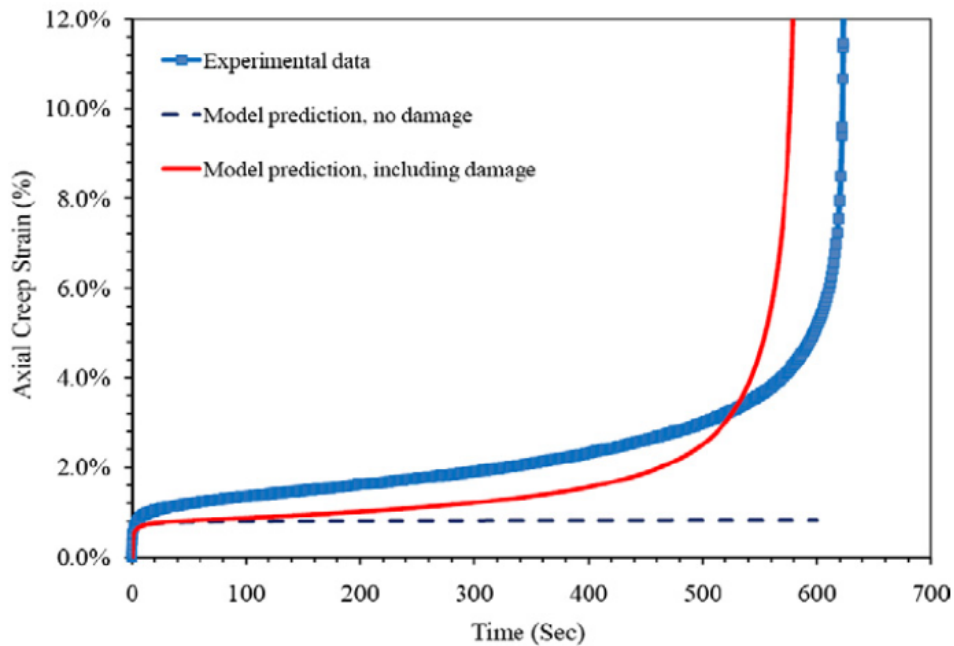


FIGURE 1.36: Résultats expérimentaux et prédictions du modèle pour un essai de fluage uniaxial réalisé à  $T = 40^{\circ}\text{C}$  pour une contrainte axiale de 500 kPa (Darabi et al., 2011)

### Modèles associés

Il existe des modèles utilisant des lois d'écoulement associées. Par exemple, celui proposé par (Tashman et al., 2005b) utilise une fonction seuil de type Drucker-Prager modifiée en modifiant les invariants de contraintes en introduisant un tenseur représentant la microstructure anisotropique.

Une autre approche est celle employée par exemple par (Desai and Zhang, 1987) pour l'étude des sols, où il est utile de tenir compte de l'influence des différents chemins de contraintes. Ici, une loi d'écoulement viscoplastique associée est considérée en utilisant une fonction seuil non linéaire. Ceci permet d'avoir une direction d'écoulement variable en fonction de l'état de contraintes et de l'état d'écrouissage.

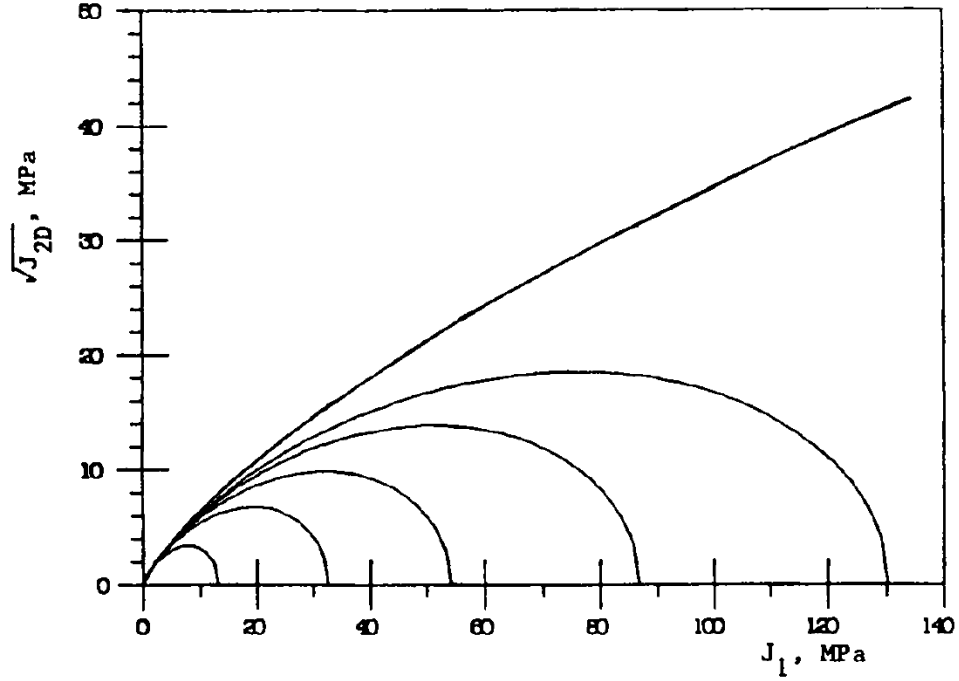


FIGURE 1.37: Fonction seuil considérée et évolution du domaine élastique (Desai and Zhang, 1987)

Des modèles associés avec surface seuil non linéaire comme celui-ci peuvent être utilisés pour modéliser le comportement viscoplastique des enrobés. Nous nous intéressons ici particulièrement au modèle proposé dans (Sohm, 2011).

Le modèle considéré utilise une loi d'écoulement associée de Perzyna.

$$\dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^{vp} = \frac{1}{\eta} \left\langle \frac{f}{f_0} \right\rangle^N \frac{\partial f}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} \quad (1.23)$$

Ce critère est exprimé en fonction des invariants de contraintes  $(p, q)$ , avec  $p = \frac{\sigma_{kk}}{3}$  la contrainte hydrostatique et  $q = \sqrt{\frac{3s_{ij}s_{ij}}{2}}$  le déviateur des contraintes au sens de Von Mises. En choisissant une fonction seuil convexe en  $(p, q)$ , la loi d'écoulement peut s'écrire :

$$\dot{\varepsilon}_v^{vp} = \frac{1}{\eta} \left\langle \frac{f}{f_0} \right\rangle^N \frac{\partial f}{\partial p} \quad (1.24)$$

$$\dot{\varepsilon}_d^{vp} = \frac{1}{\eta} \left\langle \frac{f}{f_0} \right\rangle^N \frac{\partial f}{\partial q} \quad (1.25)$$

avec  $\varepsilon_v^{vp}$  la partie volumique de la déformation viscoplastique et  $\varepsilon_d^{vp}$  sa partie déviatorique. La vitesse d'écoulement viscoplastique  $(\varepsilon_v^{vp}, \varepsilon_d^{vp})$  a donc la même direction que la normale à la fonction seuil,  $\vec{n} = (\frac{\partial f}{\partial p}, \frac{\partial f}{\partial q})$ .  $f_0$  est choisi égal à  $p_0^2$ , avec  $p_0$  une pression de référence choisie par exemple égale à 1 kPa afin de simplifier l'expression de l'équation d'écoulement.



La fonction seuil considérée est un critère parabolique exprimé en fonction de  $p$  et  $q$  :

$$f(p, q) = p^2 - pp_c + \frac{qp_c}{2x_M}, \quad (1.26)$$

avec  $p_c$  et  $x_M$  paramètres d'écroûissage positifs.  $p_c$  est le "seuil de résistance" du matériau à la compression isotrope.  $x_M$  peut être relié aux propriétés de frottement interne du matériau. Cette surface de charge est représentée sur la figure 1.38.

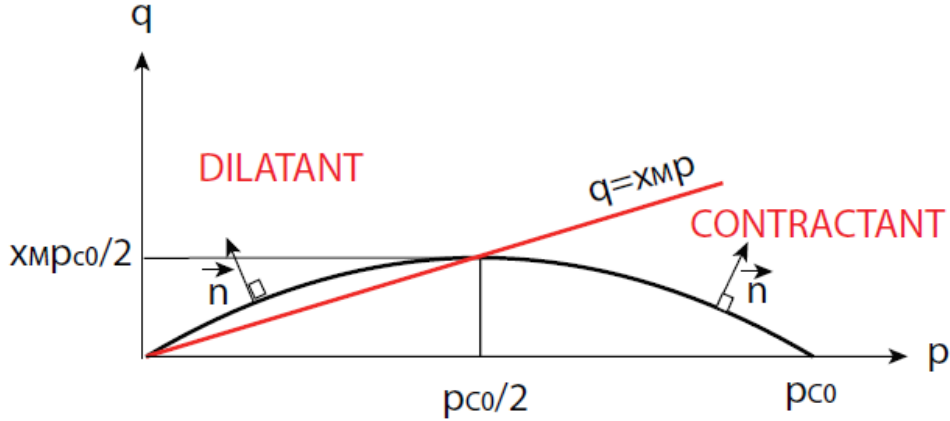


FIGURE 1.38: Surface seuil parabolique utilisée pour le modèle PGS (Sohm, 2011)

Les paramètres d'écroûissage sont définis comme suit :

$$p_c = p_{c0}(1 + c\varepsilon_v^{vp} + e\varepsilon_d^{vp}), \quad (1.27)$$

$$x_m = x_{m_i}(1 + d\varepsilon_v^{vp} + b\varepsilon_d^{vp}), \quad (1.28)$$

avec  $p_{c0}$ ,  $c$ ,  $e$ ,  $x_{m_i}$ ,  $d$  et  $b$  constantes. En ajoutant les paramètres  $N$  et  $\eta$  provenant de la loi d'écoulement de Perzyna, ceci donne un total de 8 paramètres à identifier.

Les paramètres du modèle ont été identifiés grâce à une campagne d'essais expérimentaux de fluage triaxial, qui sera détaillée en 1.2.9. La figure 1.39 montre les déformations axiales et volumiques obtenues expérimentalement et par modélisation pour un déviateur  $q = 400$  kPa et différentes pressions de confinement  $\sigma_r$ .

On remarque que les déformations modélisées respectent le fait que plus la pression de confinement est importante, plus les déformations sont faibles. Pour une pression de confinement de 200 kPa, la courbe bleue de la figure 1.39b montre que le comportement volumique modélisé est uniquement contractant. La figure 1.39a présente les déformations axiales en fonction du temps. Pour les pressions de confinement plus faibles, le comportement volumique modélisé est contractant puis dilatant. Le modèle représente donc bien les phénomènes observés lors de la campagne expérimentale des essais de fluage.

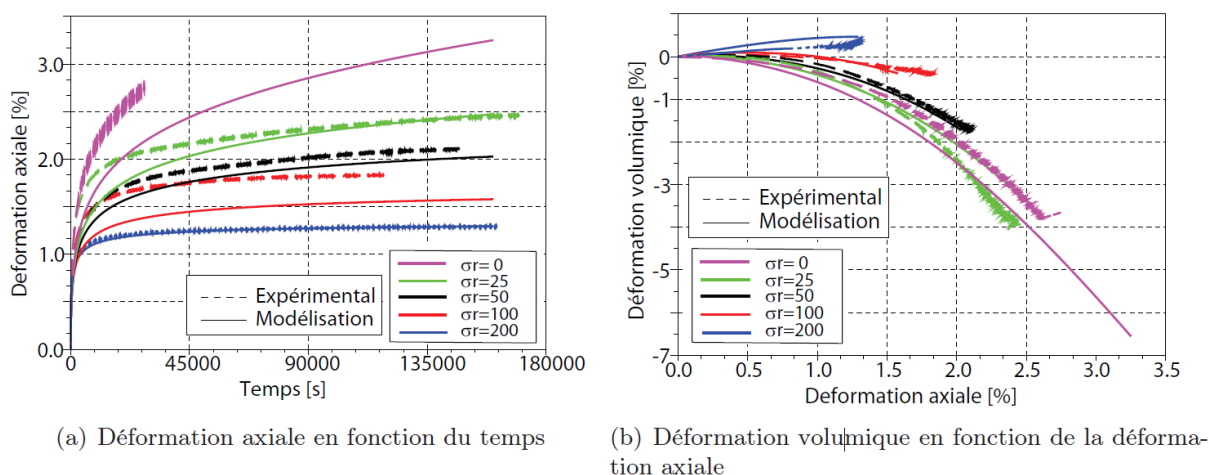


FIGURE 1.39: Déformations axiales et volumiques des essais de fluage à  $q = 400$  kPa,  $T = 20^\circ\text{C}$  et différentes pressions de confinement, obtenues expérimentalement et grâce à la modélisation (Sohm, 2011)

### 1.2.9 Résultats préliminaires d'essais triaxiaux de fluage

Pour cette thèse, je me suis appuyé dans un premier temps sur les essais triaxiaux de fluage réalisés à l'IFSTTAR de Nantes pendant la thèse de J.Sohm (Sohm, 2011). Le but de cette campagne expérimentale était d'étudier l'influence de la température, de la contrainte déviatorique et de la pression de confinement sur la réponse d'un matériau bitumineux à des essais de fluage statique.

Le matériau qui a été étudié est un béton bitumineux semi-grenu 0/10 (BBSG) élaboré avec un bitume de classe 50/70. Ce type d'enrobé est généralement utilisé en couche de roulement sur des routes à faible et moyen trafic. Il a été formulé pour présenter une résistance moyenne à l'orniérage.

#### Caractéristiques de l'enrobé

La formule granulométrique continue 0/10 considérée utilise des fines et des granulats de fractions granulométriques 0/2, 2/4, 4/6 et 6/10 mm, en plus de fines calcaires d'apport. Les proportions des différentes fractions sont les suivantes :

Fraction granulaire	Proportion
6/10	35,5%
4/6	25,0%
2/4	10,0%
0/2	27,0%
Fines d'apport	2,5%

TABLE 1.1: Proportions des différentes fractions granulaires (Sohm, 2011)

La teneur en liant du mélange était de 5,50 ppc (parties pour cent en poids de liant par rapport aux granulats).

Le compactage a été fait au compacteur de plaques MLPC selon la norme NF EN 12697-33+A1 (EN, 2007a). Une compacité de 95% a été visée. En moyenne les éprouvettes avaient un taux de vide de 4,54%, avec un écart type de 0,62 points de pourcentage de vides (soit de 13,6%).

Les plaques d'enrobé ont ensuite été sciées et carottées pour obtenir des éprouvettes cylindriques de diamètre 80 mm et de hauteur 160 mm.

### Performances mécaniques de l'enrobé

Le pourcentage d'ornièrre moyen à 30000 cycles est de 7,2%, pour une valeur maximale prescrite de 10%, selon la norme NF EN 13108-1 (EN, 2007c).

L'essai de module complexe a été réalisé suivant la norme NF EN 12697-26 (EN, 2004c). La norme NF EN 13108-1 prescrit une valeur minimale de module à 15°C et 10 Hz de 5500 MPa. Le BBSG testé avait une valeur de 10431 MPa à 15°C et 10 Hz.

### Principaux résultats des essais réalisés

Lors des essais triaxiaux de fluage statique, les éprouvettes cylindriques d'enrobé bitumineux sont soumises aux charges présentées à la figure 1.40. La contrainte déviatorique vaut  $q = \frac{F}{S}$  ou  $F$  est la force axiale appliquée par le vérin et  $S$  la surface en section de l'éprouvette. L'état de chargement est ensuite maintenu constant pendant la durée de l'essai.

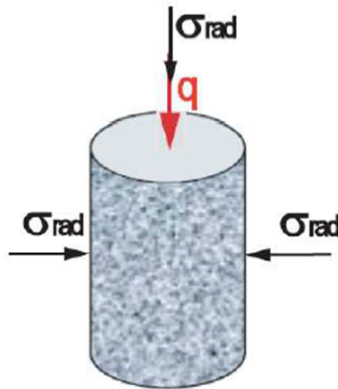
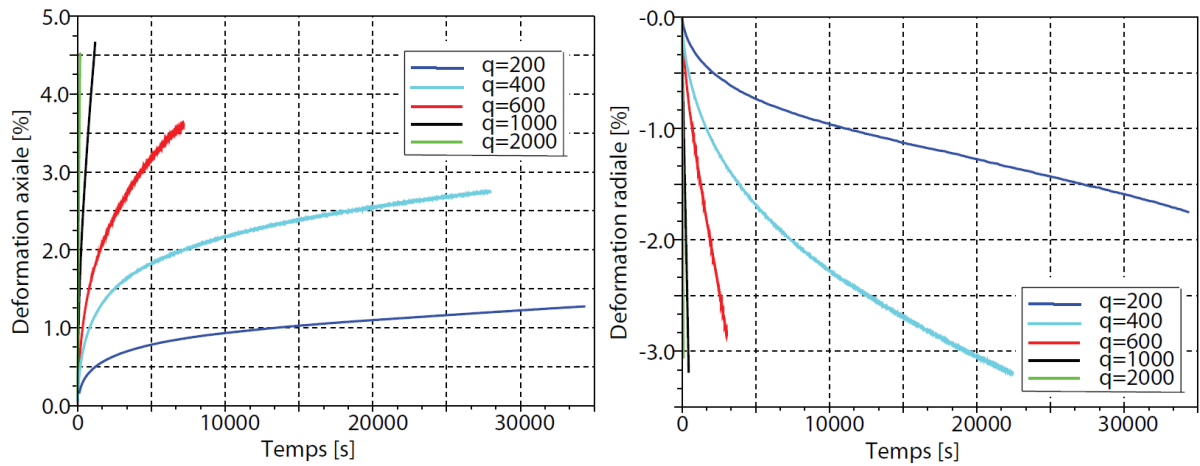


FIGURE 1.40: Chargements appliqués lors d'un essai triaxial de fluage statique (Sohm et al., 2012)

Pendant toute la durée de l'essai, les déformations axiales  $\varepsilon_x$  et radiales  $\varepsilon_r$  sont mesurées et enregistrées. En résultats ont permis de conclure que plus la température est élevée, plus le matériau se déforme rapidement. Cependant, quelle que soit la température de l'essai, pour une pression de confinement non nulle et pour les niveaux de déviateur considérés, les déformations semblent tendre vers un même niveau de déformation final.

Il semble donc que la température n'influe que sur la cinétique et pas sur le comportement "à l'infini" du matériau. On s'intéressera donc par la suite aux résultats des essais effectués à  $t = 20^\circ\text{C}$ .

Les figures 1.41 et 1.42 présentent respectivement les déformations axiales et radiales en fonction du temps et les déformations volumiques en fonction des déformations axiales des essais de fluage pour une pression de confinement  $\sigma_r$  nulle et différents déviateurs des contraintes.



(a) Déformation axiale en fonction du temps (b) Déformation radiale en fonction du temps

FIGURE 1.41: Déformations axiale et radiale en fonction du temps pour des essais de fluage à  $\sigma_r = 0$  kPa et des déviateurs des contraintes  $q$  différents (Sohm, 2011)

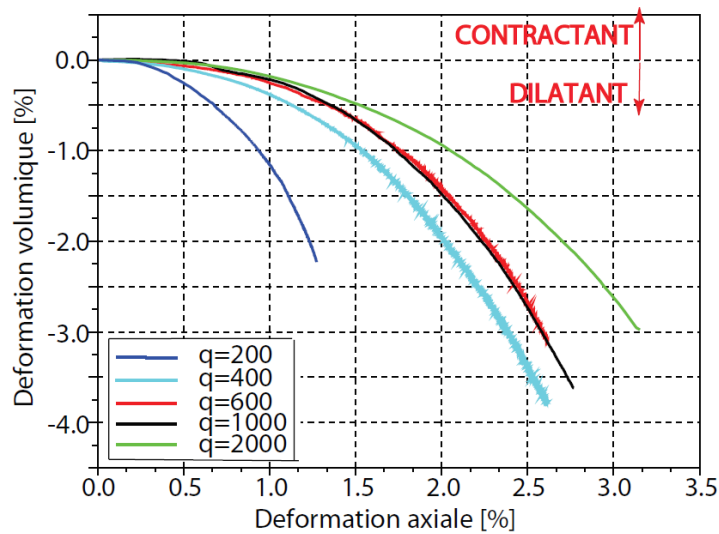


FIGURE 1.42: Déformations volumique en fonction de la déformation axiale pour des essais de fluage à  $\sigma_r = 0$  kPa et des déviateurs des contraintes  $q$  différents (Sohm, 2011)

Des essais similaires ont été réalisés pour des pressions de confinement non nulles. Les observations réalisées ont été les suivantes :

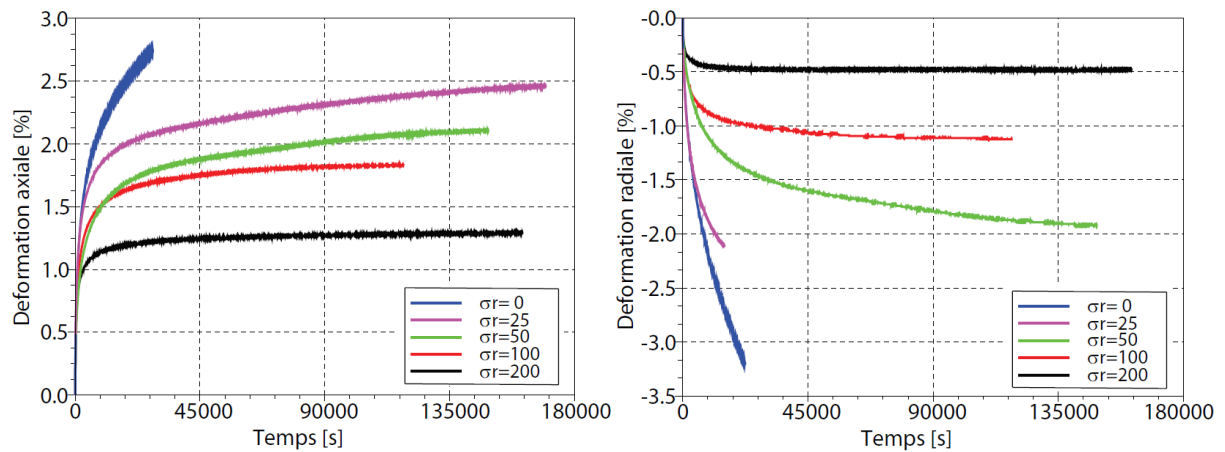
- Plus le déviateur des contraintes est élevé, plus les déformations axiales comme radiales sont élevées, et plus le comportement volumique est dilatant.
- Par ailleurs, à pression de confinement nulle, les déformations, radiales notamment, ne stabi-

lisent pour aucune des valeurs de déviateur appliquées.

- Pour des pressions de confinement élevées, ici de l'ordre de 200 kPa, le comportement est exclusivement contractant.

Pour des pressions de confinement intermédiaires, ici de l'ordre de 100 kPa, le comportement volumique est contractant puis dilatant.

Les figures 1.43 et 1.44 présentent respectivement les déformations axiales et radiales en fonction du temps et les déformations volumiques en fonction des déformations axiales des essais de fluage pour un déviateur des contraintes  $q = 400$  kPa et des pressions de confinement  $\sigma_r$  différentes.



(a) Déformation axiale en fonction du temps

(b) Déformation radiale en fonction du temps

FIGURE 1.43: Déformations axiale et radiale en fonction du temps pour des essais de fluage à  $q = 400$  kPa et des pressions de confinement  $\sigma_r$  différentes (Sohm, 2011)

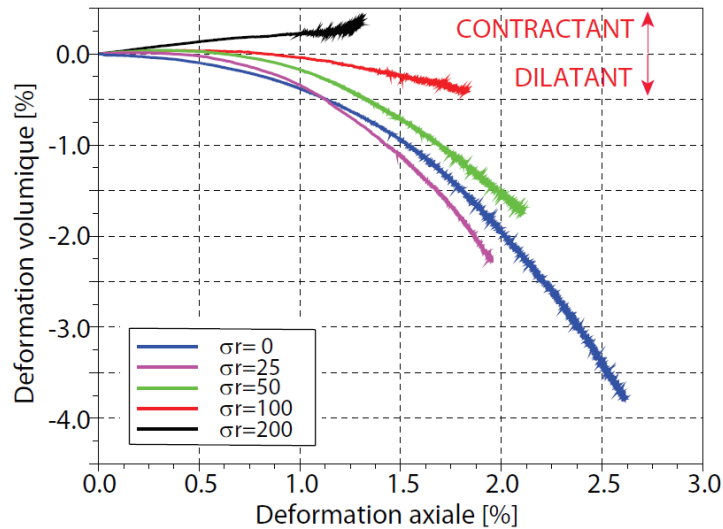


FIGURE 1.44: Déformations volumique en fonction de la déformation axiale pour des essais de fluage à  $q = 400$  kPa et des pressions de confinement  $\sigma_r$  différentes (Sohm, 2011)

Les observations suivantes ont été faites :

- Plus la pression de confinement est élevée, moins les déformations, axiales comme radiales, sont élevées, et plus leur évolution est lente.
- Comme observé précédemment, pour des pressions de confinement élevées, les déformations axiales et radiales tendent à se stabiliser vers des valeurs asymptotiques.

### 1.3 Conclusion

Le projet REVES a pour but de réaliser des structures de voie ferrée sans ballast de faible épaisseur destinées à une utilisation en tunnel. Il faut s'assurer de la tenue dans le temps, d'un point de vue mécanique, de toute solution technique envisagée. La durée de vie des voies est d'environ 50 ans. Le matériau utilisé en tant que couche de structure doit pouvoir assurer le maintien de la géométrie de la voie pendant toute sa durée de vie. Les textes de référence SNCF imposent une tolérance en nivellement de 3 mm maximum. Le but de cette thèse est donc d'élaborer une méthode de prédiction de la déformation permanente de la voie.

Dans un premier temps, cette étude bibliographique nous a permis de comprendre les différentes problématiques liées aux voies ferrées. Nous avons vu que la stabilité de la géométrie de la voie et les opérations de maintenance constituent deux facteurs majeurs pour la construction et la vie d'une voie ferrée. Dans le cas particulier des voies en tunnel, nous avons vu qu'il est intéressant de construire des voies sans ballast pour gagner en gabarit par rapport à une voie ballastée. Nous avons ensuite intégré la contrainte du temps d'interruption de la circulation lors de la construction et la maintenance de la voie. Ceci nous a mené à nous intéresser aux enrobés bitumineux, qui présentent des caractéristiques mécaniques intéressantes pour cette utilisation tout en nécessitant des interruptions de service beaucoup moins longues. Ceci est possible notamment grâce à la faible variation de la température dans les tunnels, ce qui limitera les effets

de la thermosusceptibilité des enrobés. Ensuite, afin de réduire davantage l'épaisseur de la superstructure de la voie, nous avons choisi de nous intéresser à des poses de rail sur appuis continus sur la couche d'enrobé. Ceci doit nous permettre d'atteindre notre but d'épaisseur de superstructure (couche d'enrobé, système de fixation et rail) de 370 mm maximum.

Nous avons donc pour objectif de réaliser un outil de formulation et de dimensionnement des enrobés bitumineux adapté aux sollicitations ferroviaires. Nous avons vu qu'il est possible de s'appuyer en partie sur la méthode de formulation des enrobés bitumineux routiers. Notamment, les essais de détermination de leur résistance à l'eau, de leur module complexe et de leur comportement en fatigue semblent réutilisables tels quels. Seul l'essai d'orniérage semble être inadapté. Il est donc nécessaire d'évaluer la tenue des enrobés en termes de fluage et de déformations permanentes.

Cette thèse s'intéressera à la déformation permanente des enrobés bitumineux par fluage et orniérage. L'étude bibliographique réalisée sur les modèles existants pour ce comportement nous a mené à conclure qu'il est judicieux d'élaborer un modèle fonctionnel d'un point de vue ingénierie. Nous devons donc produire un modèle de comportement du fluage des enrobés bitumineux suffisamment représentatif du comportement pour être utilisable en tant qu'outil de prédiction et de dimensionnement tout en nécessitant relativement peu de paramètres et d'essais expérimentaux pour les identifier. L'idée privilégiée est donc d'utiliser une loi d'écoulement de Perzyna associée avec une surface seuil à deux mécanismes plastiques : un critère de Drucker-Prager complété par un "cap-model", afin de prendre en compte l'influence des pressions de confinement d'une part, et de l'existence d'un comportement contractant des enrobés bitumineux.



## 2 Essais expérimentaux sur GB4

Le but de ce chapitre est de présenter le matériau bitumineux utilisé dans le projet REVES, ainsi que le principe des essais réalisés. Cet enrobé bitumineux est une grave-bitume de classe 4 (GB4) contenant un additif. Cette GB4 a été utilisée pour la réalisation d'un démonstrateur à l'IFSTTAR de Nantes. Le but de ce démonstrateur est de tester une structure de voie de type REVES (sans ballast, avec rails posés sur appuis continus sur une couche d'enrobé bitumineux) en grandeur nature, en la soumettant à des sollicitations dynamiques. Les essais réalisés avec ce démonstrateur ne sont pas l'objet de mon travail ; je ne les présenterai donc pas. Une photo du démonstrateur est toutefois montrée en figure 2.1 à titre informatif. Le matériau bitumineux utilisé pour la réalisation de cette structure est le matériau de référence pour le projet REVES.

Je présente dans un premier temps la caractérisation du matériau. Trois carottes ainsi que du matériau foisonné ont été prélevés sur le démonstrateur afin de les analyser et d'en déterminer la composition (granulométrie, teneur de liant) et la compacité. Nous avons ensuite fabriqué en laboratoire des échantillons de GB4 répondant aux critères déterminés par l'analyse des échantillons prélevés sur le démonstrateur. Le module complexe et la résistance à la fatigue du matériau ont été déterminés en utilisant la méthode de formulation française des enrobés bitumineux. La constitution de la GB4 étudiée ainsi que ses caractéristiques mécaniques sont présentées.

Une campagne d'essais de fluage triaxial a ensuite été réalisée sur des éprouvettes de GB4 élaborées en laboratoire pour en étudier le comportement viscoplastique. Je présente donc dans un deuxième temps la méthode de fabrication des éprouvettes, le principe de l'essai triaxial, le dispositif expérimental utilisé et la procédure expérimentale.

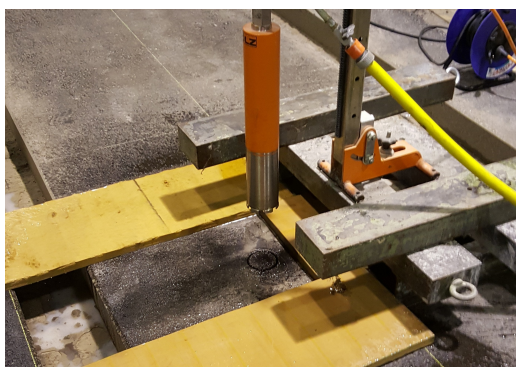


FIGURE 2.1: Structure SySIFe

## 2.1 Caractérisation du matériau

Le matériau est une grave-bitume de classe 4 0/14 de type Optibase, fournie par Colas. Il est réalisé avec un bitume 35/50. La teneur en liant est de 5,05 ppc (parties pour cent) de poids en liant par rapport aux granulats, soit 4,80% du de la masse de l'enrobé sans additif. A ces composants s'ajoutent 0,3% du poids total des granulats et du bitume de "PY", additif polymère également fourni par Colas.

Trois carottes ont été prélevées sur le démonstrateur. Ces carottes font l'épaisseur de la dalle d'enrobé, soit 300 mm. Le carottage de la dalle d'enrobé et les carotes obtenues sont montrées en figure 2.2.



(a) Carottage de la dalle d'enrobé



(b) Carottes extraites

FIGURE 2.2: Prélèvement d'échantillons sur le démonstrateur SySIFe

### 2.1.1 Caractéristiques des l'enrobé

#### Granulométrie

La décomposition du matériau prélevé sur le démonstrateur nous donne une courbe granulométrique continue telle que montrée dans le tableau 2.1.

Diamètre du tamis (mm)	Passants obtenus (%)	Passant théorique (%)
16	98,5	100
14	95,5	96
12,5	89,4	90
10	76,5	77
8	64,8	66
6.3	53,9	56
4	40,3	44
2	28,5	32
1	19,4	24
0,5	13,3	18
0.25	9,5	14
0,125	7,1	10
0,063	5,9	6,5

TABLE 2.1: Proportions des différentes fractions granulaires de la GB4 SySIFe

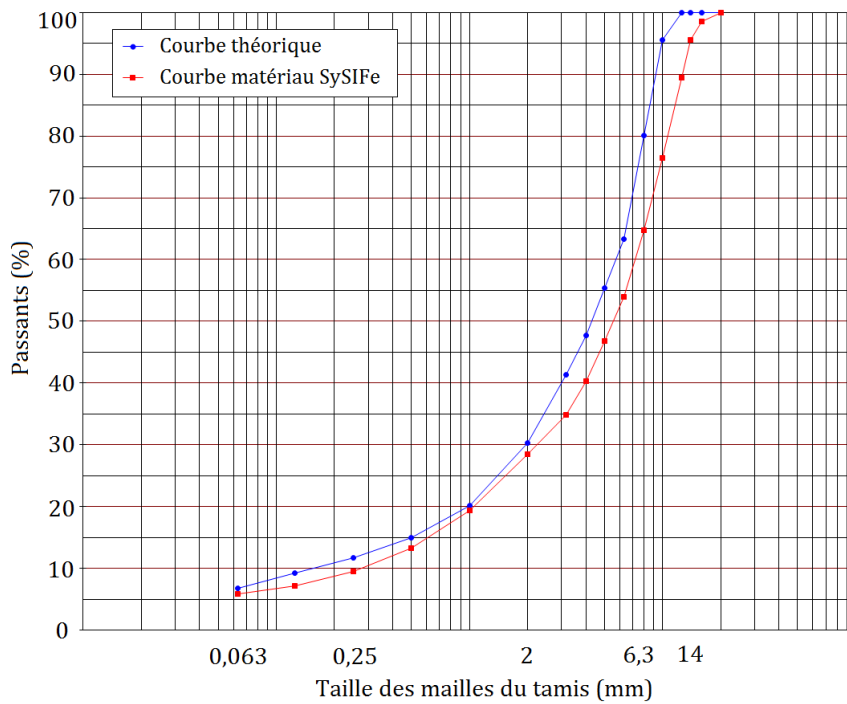


FIGURE 2.3: Courbe granulométrique du matériau prélevé sur le démonstrateur

Pour fabriquer ce matériau en laboratoire, Colas nous a fourni les granulats, le bitume et l'additif utilisés dans la réalisation du démonstrateur. La formule granulométrique utilise des fines d'apport calcaires et des granulats de fractions granulaires 0/2, 2/6, 6/10 et 10/14. Les proportions des différentes fractions sont données dans le tableau 2.2. La courbe granulométrique résultante est donnée en figure 2.3 La masse volumique réelle des granulats est de  $2,640 \text{ g/cm}^3$ . La masse volumique réelle de l'enrobé est de  $2,456 \text{ g/cm}^3$ . L'additif "PY" y est ajouté pendant le mélange aux granulats.

Fraction granulaire	Proportion
10/14	25,2%
6/10	20,0%
2/6	20,2%
0/2	33,1%
Fines d'apport	1,5%

TABLE 2.2: Proportions des différentes fractions granulaires du matériau fabriqué en laboratoire

### Liant bitumineux

Le liant utilisé est un bitume de classe 35/50 provenant de la raffinerie Total de Donges.

### Compacité

Les échantillons ont été auscultés au banc gamma pour déterminer leur densité. Une compacité moyenne d'environ 96% a été déterminée. La table 2.3 donne le pourcentage de vides mesuré pour chaque échantillon. Je viserai donc un taux de vides de 4% lors de la réalisation d'échantillons de GB4 en laboratoire.

Echantillon	1	2	3
Vides (%)	3,7	3,9	3,7

TABLE 2.3: Pourcentages de vides mesurés dans les échantillons prélevés sur le démonstrateur

#### 2.1.2 Module complexe et fatigue

Nous avons vu au paragraphe 1.2.2 que la raideur des enrobés bitumineux dépend de la température et de la fréquence de sollicitation. Le module complexe est la propriété intrinsèque du matériau reliant la contrainte subie par le matériau et sa déformation, dans le domaine fréquentiel. La détermination du module complexe de notre GB4 a été effectuée suivant la norme NF EN 12697-26 (EN, 2004c). Cet essai est un essai de flexion deux points sur des éprouvettes trapézoïdales. Un lot de quatre éprouvettes a été testé à 1, 3, 10, 25, 30 et 40 HZ pour des températures de -10, 0, 10, 15, 20, 30 et 40°C. Le taux de vides moyen de ces éprouvettes

était de 1,8%, avec un écart-type de 0,5%. La figure 2.4 montre les courbes isothermes du module complexe. La valeur du module complexe de ce matériau, à 15°C et 10 Hz, est de 15278 MPa. Selon la norme NF EN 13108-1 (EN, 2007c), une grave-bitume dont le module complexe, à 15°C et 10 Hz, a une valeur supérieure à 11000 MPa est classifié comme grave-bitume de classe 4. Nous avons donc une GB4 avec un module correspondant à un matériau de type EME (Enrobé à Module Elevé) de classe 2, le type de matériau "haut de gamme" utilisé pour les couches structurales des autoroutes. La figure 2.5 montre la courbe maîtresse du module complexe à une température de référence de 15°C. L'assemblage des isothermes montre que son comportement est thermorhéologiquement simple.

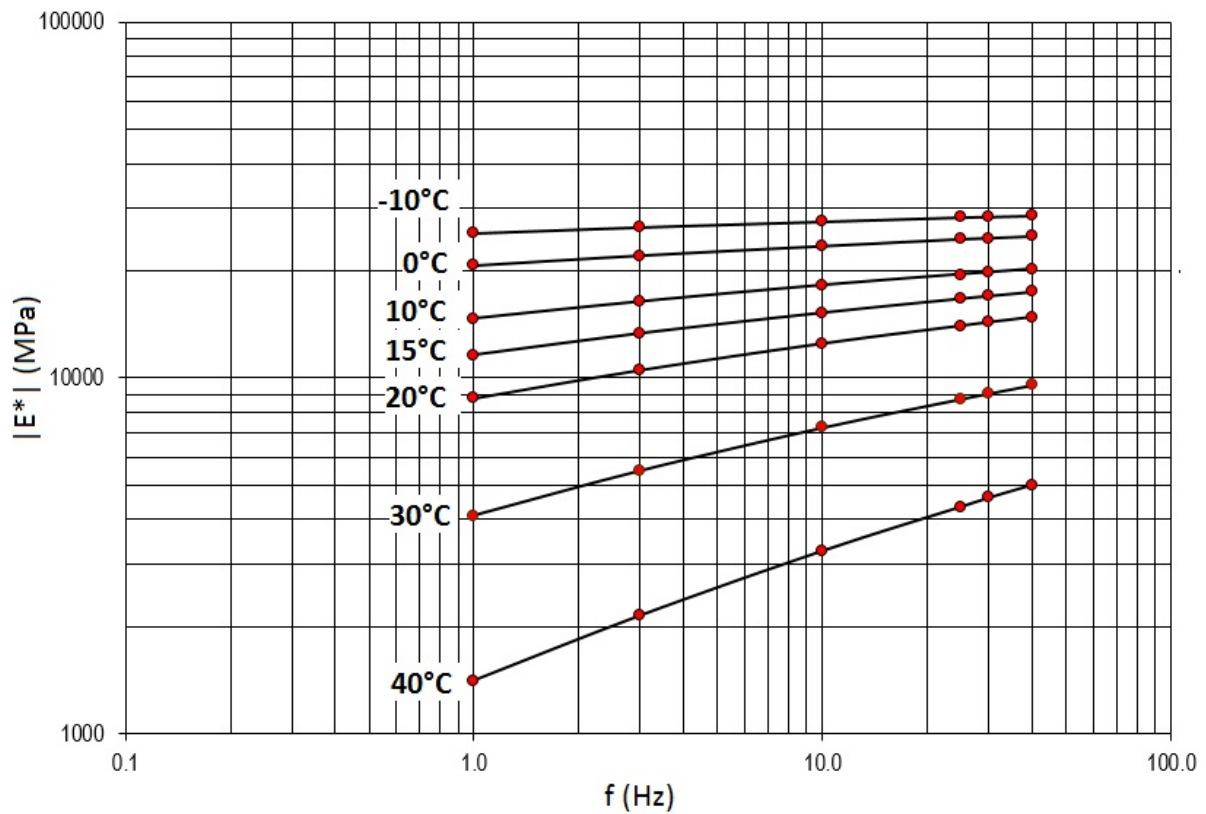


FIGURE 2.4: Isothermes du module complexe

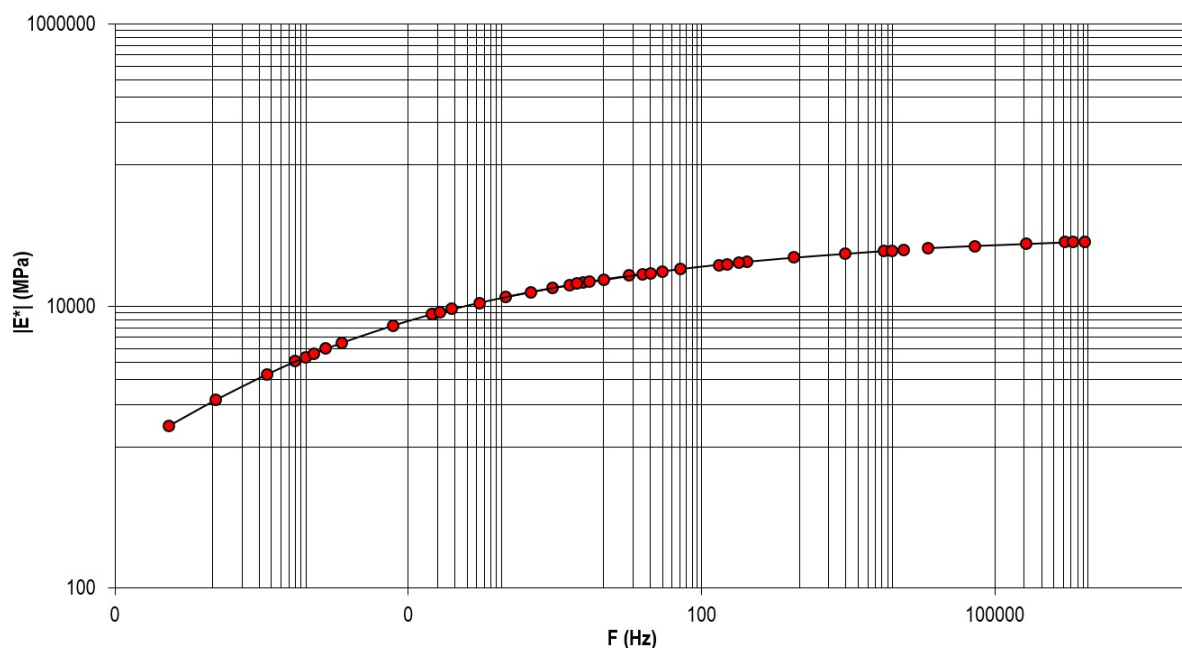


FIGURE 2.5: Courbe maîtresse du module complexe à la température de référence de 15°C

Les figures 2.7 et 2.6 présentent le module complexe dans les espaces de Black et de Cole-Cole respectivement. Les points expérimentaux obtenus à différentes températures et fréquences permettent de définir une courbe unique dans les espaces de Black et Cole-Cole, ce qui montre que ce matériau respecte bien le principe d'équivalence temps-température. Le respect du PETT permet l'extrapolation du comportement des enrobés à différentes températures.

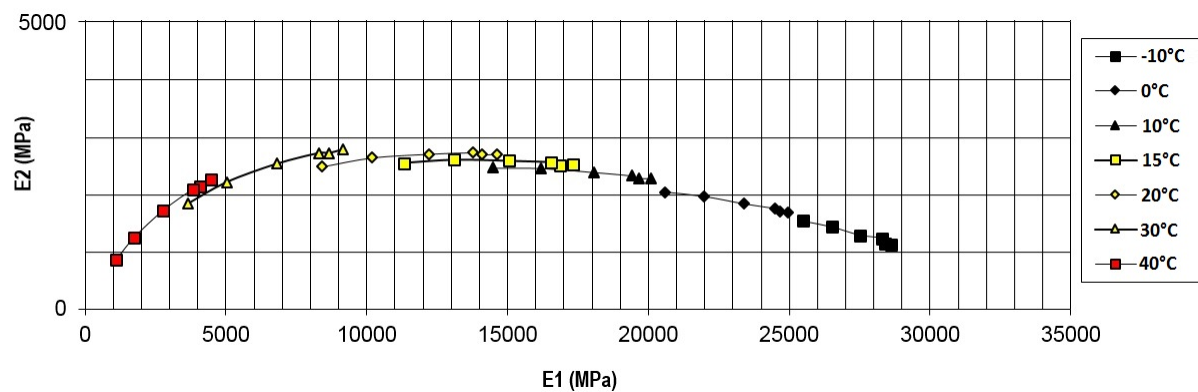


FIGURE 2.6: Module complexe dans le plan de Cole-Cole

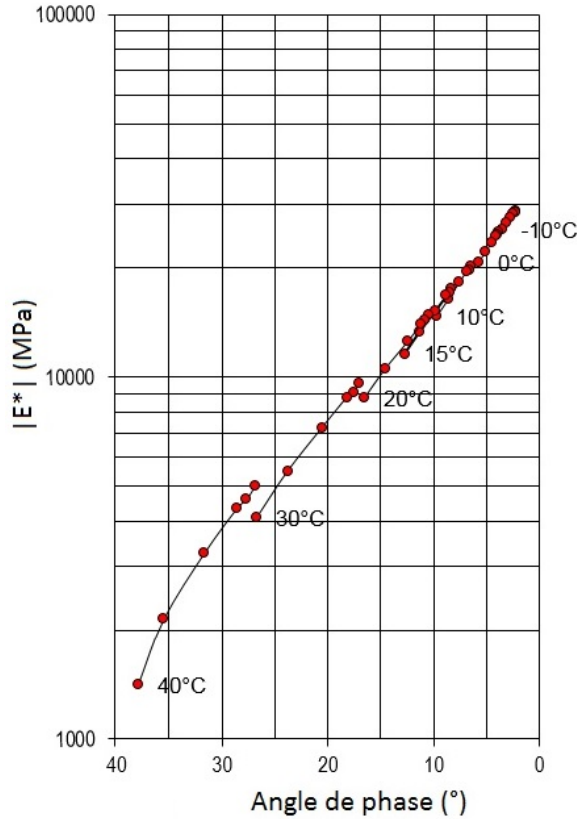


FIGURE 2.7: Module complexe dans l'espace de Black

### Résistance à la fatigue

Des essais de résistance à la fatigue ont été effectués sur 3 lots de 6 éprouvettes de GB4. Les éprouvettes d'un même lot ont été testées à la même déformation imposée, à 10°C et 25 Hz. Le taux de vides moyen de ces éprouvettes était de 1,97%, avec un écart-type de 0,47%. Le nombre de cycles au bout duquel chaque éprouvette est arrivée à la rupture a été relevé. On considère qu'une éprouvette a atteint la rupture lorsque la contrainte nécessaire à maintenir la déformation imposée a été divisée par 2.

La figure 2.8 montre les résultats de ces essais de fatigue. Une régression linéaire a été effectuée sur ces essais pour déterminer la valeur de déformation pour laquelle la durée de vie d'une éprouvette doit être d'un million de cycles. Cette valeur est appelée  $\varepsilon_6$ . Pour notre matériau, on a  $\varepsilon_6 = 132 \cdot 10^{-6}$ , soit 132  $\mu$ def.



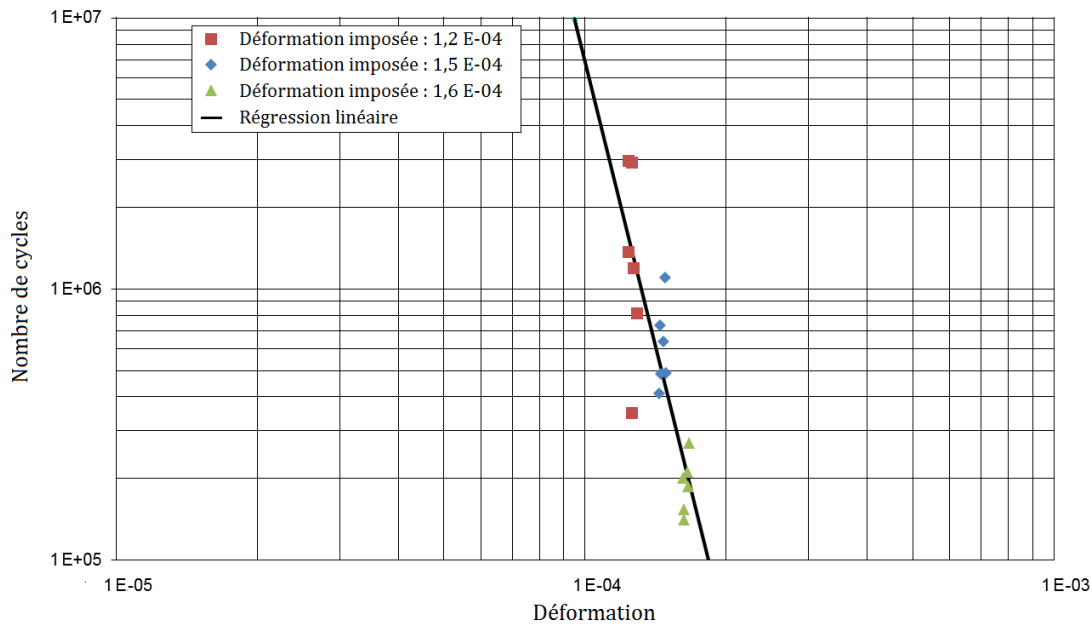


FIGURE 2.8: Résultats des essais de fatigue et régression linéaire

## 2.2 Essai triaxial de fluage

### 2.2.1 Principe de l'essai

Les essais de fluage triaxial consistent à soumettre une éprouvette cylindrique à une charge axiale constante ainsi qu'à une pression de confinement constante dans le temps, comme montré en figure 2.9. Le déviateur appliqué est  $q = \frac{F}{S}$ ,  $F$  étant la force appliquée par le vérin et  $S$  étant la section de l'éprouvette. Le vérin de notre presse est compensé en pression. La contrainte axiale totale est donc  $\sigma_x = \sigma_{rad} + q$ ,  $\sigma_{rad}$  étant la pression de confinement. On peut donc piloter l'essai en déviateur plutôt qu'en contrainte axiale totale. L'enceinte dans laquelle ont été réalisés les essais est localisée dans une pièce climatisée, afin d'assurer son maintien à la bonne température. Dans toutes les campagnes expérimentales réalisées ici, la température sera fixée à 20°C.

Une fois le chargement appliqué, on laisse le matériau se déformer pendant une durée d'environ 4 jours, ou jusqu'à ce que l'un des capteurs soit en fin de course. Les déformations axiale et radiale de l'éprouvette sont calculées à partir de mesures de déplacement obtenues grâce à des capteurs LVDT (Linear Variable Differential Transformer). Le déplacement axial est obtenu en mesurant l'évolution de la distance entre 2 points originellement situés à 100 mm l'un de l'autre. Le déplacement radial est obtenu en mesurant la variation du diamètre de l'éprouvette à la moitié de sa hauteur. Le pas d'enregistrement des données est de 1 seconde.



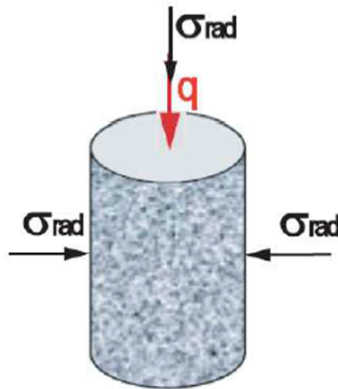


FIGURE 2.9: Principe de l'essai triaxial de fluage (Sohm et al., 2012)

Les étapes suivantes sont respectées lors d'un essai de fluage :

- Application de la pression de confinement  $\sigma_r$ .
- Pilotage de la presse en déplacement jusqu'à ce qu'une force initiale soit obtenue (environ 0,2 kN, soit  $q=0,04$  MPa). Ceci assure le contact avec le vérin et évite les chocs lors du pilotage en force.
- Passage en pilotage en force et application de la contrainte  $q$  souhaitée. Démarrage de l'acquisition des données.

### 2.2.2 Fabrication des éprouvettes pour essai triaxial

Les essais triaxiaux sont réalisés sur des éprouvettes cylindriques de 80 mm de diamètre et d'environ 160 mm de hauteur. Le diamètre des éprouvettes est imposé par celui des casques métalliques à coller sur les éprouvettes et qui permettent de la fixer à l'intérieur de la cellule triaxiale. La hauteur de l'éprouvette est prise de sorte à fixer les plots supportant les capteurs axiaux à une distance de 100 mm l'un de l'autre. Ceci permet, d'une part, d'avoir une mesure globale et d'avoir d'autre part une correspondance directe entre le déplacement du capteur en mm et la déformation axiale de l'éprouvette en %. Ces dimensions sont supérieures à 5 fois la taille du plus grand grain, ce qui permet de les considérer comme des milieux continus et homogènes. Ces dimensions permettent aussi de diminuer les effets de bords lors des essais. J'ai réalisé 42 éprouvettes cylindriques en suivant la méthode de fabrication suivante.

#### Malaxage

Les granulats et l'additif 'PY' sont pesés, puis chauffés à une température de 160°C. Le bitume est également chauffé à 160°C. Les granulats sont malaxés pendant 30 secondes dans le malaxeur MLPC (Matériel du Laboratoire des Ponts et Chaussées). L'additif 'PY' est ajouté et le mélange est malaxé pendant 30 s. La quantité de bitume nécessaire est ensuite ajoutée par pesée différentielle, puis le mélange est malaxé pendant 2 minutes selon la norme NF EN 12697-35+A1 (EN, 2007b).

## Compactage à la PCG

Nous avons choisi de faire le compactage des éprouvettes à la Presse à Cisaillement Giratoire (PCG) plutôt que de fabriquer des plaques. La plaque étant relativement mince, on est obligé de carotter horizontalement. Dans ce cas, l'axe de l'éprouvette cylindrique serait perpendiculaire à la direction de compactage, qui représente la direction de sollicitation d'une chaussée. La PCG donnant des échantillons cylindriques compactés dans la direction de leur axe, il suffit de carotter le cœur de l'échantillon donné par la PCG, puis d'en scier les extrémités pour avoir la hauteur et le diamètre souhaités. Ceci nous permet aussi d'assurer un bon parallélisme des faces et une bonne cylindricité de l'éprouvette.

Le compactage à la PCG permet d'obtenir une densité globale de l'échantillon. Cependant, les effets de bord font que l'échantillon est toujours plus dense en son centre qu'aux bords. Il faut donc savoir quel pourcentage de vides global demander à la presse pour arriver aux 4% de vides visés sur l'éprouvette finale. Une première série d'éprouvettes a été fabriquée pour étalonner le compactage. La table 2.4 montre les résultats de cette première série d'éprouvettes. Les taux de vide donnés en tant que commande à la PCG et les taux de vide obtenus dans chaque éprouvette finale (carotée et sciée) sont donnés. On voit que le taux de vides à donner en commande à la PCG est entre 6% et 7% pour avoir une éprouvette finale à 4% de vides. La commande donnée à la PCG pour la réalisation des éprouvettes sera de 6,5%.

Nous verrons dans le chapitre 4 qu'on a obtenu, sur 21 éprouvettes, un taux de vide moyen de 4,7%, avec un écart-type de 0,5 points de pourcentage.

Eprouvette	4.1	4.2	4.3	5	6	7
Taux de vide - commande PCG (%)	4	4	4	5	6	7
Taux de vide - éprouvette finale (%)	1,3	1,9	2,0	2,3	3,2	4,8

TABLE 2.4: Taux de vides obtenus commandés à la PCG et obtenus dans les éprouvettes finales

## Carottage et sciage

Une fois les éprouvettes compactées à la PCG, il faut leur donner leurs dimensions finales. On carotte donc à cœur de l'éprouvette comme montré en figure 2.10. Ceci nous permet d'avoir une éprouvette de 80 mm de diamètre.



FIGURE 2.10: Carottage d'une éprouvette compactée à la PCG

On scie ensuite les extrémités de l'éprouvette de manière à obtenir une éprouvette de 160 mm de haut. La figure 2.11 montre une éprouvette en cours de sciage. On obtient par ailleurs un bon parallélisme des faces de l'éprouvette, une bonne perpendicularité des plans par rapport au cylindre, ainsi que des surfaces planes, propices au collage des casques qui viendront fixer l'éprouvette à l'équipement d'essai, comme nous le verrons à la section 2.2.4.



FIGURE 2.11: Sciage des extrémités d'une éprouvette carottée

### 2.2.3 Dispositif expérimental

#### Presse et cellule de confinement

Le dispositif expérimental utilisé pour les essais triaxiaux est celui qui a été utilisé pour les essais réalisés par (Sohm, 2011). La figure 2.12 montre une photo de la cellule triaxiale installée

dans la presse utilisée pour réaliser les essais.

Cette presse est une presse hydraulique Schenk. Elle est composée d'un cadre de machine à deux colonnes. Elle peut fournir un effort statique de  $\pm 100$  kN ou un effort dynamique de  $\pm 80$  kN. Le vérin a une course nominale de 100 mm, et le capteur de déplacement de type PFMK incorporé au centre du vérin a également une course nominale de 100 mm.



FIGURE 2.12: Photo du dispositif expérimental

Un logiciel dédié (Tema Concept) installé sur un ordinateur relié à un module électronique permet de piloter l'essai et d'effectuer l'acquisition des données. Le pilotage peut se faire en force, avec un capteur de force de  $\pm 25$  kN, ou en déplacement, avec un capteur de course  $\pm 50$

mm.

Un schéma de la cellule triaxiale est présenté en figure 2.13. Cette cellule a été développée par GDS Instruments et permet d'effectuer des essais triaxiaux monotones ou cycliques avec une contrainte latérale et une température constantes. La cellule est en capacité de supporter une pression de 3 MPa. Cette pression peut être appliquée grâce à de l'eau ou de l'air. Dans notre cas, nous appliquerons cette pression avec de l'air. Notre système de mise sous pression peut appliquer jusqu'à 700 kPa de pression de confinement.

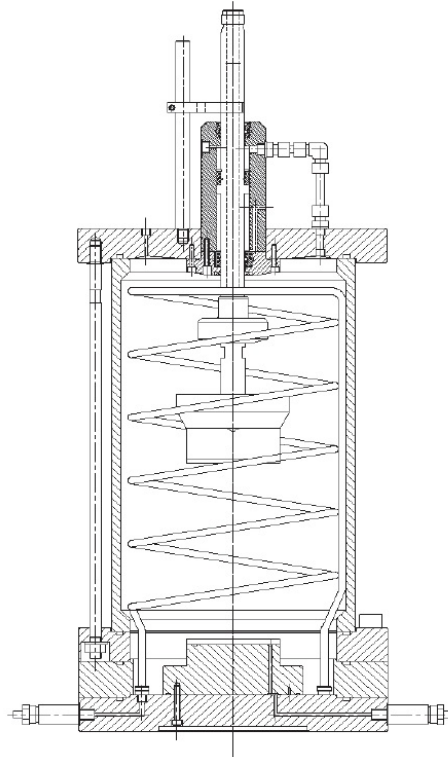


FIGURE 2.13: Schéma de la cellule triaxiale (Sohm et al., 2012)

La cellule triaxiale permet de faire des essais de 0 à 60°C (avec une régulation en température de  $\pm 1^\circ\text{C}$ ). Un fluide caloporteur circule à l'intérieur d'un serpentin situé dans la cellule. Il peut ainsi chauffer ou refroidir l'air ou l'eau à l'intérieur de la cellule. Le fluide qui circule dans le serpentin de la cellule ou dans le radiateur de la chambre thermique est régulé en température grâce à un groupe de chauffage et refroidissement. Dans notre cas, les essais ont été réalisés à une température constante de 20°C. La salle d'essais étant maintenue à cette température, nous n'avons pas utilisé ce système de régulation de température. Les températures mesurées présentent bien une variation inférieure à  $\pm 1^\circ\text{C}$ .



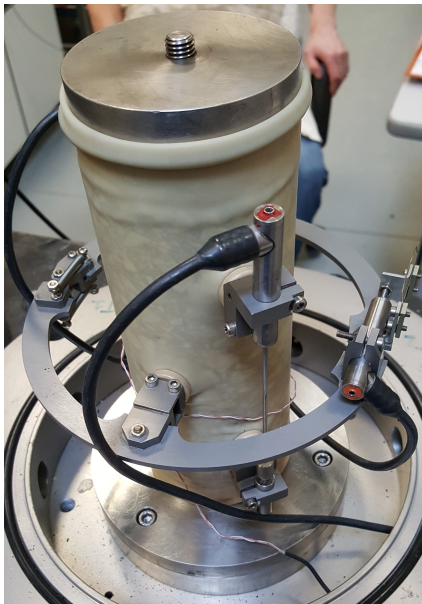
## Instrumentation

Pour l'instrumentation des essais, la cellule comporte :

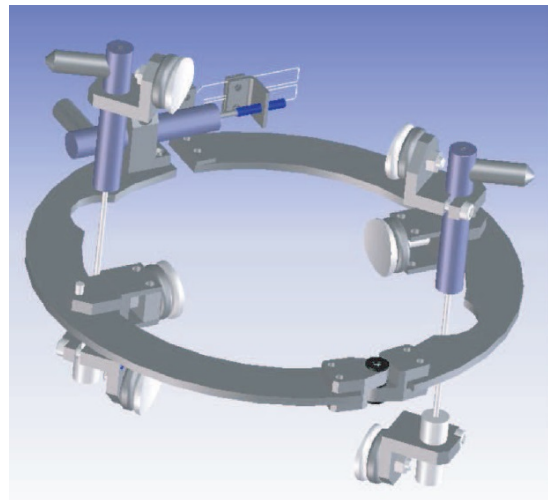
- un capteur de force  $\pm 25$  kN, situé sur le piston de chargement, dans la cellule,
- un capteur de pression 1 MPa,
- deux sondes de température  $100 \pm 100^\circ\text{C}$  pouvant être fixées sur les éprouvettes,
- deux capteurs LVDT  $\pm 2,5$  mm pour mesurer la déformation axiale de l'éprouvette,
- un capteur LVDT  $\pm 2,5$  mm pour mesurer la déformation radiale de l'éprouvette.

Les capteurs sont reliés au système d'acquisition par des fils passant par des passages étanches.

Les capteurs LVDT utilisés pour mesurer les déformations axiales (figures 2.14 et 2.15) sont les capteurs Small Strain LVDT Set de GDS Instruments. Ils peuvent être utilisés dans l'eau et résistent à une pression de 2 MPa. Ils ont une course de  $\pm 2,5$  mm et un écart de linéarité théorique de  $\pm 0.20\%$ . Les capteurs LVDT axiaux sont fixés sur l'éprouvette grâce à un système de plots métalliques collés sur l'éprouvette et écartés de 100 mm (la déformation maximale mesurée est donc de  $\pm 2,5\%$ , soit 5% en absolu). Les capteurs sont ensuite fixés sur ces plots. L'écartement des plots a été choisi de façon à avoir le plus grand écartement possible tout en essayant de minimiser l'erreur de mesure due à la déformation en "tonneau" de l'éprouvette. Selon (Sohm, 2011), l'écartement de 100 mm est suffisant pour réduire à 3% l'incertitude de mesure due à la déformation en tonneau de l'éprouvette.



(a) Eprouvette instrumentée

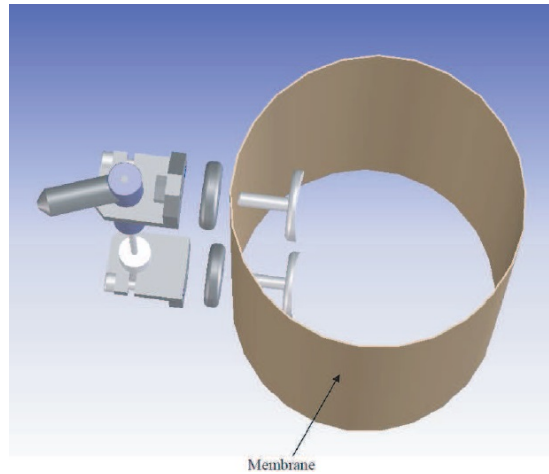


(b) Schéma du dispositif des mesures des déformations axiale et radiale (Sohm, 2011)

FIGURE 2.14: Instrumentation d'une éprouvette pour la mesure des déformations



(a) Epreuve avec plots



(b) Schéma de la fixation des LVDT axiaux sur l'éprouvette (Sohm, 2011)

FIGURE 2.15: Plots de fixation des capteurs sur l'éprouvette

Le capteur LVDT radial est un capteur Small Strain LVDT Set de GDS Instruments (figure 2.16). Il se compose d'un anneau articulé fixé sur l'éprouvette à l'aide de deux plots, diamétralement opposés, collés sur l'éprouvette. Un capteur LVDT mesure l'ouverture de l'anneau. Il permet de faire des mesures dans l'eau et de résister à une pression de 2 MPa. Il a une course de  $\pm 2,5$  mm ( $\pm 1,5\%$  de déformation, soit 3% en absolu) et un écart de linéarité théorique de  $\pm 0,20\%$ .

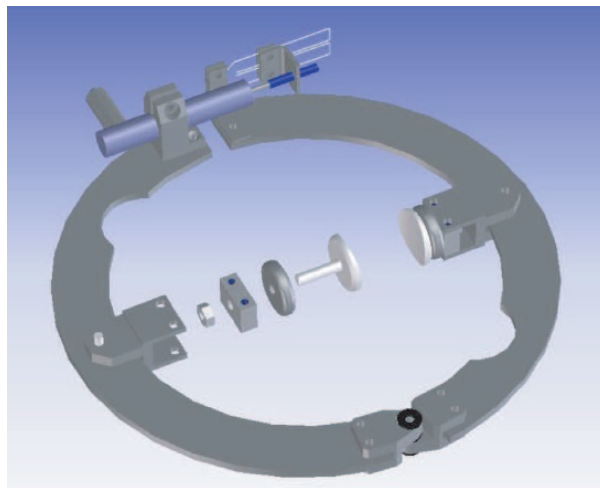


FIGURE 2.16: Collier de déformation et capteur radial (Sohm, 2011)

## 2.2.4 Procédure expérimentale

Cette section décrit la procédure de réalisation d'un essai triaxial de fluage.

### Collage des casques sur l'éprouvette d'enrobé

L'éprouvette cylindrique de GB4 doit être fixée au bâti de la cellule triaxiale ainsi qu'au capteur de force. Cette fixation se fait par le biais de deux casques métalliques, collés les deux surfaces planes de l'éprouvette. On a veillé lors du collage à conserver l'orientation qu'avait l'éprouvette lors du compactage : le casque supérieur, qui se fixe sur le capteur force, est collé sur le plan haut de l'éprouvette. La figure 2.17 montre une éprouvette de GB4 sur le banc de collage.

Pour le collage des casques sur l'éprouvette, le casque bas est fixé au banc de collage par des vis, et le casque haut est vissé directement sur la tige coulissante en haut du banc. L'éprouvette est ensuite positionnée grâce aux plots amovibles de manière à s'ajuster parfaitement aux casques. Les plots sont vissés pour les fixer et maintenir la position. On applique la colle, constituée d'un mélange d'araldite AW 106 et de durcisseur HV 953 U, aux deux faces de l'éprouvette. On replace l'éprouvette sur le banc, et on serre grâce à la vis sur laquelle est fixée le casque supérieur. On laisse sécher pendant 24 heures.

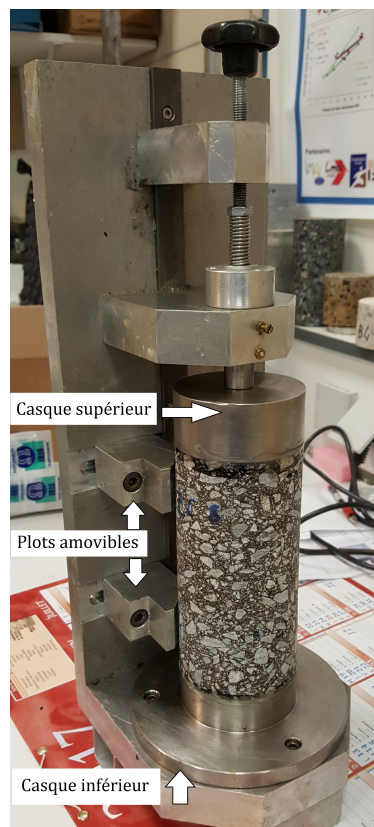
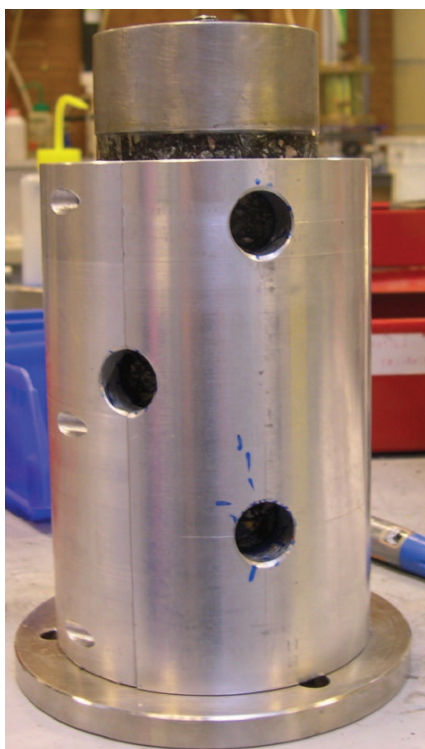


FIGURE 2.17: Eprouvette de GB4 sur le banc de collage



### Collage des plots sur l'éprouvette

Les plots de fixation des capteurs LVDT sont positionnés grâce à un bâti métallique, comme montré en figure 2.18a. Ce bâti comporte 6 trous : 4 pour positionner les plots de fixation des capteurs axiaux et 2 pour positionner les plots de fixation du capteur radial. On fait des marques sur l'éprouvette à travers les trous, on démonte le bâti, puis on colle les plots avec de la colle cyano. La figure 2.18b montre une éprouvette avec les plots collés.



(a) Bâti de positionnement des plots (Sohm, 2011)



(b) Eprouvette avec plots

FIGURE 2.18: Collage des plots

### Mise en place de la membrane

Une membrane en latex est utilisée afin d'assurer l'étanchéité de l'éprouvette. Ceci est surtout utile pour les essais dans de l'eau, mais ça nous permet de nous affranchir des considérations de possibles surpressions à l'intérieur du matériau s'il contient des vides connectés. La figure 2.19 montre une éprouvette avec membrane. Pour mettre en place la membrane, on fait passer un joint élastique sur l'éprouvette. Il servira au serrage de la membrane contre le casque inférieur. On met en place la membrane, et on la troue au niveau des plot. Le système de fixation des capteurs assurera l'étanchéité à ce niveau. On met ensuite un deuxième joint pour serrer le haut de la membrane.



FIGURE 2.19: Epreuve avec membrane

### Mise en place des capteurs

La figure 2.20 montre une éprouvette instrumentée fixée sur la base de la cellule triaxiale. On commence par fixer l'éprouvette à la base de la cellule, puis on fixe les supports de capteurs sur les plots comme montré précédemment par les figures 2.15b et 2.16. La sonde de température est scotchée sur l'éprouvette.

On installe ensuite les capteurs dans les supports. Les capteurs axiaux doivent être positionnés, de sorte à ce qu'ils indiquent entre -2 et -2,5 mm pour des essais en compression, puis fixés par serrage des vis présentes sur les supports. Le capteur radial doit être positionné, de sorte à indiquer entre 2 et 2,5 mm pour avoir un maximum de course en dilatation, puis fixé par serrage de la vis.

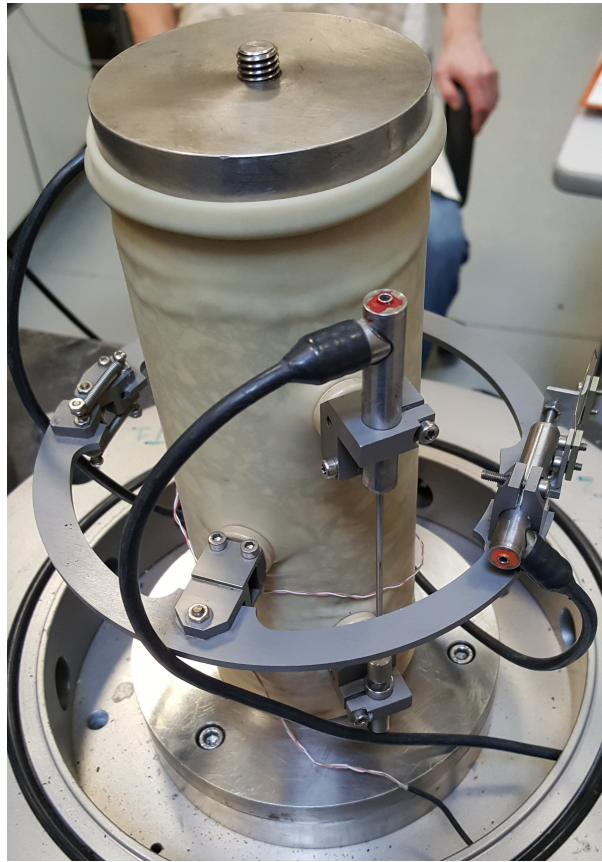


FIGURE 2.20: Éprouvette instrumentée fixée sur la base de la cellule

### Mise en place de la cellule

Une fois l'éprouvette fixée et instrumentée, on met en place la partie supérieure de la cellule grâce à des tiges de guidage, on visse la visse à sa base, puis on visse le capteur force, ce qui le solidarise du casque supérieur. On place ensuite la cellule sous la presse de sorte à ce que le piston de la presse et celui de la cellule soient alignés. La figure 2.21 montre la cellule installée sous la presse dans la position voulue.



FIGURE 2.21: Cellule installée sous la presse

### **Application du chargement et lancement de l'essai**

Pour appliquer le chargement de l'essai, on va d'abord imposer la pression de confinement. On branche le capteur pression sur une des sorties de la cellule, et l'arrivée d'air sur une autre. On règle la pression voulue et on attend qu'elle stabilise.

Pour appliquer la charge axiale, on pilote d'abord le piston de la presse en déplacement : on le fait descendre par pas de 0,1 mm jusqu'à ce que le contact avec le piston de la cellule applique une force non nulle. On passe le pilotage du piston en mode force et on applique une force de 0,2 kN. Cette étape est importante, car si on applique directement un chargement élevé sans qu'il y ait contact, la presse peut déplacer le piston rapidement et provoquer un choc.

A ce stade, tout est prêt. On choisit le "bloc" d'essai préalablement défini, qui impose l'effort axial, la durée de l'essai et le pas d'enregistrement des données, et on lance l'essai.



## Exemple de résultat

Je présente en figure 2.22 un exemple de résultat d'essai de fluage. La courbe rouge représente les déformations radiales mesurées. Les courbes verte et bleue sont les déformations axiales mesurées par chacun des deux capteurs axiaux. La courbe noire est la moyenne de ces déformations. Je présenterai par la suite uniquement cette courbe moyenne lorsqu'il s'agira des déformations axiales.

Comme nous l'avons vu en 1.2.9, les déformations s'accroissent initialement très rapidement, puis de plus en plus lentement. Les niveaux de déformations sont très faibles par rapport à ceux présentés pendant l'étude bibliographique. Ils sont ici de moins de 1% pour un déviateur de 1000 kPa et une pression de confinement de 500 kPa. Dans le cas d'une structure ferroviaire de type REVES, qui comprend une couche de GB4 d'environ 200 mm d'épaisseur, ceci revient à avoir une déformation permanente inférieure à 2 mm.

Les résultats des essais de fluage sont présentés en détail au chapitre 4.

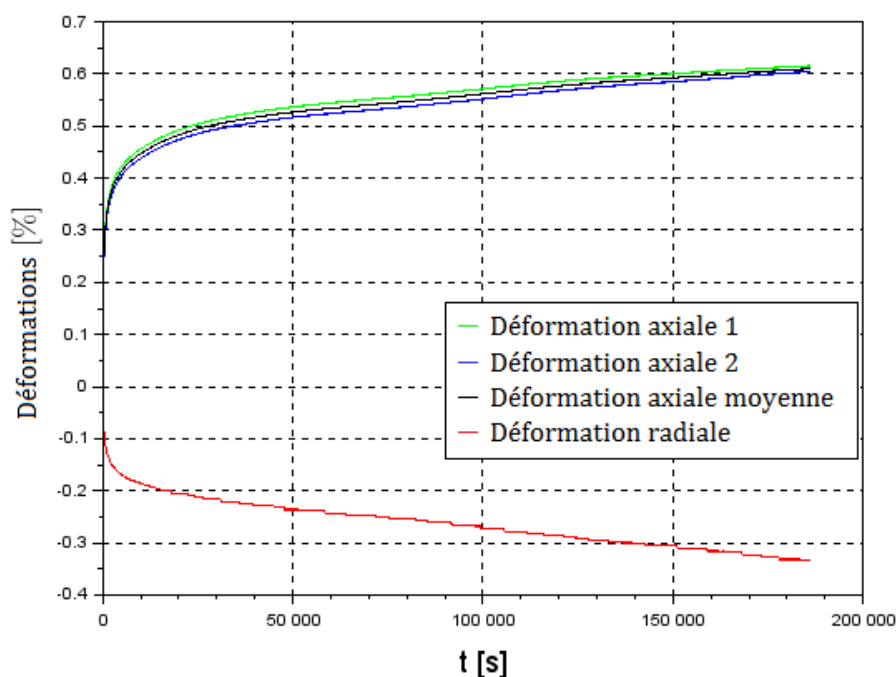


FIGURE 2.22: Exemple de résultat : essai de fluage à  $q = 100$  kPa,  $\sigma_R = 500$  kPa

## 2.3 Conclusion

Le matériau de référence du projet REVES est une grave-bitume de classe 4 (GB4) 0/14. C'est un matériau adapté à l'utilisation en tant que couche de structure sur des chaussées à fort trafic.

Des essais de module complexe et de résistance à la fatigue ont été réalisés sur le matériau. Son module complexe à 15°C et 10 Hz est de 15278 MPa. La norme NF EN 13108-1 (EN, 2007c) prescrit une valeur supérieure à 11000 MPa à 15°C et 10 Hz pour la classification GB4. Son

comportement est thermorhéologiquement simple. Il respecte le principe d'équivalence temps-température, ce qui permet l'extrapolation de son comportement pour différentes températures. Le matériau testé en laboratoire présente une résistance à la fatigue élevée, avec un  $\varepsilon_6 = 132 \mu\text{def}$  à  $10^\circ\text{C}$  et 25 Hz. La valeur minimale prescrite pour les GB4 est de  $100 \mu\text{def}$ .

Ce matériau présente des propriétés mécaniques "haut de gamme" en matière de module et résistance à la fatigue. C'est donc un matériau adapté à une utilisation sous trafic routier lourd. Il paraît être un très bon candidat pour la réalisation de structures ferroviaires "REVES", qui seront sollicitées par des charges lourdes de type fret. Le dimensionnement de ces structures par rapport à la tenue en fatigue est réalisée par ailleurs au sein du projet.

Les essais de fluage réalisés sur la GB4 consistent à soumettre une éprouvette cylindrique de matériau à une pression de confinement et à une contrainte axiale constantes. On relève par pas de 1 seconde les déformations axiales, radiales, et la température.

Le dispositif expérimental pour ces essais de fluage comprend une cellule dans laquelle est placée l'éprouvette. Cette cellule est ensuite placée sous la presse. La cellule triaxiale est équipée d'un capteur de force 25 kN, d'un capteur de pression 1000 kPa, de deux capteurs LVDT axiaux de course 5 mm (soit 5% de déformation), d'un capteur LVDT radial de course 5 mm (soit 3 % de déformation) et de deux sondes de température.

Une procédure de fabrication des éprouvettes a été mise en place afin d'obtenir les échantillons les plus semblables possible. On fabrique des cylindres de GB4 de compacité contrôlée grâce à la presse à cisaillement giratoire. Ensuite, on carotte et on scie ces cylindres afin d'obtenir des éprouvettes homogènes. Ce processus de fabrication a permis d'obtenir une bonne homogénéité des éprouvettes.

La procédure expérimentale a été définie, et un exemple de résultat montre que le comportement de la GB4 est analogue à celui présenté lors de l'étude bibliographique : une rapide augmentation des déformations en début d'essai, puis une diminution rapide de la vitesse de déformation. Cependant, les niveaux de déformations restent inférieurs à 1% dans l'exemple présenté. Ceci équivaut, pour une structure de type REVES comprenant une couche de GB4 d'environ 200 mm d'épaisseur, une déformation permanente de moins de 2 mm. Les résultats des essais de fluage seront présentés et analysés en détail dans le chapitre 4.

### 3 Modèle viscoplastique

Nous avons vu au paragraphe 1.2.9 que le comportement des enrobés bitumineux sous charge statique triaxiale est complexe. Pour pouvoir évaluer la viabilité des structures ferroviaires proposées dans le projet REVES, nous devons pouvoir modéliser et prédire le comportement du matériau.

J'ai donc utilisé la viscoplasticité de Perzyna et j'ai élaboré une fonction seuil adaptée à notre matériau. Une méthode d'identification des paramètres du modèle à partir d'essais en laboratoire a été mise au point.

#### 3.1 Utilisation d'un modèle viscoplastique

L'objectif de notre modélisation est de simuler le comportement des enrobés bitumineux dans les structures ferroviaires du projet REVES. Je cherche dans un premier temps une certaine efficacité du modèle, avec comme objectif de reproduire le comportement du matériau par le biais d'un modèle le plus simple possible et avec le moins de paramètres possibles. Le modèle que j'utiliserai ici pour simuler numériquement le comportement des enrobés résulte des constats effectués sur les essais triaxiaux. Ce choix a été effectué en début de thèse.

Le matériau est visqueux, c'est-à-dire que sa réponse au fluage génère une évolution des déformations, et sa réponse à une déformation imposée génère une relaxation des contraintes. Notre matériau est donc viscoélastique et/ou viscoplastique. Les essais de charge/décharge en fluage réalisés par (Sohm, 2011) ont montré que les déformations à la décharge étaient de dix à cent fois plus faibles que les déformations permanentes accumulées lors de la charge, montrant ainsi le caractère essentiellement irréversible de ces déformations. Ce résultat est présenté par la figure 3.1. Des déformations réversibles existent, mais dans un premier temps, pour un modèle le plus simple possible, j'ai choisi de les négliger. Le modèle choisi est donc purement viscoplastique, je n'utilise pas de modèle viscoélastique, qui pourrait intervenir dans un second temps.

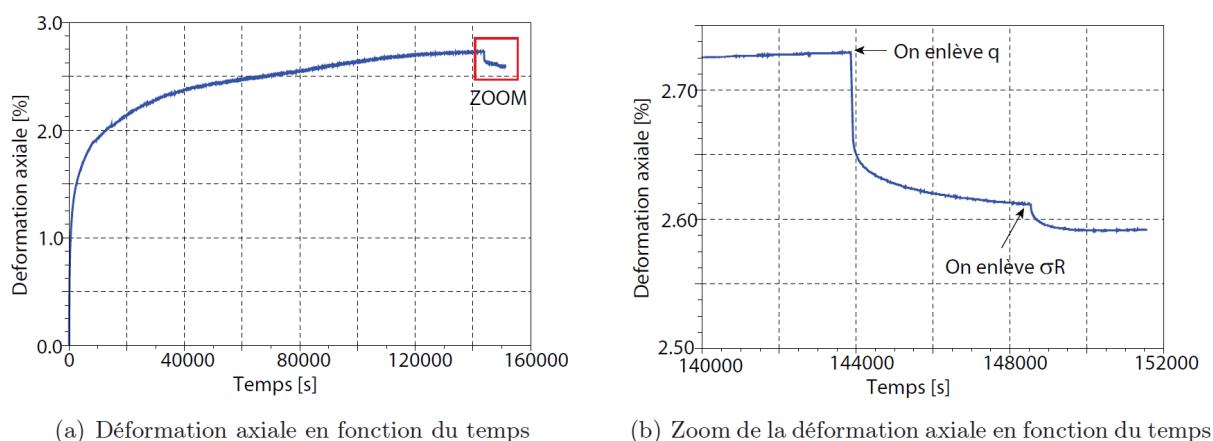


FIGURE 3.1: Charge et décharge : fluage à  $q = 500$  kPa,  $\sigma_r = 100$  kPa,  $T = 20^\circ\text{C}$  (Sohm, 2011)

### 3.2 Hypothèses et conventions

Les hypothèses et conventions suivantes ont été utilisées :

- Conventions de la mécanique des sols : les contraintes et déformations sont comptées positivement en compression et négativement en traction. Ceci est généralement plus adapté aux matériaux du génie civil, notamment aux matériaux granulaires.
- Les déformations sont exprimées en pourcentage pour correspondre aux ordres de grandeur des résultats d'essais.
- Les transformations élastiques et viscoplastiques sont découplées : seule la partie viscoplastique est considérée pour l'écroutissement.

#### Invariants de contraintes

La contrainte hydrostatique et la contrainte équivalente au sens de Von Mises s'écrivent :

$$p = \frac{1}{3} \text{tr}(\bar{\sigma}) = \frac{\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33}}{3} \quad (3.1)$$

$$q = \sqrt{\frac{3}{2} (\bar{s} : \bar{s})} \quad (3.2)$$

avec  $\bar{s} = \bar{\sigma} - p\bar{I}$  le tenseur des contraintes déviatoriques.

#### Invariants de déformations

La déformation volumique s'écrit :

$$\varepsilon_v = \text{tr}(\bar{\varepsilon}) = \varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} + \varepsilon_{33} \quad (3.3)$$

On définit une mesure de la partie déviatorique des déformations, qu'on note  $\varepsilon_d$  :

$$\varepsilon_d = \sqrt{\frac{2}{3} (\bar{e} : \bar{e})} \quad (3.4)$$

où  $\bar{e} = \bar{\varepsilon} - \frac{\varepsilon_v}{3}\bar{I}$  le tenseur des distorsions.

### 3.3 Modèle viscoplastique

Un élément important à prendre en compte pour simuler le comportement des enrobés est la réponse triaxiale du matériau à des sollicitations triaxiales. On peut déjà préciser que les essais de fluage précédemment cités, et qui seront exposés dans le prochain chapitre, ont montré que le confinement a une forte influence sur la réponse du matériau, à la fois sur la cinétique de déformation, les niveaux de déformations atteints et le comportement volumique du matériau.

Le modèle utilisé est celui de la viscoplasticité de Perzyna. Dans ce cadre, il faut définir la surface d'écoulement du matériau. Je choisis dans un premier temps de la confondre avec la surface seuil de viscoplasticité. Nous sommes donc dans le cadre d'une plasticité associée.



Il s'agit ensuite de définir cette surface seuil. Là encore, l'objectif est de faire au plus simple. Le critère le plus simple aurait été un critère de Von Mises, utilisé en plasticité des métaux. Mais ce type de critère ne prend pas en compte l'influence de la pression de confinement sur la réponse du matériau. Je choisis donc d'utiliser un critère de type Drucker-Prager, qui prend en compte cette influence. Les essais triaxiaux ont montré par ailleurs que l'enrobé pouvait avoir un comportement plastique contractant, correspondant à une fermeture de la surface seuil du côté des pressions de confinement. J'ai donc choisi de fermer cette surface seuil par une fonction dont la représentation dans l'espace  $(p, q)$  est un cercle tangent à la droite de Drucker-Prager. Dans le cadre de certains essais confinés, l'enrobé montre une évolution de son comportement volumique au cours de l'essai de fluage, traduisant une évolution de la surface seuil. J'ai choisi de définir l'érouissage comme une évolution du centre de l'arc de cercle fermant la surface seuil. Le modèle obtenu est un modèle à 5 paramètres assez facilement identifiables grâce à une procédure séquentielle. Les sections suivantes vont permettre de mieux définir la construction de ce modèle.

Le modèle élaboré ne tient pas compte de l'influence de la température sur le comportement du matériau. C'est une des pistes d'améliorations futures. Ce choix a été fait en accord avec les exigences du projet REVES : les voies en tunnel ne sont pas (ou peu) exposées aux variations journalières et saisonnières de température. Des simulations à  $T = 20^\circ\text{C}$  seront suffisantes, dans un premier temps, pour obtenir des ordres de grandeur exploitables.

### 3.3.1 Loi d'écoulement de Perzyna

Le modèle viscoplastique proposé par Perzyna (Perzyna, 1966) donne le tenseur des taux de déformations viscoplastiques comme suit :

$$\dot{\bar{\varepsilon}}^{vp} = \frac{1}{\eta} \left\langle \frac{f}{f_0} \right\rangle^N \frac{\partial g}{\partial \bar{\sigma}} \quad (3.5)$$

$\dot{\bar{\varepsilon}}^{vp}$  est le tenseur des taux de déformations viscoplastiques.

$f$  est la fonction seuil. Elle détermine la limite d'élasticité du matériau. Elle est scalaire et homogène à une contrainte. Dans notre cas, cette fonction s'écrit en fonction des invariants de contraintes.

$f_0$  est un coefficient positif homogène à une contrainte. Il permet d'avoir une valeur sans dimension pour  $\frac{f}{f_0}$ .

La notation  $\left\langle \frac{f}{f_0} \right\rangle$  signifie qu'on ne considère que la partie positive :

$$\left\langle \frac{f}{f_0} \right\rangle = 0 \text{ si } \frac{f}{f_0} \leq 0; \left\langle \frac{f}{f_0} \right\rangle = \frac{f}{f_0} \text{ si } \frac{f}{f_0} > 0.$$

Nous choisirons  $f_0 = 1 \text{ MPa}$  pour simplifier l'écriture.

$g$  est le potentiel d'écoulement, aussi homogène à une contrainte. Lorsqu'on utilise l'hypothèse  $g = f$ , on parle d'écoulement associé ou normal.

$\bar{\sigma}$  est le tenseur des contraintes.

$\eta$  est un coefficient positif homogène à une viscosité.

$N$  est un exposant réel positif.

Dans notre cas, afin de réduire le nombre de paramètres à identifier, nous avons choisi d'utiliser une loi de comportement associée. Le taux de déformations viscoplastiques peut donc

s'écrire :

$$\dot{\bar{\epsilon}}^{vp} = \frac{1}{\eta} \langle f \rangle^N \frac{\partial f}{\partial \bar{\sigma}} \quad (3.6)$$

Notre surface seuil  $f$  s'exprimera en fonction des invariants de contrainte  $p$  et  $q$ . Pour un état de contraintes  $(p,q)$ , si  $f(p,q) < 0$ , le matériau reste dans le domaine élastique et aucune déformation viscoplastique n'apparaît. Lorsque le matériau subit des contraintes telles que  $f(p,q) > 0$ , des déformations permanentes apparaissent. Plus la valeur de  $f$  est élevée, plus le matériau se déforme rapidement.

Le tenseur  $\frac{\partial f}{\partial \bar{\sigma}}$  est normal à la surface. Il peut être visualisé dans le plan  $(p,q)$  comme sur la figure 3.2.

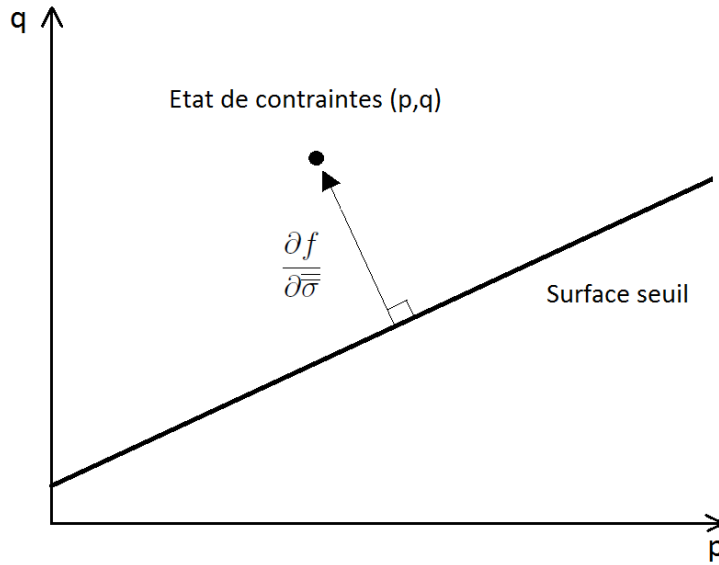


FIGURE 3.2: Direction du tenseur  $\frac{\partial f}{\partial \bar{\sigma}}$  dans l'espace des invariants de contraintes

Nous avons choisi de normaliser le tenseur  $\frac{\partial f}{\partial \bar{\sigma}}$  afin que la norme du tenseur des taux de déformation soit donnée par  $f$ ,  $\eta$  et  $N$ . Il s'écrit donc :

$$\dot{\bar{\epsilon}}^{vp} = \frac{1}{\eta} \langle f \rangle^N \frac{\frac{\partial f}{\partial \bar{\sigma}}}{\left\| \frac{\partial f}{\partial \bar{\sigma}} \right\|} \quad (3.7)$$

### 3.3.2 Fonction seuil

Notre fonction seuil doit répondre à plusieurs exigences. Tout d'abord, elle doit correctement décrire le comportement en fluage des enrobés bitumineux :

- Le comportement en déformation doit être instable pour des déviateurs élevés et des confinements faibles.

- Le comportement en déformation doit être stable pour des déviateurs faibles et des confinements élevés.
- Le comportement volumique doit être dilatant pour des confinements faibles et devenir contractant lorsque le confinement augmente.
- Le comportement volumique doit pouvoir être initialement contractant puis dilatant.
- Les valeurs de déformation et la cinétique d'évolution doivent être représentatives des essais.

Nous avons choisi de normaliser le tenseur donnant la direction de l'écoulement. Nous devons donc assurer un bon pilotage en norme du tenseur des taux de déformations. Pour ce faire, la fonction seuil calculée pour un état de contraintes  $(p_1, q_1)$  sera égale à la distance entre le point  $(p_1, q_1)$  et la courbe d'équation  $f(p, q) = 0$  dans le plan  $(p, q)$ .

Par ailleurs, le but du modèle étant d'être le plus opérationnel possible dans un contexte industriel, nous souhaitons avoir un nombre de paramètres aussi réduit que possible.

Dans un premier temps, nous avons défini une fonction seuil linéaire  $f_1$  de type Drucker-Prager visant à représenter le comportement de matériau granulaire. On la construit de manière à ce que sa valeur corresponde à la distance entre l'état de contraintes considéré et la surface seuil.

### Construction de $f_1$

Considérons  $D_f$  seuil de Drucker-Prager vérifiant  $q = ap$ , avec  $a = \tan(\alpha)$  et un point de charge  $M(p_M, q_M)$ .

Soit  $f_1$  la distance de  $M$  à  $D_f$  la droite d'équation  $q = ap$ . On veut trouver  $f_1(p_M, q_M)$ .

Appelons  $M_0(p_0, q_0)$  le projeté de  $M$  sur  $D_f$ . On a :

$$f_1 = \sqrt{(p_M - p_0)^2 + (q_M - q_0)^2}$$

Comme  $(M, M_0)$  est orthogonal à  $D_f$ , on a :

$$\begin{aligned} p_M &= p_0 - f_1 \sin(\alpha) \\ q_M &= q_0 + f_1 \cos(\alpha) \end{aligned}$$

Ceci nous donne :

$$\begin{aligned} q_M - \tan(\alpha)p_M &= q_0 + f_1 \cos(\alpha) - \tan(\alpha)(p_0 - f_1 \sin(\alpha)) \\ q_M - \tan(\alpha)p_M &= q_0 - \tan(\alpha)p_0 + f_1 \cos(\alpha) + f_1 \sin(\alpha)\tan(\alpha) \end{aligned}$$

Or  $M_0(p_0, q_0)$  appartient à  $D_f$ , donc  $q_0 - \tan(\alpha)p_0 = 0$ , donc :

$$q_M - \tan(\alpha)p_M = f_1 \left( \cos(\alpha) + \frac{\sin^2(\alpha)}{\cos(\alpha)} \right) = f_1 \frac{\cos^2(\alpha) + \sin^2(\alpha)}{\cos(\alpha)} = f_1 \frac{1}{\cos(\alpha)}$$

On a donc :

$$f_1 = \cos(\alpha)(q - ap) \tag{3.8}$$

avec  $a = \tan(\alpha)$  son coefficient directeur.

Comme le montre la figure 3.2, une telle fonction seuil impose d'avoir un comportement uniquement dilatant ( $\frac{\partial f}{\partial \sigma}$  dirigé vers les  $p$  négatifs). Il nous faut donc une surface seuil de pente variable, que nous nommerons  $f_2$ .

### Construction de $f_2$

L'équation d'un cercle de rayon  $R$  et dont le centre est le point  $(p_c, q_c)$  peut s'écrire :

$$\sqrt{(p - p_c)^2 + (q - q_c)^2} - R = 0$$

Nous choisissons ici d'avoir un demi-cercle. Le centre du cercle se trouve donc sur l'axe  $p$ , et il suit que  $q_c = 0$ . On a donc :

$$\sqrt{(p - p_c)^2 + q^2} - R = 0$$

Appelons ce cercle  $C_f$ , et considérons un point de charge  $M(p_M, q_M)$ . Soit  $f_2$  la distance de  $M$  à  $C_f$ . Soit  $P(p_c, 0)$  le centre du cercle  $C_f$ . Par définition, la distance entre  $M$  et  $P$  est égale à la somme du rayon  $R$  et de la distance entre  $M$  et  $C_f$

$$\begin{aligned} d_P &= R + f_2, \text{ donc} \\ f_2 &= d_P - R. \end{aligned}$$

Par ailleurs, la distance entre  $M$  et  $P$  peut s'écrire :

$$d_P = \sqrt{(p_M - p_c)^2 + (q_M - 0)^2} = \sqrt{(p_M - p_c)^2 + q_M^2}$$

On a donc :

$$f_2 = \sqrt{(p - p_c)^2 + q^2} - R \quad (3.9)$$

avec  $p_c$  la position du centre du cercle sur l'axe  $p$  et  $R$  le rayon du cercle. Cette fonction nous permet de définir une zone où le comportement sera contractant et une zone où il sera dilatant. J'ai imposé une condition de tangence entre  $f_1$  et  $f_2$ , ce qui impose que  $R = p_c \sin(\alpha)$ . On peut donc écrire

$$f_2 = \sqrt{(p - p_c)^2 + q^2} - p_c \sin(\alpha) \quad (3.10)$$

Une telle fonction seuil donnera un comportement contractant si  $p > p_c$  et dilatant si  $p < p_c$ . Ceci est en accord avec notre besoin d'avoir un confinement de plus en plus contractant lorsque le confinement augmente.

### Assemblage en une fonction seuil $f$

Les fonctions  $f_1$  et  $f_2$  seront combinées pour constituer notre fonction seuil  $f$  finale. Pour les assembler, on définit  $f_L$  fonction orthonormale à  $f_1$  et  $f_2$  en leur point de tangence :

$$f_L = q - \frac{1}{a}(p_c - p) \quad (3.11)$$

Si  $f_L \leq 0$ ,  $f = f_1$ . Sinon,  $f = f_2$ .

La représentation de ces différents éléments dans le diagramme  $(p,q)$  est donnée en figure 3.3.  $f_1$  et  $f_2$  sont représentées en pointillés,  $f$  en bleu et  $f_L$  en rouge.

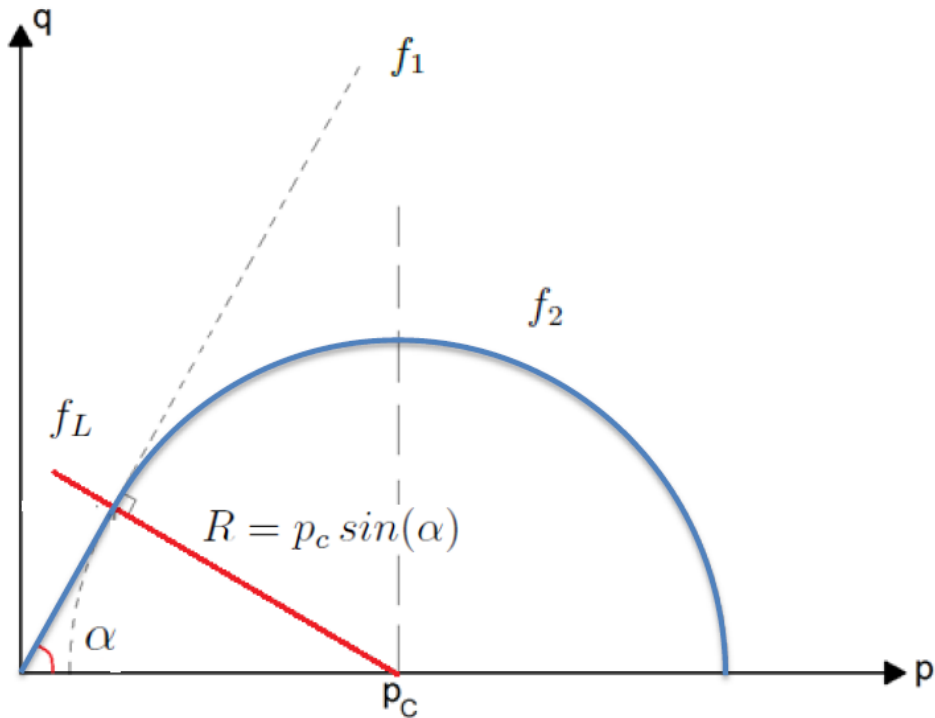


FIGURE 3.3: Nouvelle fonction seuil

Par construction, pour tout état de contraintes  $(p, q)$ , la valeur de  $f(p, q)$  est égale à la distance entre la surface seuil et le point de charge dans le plan  $(p, q)$ .

Nous avons donc jusqu'ici satisfait notre condition d'existence de comportements contractants et dilatants ainsi que celle du bon pilotage en norme par la fonction  $f$ . La fonction ainsi construite est la plus simple répondant à nos exigences initiales.

Pour répondre à la condition de différenciation des comportements stables et instables, nous nous intéresserons à la loi d'écroissage du matériau. Nous verrons que ceci répondra aussi au besoin de permettre l'existence de comportements initialement contractants, puis dilatants.

### 3.3.3 Description de l'écroissage

Si notre fonction seuil n'évoluait pas, tout essai de fluage, c'est à dire à contrainte constante dans le temps, donnerait un taux de déformation constant. On aurait donc un comportement instable pour tout état de contraintes tel que  $f(p, q) > 0$ . Nous devons donc considérer un écroissage pour le matériau.

Nous avons vu précédemment que les déformations du matériau sont plus importantes pour des

déviateurs élevés. J'ai donc considéré un écrouissage uniquement en fonction de  $\varepsilon_d$  dans le but de restreindre le nombre de paramètres à utiliser.

J'ai défini l'écrouissage en fonction de la distortion ou déformation déviatorique du matériau grâce à l'équation 3.12. Pour rappel, les parties élastique et viscoplastique du comportement sont considérées découplées. Seules les déformations viscoplastiques sont considérées pour ce calcul.

$$p_c = p_{c0}(1 + b\varepsilon_d^{vp}) \quad (3.12)$$

La figure 3.4 montre l'évolution de la fonction seuil dans l'espace (p,q) lorsque  $\varepsilon_d^{vp}$  augmente. Lorsque la distortion augmente, le centre du cercle se déplace dans le sens des  $p$  positifs. La condition de tangence avec  $f_1$  étant conservée, le rayon du cercle augmente.

Cette évolution a plusieurs conséquences :

- Pour un état de contraintes constant tel que  $f_2(p, q) > 0$  et  $f_1(p, q) < 0$  (point  $A(p_A, q_A)$  sur la figure 3.4), la surface seuil tend vers le point de charge. La vitesse de déformation tend donc vers 0 ; le comportement est stabilisant.
- Pour certains de ces points, on peut avoir un comportement initialement contractant puis dilatant. C'est le cas du point  $A$ , car  $p_A > p_{c0}$  mais  $p_{c2} > p_A$ .
- Pour un état de contraintes constant tel que  $f_1(p, q) > 0$  (point  $B$ ), la surface seuil ne peut pas atteindre le point de charge. Le comportement sera donc instable avec un taux de déformation constant.
- Le paramètre  $b$  va définir à quel point le matériau s'écrouit pour une déformation déviatorique donnée. Il va donc déterminer la déformation maximale pour les états de contraintes stabilisants.

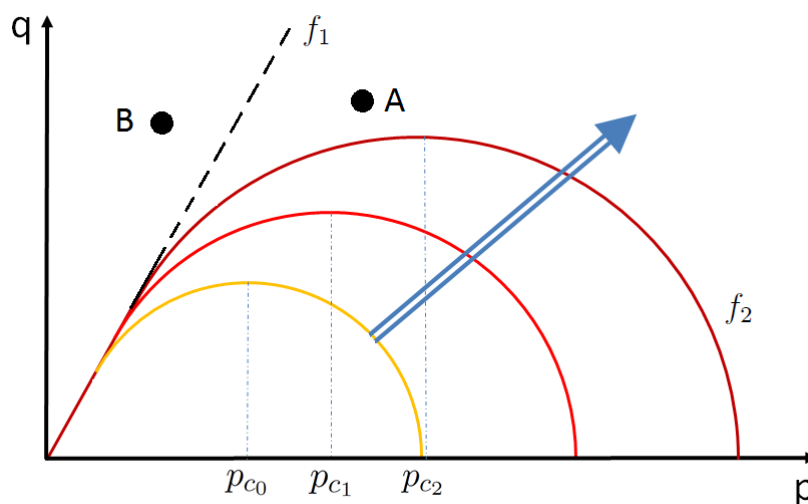


FIGURE 3.4: Écrouissage de la fonction seuil

Nous avons déjà l'existence de comportements contractants et dilatants ainsi que le pilotage de la norme de  $\frac{v}{\bar{\epsilon}}$  par  $f$ .

Maintenant, nous avons satisfait les conditions d'existence de comportements stables et instables, la possibilité d'avoir des comportements initialement contractants, puis dilatants, et la possibilité de contrôler la déformation déviatorique maximale grâce à un seul paramètre. Nous avons donc satisfait toutes les conditions que nous nous étions imposées pourvu que l'identification des paramètres du modèle nous permette d'avoir la bonne cinétique d'évolution.

### 3.3.4 Paramètres du modèle

Pour récapituler, notre modèle compte 5 paramètres.

- $a$  est le coefficient directeur de la droite d'équation  $f_1 = 0$ . Nous verrons que ce paramètre permet de séparer les essais instables des essais stables.
- $p_{c_0}$  est la position initiale du centre du cercle d'équation  $f_2 = 0$ . Si l'état de contraintes est tel que  $p < p_{c_0}$ , la normale à la surface seuil est orientée vers la gauche ; le comportement est dilatant. Inversement, si l'état de contraintes est tel que  $p > p_{c_0}$ , la normale à la surface seuil est orientée vers la droite ; le comportement est contractant. Ce paramètre permet donc de séparer les essais initialement dilatants des essais initialement contractants. Nous le mettrons en évidence par la suite.
- $b$  est le coefficient régissant l'écroutissement. Nous verrons qu'il permet de régler la valeur de déformation maximale pour les essais stabilisants.
- $N$  est l'exposant appliqué à  $f$  dans la loi d'écoulement de Perzyna. Il contrôle la dépendance de la vitesse de déformation à la distance de  $f$  au point de charge.
- $\eta$  est la viscosité de la loi de Perzyna. Elle régule la cinétique de déformation.

## 3.4 Identification des paramètres à partir de résultats expérimentaux

Les paramètres de notre modèle sont identifiés grâce à des résultats expérimentaux obtenus lors d'essais de fluage triaxiaux. Pour chaque chargement, nous comparons les résultats obtenus expérimentalement à ceux calculés grâce au modèle. Pour rappel, lors de ces essais, une éprouvette cylindrique subit une pression de confinement latérale  $\sigma_R$ . On applique ensuite une contrainte axiale supplémentaire égale à  $q$  comme le montre la figure 3.5. La contrainte axiale totale est donc  $q + \sigma_R$ . Ce chargement reste constant tout au long de l'essai, et on laisse le matériau se déformer pendant une longue période.

J'ai mis au point une méthode séquentielle et manuelle pour identifier les 5 paramètres du modèle.

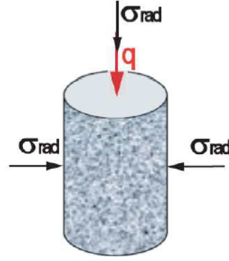


FIGURE 3.5: Principe des essais triaxiaux (Sohm, 2011)

Nous nous sommes basés sur les résultats des essais triaxiaux de J. Sohm (Sohm, 2011) pour réaliser une première identification des paramètres de notre modèle. Ces essais ont été effectués sur un Béton Bitumineux Semi-Grenu (BSBG) 0/10. Les essais et les simulations ont été faits pour un déviateur constant de  $q = 400$  kPa, en faisant varier la pression de confinement  $\sigma_R$ . Cinq chargements ont été considérés :  $\sigma_R = 0, 25, 50, 100$  et  $200$  kPa.

### 3.4.1 Méthodologie d'identification

L'identification des paramètres du modèle pour un matériau donné peut être fait manuellement et de manière séquentielle. Ceci permet une meilleure compréhension de l'influence de chaque paramètre sur le comportement global du modèle. Si l'on souhaite faire l'identification par une méthode numérique, ceci permet aussi de trouver un bon point de départ. On identifie, dans l'ordre, les paramètres  $a$ ,  $p_{c0}$ ,  $b$ , puis  $N$  et  $\eta$ . Pour une meilleure visualisation de l'influence de chaque paramètre, j'ai choisi de prendre le jeu de paramètres final comme point de référence. Je montre l'influence de la modification de chaque paramètre, tous les autres paramètres étant correctement identifiés. Ceci permet d'avoir des courbes plus lisibles. La table 3.1 donne les paramètres identifiés.

$a$	$p_{c0}$	$b$	$N$	$\eta$
2,4	0.16 MPa	1,4	2	12 s

TABLE 3.1: Valeurs des paramètres du nouveau modèle viscoplastique

#### Identification de $a$

Le paramètre  $a$  est le coefficient directeur de la droite d'équation  $f_1 = 0$ . Comme expliqué précédemment, si on a un chargement tel que  $f_1(p, q) > 0$ , on obtient à terme une vitesse de déformation constante, donc un comportement instable.

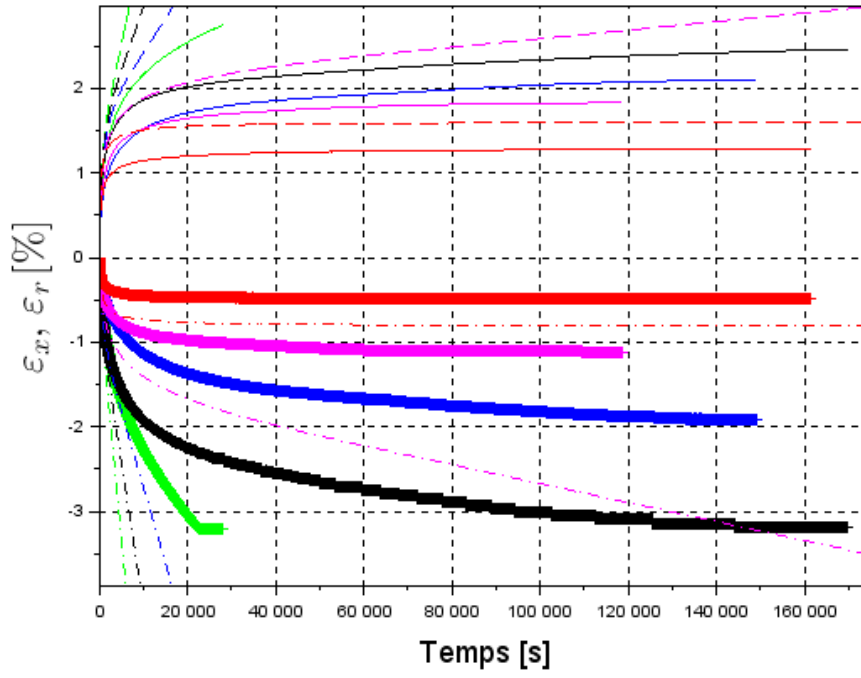
La figure 3.6 montre l'évolution des déformations axiales et radiales obtenues d'une part expérimentalement et d'autre part par modélisation. Les courbes en trait plein sont les résultats expérimentaux. Les courbes en pointillé sont les résultats de modélisation. Comme précédem-



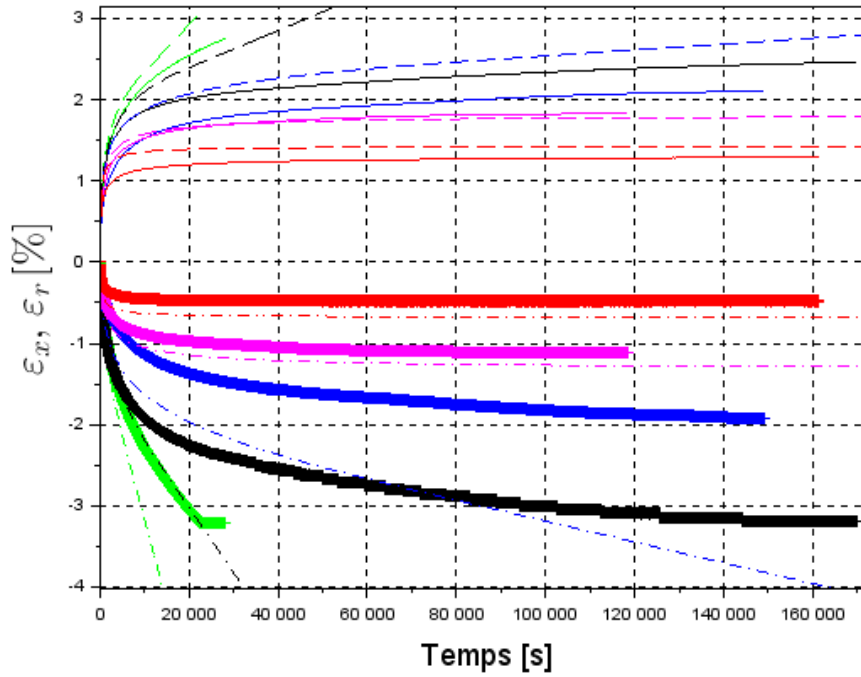
ment, les déformations axiales sont positives et les déformations radiales sont négatives. Pour notre identification, nous considérons que les deux essais expérimentaux les moins confinés (en vert et noir) sont instables, et que les autres sont stables.

Nous voyons l'effet d'une variation de ce paramètre : pour  $a = 1,6$  (figure 3.6a), les résultats de modélisation donnent des comportements instables pour tous les chargements sauf celui au confinement le plus élevé (en rouge). La figure 3.6b) montre les résultats pour  $a = 2$ . Nous voyons d'une part que les courbes en pointillé rose présentent cette fois une asymptote horizontale. D'autre part, les pentes des courbes présentant des asymptotes obliques ont diminué et se rapprochent plus des courbes expérimentales.

La figure 3.7 montre les résultats obtenus pour  $a = 2,4$ , la valeur finale retenue pour notre identification manuelle. Nous avons bien des asymptotes obliques pour les deux chargements les moins confinés et des asymptotes horizontales pour les trois autres.



(a)  $a = 1,6$



(b)  $a = 2,0$

FIGURE 3.6: Comparaison des déformations issues des essais et du modèle - effet de la variation du paramètre  $a$

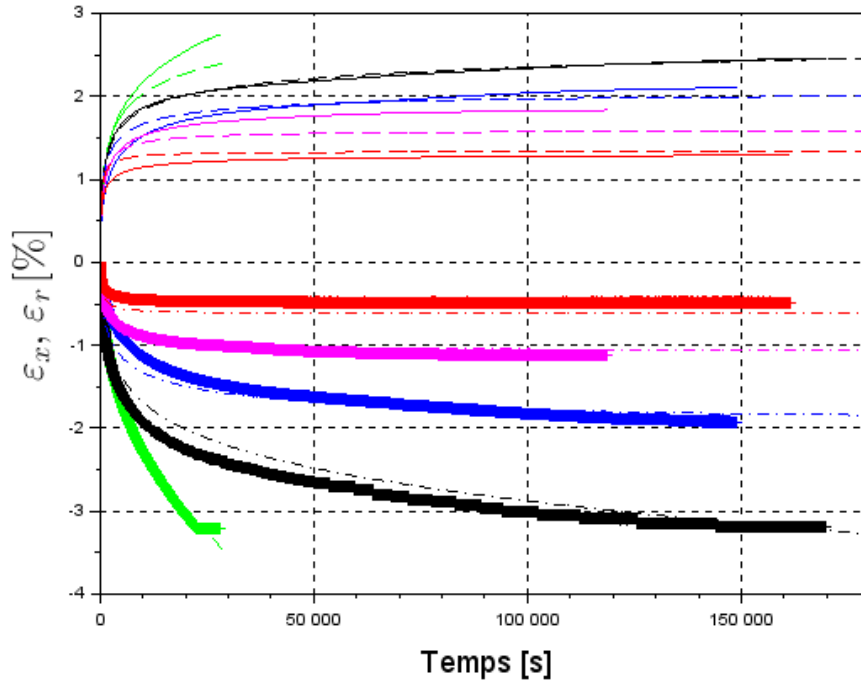


FIGURE 3.7: Comparaison des déformations issues des essais et du modèle,  $a = 2, 4$

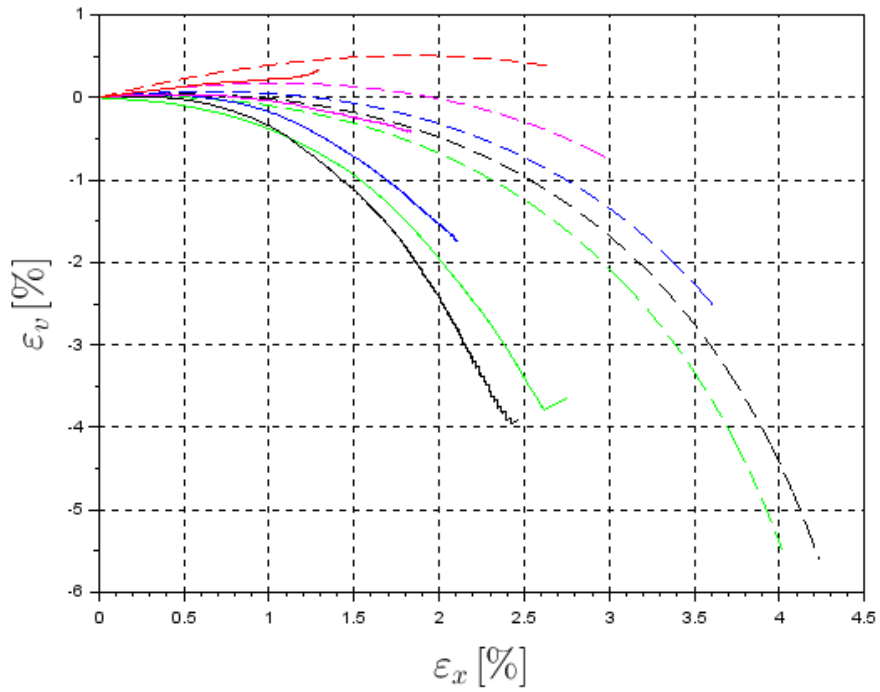
### Identification de $p_{c_0}$

Le paramètre  $p_{c_0}$  est la position initiale du centre du cercle d'équation  $f_2 = 0$  sur l'axe  $p$ . Comme vu précédemment, pour un chargement  $(p, q)$ , si  $p < p_{c_0}$ , on a un comportement initialement dilatant. Si  $p > p_{c_0}$ , on a un comportement initialement contractant. La valeur de  $p_{c_0}$  est donc trouvée en divisant les essais selon leur comportement initialement contractant ou dilatant.

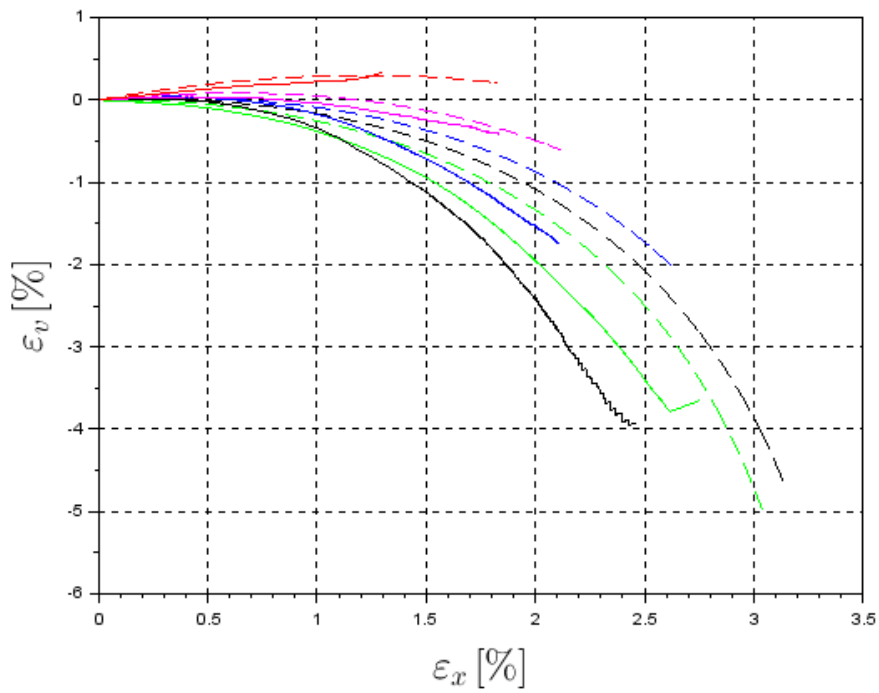
La figure 3.8 montre les déformations volumiques en fonction de la déformation axiale. Comme précédemment, les résultats expérimentaux sont en trait plein, et les résultats obtenus à partir du modèle sont en pointillés. Nous voyons que pour  $p_{c_0} = 0,1$  MPa (figure 3.8a) le modèle donne des comportements beaucoup plus contractants que l'expérimental. En augmentant  $p_{c_0}$ , on obtient des comportements plus dilatants, plus proches des observations expérimentales. La figure 3.8b montre les résultats pour  $p_{c_0} = 0,13$  MPa.

La figure 3.9 reprend les deux figures précédentes en faisant un zoom sur le début du comportement volumique. Nous observons qu'en augmentant  $p_{c_0}$ , nous obtenons des pentes à l'origine beaucoup plus proches de celles obtenues expérimentalement.

La figure 3.10 montre les résultats obtenus pour la valeur retenue,  $p_{c_0} = 0,16$  MPa.

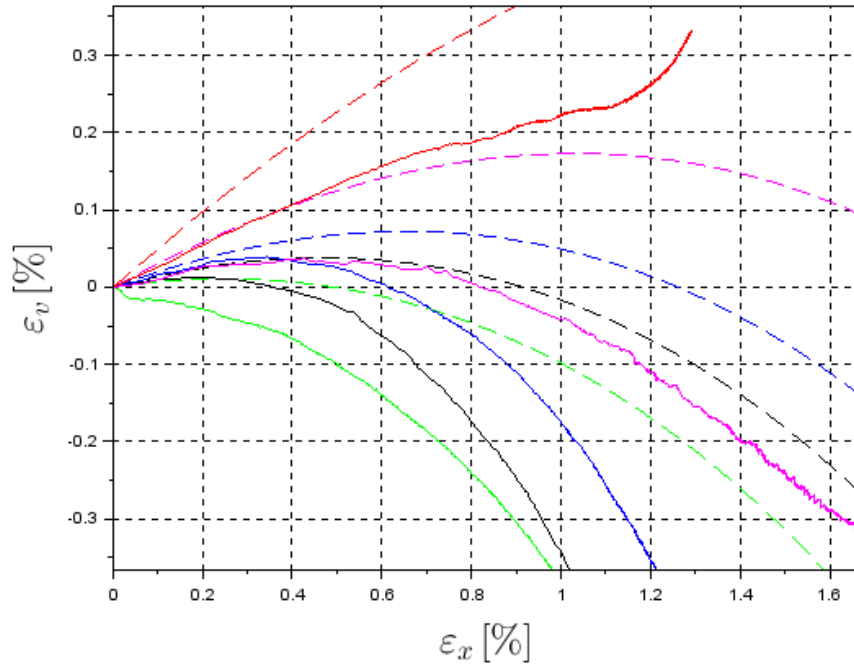


(a)  $p_{c_0} = 0,1$

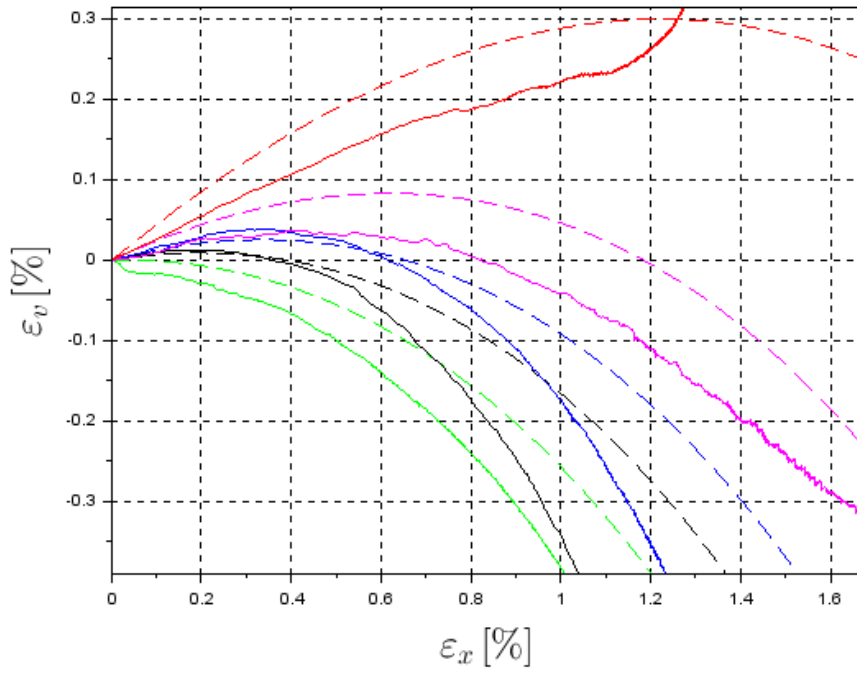


(b)  $p_{c_0} = 0,13$

FIGURE 3.8: Comparaison du comportement volumique des essais et du modèle - effet de la variation du paramètre  $p_{c_0}$



(a)  $p_{c_0} = 0,1$



(b)  $p_{c_0} = 0,13$

FIGURE 3.9: Comparaison du comportement volumique des essais et du modèle - effet de la variation du paramètre  $p_{c_0}$  - zoom sur le comportement initial

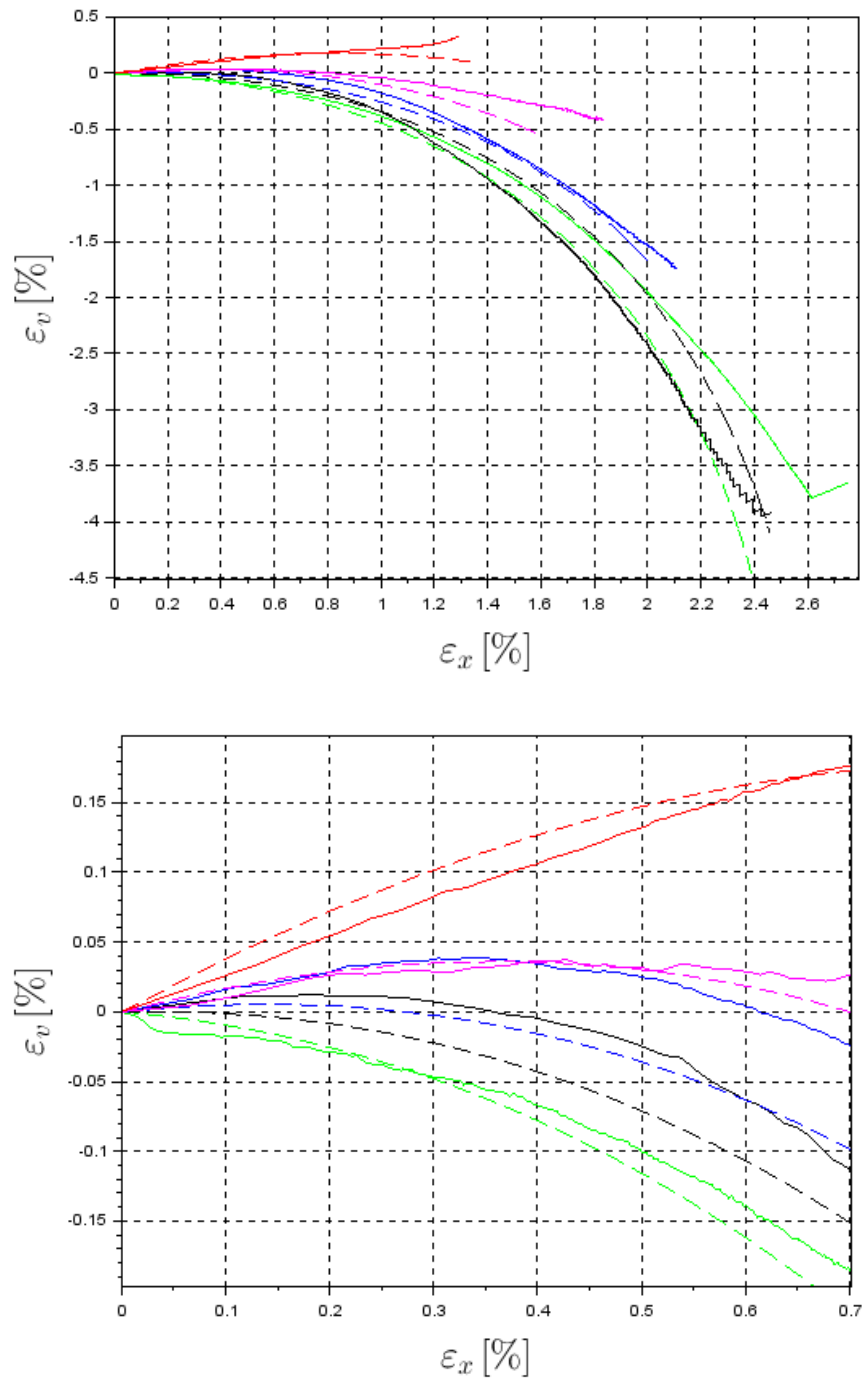


FIGURE 3.10: Comparaison du comportement volumique des essais et du modèle -  $p_{c0} = 0,16$

## Identification de $b$

Le paramètre  $b$  pilote l'écroutissage. Plus  $b$  est élevé, plus l'écroutissage est rapide, donc plus la surface de charge évolue vite. Dans le cas des essais stabilisants, ceci a pour effet de moins laisser le temps de fluer au matériau, et de réduire plus rapidement la distance entre la surface seuil et le point de charge. Ceci se traduit par une déformation finale plus faible. La valeur de  $b$  sera donc celle qui permettra de trouver les bonnes déformations maximales pour les essais stables. Je vais démontrer que la valeur maximale de la distorsion  $\varepsilon_d$  dépend directement de  $b$ .

Si on a stabilisation des déformations viscoplastiques pour un chargement constant, on a atteint un état d'écroutissage tel que l'état de contraintes  $(p, q)$  vérifie  $f_2(p, q) = 0$ . On ignore ici le cas où  $f_1(p, q) = 0$ , car ceci implique qu'aucune déformation n'a été observée.

$$\begin{aligned} f_2(p, q) = 0 \text{ équivaut à} \\ \sqrt{(p - p_c)^2 + q^2} - p_c \sin(\alpha) = 0, \text{ soit} \\ \sqrt{(p - p_{c_0}(1 + b\varepsilon_d))^2 + q^2} - p_{c_0}(1 + b\varepsilon_d) \sin(\alpha) = 0, \text{ ou} \\ (p - p_{c_0}(1 + b\varepsilon_d))^2 + q^2 = p_{c_0}^2(1 + b\varepsilon_d)^2 \sin^2(\alpha) \end{aligned}$$

On a donc :

$$A \varepsilon_d^2 + B \varepsilon_d + C = 0$$

avec

$$\begin{aligned} A &= b^2 p_{c_0}^2 \cos^2(\alpha) \\ B &= 2b p_{c_0} (p_{c_0} \cos^2(\alpha) - p) \\ C &= p^2 - 2p p_{c_0} + p_{c_0}^2 \cos^2(\alpha) + q^2 \end{aligned}$$

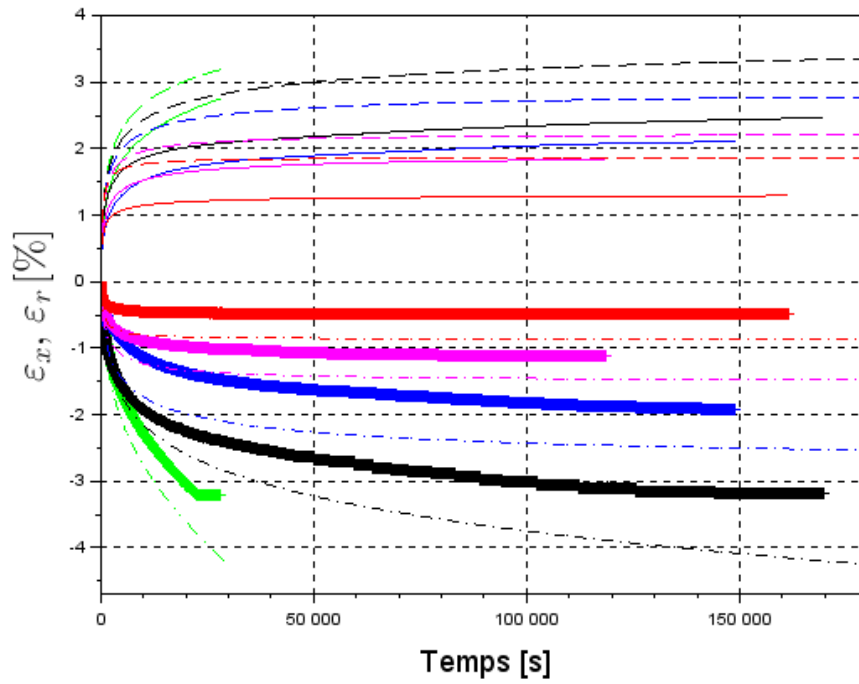
La résolution de cette équation du second degré donne :

$$\varepsilon_d = \frac{p - p_{c_0} \cos^2(\alpha) \pm \sqrt{p^2 \sin^2(\alpha) - q^2 \cos^2(\alpha)}}{b p_{c_0} \cos^2(\alpha)} \quad (3.13)$$

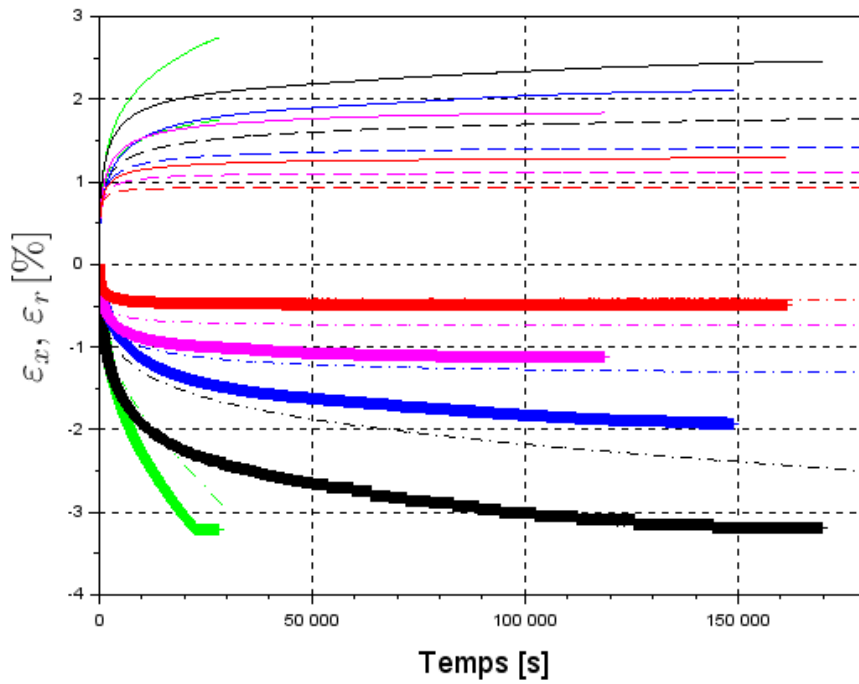
On a bien des déformations finales élevées pour des valeurs faibles  $b$ , et inversement.

La figure 3.11 montre les déformations axiales et radiales comme précédemment. La figure 3.11a montre les résultats pour  $b = 1$ . Nous voyons que le modèle surestime les déformations finales. La figure 3.11b montre les résultats pour  $b = 2$ . Cette fois, le modèle sous-estime les déformations.

La figure 3.12 montre les résultats pour la valeur retenue,  $b = 1,4$ . Les valeurs finales de déformation correspondent en moyenne beaucoup mieux aux résultats expérimentaux. Cette valeur, comme les autres valeur calées, n'a pas été optimisée. le critère de correspondance est un critère visuel. Un protocole d'optimisation des valeurs pourra être instauré dans un second temps.



(a)  $b = 1$



(b)  $b = 2$

FIGURE 3.11: Comparaison des déformations issues des essais et du modèle - effet de la variation du paramètre  $b$



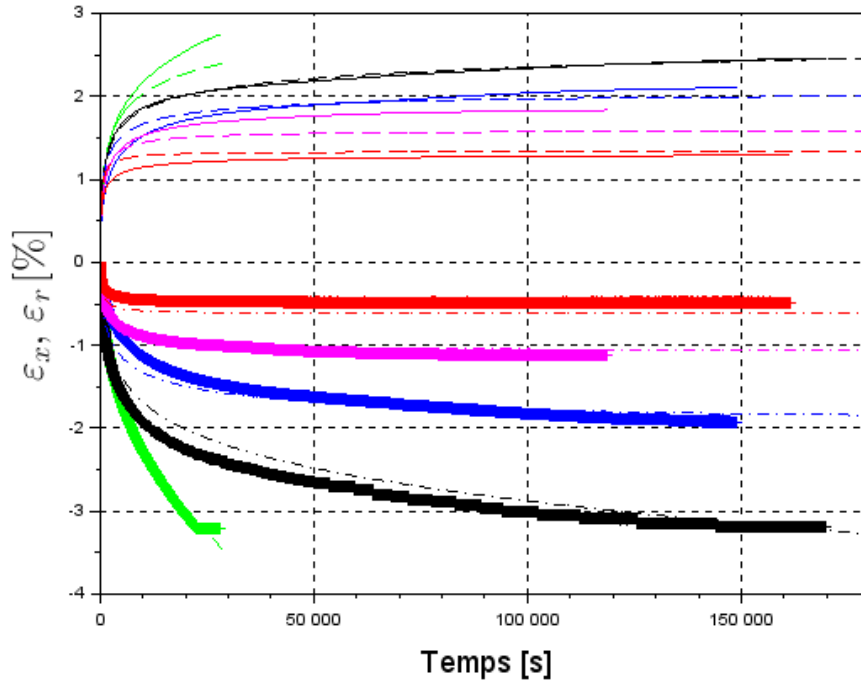


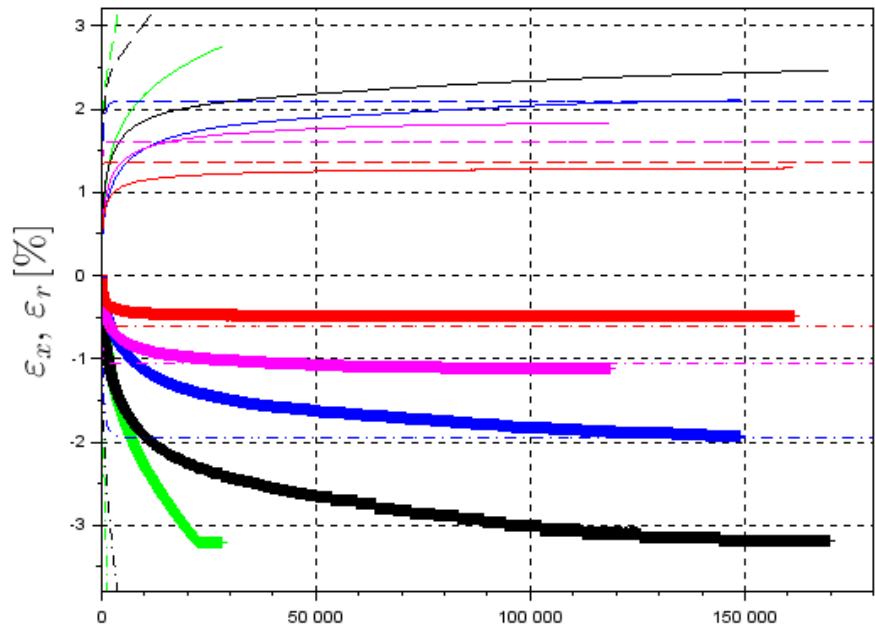
FIGURE 3.12: Comparaison des déformations issues des essais et du modèle,  $b = 1, 4$

### Identification de $N$ et $\eta$

Les paramètres  $N$  et  $\eta$  sont les deux paramètres intrinsèques à la loi d'écoulement de Perzyna. Ils déterminent la cinétique de l'évolution. Par souci de simplicité, j'ai préféré, au moins dans un premier temps, garder  $N$  comme un exposant entier. J'ai donc initialement fixé la valeur de  $N$  à 1, 2 ou 3, puis identifié un  $\eta$  optimal pour chacune de ces trois valeurs de  $N$ . Finalement, le couple  $(N, \eta)$  donnant le résultat le plus proche des courbes expérimentales a été retenu. La figure 3.13a montre que pour un exposant  $N = 1$ , le modèle prédit un accroissement extrêmement rapide des déformations. Dans les cas des chargements menant à des comportements instables, les pentes asymptotiques sont aussi beaucoup trop élevées. La figure 3.13b montre le début de l'évolution des déformations pour pouvoir mieux apprécier la rapidité de l'évolution prédite par le modèle.

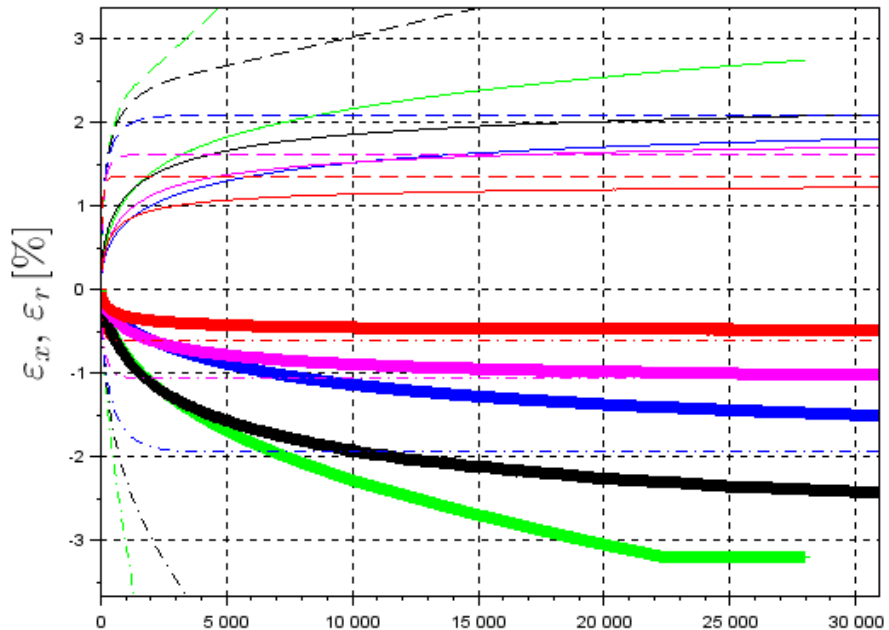
Nous avons donc choisi de fixer  $N = 2$  et d'ajuster l'évolution grâce au paramètre  $\eta$ . La figure 3.14 montre que pour une valeur de  $\eta = 1$  s, les déformations s'accroissent trop vite. Encore une fois, les pentes finales des déformations pour les essais instables sont trop élevées. La figure 3.14b montre le début de l'évolution. On s'aperçoit que la vitesse de déformation initiale est beaucoup moins élevée que lorsqu'on avait imposé  $N = 1$ .

En faisant augmenter  $\eta$ , les taux de déformations diminuent. La figure 3.15 montre le début de l'évolution des déformations axiales et radiales pour  $N = 2$  et  $\eta = 12$  s. En moyenne, le modèle reproduit bien la cinétique de déformation observée expérimentalement.



Temps [s]

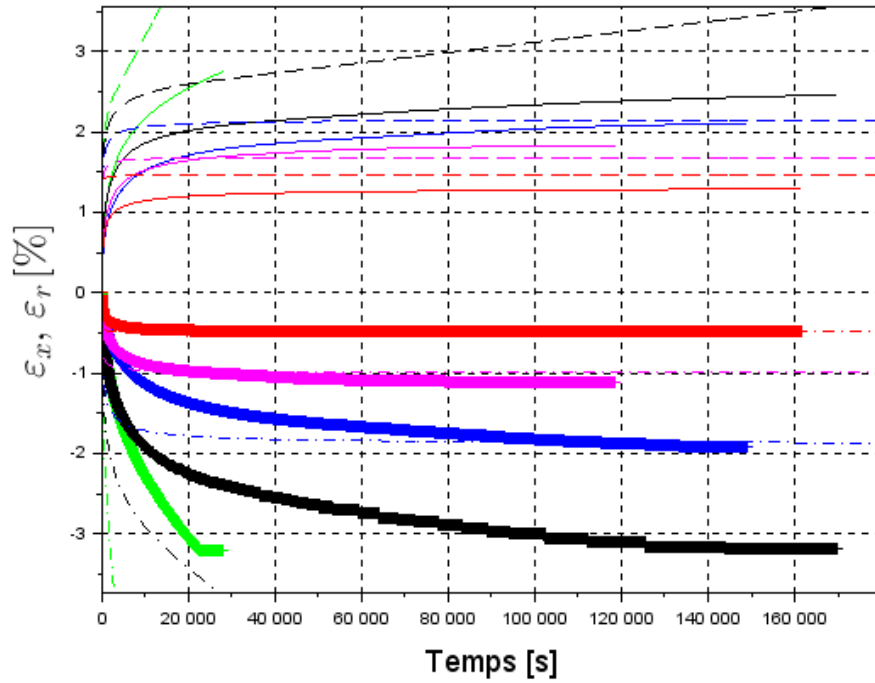
(a)  $N = 1$



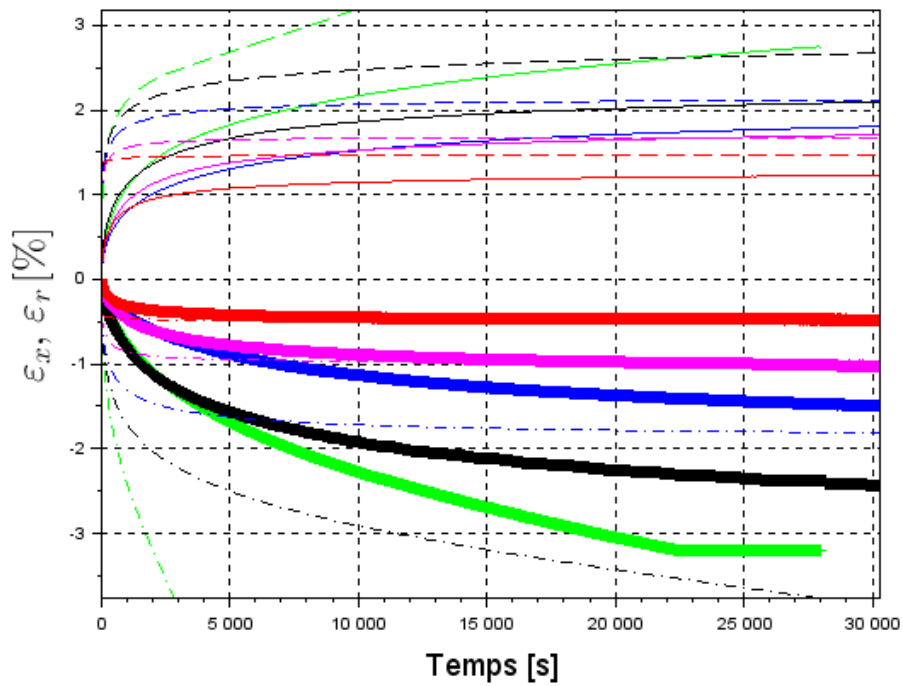
Temps [s]

(b)  $N = 2$

FIGURE 3.13: Comparaison des déformations issues des essais et du modèle - effet de la variation du paramètre  $N$



(a)  $\eta = 1$



(b)  $\eta = 1$

FIGURE 3.14: Comparaison des déformations issues des essais et du modèle - effet de la variation du paramètre  $\eta$

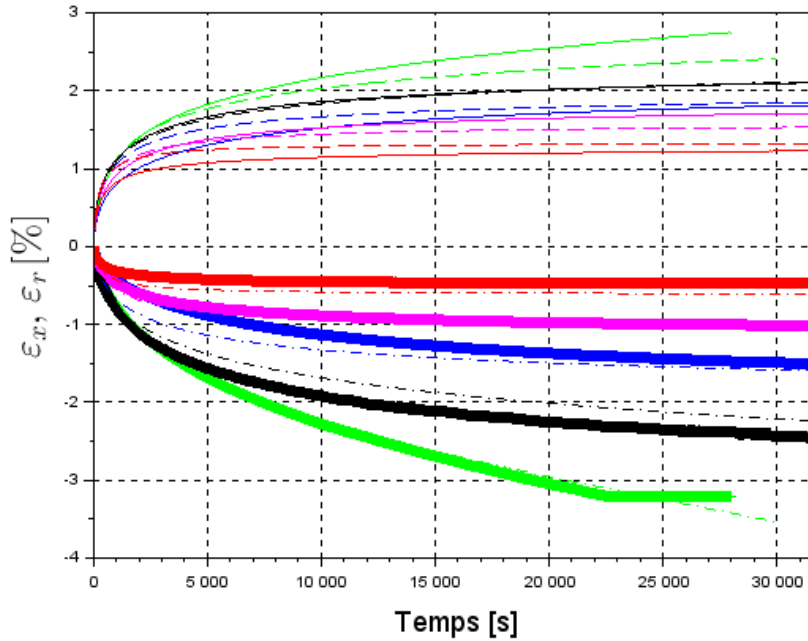


FIGURE 3.15: Comparaison des déformations issues des essais et du modèle,  $N = 2$ ,  $\eta = 12$  - zoom sur le début de l'évolution

### 3.4.2 Conclusion

Les essais et les simulations ayant servi à l'identification des paramètres du modèle ont été faits pour un déviateur constant de  $q = 0.4$  MPa, pour des pressions de confinement  $\sigma_R = 0, 25, 50, 100$  et  $200$  kPa.

Nous avons mis au point une méthode manuelle et séquentielle d'identification. Les paramètres identifiés sont donnés dans la table 3.2.

$a$	$p_{c0}$	$b$	$N$	$\eta$
2,4	0.16 MPa	1,4	2	12 s

TABLE 3.2: Valeurs des paramètres du nouveau modèle viscoplastique

Avec ces paramètres, le modèle reproduit bien les comportements observés expérimentalement :

- La stabilisation ou non des déformations pour les divers chargements est respectée.
- Le caractère contractant ou dilatant des essais en fonction du chargement est bien représenté.
- Les déformations maximales pour les essais stabilisant sont en moyenne correctement atteintes.
- La cinétique de déformation est proche de celle observée expérimentalement.

Nous avons réussi, avec un modèle à 5 paramètres, à bien reproduire le comportement d'une série d'essais triaxiaux de fluage. L'intérêt et la force de ce modèle est la méthode d'identification de ses paramètres. Chaque paramètre a un effet clair et compréhensible sur la réponse du modèle. Grâce à ceci, il est possible de trouver leurs valeurs manuellement, avec quelques essais bien choisis.

Dans le cadre du projet REVES, les résultats les plus importants lors des simulations seront la stabilité ou non du matériau et la valeur asymptotique du tassement de la voie. Pour cette utilisation, les paramètres à caler le plus finement sont :  $a$ , le coefficient directeur de la droite de Drucker-Prager, et  $b$ , le coefficient d'écroutissage.

L'identification des paramètres pourrait encore être optimisée par un procédé de minimisation d'optimisation numérique, mais les résultats obtenus sont satisfaisants et suffisants pour obtenir des ordres de grandeur corrects.

Par ailleurs, le critère circulaire impose que pour un état de contraintes de compression isotrope suffisamment élevé, une déformation viscoplastique purement volumique apparaît. Ce comportement n'a pas été vérifié. Des essais à déviateur nul et à confinement élevé seraient intéressants pour vérifier si le comportement prédit est bien observé.

Maintenant que le modèle est mis au point et qu'on a vu qu'il est en mesure de reproduire le comportement en fluage d'un enrobé bitumineux sous charge statique, il faut s'en servir pour étudier le matériau utilisé dans le projet REVES, une grave-bitume de classe 4 (GB4). Des essais triaxiaux permettront d'identifier les paramètres du modèle pour la GB4 "REVES", et l'implémentation du modèle dans un logiciel de calcul aux éléments finis permettra d'effectuer des simulations numériques du comportement en fluage des structures ferroviaires REVES.

## 4 Résultats des essais triaxiaux

Une campagne expérimentale sur la GB4 "REVES" a été réalisée afin d'étudier l'influence de divers paramètres tels que le déviateur des contraintes et le confinement sur celui-ci. Ces essais serviront à l'identification des paramètres de notre modèle viscoplastique pour ce matériau. 31 essais de fluage triaxial ont été réalisés.

Le but de ces essais était de comparer les performances de la GB4, avec celles du BBSG étudié par (Sohm, 2011), de modéliser son comportement dans la structure ferroviare, et finalement de vérifier à travers ces simulations si le matériau est adapté pour l'utilisation en voie ferrée en cas d'arrêt prolongé de trains sur la voie.

### 4.1 Conditions expérimentales

#### 4.1.1 Choix des conditions expérimentales

J'ai commencé par réaliser une série d'essais à  $q = 400$  kPa pour comparer les résultats obtenus à ceux du BBSG présenté précédemment. Nous verrons par la suite que les déformations obtenues au cours de ces essais sont très faibles. J'ai donc choisi de réaliser des essais pour des déviateurs entre 800 et 1200 kPa. Des simulations de structures ferroviaires, qui seront présentées dans le chapitre suivant, ont montré que la couche d'enrobé subit des contraintes de cet ordre de grandeur. Le système utilisé est en mesure de fournir jusqu'à 600 kPa de pression de confinement. Les simulations ont montré que les contraintes hydrostatiques subies par le matériau sont inférieures à 500 kPa, excepté en quelques points. J'ai donc choisi d'imposer des pressions de confinement allant de 0 à 500 kPa pour les essais.

La figure 4.1 montre pour rappel le mode de chargement d'une éprouvette lors d'un essai triaxial de fluage. Le déviateur des contraintes  $q$  et la pression de confinement  $\sigma_R$  (ou  $\sigma_{rad}$ ) sont maintenus constants au cours de l'essai. On suit l'évolution dans le temps des déformations axiales et radiales de l'éprouvette. L'essai est arrêté lorsque les déformations atteignent un seuil de 1,5%, ou après une durée de 4 jours.

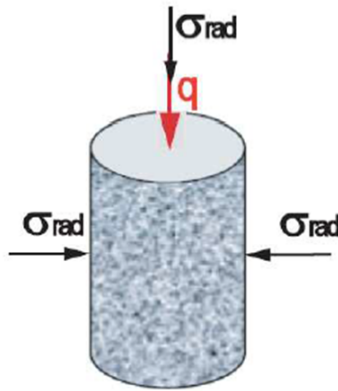


FIGURE 4.1: Mode de chargement d'un essai triaxial de fluage (Sohm et al., 2012)

#### 4.1.2 Essais réalisés

Les essais de fluage triaxial réalisés et dont les résultats sont exploitables sont listés dans le tableau 4.1. Les valeurs du déviateur  $q$  et de la pression de confinement  $\sigma_R$  appliqués pour chaque essai, ainsi que le pourcentage de vides de chaque éprouvette sont indiqués. Il varie entre 3,9% et 5,5%. Tous les essais sont réalisés à une température de 20°C. Comme évoqué précédemment, les voies en tunnel ne subissent pas ou peu les variations de température journalières et saisonnières. L'étude du comportement du matériau à la température de 20°C doit être suffisante pour obtenir des ordres de grandeur exploitables. Par ailleurs, l'étude du matériau à plusieurs températures nécessiterait de réaliser presque tous ces essais à nouveau, pour chaque température étudiée. La réalisation d'une telle campagne expérimentale exigerait plus de temps que celui dont nous disposons à ce stade.

La moyenne des vides dans les éprouvettes est de 4,68%, avec un écart-type de 0.48 points de pourcentage, soit 10,3% de la moyenne.

Essai	Déviateur $q$ (kPa)	Pression $\sigma_R$ (kPa)	Eprouvette	Vides (%)
1	400	0	8	5,4
2	400	50	9	5,3
3	400	100	10	5,4
5	800	200	11	4,6
6	400	25	12	5,2
9	1500	400	14	4,4
10	1500	200	15	4,3
11	1200	500	16	5,2
12	1200	200	17	4,7
13	1200	100	18	4,7
14	1000	200	19	4,3
15	1000	500	20	4,8
16	800	500	21	4,7
17	800	0	22	4,5
18	600	0	23	4,5
19	1000	500	24	5,5
20	800	0	25	4,5
21	800	100	26	3,7
27	1000	200	33	4,4
28	800	200	34	4,4
29	800	200	35	3,9

TABLE 4.1: Essais triaxiaux de fluage réalisés

### 4.1.3 Répétabilité des essais

Des essais de répétabilité ont été effectués. Deux essais de répétabilité à  $q = 800$  kPa,  $\sigma_R = 0$ , et trois essais à  $q = 800$  kPa,  $\sigma_R = 200$  kPa ont été réalisés.

La figure 4.2 montre l'évolution des déformations axiale et radiales en fonction du temps pour les essais 17 et 20. Ces essais sont ceux à  $q = 800$  kPa et  $\sigma_R = 0$ . Nous avons choisi d'évaluer la répétabilité sans confinement car elle est généralement moins bonne dans ces conditions. Une mesure de répétabilité se fait normalement sur un nombre d'échantillons plus conséquent (5 à 10). Deux échantillons ne sont pas suffisants pour calculer une valeur précise de répétabilité, mais un nombre d'échantillons plus importants aurait été trop coûteux vis-à-vis de la campagne expérimentale. Le but ici est d'avoir un ordre de grandeur de la dispersion à laquelle on peut s'attendre.

Pour rappel, la convention mécanique des sols est utilisée : les déformations sont positives en contraction et négatives en extension. Dans les essais présentés, les déformations axiales sont donc positives, et les déformations radiales négatives.

Les déformations axiales des deux essais sont très similaires. A 100 000s, elles sont de 0,72% pour l'essai 17 et 0,7% pour l'essai 20, soit une moyenne de 0,71% et un écart relatif de 0,01

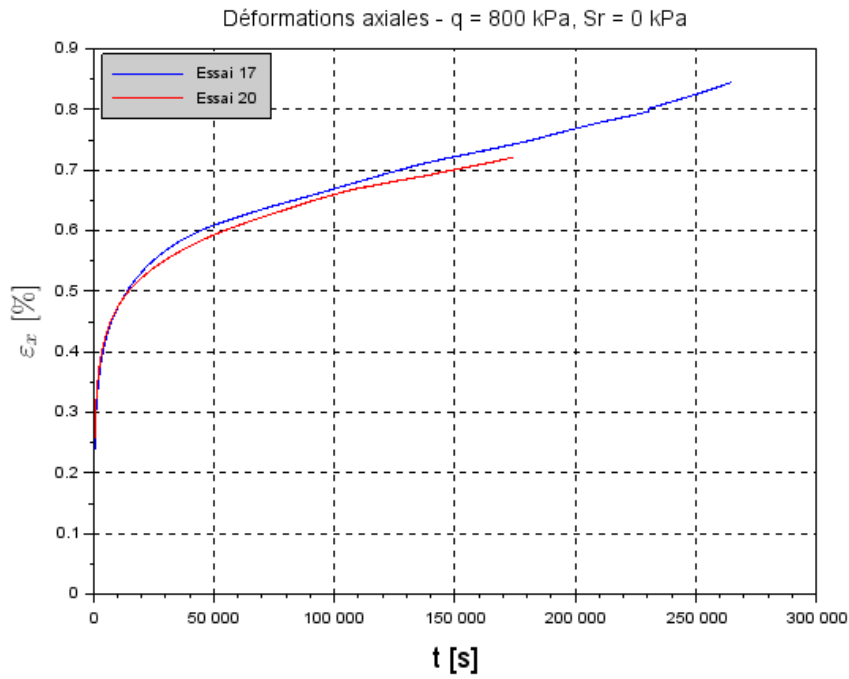


point de pourcentage.

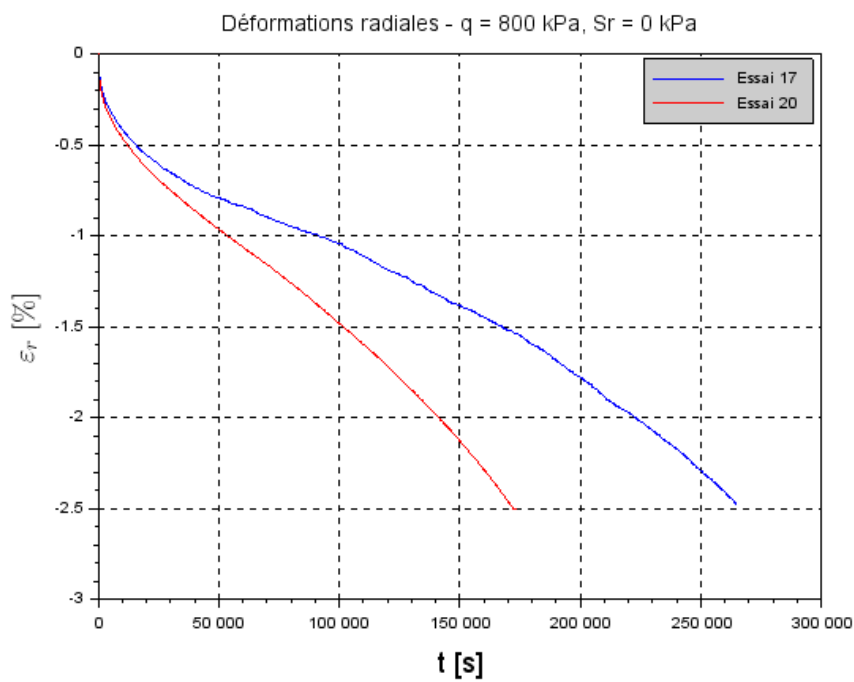
Les déformations radiales des deux essais ont une forme semblable. Cependant, les déformations s'accumulent à des vitesses très différentes. A 100 000s, les déformations radiales pour l'essai 17 sont de -1,3% pour l'essai 17 et de -2,1% pour l'essai 20, soit une moyenne de -1,7% et un écart relatif de 0,06 points de pourcentage.

La figure 4.3a présente la déformation volumique en fonction du temps. Comme dans le cas des déformations radiales, les courbes ont une forme similaire mais les valeurs de déformation divergent rapidement. A 100 000s, on a -2% de déformation volumique pour l'essai 17, contre -3,5% pour l'essai 20.

La figure 4.3b montre les déformations volumiques en fonction de la déformation axiale afin d'avoir une vision du comportement volumique indépendante de la cinétique d'évolution. On observe que les comportements sont très similaires pour les deux essais pour des niveaux de déformation axiale allant jusqu'à 0,5% environ. Cependant, pour une déformation axiale de 0,7%, on a -1,8% de déformation volumique pour l'essai 17, et -3,6% pour l'essai 20.

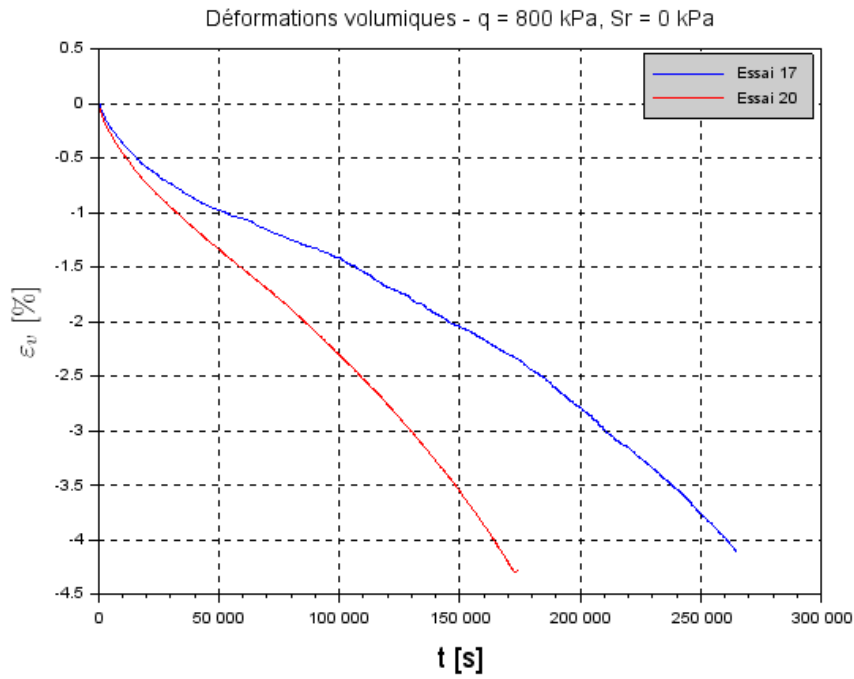


(a) Déformations axiales

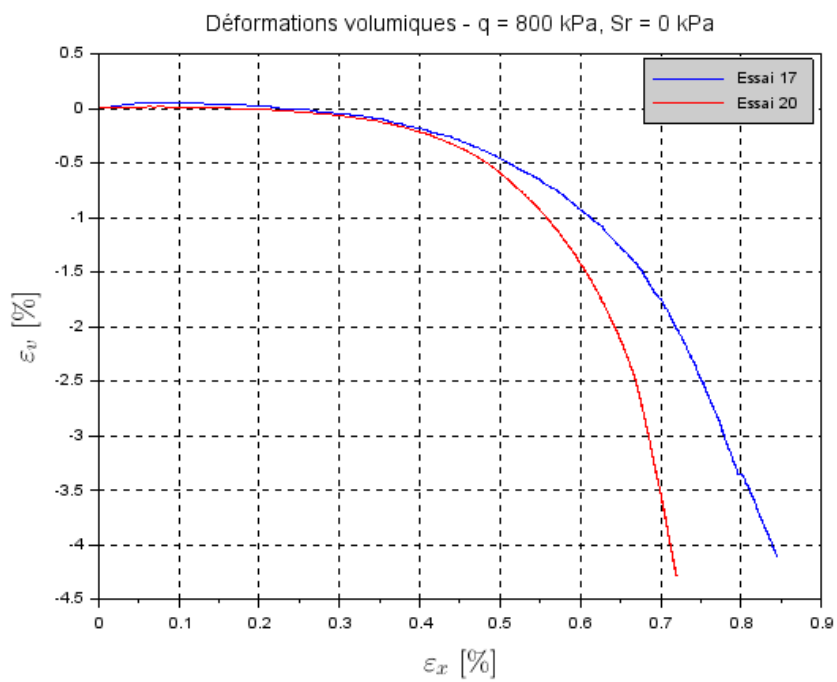


(b) Déformations radiales

FIGURE 4.2: Déformations axiales et radiales obtenues pour deux essais à  $q = 800$  kPa,  $\sigma_R = 0$  kPa



(a) Déformations volumiques en fonction du temps



(b) Déformations volumiques en fonction de la déformation axiale

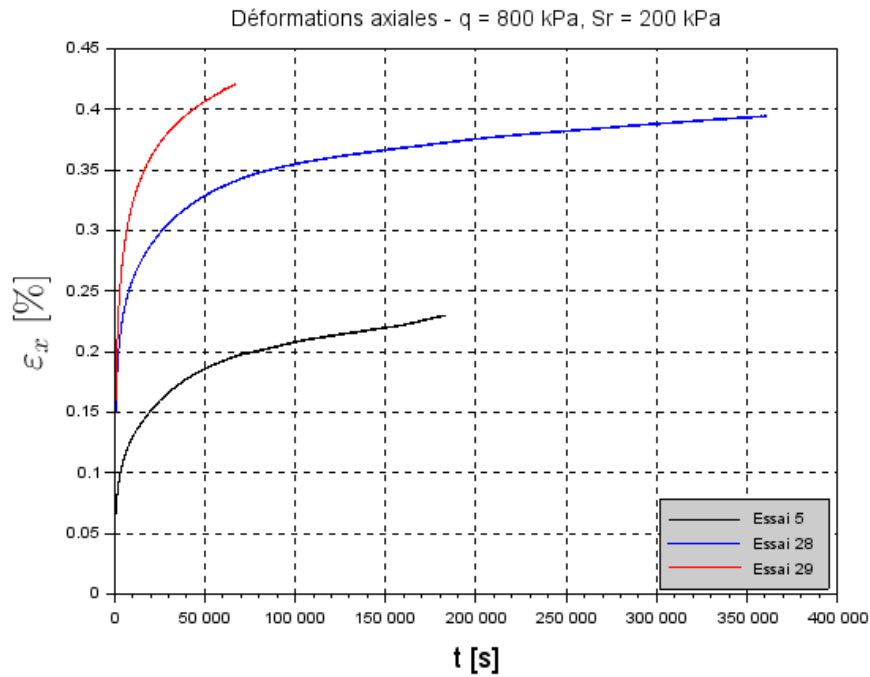
FIGURE 4.3: Déformations volumiques obtenues pour deux essais à  $q = 800$  kPa,  $\sigma_R = 0$  kPa

Des essais de répétabilité ont aussi été effectués pour un déviateur  $q = 800$  kPa en appliquant une pression de confinement  $\sigma_R = 200$  kPa. Trois essais ont été effectués pour ce chargement. La figure 4.4a montre l'évolution des déformations axiales en fonction du temps pour ces trois essais. Les trois courbes ont des allures similaires : augmentation rapide de la déformation dans un premier temps, puis diminution de la vitesse de déformation. Cependant, les niveaux de déformation obtenus pour les trois essais réalisés sont très différents. A 50 000s, on a 0,18% de déformation axiale pour l'essai 5, 0,33% pour l'essai 28 et 0,41% pour l'essai 29. La moyenne des déformations axiales à ce temps est de 0,31%, avec un écart-type de 0,1 point de pourcentage. La figure 4.4b présente l'évolution des déformations radiales en fonction du temps. Ici encore, les trois courbes présentent l'augmentation rapide des déformations initialement, puis la diminution du taux de déformation. A 50 000s, nous avons -0,17% de déformation radiale pour l'essai 5, -0,21% pour l'essai 28 et -0,31% pour l'essai 29. La moyenne des déformations radiales à ce temps est de -0,23%, avec un écart-type de 0,06 points de pourcentage. La figure 4.5a montre l'évolution des déformations volumiques en fonction du temps. La figure 4.5b présente les déformations volumiques en fonction de la déformation axiale. Nous voyons ici que les comportements volumiques des essais 28 et 29, pris indépendamment de la cinétique, sont quasi identiques. De plus, ils sont tous deux très légèrement contractants en début d'essai. Cependant, le comportement de l'essai 5 est complètement différent et ne présente pas le comportement initialement contractant observé lors des deux autres essais.

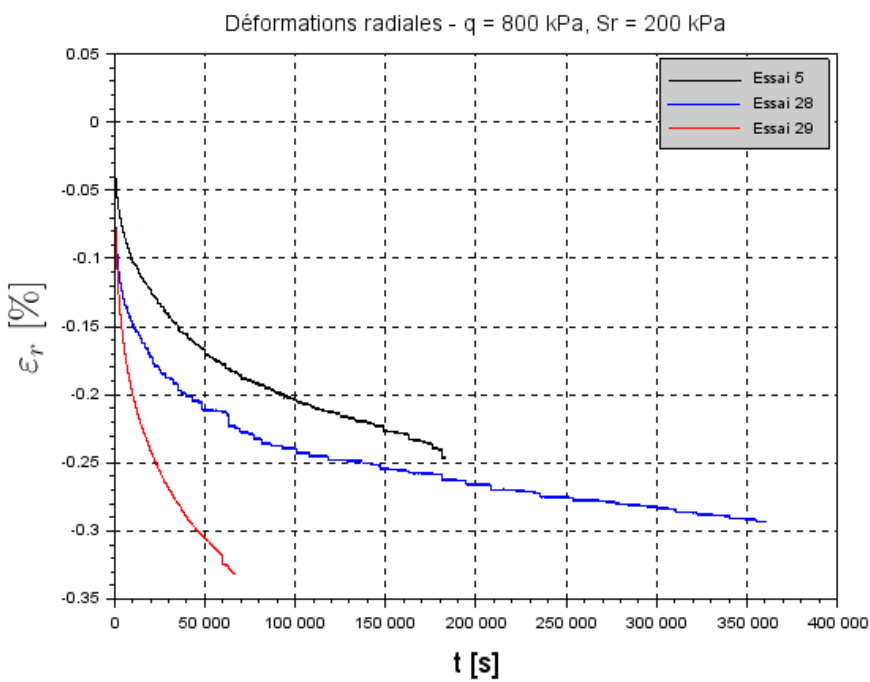
Compte tenu des ordres de grandeur obtenus pour les écarts entre les mesures, nous pouvons considérer que la répétabilité des essais est de l'ordre de 0,06 points de pourcentage. La figure 4.5b nous incitera dans les analyses qui suivent à ignorer les résultats de l'essai 5, rendant les études comparatives plus rationnelles.

Cette dispersion des résultats a nécessairement une influence sur l'interprétation des résultats des simulations numériques présentées dans le prochain chapitre. Par exemple, en considérant une couche d'enrobé bitumineux de 20 cm d'épaisseur, 0,06% de déformation représente 0,12 mm de tassement permanent supplémentaire à prendre en compte.

La difficulté de notre étude de répétabilité est le nombre d'essais : deux sans confinement, trois avec confinement. Les résultats obtenus sont par ailleurs contre-intuitifs : on devrait s'attendre à plus de dispersion sans confinement. Cette étude montre la perfectibilité de nos études expérimentales. Elle nous incite à ne pas considérer nos résultats d'essais comme indiscutables. La variabilité du matériau et des essais peuvent rendre l'étude compliquée.

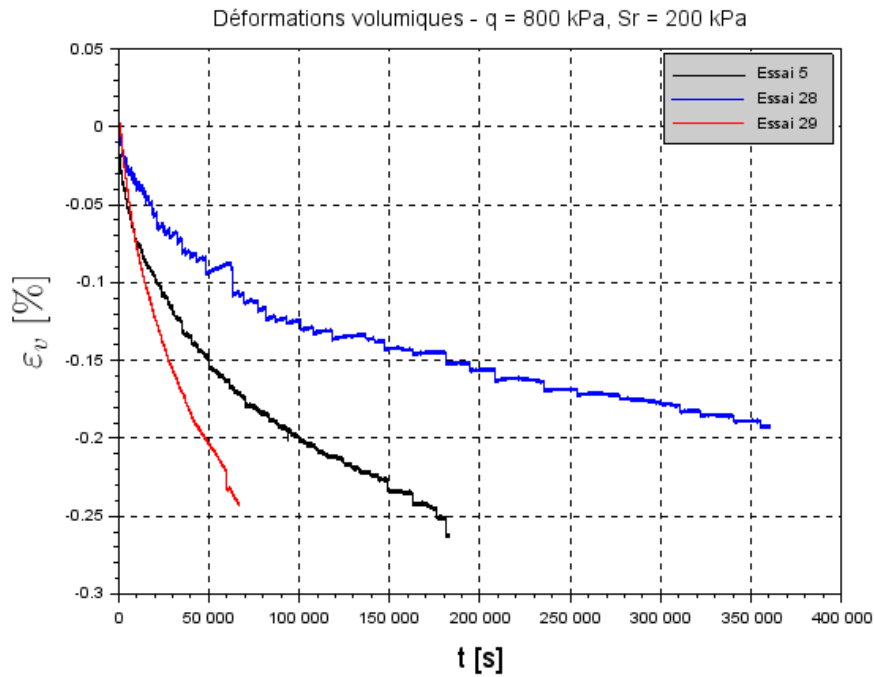


(a) Déformations axiales

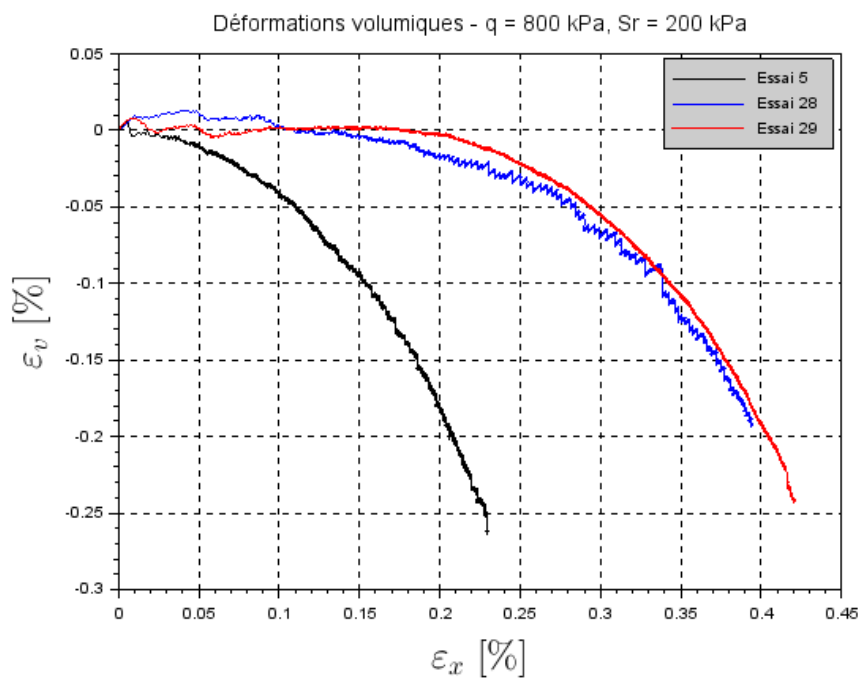


(b) Déformations radiales

FIGURE 4.4: Déformations axiales et radiales obtenues pour deux essais à  $q = 800$  kPa,  $\sigma_R = 200$  kPa



(a) Déformations volumiques en fonction du temps



(b) Déformations volumiques en fonction de la déformation axiale

FIGURE 4.5: Déformations volumiques obtenues pour deux essais à  $q = 800$  kPa,  $\sigma_R = 200$  kPa

## 4.2 Influence de la pression de confinement $\sigma_R$

Dans le cadre de nos essais de fluage, deux paramètres sont contrôlables : le déviateur et la pression de confinement. Nous allons donc étudier ces paramètres d'essais indépendamment. Le tableau 4.2 présente les séries d'essais ayant été réalisés à même déviateur des contraintes imposé. La pression de confinement a été modifiée d'un essai à l'autre au sein d'une même série afin d'en étudier l'influence sur le comportement du matériau.

Essai	$q$ (kPa)	$\sigma_R$ (kPa)
1	400	0
6	400	25
2	400	50
3	400	100
17	800	0
21	800	100
29	800	200
16	800	500
13	1200	100
12	1200	200
11	1200	500

TABLE 4.2: Essais réalisés à différentes pressions de confinement

### 4.2.1 Série à $q = 400$ kPa - comparaison du comportement triaxial d'une GB4 et d'un BBSG

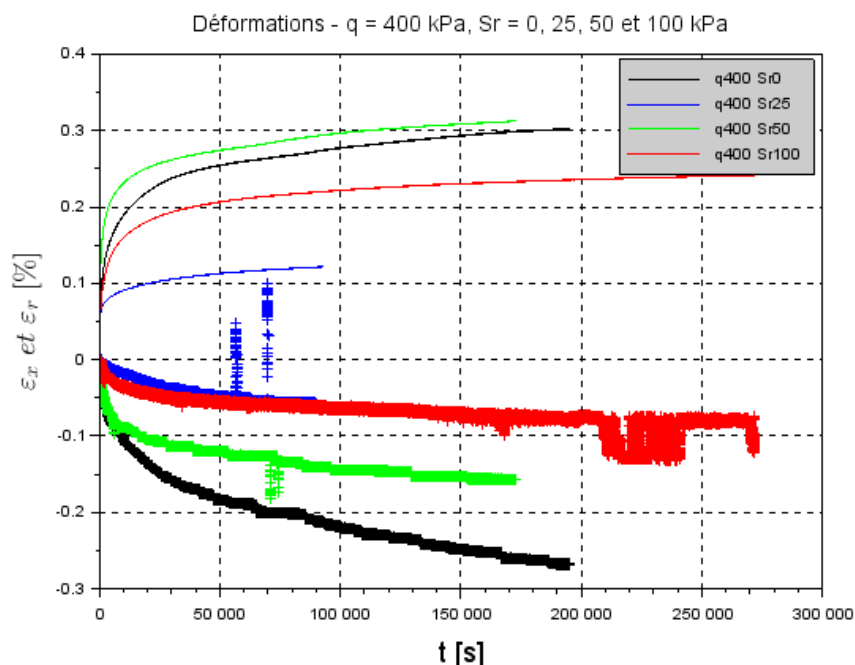
La première série d'essais réalisée avait pour but de comparer les performance de notre GB4 à celles du BBSG ayant servi de matériau de référence pour la première identification des paramètres du modèle viscoplastique.

Pour ce faire, une série d'essais à un niveau de déviateur  $q = 400$  kPa a été réalisée, comme montré dans le tableau 4.2. Cette série d'essais reprend les chargements auxquels avait été soumis le BBSG. La figure 4.6 montre les déformations axiales et radiales obtenues pour la GB4 et le BBSG. Pour la GB4, dans la figure 4.6a, les déformations axiales sont positives et les déformations radiales sont négatives.

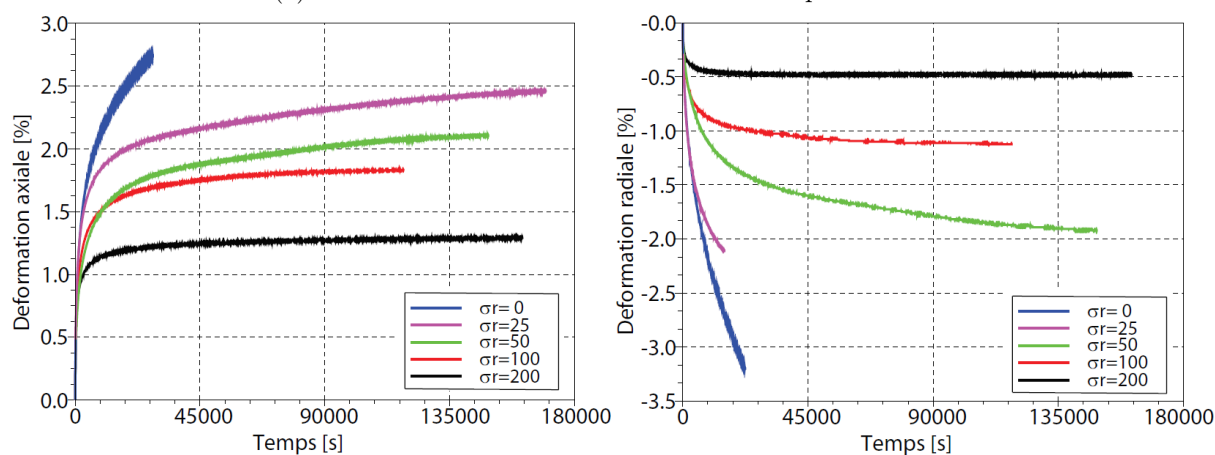
Dans le cas de la GB4, pour l'essai à  $\sigma_R = 100$  kPa, on obtient à  $t = 100\,000$  s les déformations  $\varepsilon_x = 0,22\%$  et  $\varepsilon_R = -0,06\%$ , contre  $1,7\%$  et  $-1,1\%$  respectivement pour le BBSG. De manière analogue, pour l'essai sans confinement, le BBSG atteint  $\varepsilon_x = 2,5\%$  et  $\varepsilon_R = -3\%$  au bout d'environ  $20\,000$ s, alors que la GB4 n'atteint les  $\pm 0,3\%$  de déformation en un temps environ dix fois plus long. La GB4 se déforme entre 8 et 10 fois moins que le BBSG dans des conditions de chargement équivalentes.

La figure 4.7 montre les déformations volumiques en fonction de la déformation axiale pour les deux matériaux. On voit que, pour les deux matériaux, la plupart des essais sont initialement contractants. Dans le cas du BBSG, tous les essais ( $\sigma_R = 0, 25, 50$  et  $100$  kPa) deviennent

dilatants. Dans le cas de la GB4, les essais à  $\sigma_R = 0, 25$  et  $50$  kPa deviennent également dilatants. Les deux matériaux bitumineux ont des comportements volumiques assez comparables, mais pour des niveaux de déformations très différents.



(a) Déformations axiales et radiales obtenues pour la GB4



(b) Déformations axiales obtenues pour le BBSG (Sohm, 2011)

(c) Déformations radiales obtenues pour le BBSG (Sohm, 2011)

FIGURE 4.6: Comparaison des déformations axiales et radiales obtenues pour  $q = 400$  kPa pour la GB4 et le BBSG



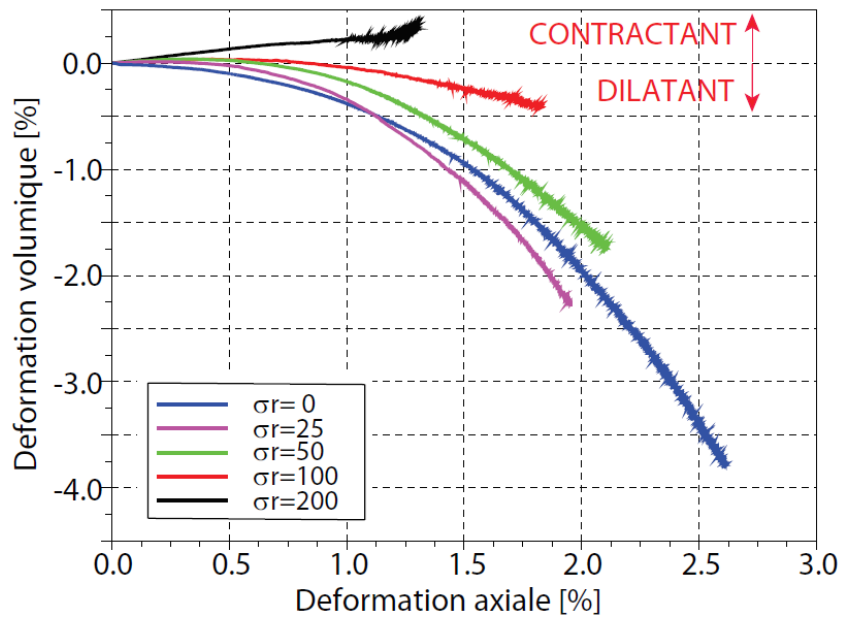
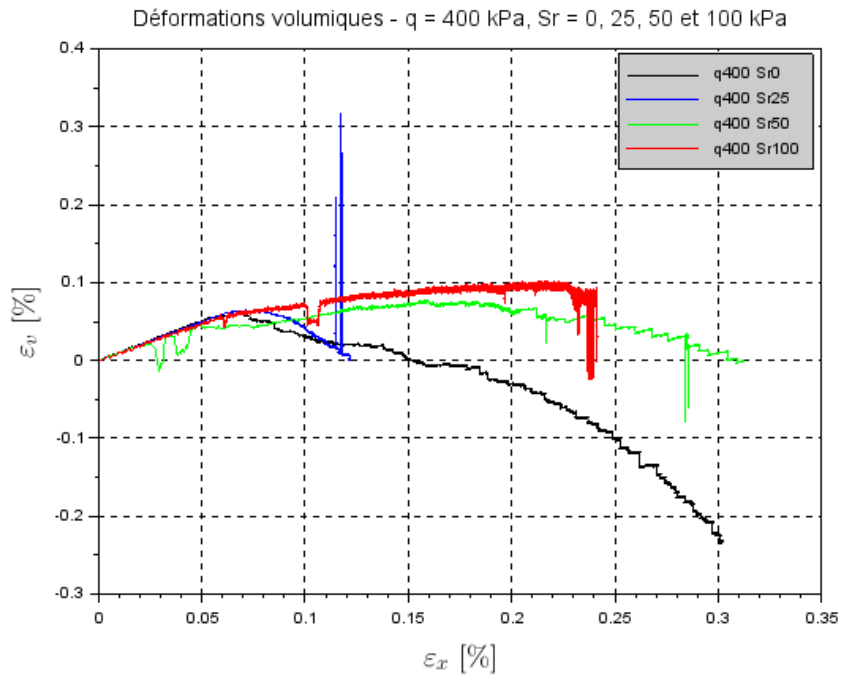


FIGURE 4.7: Comparaison des déformations volumiques obtenues pour  $q = 400$  kPa pour la GB4 et le BBSG

### 4.2.2 Série d'essais à $q = 800$ kPa

La figure 4.8 montre les déformations axiales et radiales obtenues pour la série d'essais à un niveau de déviateur  $q = 800$  kPa. Pour rappel, les déformations axiales sont positives et les déformations radiales sont négatives.

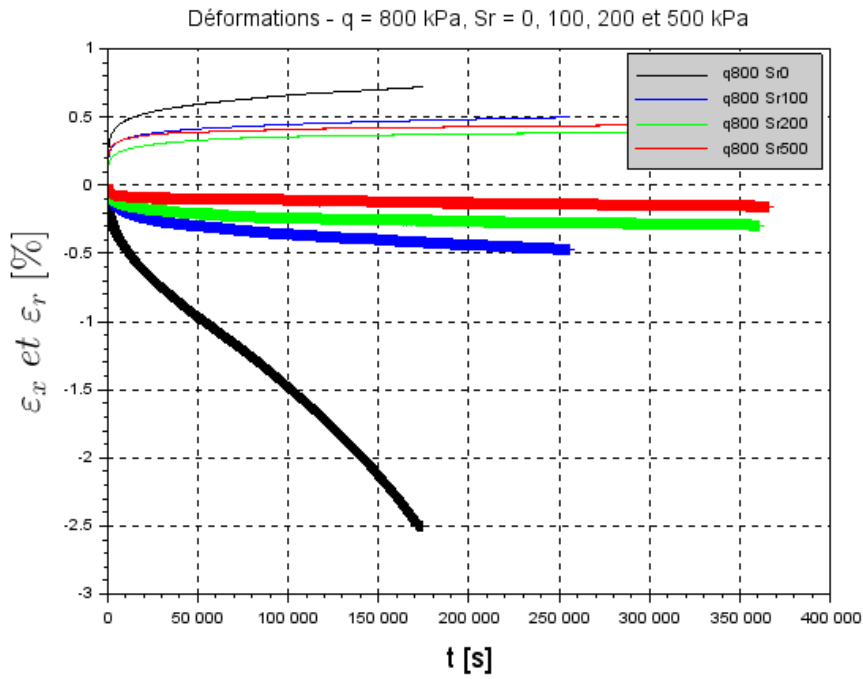
On observe que plus la pression de confinement est élevée, plus les déformations axiales et radiales sont faibles et s'accumulent lentement. Par ailleurs, pour des pressions de confinement élevées, les déformations semblent tendre vers une valeur asymptotique et donc stabiliser. Par la suite, nous considérerons qu'un essai est stabilisant si la pente des déformations axiales et radiales est inférieure à 1 point de pourcentage par million de secondes. Ceci correspond à une déformation de 1% pour une durée de chargement de 11 jours. C'est en ordre de grandeur beaucoup plus long que le stationnement d'un train de fret qui serait en panne sur une voie. En utilisant ce critère, les essais effectués à  $\sigma_R = 200$  kPa et  $\sigma_R = 500$  kPa sont considérés stabilisants.

Nous observons cependant que pour le confinement le plus élevé,  $\sigma_R = 500$  kPa (en rouge), les déformations axiales sont plus élevées que pour l'essai à  $\sigma_R = 200$  kPa. Ceci est contraire à la tendance observée dans les autres essais. Les déformations radiales respectent quant à elles toutes la même tendance : plus le confinement est élevé, plus les déformations sont faibles. Cette inversion de tendance peut être expliquée en premier lieu par la variabilité des résultats. Ce n'est cependant pas la seule explication. La contrainte axiale totale est  $\sigma_X = \sigma_R + q$ . L'augmentation importante de la contrainte axiale totale pourrait donc entraîner une déformation verticale plus importante même en présence d'un confinement élevé.

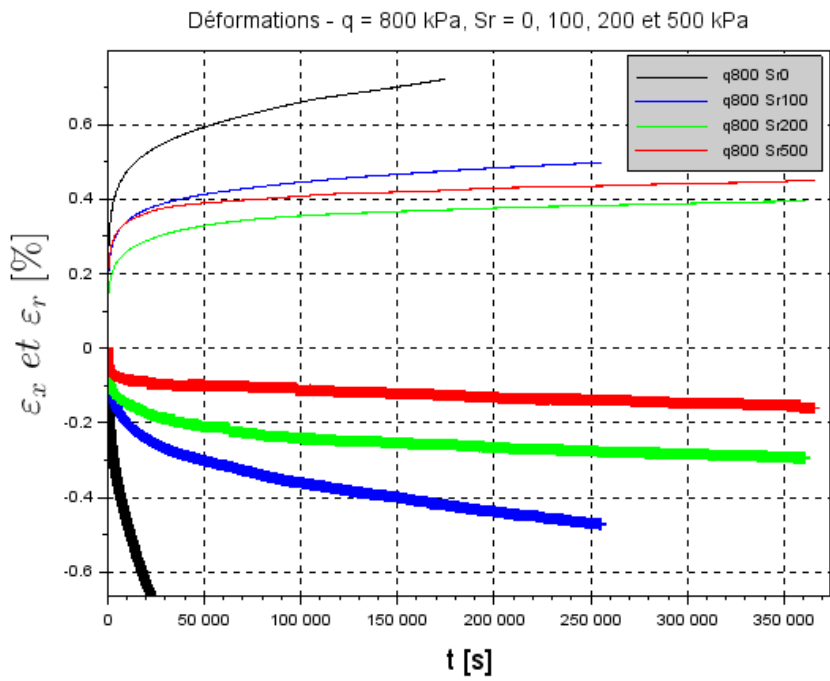
L'essai non confiné passe par les trois phases de fluage. Dans un premier temps, les déformations s'accumulent rapidement. Ensuite, la vitesse de déformation ralentit. Dans un troisième temps, la vitesse de déformation augmente à nouveau et l'éprouvette tend vers la ruine : c'est le fluage tertiaire. Il commence ici lorsqu'une déformation radiale de 1,5% est atteinte. Le fluage tertiaire n'est pas observé pendant les essais confinés.

La figure 4.9 montre l'évolution des déformations volumiques en fonction du temps pour ces essais. On rappelle qu'en convention mécanique des sols, une déformation volumique positive traduit un comportement contractant. Nous voyons que plus le confinement est élevé, plus le comportement du matériau est contractant. Dans le cas de l'essai le plus confiné, à  $\sigma_R = 500$  kPa, le comportement est strictement contractant.

La figure 4.10 montre l'évolution des déformations volumiques en fonction de la déformation axiale. On remarque que les trois essais dilatants suivent un chemin de déformation très semblable. Il semblerait qu'à déviateur égal, les essais dilatants présentent des comportements volumiques équivalents.

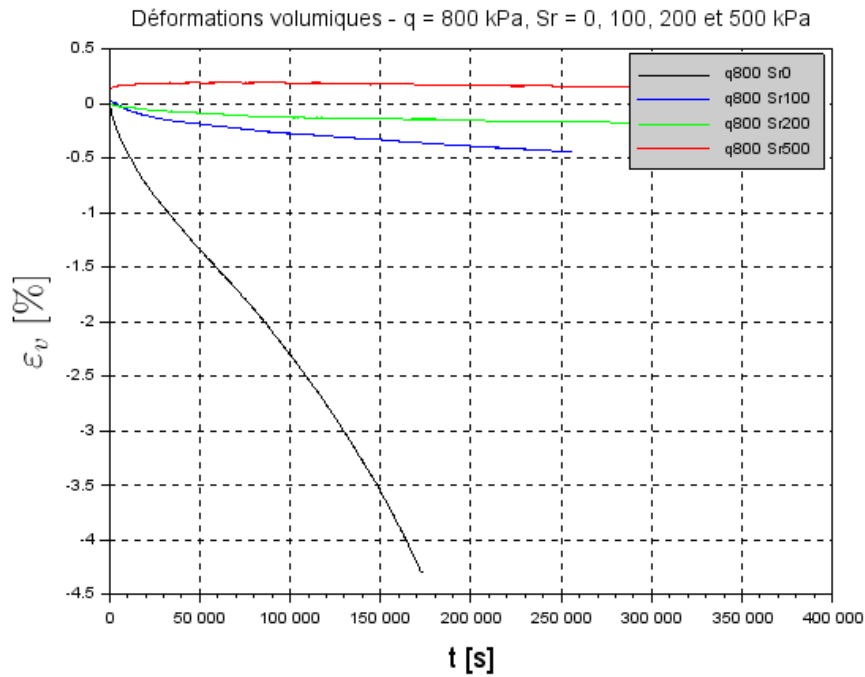


(a) Vue globale

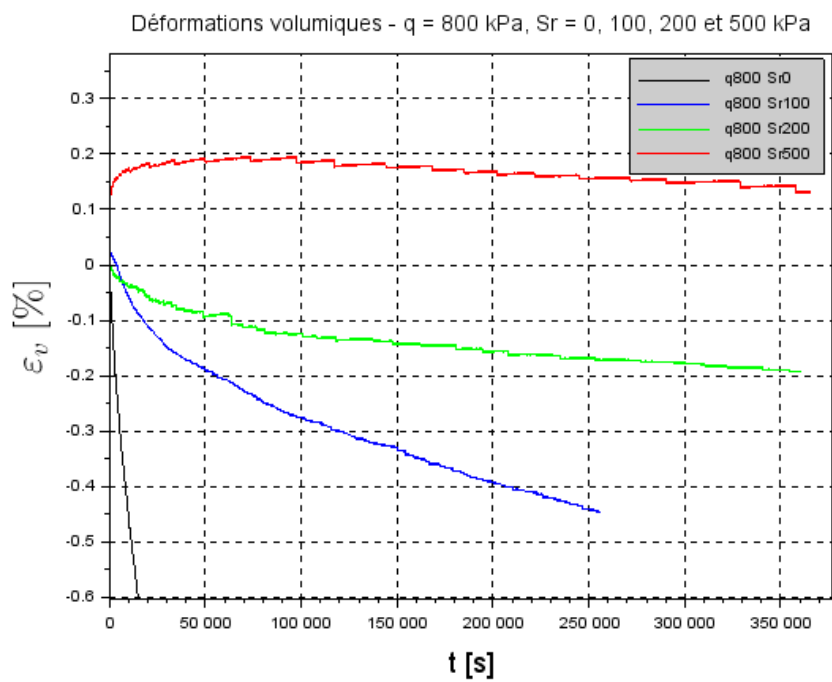


(b) Zoom sur les essais confinés

FIGURE 4.8: Déformations axiales et radiales obtenues pour  $q = 800$  kPa

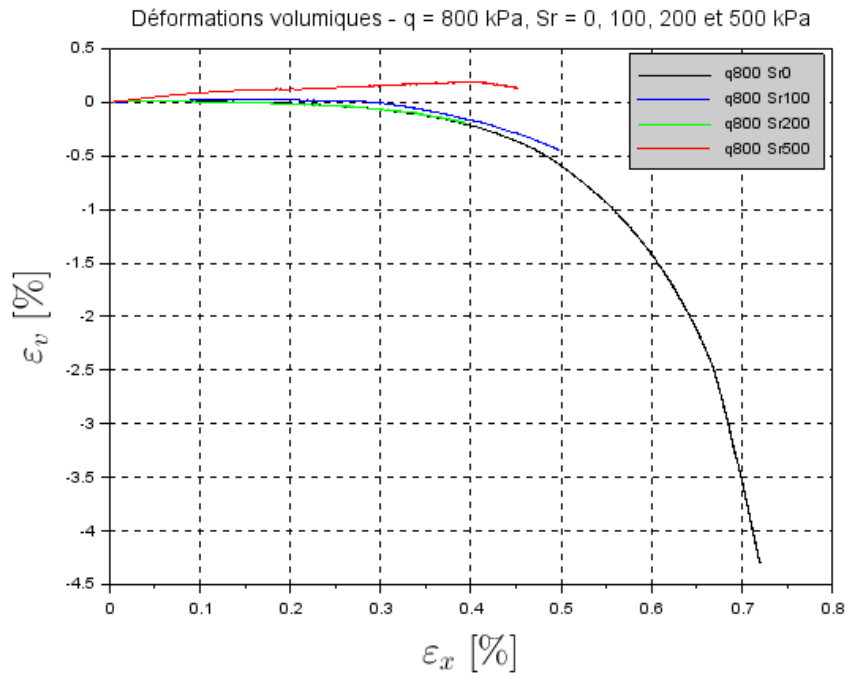


(a) Vue globale

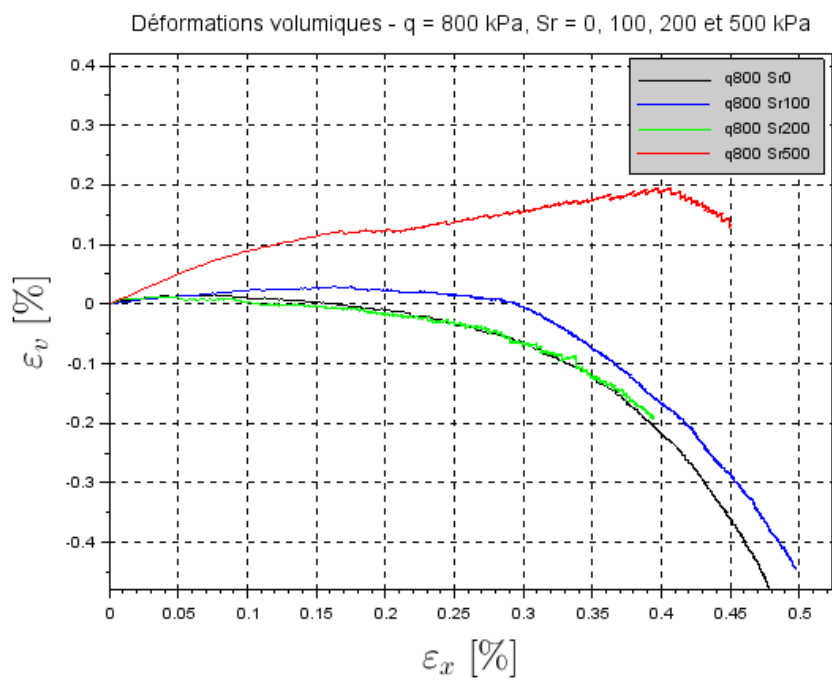


(b) Zoom sur les essais confinés

FIGURE 4.9: Déformations volumiques en fonction du temps pour  $q = 800$  kPa



(a) Vue globale



(b) Zoom sur les essais confinés

FIGURE 4.10: Déformations volumiques en fonction de la déformation axiale pour  $q = 800$  kPa

### 4.2.3 Série d'essais à $q = 1200$ kPa

La figure 4.11 présente les déformations axiales et radiales obtenues pour la série d'essais effectuée pour  $q = 1200$  kPa. Les déformations axiales sont positives et les déformations radiales sont négatives.

On observe à nouveau que plus le confinement est élevé, plus les déformations axiales et radiales sont faibles, ce qui confirme la tendance observée précédemment. La particularité de ces essais à fort niveau de déviateur est que même en présence d'une pression de confinement, les essais ne conduisent pas toujours à la stabilisation des déformations. En particulier, les essais à  $\sigma_R = 100$  kPa et  $\sigma_R = 200$  kPa ne stabilisent pas. Dans le cas de l'essai à  $\sigma_R = 500$  kPa, la déformation radiale (qui est la déformation la plus élevée) a une pente en fin d'essai de  $1,10^{-6} \text{ \%}.s^{-1}$ . Cet essai est donc à la limite de notre critère de stabilité bien que le confinement soit élevé. L'essai à  $\sigma_R = 200$  kPa montre une asymptote oblique pour les déformation axiales et radiales. L'essai à  $\sigma_R = 100$  kPa fait apparaître le fluage tertiaire. Comme précédemment, il se manifeste par un point d'inflexion pour une déformation radiale d'environ 1,5%. Il est intéressant de noter que c'est la même valeur observée pour l'apparition de ce phénomène dans l'essai à  $q = 800$  kPa et  $\sigma_R = 0$  kPa.

L'évolution de la déformation volumique en fonction de la déformation axiale est présentée dans la figure 4.12b. La figure 4.12a montre l'évolution des déformations volumiques en fonction du temps. Comme précédemment, plus la pression de confinement est élevée, plus le comportement est contractant.

Encore une fois, même pour des niveaux de confinement différents, les chemins de déformations volumiques restent très similaires.

Comme nous venons de le voir, dans les essais ( $q = 800$  kPa,  $\sigma_R = 0$  kPa) et ( $q = 1200$  kPa,  $\sigma_R = 100$  kPa), le fluage tertiaire apparaît pour une déformation radiale de 1,5% environ. L'essai à  $\sigma_R = 200$  kPa n'atteint pas de stabilité, sans atteindre le fluage tertiaire. Pour cet essai, la déformation radiale à la fin de l'essai est d'environ 1,5%. Dans tous les essais réalisés, lorsqu'on atteint une stabilisation des déformations, la valeur maximale de déformation radiale a toujours été inférieure à 1%. Le matériau ne semble pas être en mesure de subir des déformations d'extension supérieures à 1% pendant une période prolongée sans tendre vers la ruine.

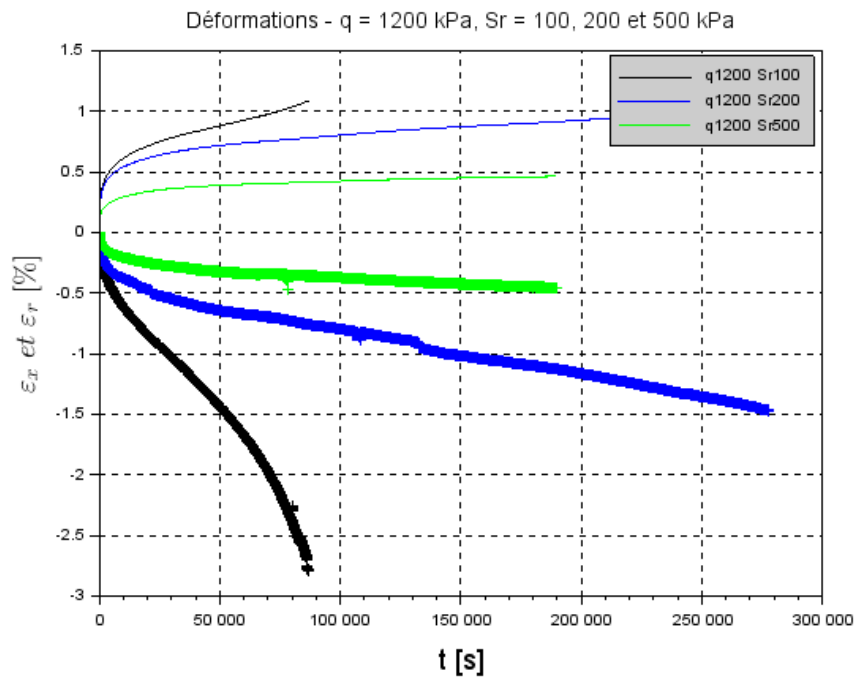
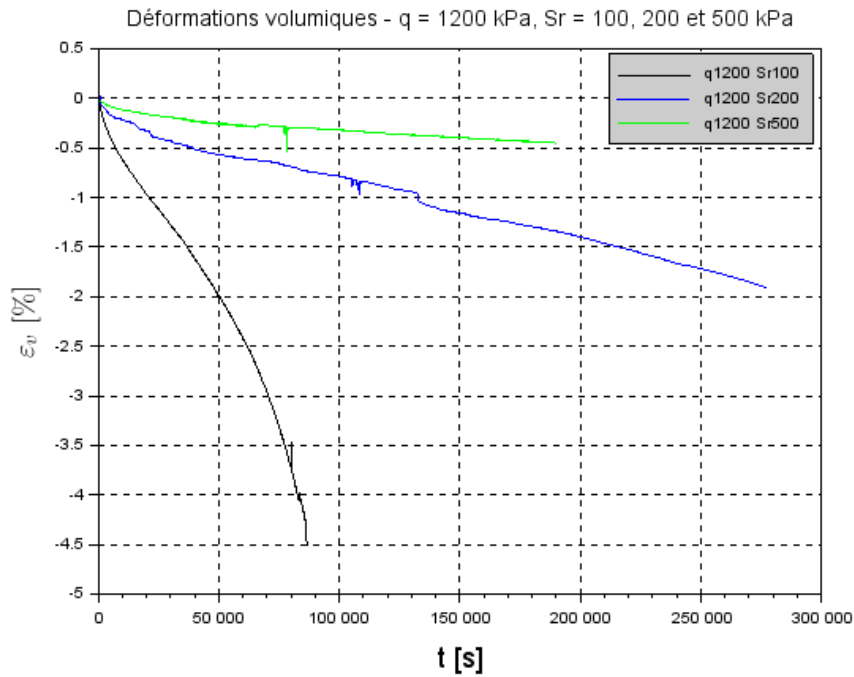
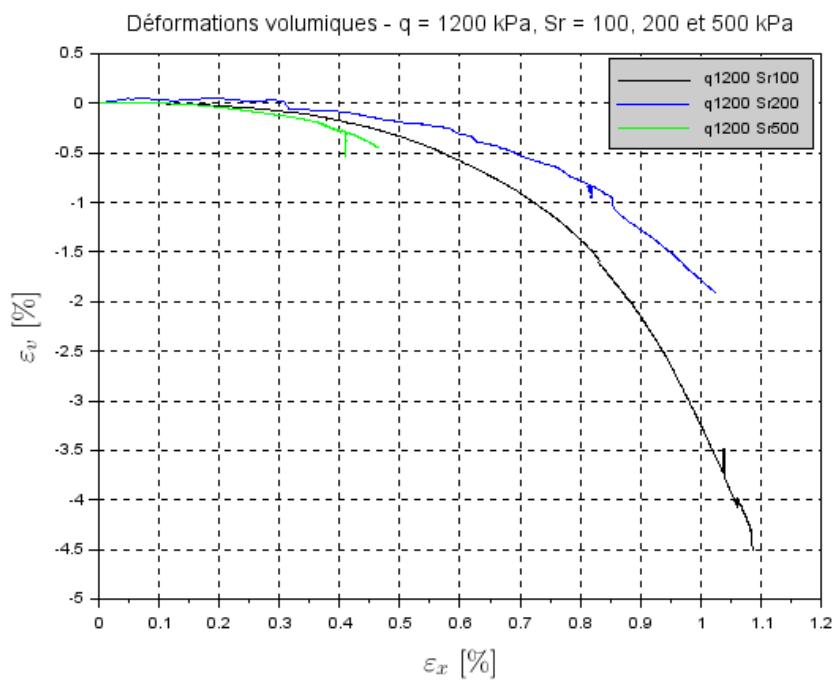


FIGURE 4.11: Déformations axiales et radiales obtenues pour  $q = 1200$  kPa



(a) Déformations volumiques en fonction du temps



(b) Déformations volumiques en fonction de la déformation axiale

FIGURE 4.12: Déformations volumiques obtenues pour  $q = 1200$  kPa



#### 4.2.4 Conclusion

Quel que soit le niveau de déviateur imposé, nous observons que :

- plus le confinement est élevé, plus le comportement est contractant,
- plus la pression de confinement est élevée, plus les déformations sont faibles et plus la vitesse de déformation est faible, donc plus les essais ont tendance à être stabilisants.

Cependant, même pour des confinements élevés, les déformations ne tendent pas à se stabiliser et on voit du fluage tertiaire apparaître. Il faut donc étudier l'influence du déviateur des contraintes à confinement constant.

Ces résultats montrent que le comportement des enrobés bitumineux dépend fortement de la pression de confinement. Cela signifie en particulier que les essais uniaxiaux (sans confinement), habituellement utilisés pour caractériser le comportement des enrobés, tendent à surestimer les déformations, et peuvent entraîner un sur-dimensionnement des structures. Il est donc important de tenir compte de l'effet du confinement sur le comportement du matériau lors de son dimensionnement pour les structures.

#### 4.3 Influence du déviateur des contraintes $q$

Deux séries d'essais ont été effectuées pour étudier l'influence du déviateur imposé, pour une même pression de confinement. Les essais réalisés sont présentés dans le tableau 4.3.

Essai	$\sigma_R$ (kPa)	$q$ (kPa)
3	100	400
21	100	800
13	100	1200
29	200	800
14	200	1000
12	200	1200
10	200	1500

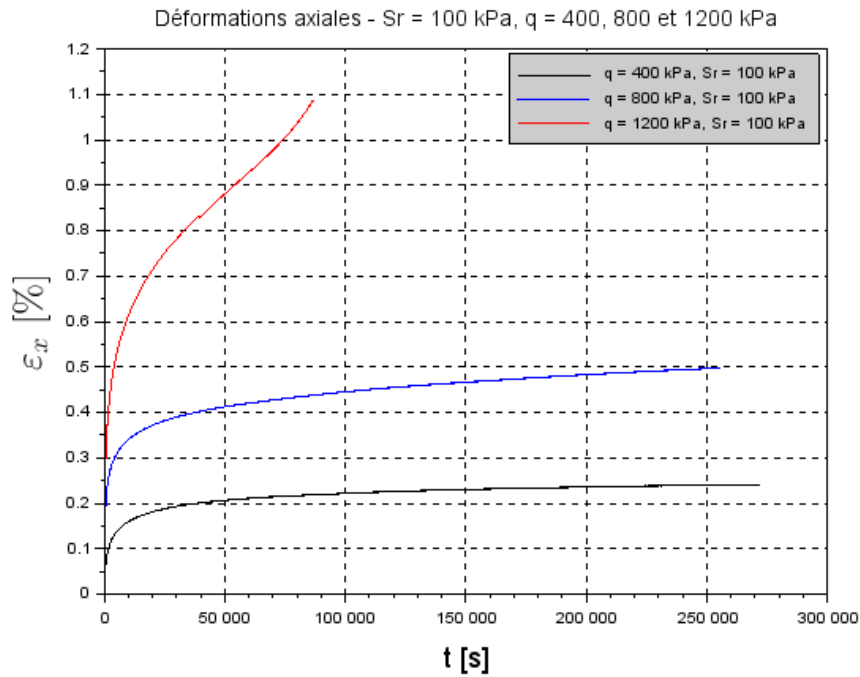
TABLE 4.3: Essais réalisés à différents déviateurs

##### 4.3.1 Série d'essais à $\sigma_R = 100$ kPa

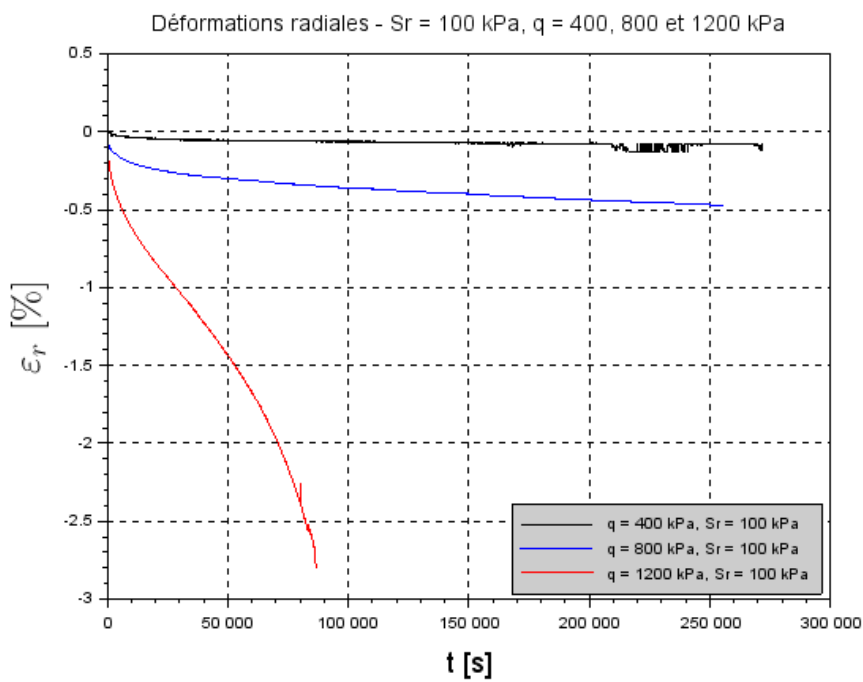
La figure 4.13 présente les déformations axiales et radiales obtenues pour la série d'essais effectuée à un niveau de confinement de  $\sigma_R = 100$  kPa.

Nous constatons qu'à confinement égal, plus le déviateur est élevé, plus les déformations axiales et radiales sont élevées, et plus elles s'accumulent rapidement. Pour des déviateurs suffisamment faibles (ici 400 kPa), les déformations tendent à se stabiliser.

La figure 4.14 montre l'évolution des déformations volumiques en fonction du temps et de la déformation axiale. On observe que plus le déviateur est élevé, plus le comportement est dilatant. L'essai à  $q = 400$  kPa est uniquement contractant. Dans ce cas, on observe une stabilisation des déformations (figures 4.13a et 4.13b).

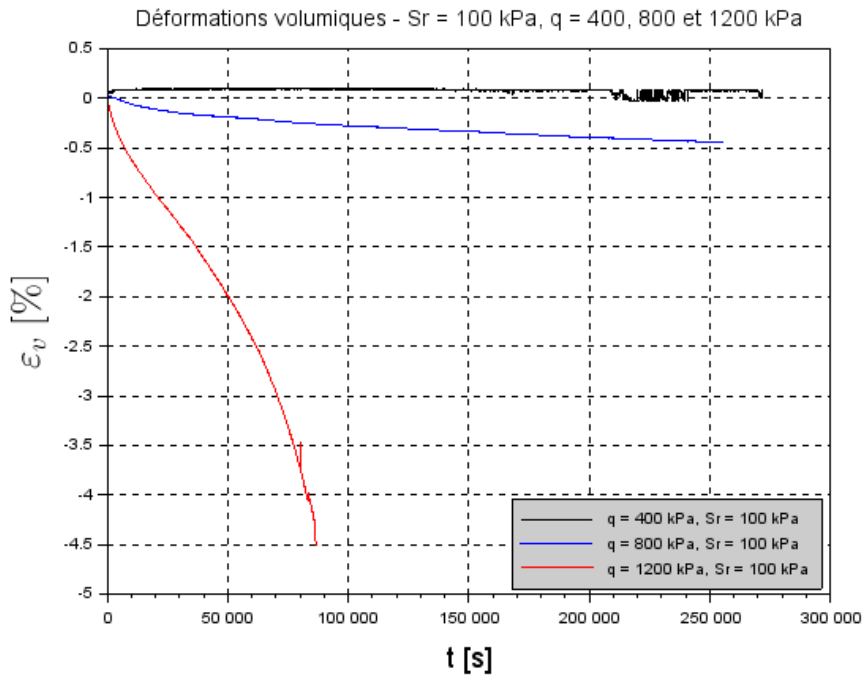


(a) Déformations axiales

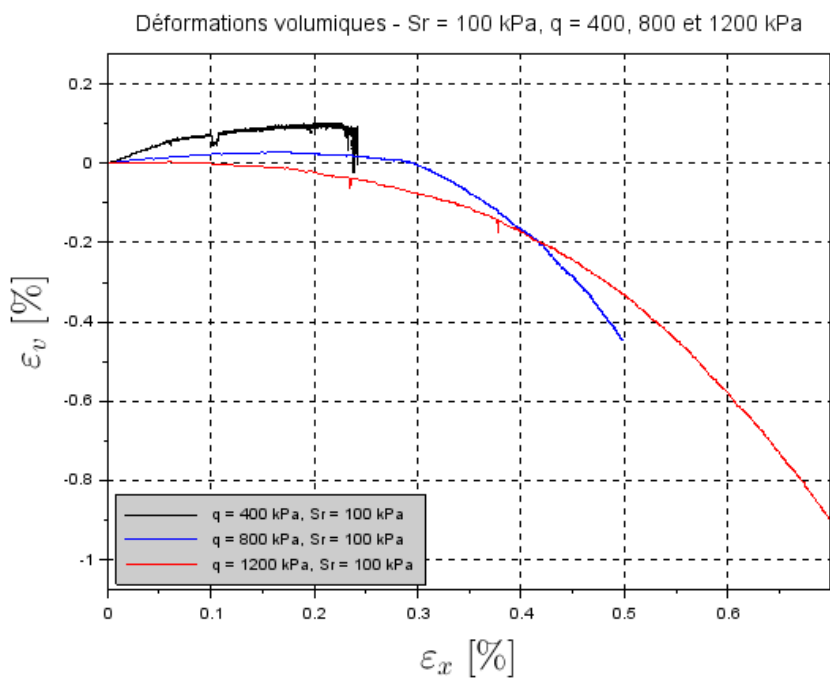


(b) Déformations radiales

FIGURE 4.13: Déformations axiales et radiales obtenues pour  $\sigma_R = 100$  kPa



(a) Déformations volumiques en fonction du temps



(b) Déformations volumiques en fonction de la déformation axiale (zoom)

FIGURE 4.14: Déformations volumiques obtenues pour  $\sigma_R = 100$  kPa

### 4.3.2 Série d'essais à $\sigma_R = 200$ kPa

La figure 4.15 présente les déformations axiales et radiales obtenues pour la série d'essais réalisée en imposant une pression de confinement de  $\sigma_R = 200$  kPa.

Nous voyons à nouveau que les essais peuvent être stables à faible déviateur. Cependant, pour des déviateurs plus élevés, les courbes de déformation présentent des asymptotes obliques (pour  $q = 1000$  et  $1200$  kPa, courbes bleue et verte respectivement). Pour un déviateur encore plus élevé,  $q = 1500$  kPa (courbe en rouge), le fluage tertiaire peut apparaître, et l'éprouvette tend rapidement vers la ruine.

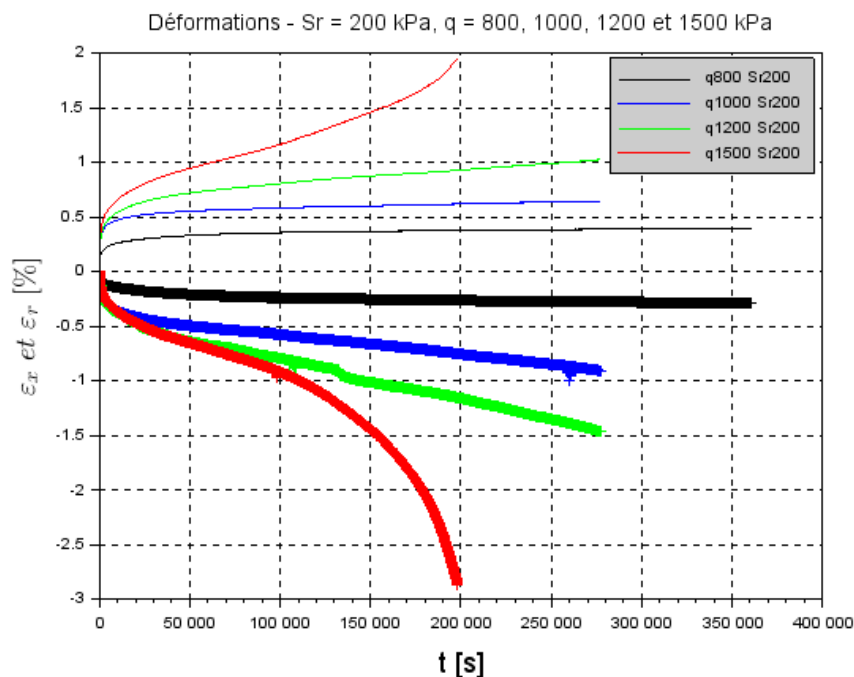
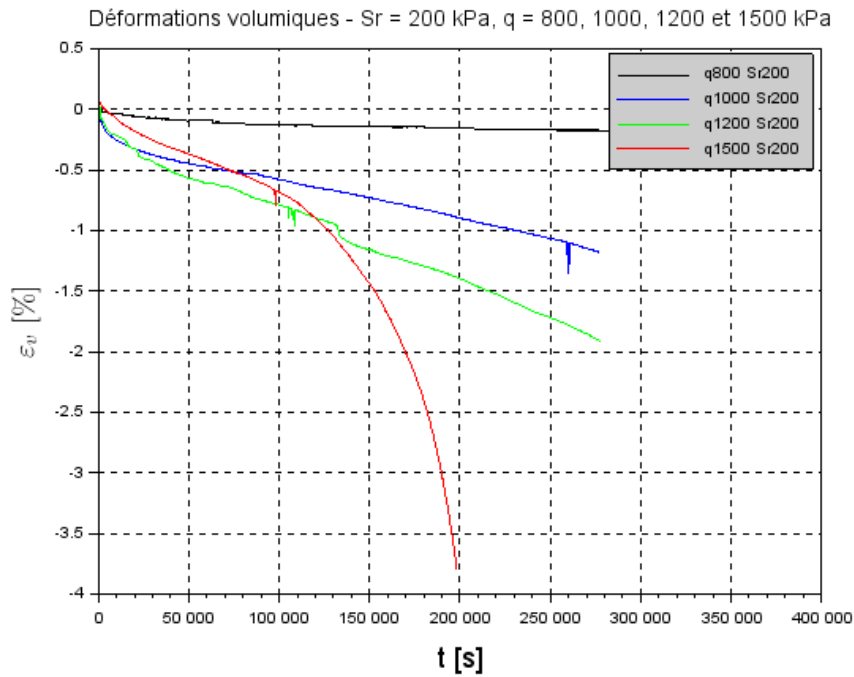


FIGURE 4.15: Déformations axiales et radiales obtenues pour  $\sigma_R = 200$  kPa

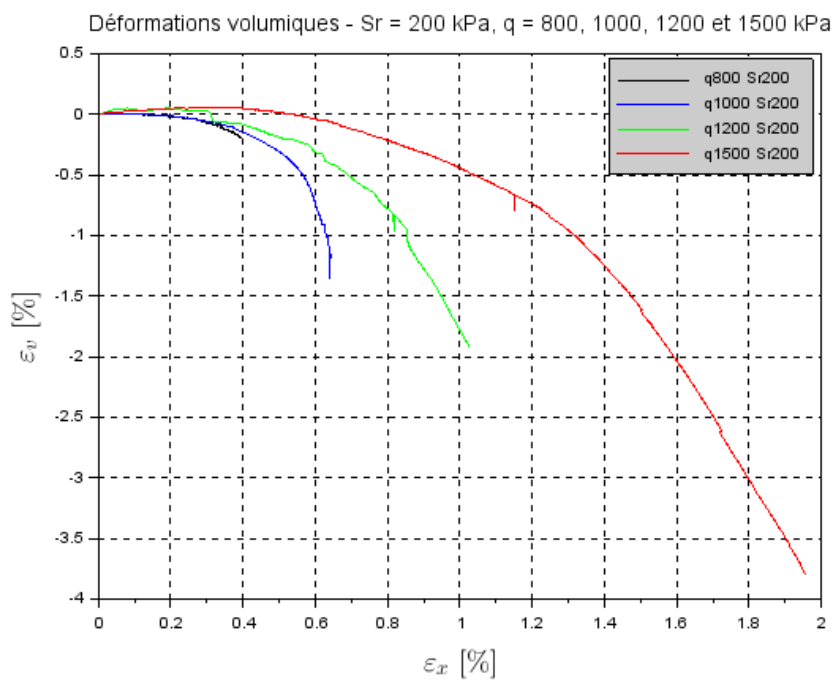
La figure 4.16 montre les déformations volumiques pour les essais réalisés à  $\sigma_R = 200$  kPa. La figure 4.16a présente les déformations volumiques en fonction du temps. On peut voir, comme précédemment, que plus le déviateur est élevé, plus le comportement est dilatant. Cependant, on remarque que l'essai pour  $q = 1500$  kPa (en rouge) est initialement contractant pendant un temps très faible. De plus, il présente une dilatance plus faible que celles des essais à  $q = 800$  et  $q = 1000$  kPa (en vert et bleu respectivement) jusqu'à l'apparition du fluage tertiaire.

La figure 4.16b présente l'évolution des déformations volumiques en fonction des déformations axiales. Contrairement à ce qui avait été vu précédemment, toutes les courbes correspondant à différents déviateurs imposés n'ont pas la même allure. On observe que plus le déviateur est élevé, plus la pente de  $\varepsilon_v(\varepsilon_x)$  est initialement faible. La courbe rouge, correspondant à l'essai à  $q = 1500$  kPa, montre qu'on a bien un comportement initialement contractant du matériau. La

déformation volumique est positive pour  $\varepsilon_x < 0,5\%$ . Ceci correspond à environ 4000 secondes, soit une heure de fluage.



(a) Déformations volumiques en fonction du temps



(b) Déformations volumiques en fonction de la déformation axiale

FIGURE 4.16: Déformations volumiques obtenues pour  $\sigma_R = 200$  kPa

### 4.3.3 Conclusion

Quel que soit le niveau de confinement imposé, nous observons que :

- plus le déviateur est élevé, plus le comportement est dilatant dans le domaine temporel,
- plus le déviateur est élevé, plus les déformations sont élevées et plus la vitesse de déformation est élevée, et moins les déformations tendent à se stabiliser.

## 4.4 Identification des paramètres du modèle viscoplastique

Une fois les essais triaxiaux réalisés pour la GB4 du projet REVES, il faut identifier les paramètres correspondants pour notre modèle viscoplastique. Ceci permettra de simuler numériquement le comportement en fluage des structures ferroviaires proposées par les partenaires du projet. Le but de ces simulations sera d'évaluer la stabilité à long terme de ces structures lorsqu'elles sont sollicitées par une charge statique lourde, de type fret, pendant une période prolongée. Le critère d'endommagement est le déplacement ou tassement irréversible localisé de la voie. En effet, un tassement local élevé provoquerait un défaut de nivellement longitudinal de la voie. Ce type de défaut peut présenter des risques de sécurité, d'inconfort ou d'accélération des phénomènes de dégradation de la voie. C'est pour cette raison que pendant le processus d'identification, j'ai choisi de donner la priorité au caractère stabilisant ou non des déformations d'une part, et d'autre part aux niveaux de déformations finales pour les essais stabilisants. La série d'essais à  $q = 800$  kPa contient deux essais ( $\sigma_R = 200$  kPa et  $\sigma_R = 500$  kPa) pour lesquels les déformations stabilisent, un essai ( $\sigma_R = 100$  kPa) qui présente une asymptote oblique de faible pente, et un essai ( $\sigma_R = 0$  kPa) à forte pente avec fluage tertiaire. L'identification des paramètres du modèle sur cette série d'essais doit donc permettre de séparer les comportements stables et instables, de trouver la bonne déformation finale pour les essais stables, et de trouver les bonnes pentes finales pour les asymptotes obliques. C'est donc grâce à cette série d'essais que j'ai identifié les paramètres du modèle viscoplastique. Je propose ensuite de comparer les résultats obtenus avec le modèle identifié à ceux d'autres essais pour évaluer la qualité de l'identification.

### 4.4.1 Processus d'identification

Nous avons vu que lors de l'identification manuelle d'un jeu de paramètres à partir d'une série d'essais triaxiaux, les paramètres  $\eta$  et  $N$  influent tous deux sur la cinétique de déformation. En partant des paramètres obtenus précédemment pour le BBSG, j'ai imposé  $N = 2$  pour commencer le processus d'identification. Le tableau 4.4 résume les paramètres retenus.

$a$	$p_{c0}$ (MPa)	$b$	$\eta$ (s)	$N$
2,0	0,22	10	1500	2

TABLE 4.4: Paramètres identifiés en imposant  $N = 2$

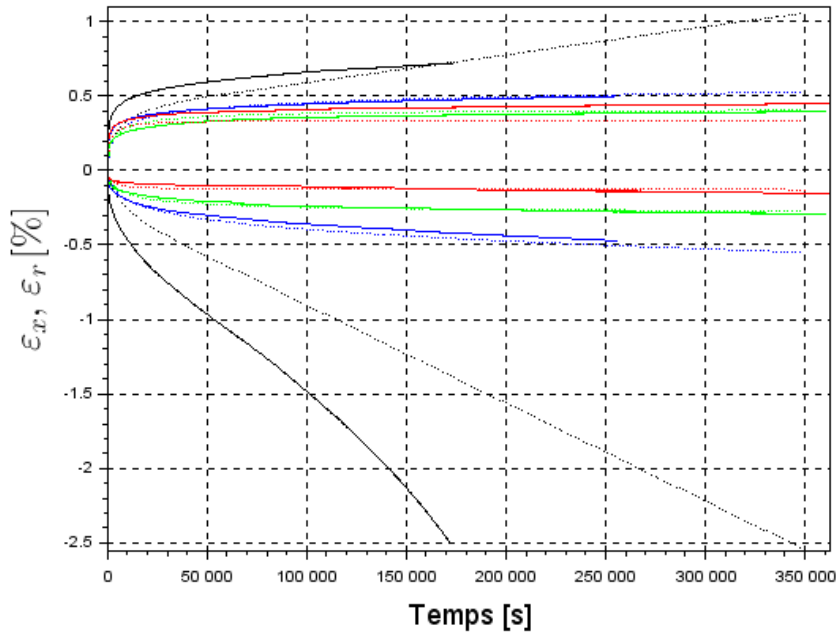
La figure 4.17 montre les déformations axiales et radiales, en fonction du temps, pour le modèle et les essais. Les chargements utilisés sont tous à déviateur  $q = 800$  kPa, pour des pressions de confinement  $\sigma_R$  de 0, 100, 200 et 500 kPa. Les résultats expérimentaux sont représentés en trait plein. Les résultats obtenus avec le modèle sont en pointillés. Comme précédemment, les déformations axiales, en compression, sont comptées positivement. Les déformations radiales, en extension, sont comptées négativement. Cette figure montre que le modèle reproduit bien le comportement stabilisant des essais à  $\sigma_R = 200$  et 500 kPa (courbes verte et rouge respectivement). Les courbes obtenues avec le modèle donnent bien une asymptote horizontale. Par ailleurs, il reproduit aussi l'asymptote oblique de l'essai à  $\sigma_R = 100$  kPa. Il donne aussi des asymptotes obliques pour l'essai sans confinement. Cet essai fait apparaître le fluage tertiaire. Cependant, le modèle n'est pas fait pour prendre en compte ce phénomène. Comme notre but est d'évaluer en priorité la stabilité et les valeurs de tassement des voies, l'augmentation vers l'infini des déformations est un critère suffisant pour accepter un jeu de paramètres. Par ailleurs, le modèle donne les bonnes valeurs de déformations radiales maximales pour les essais à  $\sigma_R = 200$  et 500 kPa. Comme nous l'avons vu précédemment, les déformations axiales obtenues expérimentalement pour ces chargements ne respectent pas la tendance attendue : elles sont plus élevées pour  $\sigma_R = 500$  kPa que pour  $\sigma_R = 200$  kPa. Il est donc impossible de reproduire ces valeurs avec le modèle. J'ai donc choisi les paramètres tels que les déformations maximales radiales, ainsi que la déformation maximale axiale pour l'essai à  $\sigma_R = 200$  kPa soient respectées. Nous voyons que la pente des courbes correspondant à  $\sigma_R = 100$  kPa (en bleu) pour le modèle suit bien le résultat expérimental. Pour l'essai non confiné, le modèle surestime la déformation axiale et sous-estime la déformation radiale (en valeur absolue). Etant donné la bonne représentation des autres essais, auxquels j'ai attribué plus d'importance, j'estime que l'approximation de l'essai non confiné est acceptable. Finalement, on observe que la cinétique de déformation initiale n'est pas respectée : le modèle donne des vitesses de déformation initiales beaucoup plus faibles que celles observées expérimentalement.

La figure 4.18 montre la déformation volumique en fonction de la déformation radiale, pour le modèle et pour les essais.

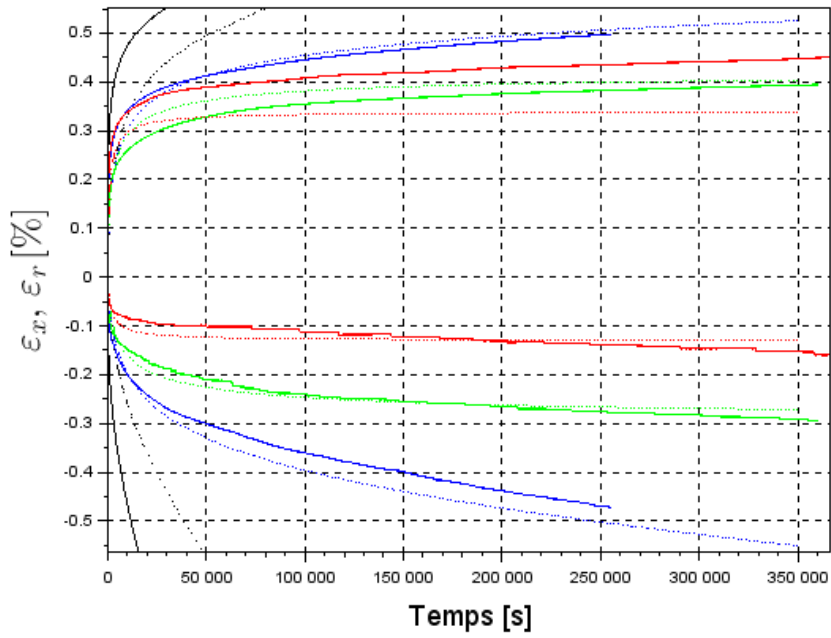
Le comportement volumique à l'origine est correct : pour tous les chargements, on a un comportement initialement contractant. On observe que le modèle tend à donner un comportement initial légèrement plus dilatant que le comportement expérimental. Pour les chargements  $\sigma_R = 100, 200$  et 500 kPa, la pente de  $\varepsilon_v(\varepsilon_x)$  donnée par le modèle est plus faible que celle trouvée expérimentalement. Le modèle finit donc par sous-estimer la dilatation du matériau, mais les pentes finales restent proches de celles données par les essais.

Le comportement volumique n'est pas parfaitement reproduit, mais les résultats obtenus restent acceptables. Pour le comportement temporel, on a une bonne représentation du caractère stabilisant ou non des déformations axiales et radiales, et les bonnes valeurs de déformations maximales lorsqu'elles stabilisent. Cependant, la cinétique de déformation initiale est mauvaise. J'ai donc fait un nouveau processus d'identification de paramètres.



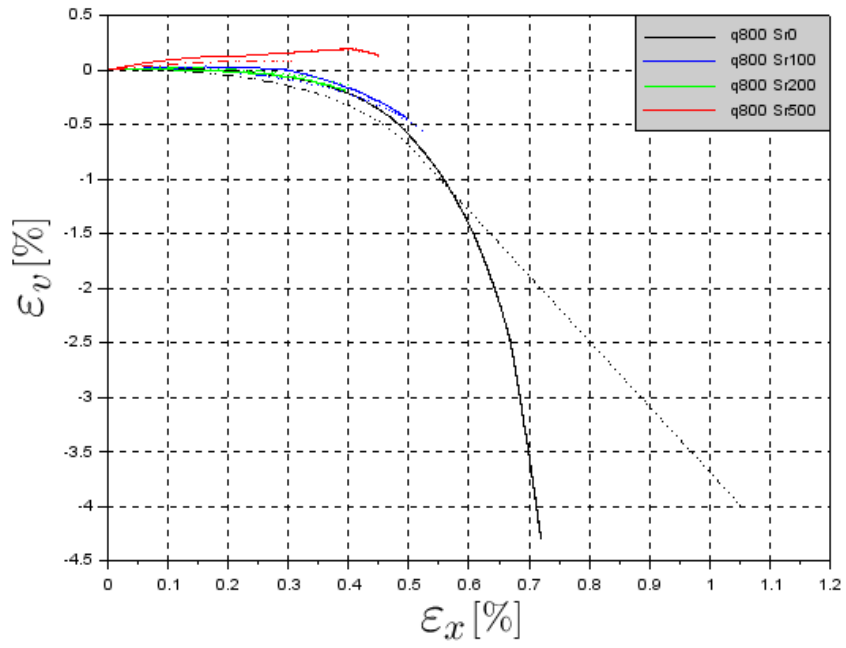


(a) Vue globale

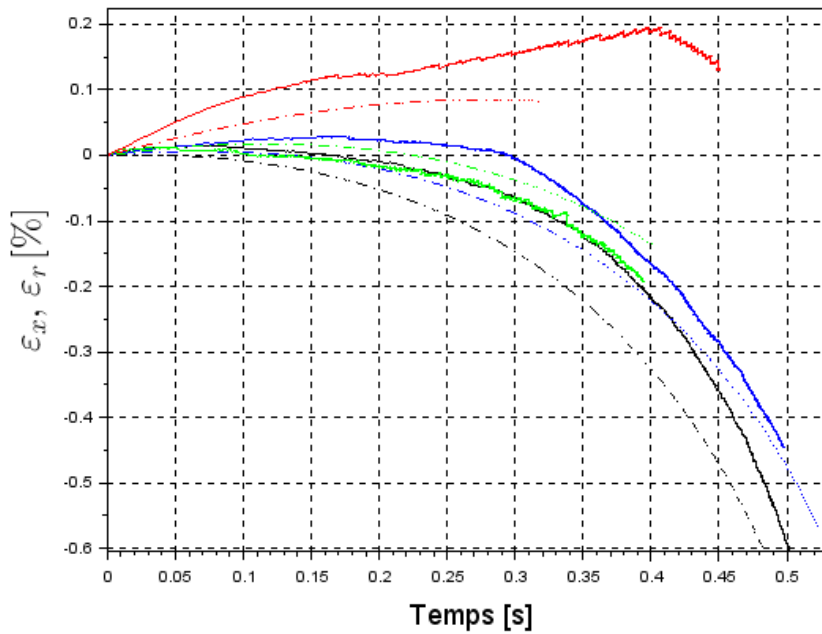


(b) Zoom sur les déformations stabilisantes

FIGURE 4.17: Comparaison des déformations issues des essais et du modèle -  $a = 2,0$ ;  $p_{c0} = 0,22$  kPa;  $b = 10$ ;  $\eta = 1500$  s;  $N = 2$



(a) Vue globale



(b) Zoom sur le comportement initial

FIGURE 4.18: Comparaison du comportement volumique des essais et du modèle -  $a = 2,0$ ;  $p_{c0} = 0,22$  kPa;  $b = 10$ ;  $\eta = 1500$  s;  $N = 2$

Avec le jeu de paramètres précédent, obtenu en imposant  $N = 2$ , la cinétique de déformation en début de fluage n'est pas bien représentative du comportement observé expérimentalement. J'ai donc réalisé une deuxième identification en imposant  $N = 3$ . Le tableau 4.5 donne les paramètres retenus lors de ce processus.

$a$	$p_{c_0}$ (MPa)	$b$	$\eta$ (s)	$N$
2,0	0,22	8,5	200	3

TABLE 4.5: Paramètres identifiés en imposant  $N = 3$

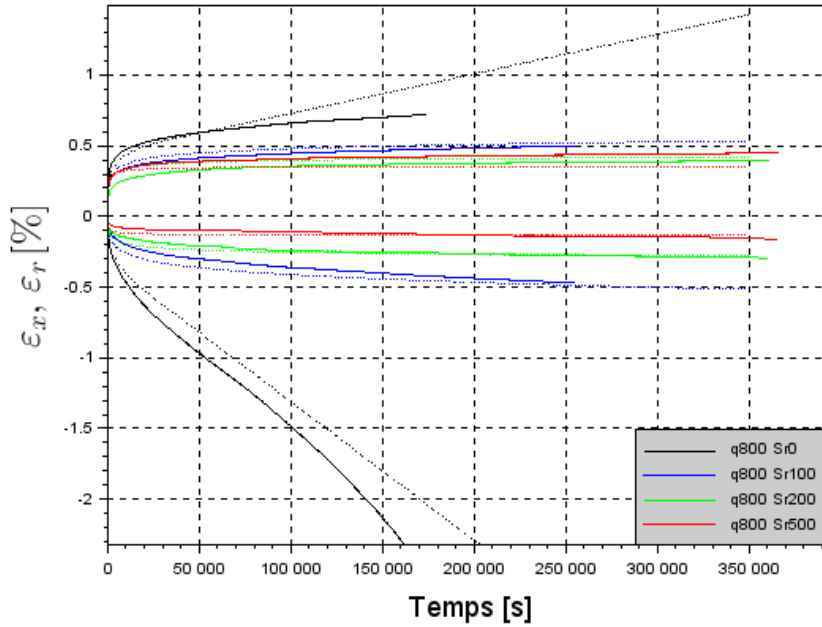
La figure 4.19 présente les déformations axiales et radiales en fonction du temps, pour les essais et le modèle, en utilisant le jeu de paramètres identifié en imposant  $N = 3$ . Les résultats expérimentaux sont représentés en trait plein, ceux obtenus avec le modèle sont en pointillés, les déformations axiales sont positives et les déformations radiales sont négatives.

Comme précédemment, le modèle reproduit bien le comportement stabilisant des essais à  $\sigma_R = 200$  et  $500$  kPa (courbes verte et rouge respectivement) ainsi que les valeurs maximales des déformations. Il reproduit aussi l'asymptote oblique de l'essai à  $\sigma_R = 100$  kPa, et suit bien la pente des courbes de déformation expérimentales. Il donne aussi des asymptotes obliques pour l'essai sans confinement. Dans ce cas, le modèle surestime la déformation axiale et sous-estime la déformation radiale (en valeur absolue), ce qui est jugé acceptable au vu de mes critères de qualité d'identification. Finalement, la cinétique de déformation initiale donnée par le modèle est proche de celle qu'on obtient expérimentalement. La vitesse de déformation initiale est légèrement surestimée, mais le comportement est beaucoup plus représentatif du comportement réel que pour le jeu de paramètres précédent.

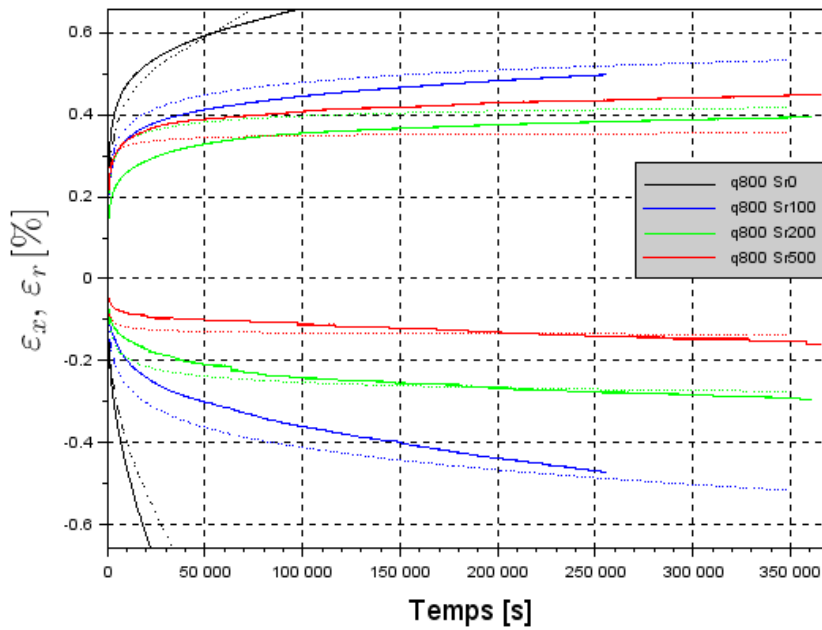
La figure 4.20 montre les déformations volumiques en fonction de la déformation axiale. Le comportement volumique à l'origine est correct pour tous les essais, qui sont tous initialement contractants. On observe que le modèle tend à donner un comportement initialement plus dilatatant que le comportement expérimental. Cependant, pour les chargements  $\sigma_R = 100, 200$  et  $500$  kPa, la pente de  $\varepsilon_v(\varepsilon_x)$  donnée par le modèle est plus faible que celle trouvée expérimentalement. Le modèle finit donc par sous-estimer la dilatation du matériau. Ce jeu de paramètres reproduit les mêmes effets que le précédent, mais le comportement volumique du matériau semble être moins bien reproduit.

En conclusion, le comportement volumique du matériau semble légèrement mieux reproduit par le jeu de paramètres obtenu pour  $N = 2$ . Cependant, le jeu de paramètres obtenu pour  $N = 3$  donne une bien meilleure approximation de la cinétique de déformation en début d'essai. Etant donné que les deux jeux de paramètre donnent des écarts de comportement volumique comparables, les paramètres retenus pour la GB4 du projet REVES sont ceux obtenus en imposant  $N = 3$ . Ils sont donnés dans le tableau 4.5.

On ne peut toutefois pas juger quel jeu de paramètres donne le meilleur résultat global en l'absence d'indicateur objectif permettant de quantifier la qualité de l'ajustement. Il serait intéressant par la suite d'optimiser le calage des paramètres par une méthode numérique.

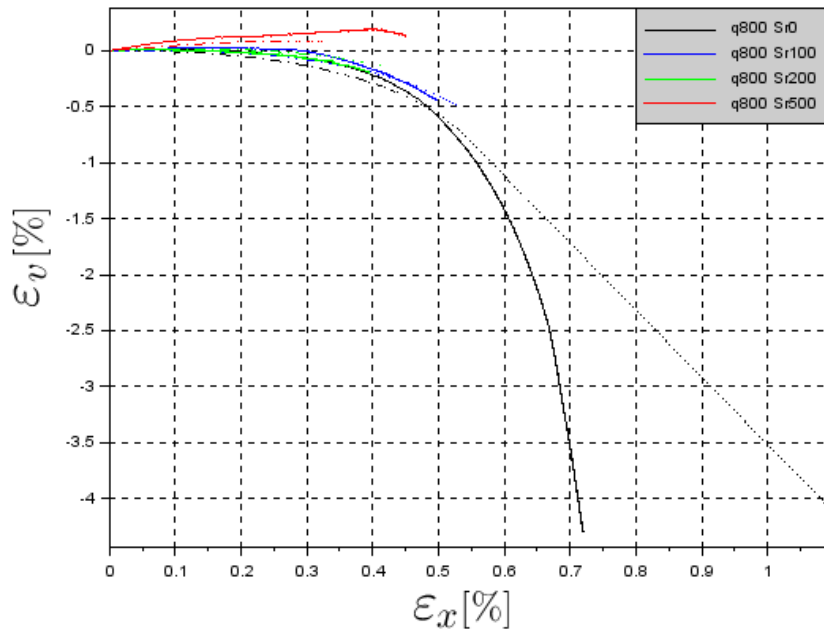


(a) Vue globale

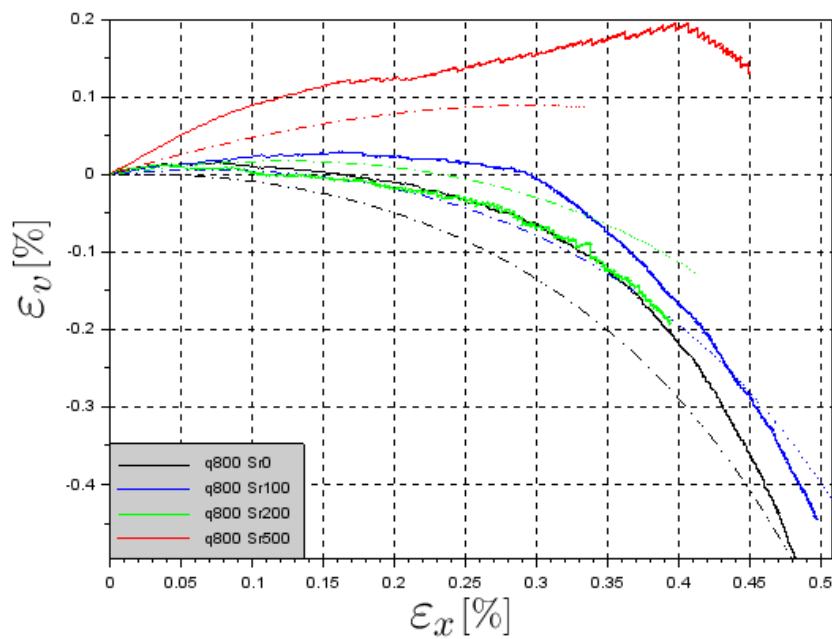


(b) Zoom sur les déformations stabilisantes

FIGURE 4.19: Comparaison des déformations issues des essais et du modèle -  $a = 2,0$ ;  $p_{c0} = 0,22$  kPa;  $b = 8,5$ ;  $\eta = 200$  s;  $N = 3$



(a) Vue globale



(b) Zoom sur le comportement initial

FIGURE 4.20: Comparaison du comportement volumique des essais et du modèle -  $a = 2,0$ ;  $p_{c0} = 0,22$  kPa;  $b = 8,5$ ;  $\eta = 200$  s;  $N = 3$

## 4.5 Conclusion

Cette campagne expérimentale avait pour but d'étudier le comportement rhéologique de la GB4 utilisée dans le projet REVES lorsqu'elle est soumise à une charge statique. 21 essais triaxiaux de fluage à déviateur et pression de confinement constants ont été réalisés et analysés, pour différentes pressions de confinement et différents déviateurs. Un critère de stabilité de l'essai a été défini : si les déformations axiales et radiales augmentent de moins de  $1.10^{-6} \text{ \%}.s^{-1}$  en valeur absolue, on considère que l'essai est stable.

Les principales conclusions que l'on peut tirer de ces résultats sont les suivantes :

- Plus le déviateur des contraintes est élevé, plus les déformations axiales et radiales sont élevées.
- Lorsque la pression de confinement augmente, les déformations axiales et radiales diminuent. Cependant, il a été observé que pour un confinement élevé, proche du niveau de déviateur, les déformations axiales peuvent ré-augmenter.
- Si le confinement est assez élevé, le comportement du matériau peut être contractant.
- Le comportement du matériau peut être initialement contractant puis devenir dilatant, pour des confinements moins élevés. Ce phénomène est dû à la structure granulaire du matériau.
- Les résultats mettent en évidence deux domaines de contraintes, l'un où le comportement tend vers une stabilisation des déformations, l'autre où on tend vers la rupture. Le matériau tend rapidement vers la ruine lors d'essais à confinement faible ou nul. Il est donc important de tenir compte du confinement lors du dimensionnement des structures afin de ne pas les surdimensionner.
- Le comportement volumique, vu indépendamment de la cinétique d'évolution, dépend fortement du déviateur, et très faiblement du confinement.
- La résistance de la GB4 au fluage est largement supérieure à celle du BBSG considéré dans les chapitres précédents : les déformations axiales et radiales de la GB4 sont 8 à 10 fois plus faibles à chargement égal.

Les résultats obtenus montrent que, pour les essais stabilisants, les niveaux de déformations axiales restent toujours inférieurs à 1%. Du point de vue d'une structure de voie ferrée "REVES", qui comporte une dalle de GB4 d'environ 200 mm d'épaisseur, ceci représente un tassement permanent inférieur à 2 mm. Les référentiels SNCF relatifs au nivellement de la voie, exigent une différence de nivellement inférieure à 3 mm entre deux points espacés de 3 m. Si le matériau a un comportement stable au sein de ces structures, il semble être en mesure de garantir le bon nivellement de la voie.

Les essais de fluage m'ont permis d'identifier un jeu de paramètres pour le modèle viscoplastique développé. Les paramètres retenus sont donnés dans la table 4.6.

$a$	$p_{c0}$ (MPa)	$b$	$\eta$ (s)	$N$
2,0	0,22	8,5	200	3

TABLE 4.6: Paramètres du modèle viscoplastique pour la GB4 REVES

Le modèle viscoplastique reproduit bien les comportements voulus avec ce jeu de paramètres. La stabilité ou non des déformations à long terme est bien respectée. Des asymptotes horizontales sont obtenues pour les déformations dans le cas d'essais très confinés et/ou à faible déviateur. Des asymptotes obliques sont obtenues pour les déformations dans le cas d'essais à faible confinement et/ou à fort déviateur. Les bons niveaux de déformation sont obtenus. D'une part, pour les essais stables, les déformations maximales données par le modèle sont proches de celles obtenues expérimentalement. D'autre part, la cinétique d'évolution des déformations est assez bien respectée. Ces paramètres seront donc utilisés pour simuler numériquement le comportement en fluage de structures ferroviaires proposées par les partenaires industriels du projet REVES.

## 5 Application industrielle : simulation numérique du comportement d'une structure ferroviaire REVES

Une fois le modèle viscoplastique élaboré et ses paramètres identifiés pour deux matériaux, BBSG et GB4, il est utilisé dans ce chapitre pour réaliser des simulations numériques du comportement d'une structure de voie ferrée conçue dans le cadre du projet REVES. L'effet d'un train à l'arrêt sur l'infrastructure sera simulé. Plus précisément, la stabilité de l'enrobé bitumineux et l'accumulation de déformations permanentes dans celui-ci seront examinées.

Pour ce faire, dans un premier temps, j'ai implémenté le modèle dans Cast3m, un code de calcul aux éléments finis. La première partie de ce chapitre expliquera le fonctionnement de Cast3m et la démarche suivie pour y implémenter le modèle. Ensuite, je détaille la structure et les chargements considérés.

Finalement, les résultats des simulations numériques réalisées sont présentés et analysés.

### 5.1 Implémentation du modèle viscoplastique dans Cast3m

Cast3M est un logiciel de calcul par la méthode des éléments finis pour la mécanique des structures et des fluides. Il est développé au Département de Modélisation des Systèmes et Structures (DM2S) de la Direction de l'Énergie Nucléaire du Commissariat à l'Énergie Atomique et aux Énergies Alternatives (CEA). Un des intérêts de Cast3M est de permettre l'implémentation des lois de comportement utilisateur de manière relativement aisée, en modifiant ou en ajoutant quelques scripts dans le dossier des fichiers binaires de Cast3M, et suite à une compilation, de permettre d'avoir un exécutable "local" qui tient compte du modèle utilisateur.

#### 5.1.1 Fonctionnement de Cast3m

Lors d'un calcul numérique, on associe un maillage à une formulation mécanique dans un script *.dgibi*, le type de script pris en donnée d'entrée par Cast3m. Ces scripts contiennent la définition de la géométrie du maillage, le modèle à appliquer à chaque partie du maillage et d'éventuelles commandes de sauvegarde.

La création de maillages complexes est difficile avec Cast3m, qui ne compte pas d'interface graphique pour le pré-traitement. Les géométries à mailler ont été réalisées en utilisant GmsH, un logiciel de maillage par éléments finis. Les maillages produits par GmsH sont créés sous la forme de fichiers *.geo*. Il faut les transformer en fichiers *.unv* pour qu'ils soient lisibles par Cast3m. La méthode de passage de fichiers GmsH à des fichiers pouvant être importés par Cast3m a été étudiée en commun avec Talita de Freitas pendant son stage de Master 2. Un fichier *.dgibi* utilisé pour les simulations d'une structure REVES est donné en annexe.

Dans ce fichier, il est spécifié que le modèle à utiliser est celui de Perzyna. "Perzyna" est le nom donné au modèle développé pendant cette thèse lors de son implémentation dans le code source. La marche à suivre pour implémenter le modèle dans Cast3m est donnée plus loin.

Le schéma de principe de la définition d'un fichier est donné dans la figure 5.1.



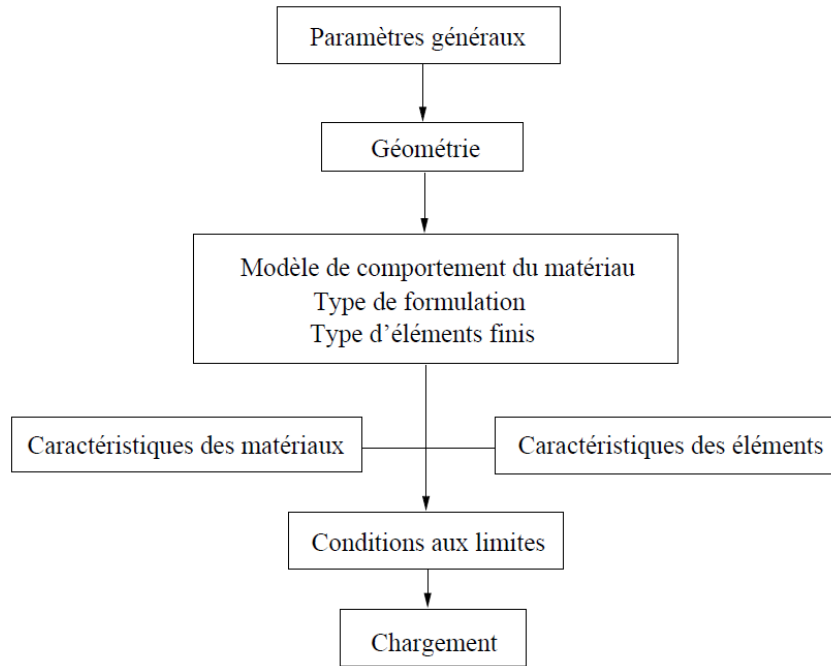


FIGURE 5.1: Schéma de principe d'un fichier *.dgibi* (?)

Pour comprendre la méthode d'implémentation de la loi de comportement, il est nécessaire de comprendre le fonctionnement d'un calcul non linéaire dans Cast3m. Les calculs non linéaires sont faits en utilisant la procédure PASAPAS, la méthode de résolution incrémentale interne de Cast3m. La procédure PASAPAS assure le chaînage des étapes de la résolution d'un problème de thermo-mécanique de manière incrémentale : initialisation et mise à jour des paramètres, boucle sur les pas de temps, résolution, test de convergence, sauvegarde des résultats, etc (?). La figure 5.2 montre la structure, simplifiée, de la procédure PASAPAS. La loi de comportement implémentée sera appelée lors de la résolution de la mécanique, dans la procédure UNPAS (soulignée en rouge).

La procédure UNPAS effectue la résolution d'un problème mécanique non linéaire sur un pas de temps. Elle détermine un incrément des champs solution du problème sur un pas de temps en utilisant la méthode de minimisation du résidu :

- 1 - Récupération de la solution au pas précédent. En connaissant les efforts extérieurs à appliquer au pas suivant, on calcule un premier résidu, qui est la différence entre les efforts externes et les efforts internes.
- 2 - Résolution du système linéaire à partir du résidu et de la matrice de rigidité pour obtenir un champ de déplacements.
- 3 - Détermination des déformations, variables internes, contraintes, puis des efforts intérieurs engendrés par les contraintes.
- 4 - Calcul du nouveau résidu, qui est l'écart entre ces efforts intérieurs et les efforts extérieurs à appliquer au pas de temps courant. Cet écart indique les efforts restants à équilibrer.
- 5 - Test de convergence : si l'équilibre est vérifié, la procédure prend fin. Sinon, on détermine

un incrément de déplacement à partir du résidu, par résolution du système linéaire de l'élasticité. La nouvelle solution devrait réduire l'écart à l'équilibre. On retourne alors à l'étape 3, la détermination des déformations, etc.

La figure 5.3 montre la structure simplifiée de la procédure UNPAS. La loi de comportement viscoplastique implémentée dans le code de calcul est appelée lors de l'intégration du comportement (partie soulignée en rouge).

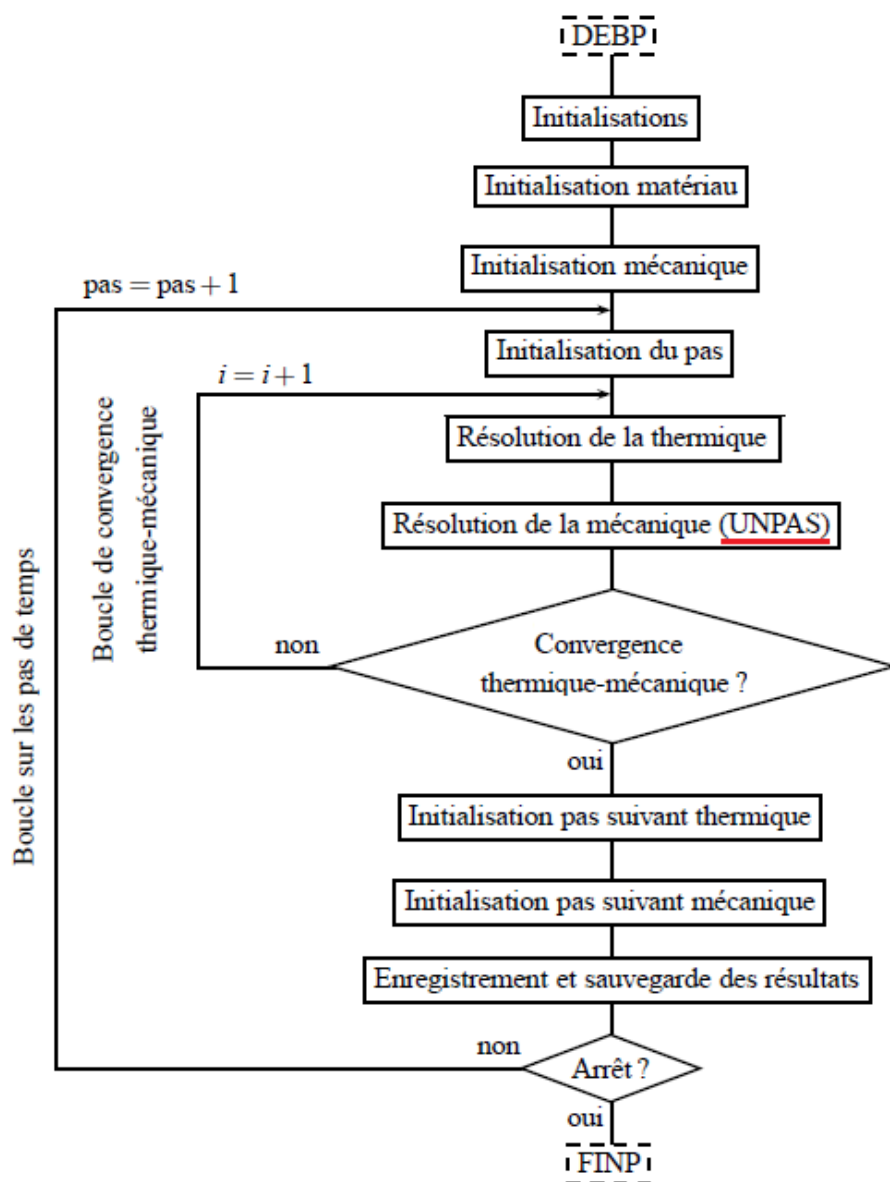


FIGURE 5.2: Structure simplifiée de la procédure PASAPAS (?)

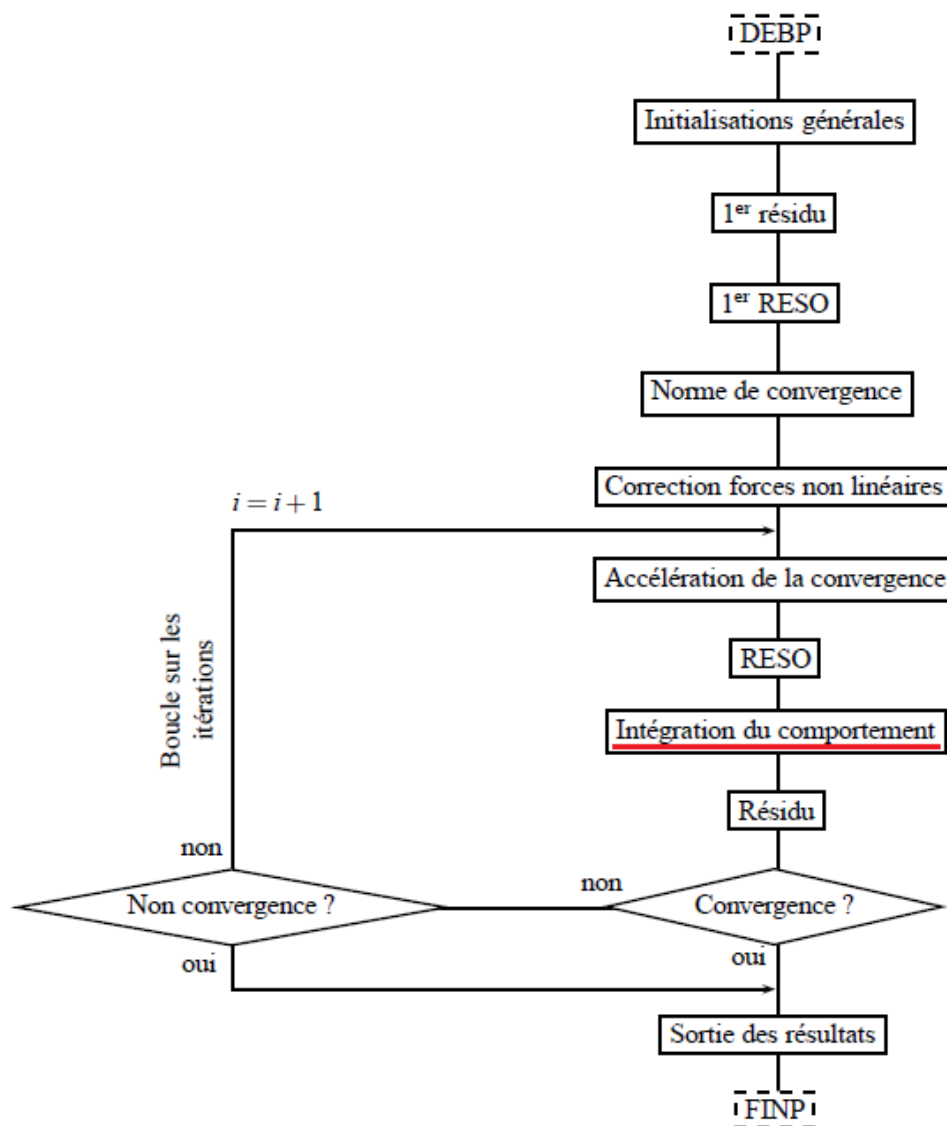


FIGURE 5.3: Structure simplifiée de la procédure UNPAS (?)

### 5.1.2 Procédure d'implémentation de la loi de comportement

Les fichiers source de Cast3m sont des fichiers *.eso*, des fichiers *esope*, un langage dérivé du Fortran. Comme vu précédemment, l'appel de la loi de comportement implémentée se fait lors de l'intégration du comportement mécanique, dans la procédure UNPAS. Le comportement mécanique est défini dans le fichier *.dgibi* d'entrée, dans lequel on spécifie que le modèle viscoplastique à utiliser est "Perzyna". Pour implémenter notre modèle viscoplastique, il faut ajouter un fichier source, contenant les équations du modèle, au code source de Cast3m. Il faut aussi modifier un certain nombre de fichiers sources *.eso* et compiler un nouvel exécutable intégrant

ces fichiers modifiés. Les fichiers en question sont les suivants :

- *perzyna.eso*, qui définit le calcul du tenseur  $\dot{\bar{\epsilon}}^{vp}$ ,
- *modvis.eso*,
- *idvisc.eso*,
- *cconst.eso* et *consti.eso*.

Ces fichiers sont donnés en annexe. Un autre fichier, *idvari.eso*, n'est pas à modifier, mais il est important pour le fonctionnement de l'algorithme. Il est également donné en annexe.

La figure 5.4 résume les appels effectués par le logiciel lors du calcul des déformations (étape 3 de la procédure UNPAS) dont nous devons nous soucier. Les appels soulignés en rouge sont ceux qui doivent être définis ou modifiés par l'utilisateur pour implémenter le modèle.

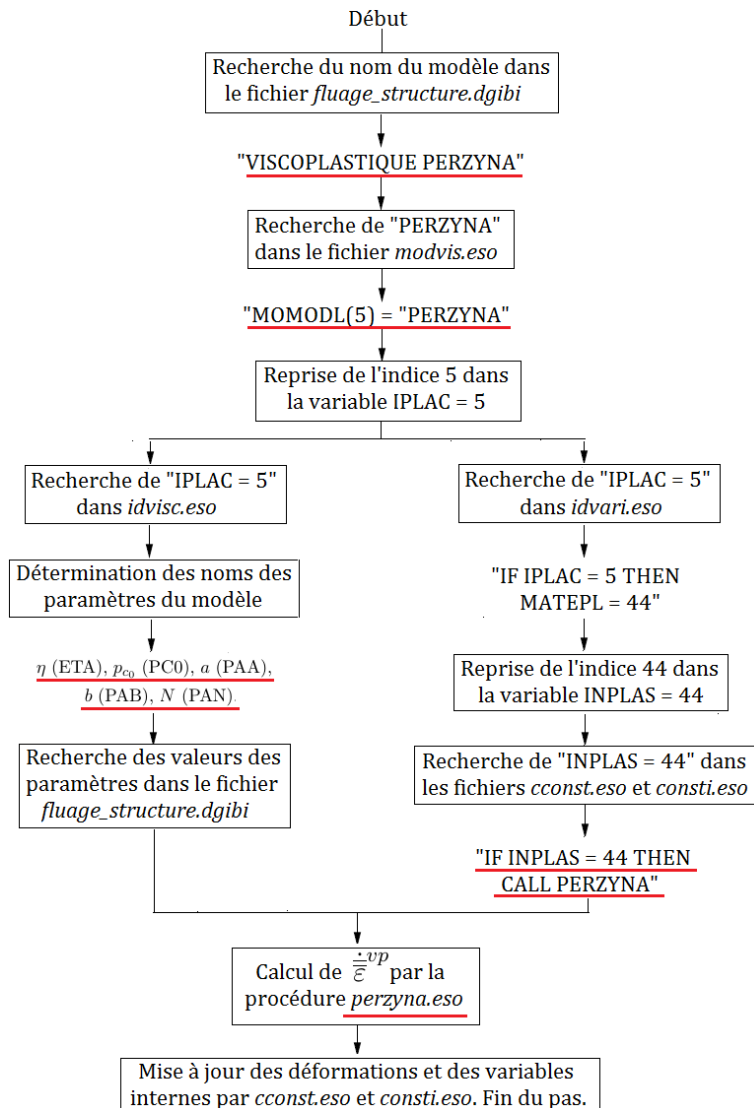


FIGURE 5.4: Procédure d'appels pour le calcul du tenseur  $\dot{\bar{\epsilon}}^{vp}$

Pour implémenter notre modèle viscoplastique, l'inclusion du fichier *perzyna.eso* ne suffit pas, il faut faire en sorte que Cast3m le reconnaisse et y fasse appel lors du calcul des taux de déformations viscoplastiques. Je vais ici expliciter la procédure présentée en figure 5.4 afin de détailler la procédure d'implémentation de notre modèle.

Lors du calcul des déformations viscoplastiques, le programme va tout d'abord lire le fichier *fluage\_structure.dgibi* pour chercher le nom du modèle à utiliser. Le nom que je lui ai donné est "PERZYNA".

Le programme va donc rechercher "PERZYNA" dans le fichier *modvis.eso*. Ce fichier est le répertoire des noms des modèles viscoplastiques existants. Il faut donc attribuer un numéro de modèle à "PERZYNA" dans ce fichier. Ici, je lui ai attribué le numéro 5 : "MOMODL(5)='PERZYNA'". Une fois que la référence est trouvée, le programme crée la variable globale "IPLAC" et lui attribue comme valeur le numéro de modèle trouvé. On a donc  $IPLAC = 5$ .

Le programme fait ensuite appel aux fichiers *idvisc.eso* et *idvari.eso* en parallèle.

Dans *idvisc.eso*, la valeur "IPLAC = 5" est recherchée. La section correspondante définit les paramètres d'entrée du modèle. Ces paramètres se trouvent dans le fichier *fluage\_structure.dgibi*. Le programme les met en mémoire.

De la même manière, la valeur "IPLAC = 5" est recherchée dans *idvari.eso*. Ce fichier est en quelque sorte le répertoire des matériaux plastiques. Par défaut, si  $IPLAC = 5$ , le fichier considère le matériau plastique ("MATEPL") numéro 44. Le programme crée la variable globale "INPLAS" et lui attribue la valeur 44. On a donc  $INPLAS = 44$ .

Cette variable INPLAS est donnée aux fichiers *const.eso* et *consti.eso*. Ces scripts calculent l'évolution des déformations et des variables internes au cours d'un pas de temps, à l'aide d'un schéma Runge-Kutta 1.2. La variable INPLAS leur indique quel sera le fichier qui effectuera le calcul des taux de déformations (entre autres). Dans notre cas,  $INPLAS = 44$ . Par défaut, si  $INPLAS = 44$ , *const.eso* et *consti.eso* appellent la procédure AVANP, puis la procédure POUDRA. Il faut ici remplacer les appels à POUDRA par des appels à PERZYNA.

Avec cette modification, *const.eso* et *consti.eso* appellent bien *perzyna.eso*. Ce script va prendre en données d'entrée les états de contraintes, déformations et variables internes, ainsi que les constantes du modèle mises en mémoire suite à l'exécution du fichier *idvisc.eso*. Il va calculer et donner en sortie le tenseur des taux de déformations viscoplastiques  $\dot{\bar{\epsilon}}^{vp}$ .

Une fois tous ces fichiers modifiés, il faut les mettre dans le dossier *bin* du répertoire d'installation de Cast3m et les compiler avec l'utilitaire *compilcast.bat*. Ceci crée des fichiers *.o*, des fichiers binaires interprétables par l'utilitaire *essaicast.bat*. On exécute cet utilitaire *essaicast.bat*, qui va compiler l'exécutable de Cast3m en prenant en compte les fichiers *.o* présents dans le dossier. Un exécutable *cast\_64.exe* est créé. Il doit ensuite être déplacé vers le répertoire de travail où se trouvent le fichier *fluage\_structure.dgibi* définissant le calcul. Cet exécutable local permet de réaliser des simulations avec le modèle implémenté dans le répertoire choisi, sans modifier le comportement de Cast3m dans les autres répertoires. Les simulations numériques du comportement en fluage de structures ferroviaires intégrant la nouvelle loi de comportement peuvent maintenant être effectuées.

## 5.2 Simulation du comportement en fluage d'une structure ferroviaire avec enrobé bitumineux du projet REVES

Le but du projet REVES est de réaliser des voies ferrées de faible épaisseur pour augmenter le débouché en tunnel. Les structures ferroviaires considérées comme solutions techniques sont des voies sans ballast ni traverses. Ces éléments sont remplacés par une couche d'enrobé bitumineux, sur laquelle les rails sont posés en appui continu. On vise une épaisseur inférieure à 37 cm entre le bas de la couche d'enrobé et le haut du champignon du rail. Ces voies doivent supporter des charges de fret, soit jusqu'à 25 tonnes par essieu, et avoir une durée de service d'environ 50 ans. Les trains de fret peuvent être amenés à stationner sur la voie, en cas de panne par exemple. Dans un tel cas, il faut s'assurer que la déformation irréversible locale de la voie est suffisamment faible pour maintenir un bon nivellement longitudinal.

Afin d'évaluer le comportement à long terme d'une telle structure sous charge statique de type fret, une structure ferroviaire, très proche de l'une des solutions industrielles proposées dans le cadre du projet REVES, a été modélisée numériquement, et des simulations numériques ont été réalisées en utilisant notre modèle viscoplastique.

### 5.2.1 Système considéré

On considère une structure de voie ferrée avec un rail noyé dans une dalle d'enrobé bitumineux. La figure 5.5 présente le concept d'une telle voie en CAO. On voit, sous une voûte de tunnel, une dalle en enrobé bitumineux, représentée en noir, dans laquelle sont noyés les rails, représentés en bleu.

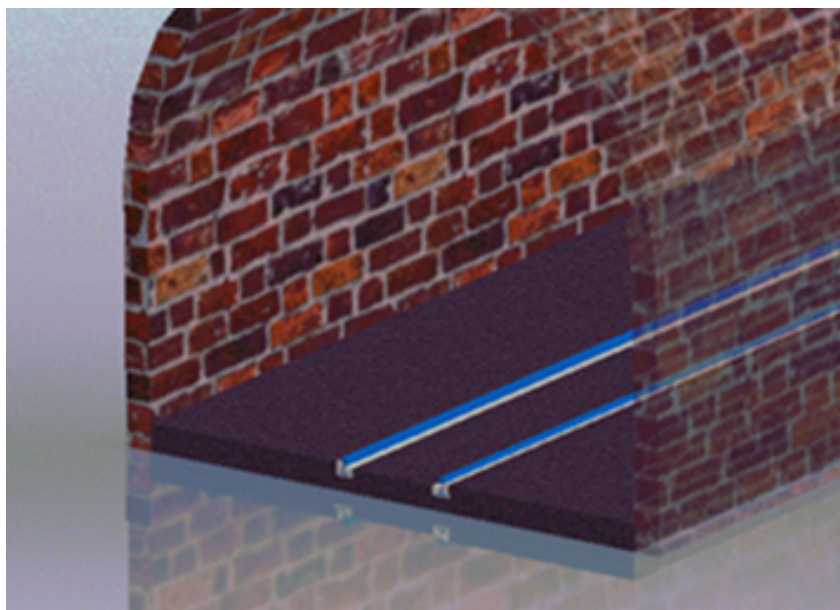


FIGURE 5.5: Concept de la structure ferroviaire considérée

La figure 5.6 montre une vue d'ensemble de la géométrie de voie simulée numériquement.

Elle consiste en une couche d'enrobé bitumineux posée sur une plateforme. Les rails sont inclinés à  $1/20^e$  et noyés dans une résine coulée dans une rainure dans l'enrobé. On considère une voie en alignement, sans dévers. La voie ferrée étant symétrique, un seul rail est considéré pour réduire le temps de calcul. Une voie de 10 m de longueur à partir du point d'application de la charge est considérée.

Pour cette simulation, on considère que la plateforme est élastique linéaire et isotrope, ainsi que le rail et la résine. L'enrobé est considéré élasto-viscoplastique. Les composants sont modélisés comme étant parfaitement collés.

Le chargement sera appliqué à l'extrémité du rail. Ceci nous permet de profiter de la symétrie de la voie selon un plan perpendiculaire à la direction du rail. Le modèle utilisé pour les simulations représente donc un quart de voie

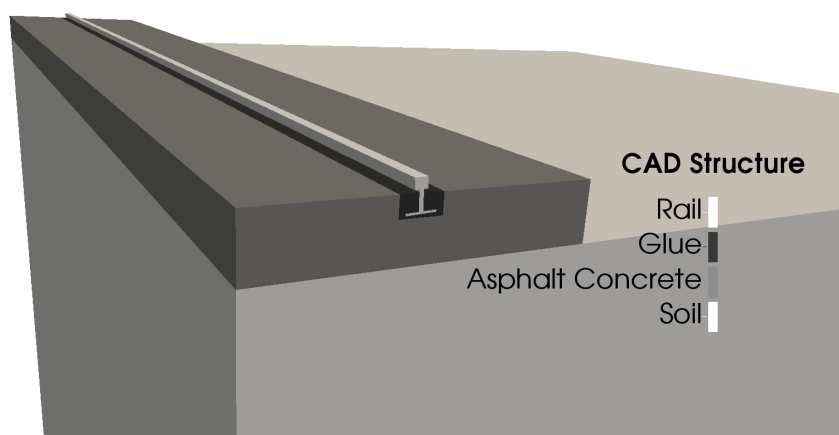


FIGURE 5.6: Structure ferroviaire modélisée

Les figures 5.7, 5.8 et 5.9 présentent en détail la géométrie de la structure, vue en coupe transversale à l'axe de la voie. Les géométries présentées sont projetées sur 10 m dans la direction de l'axe de la voie pour donner la structure 3D finale.

La figure 5.7 montre la géométrie globale de la structure et les dimensions de la plateforme élastique. La plateforme est composée d'un bloc cubique de 10 m de côté. Le bord gauche de la structure est le plan de symétrie utilisé pour prendre en compte l'existence du deuxième rail.

La figure 5.8 montre la géométrie de la couche d'enrobé et les dimensions associées. Une rainure est réalisée dans la couche d'enrobé. Le rail y est placé, centré et incliné au  $20^e$ , en laissant en moyenne 1,5 cm de résine entre le patin du rail et le haut de la couche d'enrobé. Le plan de symétrie étant à gauche, la rainure et le rail sont positionnés de sorte à respecter un écartement des rails de 1,435 m.

La figure 5.9 montre les éléments situés à l'intérieur de la rainure : le rail et la résine.

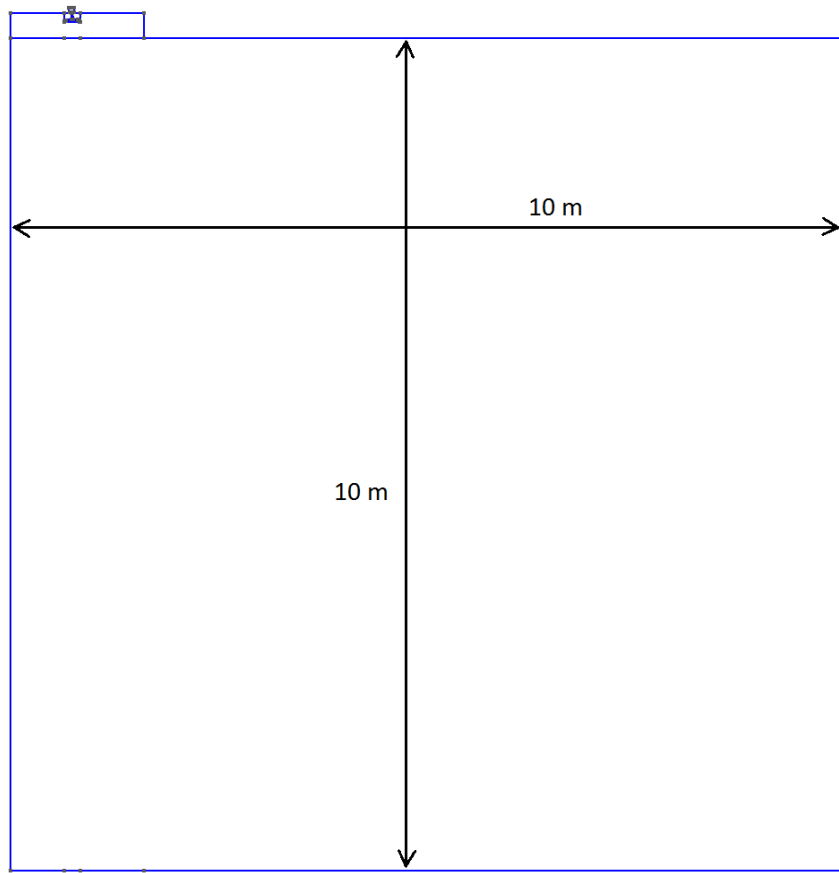


FIGURE 5.7: Géométrie et dimensions de la plateforme de la structure simulée

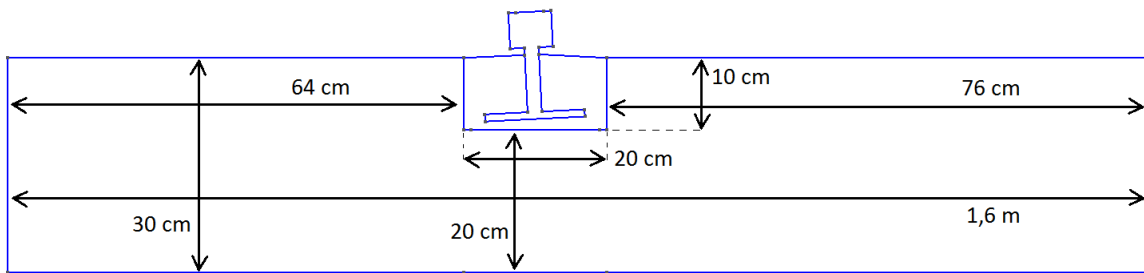


FIGURE 5.8: Géométrie et dimensions de la couche d'enrobé bitumineux



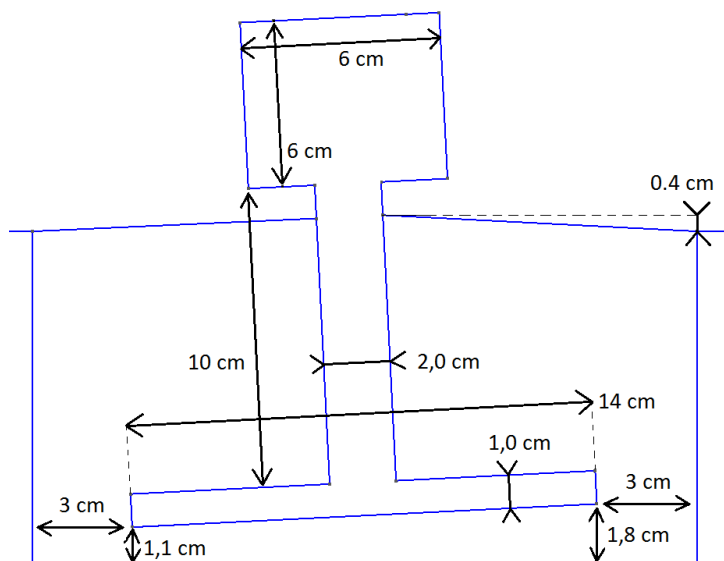


FIGURE 5.9: Géométrie et dimensions du rail et de la résine

### 5.2.2 Conditions limites et chargement

La figure 5.10 montre les conditions limites imposées.

La surface latérale, qui matérialise le plan de symétrie et l'axe de la voie, est en appui plan : les translations transversales à la voie sont bloquées. Dans le plan transverse de la voie, au niveau du chargement, toutes les surfaces sont en appui plan : les translations dans la direction de l'axe de la voie sont bloquées. La surface droite de la dalle d'enrobé est celle qui est en contact avec l'infrastructure du tunnel. Elle est donc en appui plan et les translations dans la direction transverse à la voie sont bloquées. La surface en bas de la plateforme est bloquée dans toutes les directions.

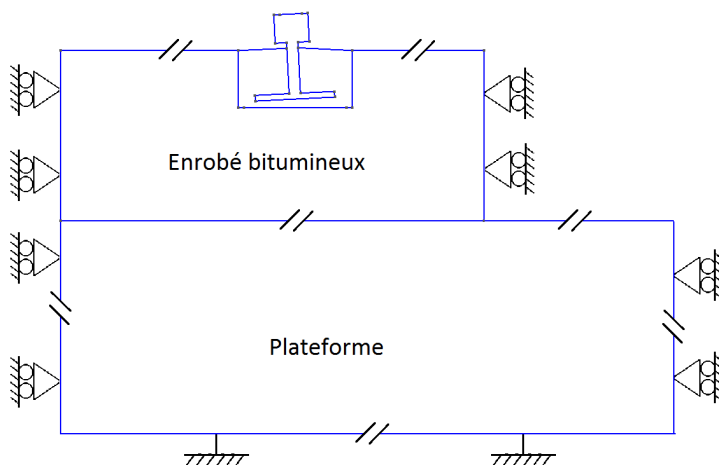


FIGURE 5.10: Conditions limites imposées

Une charge statique verticale représentative d'une roue de train de fret a été appliquée. Cette charge équivaut à un chargement de 25 tonnes par essieu (22,5 t réglementaires plus une marge de 2,5 t en cas de non-respect de la limite de chargement des wagons de fret), soit 12,5 tonnes par roue. Cette force est appliquée comme montré par la figure 5.11 pendant  $10^9$ s, soit environ 30 ans. La durée de vie visée pour une voie de ce type étant de 50 ans environ, cette durée surestime très largement le temps de stationnement cumulé que peut subir la voie. La symétrie selon le plan perpendiculaire au rail, au niveau de la charge a été utilisée. Une force de 62,5 kN est distribuée sur le bord du rail comme le montre la figure 5.11.

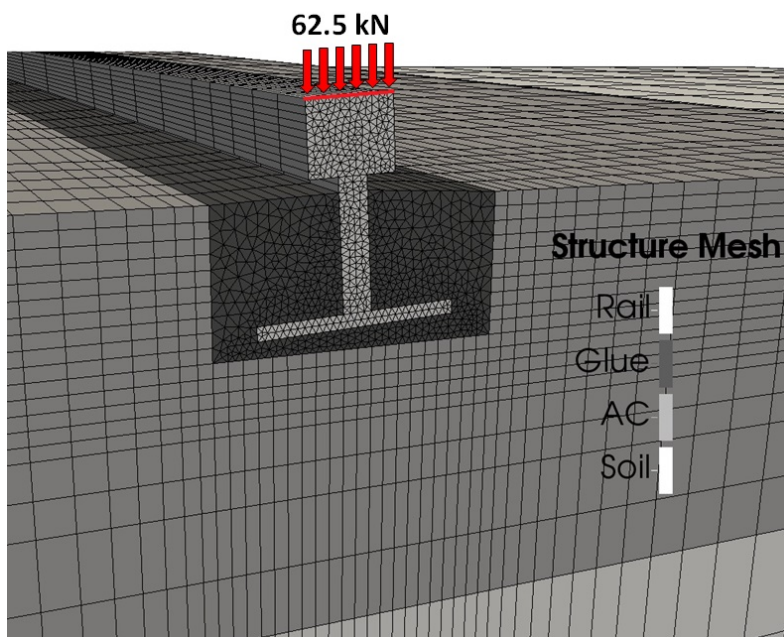


FIGURE 5.11: Chargement appliqué, correspondant au quart de la charge à l'essieu

### 5.2.3 Discrétisation spatiale et temporelle

#### Discrétisation spatiale

Pour effectuer ces simulations, des éléments cubiques à 8 points de Gauss ont été utilisés (CUB20 dans Cast3m). Les figures 5.12, 5.13 et 5.14 montrent la discrétisation des géométries présentées précédemment en figures 5.7, 5.8 et 5.9 respectivement.

La figure 5.12 montre notamment le maillage de la plateforme. Du haut vers le bas, la plateforme est divisée en 2 éléments de 10 cm de hauteur, 8 éléments de 20 cm, 8 éléments de 40 cm et 4 éléments de 125 cm. De gauche à droite, en partant du bord droit de la dalle d'enrobé, les éléments ont une largeur qui augmente progressivement de 10 cm à 100 cm.

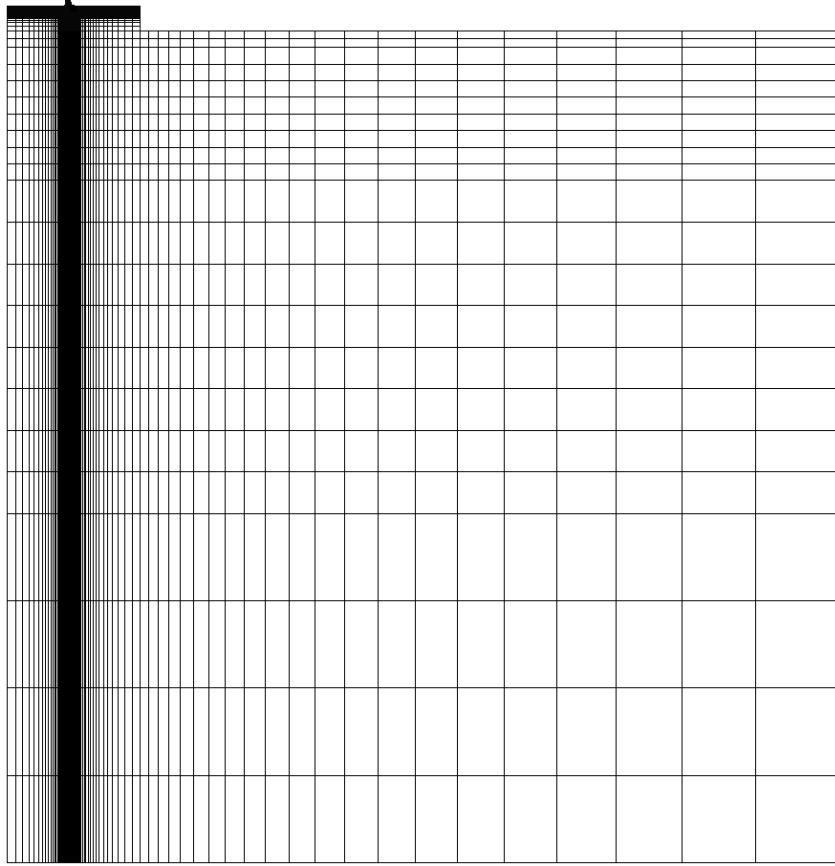


FIGURE 5.12: Maillage de la plateforme

La figure 5.13 montre le maillage de la face de la couche d'enrobé. Les bords de la rainure sont discrétisés en éléments de 1 cm. Du haut vers le bas, la couche d'enrobé est divisée en 15 éléments de 1 cm de haut (10 à hauteur de la rainure et 5 sous le niveau de la rainure), puis 2 éléments de 2 cm et 2 éléments de 5 cm. Latéralement, tous les éléments sous la rainure font 1 cm de large. En partant de chaque bord latéral de la rainure, les éléments ont une largeur qui augmente progressivement de 1 cm en bord de rainure à 10 cm aux bords gauche et droit de la dalle d'enrobé. Ce découpage latéral est aussi respecté dans toute la hauteur de la plateforme, dans la zone sous la couche d'enrobé.

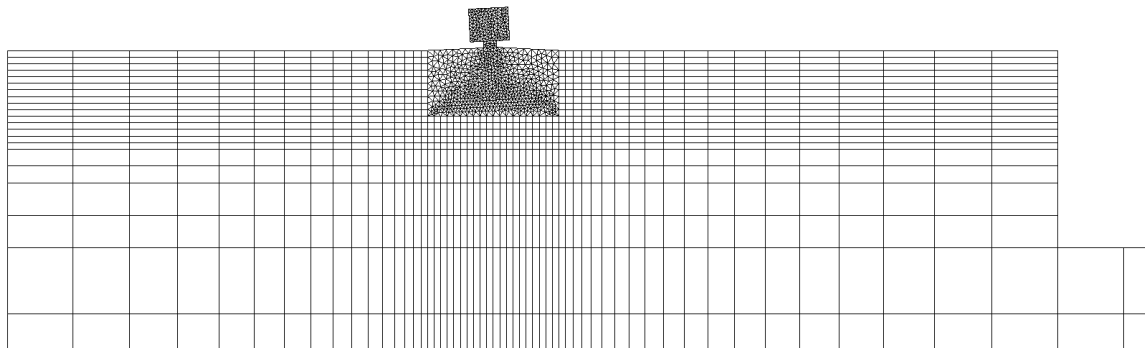


FIGURE 5.13: Maillage de la couche d'enrobé bitumineux

La figure 5.14 montre le maillage du rail et de la résine à l'intérieur de la rainure. Les éléments en rouge représentent le rail. Les éléments en bleu et noir représentent la résine. Les éléments en vert représentent le pad de calage du rail, qui donne à ce dernier son positionnement en hauteur ainsi que son inclinaison à  $1/20^\circ$ . Il a des propriétés mécaniques identiques à celles de la résine ; il est donc traité comme tel. Comme précisé ci-dessus, les bords de la rainure sont discrétisés en éléments de 1 cm. Les bords du rail sont discrétisés en éléments de 0,5 cm. Les éléments sont générés automatiquement par l'algorithme de maillage de GmsH.

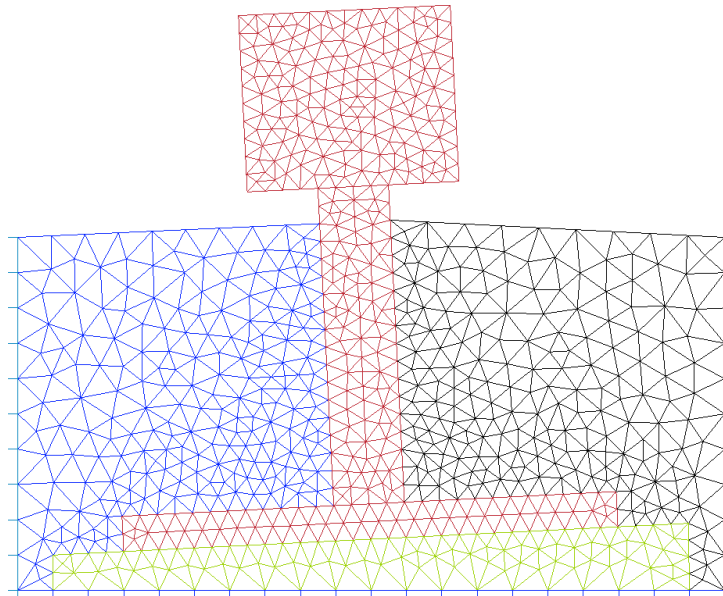


FIGURE 5.14: Maillage du rail et de la résine

Une fois le maillage de la face de la structure déterminée, il est extrudé dans la direction longitudinale du rail pur obtenir le maillage 3D final. La figure 5.15 montre la répartition des éléments dans cette direction. La longueur de la voie est discrétisée en 5 éléments de 5 cm de

long, puis 5 éléments de 10 cm, 5 éléments de 20 cm, 5 éléments de 50 cm et 5 éléments de 115 cm.

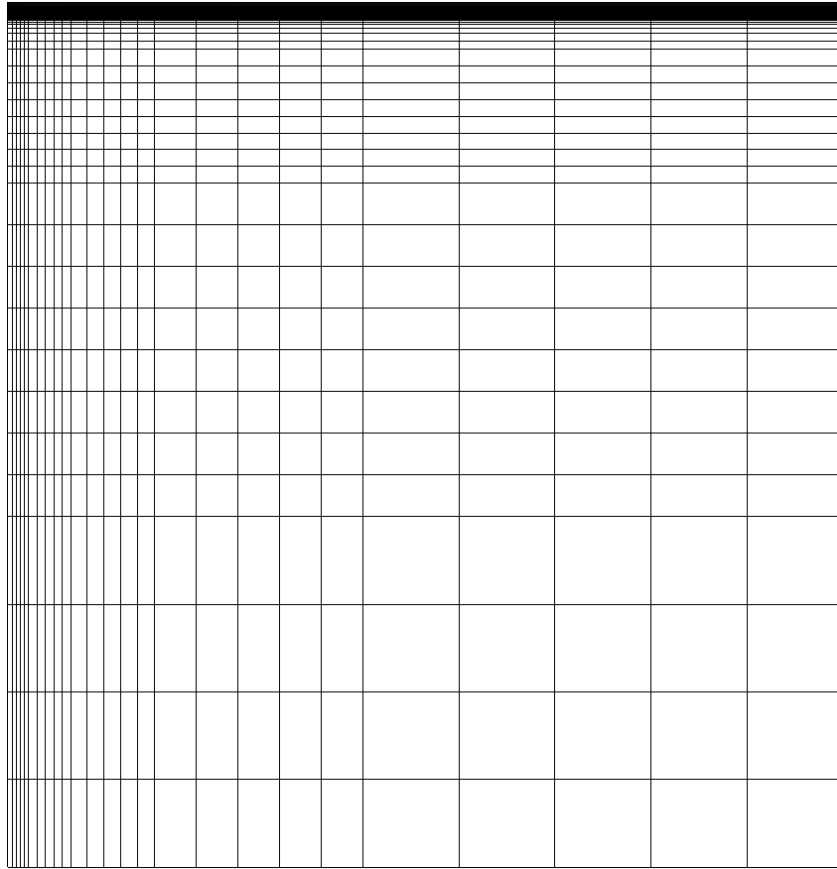


FIGURE 5.15: Extrusion du maillage dans le sens longitudinal du rail

### Discrétisation temporelle

Les résultats expérimentaux présentés dans le chapitre 4 ont montré que la vitesse de déformation des enrobés sous charge statique est initialement élevée, puis décroît rapidement. Il est donc important de décrire finement le début de l'évolution. Ensuite, lorsque la vitesse de déformation devient de plus en plus faible, des pas de temps plus longs peuvent être utilisés. J'ai donc choisi de discrétiser le temps de manière logarithmique. Les pas de temps sont définis de la manière suivante.

Soient  $t_f$  le temps final de la simulation et  $N_{pas}$  le nombre de pas de temps souhaités. On calcule un temps final et un pas de temps "logarithmiques" :

$$t_{f_{log}} = \ln(t_f + 1)$$

$$pas_{log} = \frac{t_{f_{log}}}{N_{pas} - 1}$$

On construit un vecteur de temps "logarithmiques" où

$$t_{i_{log}} = i \text{ pas}_{log}$$

Puis le vecteur des temps calculés :

$$t_i = \exp(t_{i_{log}}) - 1$$

On a donc l'expression de  $t_i$  :

$$t_i = \exp\left(i \frac{\ln(t_f + 1)}{N_{pas} - 1}\right) - 1$$

La figure 5.16 montre un exemple de répartition de 100 pas utilisant la discrétisation temporelle obtenue de cette manière. Avec cette répartition, la première moitié des pas de temps décrivent les premiers 10% du temps simulé. J'ai réalisé une étude de convergence des résultats en fonction du nombre de pas. 1000 pas répartis de cette manière suffisent à faire converger les résultats pour une durée simulée de 30 ans environ, avec une durée de calcul d'environ 3 heures.

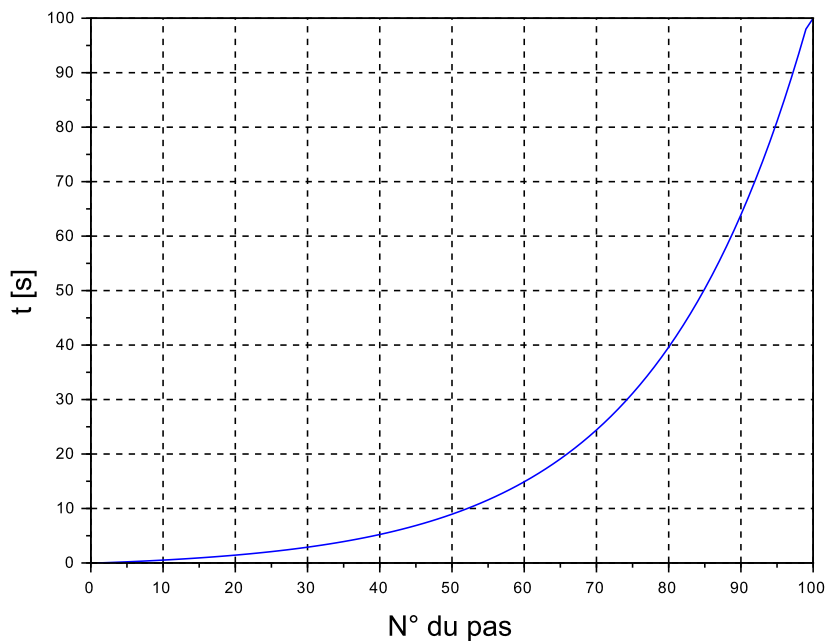


FIGURE 5.16: Exemple de répartition des pas de temps "logarithmiques"

#### 5.2.4 Paramètres matériaux utilisés

Le tableau 5.1 donne les paramètres utilisés pour définir le comportement élastique linéaire du rail et de la résine.

Le rail est en acier avec un module d'Young de 200 GPa et un coefficient de Poisson de 0,28. La résine est une résine utilisée dans le projet REVES, dont les caractéristiques ont été données par le fournisseur. Elle a un module d'Young de 2 MPa et un coefficient de Poisson très proche de 0,5. Pour la stabilité des calculs, il est fixé à 0,49.

Elément	Module d'Young (MPa)	Coefficient de Poisson
Rail	200 000	0,28
Résine	2	0,49

TABLE 5.1: Paramètres utilisés pour le rail et la résine

Le tableau 5.2 donne les paramètres utilisés pour définir le comportement élasto-viscoplastique de l'enrobé bitumineux, ainsi que le module de la plateforme, pour chaque simulation effectuée. Les paramètres donnés pour la couche d'enrobé sont ceux qui ont été identifiés pour le béton bitumineux semi-grenu, et pour la grave-bitume de classe 4 utilisée au sein du projet REVES. Dans chaque cas, deux modules différents ont été considérés pour la plateforme : 50 et 120 MPa. Ces modules correspondent respectivement à un sol non traité de mauvaise et de bonne qualité.  $E_{Pf}$  est le module de la plateforme, et  $E_{EB}$  est le module d'Young utilisé pour la partie élastique du comportement de l'enrobé bitumineux. Ce dernier module a été fixé de manière à correspondre au module statique de l'enrobé. Cette mesure étant une extrapolation des résultats expérimentaux de module complexe, la valeur la plus faible, 400 MPa, a été retenue pour les deux enrobés. Ceci doit aussi permettre de comparer le comportement viscoplastique des enrobés en éliminant la variable qu'est la mauvaise représentation de leur comportement viscoélastique.

Les simulations ont été réalisées d'abord pour le BBSG, puis pour la GB4.

	Matériau	$E_{Pf}$ (MPa)	$E_{EB}$ (MPa)	$a$	$p_{c0}$ (Mpa)	$b$	$\eta$ (s)	$N$
1	BBSG	120	400	2,4	0,16	1,4	12	2
2	BBSG	50	400	2,4	0,16	1,4	12	2
3	GB4	120	400	2,0	0,22	8,5	200	3
4	GB4	50	400	2,0	0,22	8,5	200	3

TABLE 5.2: Paramètres utilisés pour le modèle viscoplastique de l'enrobé

Les simulations sont faites en supposant que la température est de 20°C, la température à laquelle ont été réalisés les essais triaxiaux ayant servi à identifier les paramètres du modèle viscoplastique pour les deux matériaux bitumineux. Cette hypothèse est faite car les tunnels ne sont pas ou peu exposés aux variations journalières et saisonnières de température.

La prise en compte de la température aurait les effets suivants :

- Modification du module d'élasticité de l'enrobé, selon le principe d'équivalence temps-température.
- Modification de la vitesse de déformation viscoplastique. Cependant, nous avons vu, dans

l'étude bibliographique, qu'en premier ordre de grandeur la température n'affecte que la cinétique d'évolution. Les valeurs asymptotiques de déformations ne sont que faiblement influencées par la température. Or ce qui nous intéresse du point de vue du dimensionnement des voies sans ballast est le maintien du bon nivellement sur le long terme. Des simulations négligeant l'influence de la température devraient donc donner de bons ordres de grandeur.

### 5.3 Résultats des simulations

#### 5.3.1 Déplacement vertical permanent de la structure

Les figures 5.17 et 5.18 montrent l'évolution du déplacement vertical du champignon du rail pendant la durée simulée. Ces figures montrent les résultats pour des plateformes de module égale à 120 et 50 MPa respectivement.

#### Simulations avec le BBSG 0/10

Pour les simulations de la structure avec BBSG, j'ai choisi une durée de simulation de 300 ans, afin de voir le comportement sur une durée très longue. Dans les deux cas, le déplacement vertical de la voie augmente rapidement, puis se stabilise. Pour la structure avec une plateforme de module 120 MPa, un tassement total de 1,55 mm est atteint à la fin de la simulation. Au premier pas de temps, le tassement est de 1,26 mm. Le tassement irréversible en fin de simulation est donc de 0,29 mm. Il est par ailleurs intéressant de voir que la vitesse de tassement de la voie diminue très rapidement. Au bout de moins de 3h, le tassement est de 1,54 mm. La grande majorité des déformations permanentes apparaît donc en début de simulation.

Pour la structure ayant une plateforme de module 50 MPa, on obtient un déplacement final de 2,65 mm, dont 0,44 mm de tassement irréversible. Comme pour le cas précédent, la majorité des déformations irréversibles apparaissent dans les premières heures de simulation : on a 0,43 mm de déformation irréversible après 3h de fluage.

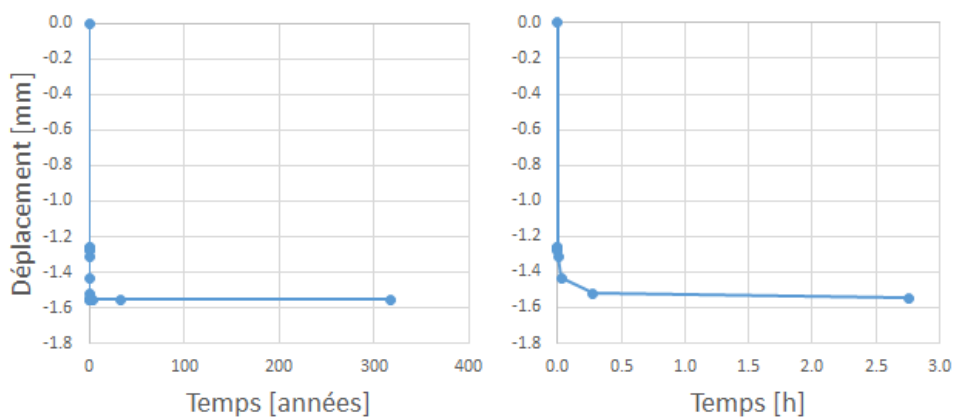


FIGURE 5.17: Evolution du tassement de la voie - BBSG, plateforme de module 120 MPa



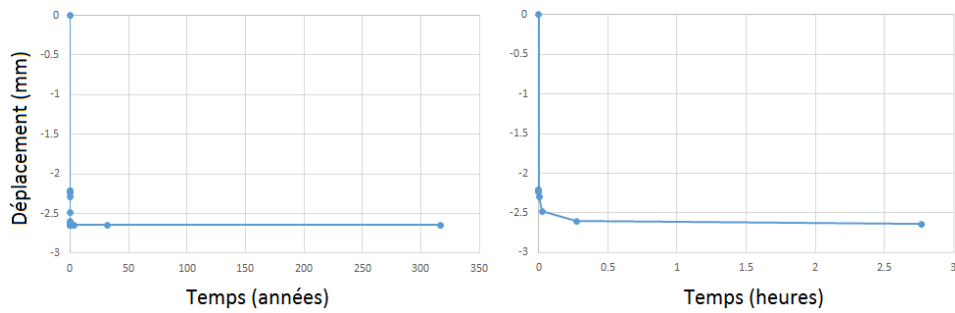


FIGURE 5.18: Evolution du tassement de la voie - BBSG, plateforme de module 50 MPa

### Simulations avec la GB4 0/14

La figure 5.19a montre l'évolution du déplacement vertical du champignon du rail pour la structure utilisant la GB4 0/14. Une durée de 30 ans a été simulée. Les déplacements stabilisent avec le temps. Une valeur de 1,39 mm de déplacement est obtenue après environ 30 ans. Cette valeur comprend la déformation élastique instantanée des différents composants de la voie. Le déplacement vertical au premier pas de temps est de 1,26 mm. Il reste donc 0,13 mm de tassement dus à la déformation permanente de la couche de GB4. Cette valeur de tassement est largement inférieure à la valeur objectif de 3 mm donnée par les référentiels SNCF pour le nivellement longitudinal en lignes classiques.

Comme précédemment, la vitesse de tassement de la voie diminue rapidement. La figure 5.19b montre l'évolution du tassement sur les quelques premières heures de la simulation. Au bout d'environ 9 heures, la voie s'est déjà déplacée de 1,35 mm, soit un tassement irréversible de 0,09 mm. Plus de deux tiers des déformations viscoplastiques accumulées au bout de 30 ans sont apparues dans les 10 premières heures. Ceci peut être un indicateur qu'une voie de type REVES présente une bonne stabilité, surtout une fois les premiers chargements effectués.

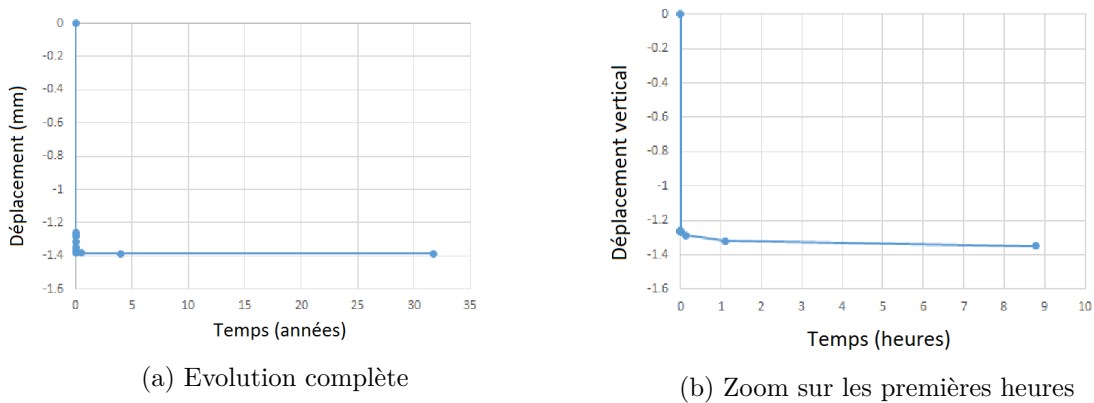


FIGURE 5.19: Evolution du tassement de la voie - GB4, plateforme de module 120 MPa

Une simulation a été réalisée en supposant que le module élastique de la plateforme support est de 50 MPa. Ceci correspond à un module de sol dégradé. La figure 5.20 montre l'évolution

du déplacement vertical du champignon du rail comme précédemment.

Avec cette plateforme plus souple, le déplacement vertical est plus important. Au bout des 30 ans de simulation, le déplacement total est de 2,48 mm, pour un déplacement de 2,21 mm au premier pas de temps. Il y a donc un tassement de 0,27 mm dû aux déformations permanentes de la couche d'enrobé. La figure 5.20b montre par ailleurs qu'au bout de 9h de fluage, le déplacement vertical atteint 2,40 mm, soit 0,19 mm de tassement irréversible.

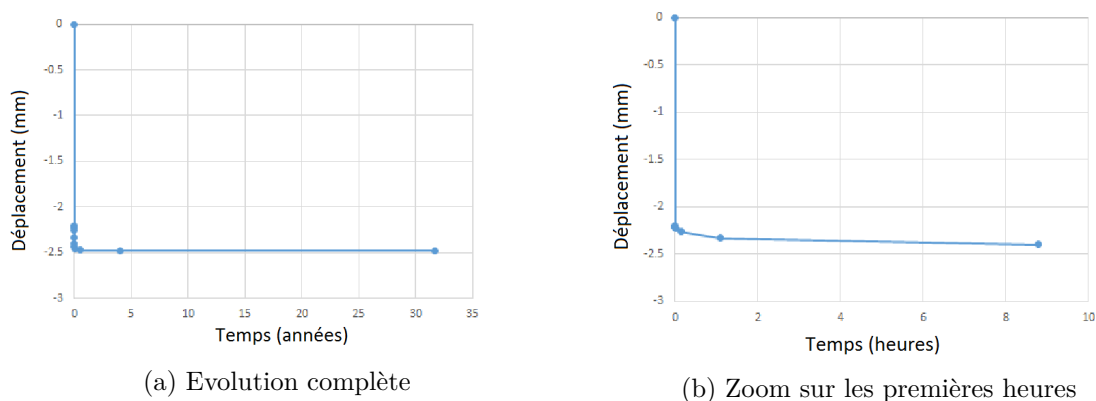


FIGURE 5.20: Evolution du tassement de la voie - GB4, plateforme de module 50 MPa

## Bilan

Les valeurs de déplacement vertical obtenues restent largement acceptables en ordre de grandeur pour des fins opérationnelles. Dans le cas de la GB4 avec une plateforme de module 50 MPa, le tassement permanent est de 0,27 mm (contre 0,13 mm pour une plateforme de module 120 MPa). On ajoute à ceci 0,12 mm supplémentaires dûs à la dispersion des résultats expérimentaux vus au chapitre 4. On a donc un tassement permanent maximal total de 0,39 mm. Pour rappel, les référentiels SNCF exigent un nivellement longitudinal de la voie à  $\pm 3$  mm.

Cependant, il est important de garder à l'esprit que la qualité du sol support peut jouer un rôle majeur dans la stabilité de la couche de matériau bitumineux. En effet, le passage d'une plateforme de module 120 MPa à une plateforme de module 50 MPa donne un tassement permanent plus de deux fois supérieur au précédent. On remarque aussi que la valeur observée au bout d'une dizaine d'heures pour  $E = 50$  MPa est supérieure à la valeur obtenue au bout de 30 ans pour  $E = 120$  MPa.

### 5.3.2 Analyse des contraintes dans la couche d'enrobé

Je présente dans cette partie l'évolution des contraintes dans la couche d'enrobé bitumineux de la structure ferroviaire. Des simulations ont été réalisées en considérant que la couche d'enrobé bitumineux est soit le BBSG 0/10 soit la GB4 0/14 étudiés précédemment. Pour chaque matériau, je présente les résultats obtenus en supposant que la plateforme support a un module

de 120 ou 50 MPa. Ceci permettra d'appuyer les conclusions précédentes quant à l'importance de la qualité du sol pour la pose de ce type de voie.

### Simulations utilisant le BBSG 0/10

Comme dit précédemment, j'ai d'abord simulé la structure en considérant que le matériau bitumineux est le BBSG 0/10. La figure 5.21 montre une coupe de la couche d'enrobé selon le plan d'application de la charge, transversalement à l'axe de la voie. Les contraintes horizontales  $\sigma_x$  sont représentées. Le bleu représente les contraintes de compression, et le rouge les contraintes de traction.

La figure 5.21a montre les résultats pour une plateforme de module 120 MPa. A l'état "initial", soit la réponse instantanée du matériau, il y a des contraintes horizontales de traction allant jusqu'à 0,2 MPa en fond de couche d'enrobé. Le haut de la couche bitumineuse subit des contraintes de compression allant jusqu'à 1 MPa sous la rainure. Cet état de contraintes est assimilable à celui d'une poutre en flexion. Les matériaux bitumineux ne sont généralement pas en mesure de supporter des efforts de traction pendant des périodes prolongées. C'est aussi ce type de sollicitation, qui, à répétition, provoque l'apparition de fissures par fatigue en bas de couche. Cependant, en fin de fluage, les contraintes de traction dans cette zone ont disparu. Le matériau relaxe donc ces contraintes en se déformant. Il n'y a donc pas de risque d'apparition de fissures dans le cas d'un chargement statique.

La figure 5.21b montre les contraintes horizontales obtenues pour une plateforme de module 50 MPa. Les contraintes de traction en bas de la couche bitumineuse sont de l'ordre de 0,25 MPa. Les contraintes de compression sous la rainure atteignent 1,3 MPa. On a donc dans les deux cas une augmentation de l'intensité des contraintes de plus de 25%

Les observations précédentes montrent que la diminution de la portance de la plateforme de 120 à 50 MPa provoque une augmentation significative des contraintes de traction et de compression dans la couche de BBSG. Cependant, cette augmentation est observée à l'état initial. A l'état final, les contraintes de traction, qui sont les plus dommageables au matériau, ont disparu dans les deux cas.

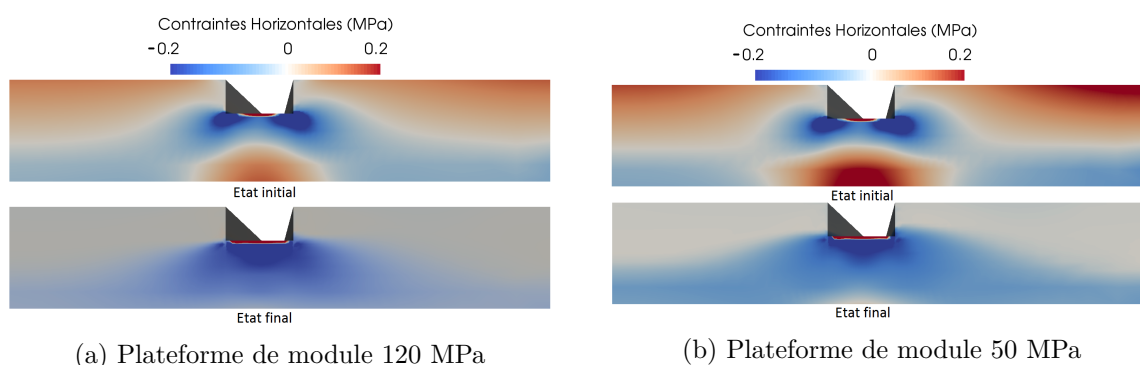


FIGURE 5.21: Contraintes horizontales dans le BBSG

La figure 5.22a montre les contraintes verticales pour une plateforme de module 120 MPa. En début de fluage, on observe de fortes contraintes de compression sous la rainure, allant jusqu'à

0,85 MPa. Il y a aussi des contraintes de traction sur les bords de la rainure, de l'ordre de 0,15 MPa. En fin de simulation, les contraintes verticales de traction ont pratiquement disparu, la valeur maximale étant de 0,02 MPa. Seules les contraintes de compression sont visibles, pour une valeur maximale de 0,79 MPa.

La figure 5.22b montre les contraintes verticales. La réponse instantanée du matériau montre des contraintes de compression allant jusqu'à 1 MPa. Comme précédemment, il y a des contraintes de traction de l'ordre de 0,1 MPa sur les bords de la rainure. En fin de fluage les contraintes de traction ont presque disparu, leur valeur maximale étant de 0,02 MPa. Les contraintes de compression restent à un niveau de 0,77 MPa.

Dans le cas des contraintes verticales, la diminution de la portance de la plateforme support n'a que peu d'influence sur l'intensité des contraintes subies par le matériau bitumineux.

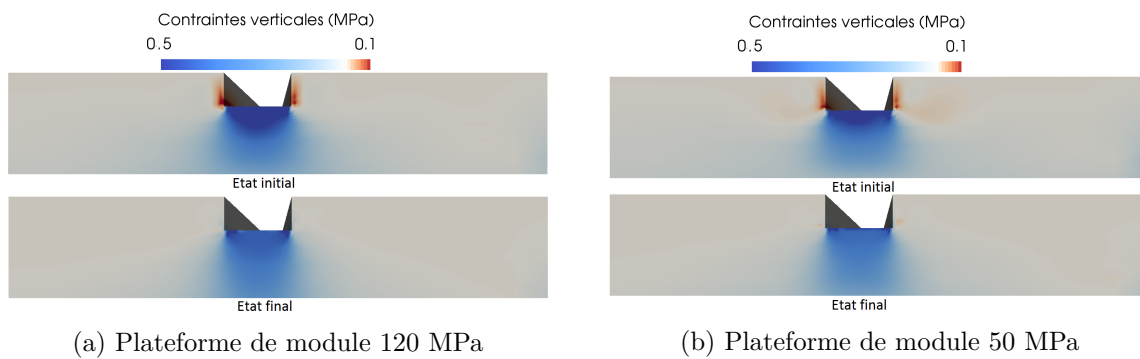


FIGURE 5.22: Contraintes verticales dans le BBSG

La figure 5.23 montre les contraintes de Von Mises dans la couche de BBSG. Il n'y a pas de différence notable dans les niveaux de cisaillements dans la couche de BBSG. Dans le cas de la plateforme de module 120 MPa, ils atteignent 1,7 MPa, contre 1,8 MPa dans le cas d'une plateforme de module 50 MPa. Comme précédemment, les cisaillements au cœur du matériau disparaissent. En fin de simulation il n'y a des cisaillements élevés que sous le rail, à cause de la condition de collage parfait entre les différents matériaux.

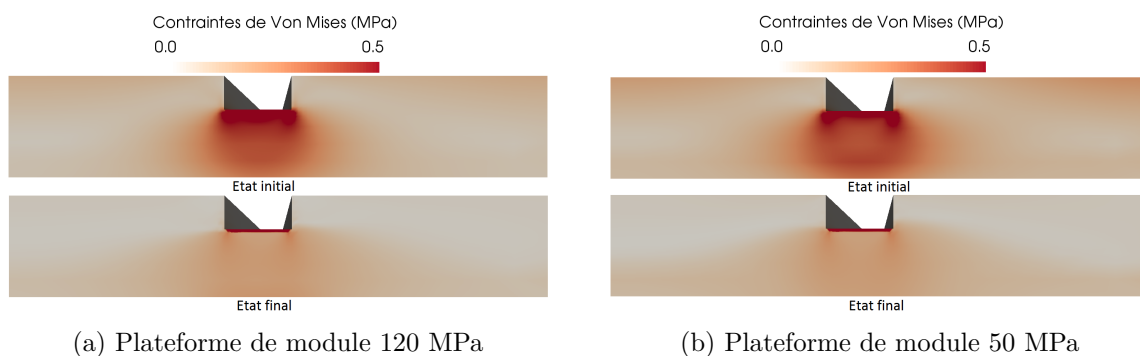


FIGURE 5.23: Contraintes de Von Mises dans la couche de BBSG

## Simulations utilisant la GB4 0/14

La figure 5.24 montre une coupe de la couche de GB4 selon le plan d'application de la charge, transversalement à l'axe de la voie. Les contraintes horizontales transversales  $y$  sont représentées. Comme précédemment, les contraintes de compression sont en bleu et les contraintes de traction en rouge.

La figure 5.24a montre le résultat obtenu en imposant un module de plateforme égal à 120 MPa. La réponse instantanée montre des contraintes de traction allant jusqu'à 0,15 MPa en fond de couche bitumineuse, ainsi que des contraintes de compression de jusqu'à 1,2 MPa en haut de couche, sous la rainure. En fin de simulation, les contraintes de traction ont disparu excepté sur la surface inférieure de la rainure, qui est collée aux éléments situés dans la rainure.

La figure 5.24b montre les résultats pour une plateforme de module 50 MPa. On observe que les contraintes de traction en bas de couche de GB4 atteignent 0,3 MPa, soit le double de la valeur obtenue pour une plateforme de module 120 MPa. Les contraintes de compression initiales sous la rainure atteignent 1,3 MPa.

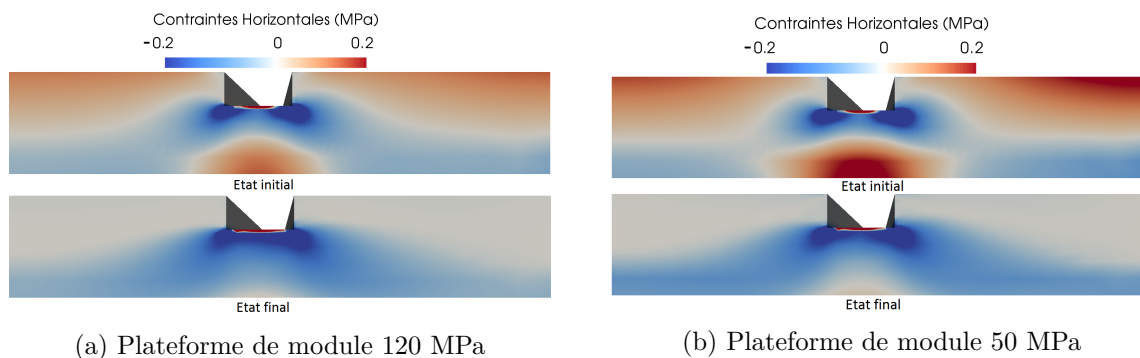


FIGURE 5.24: Contraintes horizontales dans la GB4

La figure 5.25 montre la coupe de la couche de GB4, en  $y$  représentant les contraintes verticales. Comme précédemment, la variation de module de la plateforme ne modifie pas de manière notable l'intensité des contraintes verticales que subit le matériau. Pour les deux valeurs de module de la plateforme, les contraintes de compression initiales maximales sont de 1 MPa, sous la rainure. Les contraintes de traction sur les bords de la rainure sont de 0,1 MPa et disparaissent pendant le fluage.

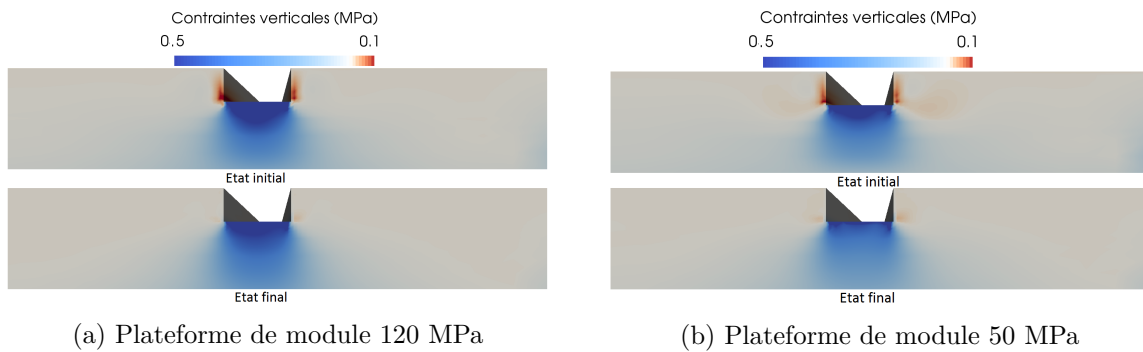


FIGURE 5.25: Contraintes verticales dans la GB4

La figure 5.26 montre les contraintes de Von Mises. Comme précédemment, les contraintes de cisaillement diminuent entre la réponse instantanée et l'état final. Dans les deux cas, ces contraintes atteignent initialement 1,8 MPa sous le patin du rail. Cependant, il reste encore des contraintes de cisaillement assez élevées à la fin de la simulation.

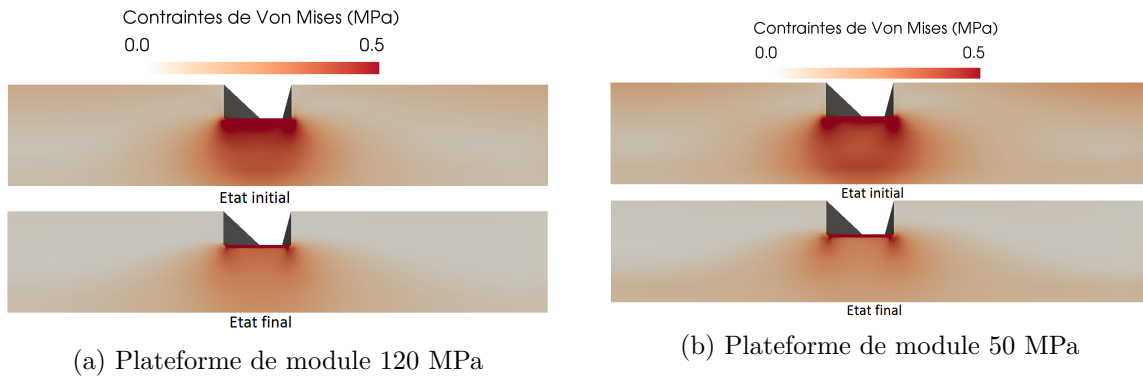


FIGURE 5.26: Contraintes de Von Mises dans la couche de GB4

## Bilan

Nous avons vu dans cette section que la couche d'enrobé subit initialement des contraintes de traction horizontales en fond de couche. Lorsque le module de la plateforme diminue de 120 à 50 MPa, ces contraintes passent de 25% dans le cas du BBSG 0/10 et de 100% dans le cas de la GB4 0/14. Cependant, dans tous les cas, ces contraintes disparaissent, et la couche d'enrobé tend vers un état où il n'y a que des contraintes de compression.

Il faut toutefois être vigilant par rapport à l'intensité des contraintes de traction. Bien qu'elles ne semblent pas poser de problème pour un chargement statique, ces contraintes provoquent l'apparition de fissures par fatigue en fond de couche bitumineuse. Le dimensionnement en fatigue de la structure est étudié par d'autres membres du projet REVES, mais il conviendra de retenir qu'il faut idéalement avoir une plateforme avec un module aussi élevé que possible.

### 5.3.3 Analyse de l'évolution des contraintes dans le plan $(p, q)$

Pour chacune des simulations présentées, les états de contrainte initiaux et finaux relevés en chaque point de Gauss de la section de la couche d'enrobé. Ces données sont présentées dans le plan  $(p, q)$ . L'objectif de cette représentation est de mettre en évidence l'évolution triaxiale des contraintes. Pour rappel, la convention mécanique des sols est telle que les contraintes de traction sont négatives et les contraintes de compression positives. Les contraintes initiales sont représentées en bleu. Les contraintes finales sont en vert.

#### Simulations utilisant le BBSG 0/10

Les figures 5.27 et 5.28 montrent les états de contrainte initiaux et finaux dans la section de BBSG, pour des plateformes de module 120 et 50 MPa, respectivement. Comme vu précédemment, il existe initialement des états de contraintes élevés au sein du matériau. Dans le cas de la plateforme de module 120 MPa, les contraintes les plus élevées en traction ont des valeurs de  $p = -0,2$  MPa et  $q = 0,4$  MPa. Dans le cas de la structure avec une plateforme de module 50 MPa, ces valeurs sont de  $p = -0,3$  MPa et  $q = 0,5$  MPa. Comme vu précédemment, les contraintes de traction initiales sont plus élevées pour un module de plateforme faible.

Les contraintes de compression atteignent des valeurs de  $p = 1,2$  MPa et  $q = 1,4$  MPa dans le cas de la plateforme de module 120 MPa. Avec la plateforme de module 50 MPa, ces valeurs sont de  $p = 1,4$  MPa et  $q = 1,6$  MPa.

A la fin de la simulation, les contraintes sont beaucoup moins élevées. Il n'y a plus de points où  $p < 0$ . Par ailleurs, les valeurs maximales de contraintes de compression sont de  $p = 0,6$  MPa et  $q = 0,5$  MPa dans les deux cas.

Les figures 5.27b et 5.28b montrent ces données en y superposant la surface seuil initiale utilisée pour la simulation. Il est intéressant de noter que pour l'état final, les contraintes subies par le matériau vérifient toutes  $f_1(p, q) < 0$ . On a donc bien un comportement stabilisant du matériau.

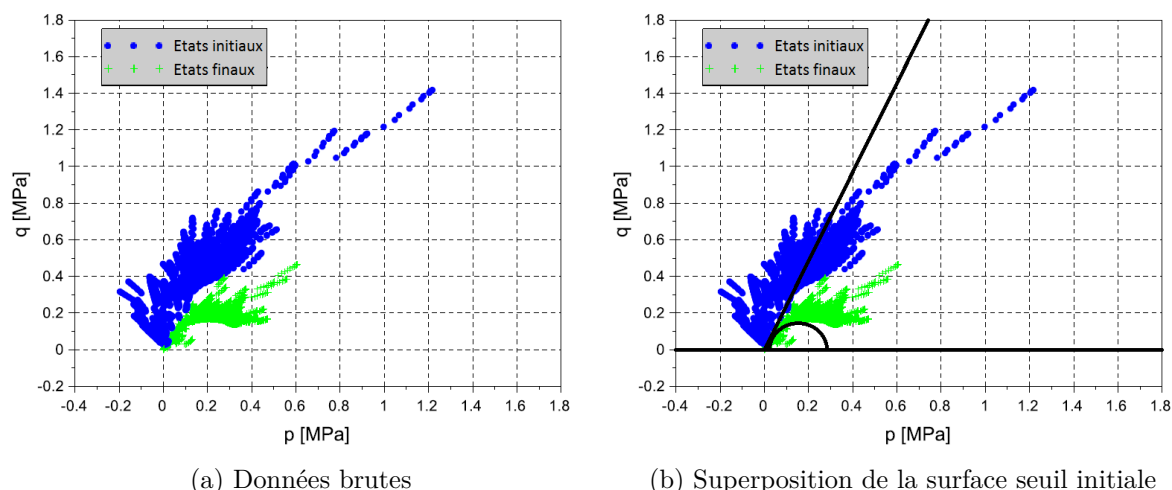


FIGURE 5.27: Contraintes initiales et finales dans la couche de BBSG, plateforme à 120 MPa

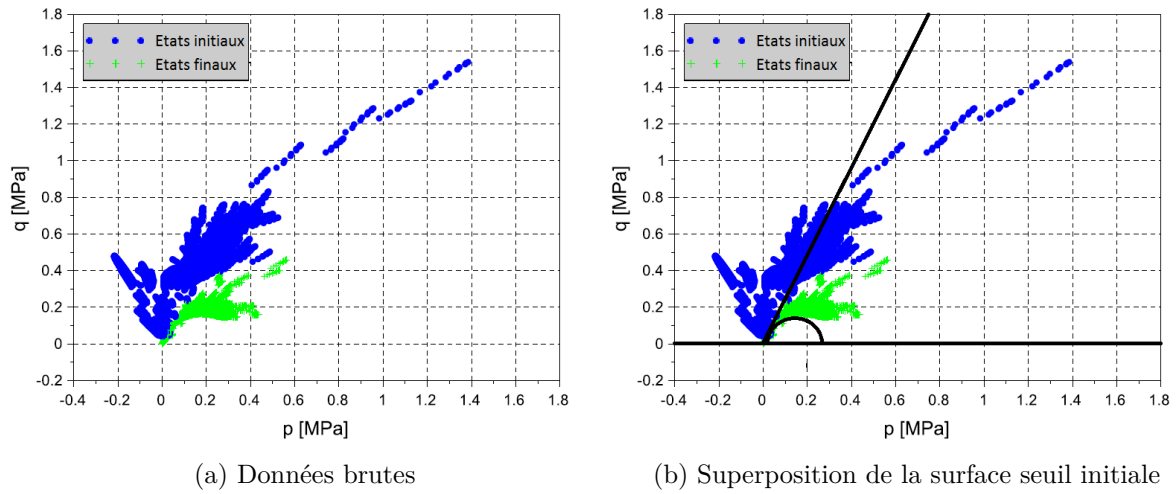


FIGURE 5.28: Contraintes initiales et finales dans la couche de BBSG, plateforme à 50 MPa

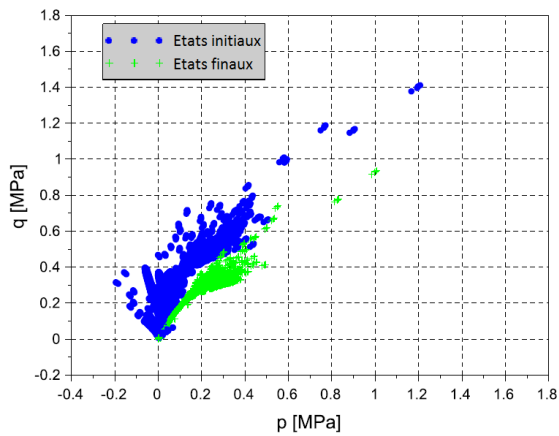
### Simulations utilisant la GB4 0/14

Les figures 5.29 et 5.30 montrent les états de contrainte initiaux et finaux relevés en chaque point de Gauss de la section de la couche de GB4, pour des plateformes de module 120 et 50 MPa respectivement. Comme dans le cas de la structure avec BBSG, pour une plateforme de module 120 MPa, les contraintes les plus élevées en traction ont des valeurs de  $p = -0,2$  MPa et  $q = 0,4$  MPa, et de  $p = -0,3$  MPa et  $q = 0,5$  MPa pour une plateforme de module 50 MPa. Les contraintes de compression montrent les mêmes valeurs maximales,  $p = 1,2$  MPa et  $q = 1,4$  MPa dans le cas de la plateforme de module 120 MPa, et  $p = 1,4$  MPa et  $q = 1,6$  MPa dans le cas de la plateforme de module 50 MPa.

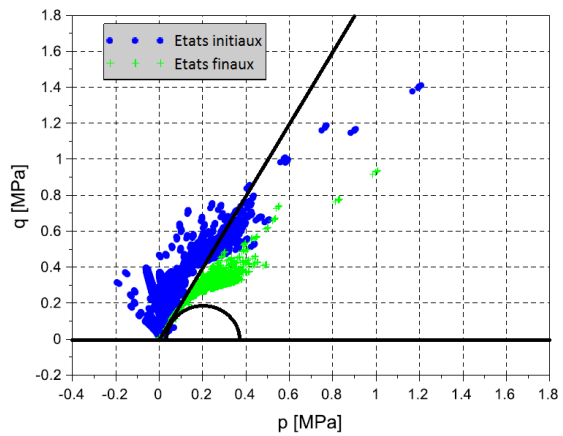
A la fin de la simulation, il n'y a plus de contraintes hydrostatiques de traction. Cependant, les niveaux de contraintes de compression finaux sont plus élevés que pour le BBSG. On voit des valeurs de  $p = 1$  MPa et  $q = 0,9$  MPa pour la plateforme de module 120 MPa. Ces valeurs sont de  $p = 1,2$  MPa et  $q = 1,1$  MPa pour la plateforme de module 50 MPa.

La superposition de la surface seuil de plasticité initiale donnée par les figures 5.29b et 5.30b montrent à nouveau qu'on vérifie  $f_1(p, q) < 0$  en tous les points de Gauss.



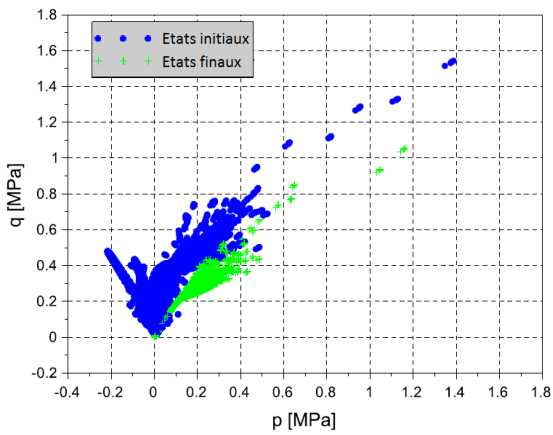


(a) Données brutes

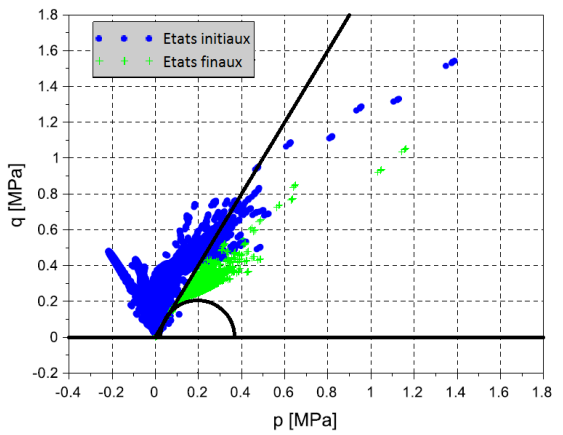


(b) Superposition de la surface seuil initiale

FIGURE 5.29: Contraintes initiales et finales dans la couche de GB4, plateforme à 120 MPa



(a) Données brutes



(b) Superposition de la surface seuil initiale

FIGURE 5.30: Contraintes initiales et finales dans la couche de GB4, plateforme à 50 MPa

## Bilan

Ces résultats de simulation nous montrent encore une fois que les niveaux de contraintes sont plus élevés en traction comme en compression pour les structures reposant sur une plateforme support de module faible. Par ailleurs, la GB4 a tendance à moins relaxer les contraintes de compression.

En début de chargement, la couche d'enrobé semble se comporter comme une poutre élastique en flexion. En fin de simulation, son comportement et les états de contraintes observés au sein de la matière sont plus proches de ceux d'un matériau granulaire non lié. Dans la pratique, cette évolution des contraintes doit correspondre au réarrangement du squelette granulaire du matériau.

## 5.4 Conclusion

Le modèle viscoplastique qui a été élaboré, et dont les paramètres ont été identifiés pour la GB4 utilisée dans le projet REVES, a été implémenté dans Cast3m.

Une structure de voie ferrée proposée par un des partenaires du projet REVES, comprenant une couche de GB4 sur laquelle le rail est posé en appui continu, a été modélisée, et des simulations du comportement en fluage de la structure sous charge statique de type fret ont été réalisées. Ces simulations considéraient le cas d'une couche de structure en BBSG ou en GB4, et dans chaque cas, différentes valeurs de portance pour la plateforme support ont été considérées.

Les résultats montrent que :

- Le tassement irréversible de la voie au bout de 30 ans de fluage est de l'ordre de quelques dixièmes de millimètre. Cet ordre de grandeur est très largement inférieur aux valeurs acceptées par les textes de référence SNCF (3 mm maximum), même en considérant la dispersion des résultats estimée au chapitre 4 par la répétabilité des essais.
- La grande majorité des déformations irréversibles apparaissent dans les premières heures de chargement.
- Le matériau subit des contraintes initialement élevées, qui se relaxent et diminuent. Notamment, les contraintes de traction en bas de la couche bitumineuse disparaissent, ce qui est rassurant vis-à-vis de l'apparition de fissures à cet endroit.
- L'état de contraintes final est tel que la surface seuil élaborée au chapitre 3 prédit la stabilité du matériau. Ceci étant effectivement observé, c'est un bon indicateur de la capacité de notre modèle à reproduire le comportement des enrobés bitumineux.
- Le module de la plateforme support joue un rôle important dans l'apparition de déformations irréversibles. Elles sont plus de deux fois plus élevées pour une plateforme de module 50 MPa que pour une plateforme de module 120 MPa. Il sera donc important de veiller à la qualité du sol support lors de la mise en place d'une voie de type REVES.

## Conclusion et perspectives

### Conclusion

Le but du projet REVES est de concevoir des technologies de voies ferrées comprenant une couche de matériau bitumineux sur laquelle les rails seront posés en appui continu. Mécaniquement, les principaux modes de dégradation potentielle d'une telle couche bitumineuse sont la fissuration par fatigue et le tassement par accumulation de déformations permanentes. Cette thèse avait pour ambition d'étudier le comportement viscoplastique des enrobés bitumineux dans le but de développer un outil de dimensionnement fonctionnel pour évaluer la viabilité des structures proposées par les partenaires du projet.

Dans un premier temps, je me suis appuyé sur une campagne d'essais triaxiaux de fluage à déviateur et confinement constants réalisée par J. Sohm pendant sa thèse. Ces essais étaient réalisés sur un Béton Bitumineux Semi-Grenu 0/10 (BBSG).

J'ai réalisé une campagne expérimentale d'essais triaxiaux une Grave-Bitume de classe 4 (GB4), le matériau préconisé pour les solutions techniques REVES. Chaque soumet une éprouvette cylindrique de matériau à une pression de confinement et à une contrainte déviatorique constantes. 31 essais ont été réalisés, pour différents confinements et déviateurs. Les résultats obtenus corroborent les tendances observées lors des essais sur BBSG, tout en montrant la plus grande résistance de la GB4 au fluage.

Une loi de comportement viscoplastique a été développée pour simuler le comportement en fluage des enrobés. Le but a été de créer la loi de comportement la plus simple possible tout en ayant des résultats représentatifs du comportement réel du matériau. J'ai mis au point une méthode manuelle d'identification des paramètres du modèle à partir des résultats d'essais triaxiaux.

J'ai ensuite implémenté cette loi de comportement dans le logiciel de calcul aux éléments finis Cast3m. Cette implémentation a permis d'effectuer des simulations numériques de structures ferroviaires proposées par les partenaires du projet REVES. Les résultats de simulation indiquent que la solution technique étudiée est satisfaisante par rapport à sa tenue au fluage.

Les essais triaxiaux soumettent une éprouvette cylindrique d'enrobé bitumineux à un chargement axial et à une pression de confinement constants dans le temps. L'évolution des déformations dans le matériau est relevée tout au long de l'essai. La campagne expérimentale a été faite pour plusieurs pressions de confinements et plusieurs chargements axiaux pour caractériser le comportement rhéologique du matériau sous charge statique. Les principales observations ressortant de ces essais de fluage sont :

- Des déformations réversibles comme irréversibles sont mesurées. Cependant, les déformations réversibles sont très faibles par rapport aux déformations irréversibles.
- Le comportement volumique dépend fortement des conditions d'essai. Plus le matériau est confiné, et moins la charge axiale est élevée, plus son comportement est contractant. A l'inverse, plus le chargement axial est important, et plus le confinement est faible, plus le comportement du matériau est dilatant.
- Lorsque la pression de confinement est élevée, les déformations du matériau semblent se stabiliser vers une valeur asymptotique.

- Pour des chargements axiaux et des pressions de confinement intermédiaires, on peut observer un comportement initialement contractant, qui devient dilatant au-delà d'un certain temps.

La loi de comportement viscoplastique développée est une loi associée. En utilisant le cadre donné par la viscoplasticité de Perzyna, nous avons créé une fonction seuil constituée d'une droite de Drucker-Prager complétée par un cap-model, circulaire dans le plan des invariants de contraintes  $(p, q)$ . L'inclusion du cap-model permet de reproduire le comportement contractant de certains essais, tandis que la droite de Drucker-Prager donne la limite entre les chargements pour lesquels les déformations stabilisent et ceux pour lesquels le matériau tend vers la ruine. Le modèle que nous avons développé compte seulement 5 paramètres à déterminer expérimentalement. Ceci doit permettre d'évaluer la viabilité d'un matériau bitumineux donné pour les besoins du projet REVES avec un nombre réduit d'essais expérimentaux. La loi d'écoulement associée de Perzyna donne la vitesse de déformation viscoplastique locale en fonction de l'état de contraintes. Elle s'écrit :

$$\dot{\bar{\varepsilon}}^{vp} = \frac{1}{\eta} \langle f \rangle^N \frac{\partial f}{\partial \bar{\sigma}},$$

avec  $\dot{\bar{\varepsilon}}^{vp}$  la vitesse de déformation viscoplastique,  $N$  un exposant déterminé expérimentalement et  $\eta$  un paramètre de viscosité.  $f$  est la fonction seuil. Elle s'écrit en fonction des invariants de contraintes.  $\langle f \rangle$  est la partie positive de  $f$ . Lorsque le matériau subit des contraintes telles que  $f > 0$ , des déformations permanentes apparaissent. La partie de la fonction seuil correspondant à la droite de Drucker-Prager s'écrit :

$$f_1 = \cos(\alpha)(q - ap),$$

avec  $a = \tan(\alpha)$  le coefficient directeur de la droite,  $p$  la contrainte hydrostatique et  $q$  le déviateur des contraintes.

La partie correspondant au cap-model circulaire s'écrit :

$$f_2 = \sqrt{(p - p_c)^2 + q^2} - p_c \sin(\alpha),$$

avec  $p_c$  la position du centre du cercle sur l'axe  $p$  du diagramme  $(p, q)$ .

$p_c$  est le paramètre d'écrouissage du modèle :  $p_c = p_{c_0}(1 + b \varepsilon_d^{vp})$ ,

où  $p_{c_0}$  et  $b$  sont des constantes positives pour la convention mécanique des sols.

Nous avons donc un modèle à 5 paramètres  $a, p_{c_0}, b, N$  et  $\eta$ . Ces paramètres ont été identifiés grâce aux essais triaxiaux de fluage.

Le paramètre  $a$  détermine la stabilité ou non des déformations du matériau.  $p_{c_0}$  définit si le comportement volumique local est contractant ou dilatant.  $b$  détermine la vitesse d'écrouissage, et donc, pour les essais stabilisants, la valeur asymptotique des déformations.  $N$  et  $\eta$  déterminent la cinétique de l'évolution des déformations. Ces paramètres sont identifiables manuellement à partir d'une série d'essais triaxiaux de fluage.

Un jeu de paramètres a été identifié pour chacun des matériaux considérés, le BBSG 0/10 et la GB4 0/14. Les déformations calculées par le modèle sont globalement proches des déformations observées expérimentalement. Le modèle est bien en mesure de reproduire les

comportements stabilisants/non stabilisants ainsi que les comportements contractants/dilatants et même les comportements initialement contractant qui deviennent dilatants.

Une fois le modèle développé et ses paramètres identifiés, je l'ai implémenté dans le logiciel de calcul aux éléments finis Cast3m en vue d'effectuer des simulations numériques de structures ferroviaires.

Nous avons modélisé une structure de voie ferrée sans ballast telle qu'elle a été proposée par un des partenaires du projet REVES. Dans cette structure, une couche d'enrobé bitumineux posé sur le sol support. La dalle d'enrobé est rainurée et les rails sont noyés dans une résine élastique. Une charge verticale statique représentative d'une roue de train de fret a été appliqué, soit 12,5 tonnes. Cette force est maintenue pendant un temps simulé supérieur à 30 ans.

Les résultats de simulation montrent que le tassement irréversible asymptotique de la voie est d'environ 0,1 mm en ordre de grandeur pour la GB4, et 0,3 mm pour le BBSG, lorsqu'on a une plateforme de module 120 MPa. Cependant, ces valeurs doublent lorsqu'on considère une plateforme de module 50 MPa. Ces valeurs sont acceptables vis-à-vis des référentiels SNCF relatifs au nivellement longitudinal des voies en lignes classiques, qui exigent que le défaut de nivellement entre deux points mesurés à trois mètres de distance soit inférieur à 3 mm. Cependant, il est important d'assurer une portance aussi élevée que possible lors de la construction de voies de ce type pour minimiser le risque de dégradation.

On observe par ailleurs que les contraintes présentes dans la couche d'enrobé ont tendance à disparaître progressivement, ce qui élimine les fortes contraintes de traction que subit le bas de la dalle après les premiers instants suivant le chargement initial.

Nous avons donc une indication solide que la solution technique proposée est viable au vu de la résistance au tassement permanent de la couche d'enrobé bitumineux sous charge statique.

## Perspectives

Plusieurs perspectives peuvent être envisagées pour la poursuite de ces travaux de thèse.

Tout d'abord, le modèle viscoplastique peut être amélioré. Une première amélioration possible est la prise en compte l'influence de la température sur la cinétique d'évolution des déformations viscoplastiques des matériaux bitumineux. Les travaux effectués dans cette thèse ne tiennent pas compte de la variation de température car elle est faible dans les tunnels. Cependant, pour une utilisation non souterraine de ce type de voie, les variations journalières et saisonnières de la température peuvent avoir un effet important.

Une autre amélioration possible est la modification de l'érouissage. En effet, la partie linéaire de la fonction seuil n'est pas modifiée par l'érouissage. De ce fait, un chargement tel que  $f_1 > 0$  va provoquer un érouissage infini du matériau. Ceci aurait pour effet de fausser le calcul des déformations viscoplastiques pour un chargement ultérieur.

Des essais plus poussés pourraient être effectués sur la GB4 0/14 du projet REVES. Plus d'essais de répétabilité sont nécessaires pour mesurer la variabilité des propriétés du matériau. Des essais à différentes températures pourraient être réalisés. Ceci irait de pair avec la prise en

compte de la température par le modèle.

Il serait aussi intéressant de réaliser des essais cycliques de charge-décharge afin d'évaluer l'influence du repos sur le comportement à long terme du matériau.

Des essais non homogènes peuvent être envisagés. Un essai de poinçonnement de plaque en laboratoire a été envisagé, mais pas réalisé.

Les essais réalisés par ailleurs dans le projet REVES sont aussi à exploiter. Le démonstrateur SySIFe doit produire des résultats sur une structure grandeur nature.

D'autres simulations numériques sont aussi envisageables. Des structures ferroviaires comprenant une couche d'enrobé bitumineux, sur laquelle les rails seraient posés sur appuis continus, doivent être proposées par des partenaires industriels. La simulation du comportement en fluage de ces structures fera partie de l'évaluation de leur viabilité.

Le comportement viscoélastique de la GB4 utilisée pourrait être pris en compte pour avoir des simulations plus précises et simuler le comportement sous charge roulante des structures. Ceci nécessite une campagne d'essais dédiée.

Ce travail de thèse apporte un moyen de validation de la viabilité des structures ferroviaires. Cependant, d'autres validations restent indispensables. Les structures doivent être dimensionnées pour résister à la fatigue provoquée par les circulations rapides répétées. Les différents éléments de la superstructure de la voie doivent être dimensionnés de manière à assurer une raideur équivalente de la voie conforme aux normes SNCF.

Les essais de la méthode de formulation des enrobés routiers pourrait être adaptée au contexte ferroviaire, ce qui à terme pourrait fournir une procédure simple pour l'acceptation de nouveaux matériaux utilisables pour la construction de voies sans ballast.

## Références

- AFNOR (2003). NF EN 13450 - Granulats pour ballasts de voies ferrées.
- Airey, G. D., Rahimzadeh, B., and Collop, A. C. (2003). Viscoelastic linearity limits for bituminous materials. *Materials and Structures*, 36(10) :643–647.
- Arlaud, E. (2016). *Modèles dynamiques réduits de milieux périodiques par morceaux : application aux voies ferroviaires*. PhD thesis, Paris, ENSAM.
- Calon, N. (2016). *Rôle de la couche intermédiaire dans le potentiel de la voie ferrée*. PhD thesis, Université Paris-Est.
- Cardona, D. R., Di Benedetto, H., Sauzeat, C., Calon, N., and Saussine, G. (2016). Use of a bituminous mixture layer in high-speed line trackbeds. *Construction and Building Materials*, 125 :398–407.
- Chehab, G., Kim, Y., Schapery, R., Witczak, M., and Bonaquist, R. (2002). Time-temperature superposition principle for asphalt concrete with growing damage in tension state. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, 71.
- Darabi, M. K., Abu Al-Rub, R. K., Masad, E. A., and Little, D. N. (2012). Cyclic hardening-relaxation viscoplasticity model for asphalt concrete materials. *Journal of Engineering Mechanics*, 139(7) :832–847.
- Darabi, M. K., Al-Rub, R. K. A., Masad, E. A., Huang, C.-W., and Little, D. N. (2011). A thermo-viscoelastic–viscoplastic–viscodamage constitutive model for asphaltic materials. *International Journal of Solids and Structures*, 48(1) :191–207.
- Desai, C. and Zhang, D. (1987). Viscoplastic model for geologic materials with generalized flow rule. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 11(6) :603–620.
- Di Benedetto, H. and Corté, J. (2005). *Matériaux routiers bitumineux 2*. Hermès Lavoisier editions Google Scholar.
- Di Benedetto, H. and Corté, J.-F. (2004). *Matériaux routiers bitumineux : Constitution et propriétés thermomécaniques des mélanges*. Hermès Science publications.
- Dongmo-Engeland, B.-J. (2005). *Caractérisation des déformations d’ornièrages des chaussées bitumeuses*. PhD thesis, Lyon, INSA.
- EAPA, E. (2003). Asphalt in railway tracks. *Eur. Asph. Pavement Assoc*, (3) :11.
- EN, B. (2004a). 12697-31. 2004. bituminous mixtures-test methods for hot mix asphalt part 31 : Specimen preparation gyratory compactor. *British Standard (BSI), London, UK*.
- EN, B. (2004b). Bituminous mixtures—test methods for hot mix asphalt—part 26 : Stiffness.
- EN, B. (2008). Bituminous mixtures—test methods for hot mix asphalt—part 12 : determination of the water sensitivity of bituminous specimens.
- EN, N. (2004c). 12697-26 «méthodes d’essai pour mélange hydrocarboné à chaud : Module de rigidité».
- EN, N. (2004d). Specification, méthodes d’essai pour mélange hydrocarboné à chaud : essai d’ornièrage. juin.

- EN, N. (2007a). 12697-33+ a1 : Mélange bitumineux-méthodes d'essai pour mélange hydrocarboné à chaud-partie 33 : confection d'éprouvettes au compacteur de plaque. *European Standard-French Standard AFNOR*.
- EN, N. (2007b). 12697-35+a1 mélanges bitumineux-méthodes d'essai pour mélange hydrocarboné à chaud-partie 35 : malaxage en laboratoire. *European Standard—French Standard AFNOR*.
- EN, N. (2007c). 13108-1 mélange bitumineux-spécification des matériaux-partie 1 : Enrobés bitumineux. *European Standard-French Standard AFNOR*.
- Fang, M., Qiu, Y., Rose, J. G., West, R. C., and Ai, C. (2011). Comparative analysis on dynamic behavior of two hma railway substructures. *Journal of Modern Transportation*, 19(1) :26–34.
- Francken, L. (1996). Rilem interlaboratory tests on bituminous mixes in repeat loading-teaching and recommendations. In *EURASPHALT & EUROBITUME CONGRESS, STRASBOURG, 7-10 MAY 1996. VOLUME 2. PAPER E&E. 4.099*.
- Georgios, M. (2012). *Slab Track Systems for High-Speed Railways*. PhD thesis, MA thesis. Royal Institute of Technology, Sweden.
- Gibson, N. H., Schwartz, C. W., Schapery, R. A., and Witzczak, M. W. (2003). Viscoelastic, viscoplastic, and damage modeling of asphalt concrete in unconfined compression. *Transportation Research Record*, 1860(1) :3–15.
- Goodrich, J. L. (1991). Asphaltic binder rheology, asphalt concrete rheology and asphalt concrete mix properties (with discussion). *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, 60.
- Grassie, S. L. (1984). Dynamic modelling of railway track and wheelsets. Technical report, CAMBRIDGE UNIV (ENGLAND) DEPT OF ENGINEERING.
- Guler, H. (2012). Decision support system for railway track maintenance and renewal management. *Journal of Computing in Civil Engineering*, 27(3) :292–306.
- Huet, C. (1965). *Etude par une méthode d'impédance du comportement viscoélastique des matériaux hydrocarbonés*. PhD thesis.
- La Roche, C. d. (1996). *Module de rigidité et comportement en fatigue des enrobés bitumineux : expérimentations et nouvelles perspectives d'analyse*. PhD thesis, Châtenay-Malabry, Ecole centrale de Paris.
- Lamas-Lopez, F. (2016). *Field and laboratory investigation on the dynamic behaviour of conventional railway track-bed materials in the context of traffic upgrade*. PhD thesis, Paris Est.
- Lemaitre, J., Chaboche, J., Benallal, A., and Desmorat, R. (1996). *Mécanique des matériaux solides-3ème édition* (dunod).
- Martin, A. (2014). *Analyse numérique de la réponse dynamique de structures ferroviaires. Application à la réduction des désordres géométriques induits dans les couches de ballast des Lignes à Grande Vitesse*. PhD thesis, Ecole Centrale de Nantes (ECN).
- Masad, C.-W. H. R. K. A. A.-R. E. A. and Little, D. N. (2011). Three-dimensional simulations of asphalt pavement permanent deformation using a nonlinear viscoelastic and viscoplastic model. *Journal of Materials in Civil Engineering*.



- Masad, E., Tashman, L., Little, D., and Zbib, H. (2005). Viscoplastic modeling of asphalt mixes with the effects of anisotropy, damage and aggregate characteristics. *Mechanics of Materials*.
- Olard, F. (2003). *Comportement thermomécanique des enrobés bitumineux à basses températures. Relations entre les propriétés du liant et de l'enrobé*. PhD thesis, INSA de Lyon.
- Oudin, H. (2009). Introduction à la plasticité.
- Perzyna, P. (1966). Fundamental problems in viscoplasticity. In *Advances in applied mechanics*, volume 9, pages 243–377. Elsevier.
- Rose, J. G., Teixeira, P. F., and Ridgway, N. E. (2010). Utilization of asphalt/bituminous layers and coatings in railway trackbeds : a compendium of international applications. In *2010 Joint Rail Conference*, pages 239–255. American Society of Mechanical Engineers Digital Collection.
- Saaddeh, S., Masad, E., and Little, D. (2007). Characterization of asphalt mix response under repeated loading using anisotropic nonlinear viscoelastic-viscoplastic model. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 19(10) :912–924.
- Sadeghi, J. and Askarinejad, H. (2010). Development of improved railway track degradation models. *Structure and Infrastructure Engineering*, 6(6) :675–688.
- Sato, Y. (1995). Japanese studies on deterioration of ballasted track. *Vehicle system dynamics*, 24(sup1) :197–208.
- Sayegh, G. (1964). *Contribution à l'étude des propriétés viscoélastiques des bitumes purs et des bétons bitumeux*. PhD thesis.
- Schwartz, C. W., Gibson, N., and Schapery, R. A. (2002). Time-temperature superposition for asphalt concrete at large compressive strains. *Transportation Research Record*, 1789(1) :101–112.
- Schwartz, C. W., Gibson, N. H., Schapery, R. A., and Witczak, M. W. (2004). Viscoplasticity modeling of asphalt concrete behavior. In *Recent Advances in Materials Characterization and Modeling of Pavement Systems*, pages 144–159.
- Selig, E. T. and Waters, J. M. (1994). *Track geotechnology and substructure management*. Thomas Telford.
- SNCF (2007). IN 0274 - Mise en œuvre du ballast pour voie ferrée.
- Sohm, J. (2011). *Prediction of permanent strains of bituminous mixtures*. Theses, Ecole Centrale de Nantes (ECN).
- Sohm, J., Gabet, T., Hornyh, P., Piau, J.-M., and Di Benedetto, H. (2012). Creep tests on bituminous mixtures and modelling. *Road Materials and Pavement Design*, 13(4) :832–849.
- Subramanian, V., Guddati, M. N., and Kim, Y. R. (2013). A viscoplastic model for rate-dependent hardening for asphalt concrete in compression. *Mechanics of Materials*, 59 :142–159.
- Sun, L. and Zhu, Y. (2013). A serial two-stage viscoelastic–viscoplastic constitutive model with thermodynamical consistency for characterizing time-dependent deformation behavior of asphalt concrete mixtures. *Construction and Building Materials*.

- Taherkhani, H. and COLLOP, A. (2006). Compressive uniaxial and triaxial testing of asphaltic mixtures. In *10TH INTERNATIONAL CONFERENCE ON ASPHALT PAVEMENTS- AUGUST 12 TO 17, 2006, QUEBEC CITY, CANADA*.
- Tashman, L., Masad, E., Little, D., and Zbib, H. (2005a). A microstructure-based viscoplastic model for asphalt concrete. *International Journal of Plasticity*, 21(9) :1659–1685.
- Tashman, L., Masad, E., Zbib, H., Little, D., and Kaloush, K. (2005b). Microstructural viscoplastic continuum model for permanent deformation in asphalt pavements. *Journal of Engineering Mechanics*, 131(1) :48–57.
- Varandas, J. N., Hölscher, P., and Silva, M. A. (2011). Dynamic behaviour of railway tracks on transitions zones. *Computers & structures*, 89(13-14) :1468–1479.
- You, T., Al-Rub, R. K. A., Darabi, M. K., Masad, E. A., and Little, D. N. (2012). Three-dimensional microstructural modeling of asphalt concrete using a unified viscoelastic–viscoplastic–viscodamage model. *Construction and Building Materials*, 28(1) :531–548.
- Zhu, H. and Sun, L. (2013). Mechanistic rutting prediction using a two-stage viscoelastic–viscoplastic damage constitutive model of asphalt mixtures. *American Society of Civil Engineers*.

**Titre :** Comportement d'un enrobé bitumineux sollicité par des rails posés sur des appuis continus

**Mots clés :** Enrobés bitumineux, Viscoplasticité, Voies ferrées sans ballast, Modélisation, Simulation numérique

**Résumé :** SNCF Réseau a lancé en 2015 un projet FUI (Fonds Unique Interministériel) nommé REVES (Réduction de l'Épaisseur des Voies en Exploitation Souterraine). L'objectif du projet est de développer des solutions techniques permettant d'augmenter le gabarit disponible dans les tunnels. L'idée proposée est de construire des voies sans ballast ni traverses, avec des rails posés en appui continu sur une couche d'enrobé bitumineux. Les principaux modes de dégradation des enrobés bitumineux sont la fissuration par fatigue, due à des passages rapides répétés, et l'accumulation de déformations permanentes due notamment aux chargements lourds et statiques. Cette thèse a pour objectif d'étudier le comportement en fluage des enrobés bitumineux, principalement sous chargement statique. Un modèle de comportement viscoplastique a été développé pour simuler le comportement en fluage des enrobés.

Une méthode d'identification manuelle des paramètres du modèle a été mise au point. Dans le cadre du projet REVES, une grave-bitume de classe 4 a été retenue comme enrobé support. Une série d'essais triaxiaux de fluage a été réalisée sur ce matériau, grâce à laquelle les paramètres du modèle viscoplastique ont été identifiés. La loi de comportement viscoplastique a été implémentée dans Cast3m, un logiciel de calcul aux éléments finis, et des simulations du comportement en fluage d'une structure de voie ferrée correspondant aux spécifications du projet REVES ont été réalisées. Les simulations numériques montrent un comportement stable de l'enrobé dans le temps, et les niveaux de tassement permanent de la structure sont acceptables vis-à-vis des référentiels SNCF. L'utilisation d'enrobés bitumineux comme couche de structure des voies ferrées semble donc être une option viable.

**Title :** Behaviour of an asphalt concrete loaded by rails on a continuous support

**Keywords :** Asphalt concrete, Viscoplasticity, Ballastless railway tracks, Modeling, Numerical simulation

**Abstract :** In 2015, SNCF Réseau launched a project named REVES (Réduction de l'Épaisseur des Voies en Exploitation Souterraine). The aim of this project is to develop technical solutions to increase the available space in tunnels. The idea is to build tracks with neither ballast nor sleepers, with the rails being continuously supported by an asphalt concrete layer. The main degradation modes for asphalt concretes are fatigue cracking, which appears due to repeated quick loads, and the accumulation of irreversible deformations, due mainly to heavy static loads. This PhD thesis' aim is to study the creep behaviour of asphalt concretes under static loads. A viscoplastic constitutive model was developed to simulate the creep behaviour of asphalt concretes.

A manual identification method for the model parameters was determined. A series of triaxial creep tests was performed on the asphalt concrete used in project REVES. Model parameters for that material were identified. The constitutive model was implemented into Cast3m, a FEM software. The creep behaviour of a railway structure such as those developed within the project was numerically simulated. Simulations show that the asphalt concrete is stable over time. The irreversible displacements are small enough as to be acceptable for SNCF standards. The use of asphalt concretes as a structure material within railways seems a viable option.