



UNIVERSITÉ DE STRASBOURG

École Doctorale MSII (ED 269)

*Mathématiques, Sciences de l'Information et de l'Ingénieur*

INSA Strasbourg

*Institut National des Sciences  
Appliquées*

Laboratoire ICUBE (UMR 7357)

*Laboratoire des sciences de  
l'ingénieur, de l'informatique et de  
l'imagerie*

## THÈSE DE DOCTORAT

présentée par **Oussama HAMMOUD**

Soutenue le : **21/12/2023**

à : **INSA Strasbourg**

pour obtenir le grade de : **Docteur de l'Université de Strasbourg**

Discipline / Spécialité : **Génie Civil / Mécanique des matériaux**

### **Étude de l'agressivité des pneumatiques sur les couches de roulement des structures routières**

#### DIRECTION DE LA THÈSE

**M. CHAZALLON Cyrille**  
**M. HAMMOUM Ferhat**  
**M. QUEZADA Juan Carlos**

Professeur des universités, INSA Strasbourg, laboratoire ICube  
Directeur de recherche, HDR, Univ. Gustave Eiffel, lab. MIT  
Maître de conférences, INSA Strasbourg, laboratoire ICube

Directeur  
Co-directeur  
Encadrant

#### MEMBRES DU JURY

**Mme RAAB Christiane**  
**M. NICOT François**  
**M. SOME Cyrille**  
**M. POUGET Simon**

Professeur des universités, Empa, Duebendorf  
Professeur des universités, USBM, labo. EDYTEM  
Chargé de recherche, HDR, Cerema, UMR MCD  
Directeur de recherche, Eiffage

Présidente  
Rapporteur  
Rapporteur  
Invité







# Thèse de doctorat

Pour obtenir le titre de

**Docteur en sciences physiques**

de l'Université de Strasbourg

Spécialité : Génie Civil / Mécanique des matériaux

Titre de la thèse

Étude de l'agressivité des pneumatiques sur les couches de roulement des structures routières

Soutenue par

**Oussama HAMMOUD**

le 21/12/2023

à INSA Strasbourg

## Direction de la thèse

M. CHAZALLON Cyrille  
M. HAMMOUM Ferhat  
M. QUEZADA Juan Carlos

|                                                                |              |
|----------------------------------------------------------------|--------------|
| Professeur des universités, INSA Strasbourg, laboratoire ICube | Directeur    |
| Directeur de recherche, HDR, Univ. Gustave Eiffel, lab. MIT    | Co-directeur |
| Maître de conférences, INSA Strasbourg, laboratoire ICube      | Encadrant    |

## MEMBRES DU JURY

Mme RAAB Christiane  
M. NICOT François  
M. SOME Cyrille  
M. POUGET Simon

|                                                |            |
|------------------------------------------------|------------|
| Professeur des universités, Empa, Duebendorf,  | Présidente |
| Professeur des universités, USBM, labo. EDYTEM | Rapporteur |
| Chargé de recherche, HDR, Cerema, UMR MCD      | Rapporteur |
| Directeur de recherche, Eiffage                | Invité     |

## Résumé

Le projet ANR BINARY vise à améliorer la compréhension et l'évaluation des mécanismes de détérioration des couches de roulement de chaussées sous trafic. Ce projet se concentre sur : i) l'arrachement des granulats d'enrobé bitumineux ; ii) la fissuration descendante ; iii) essayer de comprendre les contraintes et déformations impliquées ; iv) étudier l'influence des interfaces entre les couches d'enrobé ; et v) améliorer la prédiction de leur durée de vie.

Avec le vieillissement du réseau routier, il est crucial d'avoir une meilleure connaissance des mécanismes de dégradation des couches de roulement. Les normes actuelles pour le dimensionnement des structures de chaussée couvrent l'adhérence, la texture et l'uniformité, mais ne définissent pas des critères mécaniques pour garantir la durabilité des couches subissant les charges du trafic.

Cette thèse cherche à approfondir notre connaissance des matériaux bitumineux, notamment les couches de surface. Elle vise aussi à comprendre comment les conditions de charge, la température et la vitesse affectent ces matériaux, neufs et vieillis. Des tests expérimentaux ont été effectués et une modélisation combine les approches des éléments finis (FEM) et des éléments discrets (DEM) pour reproduire ces essais de laboratoire. Enfin, l'interaction pneu-chaussée fait l'objet d'une étude avec une nouvelle approche numérique pour offrir une simulation en conditions plus réalistes.

**Mots clés :** RULOB ; Vieillissement des matériaux; DEM ; FEM ; FWTT ; Interaction pneu-chaussée.

## Résumé en anglais

The ANR BINARY project aims to enhance the understanding and assessment of the mechanisms causing deterioration in road pavement layers under traffic. This project focuses

on i) the stripping of bituminous mix aggregates; ii) downward cracking; iii) attempting to comprehend the involved stresses and deformations; iv) studying the influence of interfaces between asphalt layers; and v) improving the prediction of their service life.

With the aging of the road network, it is crucial to have a better understanding of the degradation mechanisms of pavement layers. Current standards for designing road structures cover adhesion, texture, and uniformity but do not define mechanical criteria to ensure the durability of layers subjected to traffic loads.

This thesis seeks to deepen our knowledge of bituminous materials, especially surface layers. It also aims to understand how loading conditions, temperature, and speed affect these materials, both when new and aged. Experimental tests have been conducted, and a modeling approach combines finite element (FEM) and discrete element (DEM) methods to replicate these laboratory tests. Finally, tire-road interaction is studied with a novel numerical approach to provide a simulation under more realistic conditions.

**Mots clés:** RULOB; Aging of bitumen materials; DEM; FEM; FWTT; Interaction tire-pavement.

Remerciement

## Contents

|                                                                                   |           |
|-----------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| Introduction générale.....                                                        | 12        |
| Chapitre I. Etude bibliographique .....                                           | 14        |
| <b>I.1. Généralité sur les chaussées.....</b>                                     | <b>14</b> |
| <b>I.2. Différents matériaux constituant les chaussées souples .....</b>          | <b>15</b> |
| <b>I.2.1. Matériaux granulaires .....</b>                                         | <b>15</b> |
| <b>I.2.2. Enrobé bitumineux.....</b>                                              | <b>17</b> |
| <b>I.3. Comportement viscoélastique des liants bitumineux .....</b>               | <b>20</b> |
| <b>I.3.1. Les bitumes .....</b>                                                   | <b>20</b> |
| <b>I.3.2. Les bétons bitumineux.....</b>                                          | <b>22</b> |
| <b>I.3.3. Caractérisation dans le domaine fréquentiel .....</b>                   | <b>23</b> |
| <b>I.3.4. Modélisation du comportement viscoélastique.....</b>                    | <b>25</b> |
| <b>I.3.5. Superposition temps-température .....</b>                               | <b>31</b> |
| <b>I.4. Comportement mécanique des chaussées .....</b>                            | <b>32</b> |
| <b>I.4.1. Contraintes liées au trafic .....</b>                                   | <b>34</b> |
| <b>I.4.2. Effets des conditions climatiques .....</b>                             | <b>36</b> |
| <b>I.5. Méthode de dimensionnement des chaussées routières.....</b>               | <b>37</b> |
| <b>I.5.1. Méthode française de dimensionnement des chaussées .....</b>            | <b>38</b> |
| <b>I.6. Pathologie des couches de surfaces .....</b>                              | <b>39</b> |
| <b>I.6.1. Top Down Cracking .....</b>                                             | <b>40</b> |
| <b>I.6.2. Déformation des couches de surface due aux charges (orniérage).....</b> | <b>41</b> |
| <b>I.6.3. Facteurs influant l'orniérage .....</b>                                 | <b>43</b> |
| <b>I.6.4. Caractéristique de la réponse des chaussées .....</b>                   | <b>48</b> |
| <b>I.7. Modélisation numérique de la mécanique de contact.....</b>                | <b>60</b> |
| <b>I.7.1. Méthode des éléments finis (FEM).....</b>                               | <b>61</b> |
| <b>I.7.2. Méthode des éléments discrets (DEM).....</b>                            | <b>64</b> |
| <b>I.7.3. Choix de la méthode et du logiciel .....</b>                            | <b>66</b> |
| <b>I.8. Conclusion .....</b>                                                      | <b>69</b> |
| Chapitre II. Essai de Rupture Locale Répétée.....                                 | 70        |

|                                                                                                                    |            |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------|
| <b>II.1. Principe de l'essai .....</b>                                                                             | <b>70</b>  |
| <b>II.1.1. Définition et but de l'essai .....</b>                                                                  | <b>70</b>  |
| <b>II.1.2. Description du dispositif expérimental .....</b>                                                        | <b>71</b>  |
| <b>II.1.3. Déroulement de l'essai .....</b>                                                                        | <b>73</b>  |
| <b>II.1.4. Paramètre de l'essai.....</b>                                                                           | <b>76</b>  |
| <b>II.2. Matériaux utilisés dans l'étude.....</b>                                                                  | <b>78</b>  |
| <b>II.2.1. Propriété du bitume utilisée .....</b>                                                                  | <b>79</b>  |
| <b>II.2.2. Propriété viscoélastique .....</b>                                                                      | <b>81</b>  |
| <b>II.3. Réponse viscoélastique des matériaux testés .....</b>                                                     | <b>85</b>  |
| <b>II.3.1. Effets de la température et de la vitesse de déformation sur les échantillons de bitume.....</b>        | <b>85</b>  |
| <b>II.3.2. Effet moyenne de la température et de la vitesse de déplacement sur les échantillons de mastic.....</b> | <b>88</b>  |
| <b>II.3.3. Effet du vieillissement.....</b>                                                                        | <b>90</b>  |
| <b>II.4. Modélisation de l'essai de rupture locale .....</b>                                                       | <b>92</b>  |
| <b>II.4.1. Modélisation de l'essai RULOB avec le modèle de Burgers.....</b>                                        | <b>95</b>  |
| <b>II.4.2. Modélisation de l'essai RULOB avec le modèle VENO.....</b>                                              | <b>101</b> |
| <b>II.4.2.1 Modélisation des essais de module complexe sur le bitume.....</b>                                      | <b>101</b> |
| <b>II.4.3. Méthodologie de modélisation des essais RULOB.....</b>                                                  | <b>103</b> |
| <b>II.5. Conclusion.....</b>                                                                                       | <b>107</b> |
| <b>Chapitre III. Génération des particules par DEM .....</b>                                                       | <b>109</b> |
| <b>III.1. Dynamique des Contacts (CD) .....</b>                                                                    | <b>109</b> |
| <b>III.2. Méthode de résolution du NSCD.....</b>                                                                   | <b>111</b> |
| <b>III.3. Le contact entre les particules .....</b>                                                                | <b>113</b> |
| <b>III.3.1. Le contact déformable (soft contact) .....</b>                                                         | <b>113</b> |
| <b>III.3.2. Le contact rigide (hard contact).....</b>                                                              | <b>114</b> |
| <b>III.3.3. Typologie des contacts .....</b>                                                                       | <b>114</b> |
| <b>III.4. Modélisation du mélange bitumineux .....</b>                                                             | <b>115</b> |
| <b>III.4.1. Modèle VENO.....</b>                                                                                   | <b>116</b> |

|                                                                                          |     |
|------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| <b>III.4.2.</b> Génération 2D et 3D des particules .....                                 | 120 |
| <b>III.4.3.</b> Morphologie et génération des polyèdres.....                             | 122 |
| <b>III.4.4.</b> L'essai de flexion de deux points (2PB) : principe et modélisation ..... | 124 |
| <b>III.4.5.</b> Conclusion .....                                                         | 131 |
| Chapitre IV. Identification de la texture.....                                           | 133 |
| <b>IV.1.</b> Description typique de la texture standard.....                             | 134 |
| <b>IV.1.1.</b> Type de texture du revêtement routière .....                              | 134 |
| <b>IV.1.2.</b> Méthode d'identification de la texture.....                               | 136 |
| <b>IV.1.3.</b> Traitement des données .....                                              | 137 |
| <b>IV.2.</b> Campagne expérimentale.....                                                 | 140 |
| <b>IV.3.</b> Génération des particules par la méthode CD.....                            | 141 |
| <b>IV.4.</b> Conclusion .....                                                            | 148 |
| Chapitre V. Couplage FEM-DEM et modélisation par la méthode des éléments discrets ....   | 150 |
| <b>V.1.</b> Introduction .....                                                           | 150 |
| <b>V.1.1.</b> Principe de l'essai.....                                                   | 151 |
| <b>V.1.2.</b> Description de l'essai de suivi de roue (WTT).....                         | 152 |
| <b>V.2.</b> Modélisation de l'essai.....                                                 | 156 |
| <b>V.2.1.</b> Couplage FEM-DEM .....                                                     | 156 |
| <b>V.3.</b> Vérification du couplage .....                                               | 162 |
| <b>V.4.</b> Modélisation de l'essai FWTT .....                                           | 164 |
| <b>V.4.1.</b> Assemblage FEM-DEM .....                                                   | 164 |
| <b>V.4.2.</b> Conditions limites et de chargement .....                                  | 167 |
| <b>V.4.3.</b> Analyse des Charges de Pneu sur Surface Texturée .....                     | 168 |
| <b>V.5.</b> Effet de la température sur la plaque d'enrobé.....                          | 169 |
| <b>V.5.1.</b> Corrélation d'image par Ncorr .....                                        | 170 |
| <b>V.5.2.</b> Confrontation des cartographies.....                                       | 172 |
| <b>V.5.3.</b> Évolution du réseau des forces de contact.....                             | 174 |
| <b>V.5.4.</b> Mouvement d'une particule.....                                             | 176 |
| <b>V.5.5.</b> Répartition de la force de contact des particules .....                    | 178 |

|                                                                                                  |     |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| V.5.6. Rotation des particules .....                                                             | 181 |
| V.6. Conclusion.....                                                                             | 183 |
| Chapitre VI. Modélisation des essais de laboratoire par la méthode des éléments finis.....       | 185 |
| VI.1. Introduction.....                                                                          | 185 |
| VI.2. Contrainte et déformation .....                                                            | 186 |
| VI.2.1. Contraintes et déformations lors du passage de la charge sur les chaussées souples ..... | 187 |
| VI.2.2. Invariants des contraintes (p et q) .....                                                | 188 |
| VI.2.3. Chemins de contrainte et diagrammes p-q.....                                             | 189 |
| VI.3. Modèle numérique par FEM.....                                                              | 191 |
| VI.3.1. Rappel de l'essai FWTT .....                                                             | 191 |
| VI.3.2. Modèle FEM .....                                                                         | 191 |
| VI.3.3. Assemblage entre les 2 couches.....                                                      | 192 |
| VI.3.4. Algorithme d'application de la charge.....                                               | 194 |
| VI.3.5. Détermination des paramètres du modèle VENoL .....                                       | 195 |
| VI.4. Résultats de la modélisation .....                                                         | 196 |
| VI.4.1. Comparaison des cartographies .....                                                      | 196 |
| VI.4.2. Suivi d'un nœud.....                                                                     | 199 |
| VI.4.3. Diagramme p-q sur le nœud.....                                                           | 204 |
| VI.5. Conclusion .....                                                                           | 206 |
| Conclusion.....                                                                                  | 208 |
| Références .....                                                                                 | 211 |
| Annexe A. Etat bibliographie .....                                                               | 219 |
| Méthode anglaise de dimensionnement des chaussées .....                                          | 219 |
| Méthode AASHTO (US) de dimensionnement des chaussées .....                                       | 220 |
| Annexe B. RULOB .....                                                                            | 221 |
| Rhéologie des matériaux .....                                                                    | 221 |
| Annexe C. Texture et matériaux bitumineux .....                                                  | 223 |
| Annexe D. Essai WTT .....                                                                        | 225 |

## Introduction générale

Dans le contexte actuel où les contraintes économiques exigent un transport plus efficace et moins coûteux des marchandises, il est crucial de comprendre les effets différenciés des différents types de poids lourds sur les infrastructures, malgré un tonnage de chargement identique. Étant donné le vieillissement des réseaux routiers, il devient essentiel de mieux maîtriser et comprendre les mécanismes de détérioration des couches de roulement des chaussées. Bien qu'il existe actuellement des spécifications relatives à l'adhérence, la texture et l'uniformité, aucune norme ni méthode de dimensionnement ne permet de définir les caractéristiques mécaniques garantissant la durée de vie de ces couches qui supportent directement les charges du trafic.

Dans ce projet, des laboratoires de recherche français et chinois collaborent pour développer des approches plus rationnelles en vue d'évaluer l'agressivité subie par les couches de roulement sous l'impact du trafic et de concevoir ces couches de manière plus efficace. Les principaux mécanismes de détérioration étudiés incluent l'arrachement des granulats du béton bitumineux (BB) provoqué par la charge des pneus et la fissuration descendante (top-down). Trois problèmes scientifiques doivent être résolus pour mieux prendre en compte l'agressivité des charges roulantes :

1. Comprendre dans le détail, les champs de contrainte et de déformation générés dans la couche de roulement sous différentes conditions de température, ainsi que pendant les phases de freinage et d'accélération sur les matériaux bitumineux.

2. Tenir compte de l'impact du comportement des interfaces entre les couches bitumineuses sur la redistribution des contraintes et des déformations au sein de la structure, en particulier à proximité de la surface de la chaussée.

3. Améliorer la prédiction de la durée de vie du revêtement en étudiant et en modélisant le comportement de l'enrobé sous des charges roulantes, en utilisant des essais de charge à pleine échelle de l'université Gustave Eiffel. Les charges critiques seront utilisées pour estimer la durée de vie de la couche de roulement.

Pour atteindre ces objectifs, divers tests de laboratoire seront réalisés, allant des essais à échelle microscopique aux essais de structure en laboratoire, afin de reproduire les charges auxquelles les couches de roulement sont soumises in situ pendant leur durée de vie. Cela inclut la caractérisation rhéologique du mastic constituant le matériau bitumineux, des essais de rupture locaux sur le mastic entre deux granulats, des essais rhéologiques sur les enrobés, ainsi que des essais en laboratoire à échelle réduite simulant la réponse de l'enrobé sous des charges de roulement libres et l'usure de surface.

En outre, un important travail de modélisation sera entrepris pour interpréter les résultats des essais en laboratoire et modéliser le comportement in-situ des couches de roulement. Une modélisation par les éléments discrets (DEM) ainsi que les éléments finis (FEM) seront utilisées dans ce projet pour élaborer un modèle permettant de simuler les essais de laboratoire ainsi que pour valider la capacité reproductrice de notre modèle, et un modèle simplifié sera développé pour une modélisation avancée de la chaussée à l'aide de Viscoroute.

## Chapitre I. Etude bibliographique

### I.1. Généralité sur les chaussées

Les chaussées sont des structures stratifiées composées de plusieurs couches avec des propriétés mécaniques différentes (Figure I.1). Leur fonction principale est de répartir les charges de surface, telles que la charge d'un véhicule, de manière à minimiser la sollicitation des couches les plus profondes. Ainsi, la qualité mécanique des couches diminue avec la profondeur.

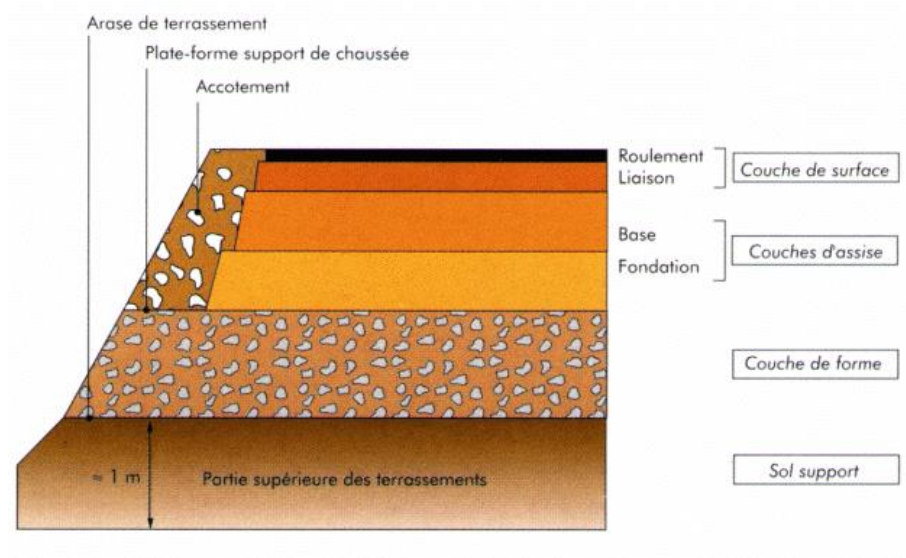


Figure I-1 : Structure d'une chaussée souple.

Le sol support, qui sert de base à la couche de forme, dépend de la nature du terrain et constitue la fondation de la structure. Selon le type de chaussée, un traitement de la couche de forme est nécessaire pour répondre aux exigences de résistance de la chaussée.

La couche de forme peut être constituée d'un sol naturel préparé pour recevoir les charges des couches supérieures. Elle est compactée à une densité appropriée, proche de l'optimum en termes de teneur en eau. Elle facilite le nivellement et permet la circulation des engins pendant les travaux. De plus, elle contribue à homogénéiser les caractéristiques du sol support, le protégeant ainsi contre le gel.

La couche d'assise est positionnée au-dessus de la couche de forme. Elle peut être composée d'une couche de base et d'une couche de fondation, qui sont souvent constituées de matériaux granulaires tels que le sable et les graviers concassés. En général, les matériaux utilisés pour ces couches sont soumis à des critères plus stricts que ceux de la couche de forme. Dans certains cas, pour améliorer les caractéristiques mécaniques de la chaussée, ces couches peuvent être traitées avec du bitume ou du ciment. Elles confèrent à la chaussée la résistance mécanique nécessaire pour supporter les charges verticales générées par le trafic. Elles répartissent les charges sur la couche de forme et le sol support afin de maintenir les déformations au niveau de la structure dans des limites acceptables.

La couche de surface est en contact direct avec les charges du trafic. Elle est souvent subdivisée en une couche de roulement (telle que le Béton Bitumineux Semi-Grenu (BBSG), le Béton Bitumineux Mince (BBM), le Béton Bitumineux Très Mince (BBTM), le Béton Bitumineux Drainant (BBDr), etc.) et une couche de liaison (située en dessous et appelée Grave Bitume (GB)). Elle offre des caractéristiques telles que le frottement, la réduction du bruit, la résistance à l'orniérage et le drainage. Elle doit assurer la sécurité et le confort des usagers, être imperméable à l'eau pour protéger les autres couches, notamment la couche de forme, contre les effets de l'affaissement dû à l'eau.

## 1.2. Différents matériaux constituant les chaussées souples

### 1.2.1. Matériaux granulaires

Les matériaux granulaires utilisés dans les techniques routières sont constitués de granulats sélectionnés en fonction des propriétés souhaitées. Ces granulats sont généralement d'origine naturelle et sont soumis à des opérations mécaniques telles que le criblage et le concassage pour contrôler leurs tailles. La courbe granulométrique d'un matériau indique la proportion, en pourcentage massique, de matériau qui passe à travers plusieurs tamis successifs, du plus gros au plus fin. La courbe granulométrique peut être continue si toutes les fractions granulaires sont présentes, ou discontinue si une ou plusieurs fractions manquent (Figure 1.2).

Les Graves Non Traitées (GNT) sont des matériaux couramment utilisés comme couches de forme et de fondation des chaussées. Ils sont définis en deux types selon la norme NF EN 13285 (2019). La GNT A, également appelée "grave naturelle", est directement extraite d'une carrière et criblée. La GNT B, également connue sous le nom de "Grave Reconstituée Humide (GRH)", est obtenue en mélangeant plusieurs fractions granulaires avec ajout d'eau. Des granulats artificiels ou recyclés peuvent également être utilisés comme matériaux routiers, tels que les laitiers d'aciérie, les fraisâtes d'enrobés routiers ou les mâchefers d'incinération.

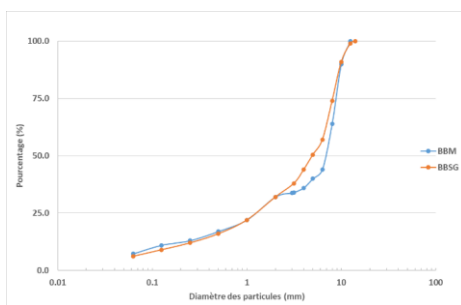


Figure I-2: Distribution granulométrique discontinue (BBM) et continue (BBSG)

La mise en œuvre des matériaux granulaires implique l'épandage de ces matériaux en couches d'une épaisseur de 20 à 30 cm lors des travaux de terrassement, suivis des opérations de réglage et de nivellement. Les couches de matériaux granulaires sont ensuite compactées. Le compactage améliore la capacité portante de la chaussée et réduit les tassements qui pourraient se produire après la construction. Selon les travaux de Proctor (Proctor, 1933) pour une énergie de compactage donnée, le degré de compacité d'un sol dépend de sa teneur en eau. Une teneur en eau trop faible ne permet pas un bon arrangement granulaire en raison de la présence d'air, qui est un fluide très compressible. En revanche, une teneur en eau excessive entraîne un phénomène de « matelassage », rendant le compactage inefficace. L'essai Proctor, défini par la (norme NF P94-093, 1998), est utilisé pour déterminer la teneur en eau optimale qui permet d'atteindre une densité maximale. Sur le chantier, la recherche de l'optimum Proctor est réalisée en ajustant la teneur en eau des matériaux granulaires par arrosage ou aération avant le compactage. Le degré de compacité ( $D_c$ ) est défini par l'Équation I.1 comme le rapport entre la

masse volumique des matériaux sur le chantier ( $\gamma_d$ ) et la masse volumique maximale ( $\gamma_{d,opt}$ ) mesurée lors de l'essai Proctor sachant que les deux essais Proctor sont normalisés, chacun possédant un optimum. Le Guide des Terrassements Routiers (LCPC, 2000) recommande un degré de compacité supérieur à 95%.

$$D_c = \frac{\gamma_d}{\gamma_{d,opt}} \quad I.1$$

### 1.2.2. Enrobé bitumineux

Les enrobés bitumineux regroupent tous les matériaux possédants des liants bitumineux depuis les bétons jusqu'aux matériaux à l'émulsion, ce sont des matériaux de construction composés principalement de granulats, de fines (de diamètre inférieur à 63  $\mu\text{m}$ ) et d'un liant hydrocarboné. Les bétons bitumineux sont largement utilisés dans la construction routière en raison de leur imperméabilité à l'eau et de leurs excellentes propriétés mécaniques. Ils sont utilisés dans les couches supérieures des chaussées pour assurer un niveau de service optimal des infrastructures de transport.

Le liant le plus couramment utilisé est le bitume, qui peut être d'origine naturelle ou issu de la distillation de brut pétrolier. Les gisements naturels de bitume, tels que ceux du lac Trinidad en République de Trinité-et-Tobago, sont rares et leur production est relativement faible par rapport au bitume pétrolier. Ce dernier est obtenu comme un résidu lourd de la distillation du pétrole brut lors du processus de raffinage. En raison de la diversité des molécules présentes dans le bitume, il est difficile d'en établir une composition précise. On y trouve principalement des asphaltènes, des résines, des composés aromatiques et des composés saturés (0). Le bitume est solide à température ambiante, mais devient liquide et adhésif à des températures élevées. Les propriétés rhéologiques du bitume sont liées à sa composition et peuvent être améliorées par l'ajout de polymères, ou d'eau avec un apport d'énergie mécanique (émulsion) ou le fluxage (ajout d'huile). La Figure I-3 synthétise les diverses catégories de réponse que le bitume peut

**Commented [OH1]:** cité la norme ou la référence de décomposition

présenter en fonction de la température et du niveau de déformation (Olard and Di Benedetto, 2003).

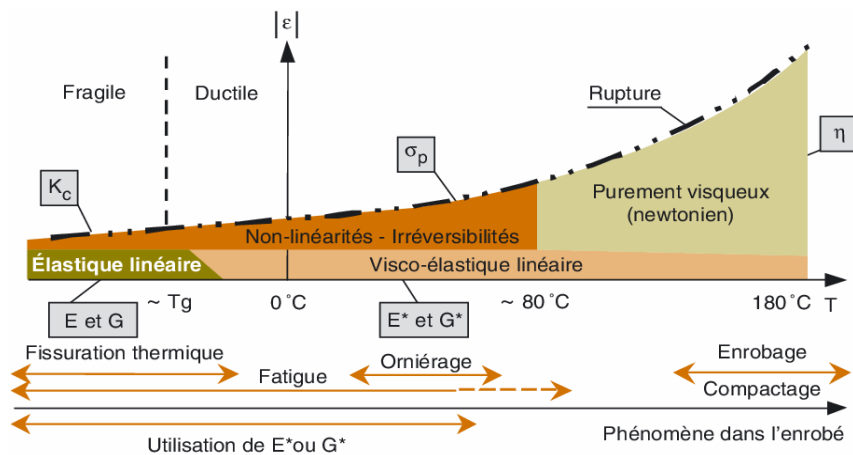


Figure I-3: Rhéologie des bitumes (Olard and Di Benedetto, 2003).

L'association des granulats et du bitume confère au mélange un comportement viscoélastique et une sensibilité à la température. La proportion de bitume utilisée lors de la fabrication du mélange bitumineux est un paramètre crucial, car elle influe directement sur son comportement.

Le comportement des enrobés bitumineux (EB) peut être classé en fonction du nombre de cycles de chargement et de l'amplitude de déformation  $|\epsilon|$ . Di Benedetto a proposé une classification en quatre grandes catégories de comportement (Di Benedetto, 1990; Olard et al., 2003):

- Le comportement viscoélastique linéaire est observé lorsque le nombre de cycles de chargement est faible ( $< 300$ ) et que l'amplitude de déformation est considérée comme faible ( $< 10^{-4}$ )
- Le comportement non linéaire se caractérise par des déformations de quelques pour cent et est observé pour un nombre de cycles de chargement très limité.
- Le phénomène de fatigue se manifeste pour des déformations faibles à modérées mais un nombre élevé de cycles de chargement de l'ordre de  $10^4$ .

- La quatrième catégorie de comportement est définie par l'apparition de déformations permanentes qui s'accumulent jusqu'à l'apparition de l'orniérage ((PIAU et al., 2002); (Habiballah and Chazallon, 2005) ).

Les granulats utilisés dans les mélanges bitumineux sont définis par la norme NF EN 13043. Ils représentent environ 95% de la masse d'un enrobé bitumineux. Comme pour les matériaux granulaires en général, les granulats utilisés dans les enrobés doivent respecter des courbes granulométriques spécifiques. La structure granulaire de l'enrobé confère des propriétés de rigidité, ce qui garantit une bonne résistance mécanique, en particulier à des températures élevées lorsque le bitume se comporte comme un liquide.

Les fines, également appelées fillers, sont des particules dont la taille ne dépasse pas 63  $\mu\text{m}$ . Leur grande surface spécifique ( $> 1000 \text{ m}^2/\text{kg}$ ) leur permet d'absorber une quantité importante de bitume, formant ainsi une pâte. Les fines contribuent à la stabilité du mélange bitumineux et à sa résistance à l'orniérage. On distingue les fines naturelles, qui sont produites lors des opérations de broyage et de concassage et se trouvent principalement dans les sables, des fines ajoutées lors de l'enrobage des granulats.

Il existe actuellement de nombreux développements visant à promouvoir la valorisation des déchets dans le domaine de la construction routière, notamment dans les enrobés bitumineux. Le recyclage des Agrégats d'Enrobé (AE), également connus sous le nom de fraisas est l'exemple le plus courant et le plus étudié de cette approche. L'incorporation d'AE dans les formules d'enrobés est désormais une pratique courante, allant jusqu'à 30% pour les projets routiers. Cependant, cette pratique reste encore marginale dans le domaine aéroportuaire. Des études récentes ont démontré la possibilité d'atteindre des taux élevés de recyclage, et la faisabilité du multi-recyclage a également été prouvée. Par ailleurs, les enrobés bitumineux intègrent également des matériaux alternatifs tels que des déchets industriels ou de déconstruction dans leur formulation (Mangiafico et al., 2014); (Pedraza, 2018), (Wang, 2023).

### 1.3. Comportement viscoélastique des liants bitumineux

#### 1.3.1. Les bitumes

Le bitume est un matériau viscoélastique dont les propriétés mécaniques sont influencées par la durée (ou la fréquence) de la sollicitation et la température (Baaj, 2002; Olard, 2003). Les enrobés bitumineux sont considérés comme présentant une plage de contrainte pour laquelle leur comportement est linéaire. Cela requiert l'utilisation de petites déformations lors de la mesure du module des liants bitumineux ((Chambard et al., 2003; Maillard, 2006.)). Le postulat de comportement viscoélastique linéaire des liants bitumineux est établi sur la base du principe de superposition de Boltzmann, qui stipule que la réponse d'un matériau à une sollicitation complexe, composée de sollicitations élémentaires, est la somme des réponses individuelles à chacune de ces sollicitations élémentaires (Salençon, 1983). Par ailleurs, le principe d'équivalence temps-température (Ferry, 1980) est fréquemment utilisé dans la littérature pour décrire ce comportement viscoélastique linéaire.

La réponse en termes de déformation des matériaux viscoélastiques sous une contrainte appliquée dépend à la fois du temps et de la température. Un matériau viscoélastique est considéré comme non vieillissant s'il dissipe complètement la contrainte dans le matériau lorsque la charge est retirée. De même, un matériau est qualifié de non vieillissant s'il ne présente pas d'évolution de ses propriétés mécaniques au cours du chargement. Cela implique que le comportement du matériau reste invariant lors d'une translation sur l'axe temporel. Le facteur temporel dépend du taux de chargement, de l'amplitude de la charge et de sa durée, tandis que la température est influencée par les propriétés thermiques du matériau. En viscoélasticité linéaire, la dépendance temporelle et la dépendance thermique du comportement peuvent se superposer et être considérées comme essentiellement équivalentes.

Plusieurs essais de caractérisation du comportement viscoélastique du bitume en domaine fréquentiel sont présents dans la littérature (Christensen et al., 1992; Huet, 1963). Les essais les plus fréquents pour la mesure du module complexe sont :

L'essai de module complexe rhéomètre plan-plan DSR (*Dynamic Shear Rheometer*) : essai réalisé pour des températures intermédiaires et hautes (entre 10 °C et 90 °C).

L'essai de traction-compression sur cylindre de bitume : essai plus utilisé en France et il est réalisé dans le domaine des basses températures.

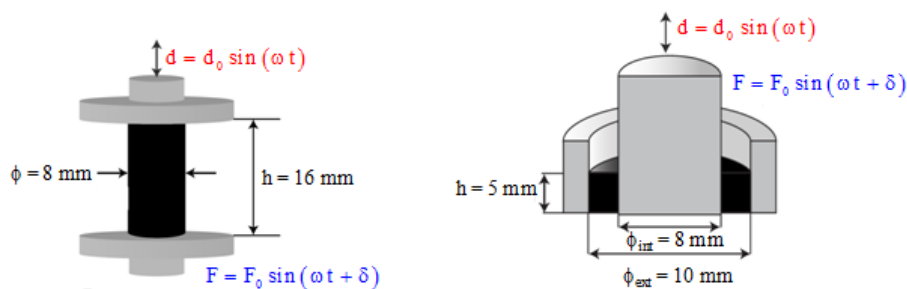


Figure I-4 : Principe de mesure du module complexe des liants avec l'appareil METRAVIB : test de traction-compression (à gauche) et test de cisaillement (à droite) (Somé et al., 2016).

Deux configurations d'essai sont utilisées pour déterminer le comportement viscoélastique linéaire des liants et des mélanges, en utilisant un viscoanalyseur METRAVIB (comme indiqué sur la Figure I-4). Les liants sont soumis à deux types de chargement : un cisaillement annulaire à hautes températures [25 °C ; 80 °C] et une traction-compression à basse température [-20 °C ; 20 °C]. Le module de cisaillement  $G$  obtenu lors de l'essai de cisaillement annulaire est converti en module de traction-compression  $E$  en utilisant un coefficient de Poisson de 0,5. Les essais sur les liants sont réalisés en mode contrôlé par la déformation. Les dimensions des échantillons sont indiquées sur la même figure I.4.

Il existe d'autres essais qui caractérisent la réponse du bitume dans le domaine temporel comme les essais :

Essai de fluage en flexion à basse température BBR (*Bending Beam Rheometer*)

Essai de traction SHRP (*Strategic Highway Research Program*) ((Anderson et al., 1994; Chang, 1994).

### 1.3.2. Les bétons bitumineux

Pour les enrobés bitumineux, on peut citer plusieurs essais de détermination de module complexe en domaine fréquentiel (figure I.5) et quelques modalités des essais de fatigue étudiés et réalisée en France (figure I.6).

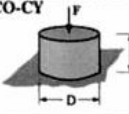
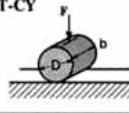
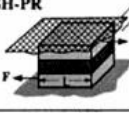
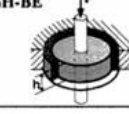
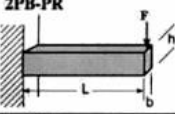
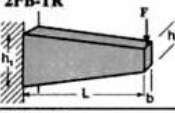
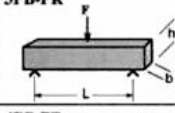
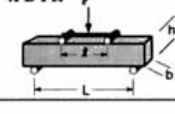
| Essais homogènes     | Test                                                                                          | Type of loading                               | Shape of specimen        |
|----------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------|--------------------------|
|                      | CO-CY<br>    | Tension<br>Compression                        | Cylindric                |
|                      | IT-CY<br>    | Indirect tensile<br>Diametric Compression     | Cylindric                |
|                      | SH-PR<br>   | Shear on square<br>Sandwich                   | Prismatic                |
|                      | SH-BE<br>  | Shear-bending<br>Load applied by an axial rod | Annular with central rod |
| Essais non homogènes | Test                                                                                          | Type of loading                               | Shape of specimen        |
|                      | 2PB-PR<br>   | 2 Point bending                               | Prismatic beam           |
|                      | 2PB-TR<br>   | 2 Point bending                               | Trapezoidal beam         |
|                      | 3PB-PR<br>  | 3 Point bending                               | Prismatic beam           |
|                      | 4PB-PR<br> | 4 Point bending                               | Prismatic beam           |

Figure I-5 : Essais de détermination du module complexe des enrobés bitumineux (Junod and Dumont, 2005)

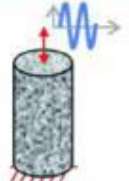
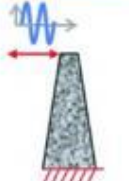
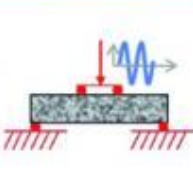
| Caractéristiques            | Méthodes d'essai de fatigue (norme de référence)                                                                                                               |                                                                                     |                                                                                     |
|-----------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|
|                             | T/C<br>(-)                                                                                                                                                     | 2PB<br>(NF EN 12697)                                                                | 4PB<br>(AASHTO T 321)                                                               |
| Configuration du test       |                                                                             |  |  |
| Dimensions des échantillons | 75 x 150 mm <sup>3</sup>                                                                                                                                       | 25 x 25 x 70 x 250 mm <sup>4</sup>                                                  | 50 x 63 x 380 mm <sup>3</sup>                                                       |
| $\theta_{\text{test}}$ (°C) | 10 °C                                                                                                                                                          |                                                                                     | 20 °C                                                                               |
| $f_{\text{test}}$ (Hz)      | 10    25                                                                                                                                                       | 25                                                                                  | 10                                                                                  |
| Échantillons                | Tous les échantillons sont extraits des plaques HPAC (15 x 40 x 60 cm <sup>3</sup> ), mélangés et compactés en laboratoire avec le compacteur à roue français. |                                                                                     |                                                                                     |

Figure I-6 : Modalités de l'essai fatigue étudiées en France (Junod and Dumont, 2005).

L'essai de mesure du module complexe est le plus approprié pour caractériser le comportement rhéologique du bitume, de l'état liquide à l'état solide viscoélastique ((Christensen et al., 1992; Huet, 1963). Cela permet de déterminer les propriétés intrinsèques du matériau (norme du module complexe et angle de phase) pour un large éventail de combinaisons température/fréquence. Dans la suite, nous citons en détail la caractérisation du comportement viscoélastique du bitume, ainsi que les enrobés bitumineux dans les deux domaines, temporel et fréquentiel.

### 1.3.3. Caractérisation dans le domaine fréquentiel

La caractérisation fréquentielle des enrobés bitumineux est réalisée à partir de l'identification du module complexe, qui se compose d'une partie réelle (module élastique) et d'une partie imaginaire (module visqueux). Des sollicitations sinusoïdales de fréquences variées sont appliquées au matériau pour qu'on puisse déterminer le module complexe  $E^*$  (éq. I. 2), alors que la réponse viscoélastique en déformation présente une dissipation de l'énergie par déformation représentée par un angle de déphasage  $\delta$  entre les signaux entrants et sortants (éq. I. 3), .

$$\sigma(t) = \sigma_0 \sin(\omega t) \quad I.2$$

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_0 \sin(\omega t - \varphi) \quad I.3$$

avec  $\sigma_0$  l'amplitude du cycle de contrainte appliquée et  $\omega$  la pulsation en rad./sec.

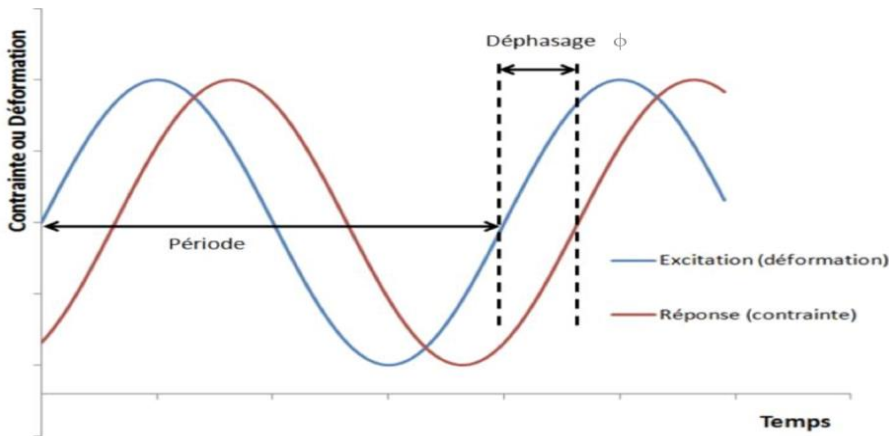


Figure I-7: Réponse du matériau viscoélastique à la suite d'un chargement cyclique.

La caractérisation dans le domaine fréquentiel du comportement des enrobées bitumineux repose sur l'utilisation de la rhéologie. Elle implique l'analyse des modules complexes, qui sont représentés par la partie réelle  $E'$  (module élastique dynamique de stockage) et  $E''$  (module visqueux ou module de perte) qui représente la partie imaginaire. Le module complexe  $E^*$  est défini par:

$$E^* = \frac{\sigma^*}{\varepsilon^*} = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} e^{i\varphi} = |E^*| e^{i\varphi} = E' + E'' \quad I.4$$

où  $|E^*|$  est la norme du module complexe (module de rigidité).

La dépendance fréquentielle des modules complexes permet d'étudier la sensibilité du bitume et des enrobées aux variations de température et de chargement, ainsi que sa capacité à résister à la fatigue et à la déformation permanente.

En conclusion, la caractérisation rhéologique des matériaux bitumineux dans le domaine fréquentiel utilise les modules complexes et sa décomposition en partie réel  $E'$  et imaginaire  $E''$  pour analyser leur comportement élastique et visqueux à différentes fréquences. Cette caractérisation est essentielle pour évaluer leurs performances dans les applications routières et pour concevoir des revêtements durables et résistants.

En plus, la géométrie utilisée en cisaillement annulaire nous donne le module de cisaillement  $|G^*|$ . La détermination du module de cisaillement  $G$  en fonction de  $E$  est définie par l'équation I.5 dont  $\nu$  est le coefficient de Poisson.

$$G^* = \frac{E^*}{2(1 + \nu)} \quad I.5$$

Pour les températures élevées, où le matériau est à l'état visqueux, le bitume est considéré comme étant un fluide incompressible,  $\nu = 0.5$ .

La relation entre  $E$  et  $G$  sera sous la forme de :

$$|E^*(\theta, \omega)| = 3|G^*(\theta, \omega)| \quad \text{I.6}$$

#### I.3.4. Modélisation du comportement viscoélastique

Les matériaux viscoélastiques non vieillissants sont représentés mathématiquement à l'aide de modèles rhéologiques. Ces modèles capturent le comportement en combinant des ressorts pour représenter la partie élastique du matériau et des amortisseurs pour décrire le comportement visqueux selon la loi de Newton. En utilisant des assemblages en série et en parallèle de ces éléments, on peut décrire de manière réaliste le comportement des matériaux viscoélastiques. Pour obtenir une représentation précise sur l'ensemble de la gamme de fréquences et de températures, il est nécessaire d'utiliser un nombre suffisant d'éléments  $n$  dans ces assemblages (Olard, 2003).

Les modèles rhéologiques sont classés en deux grandes familles, les modèles à spectre de relaxation discret comme le modèle de Maxwell généralisé (Badami and Greenfield, 2011), le modèle de Kelvin Voigt généralisé (Tiouajni et al., 2011), le modèle de Burgers utilisé encore récemment (Quezada et al., 2017; Quezada and Chazallon, 2022, 2020), et les modèles à spectre de relaxation continu comme le modèle de Huet (Huet, 1963), modèle Huet Sayegh (Sayegh, 1967), modèle 2S2P1D (Olard and Di Benedetto, 2003). On trouve également des approches analytiques tel que le modèle VEnoL (Coulon et al., 2021, 2020), voir la thèse issue des travaux de Coulon.

Dans la suite, on décrit les modèles de Maxwell et Kelvin-Voigt généralisés, ainsi que le modèle de Burgers et VEnoL utilisés dans le cadre de cette thèse

##### I.3.4.1 Modèle de Maxwell généralisé

Le modèle de Maxwell est un assemblage d'un ressort et d'un amortisseur en série (figure I. 8).

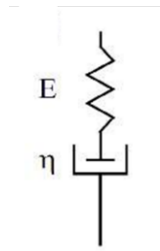


Figure I-8: Modèle de Maxwell.

Ce modèle seul ne peut pas représenter le comportement viscoélastique des enrobés bitumineux. Il est nécessaire d'utiliser un assemblage d'au moins  $n=8$  branches de Maxwell parallèle (figure I.9), pour reproduire n'importe quelle fonction de relaxation ou du fluage.

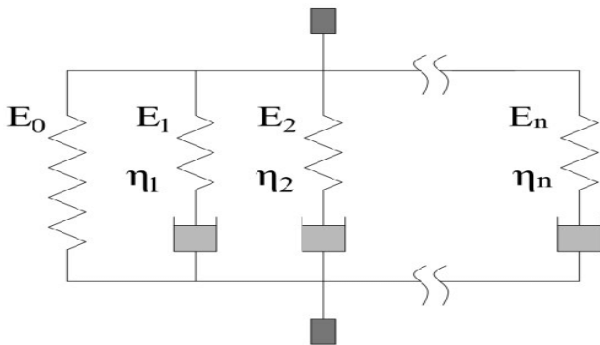


Figure I-9: Modèle Maxwell généralisé.

La fonction de relaxation de ce modèle est :

$$R(t) = E_0 + \sum_{i=1}^n E_i e^{-t/\tau_i} \quad \text{I.7}$$

Où  $\tau_i = \eta_i/E_i$

#### I.3.4.2 Modèle Kelvin-Voigt généralisé

Le modèle de Kelvin-Voigt est un assemblage d'un ressort et d'un amortisseur en parallèle (figure I. 10)

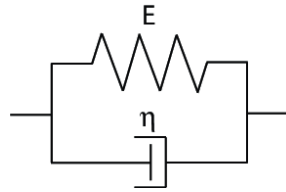


Figure I-10: Modèle de Kelvin-Voigt.

Pareil pour le modèle de Kelvin-Voigt seul, il ne peut pas décrire le comportement viscoélastique des matériaux bitumineux, alors qu'un assemblage minimum de 8 éléments de Kelvin-Voigt en série peut décrire le comportement de ces matériaux (Olard, 2003).

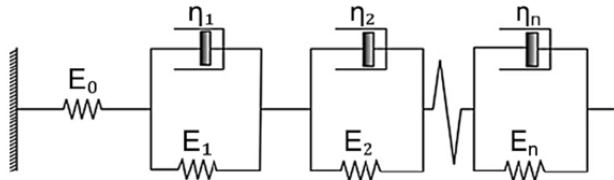


Figure I-11: Modèle de Kelvin-Voigt généralisé.

La fonction de fluage de ce modèle s'écrit de la manière suivante :

$$F(t) = \frac{1}{E_0} + \sum_{i=1}^N \frac{1}{E_i} (1 - e^{-t/\tau_i}) \quad \text{I.8}$$

#### I.3.4.3 Modèle rhéologique de Burgers

Le modèle de Burgers se compose d'un modèle de Kelvin-Voigt mis en série avec un modèle de Maxwell. Il existe 4 paramètres qui décrivent le comportement mécanique de ce modèle : la rigidité et la viscosité de Maxwell,  $E_m$  et  $\eta_m$ , ainsi que la rigidité et la viscosité de Kelvin-Voigt,  $E_k$  et  $\eta_k$  (figure I-12) (Quezada and Chazallon, 2022). Le comportement du modèle de Burgers est limité vers les basses fréquences dans le modèle en raison de l'amortisseur dans la section de Maxwell .

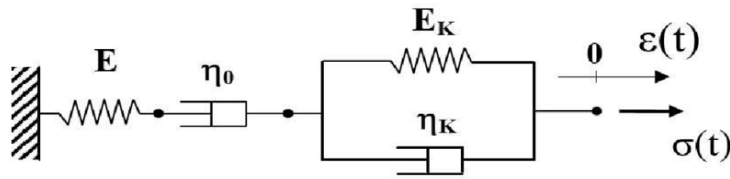


Figure I-12: Modèle de Burgers.

#### I.3.4.4 Modèle rhéologique VENoL

Pour reproduire les essais de module de rigidité complexe T/C du béton bitumineux, un nouveau modèle analytique a été utilisé. Au lieu de multiplier les composants rhéologiques par des paramètres fixes, seulement deux éléments à paramètres variables placés en parallèle sont utilisés. Le modèle VENoL, (**ViscoElastique Non Linéaire**) (Coulon et al., 2021), est composé d'un composante de rigidité  $R_E$  lié à la déformation et du composant de viscosité  $I_\eta$  liée à la vitesse de déformation. Le modèle est basé sur la théorie de la viscoélasticité linéaire et tient compte de la non-linéarité du matériau.

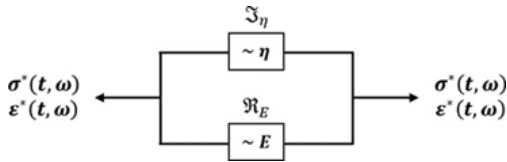


Figure I-13: Schéma représentatif du modèle VENoL.

Le modèle VENoL utilise une combinaison d'élasticité linéaire et non linéaire pour décrire le comportement du matériau et est utilisé pour prédire le comportement des liants visco-élastiques et des bétons bitumineux dans différentes conditions de chargement (figure I-13). Le modèle est représenté par un ensemble d'équations différentielles qui décrivent le comportement temporel du matériau sous charge

Une fonction de la pulsation réduite  $\omega_{R-T}$ , en dessous (courbes en pointillés) et au-dessus (courbes continues) de la pulsation réduite de transition  $\omega_{R-T,tr}$ , peut être définie en combinant

le modèle Carreau-Yasuda (CY) (Byron Bird and Carreau, 1968; Yasuda, 1979) et ses symétries pour définir les variations du composant de rigidité  $\Re_E$  (courbes vertes sur la Figure I-14) et du composant de viscosité réduite component  $\Im_{\eta,R-T}$  (courbes rouges). Les noms des paramètres CY suivants sont modifiés pour correspondre au modèle VENoL (équations I-9 et I-10) :  $\lambda$  [s/rad] contrôle la position de l'intersection de la pente/borne sur l'axe  $\omega_{R-T}$ ,  $n$  [-] est le coefficient de pente, et  $k$  [-] est le coefficient de transition de pente/borne. Les bornes inférieure et supérieure sont représentées par :  $\Re_{E,low,1}$ ,  $\Im_{\eta,R-T,low,1}$  et  $\Re_{E,up,2}$ ,  $\Im_{\eta,R-T,up,2}$  [MPa, MPa.s]. Ces variables doivent être calibrées en utilisant la condition  $T_{ref}$  et la courbe de référence.

$$\Re_E(T, \omega) = \begin{cases} \text{if } \omega_{R-T} \leq \omega_{R-T,tr} , \\ \Re_{E,low,1} \cdot \left[ 1 + [\lambda_{E,R-T,1} \cdot \omega_{R-T}]^{k_{E,1}} \right]^{\frac{n_{E,1}-1}{k_{E,1}}} \\ \text{if } \omega_{R-T} \geq \omega_{R-T,tr} , \\ \Re_{E,up,2} \cdot \left[ 1 + [\lambda_{E,R-T,2} \cdot \omega_{R-T}]^{k_{E,2}} \right]^{\frac{n_{E,2}-1}{k_{E,2}}} \end{cases} \quad \text{I.9}$$

$$k_{E,1} > 0 ; n_{E,1} > 1 ; k_{E,2} < 0 ; n_{E,2} > 1$$

$$\Im_{\eta,R-T}(T, \omega) = \begin{cases} \text{if } \omega_{R-T} \leq \omega_{R-T,tr} , \\ \Im_{\eta,R-T,low,1} \cdot \left[ 1 + [\lambda_{\eta,R-T,1} \cdot \omega_{R-T}]^{k_{\eta,1}} \right]^{\frac{n_{\eta,1}-1}{k_{\eta,1}}} \\ \text{if } \omega_{R-T} \geq \omega_{R-T,tr} , \\ \Im_{\eta,R-T,up,2} \cdot \left[ 1 + [\lambda_{\eta,R-T,2} \cdot \omega_{R-T}]^{k_{\eta,2}} \right]^{\frac{n_{\eta,2}-1}{k_{\eta,2}}} \end{cases} \quad \text{I.10}$$

$$k_{\eta,1} < 0 ; n_{\eta,1} < 1 ; k_{\eta,2} > 0 ; n_{\eta,2} < 1$$

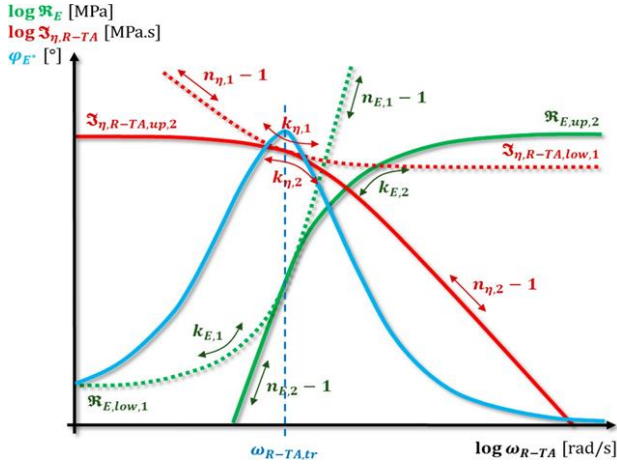


Figure I-14: Illustration du composant de viscosité réduite  $I(\eta,R-T)$  et des variations du composant de rigidité  $R_E$  en fonction de la pulsation réduite de transition  $\omega_{(R-T,tr)}$ . La pulsation réduite de transition  $\omega_{(R-T)}$ , est désignée par la phase angulaire  $\varphi_E$ .

La température est convertie en utilisant le TTSP, qui est caractérisé par son facteur de translation  $a_T$ . Un nouveau principe, le TASSP, a été développé pour convertir une amplitude de déformation en une autre (non-linéarité). Il est spécifié par deux facteurs de translation,  $a_A$  et  $b_A$ . Le facteur  $a_A$  intervient sur la pulsation réduite  $\omega_{R-A}$  et sur le composant de viscosité réduite  $\Im_{\eta,R-A}$  (équations I-9 et I-10). Le facteur  $b_A$  est un coefficient de correction qui n'affecte que  $\Im_{\eta,R-A}$ . C'est pourquoi le terme de semi-superposition est utilisé. Les facteurs  $a_A$  et  $b_A$  sont égaux à 1,0 à  $\varepsilon_{0,ref}$  et pour d'autres déformations, ils peuvent être obtenus à partir des équations I-11, I-12 et I-13.

$$\omega_{R-A} = a_A \cdot \omega \quad \text{I.11}$$

$$\log a_A(\varepsilon_0) = \frac{-C_{1,AA} \cdot (\varepsilon_0 - \varepsilon_{0,ref})}{C_{2,AA} + (\varepsilon_0 - \varepsilon_{0,ref})} \quad \text{I.12}$$

$$\log b_A(\varepsilon_0) = \frac{-C_{1,bA} \cdot (\varepsilon_0 - \varepsilon_{0,ref})}{C_{2,bA} + (\varepsilon_0 - \varepsilon_{0,ref})} \quad \text{I.13}$$

Ce modèle décrit avec une bonne précision le comportement viscoélastique des enrobés bitumineux sur toute une large zone de fréquences et de températures (figure I-15).

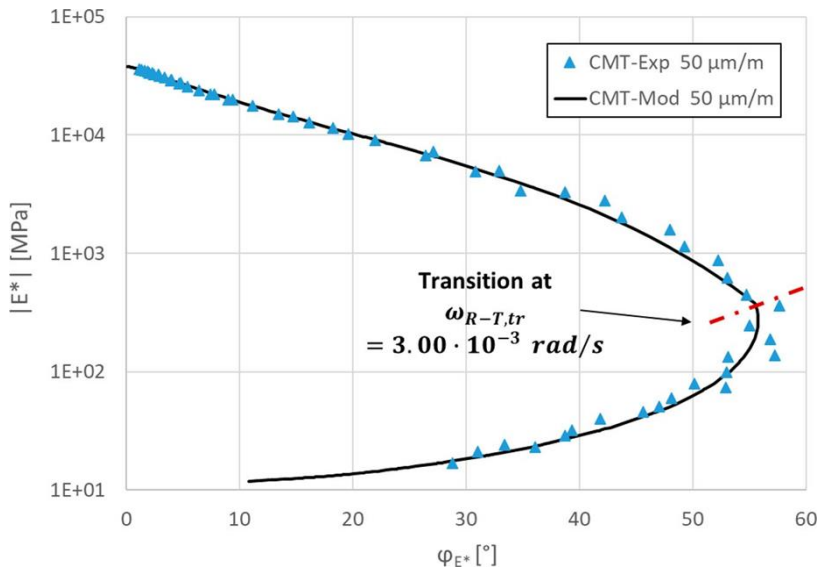


Figure I-15: Superposition d'une courbe expérimentale et du calage par le modèle VEnoL dans l'espace Black d'un enrobée bitumineux (Coulon et al., 2021).

### I.3.5. Superposition temps-température

Le principe de superposition temps-température (TTSP) fait référence au comportement temporel et thermo-dépendant des matériaux thermo-rhéologiquement simples. Ce principe signifie simplement que, pour une température donnée et un temps de chargement (vitesse) donné, le même comportement matériel peut être obtenu soit à basse température et à long terme (faibles vitesses), soit à haute température et à court terme (hautes vitesses).

Ce principe de superposition est utilisé pour déterminer les propriétés mécaniques dépendant du temps (vitesse) et de la température des matériaux viscoélastiques linéaires à partir des propriétés connues à une température de référence. En obtenant des données à partir d'une gamme de températures et de fréquences, le principe d'équivalence temps-température peut être utilisé pour générer une courbe maîtresse représentant le comportement à une température de

référence. Il est connu que le béton bitumineux suit le principe d'équivalence temps-température dans la plage de viscoélasticité linéaire (figure I-16).

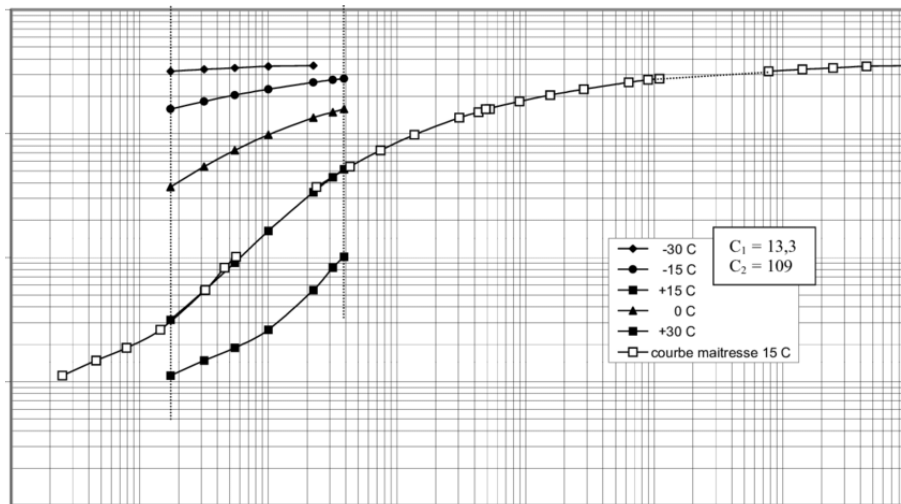


Figure I-16: Courbe maitresse pour un enrobé tracé à une température de référence  $T=15$  °C (Carter and Perraton, 2002).

#### I.4. Comportement mécanique des chaussées

Pour une classification correcte des chaussées routières, il est essentiel de comprendre les matériaux utilisés dans chaque couche de la route. Chaque couche, telles que la couche de surface, de liaison, de base et de fondation, est conçue pour résister au trafic et garantir stabilité et durabilité à long terme. Les caractéristiques des matériaux, comme la résistance à la compression, à la traction, la capacité de drainage et la résistance aux conditions météorologiques, sont cruciales pour choisir les matériaux appropriés. Il est également important d'évaluer le comportement des matériaux pendant la phase d'exploitation, ce qui nécessite des études de longue durée pour mesurer leur durabilité et leur résistance à l'usure. Les conclusions de ces études influencent les méthodes de calcul de dimensionnement, les technologies de construction et l'adoption de nouvelles solutions. En résumé, une classification

précise des chaussées routières repose sur une connaissance approfondies des matériaux et leur comportement, ce qui contribue à des routes plus sûres et durables (figures I-17).

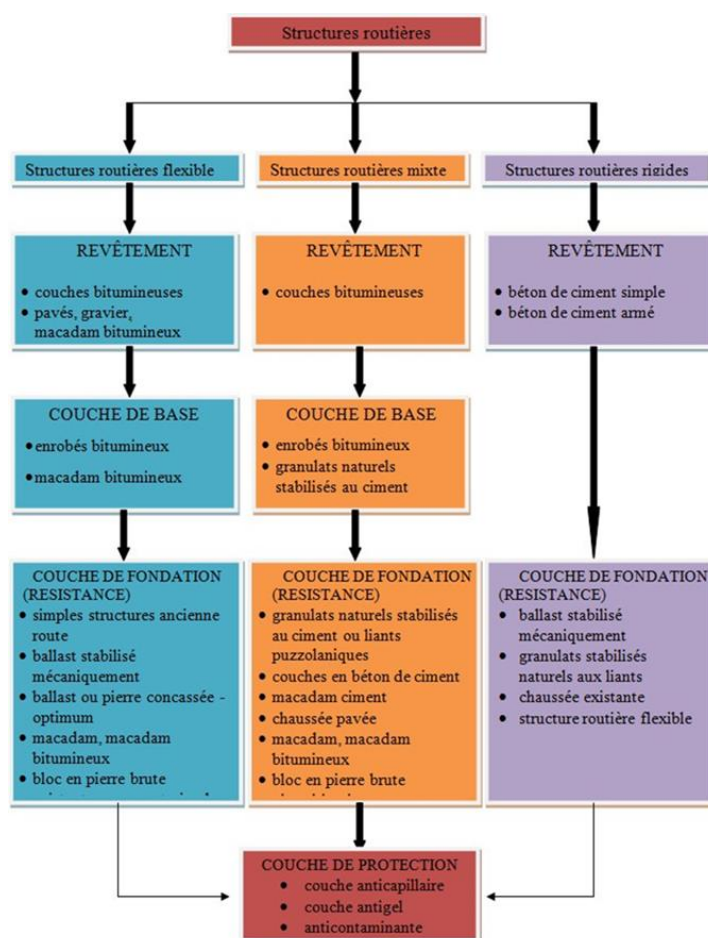


Figure I-17: Différences classification des chaussées routières (paul Marc, 2011).

Les chaussées subissent des contraintes complexes résultant principalement du trafic routier et des conditions environnementales.

#### I.4.1. Contraintes liées au trafic

Lorsqu'un véhicule roule, la charge qu'il exerce est transmise à la chaussée par les roues pneumatiques, générant un champ de contrainte complexe et entre autres une pression verticale souvent supposée uniforme. Le trafic routier implique de nombreux chargements répétés, entraînant des dégradations telles que l'usure, le fluage et la rupture par fatigue. Les couches de la chaussée sont soumises à des contraintes de flexion sous l'effet des charges, ce qui se traduit par des contraintes horizontales de traction à la base de la structure et de compression dans la partie supérieure, comme illustré dans la Figure I-18.

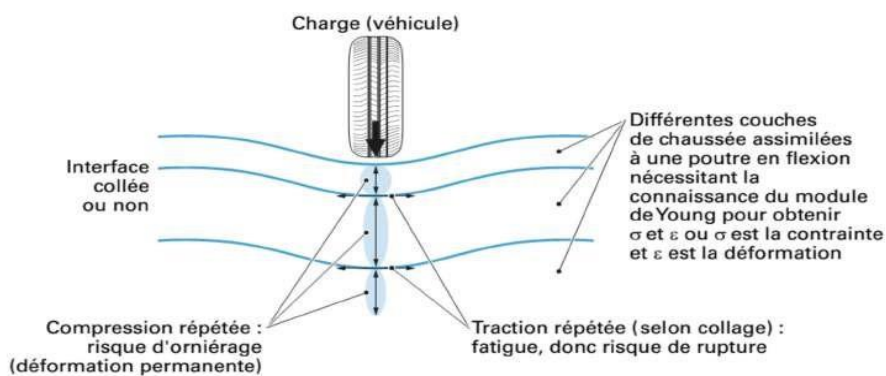


Figure I-18: Schéma des sollicitations causées par le trafic (Teguedi, 2017).

Lorsque les couches sont liées entre elles, les sollicitations se propagent de manière continue, permettant une diffusion maximale des contraintes induites par le trafic dans le sol de support (Di Benedetto & Corte, 2005). Les charges roulantes engendrent des sollicitations complexes dans la structure de la chaussée, conduisant à des dégradations spécifiques. Les contraintes répétées de traction à la base des couches provoquent la fatigue des matériaux, entraînant une fissuration progressive. Parallèlement, les contraintes de compression verticales répétées sous les charges entraînent des déformations permanentes verticales, connues sous le nom d'orniérage.

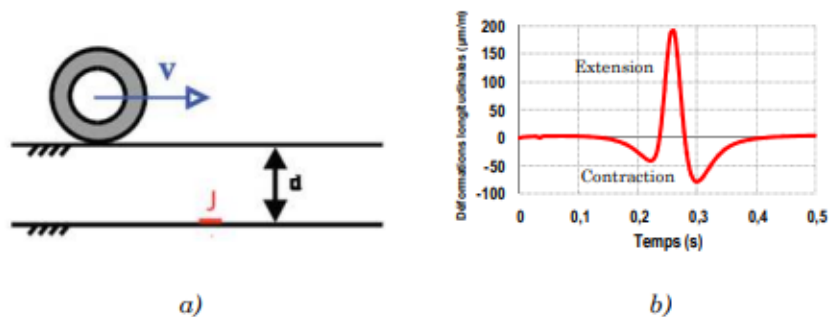


Figure I-19 : Passage d'une charge roulante et de déformation longitudinale résultante au point J dans le bas de la couche de roulement (Zoa et al., 2011).

Lorsqu'un véhicule passe sur la route à une vitesse constante  $V$ , le point J de la chaussée est soumis à des contraintes (Figure I.19-a). Ce point se trouve à une certaine profondeur  $d$  par rapport à la surface de la route. Lorsque le véhicule s'approche, pour un roue simple, le point de mesure J, qui est présenté dans la figure (I.19-b) et qui correspond au signal de la déformation longitudinale suivant subit une contraction (Zoa et al., 2011), suivie d'une extension lorsque le véhicule est suffisamment proche puis de nouveau d'une compression. De plus, les phases d'extension et de contraction ne sont pas symétriques, avec une amplitude de contraction moins importante lorsque le véhicule s'éloigne. Cette asymétrie est due aux propriétés viscoélastiques du matériau de la chaussée. L'amplitude de déformation en contraction est beaucoup moins importante que celle en extension (figure (I.16-b)). Étant donné que la résistance de l'enrobé bitumineux à la traction est considérablement plus faible qu'à la compression, la dégradation se produit principalement lors de la phase de traction par flexion. Dans le cas des couches collées, cette traction par flexion devient plus significative à la base de la chaussée et peut entraîner l'amorçage de fissures.

#### I.4.2. Effets des conditions climatiques

Le facteur climatique prédominant responsable des dommages observés sur les chaussées est la température. La Figure I-20 représente de manière schématique les sollicitations induites par la température sur une structure routière. À basse température, le phénomène de contraction thermique peut entraîner la fissuration des couches liées. Le tenseur de déformation thermique  $\varepsilon_{th}$  est formulé dans l'Équation I.14, en fonction du coefficient de dilatation thermique  $\alpha$  de l'enrobé bitumineux, de la variation de température  $\Delta T$  (par rapport à une température de référence) et de la matrice identité  $\hat{I}$ . En raison du frottement avec les matériaux granulaires à l'interface, la déformation totale est nulle. Ainsi, une diminution de la température entraîne une augmentation de la contrainte jusqu'à la rupture dont le bitume devient fragile

$$\varepsilon_{th} = \alpha \Delta T \hat{I} \quad \text{I.14}$$

Les cycles alternants de température peuvent causer la propagation des fissures à travers les couches d'enrobé. En surface, les dommages résultant de la contraction thermique se manifestent par des fissures transversales à la direction de circulation, s'étendant sur toute la largeur de la chaussée. (Di Benedetto and Corté, 2005)

À haute température, les matériaux bitumineux perdent de leur rigidité et peuvent présenter des problèmes d'orniérage. Il est donc impératif que les matériaux bitumineux présentent des propriétés telles que :

- La flexibilité, qui leur permet de résister à la fissuration à basse température et qui ont un comportement plus élastique.
- La stabilité, qui leur confère une résistance accrue aux déformations permanentes, lesquelles augmentent à haute température.

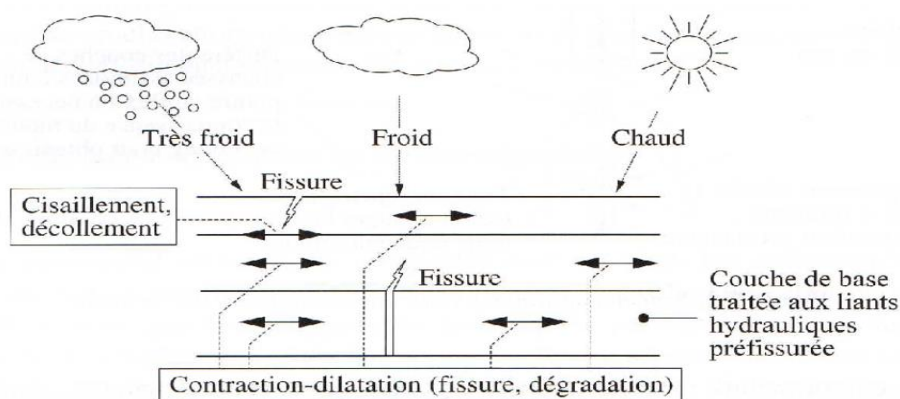


Figure I-20: Différentes sollicitations causées par la température (Di Benedetto et Corté, 2005)

### 1.5. Méthode de dimensionnement des chaussées routières

Les structures de chaussées subissent des phénomènes complexes (mécaniques, thermiques, physiques et chimiques) sous l'influence de diverses sollicitations externes telles que l'environnement et les conditions de chargement. Les méthodes de dimensionnement actuellement utilisées reposent principalement sur des règles empiriques dérivées de l'observation du comportement des chaussées en service ou de sections expérimentales. Cependant, ces méthodes présentent des limites, surtout face aux nouvelles structures et à l'évolution constante des conditions de trafic.

Il est devenu nécessaire de développer des méthodes de dimensionnement plus rationnelles pour surmonter ces limites. Cette nécessité a conduit à l'émergence de la méthode française (Lcpc-setra, 1994) et de la méthode "Superpave" développée et mise en œuvre aux États-Unis dans le cadre du programme SHRP (*Strategic Highway Research Program* : 1988-1993, poursuivi après 1996). De plus, le guide de dimensionnement AASHTO 2002 a été établi. Ces approches ont été adoptées respectivement en France, au Royaume-Uni et aux États-Unis.

Ces méthodes de dimensionnement des chaussées bitumineuses sont basées sur des concepts spécifiques, développées pour répondre aux besoins et aux caractéristiques des différents pays.

Elles visent à fournir des directives plus rationnelles pour la conception des structures de chaussée afin d'optimiser leur performance et leur durabilité. On cite dans cette étude les 3 principales méthodes de dimensionnement :

- La méthode française
- La méthode anglaise
- La méthode AASHTO (US)

On développe la méthode française de dimensionnement des chaussées alors que les deux autres méthodes seront présentées dans l'Annexe.

#### 1.5.1. Méthode française de dimensionnement des chaussées

A mesure que les conditions routières évoluaient, notamment avec l'augmentation du nombre de poids lourds et de leur charge, des approches numériques ont été mises en œuvre pour concevoir des chaussées multicouches élastiques de manière plus précise.

Vers la fin des années 1950, des analyses plus poussées et une approche mécanique ont été introduites. Des diagrammes de structure en trois couches ont été utilisés pour la conception des chaussées. Le logiciel Alizé, développé par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) en 1964, est devenu une référence. Il a été utilisé pour évaluer les tractions dans les couches de base et vérifier les structures du catalogue édité en 1971. Ce logiciel a continué d'être utilisé pour définir les structures dans le catalogue de 1977 (LCPC, 2000; Lcpc-setra, 1994).

La méthode française de dimensionnement combine des principes de mécanique avec des données expérimentales. La mécanique est utilisée pour modéliser la structure de la chaussée et calculer les tensions et contraintes résultant d'une charge standard. Les données issues d'essais de fatigue en laboratoire sont utilisées pour évaluer la résistance à la fatigue de la structure.

Enfin, des connaissances tirées de l'observation de la performance des chaussées, ainsi que des données d'essais en laboratoire, sont utilisées pour spécifier les critères de déformation permanente de la plate-forme et des couches d'assises de la chaussée, ainsi que pour ajuster les résultats de l'analyse mécanique. La méthode française de dimensionnement prend en compte un chargement standardisé et intègre la vérification du comportement en fatigue des matériaux pour chaque couche. Elle peut également prendre en compte des dommages en ajustant les charges en fonction de l'agressivité de la circulation.

#### 1.6. Pathologie des couches de surfaces

La durabilité des couches de roulement repose sur la résistance des matériaux face aux problèmes de dégradation. Les gestionnaires du réseau routier visent toujours à proposer le meilleur compromis entre les exigences techniques et économiques dans le respect du niveau de sécurité et de confort des usagers de la route.

Les gestionnaires du réseau ont été récemment contraints à nouvelles exigences de développement durable. La réduction de la consommation en énergie, l'utilisation de matériaux recyclés et la réduction de l'émission des gaz à effets de serre entrent désormais dans le processus de mise en œuvre des enrobés bitumineux.

Afin de se conformer aux nouvelles réglementations environnementales, des matériaux innovants ont été mis au point. Malheureusement, la combinaison d'une réduction de l'épaisseur des couches de surface et d'une augmentation du trafic a entraîné l'émergence de nouvelles formes de détérioration. En plus des problèmes couramment observés tels que l'orniérage, de nouvelles fissures descendantes (*Top Down Cracking*) font leur apparition, ainsi que des difficultés de cohésion aux joints entre les différentes couches de la chaussée.

Les gestionnaires du réseau routier doivent donc trouver un nouveau compromis entre les exigences techniques, économiques et environnementales. Ils doivent également développer de nouveaux matériaux et techniques de mise en œuvre pour améliorer la pérennité des couches de roulement (figure I-21).

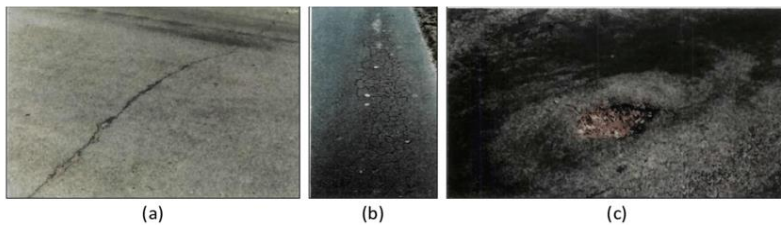


Figure I-21: – Trois signes de chaussée dégradée : (a) une fissure longitudinale, (b) un phénomène de faïençage, (c) un nid-de-poule (Redondin, 2018).

Voici quelques-unes des pathologies de dégradation des couches de roulement :

- Orniérage : Formation de petites dépressions longitudinales sur la chaussée.
- Fissures descendantes (*Top Down Cracking*) : Fissures qui se forment à la surface de la chaussée et qui s'étendent vers le bas.
- Décohésion aux joints : Rupture des joints entre les différentes couches de la chaussée.

Ces pathologies peuvent entraîner une diminution de la sécurité et du confort de conduite, ainsi qu'une augmentation des coûts d'entretien.

#### 1.6.1. Top Down Cracking

Les fissures de type *Top-Down Cracking* (TDC) ont été observées sur des routes de différentes épaisseurs, âges et dans des régions avec des températures élevées ou de fortes précipitations, exposées à un trafic intense de poids lourds. Ces fissures apparaissent dans la trajectoire des roues (Matsuno and Nishizawa, 1992; Svasdisant et al., 2002). Le mécanisme d'initiation du TDC a été largement débattu dans la littérature. (Freitas et al., 2003) démontrent que les fissures longitudinales en dehors de la trajectoire des roues, à une distance de 400 à 900 mm de l'axe de charge, résultent de contraintes de traction et de cisaillement induites par une combinaison de charges de trafic et de basses températures influencées par le comportement viscoélastique de la couche de chaussée. En ce qui concerne l'étude des mécanismes d'initiation du TDC, (Ann

Myers et al., 2001; Baek et al., 2012) montrent que des contraintes de traction et de cisaillement dues à des charges répétées déclenchent des dommages aux matériaux, tandis que les cycles thermiques quotidiens accélèrent la progression des dommages et le vieillissement (en fonction de l'amplitude des cycles), réduisant l'énergie de rupture et la résistance de l'asphalte.

Le TDC apparaît en raison du vieillissement, des pratiques de construction, des variations de température et de l'interaction entre les pneus et la chaussée. Le vieillissement affecte la rigidité et favorise la fragilité, tandis que la ségrégation liée à la construction entraîne une rigidité non uniforme et une résistance à la traction réduite (Luo et al., 2018). Les variations de température induisent des fissures qui peuvent s'autoréparer à des températures élevées mais réapparaissent pendant la contraction (Freitas et al., 2003). Les fissures de fatigue de type top-down résultent principalement du contact entre les pneus et la chaussée, générant des contraintes importantes. L'interaction pneu-chaussée est simulée numériquement à l'aide de modèles élastiques en déformation plane 2D, de modèles 3D en éléments finis élastiques multicouches, etc. (Abu Al-Rub et al., 2012; Ali, 2006; Chazallon et al., 2009a, 2009b). Ces simulations montrent que des forces tangentes significatives s'exercent sur la couche de roulement, générant des contraintes importantes de traction et de cisaillement qui déclenchent la formation de fissures superficielles. Des autres travaux, utilisant les approches discrètes, servent de base pour développer des modèles numériques qui étudient les contraintes de contact pneu-chaussée en utilisant des approches macro-mécaniques et / ou micromécaniques (Quezada and Chazallon, 2022; Wang et al., 2021). Ces travaux mettent en évidence l'importance des contraintes de cisaillement dans la genèse des fissures de haut en bas. Ces contraintes, mesurées pour divers pneus et pressions de gonflage, induisent des fissures superficielles par traction et cisaillement.

#### **1.6.2. Déformation des couches de surface due aux charges (orniérage)**

L'émergence de l'orniérage à la surface des chaussées devient particulièrement inquiétante en périodes de températures élevées, pouvant atteindre près de 47 °C (Sohm, 2011). Cette détérioration résulte de déformations permanentes qui s'accumulent sous l'impact des charges

répétées générées par la circulation. En observant une ornière, deux principales sources de déplacement vertical se dégagent : le tassement des couches structurelles et la déformation des couches bitumineuses. Les ornières à large rayon trouvent généralement leur origine dans le tassement des matériaux non liés composant la structure de la chaussée.

L'orniérage, une déformation permanente qui se développe dans l'axe de passage des roues, est le résultat d'une augmentation des pressions pneumatiques (Collop et al., 1995) et de l'accroissement du trafic ainsi que des charges par essieu (Skok et al., 2002). Ces ornières sont regroupées en trois catégories : petites (6 à 12,5 mm), moyennes (12,5 à 25 mm) et grandes (> 25 mm) (Chowdhury et al., 2001). Dans les chaussées en béton bitumineux, on distingue trois types d'orniérage (White, 2002) (figure I-22) :

1. Les ornières d'usure : causées par la lente perte des granulats de surface en raison de facteurs environnementaux et de la circulation.
2. Les ornières structurelles : formées suite à des déformations verticales permanentes au sein de la structure de la chaussée sous l'effet des charges répétées du trafic.
3. Les ornières d'instabilité : provoquées par le déplacement latéral des matériaux dans la couche de chaussée, accentuées pour des matériaux présentant une faible structure de résistance.

Les facteurs influençant les déformations permanentes dans la couche de roulement incluent les propriétés des matériaux, le liant bitumineux et la compacité. Ce problème est notable sur routes à trafic lent et zones industrielles. Les matériaux résistants sont recommandés pour éviter ces problèmes sur routes à grande vitesse.

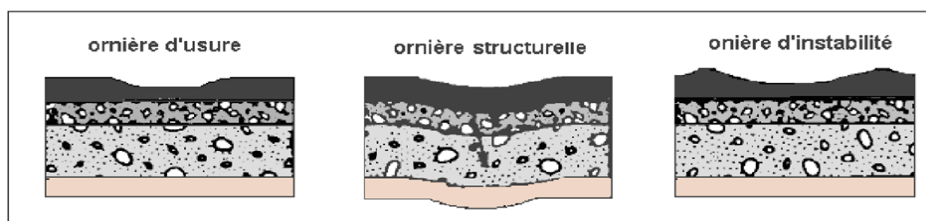


Figure I-22 : Les différents types d'orniérage (Ali, 2006).

### 1.6.3. Facteurs influant l'orniérage

Les facteurs influençant sur l'orniérage sont divisés en deux catégories : les facteurs internes, tels que les caractéristiques des matériaux de la structure de la chaussée, et les facteurs externes, comprenant le trafic et les conditions environnementales.

#### 1.6.3.1 Effet du trafic

La formation d'ornières dans les chaussées est le résultat d'un phénomène complexe et multifactoriel, largement influencé par les sollicitations générées par le passage des véhicules. L'interaction des charges des véhicules avec la structure de la chaussée peut entraîner des déformations permanentes. Les charges par essieu jouent un rôle crucial dans ce processus. Des études telles que celles menées par Bonaquist et al. (Bonaquist et al., 1989) ont mis en évidence que des charges élevées provoquent des déformations élastiques, plastiques et visqueuses dans la chaussée. Des charges plus élevées induisent des déformations permanentes qui se manifestent sous forme d'ornières. De plus, Gillespie et al. (1993) (Gillespie and Karamihas, 1993) ont identifié une corrélation linéaire entre l'intensité de la charge du pneu et le développement d'ornières. Ils ont souligné que les dommages causés dépendent non seulement du poids du véhicule, mais également de la répartition des charges transmises à la chaussée. Des observations supplémentaires par Pierre et al. (2003) (Pierre et al., 2003) ont confirmé que les contraintes résultant des charges de pneus des véhicules lourds sont un facteur clé réduisant la durée de vie des chaussées souples.

La vitesse des véhicules en mouvement constitue un autre paramètre étroitement lié à la circulation, jouant un rôle considérable dans la genèse des ornières au sein des couches d'asphalte. En règle générale, une augmentation de la vitesse induit une hausse du module, engendrant ainsi une déformation moins marquée de la chaussée (Huang, 2004).

De plus, les travaux de Pereira et al. (Pereira et al., 1999) se sont penchés sur l'impact de la vitesse des camions sur l'accumulation de la déformation permanente. Ils ont examiné l'évolution réelle de la profondeur des ornières en fonction de la vitesse des camions, laquelle

tend à diminuer lorsque les camions gravissent des pentes abruptes. Ces études ont été menées sur trois sites au Portugal, où les routes traversent un relief accidenté. Dans cette configuration, de longs tronçons d'autoroutes en montée obligent fréquemment les camions à ralentir jusqu'à atteindre une vitesse d'environ 20 km/h (figure I-23).

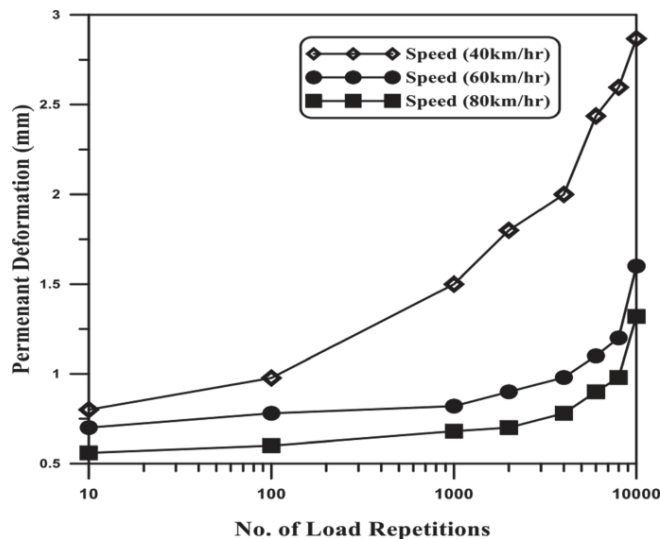


Figure I-23: Influence de la vitesse sur la profondeur de l'orniérage. (Alkaissi and Banyhussan, 2022).

L'agencement des essieux revêt également une grande importance. Les configurations d'essieux, comme les essieux simples, tandem et tridem, ont un impact significatif sur la transmission des charges à la chaussée. Hajek et al. (1990) ont constaté que l'augmentation de l'espacement des essieux semble réduire les dommages dans les chaussées souples, bien que Gillespie (1994) (Gillespie and Karamihas, 1994) ait émis l'hypothèse que l'espacement des essieux n'affecte pas l'orniérage. Par ailleurs, Stolarski (1999) (Stolarski, 1999) a noté que le nombre d'essieux influence la charge transmise à la surface de la chaussée, où un essieu simple peut causer davantage de dégâts qu'un essieu tandem, et un essieu tridem moins que ce dernier. Ces constatations sont essentielles pour comprendre comment la configuration des essieux peut amplifier ou atténuer la formation d'ornières.

Le type de pneus joue un rôle significatif dans la réaction de la chaussée aux charges. Différents types de pneus, tels que les pneus simples et jumeaux, ont été étudiés par Cebon (1993) et Kim et al. (2005) (Cebon, 1993; Kim et al., 2005), révélant que les pneus simples induisent plus d'orniérage que les pneus jumeaux. L'émergence des pneus *super single*, plus étroits, a introduit une nouvelle dynamique. Des travaux comme ceux d'Al-Qadi et al. (2002) , Bonaquist et al., 1989) (Al-Qadi et al., 2002; Bonaquist et al., 1989) ont montré que les pneus *super single* imposent une contrainte verticale plus élevée que les pneus traditionnels, ce qui peut intensifier l'orniérage, notamment dans les couches plus minces.

La pression de gonflage des pneus est un autre paramètre qui influence la formation d'ornières. Bonaquist et al. (1989) (Bonaquist et al., 1989) ont découvert que bien que la pression de gonflage ait peu d'effet sur l'orniérage, elle peut modifier la déformation à la surface. Plusieurs travaux de recherche ont confirmé que l'augmentation de la pression de gonflage augmente les contraintes de compression verticale, augmentant ainsi le risque de déformations plastiques et d'orniérage (Archilla and Madanat, 2001; Ling et al., 2020; Rushing et al., 2012). Ces découvertes soulignent comment la pression de gonflage peut aggraver les déformations permanentes dans les chaussées. Par ailleurs, l'étude réalisée par Song et Garg (2010) (Song and Garg, 2010) a mis en œuvre un analyseur de revêtement d'enrobé modifié (APA) pour étudier comment les pressions élevées des pneus (0,69 et 1,72 MPa) à deux températures différentes (21 °C et 60 °C) influencent la formation de sillons. Les conclusions ont révélé une nette augmentation de la profondeur des sillons en corrélation avec l'élévation des pressions et des températures des pneus (figure I-24).

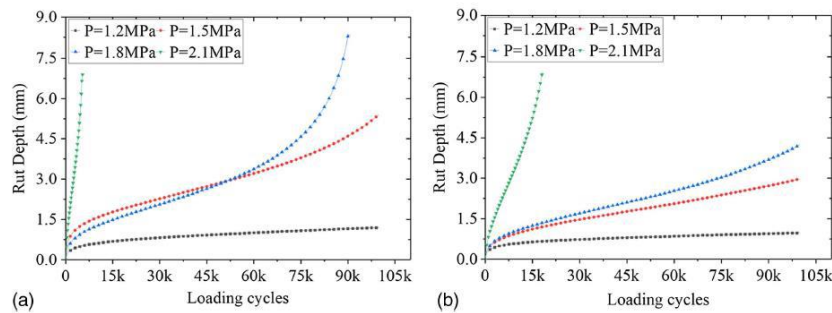


Figure I-24: Effet de la pression de gonflage sur la profondeur de l'orniérage.(Ling et al., 2020).

Enfin, la vitesse de circulation influe également sur la dégradation des chaussées et la formation d'ornières. Al-Qadi et al. (2004) (Al-Qadi et al., 2004) ont montré que des vitesses de circulation plus faibles augmentent le temps de chargement et, par conséquent, le risque d'orniérage. Des études de Wang et al. (2013) (Wang and Wang, 2013) ont souligné l'effet significatif de la vitesse de circulation sur les contraintes longitudinales, transversales et verticales en dessous et au-dessus de la surface de la chaussée. Ces résultats mettent en évidence comment la vitesse de circulation peut aggraver les contraintes et favoriser l'orniérage.

En somme, ces facteurs interagissent de manière complexe pour influencer la formation d'ornières dans les chaussées, fournissant des perspectives cruciales pour le développement de stratégies de conception et d'entretien plus efficaces.

#### 1.6.3.2 Effet de la température

La résistance à l'orniérage à haute température de la couche de roulement est profondément influencée par les variations de température. Ces variations thermiques induisent des expansions et des contractions du matériau en surface, impactant également les propriétés viscoélastiques du mélange bitumineux et engendrant des déformations dans la structure de la couche de roulement. Une récente étude entreprise par Pouranian et al. (2020) (Pouranian et al., 2020) s'est concentrée sur l'analyse de l'influence de la température sur les performances en

termes d'orniérage des mélanges bitumineux modifiés. Les résultats de l'étude ont mis en évidence une diminution de la sensibilité aux contraintes d'orniérage avec l'accroissement de la température d'essai, accentuant ainsi l'importance substantielle de la température dans la dynamique d'écoulement du mélange.

Par ailleurs, les investigations menées par Souza et al. (2012) (Souza et al., 2012) ont révélé que les déformations observées dans les enrobés bitumineux sont significativement conditionnées par la déformation thermique et la thermo-sensibilité du matériau viscoélastique, que ce soit de manière indépendante ou conjointe. Des recherches antérieures ont établi que les déformations permanentes émergent essentiellement à des niveaux de température élevés (Di Benedetto and Corté, 2005; Li et al., 2017; Verstraeten, 1995). Des expérimentations menées par Corté et al. (1997) (Corté, 1997) au moyen d'un simulateur de trafic ont corroboré cette observation, en mettant en lumière que l'orniérage commence à manifester son apparition à des niveaux de température élevés (40 °C à 45 °C) pour un liant bitumineux 50/70, avec une accentuation du phénomène entre les plages de température de 60 °C et 65 °C (Figure I-25).

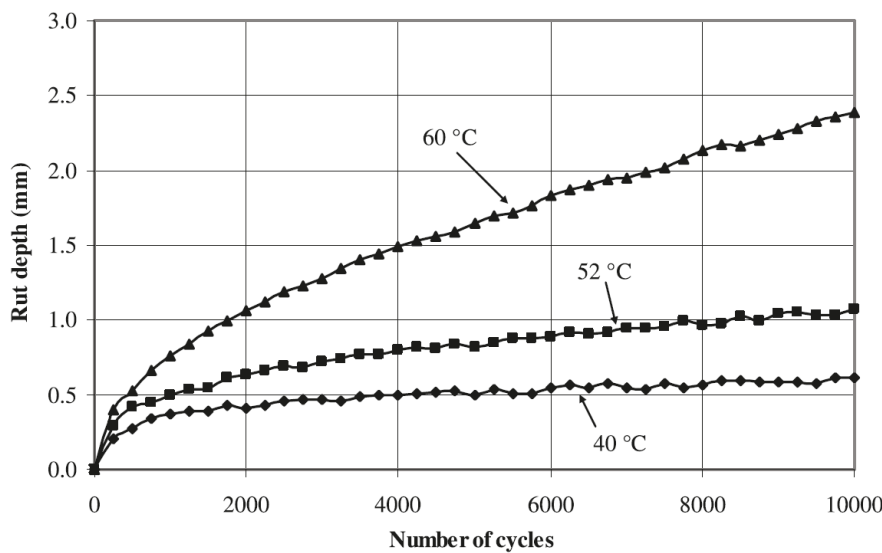


Figure I-25: Effet de la température sur la profondeur de l'orniérage (Wasage et al., 2010).

#### 1.6.4. Caractéristique de la réponse des chaussées

L'analyse de la réponse instantanée et à long terme des structures de chaussée peut être effectuée par diverses méthodes classifiées en cinq catégories principales, en fonction de leur rapport coût-efficacité (Hugo et al., 1991; Kozel et al., 2016). Les simulations numériques, abordables mais dépendant fortement du discernement de l'ingénieur, constituent la première catégorie.

Les essais de laboratoire et les essais sur route à grandeur réelle, de coût moyen, nécessitent aussi une interprétation relative aux conditions d'essai. Leurs résultats doivent souvent être appuyés par des simulations numériques ou une calibration via des essais à long terme.

Le suivi de performance à long terme offre une grande richesse expérimentale mais sont coûteux en raison de la longue durée des mesures. Ils sont néanmoins essentiels pour valider les modèles et les lois de comportement élaborés grâce à des essais courts et des simulations numériques.

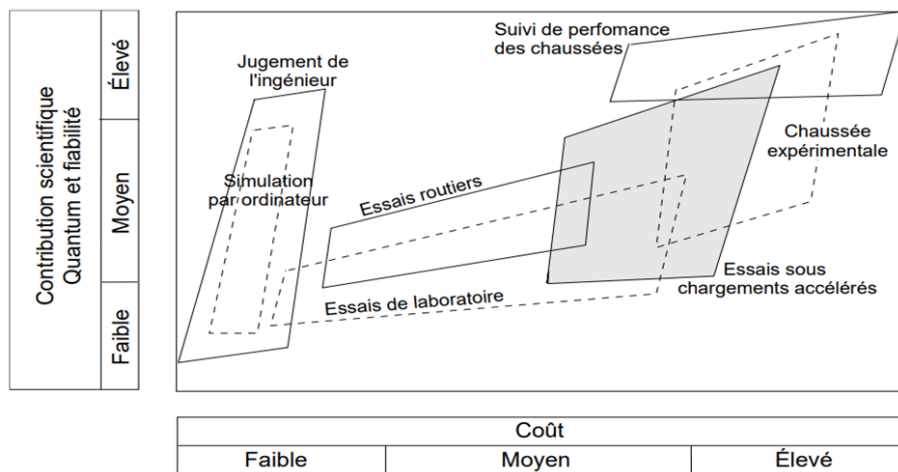


Figure I-26: Placement financier et apport à la recherche scientifique (Hugo et al., 1991).

Les suivis de performance à long terme offrent une grande richesse expérimentale mais sont coûteux en raison de la longue durée des mesures. Ils sont néanmoins essentiels pour valider

les modèles et les lois de comportement élaborés grâce à des essais courts et des simulations numériques.

Les essais de charge accélérée se situent entre ces deux derniers. Moins coûteux que les suivis à long terme, ils fournissent des données notables et permettent d'évaluer l'impact de certains paramètres de conception.

Au sein du projet ANR BINARY (ANR-19-CE22-0001), (évaluer le site du projet : [Pour une meilleure prise en compte de l'agressivité des chargements routiers sur les couches de roulement des chaussées | ANR](#)), les essais sont menés sur des sites expérimentaux et via un simulateur de chargement accéléré pour obtenir la réponse instantanée de la chaussée sous différentes conditions environnementales et de charges. Cette approche permet de contrôler précisément l'effet des paramètres environnementaux sur les résultats. Des essais de laboratoire supplémentaires sont réalisés en parallèle pour aider à identifier les paramètres et les lois de comportement pour les modélisations du projet.

#### **1.6.4.1** Essai de laboratoire

Les appareils de suivi de roue en laboratoire les plus couramment utilisés aux États-Unis sont généralement reconnus, par ordre de popularité décroissante, comme étant l'Analyseur de Revêtement Asphalté (APA), le Dispositif de Suivi de Roue Hambourg (HWTD) et le Testeur de Déformation Permanente Français (FRT). Ces appareils sont tous capables de réaliser des tests de validation sur des mélanges d'enrobés bitumineux (c'est-à-dire fournir un test de réussite ou d'échec basé sur le potentiel de déformation permanente) et peuvent être raisonnablement bien corrélés avec la performance de déformation en champ. Cependant, aucun de ces appareils ne devrait être utilisé pour prédire les profondeurs de déformation en champ pour des projets spécifiques basés sur des relations de profondeur de déformation de suivi de roue en laboratoire développées sur d'autres projets avec des localisations géographiques et un trafic différent. De plus, en raison de la complexité de l'état de contrainte des échantillons, ces essais ne peuvent pas être utilisés pour la conception mécanique des chaussées.

Cette section, largement tirée de Cooley et al. (2000) et Kandhal et Cooley (2003) (Cooley et al., 2000; Kandhal and Cooley, 2003) , fournit un aperçu rapide de l'Analyseur de Revêtement Asphalté (APA), du Dispositif de Suivi de Roue Hambourg (HWTD) et du Testeur de Déformation Permanente Français (FRT).

#### 1.a Etude des enrobés bitumineux

Les essais en laboratoire utilisés pour caractériser la réponse mécanique et la réponse à long terme des enrobés bitumineux peuvent être regroupés en trois catégories distinctes. Le premier groupe d'essais se concentre sur la caractérisation du comportement rhéologique des enrobés bitumineux. Cela est réalisé grâce à des tests de fluage, de relaxation et des essais de module complexe. Le deuxième groupe d'essais a pour objectif de caractériser le comportement en fatigue et en orniérage des matériaux bitumineux. Ces essais consistent à simuler les sollicitations mécaniques répétées que subit une chaussée, en appliquant ces sollicitations à un échantillon, afin de déterminer sa résistance à la fatigue, ou sa résistance à l'orniérage. Enfin, le dernier type d'essais de laboratoire est spécifiquement dédié à l'étude de la fissuration des matériaux bitumineux. Ces essais permettent de mesurer les paramètres de propagation des fissures. Ils consistent à initier mécaniquement une fissure avant les essais puis à analyser sa propagation sous une sollicitation définie. La combinaison de ces différents essais permet d'obtenir une modélisation du comportement de la couche bitumineuse tout au long de sa durée de vie utile, c'est-à-dire depuis sa mise en place jusqu'à sa défaillance due à la fissuration ou à l'orniérage.

#### 1.b Essai de fluage uniaxial

L'essai de fluage uniaxial est une méthode couramment utilisée dans les industries et les laboratoires du monde entier. Il sert principalement à vérifier les résultats issus de l'essai Marshall, qui est destiné à évaluer la résistance d'un béton bitumineux face à la déformation viscoplastique.

Dans le cadre de cet essai de fluage, une contrainte constante est appliquée sur une éprouvette de béton bitumineux de taille spécifique, sans confinement. L'éprouvette est maintenue à une température de 60 °C pendant quatre heures pour garantir une diffusion homogène de la chaleur. Ce test peut être effectué sur divers types de matériaux bitumineux. Il a été corrélé avec des expériences d'orniérage en conditions réelles sur des structures routières. L'essai de fluage uniaxial complète de manière pertinente les essais de formulation classiques, car il permet de mettre en évidence l'impact des paramètres de formulation et de fabrication sur la stabilité au fluage des enrobés bitumineux. Il est à noter que cette stabilité est considérablement influencée par les conditions climatiques.

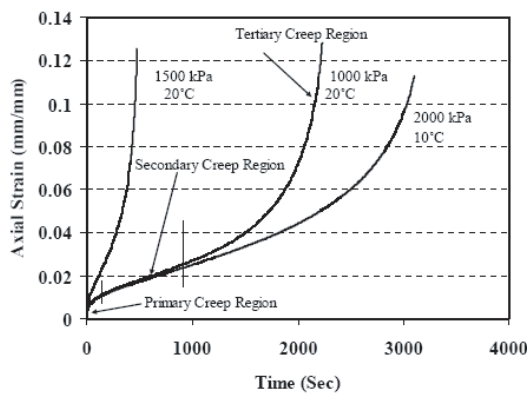


Figure I-27: Trois niveau de déformation résultants de l'essai de fluage uniaxial sur enrobé bitumineux (Sohm, 2011).

Au niveau du processus de déformation, on distingue trois phases. La phase primaire est caractérisée par une accumulation rapide de la déformation. Ensuite, pendant la phase secondaire, la vitesse de déformation se stabilise. Enfin, durant la phase tertiaire, la vitesse de déformation s'accélère de manière importante, conduisant à la rupture du matériau (Figure I-27).

### 1.c Hamburg wheel tracking test

Le test HWTD évalue les effets combinés du dérapage et des dommages dus à l'humidité. Il est de plus en plus populaire en raison de sa capacité à tester rapidement et de manière fiable divers mélanges d'enrobés à chaud (EAC) (Lu and Harvey, 2006)

Le test HWTD sert d'indicateur de la susceptibilité à une défaillance prématurée des mélanges EAC en raison d'une faible constitution de l'agrégat, d'une rigidité insuffisante du liant, des dommages causés par l'humidité, et d'une adhérence insuffisante entre l'agrégat et le liant. Les résultats du test HWTD sont influencés par la qualité de l'agrégat, la rigidité du liant, la durée du vieillissement à court terme, la provenance du liant, les traitements anti-décapage, et la température de compactage (Aschenbrener, 1995, 1994; Aschenbrener and Far, 1994).

HWTD s'inspire d'un dispositif britannique similaire qui utilise des pneus en caoutchouc au lieu de roues en acier. Le déplacement d'une paire de roues en acier en mouvement alternatif sur la surface d'échantillons d'EAC (cylindriques ou en dalles/cubes) immergés dans de l'eau chaude, généralement à 50 °C, constitue le dispositif. Il est capable de tester une paire d'échantillons simultanément, ces derniers étant compactés à  $7\pm 1\%$  de vides d'air. Les roues en acier ont un diamètre de 203 mm (8 in), une largeur de 47 mm (1,85 in), et génèrent  $53\pm 2$  passages par minute. Chaque roue en acier pèse 71 Kg. Les plaques typiques mesurent 320 mm (12,6 in) de long par 260 mm (10,2 in) de large, et l'épaisseur varie de 40 mm (1,6 in) à 80 mm (3,2 in). Les dimensions des échantillons cylindriques sont de 150 mm (6 in) de diamètre et 62 mm (2,5 in) de hauteur, comme illustré dans la Figure I-25. Des Transformateurs Linéaires Variables Différentiels (LVDT) mesurent la profondeur de l'ornièrre ou la déformation en 11 points le long de chaque échantillon avec une précision de 0,01 mm. Le test s'arrête automatiquement lorsque le nombre prédéfini de passages de roues est atteint ou lorsque la profondeur de la déformation atteint 20 mm (0,8 in), selon l'éventualité survenant en premier. La durée du test (en considérant 20 000 passages) est d'environ sept heures, y compris un temps d'attente initial de 30 minutes.

Cependant, dans certaines épreuves, les échantillons échouent prématurément, réduisant ainsi le temps d'épreuve.

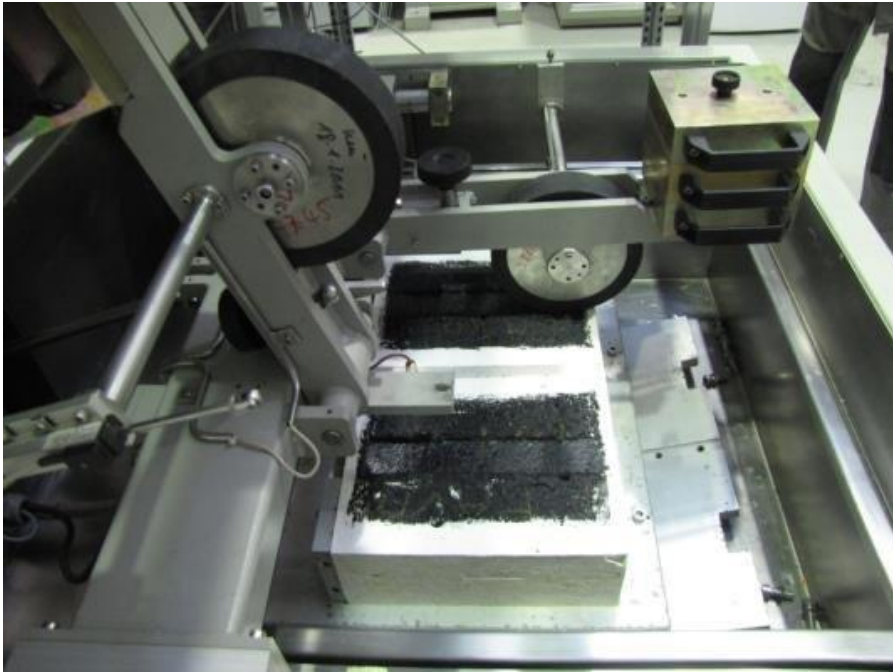


Figure I-28: Humburg Wheel Tracking Test (Renken et al., 2018).

Les résultats du test HWTT incluent le tassement post-compaction, la pente de fluage, la pente de décapage, et le point d'inflexion du décapage, comme illustré dans la Figure I-28. Ces paramètres sont obtenus en traçant une courbe entre la profondeur de l'ornièrre et le nombre de passages de roues. Le tassement post-compaction est la déformation (mm) à 1 000 passages de roues. On suppose que la roue densifie le mélange au cours des 1 000 premiers passages, d'où le terme de tassement post-compaction.

#### 1.d French Wheel Tracking test (essai de suivi de roue)

Le traceur de roues du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), également connu sous le nom de French Wheel Tracking Test (FWTT), est utilisé en France depuis plus de 20 ans

pour évaluer les caractéristiques de déformation des enrobés chauds (HMA) (Gabet et al., 2011).

Le FRT suit le mouvement d'un pneu pneumatique chargé d'avant en arrière sur un échantillon de HMA. Les tests sont généralement effectués sur des dalles 180 x 500 x 20-100 mm compactées avec un compacteur à plaque. Le plus souvent, le pneu est suivi sur un échantillon pour 30 000 cycles en utilisant une charge de 5000 N appliquée à un pneu pneumatique gonflé 600 kPa (O. Hammoud, 2023). Le LCPC a une courte vidéo du FRT sur : [www.lcpc.fr/en/produits/materiels\\_mlp/fiche.dml?id=123&type=abccdaire](http://www.lcpc.fr/en/produits/materiels_mlp/fiche.dml?id=123&type=abccdaire).

Le dispositif FWTT, illustré en Figure I-29, a été développé pour évaluer la résistance aux ornières des mélanges bitumineux. L'essai est basé sur l'application d'un chargement répété sur une plaque d'asphalte à travers un pneu. La roue se déplace sur la plaque d'asphalte en effectuant un mouvement de va-et-vient. Le niveau de contrainte verticale appliqué est similaire à celui d'un poids lourd (0,6 MPa). L'essai permet de suivre l'évolution de la profondeur de l'ornièr en fonction du nombre de cycles.

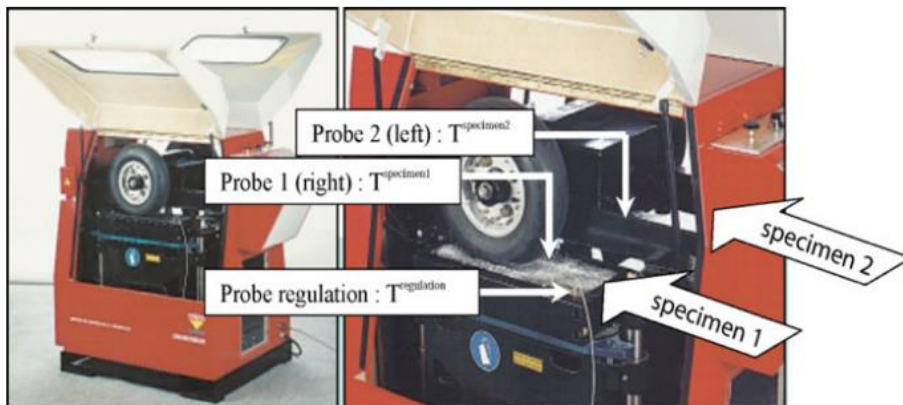


Figure I-29: Essai French Wheel Tracking Test (Gabet et al., 2011).

## 1.e Tribométrie pour Revêtement Routière (T2R)

L'analyse du contact entre un pneu et le matériau de revêtement permet d'identifier avec plus de précision le système de chargement nécessaire pour élaborer un nouveau test en laboratoire. Celui-ci doit être capable de simuler le phénomène de dégradation de la surface causé par la perte d'agrégats (Figure I-30).

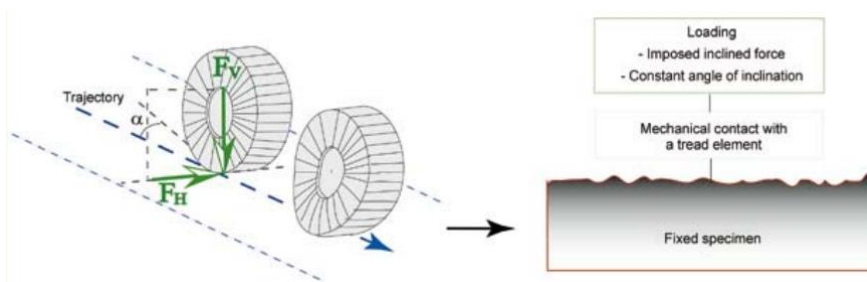


Figure I-30: Phénomène de dégradation de la surface causé par le chargement pneumatique (HAMLAT and HAMMOUM, 2007).

Au lieu des tribomètres habituels qui imposent un déplacement relatif, le nouveau test proposé par (STÉFANI, 2000) maintient un niveau de chargement contrôlé, quel que soit l'état de dégradation de la surface. Plus précisément, l'utilisation d'un applicateur de charge dont la forme suit une loi logarithmique permet de conserver un rapport quasi-constant entre le couple de forces ( $F_V$ ,  $F_H$ ), indépendamment de la position de la plaque logarithmique (figure I-31).

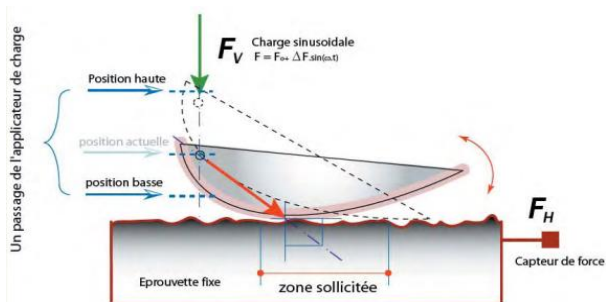


Figure I-31: Patin logarithmique de l'essai T2R. (HAMLAT and HAMMOUM, 2007).

Dans la pratique, une force de contact cyclique sans variation de signe et à un angle d'inclinaison prédéfini sont utilisés (Figure I-32) pour provoquer la dégradation de la surface par la perte d'agrégats. La plaque ne glisse que lors des chocs lors de tels événements, déplaçant automatiquement la zone de contact vers l'arrière et expulsant les débris dans la direction opposée. Ainsi, la plaque attaque successivement plusieurs bandes étroites et longues de forme rectangulaire sans interposition de débris. Une fois que la vis de réglage a atteint sa butée inférieure, la phase cyclique est arrêtée ; cette séquence correspond à un passage de l'appliqueur de charge.

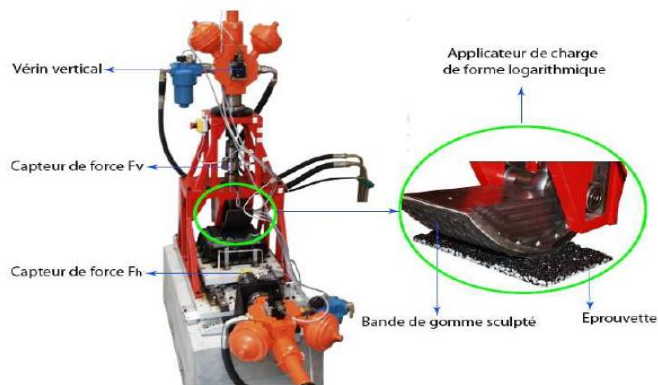


Figure I-32: Dispositif de l'essai T2R avec le patin (HAMLAT and HAMMOUM, 2007).

Le dispositif dénommé Tribomètre pour Revêtement Routier (T2R) est une machine hydraulique bi-axiale. Il est composé par une colonne verticale renforcée soutenant à la fois l'appliqueur de charge et la vis de réglage hydraulique, ainsi qu'une table horizontale montée sur rouleaux capable de se déplacer le long de deux rails horizontaux. Cette table peut accueillir des échantillons parallélépipédiques (185 mm x 247 mm) fabriqués en laboratoire à l'aide d'un compacteur à plaque LPC, ou des échantillons carottés in situ, avec 300 mm de diamètre maximum. La hauteur de l'échantillon ne peut pas dépasser de 150 mm (figure I-32).

L'applicateur de charge, dont la largeur est de 140 mm, est revêtu d'une couche de caoutchouc de 8 mm d'épaisseur aux caractéristiques rhéologiques proches de celles des bandes de roulement des pneus (voir Figure I-33). Ce caoutchouc présente des sculptures en forme de losange et sa dureté à température ambiante est d'environ 68 degrés Shore. Le système contrôlé par PC nécessite deux types de servocommandes, l'une pour contrôler la force, l'autre pour déplacer le patin, à appliquer en fonction du type de test.

Le test de résistance aux forces tangentielles consiste à appliquer une charge moyenne représentant la charge de la roue d'un poids lourd sur le matériau de revêtement. Le glissement du caoutchouc de la bande de roulement est obtenu en modulant la charge verticale autour d'une valeur moyenne.

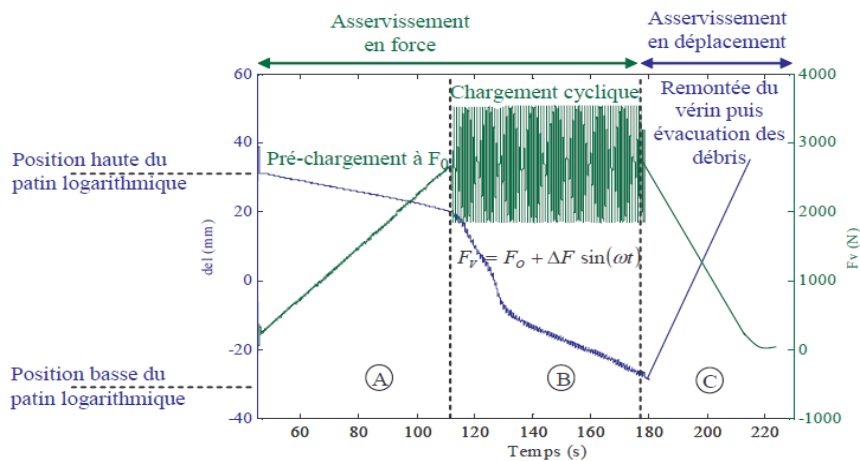


Figure I-33: Protocole de chargement du patin (HAMLAT and HAMMOUM, 2007).

Le dispositif expérimental est également équipé de capteurs de force, de déplacement et de température. Le déplacement de la vis de réglage verticale reflète le glissement sporadique ou répété du patin d'essai. La force horizontale agissant sur l'échantillon est enregistrée tout au long du test, informant ainsi sur l'état du contact mécanique.

Le protocole, composé de trois phases, gère également les débris qui pourraient s'accumuler durant le processus de chargement (figure I-33).

#### 1.6.4.2 Essai à échelle réelle

Les tests à échelle réelle constituent la méthode la plus efficace pour apprécier les impacts des charges complexes sur la longévité des couches bitumineuses sous fatigue. Cependant, ces tests sont onéreux et prennent beaucoup de temps, c'est pourquoi les essais en échelle réelle sous trafic accéléré ont été développés.

Malgré les nombreux bénéfices des essais en laboratoire, l'analyse du comportement des chaussées sous trafic réel est fondamentale pour leur conception et dimensionnement. Les chaussées sont généralement conçues pour une longue durée de service (20 à 30 ans). De ce fait, les avancements en matière de matériaux et de structures de chaussées sont freinés par les délais prolongés nécessaires aux retours d'expériences et aux évaluations techniques sur les chaussées réelles (Hugo and Martin, 2004)

Cette réalité, reconnue par de nombreux intervenants du domaine routier, a incité divers centres de recherche à travers le monde à se munir de simulateurs de trafic lourd. Ces machines appliquent en quelques semaines, voire quelques mois, la totalité des charges lourdes que subit une chaussée réelle pendant son cycle de vie. Les expériences menées à l'aide de ces simulateurs traitent généralement des matériaux et des structures de chaussée, y compris les couches de roulement.

Des techniques traditionnelles ou innovatrices sont testées, en se concentrant autant sur les nouvelles constructions que sur les procédés d'entretien et de renforcement. Les chaussées sont munies d'instruments pour suivre l'évolution de leur comportement sous l'effet du trafic : déplacements réversibles et permanents, contraintes internes engendrées par le passage des charges, températures, teneur en eau, entre autres facteurs.

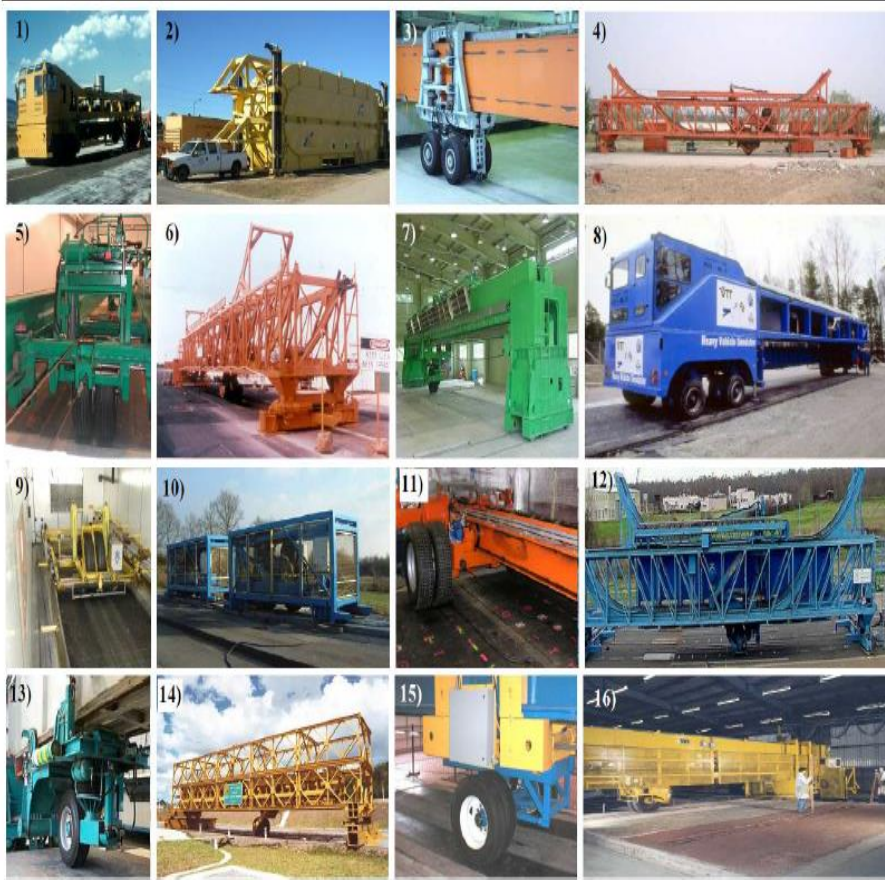


Figure I-34: Simulateurs de trafic lourd linéaires : 1) Afrique du Sud, 2) Etats-Unis (Texas), 3) Japon, 4) Chine, 5) Etats-Unis (Ohio), 6) Australie, 7) Corée du sud, 8) Norvège, 9) Danemark, 10) France, 11) Suisse, 12) Etats-Unis (Louisiane), 13) Pays-Bas, 14) Brésil (Ambassa, 2013).

Outre les données sur les dommages structuraux et les ornières, des informations sur l'évolution des caractéristiques de surface (rugosité, adhérence, entre autres) ou encore sur l'usure des pneumatiques sont également recueillis. Différents dispositifs d'essai sont utilisés pour réaliser ces expériences de trafic accéléré à échelle réelle, simulant le passage du trafic lourd . Ces dispositifs sont en majorité des systèmes linéaires (Figure I-34), tandis que d'autres sont des manèges circulaires ou mixtes (Figure I-35).

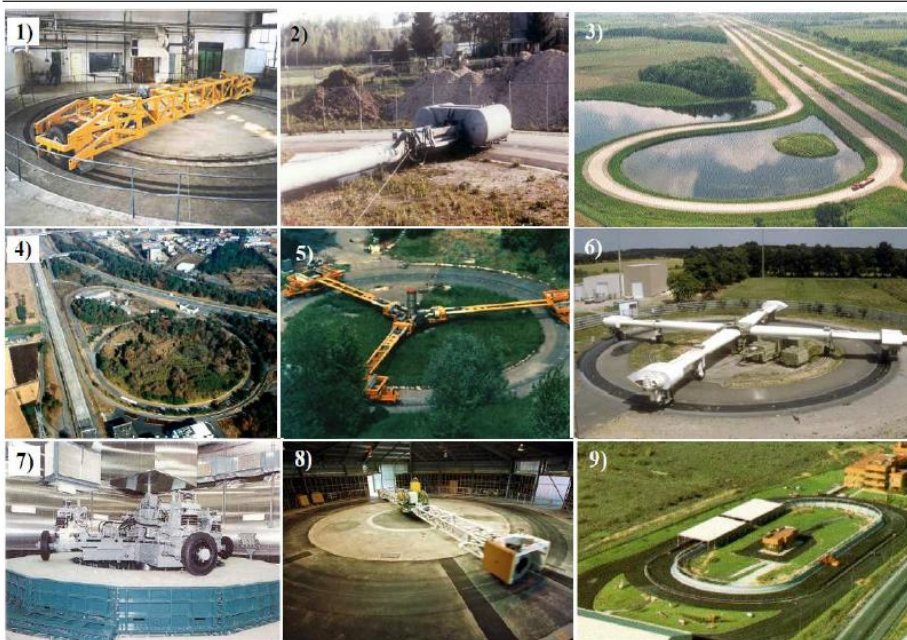


Figure I-35: Simulateurs de trafic lourd circulaires : 1) Roumanie, 2) Suisse, 3) Etats-Unis (Minnesota), 4) Japon, 5) Slovaquie, 6) France, 7) Japon, 8) Nouvelle Zélande, 9) Espagne (Ambassa, 2013).

#### 1.7. Modélisation numérique de la mécanique de contact

Dans cette section, une évaluation initiale sera faite des modèles qui intègrent l'hétérogénéité de l'enrobé bitumineux, en d'autres termes, des modèles qui traitent de manière distincte les propriétés des agrégats, du bitume et du mastic. Ces modèles sont souvent formulés à une échelle microscopique ou macroscopique. Par la suite, nous aborderons les modèles destinés à reproduire le comportement mécanique de l'enrobée bitumineux. Un éventail diversifié de modèles et de stratégies de modélisation destinés à simuler le comportement mécanique de l'enrobée bitumineux est présenté dans la littérature scientifique. Le choix du modèle le plus adapté dépend généralement de la précision souhaitée, du type de comportement à étudier (viscoélasticité, dégradation, frottement), de l'échelle à laquelle l'étude est conduite, ainsi que des contraintes de temps de calcul et de la complexité de l'implémentation du modèle.

Nous présenterons ultérieurement les deux principales méthodes numériques largement utilisées pour décrire le comportement mécanique de l'enrobée bitumineux, à savoir la méthode des éléments finis (FEM) et la méthode des éléments discrets (DEM). Nous fournirons d'abord un résumé succinct du fonctionnement de chaque méthode. Par la suite, nous passerons en revue les différents modèles de comportement développés pour décrire le comportement mécanique de l'enrobée à diverses échelles d'étude. A partir de ces fondements, nous traiterons finalement des avantages respectifs et des limitations de chaque méthode de calcul et présenterons l'approche numérique ainsi que le code de calcul mobilisé dans le cadre de cette étude.

Cette section vise à introduire les deux approches, la Méthode des Éléments Finis (FEM) et la Méthode des Éléments Discrets (DEM). Il convient de noter qu'à l'heure actuelle, ces deux méthodes sont souvent employées simultanément dans certains codes de calcul. D'un côté, des extensions ont été élaborées dans un contexte continu, afin d'intégrer des phénomènes discrets tels que les discontinuités, leurs mouvements et leurs interactions. De l'autre côté, des approches discrètes ont été améliorées pour prendre en compte également les comportements continus.

L'objectif de cette section n'est donc pas de mener une confrontation entre la méthode des éléments finis et celle des éléments discrets, en vue de conclure sur celle qui est la plus adaptée pour la description du comportement mécanique de contact dans les enrobées bitumineux. Au contraire, l'intention est de mettre en lumière les particularités et les caractéristiques spécifiques de ces deux approches numériques, afin de déterminer celle qui s'adapte le mieux au contexte de cette étude.

#### 1.7.1. Méthode des éléments finis (FEM)

L'objectif principal de la Méthode des éléments finis (FEM) est d'identifier une fonction représentant la solution d'une équation aux dérivées partielles (EDP), dans un domaine défini et pour des conditions limites spécifiées (Vennila and Duraisamy, 2013). Typiquement, l'EDP décrit la règle de comportement du matériau, reliant stress et déplacement, tout en prenant en compte des forces ou des déplacements imposés à l'élément.

Le principe de base de la FEM divise un domaine en éléments finis (également dénommés mailles), composés de nœuds interconnectés. Sur ces nœuds, les champs sont approximés par des fonctions polynomiales. Ces approximations permettent de simplifier les équations physiques non linéaires afin de résoudre l'EDP aux points de Gauss. Une résolution exhaustive du système sur l'ensemble du domaine d'étude est réalisée de manière discrète aux points de Gauss du maillage, progressivement, tout en considérant les conditions limites imposées.

Une modélisation par la méthode des éléments finis peut être décomposée en plusieurs étapes : la construction du maillage, l'implémentation de la loi de comportement, l'application des conditions aux limites et des contraintes, la résolution du problème discrétisé et enfin, le post-traitement.

La création du maillage est une étape cruciale de la modélisation et il est généralement nécessaire d'étudier l'effet de la discrétisation sur la réponse du modèle (Parent et al., 2015). Effectivement, un maillage fin a pour résultat une meilleure approximation des champs simulés et mène ainsi à une plus grande précision que ne pourrait obtenir un maillage grossier. Cependant, le temps de calcul sera affecté par le nombre de sous-éléments utilisés pour la modélisation d'un domaine. Si l'on cherche à modéliser un domaine multiphasique, comme le domaine des enrobés bitumineux, la stratégie pourrait être de mailler explicitement le liant bitumineux et les agrégats, ou alors d'utiliser un maillage qui considère l'enrobé comme un matériau uniforme (matériau homogène).

Cette approche met en œuvre de nombreux modèles visant à simuler le comportement mécanique des matériaux utilisés dans la description des plaques d'enrobé. Ces modèles peuvent être classés en modèles linéaires et en modèles non linéaires. Les modèles linéaires, de type élastique, permettent la résolution du problème de manière linéaire, avec une seule itération pour obtenir le champ de solution final. Pour les modèles non linéaires, tels que ceux prenant en compte l'endommagement, la plasticité et la viscoélasticité, la résolution se fait par une

approche non linéaire. Dans ce cas, une solution physiquement cohérente est obtenue par une convergence incrémentale étape par étape.

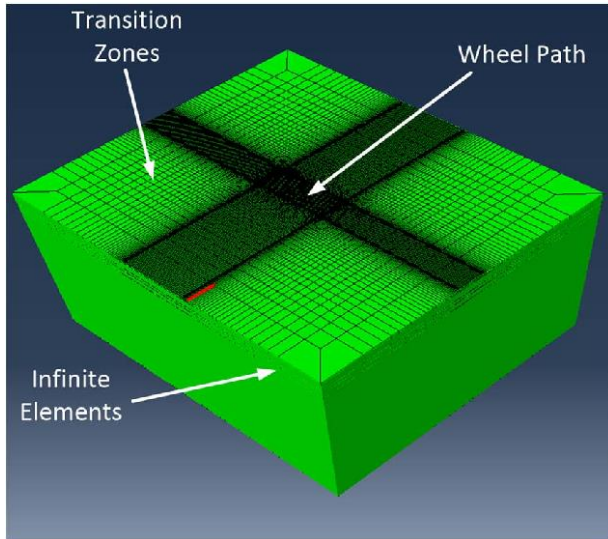


Figure I-36: Modélisation en FEM des essais sur chaussée (Gungor et al., 2017) .

Il est donc nécessaire de prendre en compte l'ensemble des itérations pour décrire correctement le comportement final souhaité. Les conditions aux limites, en termes de forces ou de déplacements, sont appliquées sur les frontières du maillage. Elles peuvent concerner des chargements ponctuels, linéaires, surfaciques ou volumiques (dans les modèles 3D) afin de simuler les chargements réels appliqués à une structure. Les conditions aux limites peuvent être exprimées en imposant des déplacements, des déformations ou des rotations à tout ou partie de la modélisation.

La résolution du problème se déroule en plusieurs étapes, une fois que le maillage, le modèle de comportement et les conditions aux limites sont établis :

- Création de chaque matrice de rigidité élémentaire  $K_e$ , liant les déplacements aux nœuds  $u_e$  et les efforts appliqués  $f_e$ ,  $[K_e]\{u_e\} = \{f_e\}$ .

- Assemblage des matrices élémentaires pour obtenir la matrice globale  $K$
- Modification du système global en fonction des conditions aux limites
- Résolution du système global  $[K]\{U\} = \{F\}$ .

La dernière étape de la modélisation consiste à post-traiter les résultats numériques en calculant les gradients de déplacement dans les éléments, ainsi que les réactions aux nœuds affectés par les conditions limites. Ensuite, vient l'étape de visualisation des champs de contrainte et de déformation, ainsi que des réactions (figure I-37).

#### 1.7.2. Méthode des éléments discrets (DEM)

La Méthode aux éléments discrets (DEM), initiée par Cundall et Strack (1979) (Cundall, 1971), repose sur l'abstraction d'un milieu discontinu en tant qu'ensemble d'éléments indépendants en interaction. Elle facilite la représentation de la discontinuité du milieu par le biais de la géométrie, de la mécanique des éléments individuels, et de leurs interactions mutuelles. Le caractère discontinu du milieu fournit un cadre pour modéliser les phénomènes de glissement, de basculement et de séparation complète des éléments. Le processus de modélisation par la DEM se divise en quatre étapes : la représentation des éléments, la représentation du contact, la définition de la loi de contact et la méthode de résolution.

De manière plus technique, la représentation la plus élémentaire des constituants implique l'attribution d'un comportement mécanique rigide aux particules, comme indiqué dans les travaux de (Clementi et al., 2020; Taforel et al., 2012). Par conséquent, la cinématique résultante découle exclusivement des déplacements relatifs entre les constituants au point de contact. Il est important de noter que, dans les cas où il est nécessaire de prendre en considération la déformation intrinsèque des constituants du milieu, une discrétisation des constituants discrets en éléments finis peut être réalisée.

Le contact entre les éléments s'établit via un ensemble de points de contact associés à des forces de contact en fonction des déplacements entre les éléments. Les différents types de contacts seront développés dans le chapitre III.

La cohésion entre les éléments est quant à elle obtenue par des lois cohésives distinctes, qui donnent un lien entre les contraintes au contact et les déplacements relatifs des éléments. Il existe de nombreuses lois de cohésion contrainte-déplacement, en fonction des codes et matériaux modélisés.

Diverses méthodes de résolution sont consignées dans la littérature, bien qu'une certaine ligne directrice générale puisse être identifiée. Les phases essentielles sont la détection des contacts, le calcul des forces de contact, et l'évolution temporelle (prédiction et correction) du milieu.

Dans la littérature, deux stratégies majeures sont adoptées pour la résolution d'une modélisation par éléments discrets (Bisoffi-Sauve, 2016):

1) Méthode explicite (smooth) : toutes les valeurs à un instant  $t$  sont calculées directement par rapport aux valeurs des précédents pas de temps. Le schéma d'intégration explicite, en raison de sa simplicité et généralité, est fréquemment employé dans les modèles DEM. Toutefois, bien que la résolution à chaque pas de temps soit rapide, les incréments de temps nécessaires sont petits et doivent être inférieurs au pas de temps critique du système. Par conséquent, la réponse numérique est dépendante du pas de temps choisi.

2) Méthode implicite (non smooth) : les valeurs calculées à un instant  $t$  dépendent des valeurs du pas de temps en cours. Il faut donc résoudre un système d'équations à chaque incrément de temps. Les interactions entre les éléments sont décrites par des lois unilatérales, élastiques, de collision ou du frottement de Coulomb. Cette méthode est moins rapide, mais offre une stabilité inconditionnelle, autorisant l'utilisation de pas de temps plus grands (Bisoffi-Sauve, 2016).

La méthode de la Dynamique des Contacts (CD), développée par Moreau (1988, Jean, 1999), est un exemple de méthode de résolution implicite. Cette méthode base ses formulations sur la

dynamique d'un élément discret en présence de contact, où des sauts de vitesse remplacent les accélérations. Elle a été largement explorée dans la littérature et est couramment utilisée en raison de sa capacité à modéliser des éléments rigides (ou déformables) de manière naturelle (Dubois et al., 2018; Radjai and Dubois, 2011).

Cette section a permis de présenter brièvement les deux méthodes numériques utilisées pour décrire le comportement mécanique des matériaux granulaires. Selon les codes de calcul et les modèles utilisés, ces méthodes peuvent être couplées. Les sections suivantes présenteront les modèles couramment utilisés à diverses échelles.

### **1.7.3.** Choix de la méthode et du logiciel

Cette partie sert à présenter les avantages et les limites de chaque méthode et le choix d'utilisation du logiciel LMGC90.

#### **1.7.3.1** Méthode des éléments finis

Cette approche a la capacité de réaliser des modélisations tridimensionnelles intégrant des géométries complexes de structures. Elle offre également la possibilité d'appliquer diverses contraintes externes à la structure, comme des forces, des pressions, des déplacements, des variations de température, etc. De plus, la méthode des éléments finis permet la simulation de l'historique des charges grâce à des calculs dans le temps, ce qui est également applicable à la méthode des éléments discrets. En utilisant l'historique des charges enregistré sur une structure, il devient possible d'observer l'apparition de fissures afin de confirmer ou de réfuter les hypothèses initiales concernant les dommages observés. Cela aide également à prédire et évaluer la stabilité de la structure étudiée. Les temps de calcul observés sont généralement acceptables pour le dimensionnement de structures en bureau d'études. De plus, ces méthodes permettent une homogénéisation efficace, facilitant la préparation des données et la réduction du temps de préparation du modèle. Cependant, bien que cette méthode considère les éléments

comme indissociables, les modèles d'endommagement plus récents permettent de générer des schémas de fissuration à l'intérieur des éléments aux endroits où les critères limites de traction sont atteints (Faron and Rombach, 2020; Mergheim et al., 2005; Sukumar et al., 2000).

Malgré ces avantages, la technique des éléments finis s'accompagne de certaines restrictions. Par exemple, la représentation continue suppose une rigidité intrinsèque des matériaux, ce qui implique l'absence de possibilité de séparation entre deux éléments adjacents. Cette contrainte complexifie l'inclusion du frottement inter-particulaire dans un mélange bitumineux soumis à des contraintes de cisaillement, puisque le contact doit être établi lors de la phase de maillage et que de nouveaux contacts ne peuvent se former de manière spontanée au cours de la simulation.

#### 1.7.3.2 Méthode des éléments discrets

La conception des méthodes des éléments discrets prend en compte un milieu non continu comme un ensemble de milieux continus qui interagissent, ce qui semble particulièrement approprié pour la nature discontinue des enrobés bitumineux. Elles sont basées sur les lois de la dynamique, ce qui permet de réaliser des modélisations fidèles du comportement des milieux granulaire aux sollicitations dynamiques tels que les charges roulantes. Les méthodes à éléments discrets permettent aussi de prendre en compte de déplacements importants entre les éléments, pouvant entraîner la création de nouveaux contacts entre eux et une modification de l'arrangement de la structure. Ces aspects sont également pertinents pour les enrobés bitumineux car ils permettent de modéliser l'émergence de désordres significatifs.

Malgré les nombreux avantages des approches discrètes pour l'analyse des milieux granulaires, comme les mélanges bitumineux, elles ont aussi des inconvénients liés à la discrétisation de particule par particule qui nécessite une connaissance précise de la géométrie, de la morphologie et de la distribution des particules dans l'échantillons et de leur emplacement. Ainsi, la modélisation des enrobés bitumineux comprenant plusieurs milliers des particules pourrait rapidement devenir extrêmement complexe, entraînant des temps de calcul trop

importants. De plus, dans les codes DEM basés sur la méthode explicite, la réalisation de modélisations avec un pas de temps inférieur au pas de temps critique peut aussi entraîner des temps de calcul importants. Outre, le fait que les lois de la dynamique des corps rigides soient à la base des codes DEM signifie que les actions/déplacements appliqués à la structure (poids propre, actions extérieures ou déplacements imposés) doivent être appliqués progressivement afin d'éviter les vibrations parasites ou de recourir à des procédures d'amortissement arbitraires.

#### 1.7.3.3 Choix du logiciel et du code de calcul LMGC90

Le LMGC90, une plateforme de calcul conçue par l'Université de Montpellier en collaboration avec le CNRS, basé sur la méthode de la Dynamique de Contacts CD (Contact Dynamics), qui est capable de simuler d'importantes collections d'objets indépendants en interaction. Chaque élément individuel est défini par sa propre géométrie.

Le logiciel offre un éventail de lois de comportement, tel que le modèle élastique, l'élastoplastique, l'élastique dilatatant, entre autres. De plus, il propose diverses lois de contact telles que le contact frottant et la cohésion pour caractériser les interactions entre les objets.

Sa capacité à intégrer plusieurs modèles constitutifs et lois de contact dans une seule simulation est l'un de ses traits distinctifs. Cela permet de réaliser des modélisations de haute précision, bien que cela augmente la complexité de leur mise en œuvre et de l'analyse de leurs résultats.

Dans le domaine des enrobés bitumineux, le logiciel LMGC90 est capable de reproduire avec une bonne précision leur comportement viscoélastique, comme les essais de flexion deux points (2PB) (Quezada and Chazallon, 2022), l'essai triaxial sur enrobé (cite Guillard), l'essai de suivi de roue (WTT) (HAMMOUD, 2023).

Grâce à la sophistication de ses modèles et à ses possibilités d'intégration avec d'autres logiciels, le LMGC90 se positionne comme un outil précieux pour la modélisation pluridisciplinaire, permettant d'aborder une grande variété de problèmes rencontrés dans le domaine de l'ingénierie.

## 1.8. Conclusion

Sur la base des informations précédentes, il est évident que les chaussées subissent divers types de dégradation, résultant de diverses pathologies que l'on peut observer au fil de leur durée de vie. Cette étude bibliographique a abordé la composition des chaussées, en mettant particulièrement l'accent sur les matériaux bitumineux utilisés dans les couches bitumineuses, en particulier dans la couche de surface. En outre, elle a présenté un éventail de pathologies courantes affectant les chaussées bitumineuses, allant de l'orniérage à la fissuration "Top Down Cracking," ainsi que les cycles de gel et de dégel qui impactent les chaussées.

Une deuxième section de cette étude s'est concentrée sur les essais de laboratoire, qui permettent d'identifier les caractéristiques des matériaux et de simuler les conditions auxquelles les chaussées sont exposées. Cela inclut les méthodes de construction des chaussées et les normes utilisées dans la conception des chaussées.

Ensuite, nous avons examiné les méthodes de modélisation des essais sur chaussée, notamment la méthode des éléments discrets et la méthode des éléments finis, qui ont été employée dans cette thèse pour simuler le comportement des chaussées. L'approche de modélisation par les éléments discrets joue un rôle essentiel dans la compréhension des milieux granulaires alors que la méthode des éléments finis s'intéresse aux diverses contraintes, déformation et conditions auxquelles elles sont soumises.

## Chapitre II. Essai de Rupture Locale Répétée

### II.1. Principe de l'essai

#### II.1.1. Définition et but de l'essai

Un essai appelé Test de Rupture Locale Répétée sur Bitume (RULOB) est proposée par (Stéfani, 1987) pour étudier les processus de fissuration et d'auto-réparation des liants bitumineux et des mastic. Cet essai est basé sur les observations suivantes :

- 1- Le transit d'un véhicule lourd entraîne des déformations de flexion dans la structure de la chaussée. Le matériau liant situé à la base de la structure est sous tension.
- 2- En raison de sa structure granulaire, un mélange bitumineux est un matériau hétérogène composé principalement de granulats de taille déterminée et d'un film de bitume de différentes épaisseurs enveloppant ces granulats((Hammoum and Hornych, 2004)).
- 3- L'analyse des surfaces endommagées d'un mélange soumis à des contraintes de fatigue révèle que la fissure s'est étendue au sein du revêtement bitumineux, précisément entre les agrégats. (Moutier et al., 1990; Pinzón and Such, 2004).
- 4- Lorsqu'une charge est appliquée, les contraintes et déformations maximales se produisent dans les zones où l'épaisseur du bitume est la plus mince et où la courbure des granulats est la plus marquée. Ces zones sont des points critiques de l'initiation de la fissure.

C'est ainsi que Stefani a proposé en 1988 un essai avec un échantillon dont la géométrie est celle d'un film de bitume mince piégé entre deux proéminences d'acier convexes et dont les dimensions correspondent à une certaine granulométrie. Nous avons étendu notre série d'expériences afin d'explorer l'influence du filler sur les propriétés du bitume qui compose le mastic ainsi que son vieillissement. Dans cette optique, nous avons entrepris une analyse spécifique du mastic.

La rupture de l'échantillon est provoquée par l'application d'une déformation à une vitesse imposée sur ce film fin. En raison de la géométrie choisie, cette rupture commence à l'intérieur

du film bitumineux en formant une cavité au centre de l'échantillon. Elle est donc indépendante des défauts de surface du corps de l'essai.

Tant que cette cavité ne s'ouvre pas à l'extérieur, elle est protégée de toute contamination extérieure (air, poussière). Pour étudier l'effet de la répétition des charges, il est préférable d'éviter de réaliser l'expérience dans des conditions qui entraînent l'ouverture de la cavité à la périphérie de l'échantillon.

Un ensemble de tests a été conçu pour étudier les transitions entre les phases de ductilité et de fragilité dans le film de bitume, en tenant compte des variations de température et de la vitesse de chargement. Ces tests visent à caractériser le comportement viscoélastique des matériaux bitumineux.

#### **II.1.2. Description du dispositif expérimental**

Nous avons réalisé cette expérience en utilisant une presse de traction électromécanique à l'Université Gustave Eiffel qui avait été initialement conçue pour étudier le comportement à la traction de spécimens cylindriques d'enrobés (Moutier et al., 1990). Cette presse se démarque par sa remarquable stabilité structurelle. La haute rigidité de cet appareil, connu sous le nom de Machine Asservie pour Essais Rhéologiques (MAER, figure II-1,a), assure un contrôle de l'application de charge précis. L'erreur relative dans la déformation réelle par rapport à l'objectif reste systématiquement inférieure à 1%. Pour déterminer les propriétés de rupture pour le domaine « fragile », l'expérimentation est conduite dans une chambre climatique capable d'atteindre de basses températures jusqu'à -20°C, avec une précision de 0.6 à 1°C.

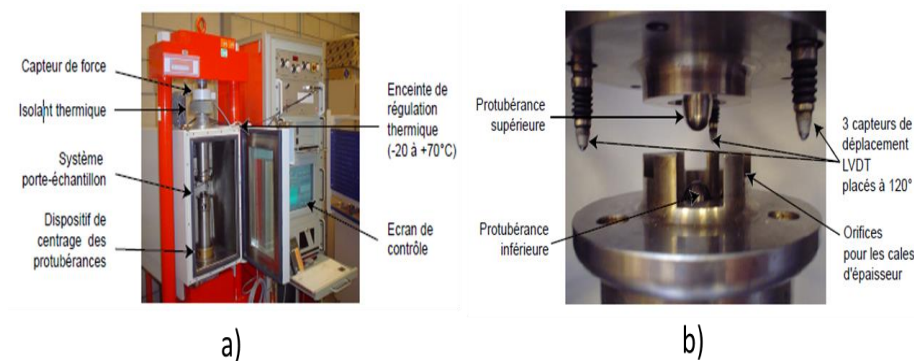


Figure II-1: Les différents dispositifs du MAER : a) Le MAER, b) porte-échantillon de l'essai de Rupture Locale Répétée sur bitume (UGE).

Le logiciel de contrôle a été développé en partenariat avec le CECIP10 d'Angers. Il permet la modification du mode de pilotage (force ou déplacement) pendant un essai. La presse est équipée d'un capteur de force HBM et de trois capteurs de déplacement LVDT (figure II-1,b). Les signaux de force et de déplacement sont enregistrés à chaque instant de l'essai.

Un premier dispositif expérimental a été conçu et la faisabilité de cet essai a été évaluée tant pour des produits bitumineux que des mastics ((Martin-Borret, 1998)). Suite à ces résultats, des améliorations ont été apportées pour optimiser les conditions d'essai.

Le dispositif final, illustré sur la figure 5.3 et dénommé dispositif porte-échantillon, est constitué de deux porte-échantillons en acier. Leurs protubérances centrales mises face à face reproduisent la zone de contact entre deux granulats de rayon 6 mm égale au rayon des sphères en acier et 8 mm le rayon englobant ces sphères (figure II-1,b). Chaque protubérance assure, dans un échantillon non fissuré, une concentration de 90% de la force de traction dans une zone de rayon 3 mm autour de l'axe des protubérances. Cette concentration représente une solution ingénieuse pour encourager l'apparition de la fissure au centre de l'échantillon.

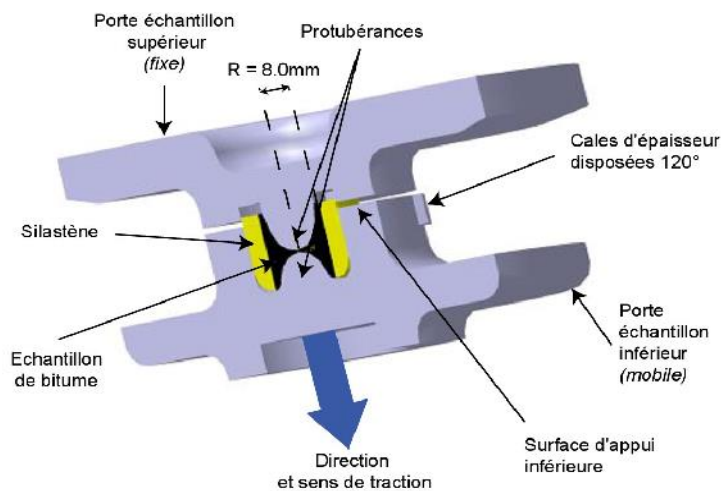


Figure II-2: Représentation de porte-échantillon de RULOB (Université Gustave Eiffel).

Le porte-échantillon supérieur est lié au bras supérieur fixe de la presse de traction. Ce même bras supérieur est accroché au peson de force de la presse de traction. Le porte-échantillon inférieur est placé sur le bras inférieur de la MAER qui est lié au moteur de la presse. Cette pièce a trois trous positionnés à  $120^\circ$  (figure II-2) pour insérer des cales d'appui utilisées pour varier l'épaisseur initiale du film de bitume. Les jeux de cales disponibles nous autorisent à travailler avec des épaisseurs d'axe comprises entre 70 et 320  $\mu\text{m}$ . Dans cet essai, l'épaisseur entre les protubérances est de 320  $\mu\text{m}$ .

### II.1.3. Déroulement de l'essai

Dans cette section, nous détaillerons le protocole expérimental, qui comprend les étapes indispensables à la préparation des échantillons de bitume. Nous expliquerons par la suite les différentes phases de l'essai de rupture local, ainsi que les paramètres de pilotage de l'essai qui permettent de caractériser le comportement du bitume en tant que film mince qui est pareil pour le mastic.

### II.1.3.1 Préparation de l'échantillon

L'essai de rupture locale requiert une préparation spécifique de l'appareil d'essai, équipé de son système de porte-échantillon, ainsi que la confection des échantillons de bitume (mastic) dans des conditions adéquatement définies.

Les surfaces des parties convexes des porte-échantillons doivent être propres et sèches. Un nettoyage supplémentaire peut être effectué avec de l'éthanol pur si nécessaire. Les porte-échantillons sont ensuite installés sur les bras inférieur et supérieur de la presse de traction et maintenus à une température de  $\pm 65\text{ }^{\circ}\text{C}$  dans la cellule thermostatique. Un dispositif de centrage assure la coaxialité des porte-échantillons (figure II-2).

Pour contrôler la quantité de bitume (mastic) utilisée à chaque essai, les échantillons de bitume présentent une forme cylindrique ( $\varnothing = 16\text{ mm}$ ,  $h = 8\text{ mm}$ ) et sont préparés dans un moule en silicone à une température de coulage qui dépend de la consistance du bitume. Cette température doit être supérieure de  $\pm 20\text{ }^{\circ}\text{C}$  à la température de ramollissement bille-anneau (norme-TBA).

Le moule est ensuite placé dans une étuve à  $\pm 150\text{ }^{\circ}\text{C}$  pendant 15 minutes pour éliminer les bulles d'air éventuellement piégées lors du coulage. Les bulles d'air remontées à la surface de l'échantillon sont éliminées à l'aide d'une aiguille.

Suite à un refroidissement à température ambiante pendant une heure, l'échantillon est nivelé puis conditionné dans une étuve à  $0\text{ }^{\circ}\text{C}$  pendant deux heures. Avant le début d'un essai, un échantillon de bitume (mastic) est démoulé, placé dans un anneau de silicone, puis disposé sur la partie convexe inférieure préchauffée à une température de  $\pm 65\text{ }^{\circ}\text{C}$ .

L'essai de rupture localement se décompose de trois phases : 1) phase de précharge, 2) phase de chargement, et la dernière phase 3) phase de traction finale.

### II.1.3.2 Précharge

Le bitume atteint un état de fluidité idéale permettant une couverture adéquate sur les saillies dans une durée de 10 minutes à la même température selon Roth (Roth., 1997). Pour procéder, nous initialisons la force à zéro puis, nous mettons les cales du porte-échantillon inférieur en contact avec le porte-échantillon supérieur, sous une pression de 5 daN.

Pour gérer les jeux potentiels dans le système, selon l'étude menée par Daouben (Daouben., 2003) et Maillard (Maillard et al., 2004) sur le protocole expérimental, ils suggèrent une phase de refroidissement à pression constante, suivie d'une légère "décompression" où la force diminue de 5 daN à 1 daN. Cependant, les enregistrements acoustiques montrent aussi qu'un changement abrupt de la force de compression à 1 daN peut entraîner l'apparition d'une fissure centrale dans l'échantillon.

Pour éviter ce problème, nous avons opté pour le maintien d'une force de compression constante jusqu'à l'initiation de la traction. Diverses valeurs de compression ayant été testées, celle de 5 daN a été choisie pour sa capacité à garantir une répétabilité fiable de l'essai tout en écartant l'éventualité de l'apparition d'une pré-fissure avant le démarrage de l'essai.

Durant toute la phase de refroidissement à la température d'essai préétablie de  $-20^{\circ}\text{C}$ ,  $\pm 10^{\circ}\text{C}$ , une légère compression est intentionnellement appliquée sur les porte-échantillons pour maintenir l'épaisseur du film de bitume. Néanmoins, nous imposons une vitesse de refroidissement plutôt lente de  $0.5^{\circ}\text{C}/\text{min}$  pour prévenir l'émergence de contraintes de traction dans l'échantillon.

### II.1.3.3 Phase de traction

Durant cette période de sollicitation, nous avons décidé de soumettre l'échantillon à un déplacement maintenant une vitesse de déformation constante tout au long de l'essai.

$$\dot{\varepsilon} = \frac{\dot{l}(t)}{l} = \text{cte} \quad \text{II.1}$$

Avec  $l(0) = l_i$  et  $l(t_f) = l_f$

d'où le déplacement imposé est représenté par l'équation suivante:

$$l(t) = l_0 \left( \frac{l_f}{l_0} \right)^{\frac{t}{t_f}} \quad \text{II.2}$$

Avec  $l_0$  l'épaisseur initiale selon l'axe de révolution de l'échantillon (320  $\mu\text{m}$ ),  $(l_f - l_0) = 110 \mu\text{m}$  et  $l_f$  et  $t_f$  sont le déplacement final et le temps final de l'essai, respectivement. Ces paramètres correspondent à la capacité du dispositif expérimental à imposer le taux de déformation.

#### II.1.3.4 Phase de traction final

Finalement, l'échantillon est volontairement rompu lors d'une phase de traction à une vitesse de déplacement élevée afin de faciliter l'analyse des surfaces de rupture.

#### II.1.4. Paramètre de l'essai

L'essai de Rupture Locale Répétée sur Bitume est configuré pour simuler le comportement du bitume en film mince entre deux granulats de 6 mm de rayon. Les paramètres de l'essai ont été choisis pour correspondre aux propriétés réalistes d'un bitume utilisé dans les enrobés bitumineux et aux capacités du matériel utilisé.

L'épaisseur initiale du film de bitume est définie en insérant des cales d'épaisseur définies dans le porte-échantillon inférieur. Une compression constante des porte-échantillons conserve la même épaisseur du bitume, y compris pendant le chauffage.

L'épaisseur initiale minimale de l'échantillon est fixée à 320  $\mu\text{m}$  sur l'axe vertical des protubérances, comme le suggère (Maillard, 2005).

Plusieurs auteurs (Hammoum and Hornych, 2004; Kose et al., 2000; Papagiannakis et al., 2002) ont observé que la distance entre les granulats varie de quelques dizaines de micromètres jusqu'à

600  $\mu\text{m}$  pour les plus gros granulats. Pour les mesures acoustiques et de déformation, un espacement de 320  $\mu\text{m}$  est nécessaire.

Les propriétés mécaniques des matériaux viscoélastiques thermosensibles sont influencées par la température et la vitesse de déformation (Ferry, 1961). Il est ainsi crucial d'établir une plage appropriée pour ces paramètres afin d'évaluer leur effet sur le comportement à la fissuration et à l'autoréparation du matériau.

Des variations de température peuvent entraîner un changement de comportement à la fissuration. Par exemple, une modification de 5 degrés Celsius peut faire passer le bitume d'un état ductile à fragile (figure II.3) (Largeaud et al., 2004). Nous avons donc établi une plage de températures centrée sur 0 degrés Celsius, une température où nous avons observé un changement de comportement (Maillard, 2005). Les températures testées sont donc de  $\pm 10$  degrés Celsius cette température de référence.

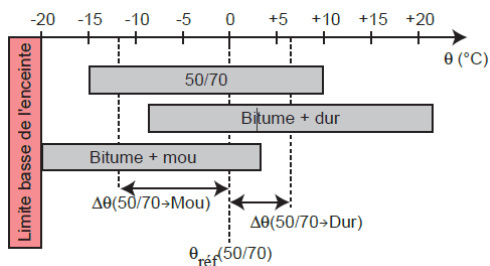


Figure II-3: Etat du bitume en fonction de la température(Maillard, 2005).

Dans les tests conventionnels de fissuration des bétons bitumineux (Anderson et al., 1994; Harvey, 2000; Kennedy et al., 1994), les vitesses de déformation utilisées varient dans une plage entre  $3.0 \times 10^{-3}$  à  $1.0 \text{ s}^{-1}$ .

À partir de ces considérations et en fonction des caractéristiques de la presse de traction utilisée, nous avons choisi d'étudier le comportement à la fissuration du bitume sur deux décades de vitesse. Les limites du pilotage de la machine et la réponse des capteurs nécessitent les vitesses

de déformation maximale et minimale suivantes :  $\dot{\epsilon}_{\max} = 2.95 \times 10^{-1} \text{ s}^{-1}$  et  $\dot{\epsilon}_{\min} = 2.95 \times 10^{-3} \text{ s}^{-1}$  (figure II.4). Dans cette étude, nous choisissons de tester une vitesse de déformation intermédiaire  $\dot{\epsilon}_{\text{intermédiaire}} = 2.95 \times 10^{-2} \text{ s}^{-1}$  équivalent à  $v = 11 \text{ } \mu\text{m/s}$  et la minimale  $\dot{\epsilon}_{\min} = 2.95 \times 10^{-3} \text{ s}^{-1}$  équivalent à  $v = 1.1 \text{ } \mu\text{m/s}$ .

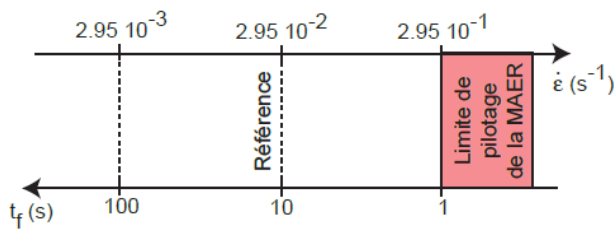


Figure II-4: Limitation du dispositif MAER en fonction de la vitesse de déformation.

Concernant le taux de déformation, une déformation maximale supérieure à celles rencontrées en conditions standard a été choisie pour couvrir une large gamme de températures et de vitesses de déformation. La déformation au centre de l'échantillon à la fin de la phase de traction est fixée à un maximum 0.3. En supposant une épaisseur de film de  $320 \text{ } \mu\text{m}$ , le déplacement maximal est de  $110 \text{ } \mu\text{m}$  environ.

## II.2. Matériaux utilisés dans l'étude

Le principal objectif de l'essai de Rupture Locale Répétée sur Bitume est d'analyser comment la nature du liant influe sur le comportement à long terme des mélanges bitumineux. En évaluant différents bitumes dont les propriétés de fatigue diffèrent selon le mélange bitumineux choisi, l'objectif est de déterminer si ce nouvel essai permet de distinguer les différents types de bitumes et de proposer un classement de leur comportement lorsqu'ils sont soumis à des charges répétées.

Pour sélectionner les bitumes testés, les critères suivants ont été pris en compte :

1. Représentativité : dans le cadre du projet BINARY, le bitume choisi doit être représentatif des liants les plus couramment utilisés sur les routes françaises.
2. Effet du filler : L'effet du filler sur le bitume a également été étudié (mastic).
3. Étude du vieillissement : L'effet du vieillissement par RTFOT (*Rolling Thin Film Oven Test*) et RTFOT PAV (*Pressure Aging Vessel Test*) sur le comportement du bitume et du mastic a été examiné.

Sur la base de ces critères, un bitume avec deux états de vieillissement et trois mastics associés ont été sélectionnés pour les essais. Les différentes propriétés de ces bitumes et mastics sont présentées dans les paragraphes suivants.

#### II.2.1. Propriété du bitume utilisée

Dans le cadre du projet Binary, le laboratoire MIT de l'Université Gustave Eiffel a mené des essais sur divers types de bitumes, notamment le bitume modifié par l'époxy, le bitume B35-50 non modifié, ainsi que ces deux derniers états après vieillissement par les procédés RTFOT et RTFOT PAV, en plus des mastics associés. Les courbes principales de ces matériaux variés sont présentées en annexe.

Le bitume B35/50 est exploité comme agent de liaison dans la composition des "graves bitumes" (GB) et des "enrobés à module élevé" (EME). Les producteurs de bitume offrent une gamme variée de bitumes routiers identifiés comme bitume, incluant les grades : bitume 20/30, bitume 40/50, bitume 35/50, principalement focalisés sur la création d'enrobés bitumineux. Pour la synthèse d'émulsions routières, ils optent pour bitume 80/100 et bitume 160/220.

Tableau II-1: Caractéristiques du bitume B35-50.

| Caractéristique         | Unité  | Méthode | MIN | MAX |
|-------------------------|--------|---------|-----|-----|
| <b>Bitume d'origine</b> |        |         |     |     |
| Pénétrabilité ( 25 ° C) | 0.1 mm | EN 1426 | 35  | 50  |

|                                                         |    |             |      |      |
|---------------------------------------------------------|----|-------------|------|------|
| Indice de pénétrabilité                                 | -  | EN 12591    | -1.5 | +0.7 |
| Point de ramollissement                                 | °C | EN 1427     | 50   | 58   |
| Point de fragilité Fraass                               | °C | EN 12593    | -    | -5   |
| Solubilité en xylène                                    | %  | EN 12592    | 99   | -    |
| Point d' éclair                                         | °C | EN ISO 2592 | 240  | -    |
| <b>Résistance au durcissement à 163 °C (EN 12607-1)</b> |    |             |      |      |
| Variation de masse                                      | %  | EN 12607- 1 | -    | 0.5  |
| Pénétrabilité résiduelle                                | %  | EN 1426     | 53   | -    |
| Variation du point de ramollissement                    | °C | EN 1427     | -    | 11   |

En matière de fonctionnalité et d'application, les bitumes routiers sont essentiellement employés dans la construction des couches de roulement et de liaison par la formulation de bétons bitumineux, bétons bitumineux minces (BBM), bétons bitumineux très minces (BBTM) et bétons bitumineux à module élevé (BBME). Ils sont également utilisés dans la formulation d'enrobé à module élevé (EME) et la couche de base formée par le grave bitume (GB).

Principalement, le bitume 35/50 est adopté dans la production d'enrobés à chaud pour le développement de routes neuves en béton bitumineux pour le trafic lourd et très dense, le renforcement des chaussées, l'application spécifique aux pistes d'aéroport et à tout emplacement soumis à des charges lourdes, et aux routes et autoroutes à forte circulation. L'enrobage des bitumes durs demandent une température significativement élevée d'environ 160 °C, en raison de sa viscosité élevée. Des formulations d'enrobés suffisamment riches en bitume sont nécessaires pour les revêtements routiers exigeant une forte résistance à la fatigue. Les caractéristiques du bitume B35-50 est présente dans le tableau II-1.

Ce grade répond à la description des bitumes routiers telle que définie par la standardisation européenne NF EN 12591. Ils garantissent une constance de la qualité à chaque livraison et sont produits dans le respect des normes d'Assurance Qualité en conformité avec la certification ISO 9001:2015.

Le bitume 35/50 a des caractéristiques propres spécifiques, offrant une meilleure résistance à la déformation de la chaussée, une plus grande résistance aux intempéries, une facilité d'utilisation et une amélioration dans la liaison, permettant une réouverture immédiate de la chaussée. Il est particulièrement approprié pour le trafic lourd et très dense. Sa pénétrabilité, mesurée en dixième de millimètre, se situe entre 35 et 50. Il présente un point de ramollissement élevé, une très haute résistance, une très faible déformation, nécessitant par conséquent un réchauffage plus intensif.

### II.2.2. Propriété viscoélastique

Lors de la campagne expérimentale, six types de matériaux ont été testés, dont trois liants bitumineux et trois mastics fabriqués à partir de différents liants. Le liant bitumineux testé est un bitume pur de grade B35-50 (35/50 signifiant la pénétrabilité du liant à 25 °C exprimée en 1/10 mm) et deux échantillons ont été obtenus après un processus de vieillissement en laboratoire. Le premier échantillon a été obtenu après un vieillissement au moyen de l'essai RTFOT (*rolling thin film ...*) conformément à la norme européenne EN 12607-1, ce qui correspond à un vieillissement à court terme. Le second échantillon a été obtenu après RTFOT et Pressure Aging Vessel (PAV) selon la norme européenne EN 14769, qui correspond à un vieillissement à long terme. Le mastic fabriqué à partir de ce bitume est un mélange de bitume et de filler calcaire avec une proportion de 55,6% de filler dans le mélange.

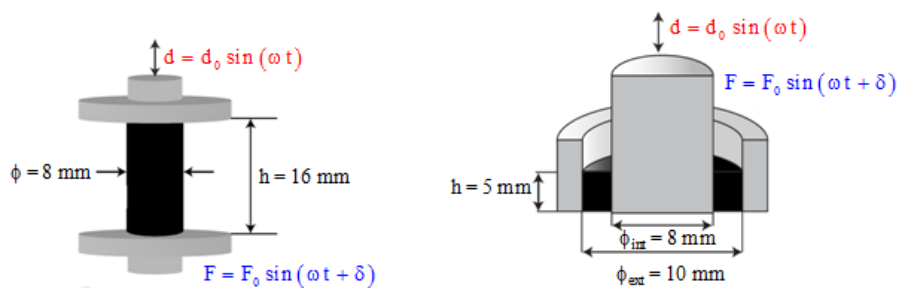


Figure II-5: Appareil METRAVIB utilisé pour mesurer le module complexe des liants : essai de traction-compression (à gauche) et essai de cisaillement (à droite)(Somé et al., 2016).

Deux configurations d'essai sont utilisées pour déterminer le comportement viscoélastique linéaire du bitume et du mastic, à l'aide d'un viscoanalyseur METRAVIB (figure II-5). Le bitume et le mastic sont soumis à deux types de charge : cisaillement annulaire à haute température [25 °C ; 80 °C] et traction-compression à basse température [-20 °C ; 20 °C]. Le module de cisaillement  $G$  obtenu lors de l'expérience de cisaillement annulaire est converti en module de tension-compression  $E$  en utilisant un rapport de Poisson de 0,5. Les essais sur les liants sont effectués en mode de contrôle de la déformation. Les valeurs de fréquence de rotation qui ont été évaluées pour ces essais expérimentaux étaient 0,2, 0,4, 0,6, 0,8, 1, 2, 4, 6, 8, 10, 20 et 30 Hz, tandis que les valeurs de température choisies étaient -20, -10, 0, 10 et 20 °C. Le résultat de l'essai rhéologique sur les différents états du bitume est illustré à la figure 2, qui est la superposition des courbes maîtresses obtenues pour une plage de température comprise entre -20 °C et 20 °C, et la température de référence  $T_{ref} = 15^{\circ}\text{C}$  avec 3 répétitions. La performance du bitume est significativement améliorée par l'ajout de particules minérales (filler calcaire) (Faheem et al., 2008; Faheem and Bahia, 2009; Harris and Stuart, 1995; Liao et al., 2012). La poudre de calcaire, qui contient plus de 90 % de  $\text{CaCO}_3$ , est le type de charge le plus utilisé dans les mélanges bitumineux. Il s'agit d'un matériau rentable et largement disponible qui est connu pour sa capacité à améliorer les propriétés du mélange bitumineux, le rendant plus durable et résistant à divers types de dommages (orniérage, fatigue, processus de vieillissement et dommages dus à l'humidité) (Grabowski and Wilanowicz, 2008; Wasilewska et al., 2017). Dans l'ensemble, l'utilisation de poudre de calcaire est une pratique largement acceptée dans l'industrie de l'asphalte.

Le rapport FBw (rapport poids des fillers/poids du bitume) représente le poids du matériau d'apport (poudre de calcaire) en pourcentage du poids du liant bitumineux dans l'enrobé bitumineux. Un rapport FBw plus élevé signifie qu'une plus grande quantité de filler est ajoutée au mélange, ce qui améliore ses propriétés mécaniques, telles que la rigidité et la résistance à la déformation.

Toutefois, il est important de noter que le rapport FBw optimal peut varier en fonction de plusieurs facteurs, notamment le type et la granulométrie des granulats, les propriétés du liant bitumineux et les conditions environnementales de la chaussée.

Par conséquent, le rapport FBw recommandé doit être considéré comme une ligne directrice générale, et il peut être nécessaire de l'ajuster en fonction des exigences et des conditions spécifiques du projet. Le rapport FBw est un paramètre important qui affecte les performances du mélange bitumineux. Le rapport FBw recommandé pour les enrobés à granulométrie dense utilisant de la poudre de calcaire comme charge est compris entre 0,8 et 1,2 (Kennedy et al., 1994) ; dans notre étude, nous avons donc utilisé un rapport égal à 1,2.

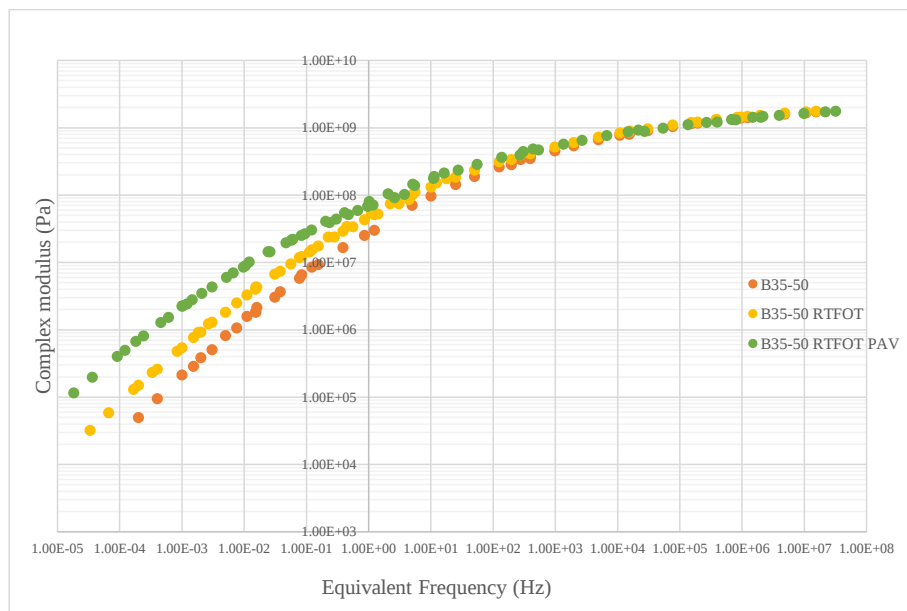


Figure II-6: Courbe maîtresse (15°C) du bitume pur B35-50 et de deux états de vieillissement B35-50 RTFOT et B35-50 RTFOT PAV (Essais réalisés par l'UGE).

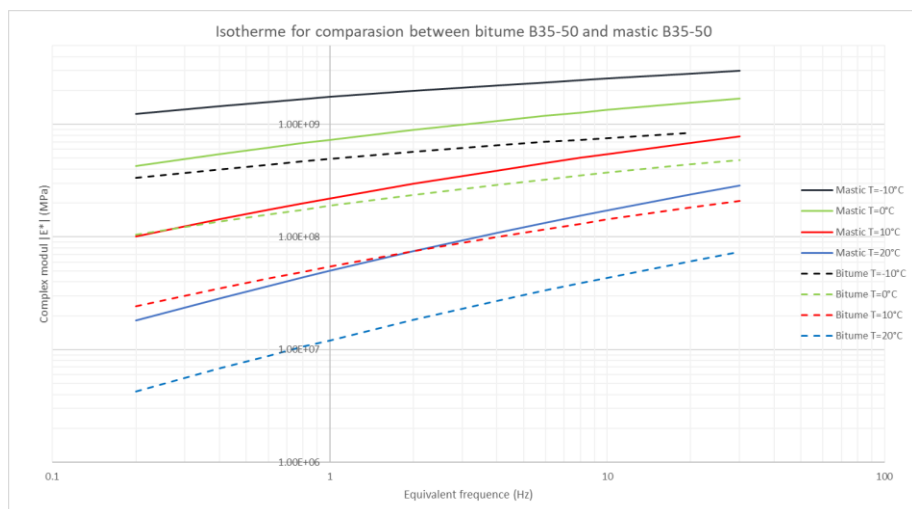


Figure II-7: Norme des isothermes de module complexe  $|E^*|$  pour le bitume pur B35-50 et son mastic associé (Essais réalisés par l'UGE).

L'ajout de charges augmente également le module complexe de trois fois et demie. La différence entre un bitume B35-50 pur et son mastic apparenté peut être observée dans la superposition des isothermes dans les figures suivantes.

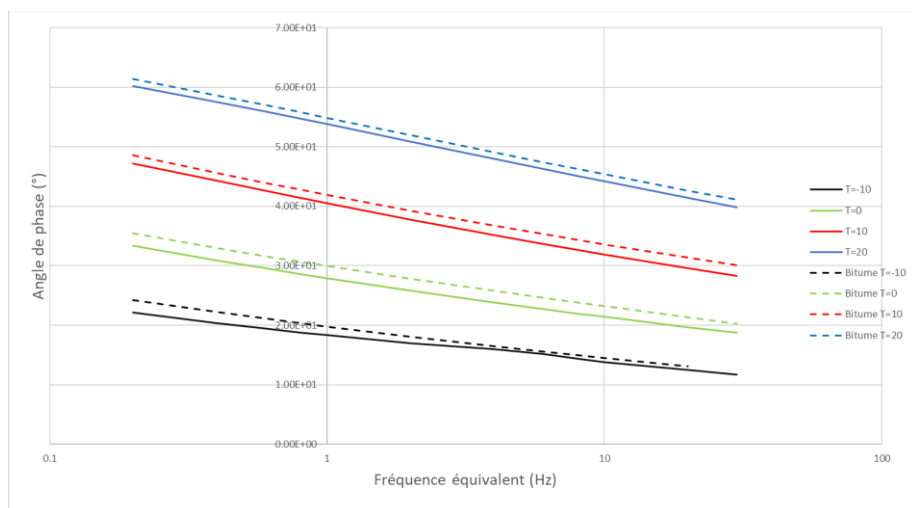


Figure II-8: Isothermes d'angle de phase pour le bitume pur B35-50 et son mastic associé (Essais réalisés par l'UGE).

L'effet du vieillissement sur l'essai de rupture locale du bitume et du film de mastic est étudié dans les sections suivantes.

Les autres essais de module complexe sur les autres matériaux dans le projet BINARY sont présentés dans l'Annexe.

### **II.3. Réponse viscoélastique des matériaux testés**

#### **II.3.1. Effets de la température et de la vitesse de déformation sur les échantillons de bitume**

Les matériaux bitumineux sont viscoélastiques, c'est-à-dire que leur comportement est influencé par le temps et la température. Lorsque la température augmente, pour une charge constante, on sait que la rigidité du matériau viscoélastique diminuera. Les courbes moyennes isothermes de la Figure II-6 pour le bitume et son mastic associé mettent en évidence ce comportement.

Ce comportement du matériau est également révélé par le test de rupture locale. Les Figures II-9 et II-10 montrent un changement d'état du bitume, passant d'un comportement extrêmement fragile à -10 °C à un comportement nettement plus ductile à 10 °C, tout en maintenant une vitesse de déplacement constante de 11 µm/s (par exemple, bitume pur B35-50).

De plus, la force à laquelle la fissuration commence, qui correspond à une diminution préliminaire de la force appliquée, augmente lorsque la température baisse. Après le début de la fissuration, il reste une force résiduelle à une vitesse de déplacement constante de 11 µm/s car l'échantillon n'est pas complètement brisé. Dans ce cas, la fissure n'a pas encore atteint le bord de l'échantillon. L'examen du pic indique que la surface de fracture de l'échantillon est lisse, ce qui suggère que la fissure s'est propagée rapidement.

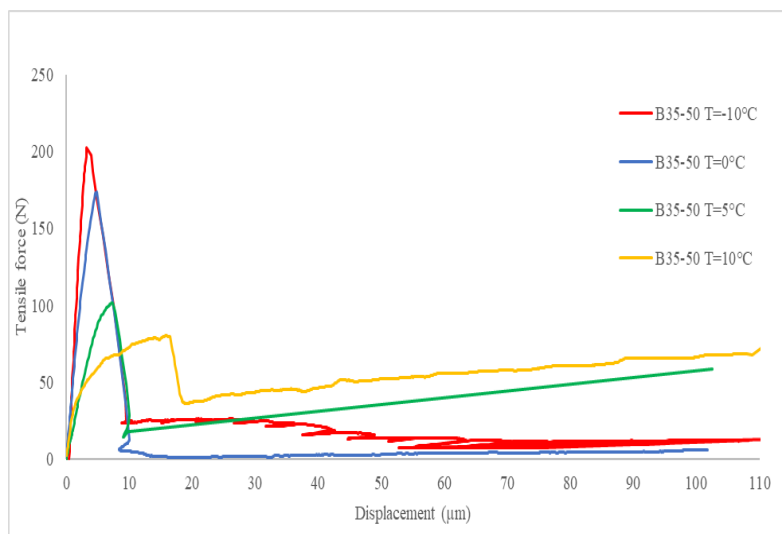
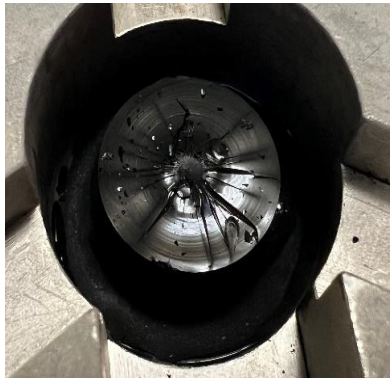


Figure II-9: Effet de la température dans l'essai de rupture locale dans le bitume B35/50 pour une vitesse de  $11 \mu\text{m/s}$ .

Les résultats d'essai que nous avons examinés sur le bitume présentent deux types distincts de pré-fissures qui se produisent à une vitesse de déplacement constante de  $11 \mu\text{m/s}$ , comme le montre la figure II-10. La première pré-fissure, appelée fracture d'adhésion, se produit à basse température et prend naissance à l'interface entre les protubérances en acier avant de se propager dans le revêtement bitumineux mince. La seconde pré-fissure, connue sous le nom de rupture cohésive, émerge à l'intérieur de la couche mince de bitume à des températures intermédiaires

et élevées, comme observé à des températures de 0, 5 et 10 °C.



T= -10 °C



T= 0 °C



T= 5 °C



T= 10 °C

Figure II-10: Les différentes observations du développement d'une fissure en fonction de la température d'essai.

Les résultats montrent également une transition dans le type de rupture, de fragile à ductile, au fur et à mesure que la température augmente. À basse température (-10 °C et 0 °C), on observe une diminution de la force, tandis qu'à plus haute température (10 °C), on observe une rupture ductile, indiquant une perte de rigidité avec l'augmentation de la température. De plus, nous avons constaté qu'une diminution de la vitesse de déplacement entraîne une diminution de la rigidité et une baisse de la force maximale, ce qui a été prouvé dans de nombreuses recherches (Hammoum et al., 2002 ; Kim, 2009 ; Olard & Di Benedetto, 2003).

La répétabilité des essais est également examinée et nous avons observé une variation globale de 5% (coefficient de variation) pour le bitume et de 10% pour le mastic en termes d'allongement et de force maximale. L'étude conclut que le comportement du bitume avant fissure dépend à la fois de la température et de la vitesse de déplacement et que le matériau présente un comportement viscoélastique.

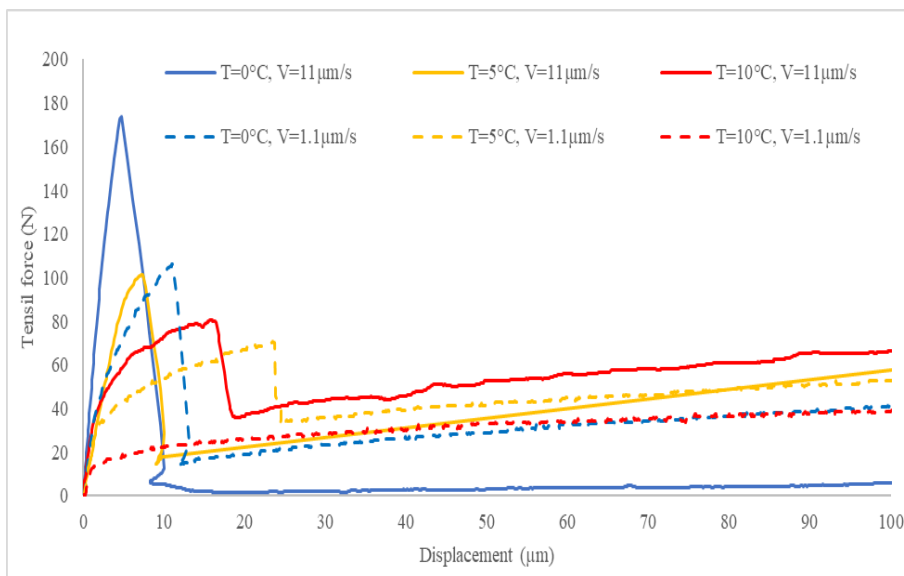


Figure II-11: Effet de la température et de la vitesse de déplacement dans l'essai de rupture locale pour le bitume B35/50.

### II.3.2. Effet moyenne de la température et de la vitesse de déplacement sur les échantillons de mastic

Le mastic bitumineux est une combinaison de bitume et de particules de filler d'une taille inférieure à 63 μm. Le mastic, qui est constitué de particules en suspension dans le bitume, agit comme le véritable liant du matériau bitumineux.

Les propriétés du bitume et du mastic associé sont étroitement liées, et les deux matériaux présentent une diminution de la rigidité et une augmentation de la résistance maximale avec l'augmentation de la température. En outre, les deux matériaux présentent une augmentation de

la rigidité et de la résistance maximale avec une augmentation de la vitesse de déplacement. La figure II-12 montre l'influence de la température sur les propriétés du mastic associé au bitume pur B35-50, tandis que la figure II-13 illustre la relation entre la température, la vitesse de déplacement et le comportement du mastic.

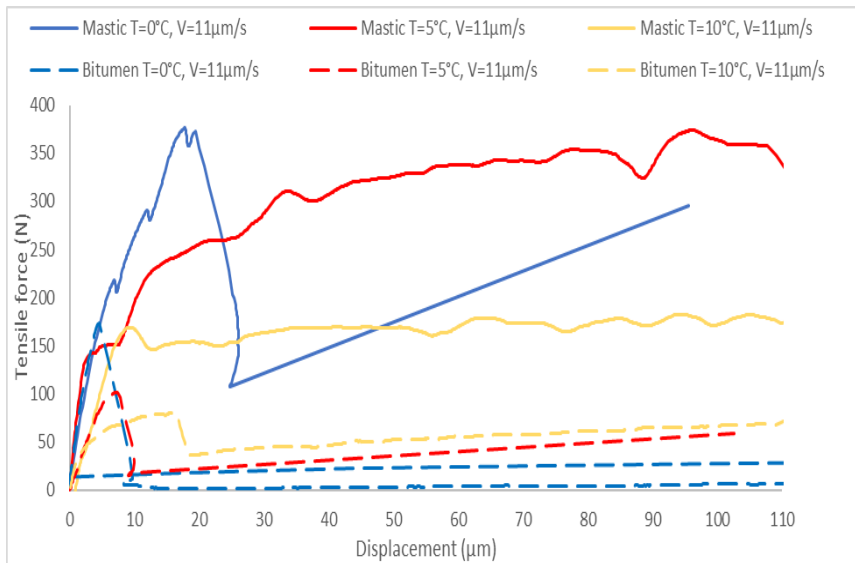


Figure II-12: Effet de la vitesse de déplacement et de la température sur la réponse mécanique avec le bitume B35/50 et son mastic associé.

On observe que le matériau mastic présente un comportement fragile ou ductile et peut résister à des forces de traction plus importantes que le bitume. Ceci met en évidence le rôle significatif joué par les fines ajoutées au bitume.

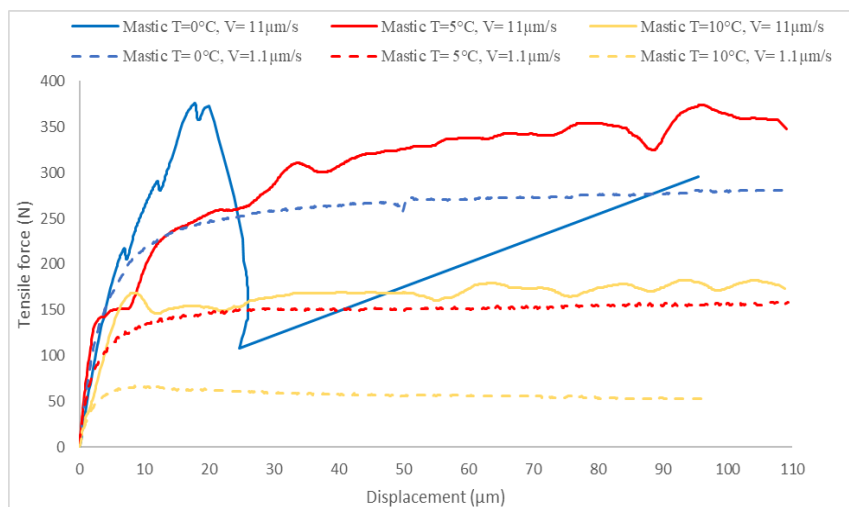


Figure II-13: L'influence de la vitesse de déplacement et de la température sur le comportement mécanique du mastic.

### II.3.3. Effet du vieillissement

Le comportement des matériaux en termes de rupture locale du film de bitume pour trois états de vieillissement du bitume, une vitesse de déplacement moyenne de  $v=11 \mu\text{m/s}$ , et différentes températures est représenté dans les figures II-14 et II-15. On observe une tendance similaire en termes de dégradation de la rigidité et de diminution de la contrainte seuil (ou force maximale) avec l'augmentation de la température. Il est à noter que le vieillissement du bitume entraîne une diminution de la résistance et de la déformation en traction dans le domaine fragile, ce qui correspond à la température de  $T=0^\circ\text{C}$ .

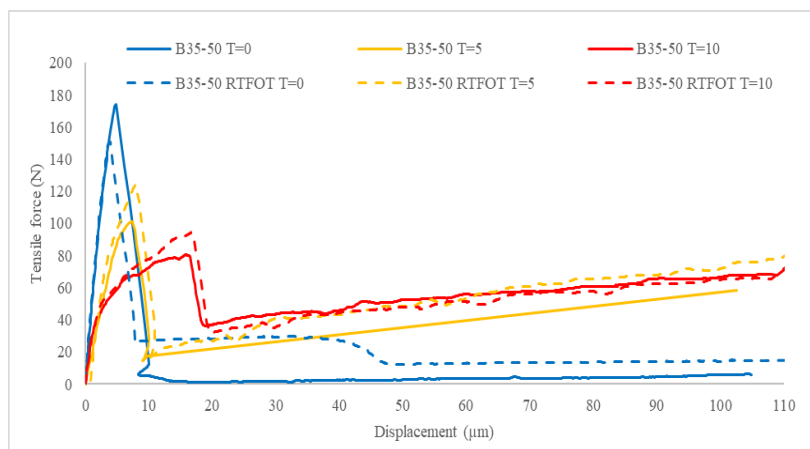


Figure II-14: Effet de la température dans l'essai de rupture locale sur le bitume B35/50 et B35-50 RTFOT avec une vitesse de déplacement de 11μm/s.

Les résultats de l'étude montrent que la force de rupture diminue lorsque la température est fixée à 5 °C et 10 °C dans le domaine ductile. En outre, il a été observé que, lorsque le bitume vieillit, sa rigidité augmente, passant d'un liant frais à des stades de vieillissement plus avancés.

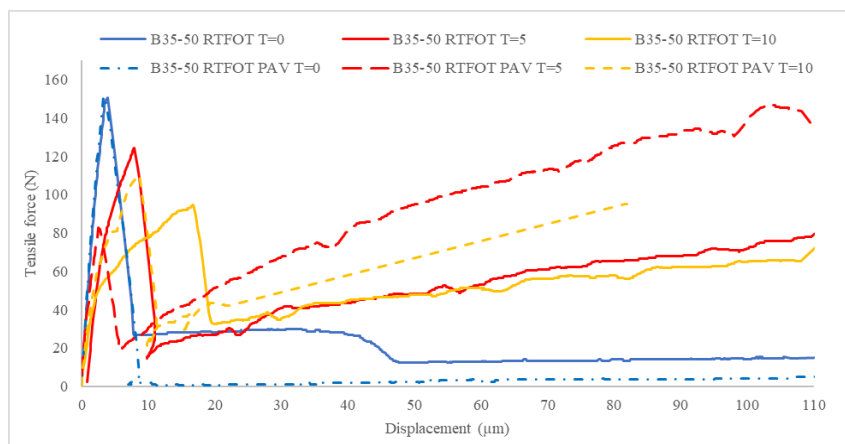


Figure II-15: Effet de la température dans l'essai de rupture locale dans le bitume B35/50 RTFOT et B35-50 RTFOT PAV avec une vitesse de déplacement de 11μm/s.

Ceci peut être attribué au processus de vieillissement qui entraîne une diminution de l'angle de phase, ce qui conduit à une augmentation de la contribution élastique du module. En outre, l'augmentation observée des valeurs de module après RTFOT et RTFOT-PAV confirme la rigidification du liant, comme la montre la figure II-8.

#### II.4. Modélisation de l'essai de rupture locale

Un modèle numérique a été développé pour simuler l'essai RULOB. Le modèle consiste à représenter les deux protubérances en acier comme deux granulats sphériques de même rayon, et le liant (comme la montre la figure II-16) remplissant l'espace entre les deux protubérances. La simulation a été réalisée à l'aide du logiciel LMGC90 (Dubois and Mozul, 2013), qui est basé sur la méthode de la Dynamique des Contacts (CD). Les observations expérimentales et la modélisation de cet essai par la méthode des éléments finis (FEM) (Maillard, 2005) ont permis de constater que la concentration de la force est de 90 à 95% à l'intérieur du liant, localisée dans un disque de rayon équivalent à 0,5 (3 mm) ou 0,6 (3,7 mm) des rayons des protubérances alors que le liant restant ne sert qu'à combler l'espace entre les troncs des protubérances. Cette modélisation numérique CD calcule la force entre les deux particules sur la base des contraintes obtenues par chaque loi de contact utilisée et multipliée par la surface équivalente entre ces deux particules. Par conséquent, pour modéliser cet essai de rupture locale, le rayon de la section de contact effective a été réduit à 3,35 mm.

Pour commencer notre étude, nous avons opté pour le modèle de Burgers, largement reconnu en modélisation par éléments discrets pour décrire le comportement des enrobés bitumineux (Ge et al., 2021; Quezada and Chazallon, 2022, 2020).

Le modèle VEnoL ((Coulon et al., 2021, 2023)) a été choisi pour décrire le comportement viscoélastique du matériau béton bitumineux dans des conditions de chargement complexes. Il reproduit fidèlement le module complexe du bitume et des matériaux béton bitumineux.

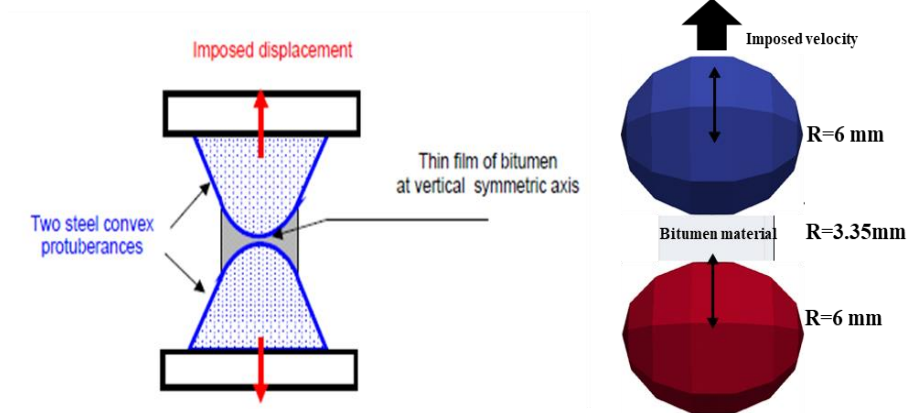


Figure II-16: Schéma de l'essai de Rulob. Le modèle numérique DEM de l'essai de rupture locale.

Le modèle est basé sur les études réalisées par (Olard, 2003; Maillard, 2005), qui ont été combinées avec les résultats d'essais de traction sur des liants bitumineux (B10-20 et B50-70) cités dans le travail de Maillard, en utilisant l'approximation des moindres carrés (MATLAB, 2022) et qui ont les mêmes tendances pour différentes températures et vitesses de déplacement. Les résultats ont été combinés dans un graphique 3D et la surface de tendance a pris la forme d'un paraboloïde d'ordre 2 (figure 15). La surface d'ajustement est basée sur les résultats des expériences présentés dans le tableau II-2.

Tableau II-2 : La variation de la résistance à la traction (MPa) avec la température et le taux de déplacement pour le bitume B35-50 à partir de nos essais RULOB et des essais de Maillard (Maillard 2005).

| Temperature (°C) \ Displacement rate (µm/s) | 1.1  | 11   | 110  |
|---------------------------------------------|------|------|------|
| 10                                          | 1.59 | 2.29 | 2.20 |
| 5                                           | 2.01 | 2.87 | 2.32 |
| 0                                           | 3.01 | 4.96 | 2.55 |
| -5                                          | 2.98 | 4.96 | 1.84 |
| -10                                         | 1.70 | 5.75 | 2.27 |

La même méthode a été appliquée à la campagne expérimentale déjà menée pour le bitume B35-50. La Figure II-17 affiche la surface de tendance pour la contrainte seuil en fonction de

la température et du logarithme décimal du taux de déplacement. . La conclusion est que le meilleur ajustement nécessite au moins 4 variables.

$$\sigma = 2.02 + 0.21653 \times V - 0.1038 \times T - 0.0019505 \times V^2 + 0.0009319 \times T \times V - 0.006166 \times T^2 \quad \text{II.2}$$

La méthode des moindres carrés fournit un SSE = 0,6696, un R-carré = 0,9107, un R-carré ajusté = 0,9107 et un RMSE = 0,2187, ce qui indique que cette surface de tendance peut représenter le comportement sur une gamme plus large de températures et de vitesses de déplacement.

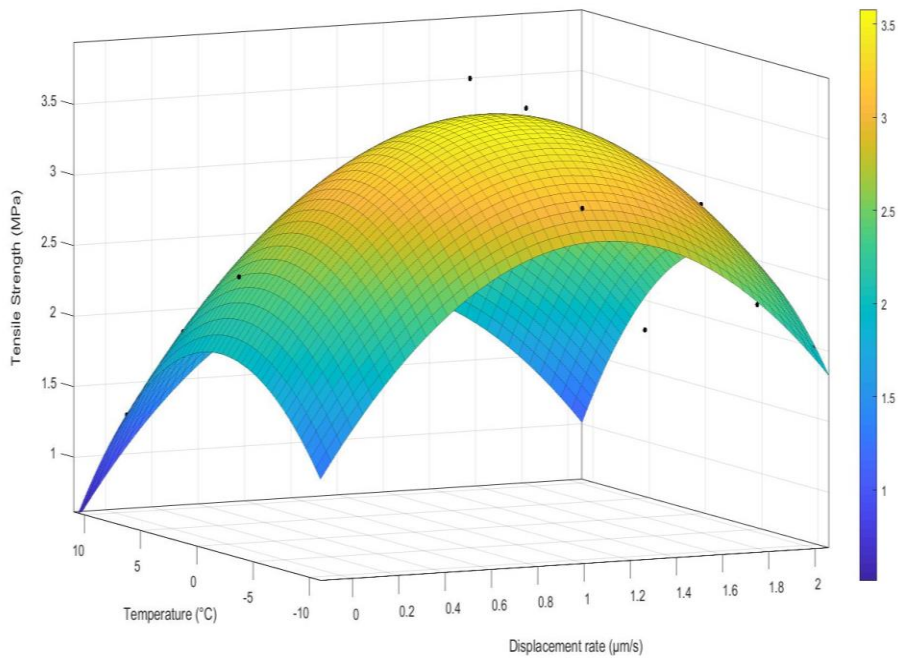


Figure II-17: La surface d'ajustement de la résistance maximale du bitume (B35-50) d'après nos essais RULOB et les essais de Maillard (Maillard 2005).

#### II.4.1. Modélisation de l'essai RULOB avec le modèle de Burgers

Le modèle de Burgers est composé d'un modèle Kelvin-Voigt en série avec un modèle Maxwell. Il existe 4 paramètres qui décrivent le comportement mécanique de ce modèle : la rigidité Maxwell et la viscosité  $E_m$  et  $\eta_m$ , ainsi que la rigidité Kelvin-Voigt et la viscosité  $E_k$  and  $\eta_k$ . Le modèle de Burgers est limité par les basses fréquences en raison de la composante visqueuse de Maxwell, et l'application du modèle normal à l'échelle des particules est représentée dans la figure II-18. La première étape consiste à trouver une bonne calibration des quatre paramètres macroscopiques, puis à passer à l'échelle microscopique de la particule par la transition suivante :

$$K_{m_n} = \frac{\pi r r_{\min}^2}{l_0} E_m \quad \text{II.3}$$

$$C_{m_n} = \frac{\pi r r_{\min}^2}{l_0} \eta_m \quad \text{II.4}$$

$$K_{k_n} = \frac{\pi r r_{\min}^2}{l_0} E_k \quad \text{II.5}$$

$$C_{k_n} = \frac{\pi r r_{\min}^2}{l_0} \eta_k \quad \text{II.6}$$

où  $K_m$ ,  $C_m$ ,  $K_k$  et  $C_k$  sont la rigidité normale et la viscosité à l'échelle des particules,  $r_{\min}$  est le rayon minimum de deux particules en contact, et  $l_0$  est l'écart initial entre le centre de masse de ces particules.

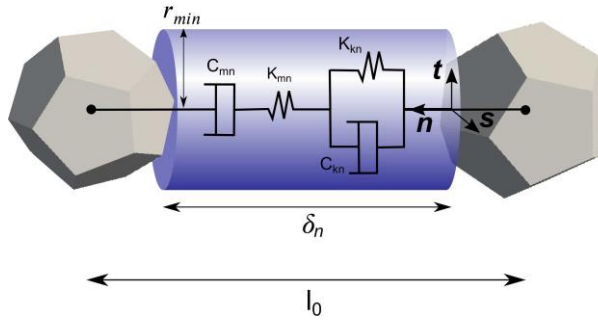


Figure II-18: Modèle de Burgers normale à l'échelle d'une particule (Quezada and Chazallon, 2020).

#### II.4.1.1 Calibration du modèle complexe d'essai par le modèle de Burgers du bitume

Le module d'essai précédemment présenté au paragraphe 2 pour les différents types de bitume et de mastic est calibré avec le modèle de Burgers (identification des quatre paramètres macroscopiques). À partir de la souplesse complexe, nous pouvons déterminer les propriétés viscoélastiques du matériau :

$$|D^*| = \sqrt{D'(\omega)^2 + D''(\omega)^2} \quad \text{II.7}$$

$$D'(\omega) = \frac{1}{E_m} + \frac{E_k}{E_k^2 + \omega^2 \eta_k^2} \quad \text{II.8}$$

$$D''(\omega) = \frac{1}{\omega \eta_m} + \frac{\omega \eta_k}{E_k^2 + \omega^2 \eta_k^2} \quad \text{II.9}$$

où  $D'$  et  $D''$  correspondent aux parties réelle et imaginaire, respectivement.

Sur la base de ces expressions analytiques, il est possible de déterminer les paramètres du modèle de Burgers pour reproduire l'évolution de la rigidité et de l'angle de phase, c'est-à-dire  $|E^*| = |D^*|^{-1}$  et  $\varphi = \arctan\left(\frac{D''}{D'}\right)$ , respectivement.

La détermination des paramètres de Burgers est calculée à l'aide d'un ajustement de courbe à l'aide d'un algorithme d'optimisation du langage de programmation Python (Python Software

Foundation 2021). Les paramètres sont présentés dans le tableau II-3. La calibration du modèle de Burgers est limitée dans un intervalle de fréquence entre [1 Hz, 20 Hz](Feng et al., 2015), comme indiqué dans les figures II-19 et II-20.

Tableau II-3: Les paramètres de calage du modèle de Burgers.

| Temperature (°C) | $E_m$ (Pa)        | $\eta_m$ (Pa. s)  | $E_k$ (Pa)        | $\eta_k$ (Pa. s)  |
|------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| 0                | $5 \times 10^8$   | $6.5 \times 10^7$ | $4.5 \times 10^8$ | $1.5 \times 10^7$ |
| 5                | $4 \times 10^8$   | $3.6 \times 10^7$ | $3 \times 10^8$   | $8.5 \times 10^6$ |
| 10               | $2.5 \times 10^8$ | $2 \times 10^7$   | $1.2 \times 10^8$ | $4 \times 10^6$   |

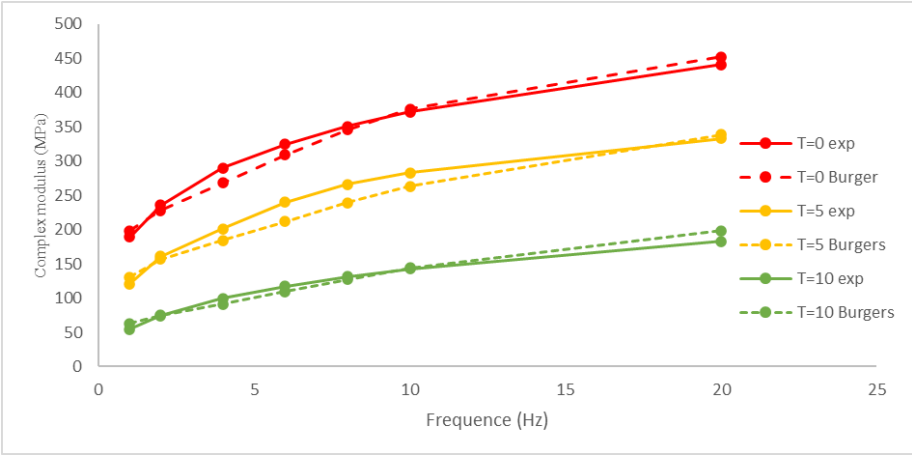


Figure II-19: Les isothermes de la norme du module complexe  $|E^*|$  pour l'expérimentation et l'étalonnage du modèle de Burgers.

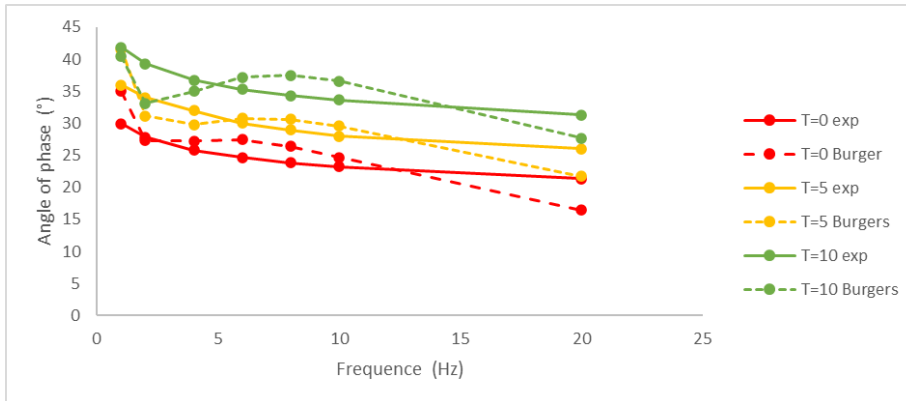


Figure II-20: Les isothermes de l'angle de phase  $\phi$  pour l'expérimentation et l'étalonnage du modèle de Burgers.

#### II.4.1.2 Méthodologie de la modélisation de l'essai

L'essai de traction en fracture locale est un test dépendant du temps où vous appliquez une vitesse constante de déplacement, il est donc nécessaire d'introduire et d'appliquer la forme temporelle du modèle de Burgers. La rigidité normale dépendante du temps du modèle de Burgers est écrite comme suit :

$$K_n = \left[ \frac{1}{K_m} + \frac{t}{C_m} + \frac{1}{K_k} (1 - e^{-t/\tau}) \right]^{-1} \quad \text{II.10}$$

où  $t$  est le temps de chargement et  $\tau = \frac{C_m}{K_k}$  est le temps de relaxation.

Dans chaque réponse du matériau lors de l'essai de rupture locale, nous avons 3 étapes (figure II-21) :

Au début (première étape), il n'y a pas de rupture dans l'échantillon. Le bitume présente le comportement de base d'un matériau viscoélastique. La rigidité normale  $K_n$  est liée à la pente de la courbe de force par rapport à l'allongement. Pour calculer la force de résistance du matériau avant la fissuration, nous utilisons l'équation qui nous donne la force en fonction de l'incrément de déplacement  $x$  :

$$F = K_n \times x$$

II.11

Pour la deuxième étape, au niveau maximal de la courbe de force, la cavitation provoque une première rupture au milieu de l'échantillon. Le film est alors soumis à un champ de contraintes maximal perpendiculaire à la direction de la fissure. Cette contrainte maximale est utilisée dans notre modèle pour identifier la limitation de la force avant la fissuration, puis une chute de force jusqu'à une approximation de la force minimale. À partir de ces deux informations, nous introduisons la notion d'endommagement  $D$ , avec :  $(1 - D) = \frac{F_{min}}{F_{max}}$ .

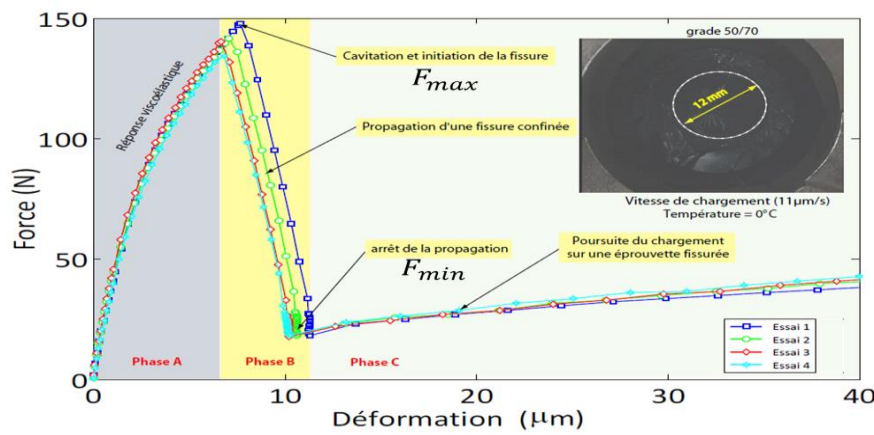


Figure II-21: Réponse du matériau bitumineux B35-50 à l'essai de rupture locale. Définition de  $F_{max}$  et  $F_{min}$  utilisées dans la modélisation pour le bitume (Maillard, 2005).

La troisième étape est la cicatrization du bitume après la fissure et la diminution de la force. Le bitume se rétablit mais avec une force :

$$F = (1 - D)K_n \times x$$

II.12

#### II.4.1.3 Résultats de la simulation

Nous avons appliqué la méthodologie précédente à différents types de bitumes et au mastic. Nous présentons quelques résultats pour différentes températures pour les 2 vitesses testées pour le bitume pur.

Pour le bitume à  $V=11 \mu\text{m/s}$ , la figure 18 présente une très bonne concordance entre les résultats expérimentaux et de modélisation. En revanche, pour la deuxième vitesse  $V=1,1 \mu\text{m/s}$ , nous constatons que le modèle de Burgers n'est pas efficace dans la reproduction de l'essai car le modèle de Burgers n'est pas le meilleur modèle pour reproduire l'essai à très basse fréquence (figure II-23). En raison de ces résultats, on a continué cette étude avec le modèle VENO L.

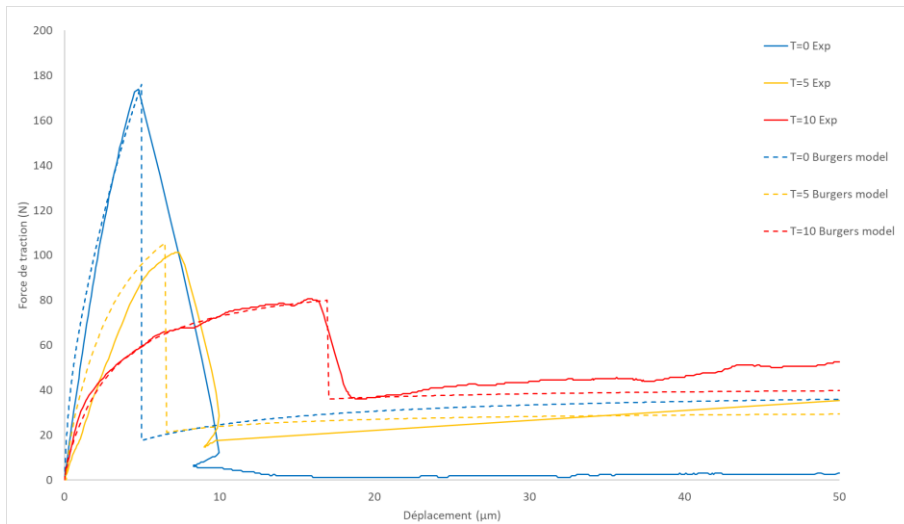


Figure II-22: Comparaison entre l'essai expérimental et l'essai numérique par le modèle de Burgers pour différentes températures et  $V=11 \mu\text{m/s}$ .

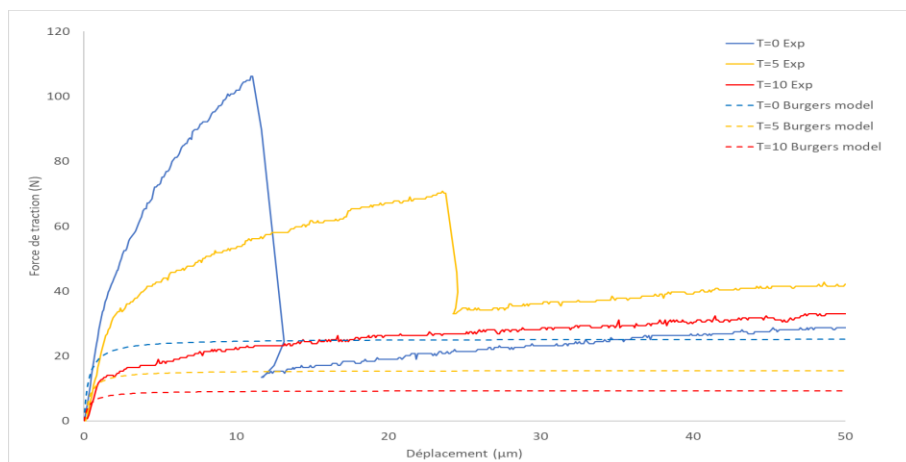


Figure II-23: Comparaison entre l'essai expérimental et l'essai numérique par le modèle de Burgers pour différentes températures et  $V=1.1\mu\text{m/s}$ .

## II.4.2. Modélisation de l'essai RULOB avec le modèle VENoL

### II.4.2.1 Modélisation des essais de module complexe sur le bitume

La calibration du modèle de Burgers est limitée dans un intervalle de fréquence entre [1 Hz, 20 Hz] (Feng, 2016), pour cette raison et après avoir testé le modèle de Burgers, nous l'avons abandonné dans notre étude et on a choisi un deuxième modèle, le modèle VENoL.

Le modèle VENoL offre une représentation du comportement viscoélastique d'un mélange bitumineux en déterminant le module de rigidité complexe instantané basé sur la température  $T$ , la pulsation (ou fréquence angulaire)  $\omega$ , et l'amplitude de la déformation. Il a été mentionné précédemment dans la section I.3.1.5 que les paramètres qui correspondent à la courbe maîtresse sont indiqués dans le tableau II-4 et qui étalonne la courbe de bitume et du mastic.

L'étalonnage en petites déformations du modèle a été effectué en utilisant des tests de module complexe, et pour les tests Rulob, l'étalonnage a eu besoin d'un niveau de déformation significatif (1%) .

Une des forces du modèle VENoL est sa capacité à intégrer la non-linéarité du matériau (grandes déformations), ce qui est crucial pour la compréhension du comportement du béton

bitumineux. Par ailleurs, l’application du modèle VENoL est relativement simple, comme le suggèrent les travaux de Coulon et al. (2021) et Ge et al. (2023) (Coulon et al., 2021; Ge et al., 2023) et comme présent dans la section I-3.2.4.

Des images démontrant de bons étalonnages des courbes maîtresses pour le bitume et le mastic sont présentés dans les figures II-24 et II-25.

Tableau II-4: L'ensemble des paramètres utilisés pour calibrer la viscoélasticité linéaire du bitume et du mastic neuf avec le modèle VENoL.

| Matériau | $\Re_{E, \text{ sup},2}$<br>(MPa)= | $\lambda_{E, \text{ R-T},2}$<br>(s/MPa)= | $k_{E,2} =$ | $n_{E,2} =$ | $\Im_{\eta, \text{ R-T}, \text{ sup},2}$<br>(MPa)= | $\lambda_{\eta, \text{ R-T},2}$<br>(s/MPa)= | $k_{\eta,2} =$ | $n_{\eta,2} =$ |
|----------|------------------------------------|------------------------------------------|-------------|-------------|----------------------------------------------------|---------------------------------------------|----------------|----------------|
| Bitume   | 2800                               | 400                                      | -0.146      | 3.6         | 90                                                 | 0.06                                        | 0.21           | -0.125         |
| Mastic   | 6000                               | 250                                      | -0.17       | 2.8         | 900                                                | 0.36                                        | 0.23           | -0.11          |

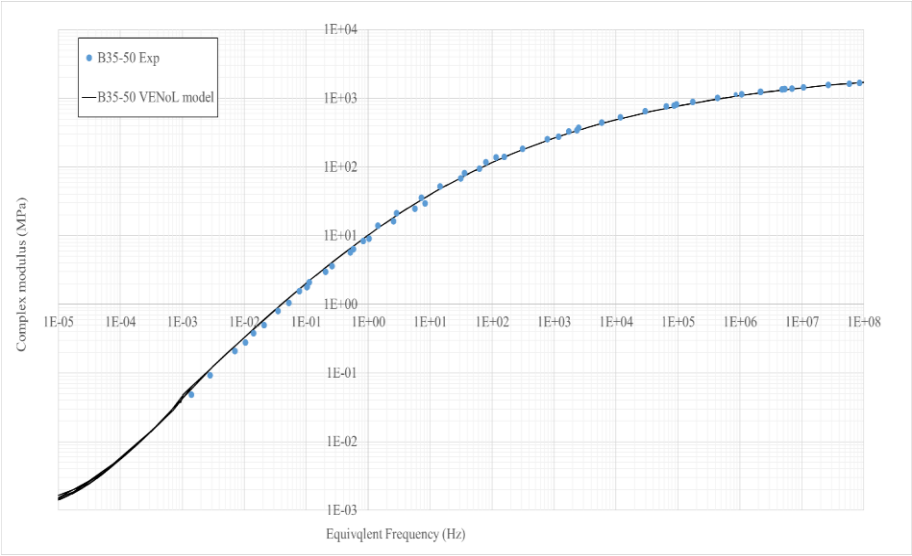


Figure II-24: Courbe maîtresse pour le bitume neuf de grade B35-50 et calibration du modèle VENoL pour la température de référence T= 15°C.

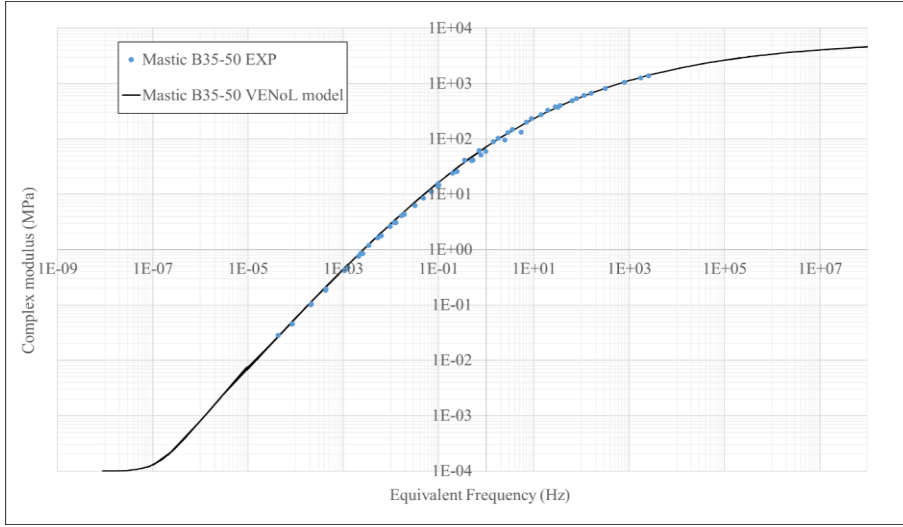


Figure II-25: Courbe maîtresse pour le mastic neuf et l'étalonnage du modèle VENoL pour la température de référence  $T = 15^\circ\text{C}$ .

#### II.4.3. Méthodologie de modélisation des essais RULOB

Le modèle VENoL est comme un assemblage Kelvin-Voigt (avec des paramètres variables), donc pour calculer la contrainte  $\sigma$ , nous appliquons l'équation suivante :

$$\sigma(t) = \Re_E \cdot \varepsilon(t) + \Im_\eta \cdot \dot{\varepsilon}(t) \quad \text{II.13}$$

où  $\varepsilon(t)$  et  $\dot{\varepsilon}(t)$  sont respectivement la déformation et le taux de déformation.

Pour le modèle VENoL, nous savons que  $\Re_E$  et  $\Im_\eta$  dépendent du temps, de sorte que pour chaque pas de temps, nous avons un nouvel ensemble de rigidité et de viscosité. Une transition du domaine des fréquences vers la formulation temporelle du modèle VENoL est nécessaire pour reproduire l'essai de rupture local. La stratégie adoptée consiste à calculer la période angulaire comme  $\omega = 1/dt$  où  $dt$  est le pas de temps incrémental.

Les étapes de la modélisation sont les mêmes que celle utilisée pour le modèle de Burgers mais avec un changement dans la méthode d'exploitation de la force.

Alors les équations qui donnent la force en fonction de l'incrément de déplacement dans le début et la fin de la modélisation sont respectivement :

Au début (première étape), il n'y a pas de fissure dans l'échantillon. Le bitume présente le comportement de base d'un matériau viscoélastique. L'essai RULOB correspond à une traction unidirectionnelle. Pour calculer la force dans le matériau avant la fissuration, nous appliquons l'équation qui nous donne la force en fonction de l'incrément de déplacement :

$$F(t) = \sigma(t) \times A = (\Re_E . \varepsilon(t) + \Im_{\eta} . \dot{\varepsilon}(t) )A \tag{II.14}$$

$$\tilde{F}(t) = (1 - D) \times (\Re_E . \varepsilon(t) + \Im_{\eta} . \dot{\varepsilon}(t) )A = (1 - D) \times F(t) \tag{II.15}$$

où A est la surface effective du bitume entre les protubérances ( $A = \pi \times r^2$ ,  $r = 3.35\text{ mm}$ ),  $\varepsilon(t)$  la déformation et  $\dot{\varepsilon}(t)$  sont les déplacements imposés.

**II.4.3.1 Résultats de la modélisation de l'essai de Rulob pour le bitume.**

Pour capturer le comportement mécanique aux grandes déformations, un ensemble supplémentaire de paramètres pour le comportement viscoélastique non linéaire a été ajouté (Coulon et al., 2021). L'ensemble des paramètres utilisés pour calibrer le comportement viscoélastique non linéaire du bitume est présenté dans le tableau II-5.

*Tableau II-5: Ensemble supplémentaire de paramètres utilisés pour calibrer le comportement viscoélastique non linéaire du bitume.*

| Bitume                     |       |                            |          |
|----------------------------|-------|----------------------------|----------|
| <b>C<sub>1, aA</sub> =</b> | 0.004 | <b>C<sub>1, bA</sub> =</b> | -0.1     |
| <b>C<sub>2, aA</sub> =</b> | 1e-4  | <b>C<sub>2, bA</sub> =</b> | 1.00E-04 |

Le modèle VENoL affiche des résultats encourageants concernant la tendance globale des essais RULOB pour le bitume, même pour le taux de déplacement le plus faible (basse fréquence).

En termes de rigidité, nous remarquons qu'il y a un bon accord entre les résultats expérimentaux et numériques, avec une petite différence en termes de valeur de déplacement au pic. En outre,

nous observons que le modèle peut reproduire la récupération du matériau après la propagation de la fissure (figures II-28 et II-29).

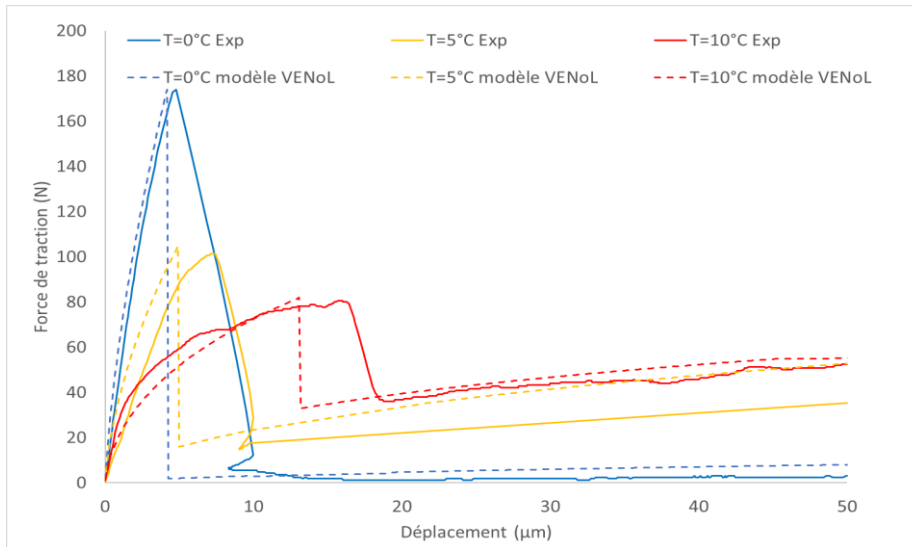


Figure II-26. Comparaison entre les résultats expérimentaux de RULOB pour B35-50 et la modélisation DEM avec le modèle VENO L pour différentes températures et une vitesse  $V=11\mu\text{m/s}$ .

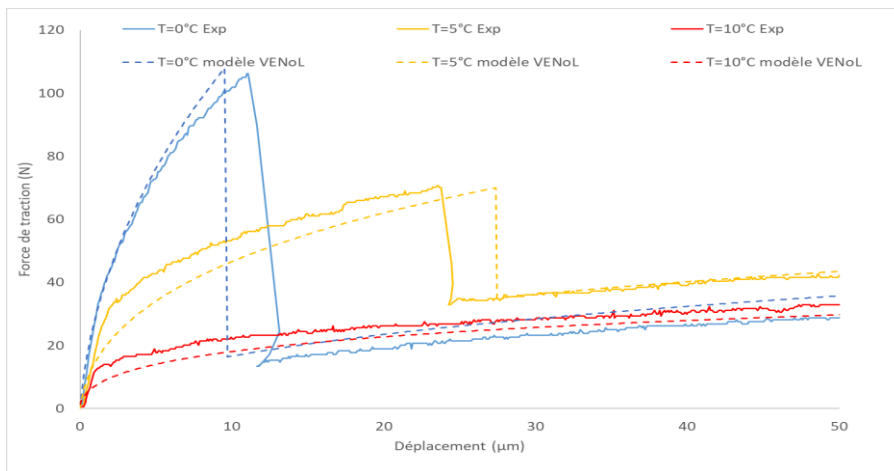


Figure II-27. Comparaison entre le résultat expérimental du RULOB pour le B35-50 et sa modélisation DEM avec le modèle VENO L pour différentes températures et une vitesse  $V=1.1\mu\text{m/s}$ .

#### II.4.3.2 Résultats de la modélisation des tests de Rulob pour le mastic

Nous avons observé dans la section précédente que le modèle VENoL peut reproduire le comportement du bitume à de grandes déformations. Nous l'utilisons donc pour simuler le comportement du mastic pour le même taux de déplacement à différentes températures, et pour une température à différents taux de déplacement. Un ensemble supplémentaire de paramètres pour le comportement viscoélastique non linéaire (Coulon et al., 2021, 2023) a été ajouté.

L'ensemble des paramètres utilisés pour calibrer le comportement viscoélastique non linéaire du mastic est présenté dans le tableau II-6.

Tableau II-6: Ensemble supplémentaire de paramètres utilisés pour calibrer le comportement viscoélastique non linéaire du mastic.

| Mastic        |      |               |       |
|---------------|------|---------------|-------|
| $C_{1, aA} =$ | 1.1  | $C_{1, bA} =$ | -1e-2 |
| $C_{2, aA} =$ | 1e-3 | $C_{2, bA} =$ | 1e-4  |

Nous pouvons observer (figures II-28 et II-29) que le modèle peut reproduire les effets de la non-linéarité et l'amplitude de la déformation viscoélastique. Néanmoins, les petites différences d'ajustement observées avec le bitume sont accrues pour la prédiction du mastic mais restent satisfaisantes.

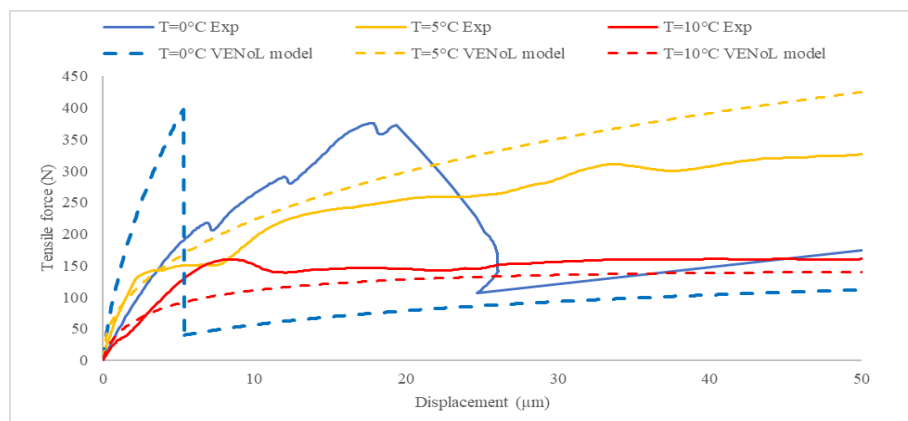


Figure II-28: Comparaison entre l'essai RULOB et sa modélisation DEM avec le modèle VENoL pour différentes températures et une vitesse  $V=11\mu\text{m/s}$  pour le mastic.

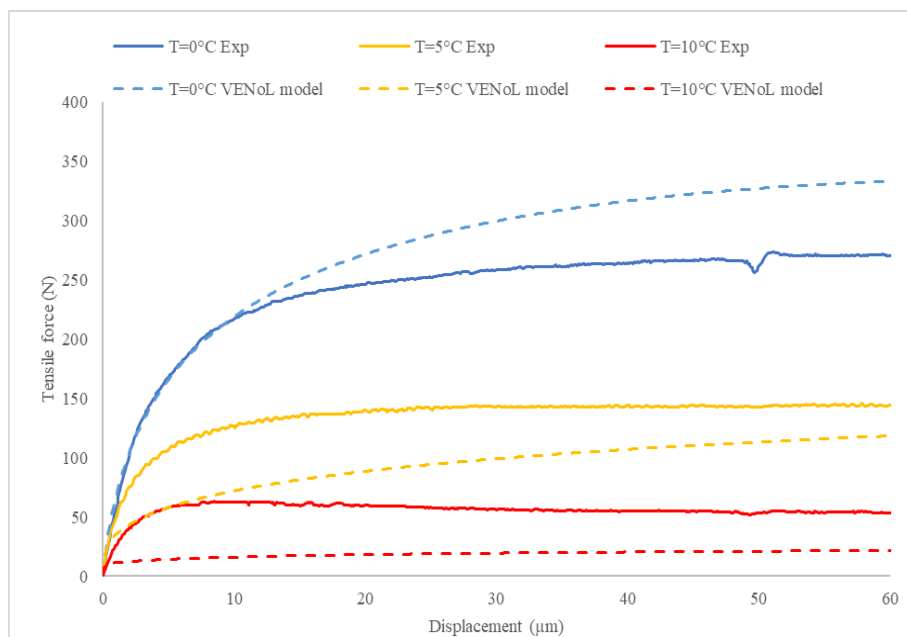


Figure II-29: Comparaison entre l'essai RULOB et sa modélisation DEM avec le modèle VENO<sub>L</sub> pour différentes températures et une vitesse  $V=1,1\mu\text{m/s}$  pour le mastic.

## II.5. Conclusion

L'étude a utilisé le test RULOB pour simuler le comportement du bitume dans divers mélanges et déterminer la relation entre la résistance, les taux de déformation et les températures pour différents types de bitume frais et vieilli, ainsi que le mastic associé.

De plus, il a été observé que le bitume, à mesure qu'il vieillit, voit sa rigidité augmenter progressivement, passant d'un liant fraîchement préparé à des stades plus avancés de vieillissement. Ce phénomène peut être attribué au processus de vieillissement entraînant une réduction de l'angle de phase, amplifiant ainsi la composante élastique du module. De plus, l'élévation observée des valeurs du module après le test au four à film mince roulant (RTFOT) et RTFOT-PAV confirme l'effet de renforcement sur le liant.

Les résultats du test RULOB montrent un haut degré de précision, cependant, des recherches supplémentaires sont nécessaires pour établir pleinement la validité de ces conclusions. De plus, l'étude a révélé que le matériau de remplissage (filler) joue un rôle crucial dans le renforcement des matériaux bitumineux, car il augmente la rigidité et transforme le matériau cassant en un matériau ductile, entraînant une augmentation globale de la résistance.

Le modèle VEnoL s'est également révélé efficace pour reproduire le comportement du bitume et du mastic soumis à des tests de module complexe jusqu'à de grandes déformations lors du test RULOB. Dans les études futures, l'accent sera mis sur la réalisation de tests de rupture sur les matériaux en béton bitumineux et sur l'incorporation de grandes déformations en tant que variable importante en mécanique de la rupture pour étudier son influence sur la ténacité à la rupture. Cela sera effectué en utilisant un test de traction pour les mélanges d'asphalte et en comparant les résultats avec le comportement du mastic et du bitume obtenus à partir des tests RULOB, afin d'établir la relation entre eux.

## Chapitre III. Génération des particules par DEM

La méthode DEM est employée pour l'étude du comportement des matériaux granulaires. Dans le logiciel LMGC90, nous utilisons une approche appelée Dynamique des Contacts (CD) qui permet d'éviter l'interpénétration entre les particules. Dans cette section, nous exposons les raisons qui ont motivé ce choix, ainsi que les avantages associés à cette méthode. Nous introduisons également le fonctionnement de la méthode CD, en détaillant les différentes lois qui régissent les contacts et les comportements aux interfaces, notamment la loi de contact de Signorini, la loi de Coulomb pour le frottement sec et la loi cohésive basée sur le critère de rupture Mohr-Coulomb.

Pour créer des échantillons de matériaux bitumineux, il est d'abord essentiel de caractériser la nature des matériaux utilisés, en examinant leur morphologie, leurs dimensions, et la taille des particules, entre autres. De plus, il est nécessaire d'établir un réseau de connexion entre ces particules en utilisant une loi de comportement qui détaille le comportement viscoélastique des enrobés bitumineux.

Dans cette section, nous décrivons en détail la méthode CD, le processus de génération des particules, l'identification des paramètres requis pour ajuster la courbe maîtresse des enrobés BBM testés dans le cadre du projet BINARY, ainsi que la mise en œuvre de l'interaction micro-macro mécanique dans le code LMGC90.

### III.1. Dynamique des Contacts (CD)

Ce chapitre décrit la méthode numérique utilisée dans cette thèse, la Dynamique des Contacts (CD), laquelle est utilisée dans le logiciel LMGC90. Les motivations derrière ce choix ainsi que les avantages de cette méthode sont exposées. Le fonctionnement de la CD est introduit, incluant les diverses lois régissant les contacts et comportements aux interfaces telles que la loi de contact de Signorini, la loi de Coulomb pour le frottement sec et la loi cohésive selon le critère de rupture Mohr-Coulomb.

Nous abordons également les spécificités de la méthode de détection de contact choisie, à savoir celle du plan séparateur proposée par Cundall 1988 (Cundall, 1988), employée pour détecter les contacts parmi divers polyèdres indépendamment de leur forme.

Pour initier l'étude, nous générons des grains modélisés sous la forme de polyèdres respectant une distribution granulométrique précise et des morphologies définies. Ces polyèdres sont discrétisés en particules reliées par des liens cohésifs, permettant de simuler un essai de flexion à deux points (2PB). Cette approche s'inscrit dans une phase de vérification de la stratégie de génération des particules et de l'implémentation d'une loi de comportement viscoélastique dans le logiciel LMGC90.

La méthode CD, préalablement introduite dans le premier chapitre, est développée dans cette section, constituant le choix méthodologique pour la suite de nos travaux.

L'approche discrète CD est particulièrement adaptée pour décrire un système au niveau micromécanique, étant donné l'hétérogénéité du matériau bitumineux étudié. L'objectif est de comprendre le comportement d'un matériau granulaire à l'échelle micromécanique, notamment lors du passage d'une roue afin d'étudier l'influence et l'évolution des champs de force entre les particules ainsi que des contacts actifs et inactifs. La méthode des éléments discrets (DEM), proposée par Cundall (Cundall, 1971) s'avère idéale pour des problèmes présentant de nombreuses discontinuités et détaille le mouvement et les efforts entre les grains à partir des forces d'interaction aux contacts et des vitesses des corps.

La méthode CD représente une approche basée sur les particules utilisée pour simuler la mécanique non lisse dans les systèmes granulaires. Elle se distingue principalement d'autres méthodes telles que la méthode des éléments distincts (Cundall, 1971; Cundall and Strack, 1979; Cundall, 1988) ou la dynamique moléculaire (Brillantov et al., 1996; Herrmann and Luding, 1998; Pöschel and Buchholz, 1995; Radjai and Dubois, 2011) par la façon dont elle formule les modèles de contact. Dans la méthode CD, ces modèles sont exprimés comme des relations complémentaires entre les impulsions et les vitesses au niveau des particules. Cette

formulation garantit que les interactions de contact unilatéral et la loi de frottement de Coulomb empêchent l'interpénétration de particules parfaitement rigides.

Un autre avantage est que le schéma d'intégration implicite, comme il a été indiqué dans la Section I.7.2, permet l'emploi des pas de temps plus grands, contrairement aux méthodes régulières qui doivent détailler le mouvement lors d'une collision, nécessitant un découpage temporel plus fin. Cependant, le choix des pas de temps doit être rigoureusement géré pour ne pas influencer la simulation. Dans le cas d'un système granulaire, la méthode DEM nécessiterait de très petits pas de temps pour minimiser l'interpénétration, tandis que la méthode CD permettrait d'éviter ces contraintes en autorisant des pas de temps plus grands (Bisoffi-Sauve, 2016).

### III.2. Méthode de résolution du NSCD

Cette section s'appuie sur les travaux réalisés par Silvani en 2007 et Taforel en 2012 (Silvani, 2007; Taforel et al., 2012). Parmi les diverses méthodes d'éléments discrets proposées, celle dénommée Dynamique des contacts (CD) a été sélectionnée pour les calculs numériques qui vont suivre. Cette approche a été mise en place et développée par Moreau et Jean (Moreau, 1988; Jean and Moreau, 1992; Moreau, 1999). Elle emploie des lois d'interaction non classiques et incorpore l'équation dynamique de manière implicite, contrairement aux techniques traditionnelles qui se basent sur la régularité des lois d'interaction et utilisent des stratégies d'intégration explicites comme la méthode des dynamiques moléculaires.

Le défi de la méthode CD est de dépeindre le comportement global d'un ensemble d'objets en étudiant la dynamique intrinsèque de chaque objet tout en prenant en considération les interactions entre les objets eux-mêmes. L'équation de la dynamique est formulée comme suit :

$$M\ddot{q}(t) = Q(q, \dot{q}, t) + P(t) + r \quad \text{III.1}$$

Avec les notations suivantes :  $q$  représente la position de la particule,  $\dot{q}$  sa vitesse et  $\ddot{q}$  son accélération. La matrice  $M$  correspond à la masse,  $Q$  englobe les termes associés aux effets gyroscopiques et centrifuges,  $P$  englobe les forces extérieures en l'absence de contact, et  $r$  désigne les forces de contact. Afin de prendre en considération les collisions entre les particules, pouvant provoquer des sauts soudains dans le champ des vitesses sous des conditions unilatérales, l'équation de la dynamique se présente sous une forme différentielle :

$$M d\ddot{q}(t) = Q(q, \dot{q}, t) dt + P(t) dt + r dv \quad \text{III.2}$$

Où  $dt$  est une mesure de Lebesgue et  $dv$  est une mesure positive réelle. La participation locale des impulsions de contact est exprimée par la densité d'impulsion de contact  $r$ . Pour plus détails concernant le contexte mathématique permettant de formuler le système différentiel, les travaux de Cundall, 2008 et Moreau, 1988 (Cundall, 1971; Moreau, 1988) peuvent fournir des éclaircissements.

Le problème est envisagé à deux échelles. À l'échelle globale, les équations de mouvements des objets sont formulées à l'aide de variables cinématiques. À l'échelle locale, les interactions sont décrites par des variables dites de contact. La transition entre ces échelles globale et locale, qui est nécessaire pour résoudre le problème, est réalisée à l'aide des opérateurs linéaires  $H(q)$  et  ${}^T H(q)$ . Ces opérateurs sont construits à partir de considérations cinématiques et de la dualité (où  $q$  représente le déplacement du corps). Ces opérateurs permettent de lier l'ensemble des vitesses relatives au contact  $\tilde{V}$  et l'ensemble des vitesses des objets  $V$ , ou encore la résultante des efforts de contact  $R$  aux impulsions de contact  $\mathbb{R}$  :

$$H(q) : (\mathbb{R}^\alpha) \rightarrow R = \sum_{\alpha} H^\alpha(q) \mathbb{R}^\alpha \quad \text{III.3}$$

$${}^T H(q) : V \rightarrow \tilde{V}^\alpha = \sum_{\alpha} T(H^\alpha(q)) V \quad \text{III.4}$$

Avec  $T(H^\alpha(q))$  correspond à  ${}^T H(q)$ .

**Commented [JQ2]:** Il n'y a pas de  $dt$  dans l'équation III.2, il est où ?

La résolution du problème implique premièrement l'identification des contacts. Par la suite, le problème de contact est traité en identifiant les forces en jeu aux points de contact. Enfin, le mouvement des objets concernés est calculé.

### III.3. Le contact entre les particules

Le problème à résoudre est un problème impliquant plusieurs contacts. Pour analyser ce qui se déroule à l'échelle d'un seul contact, nous considérons le cas d'un contact binaire simple (entre deux objets).

La gestion du contact entre deux corps s'appuie sur une méthode définie comme candidat/antagoniste. À tout moment pendant l'évolution du système, nous supposons qu'il est possible de définir des paires de points (A) et (C) respectivement associés aux corps antagonistes et candidat. Un référentiel local (t ; n ; s) au point de contact est également défini. La normale de ce référentiel est dirigée vers le corps candidat et correspond à la normale du plan tangent à la surface antagoniste définie par la paire (t ; s).

La méthode la plus intuitive pour prévoir l'existence d'un contact est de calculer l'interstice  $g$  (distance séparant les corps candidat et antagoniste) entre toutes les paires d'objets potentielles.

De manière générale, deux formes de contact sont envisagées : le contact déformable (*soft contact*) et le contact rigide (*hard contact*).

#### III.3.1. Le contact déformable (soft contact)

Le contact déformable (soft contact) implémentant à la fois une loi de comportement, la loi de contact de Coulomb à friction (illustrée en Figure 1.29b), permettant l'interpénétration des éléments (Bisoffi-Sauve, 2016). La loi de frottement de Coulomb est définie de la manière suivante :

$$\|R_T\| < \mu R_N \quad \text{III.5}$$

où  $R_N$ ,  $R_T$  et  $\mu$  sont les réactions normales, tangentielles et le coefficient de frottement respectivement.

### III.3.2. Le contact rigide (hard contact)

Le contact rigide (hard contact) : Dans les schémas qui tiennent compte d'un contact rigide, la loi de Coulomb de contact par friction est directement imposée aux points de contact. Celle-ci est associée à une condition de non-interpénétration des éléments, la condition de Signorini.

$$g \geq 0, R_N \geq 0 \text{ et } g \cdot R_N = 0 \quad \text{III.6}$$

avec  $g$  la distance entre les corps en contact.

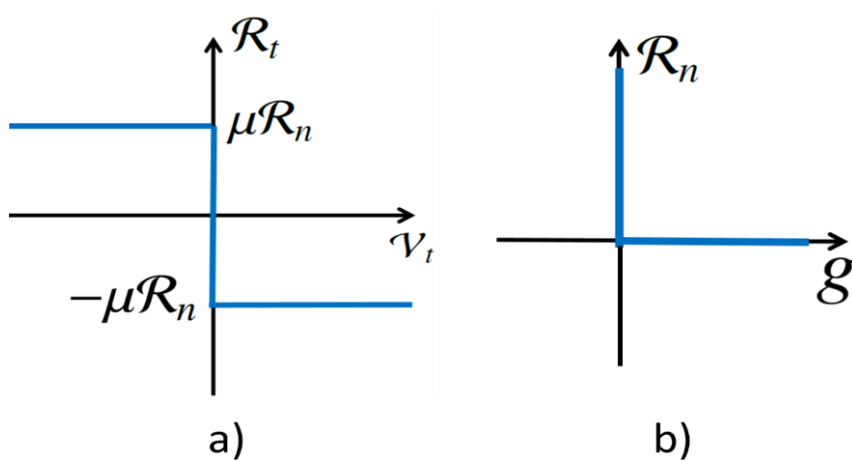


Figure III-1: Condition de contact unilatéral: a) Coulomb et b) Signorini.

### III.3.3. Typologie des contacts

Le contact entre deux particules est considéré comme ponctuel lorsque les surfaces des deux particules sont lisses et présentent une courbure positive. Considérant que les agrégats des

enrobées peut être représenté par des polyèdres, il existe une gamme de contacts potentiels entre deux particules. En fonction du nombre de contraintes géométriques ou cinématiques requises pour illustrer un contact, on peut identifier trois scénarios de contact pour les polyèdres : les contacts simples, doubles et triples (figure III-2).

Les contacts simples sont définis par un seul point de contact, comme les interactions face-sommet ou arête-arête. Les contacts doubles sont constitués par une interaction formée par le couple arête-face. Un tel contact double pourrait être représenté par deux points de contact. Enfin, le contact de type triple est constitué par trois points de contact consécutif à l'interaction entre deux faces.

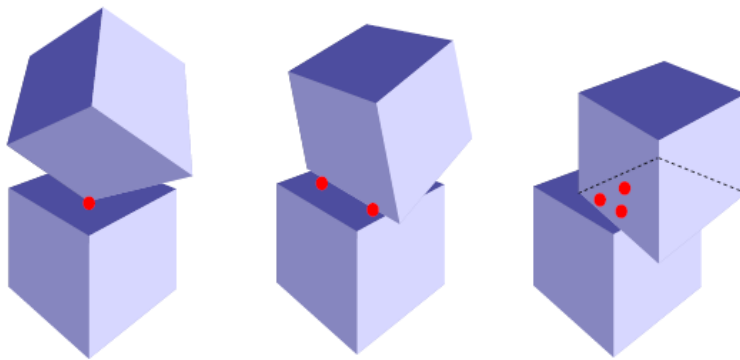


Figure III-2: Typologie du contact: contacts simples, doubles et triples (Quezada, 2012).

#### III.4. Modélisation du mélange bitumineux

La méthode discrète repose sur la génération de particules et la liaison de ces particules par des lois de comportement qui représentent le liant qui les entoure. Les matériaux bitumineux sont décrits comme étant des matériaux viscoélastiques, alors un comportement viscoélastique des liaisons entre les particules est établi.

### III.4.1. Modèle VEnoL appliqué dans l'enrobée bitumineux

#### III.4.1.1 Principe de contact dans la méthode CD

Le modèle viscoélastique de VEnoL est sélectionné pour reproduire le comportement résilient des agrégats d'enrobés, en raison de la viscosité du liant enrobant les granulats. Ce modèle simple, équivalent à un modèle de type Kelvin Voigt avec un nombre réduit de paramètres, arrive à reproduire efficacement les propriétés dynamiques, de fluage et de relaxation des enrobés (Coulon et al., 2020, 2021, 2023; Ge et al., 2023). Le modèle macroscopique de VEnoL, présenté dans la section I, est défini par deux paramètres : le module d'élasticité  $\mathcal{R}_E$  et la viscosité  $\mathcal{V}_\eta$ .

Un cylindre 3D, séparent les deux particules  $i$  et  $j$  de rayon  $r_i$  et  $r_j$  qui sont séparées par une distance initiale  $\delta_n$ , représente le contact entre les particules avec un rayon équivalent égal au rayon minimal des particules et longueur  $l_{ij}$ .

Selon les informations fournies, les équations (III-7) et (III-8) expriment les relations entre les vitesses locales et les forces de contact pour la méthode CD. L'équation (III-7) décrit la relation pour la composante normale, tandis que l'équation (III-8) représente la relation pour la composante tangentielle.

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_n > \delta_0 \left\{ \begin{array}{l} |R_n| \geq R_n^{crit} \Rightarrow U_n \geq 0, R_n = 0 \\ |R_n| < R_n^{crit} \Rightarrow U_n = 0, R_n = 0 \end{array} \right. \\ \delta_n = \delta_0 \Rightarrow U_n \geq 0, R_n = 0 \\ \delta_n < \delta_0 \Rightarrow U_n = 0, R_n > 0 \end{array} \right. \quad \text{III.7}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_t > \delta_0 \left\{ \begin{array}{l} |R_t| \geq R_t^{crit} \Rightarrow U_t \geq 0, R_t = 0 \\ |R_t| < R_t^{crit} \Rightarrow U_t = 0, R_t < 0 \end{array} \right. \\ \delta_t = \delta_0 \Rightarrow U_t \geq 0, R_t = 0 \\ \delta_t < \delta_0 \Rightarrow U_t = 0, R_t > 0 \end{array} \right. \quad \text{III.8}$$

Avec  $\delta_0$  représente l'écart normal initial  $\delta_n$  à l'état d'équilibre initial, tandis que  $R_{crit}$  correspond au seuil de force de rupture. La valeur de  $R_{crit}$  est calculée en multipliant la valeur de la contrainte seuil par la section transversale projetée des particules en contact. Si l'une des

composantes de la réaction locale  $\vec{R}$  est supérieure à la valeur de  $R_{crit}$ , cela signifie que la liaison entre les particules est rompue, et les conditions de contact de frottement (équations III-5,6) sont appliquées à la place. Les valeurs seuils normale et tangentielle,  $R_{n,crit}$  et  $R_{t,crit}$ , sont fixées de manière similaire. La section transversale projetée au point de contact est obtenue en utilisant la formule  $A = \pi r_{min}^2$ , où  $r_{min}$  est le rayon minimal des deux sphères (ou le rayon minimal équivalent pour le cas des polyèdres) en contact. Pour simplifier, la valeur de  $r_{min}$  a été envisagée pour le calcul de section transversale; néanmoins cette approche est assez conservatrice. D'autres modèles pourraient être utilisés à la place, comme le calcul du rayon effectif entre deux particules ou la détermination de la section transversale en se basant sur des modèles similaires aux liaisons capillaires (Soulie et al., 2006; Scholtès et al., 2009).

La Figure III-3 offre une représentation des relations entre les vitesses locales et les forces de contact pour les interactions viscoélastiques. Ainsi, pour le modèle de contact élaboré, le modèle viscoélastique de VENoL agit conjointement avec la loi de contact frictionnel. Dans le cas des contacts distants ( $\delta_n > 0$ ), les forces de contact  $\vec{R}$  sont calculées en utilisant le modèle de VENoL. Lorsqu'un contact frictionnel est produit ( $\delta_n = 0$ ), les forces de contact générées sont ajoutées à la force résultante pour chaque contact.

#### III.4.1.2 Implémentation de VENoL dans le LMGC90

La méthode de résolution utilisée dans le code LMGC90 est fondée sur la conversion des équations de contact en une relation force-déplacement. Pour implémenter le modèle VENoL dans le code de calcul LMGC90, une transformation de l'écriture en termes de contrainte-déformation, vers une relation force-déplacement est effectuée dans les équations III-9 et III-10. Le contact entre les particules est assimilé à un cylindre qui relie les deux particules, en correspondance avec la direction normale du contact (figure III-4,a). Par analogie, on procède à la déduction des équations des forces normales  $F_n$  et de la force  $F_{VENoL}$ , de la raideur normale

$k_n$  et de l'amortissement visqueux  $c_n$ , qui correspondent aux paramètres microscopiques utilisés pour gérer le contact entre les particules.

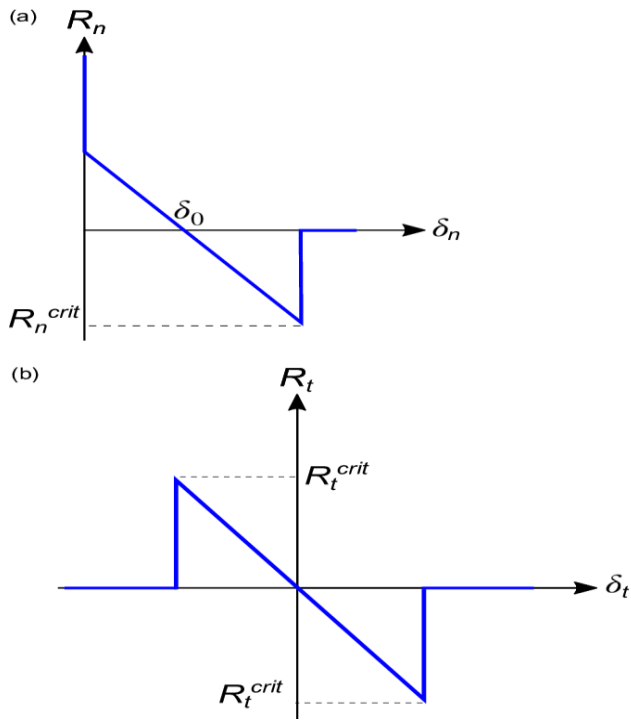


Figure III-3: Relations entre les vitesses et les forces de contact pour le modèle de VENoL : (a) composantes normales ; (b) composantes tangentielles.

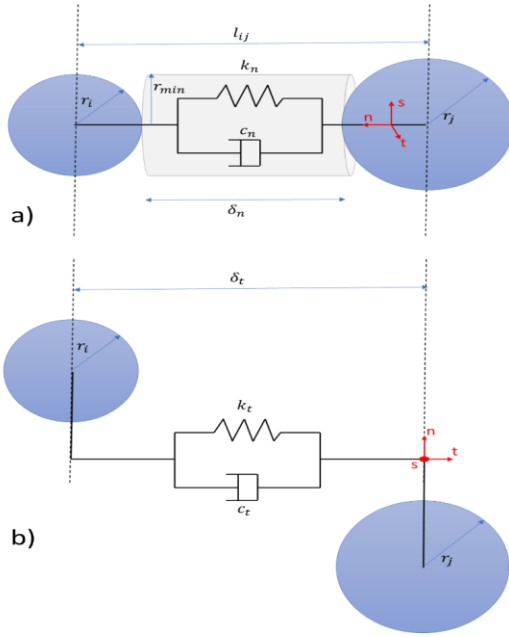


Figure III-4: Principe de l'introduction du modèle VEnoL dans le LMGC90.

Puisque notre simulation correspond à une modélisation 3D, alors on cherche à définir les composantes tangentielle dans les deux directions (s, t) (figure III-4,b). On obtient la raideur tangentielle ( $k_s$  et  $k_t$ ) ainsi que l'amortissement visqueux ( $c_s$  et  $c_t$ ) en multipliant les deux composantes normales par le coefficient  $\lambda = \frac{1}{2(1+\nu)}$  avec  $\nu$  étant la partie réelle du coefficient de Poisson du matériau viscoélastique estimé à 0.35.

$$\sigma_{VENoL}(t) = \Re_E(\omega_{R-TA}) \cdot \varepsilon(t) + \Im_\eta(\omega_{R-TA}) \cdot \dot{\varepsilon}(t) \quad \text{III.9}$$

$$F_{VENoL}(t) = \frac{2r}{l_{0,ij}} [\Re_E(\omega_{R-TA}) \cdot \delta_n(t) + \Im_\eta(\omega_{R-TA}) \cdot \dot{\delta}_n(t)] \quad \text{III.10}$$

Passage de la loi de comportement macroscopique vers la loi de contact microscopique:

$$F_n(t) = k_n \cdot \delta_n(t) + c_n \cdot \dot{\delta}_n(t) \quad \text{III.11}$$

$$k_n = \frac{2r}{l_{0,ij}} \Re (\omega_{R-TA}) \quad \text{III.12}$$

$$c_n = \frac{2r}{l_{0,ij}} \Im (\omega_{R-TA}) \quad \text{III.13}$$

$$F_{s,t}(t) = k_{s,t} \cdot \delta_{s,t}(t) + c_{s,t} \cdot \dot{\delta}_{s,t}(t) \quad \text{III.14}$$

$$k_{s,t} = \lambda \cdot k_{s,t} = \frac{1}{2(1+\nu)} \cdot k_{s,t} \quad \text{III.15}$$

$$c_{s,t} = \lambda \cdot c_{s,t} = \frac{1}{2(1+\nu)} \cdot c_{s,t} \quad \text{III.16}$$

#### III.4.2. Génération 2D et 3D des particules

L'approche de modélisation par éléments discrets s'est tout d'abord appuyée sur des modèles bidimensionnels (2D) en raison de leur capacité à effectuer rapidement des calculs pour des systèmes complexes. Malgré quelques incohérences dans les résultats de simulation lors d'expériences complexes, les modèles 2D demeurent des outils valables pour examiner les tendances générales des essais.

Un exemple typique, un modèle DEM 2D développé dans (Li et al., 2017), a été employé pour étudier les propriétés viscoélastiques des mélanges d'enrobé en s'inspirant du modèle de Burgers. Les simulations DEM sous charge sinusoïdale ont prédit le module dynamique et l'angle de phase des mélanges d'enrobé, vérifiées par des mesures expérimentales. Des tests de traction indirecte ont également été menés à l'aide d'une simulation DEM 2D, afin d'évaluer l'influence du rapport de résistance des liens et de la vitesse de charge sur les performances de l'enrobé (Chang et al., 2011). D'autres simulations ont permis d'évaluer la résistance à la fissuration et les effets des vides d'air dans les mélanges d'enrobée (Renteria et al., 2019; Shan

et al., 2019). L'impact de la distribution horizontale des agrégats sur la résistance à la fissuration et la contrainte horizontale maximale a aussi été évalué numériquement (Li et al., 2017).

Ces études illustrent que les simulations discrètes peuvent offrir plus de détails que les tests de laboratoire sur les variations de charge, les déplacements et la propagation de fissures lors des essais de chargement. Néanmoins, les limitations des simulations en 2D résident dans leur manque d'informations géométriques, pouvant conduire à des erreurs d'interprétation.

En comparaison, les modèles tridimensionnels (3D) sont plus complexes et offrent une représentation plus fidèle de la réalité en termes de structures et d'interactions. Cela étant, leur temps de calcul est considérablement plus long en raison du nombre d'éléments à prendre en compte dans le système de simulation. Malgré cela, plusieurs études ont mis en œuvre des modèles 3D pour étudier le comportement micromécanique des mélanges d'enrobé. Par exemple, certaines simulations discrètes 3D ont pu prédire le module dynamique et l'angle de phase des mélanges d'enrobé avec une marge d'erreur acceptable par rapport aux résultats expérimentaux (Gaillard, 2019; Quezada and Chazallon, 2022). Une autre étude notable a utilisé un modèle DEM3D pour simuler le test de fluage sur les mélanges d'enrobé et déterminer leur rigidité et leur réponse à l'état de fluage (Ma et al., 2016b). Différente représentation des essais en 2D et 3D de la modélisation par DEM du matériaux bitumineux selon plusieurs études sont présentées dans la figure III-5.

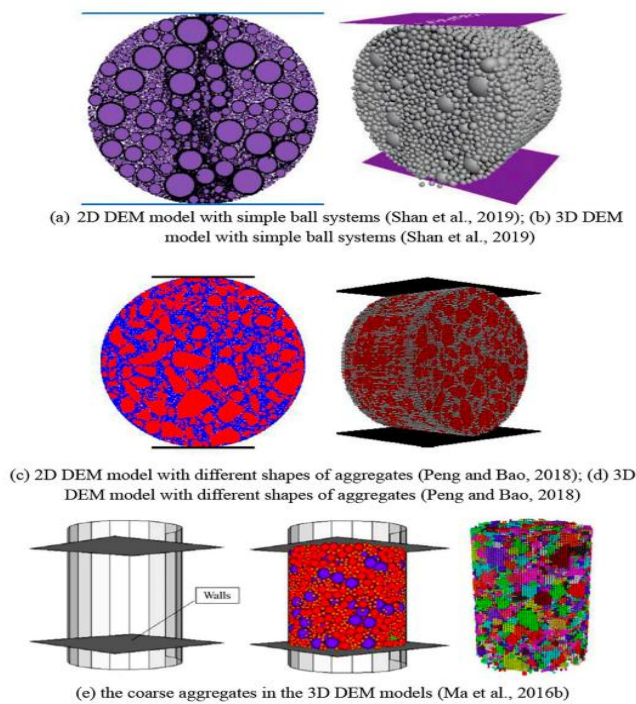


Figure III-5: Différente représentation des essais en 2D et 3D de la modélisation par DEM du matériau bitumineux selon plusieurs études.

En somme, que ce soit en 2D ou en 3D, les simulations DEM apportent des informations précieuses sur le comportement des mélanges d'enrobé, incluant les changements de charge, les déplacements et la propagation des fissures lors des essais de charge. Alors que les modèles 2D permettent des calculs rapides et une analyse des tendances globales, ils rencontrent des limites en termes de précision et de représentation géométrique. À l'inverse, les modèles 3D offrent des représentations plus fidèles du système étudié, mais nécessitent plus de temps pour effectuer les calculs en raison de leur complexité.

#### III.4.3. Morphologie et génération des polyèdres

Pour la simulation des mélanges d'enrobé, la production de la structure mésoscopique de la matière est indispensable. Le rôle central que joue la géométrie de mélanges d'enrobé dans la

performance du mélange impose l'implantation d'un modèle numérique se rapprochant de l'assemblage réel des particules. Toutefois, la modélisation de particules obtenues par des images numériques en 3D est extrêmement dépendant des caractéristiques de particules choisies, ce que limite leur capacité à reproduire numériquement un mélange d'enrobé de façon réaliste. Les méthodes reposant sur des algorithmes pour la création des particules et des dispositifs de scan laser ont été explorées pour contourner ces restrictions, mais elles ne sont pas exemptes de défis. En effet, les modèles numériques font généralement appel à des formes de particules générées aléatoirement ou choisies à partir de modèles limités, ce qui ne reflète pas de manière adéquate la distribution morphologique des particules dans l'assemblage réel. Bien que la technique de tomographie par rayons X puisse offrir une représentation plus précise de la morphologie et des distributions de tailles des particules (Feng et al., 2015; Ge et al., 2023; Ma et al., 2016a), elle reste dépendante des spécimens physiques. De plus, la préparation d'échantillons numériques comprenant des particules polyédriques est un processus qui exige beaucoup de temps et de capacité de calcul. Il est donc essentiel d'établir une stratégie permettant de générer des échantillons numériques qui reproduisent toutes les caractéristiques de la nature granulaire des spécimens d'enrobé réels pour les simulations. L'étude menée par (Ge et al., 2021) met en évidence l'angularité, la distribution morphologique et les rapports de longueur des agrégats qui suit des lois normales (figure III-6).

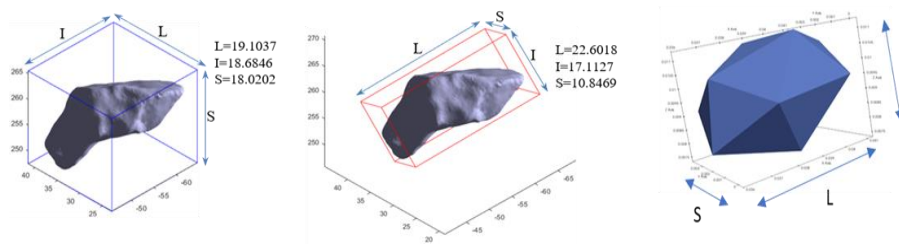


Figure III-6: Dimension des particules.

### III.4.4. L'essai de flexion de deux points (2PB) : principe et modélisation

#### III.4.4.1 Les matériaux utilisés dans le projet BINARY

Dans le cadre du projet BINARY, les matériaux étudiés sont le béton bitumineux mince (BBM) et le béton bitumineux semi-granulaire (BBSG). Ces deux matériaux sont parmi les plus couramment utilisés pour les couches de roulement des routes en France. Nous avons déjà présenté une description détaillée de ces bétons bitumineux dans la section II.

Dans la prochaine section, nous présenterons la calibration du modèle VENoL, tel que décrit dans la bibliographie, pour le BBM et le BBSG qui sera présent dans l'Annexe. Les résultats de cette calibration seront illustrés dans la figure III-7, et les paramètres utilisés pour ajuster analytiquement la courbe maîtresse de ce matériau seront répertoriés dans le tableau correspondant.

Tableau III-1: Paramètres de calibration du modèle VENoL.

| Pulsation de transition réduite :      |                                         | $\omega_{R-T,tr} = 1.00e^{-2}$               |                                            |
|----------------------------------------|-----------------------------------------|----------------------------------------------|--------------------------------------------|
| $\Re_E(T, \omega)$                     |                                         | $\Im_{\eta,R-T}(T, \omega)$                  |                                            |
| $\omega_{R-T} \leq \omega_{R-T,tr}$ ,  | $\omega_{R-T} \geq \omega_{R-T,tr}$ ,   | $\omega_{R-T} \leq \omega_{R-T,tr}$ ,        | $\omega_{R-T} \geq \omega_{R-T,tr}$ ,      |
| $\Re_{E,low,1} = 55 \text{ MPa}$       | $\Re_{E,up,2} = 31700 \text{ MPa}$      | $\Im_{\eta,R-T,low,1} = 2.48e^4 \text{ MPa}$ | $\Im_{\eta,R-T,up,2} = 5.4e^5 \text{ MPa}$ |
| $\lambda_{E,R-T,1} = 55 \text{ s/rad}$ | $\lambda_{E,R-T,2} = 900 \text{ s/rad}$ | $\lambda_{\eta,R-T,1} = 53 \text{ s/rad}$    | $\lambda_{\eta,R-T,2} = 38 \text{ s/rad}$  |
| $k_{E,1} = 0.305$                      | $k_{E,2} = -0.186$                      | $k_{\eta,1} = -0.73$                         | $k_{\eta,2} = 0.265$                       |
| $n_{E,1} = 2.21$                       | $n_{E,2} = 2.54$                        | $n_{\eta,1} = 0.28$                          | $n_{\eta,2} = -0.135$                      |

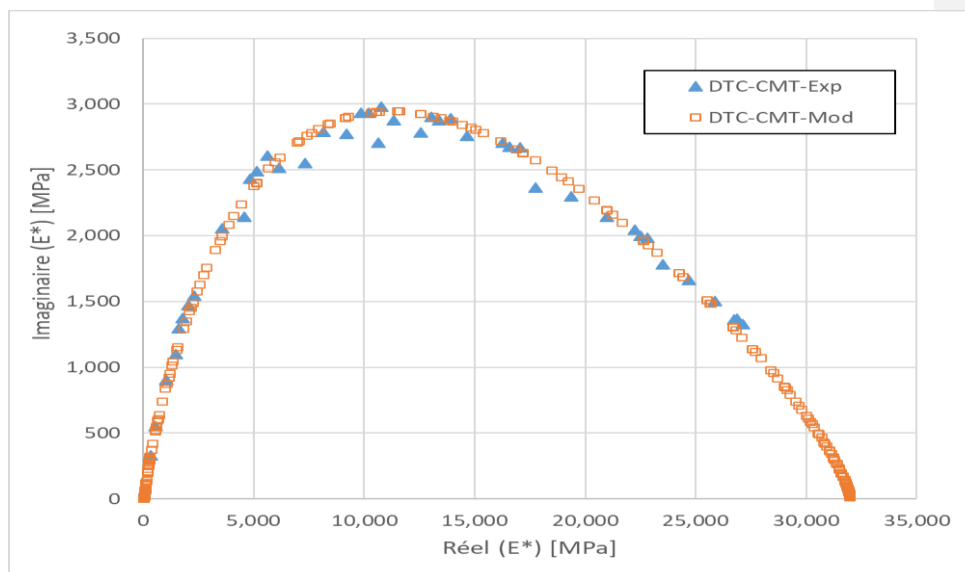


Figure III-7: Calibration de la courbe Cole-Cole par le modèle VENoL pour le BBM.

#### III.4.4.2 Principe de l'essai 2PB

Les essais de module complexe ont été réalisés dans une configuration de flexion à deux points (2PB) conformément à la spécification EN 12697-26 :2012 (EN, 2012). Quatre échantillons trapézoïdaux ont été préparés avec un Béton Bitumineux Mince (BBM). Le tableau III-1 présente la granulométrie de ce mélange bitumineux. Ces granulats proviennent de la carrière de Bréfauchet en France, avec un bitume de grade 35/50. La distribution des particules suit la courbe granulométrique selon les résultats de tamisage obtenu par le laboratoire MIT de l'Université Gustave Eiffel pour le matériau BBM. Les éprouvettes ont les dimensions suivantes :  $b = 25$  mm,  $B = 56$  mm,  $e = 25$  mm et  $h = 250$  mm (Figure III-8). Pour cette série d'essai, les valeurs de fréquence testées ont été fixées à 1, 3, 10, 25, 30 et 40 Hz tandis que les températures choisies étaient -10, 0, 10, 15, 20 et 30 °C. Pour chaque couple température-fréquence, un déplacement sinusoïdal  $z = A \sin(\omega t)$  est appliqué sur la tête mobile de chaque échantillon. L'amplitude  $A$  est fixée à  $63 \times 10^{-6}$  m afin d'obtenir une déformation  $\varepsilon$  inférieure à

$50 \times 10^{-6}$  pour éviter les dommages dus à la fatigue. Les valeurs maximales de la force  $F_0$ , du déplacement  $Z_0$  et de l'angle de phase initial  $\varphi$  ont été mesurées pendant les dix dernières secondes de chaque essai dont le test sera stable pour les mesures.

Le comportement viscoélastique d'un enrobé sous chargement cyclique peut être évalué par la norme du module complexe  $\|E^*\|$  et l'angle de phase associé  $\varphi$ . La partie réelle  $E_1$  et la partie imaginaire  $E_2$  du module complexe doivent être calculées pour chaque couple température-fréquence. Ces valeurs sont fournies par les équations (III-7, 8 et 9) respectivement (EN, 2012):

$$E_1 = \gamma \left( \frac{F_0}{Z_0} \cos(\varphi) + 10^{-6} \mu \omega^2 \right) \quad \text{III.17}$$

$$E_2 = \gamma \frac{F_0}{Z_0} \sin(\varphi) \quad \text{III.18}$$

$$\gamma = \frac{12h^3}{e(B-b)^3} \left[ \left( 2 - \frac{b}{2B} \right) \frac{b}{B} - \frac{3}{2} - \ln \frac{b}{B} \right] \quad \text{III.19}$$

où  $\gamma$  (mm-1) est le facteur de forme dépendant des valeurs géométriques indiquées sur la Figure III-8 et  $\mu = 0.135M + m$  est le facteur de masse qui influence la force résultante par des effets d'inertie.

Enfin, la norme du module complexe et l'angle de phase associé sont calculés à l'aide des expressions suivantes :

$$\|E^*\| = \sqrt{E_1^2 + E_2^2} \quad \text{III.20}$$

$$\varphi = \arctan(E_2/E_1) \quad \text{III.21}$$

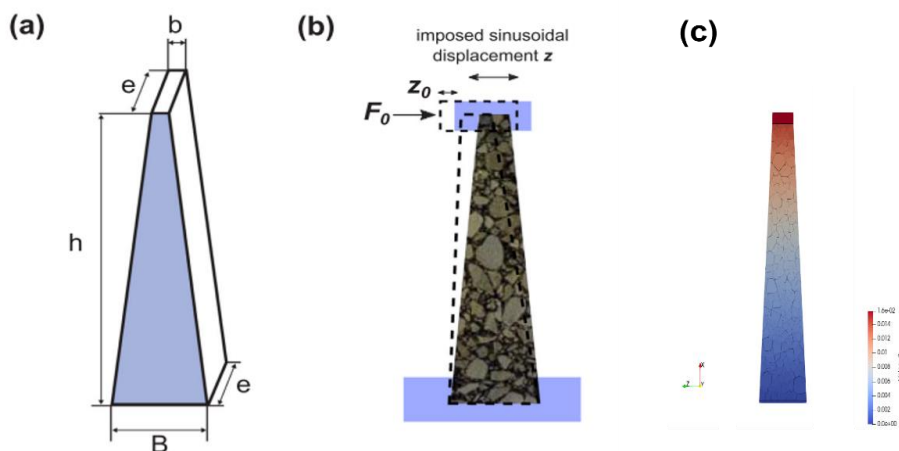


Figure III-8: Dimensions et schéma de l'essai complexe dans une configuration de flexion à deux points avec la modèle numérique (c) (Quezada and Chazallon, 2020).

#### III.4.4.3 Modélisation de l'essai de module complexe

Les échantillons numériques sont composés de particules rigides polyédriques où chaque particule a un diamètre compris entre 2 mm et 10 mm, sur la base de la granulométrie expérimentale présentée dans le tableau III-2. Ici, la courbe granulométrique a été coupée à 2 mm pour éviter de modéliser toutes les fines et ainsi diminuer le nombre de particules. Ce choix d'éliminer les particules de moins de 2 mm est une stratégie couramment utilisée dans les approches discrètes, sachant que l'effet de ces particules est pris en compte dans le comportement du liant et du mastic qui entoure les particules ((Zhang et al., 2022), (Xue et al., 2021) et (Ma et al., 2016)). Les particules générées sont disposées de manière aléatoire dans un réseau cubique de 0,25 m de long, 0,025 m de largeur et 1,6 m de hauteur, en prenant en considération la morphologie déjà identifiée dans les travaux de (Ge et al., 2021). La masse volumique de toutes les particules est de 2600 kg/m<sup>3</sup> qui est calibré pour prendre en compte l'élimination des petites particules et obtenir un échantillon de masse équivalente à l'échantillon réel. Nous présentant dans l'annexe tous ce qui concerne notre deuxième béton bitumineux (BBSG) qui fait une partie intéressante dans le projet Binary.

### III-1: Distribution granulométrique du BBM.

| D (mm)                 | 12.5 | 10 | 8  | 6.3 | 5  | 4  | 3.15 | 2  |
|------------------------|------|----|----|-----|----|----|------|----|
| % cumulé de particules | 100  | 90 | 64 | 44  | 40 | 36 | 34   | 32 |

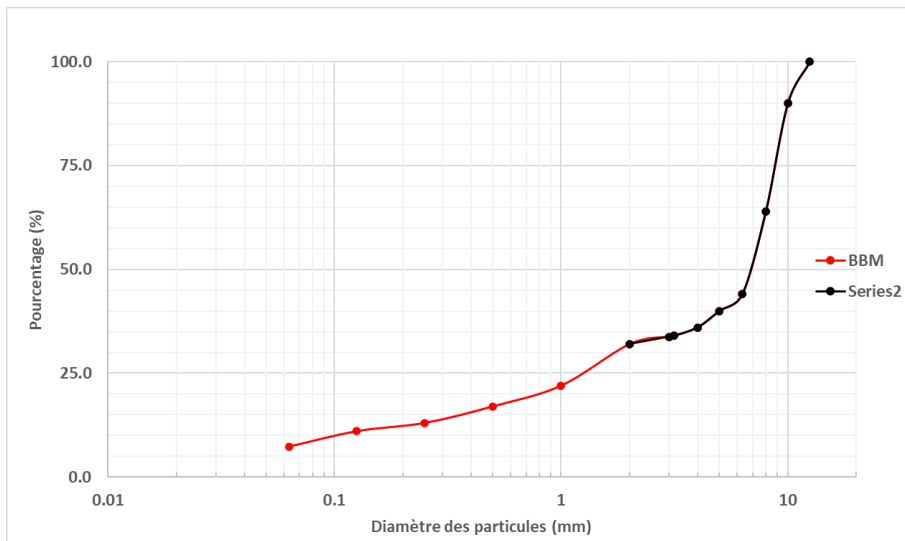


Figure III-9: Distributions granulométriques numérique et expérimentale des agrégats d'enrobés.

Les particules sont déposées sous gravité. Après cette étape, un contact utilisant la loi de VENoL est activé pour tous les contacts entre particules, avec les paramètres du modèle correspondant à la température cible. Le coefficient de friction entre les particules est fixé à  $\mu = 0.7$ , ce qui est une valeur typique utilisée pour les granulats concassés de roche. Enfin, en activant la gravité dans les simulations, le système est stabilisé après 1000 pas de temps. À la fin de ce processus, quatre échantillons numériques ont été préparés, avec les mêmes propriétés géométriques que les spécimens expérimentaux.

#### III.4.4.4 Résultats de la modélisation

Les essais de module complexe numérique ont été réalisés en soumettant la plaque supérieure au même déplacement sinusoïdal que les essais expérimentaux. Ensuite, cinq cycles ont été appliqués pour chaque échantillon, mesurant le déplacement et la réaction totale sur la plaque supérieure en fonction du temps. Les courbes de force et de déplacement obtenues permettent de déterminer les valeurs des pics  $F_0$  et  $z_0$  et de calculer  $\|E^*\|$  et  $\Phi$  à partir des essais numériques. La figure III-10 montre un exemple du déplacement imposé et de la force correspondante mesurée au niveau de la plaque supérieure. Comme prévu, la courbe résultante de la réaction totale suit le signal sinusoïdal imposée par le déplacement. L'angle de phase entre ces deux courbes permet de calculer  $\Phi$ . Pour tous les échantillons, la température de référence  $T=15\text{ }^{\circ}\text{C}$  et cinq fréquences ont été testées (comme dans les essais expérimentaux) ont été testé et la courbe est étendue pour trouver la courbe maitresse avec la loi WLF.

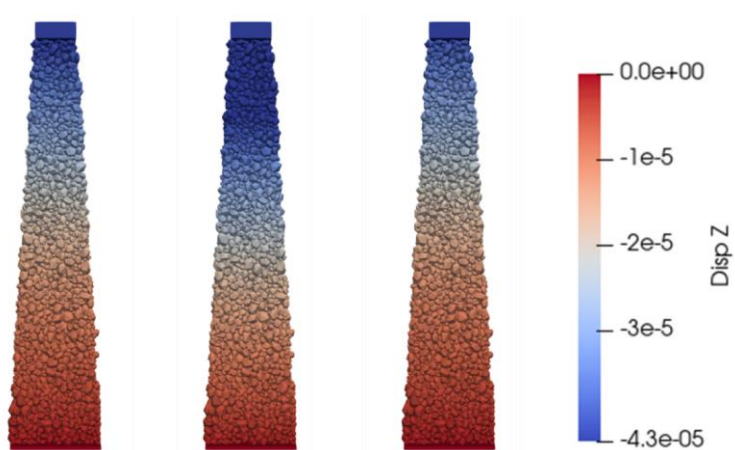


Figure III-10: Etat de déformation suite à l'application de la force à la tête de l'échantillon BBM 0/10, liant 35/50.

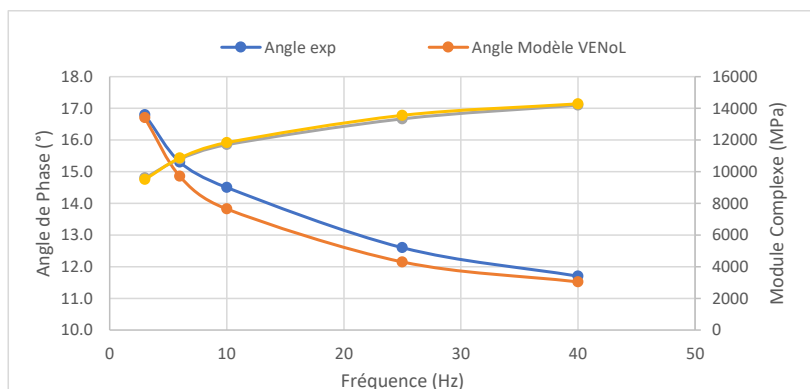


Figure III-11: Courbe maîtresse à  $T_{ref} = 15\text{ °C}$ , BBM 0/10, liant 35-50, Confrontation des résultats expérimentaux et ceux obtenus par le modèle VENoL.

Pour valider le modèle numérique, les figures III-11 affiche respectivement les résultats expérimentaux et numériques des isothermes du module complexe et de l'angle de phase. On peut noter que les valeurs numériques moyennes obtenues à partir des simulations concordent bien avec les valeurs de  $|E^*|$  trouvées lors des expériences pour toutes les fréquences testées. En revanche, les résultats numériques de l'angle de phase  $\Phi$  concordent assez bien avec les résultats expérimentaux, bien que ces isothermes présentent quelques fluctuations autour des données expérimentales moyennes.

Dans le but d'évaluer l'erreur de prévision, le Tableau III-2 présente les résultats de l'erreur relative moyenne (ERM) entre les données expérimentales et numériques pour  $|E^*|$  et  $\Phi$  pour chaque température. Comme on peut le voir sur la Figure 11, les valeurs numériques de  $|E^*|$  sont très proches des valeurs expérimentales, avec une ERM inférieure à 4 % pour toutes les températures. Les résultats généraux peuvent être considérés comme encourageants pour une validation du modèle de contact proposé pour l'étude des mélanges d'enrobé.

Tableau III-2: Pourcentage d'erreur entre le module complexe et l'angle de phase expérimentale et le modèle VENoL.

| f(Hz) | $\phi$ exp | E* exp | $\phi$ VENoL | E* VENoL | % erreur $\phi$ | % erreur E* |
|-------|------------|--------|--------------|----------|-----------------|-------------|
| 3     | 16.8       | 9602   | 16.7         | 9500     | 0.6             | 1.1         |
| 6     | 15.3       | 10800  | 14.9         | 10862    | 2.9             | 0.6         |
| 10    | 14.5       | 11703  | 13.8         | 11833    | 4.7             | 1.1         |
| 25    | 12.6       | 13336  | 12.2         | 13557    | 3.6             | 1.7         |
| 40    | 11.7       | 14200  | 11.5         | 14283    | 1.5             | 0.6         |

#### III.4.5. Conclusion

Dans cette section, on a décrit le processus et les résultats des simulations CD menées pour analyser le test du module complexe dans une configuration 2PB. Pour représenter la phase viscoélastique qui entoure les particules polyédriques solides d'un mélange d'enrobé, nous avons mis en œuvre une loi de contact viscoélastique basée sur le modèle de VENoL dans le logiciel LMGC90. Ces simulations ont permis de reproduire une série d'expériences où quatre échantillons trapézoïdaux ont été testés à la température de référence  $T=15\text{ °C}$  cinq fréquences et la courbe maitresse sera construite en utilisant la loi WLF qui correspond à la superposition Temps-Température.

Nos conclusions indiquent que la loi de contact viscoélastique, basée sur le modèle de VENoL, est efficace pour imiter les propriétés du module complexe dans les mélanges d'enrobé. L'accord entre les résultats numériques de ces simulations et les données expérimentales est évident dans tous les tests effectués dans cette étude. En ce qui concerne les courbes isothermes, la superposition des données expérimentales et numériques de la norme du module complexe  $\|E^*\|$  ainsi que les valeurs numériques de l'angle de phase  $\Phi$  correspondent globalement avec les données expérimentales.

En somme, ces travaux avec les travaux menés dans le chapitre précédent correspondent à l'essai RULOB qui peut être considéré comme essai de fluage, nous permettent d'envisager une validation du modèle de contact dans le domaine fréquentiel ainsi que dans le domaine temporel. Les paramètres du modèle de VENoL ont été calibrés grâce à des expressions analytiques pour évaluer les propriétés micromécaniques du modèle de contact en se basant sur des paramètres macro dérivés d'essais expérimentaux. Au stade préliminaire de notre travail, nous avons utilisé des agrégats polyédriques pour modéliser le test numérique. Pour les matériaux granulaires, comme un mélange d'enrobé, la forme des particules joue un rôle primordial pour ce qui est de l'anisotropie de texture granulaire, la transmission des forces et la mobilisation de la friction.

Nous utiliserons ce modèle dans nos recherches ultérieures pour évaluer les tests de laboratoire et modéliser l'impact du passage de la roue sur le revêtement, en combinant les méthodes discrètes et des éléments finis (DEM-FEM). Cela nous permettra d'analyser la surface de contact entre la pression des pneus et la couche de roulement. Les étapes suivantes de notre projet comprendront une étude du comportement mécanique des structures routières à plusieurs couches.

## Chapitre IV. Identification de la texture

La texture dans les enrobés bitumineux, également connue sous le nom de revêtements ou revêtements d'enrobé, joue un rôle essentiel dans leur performance et leur durabilité. La texture se réfère à la surface rugueuse ou texturée de la chaussée créée lors de la construction de l'enrobé bitumineux. Cette texture peut être influencée par plusieurs facteurs et a un impact significatif sur le comportement de la route et la sécurité routière. Voici quelques-uns des principaux effets de la texture dans les enrobés bitumineux :

1. Adhérence : Une texture appropriée de la surface de la chaussée peut améliorer l'adhérence entre les pneus des véhicules et la route, en particulier par temps pluvieux ou humide. Une texture rugueuse peut aider à évacuer l'eau de la surface de la chaussée, réduisant ainsi le risque d'aquaplaning.
2. Confort de conduite : La texture de la route peut influencer le confort de conduite. Une surface trop rugueuse peut provoquer des vibrations et un bruit excessif, tandis qu'une surface trop lisse peut réduire l'adhérence et la sécurité.
3. Durabilité : Une texture adéquate peut contribuer à la longévité de la chaussée. Une surface rugueuse peut mieux résister à l'usure causée par la circulation routière et réduire la nécessité de réparations fréquentes.
4. Drainage : La texture de la chaussée peut influencer la capacité de drainage de la route. Une texture appropriée peut aider à évacuer l'eau de pluie de la chaussée, réduisant ainsi le risque d'accumulation d'eau.
5. Sécurité routière : Une texture inadéquate peut entraîner une perte d'adhérence, ce qui augmente le risque d'accidents, en particulier par temps pluvieux ou hivernal. Par conséquent, la texture de la chaussée est un élément crucial de la sécurité routière.

6. Bruit : La texture de la route peut également avoir un impact sur le niveau de bruit généré par la circulation. Une surface lisse tend à être plus silencieuse, tandis qu'une surface rugueuse peut générer plus de bruit, ce qui peut être important dans les zones résidentielles.

Lors de la construction et de l'entretien des routes il faut prendre en compte ces facteurs lors de la conception et de la maintenance des enrobés bitumineux. Ils utilisent diverses techniques pour ajuster la texture, notamment le choix des agrégats, la méthode de compactage, le fraisage de la surface et l'application de revêtements spéciaux pour répondre aux besoins spécifiques de la route et des conditions climatiques locales.

#### IV.1. Description typique de la texture standard

La texture du revêtement routier est étroitement liée à l'adhérence, car elle contribue à l'efficacité et à la sécurité de la route.

La texture de la chaussée joue un rôle important en assurant la friction nécessaire entre les pneus du véhicule et la chaussée. L'adhérence est la force de friction qui empêche le véhicule de dérapier sur la route, notamment lors d'un freinage ou d'un virage.

##### IV.1.1. Type de texture du revêtement routière

Il existe deux types de textures du revêtement routier : la macrotexture et la microtexture.

1. La macrotexture : La macrotexture, désignant les aspérités de la surface, fait référence à la rugosité d'un revêtement routier dont les dimensions verticales varient de 0,1 à 20 mm et horizontales de 0,5 à 50 mm, telles que définies dans la norme ISO 13473-1 de 2019. Cette texture est très importante pour assurer un bon niveau d'adhérence lorsque le véhicule se déplace à grande vitesse et en présence d'eau, empêchant ainsi l'aquaplanage en maintenant un contact direct entre le pneu et la route. La méthode des taches de sable est utilisée pour mesurer la texture macroscopique, via la profondeur moyenne de texture (PMT), qui représente l'épaisseur moyenne de la couche d'eau nécessaire pour recouvrir de grandes couches de gravier.

Cependant, cette méthode ne permet pas d'évaluer la texture macroscopique à distance. Les méthodes de mesure de profil, telles que Rugolaser, utilisent des capteurs à faisceau laser, mesurant en continu les textures macroscopiques du trafic à des vitesses allant jusqu'à 100 km/h. A partir des profils obtenus, il est possible de déterminer la profondeur moyenne du profil (PMP), à partir de laquelle la PMT peut être estimée au travers de la profondeur de texture estimée (PTE), selon la norme NF EN ISO 13473-1.

2. La microtexture : La microtexture fait référence aux petites irrégularités de surface qui ont des dimensions verticales comprises entre 0,001 et 0,5 mm et des dimensions horizontales inférieures à 0,5 mm. Cette texture fine joue un rôle crucial dans l'adhérence des pneus à la route. Elle permet d'augmenter la friction, ce qui est bénéfique même lorsqu'on conduit à des vitesses élevées sur une route sèche. Des études récentes ont souligné l'importance de la microtexture dans l'adhérence et sa variation au fil du temps. La microtexture recouvre la macrotexture et s'estompe progressivement en raison du polissage et des conditions météorologiques, ce qui entraîne une diminution de l'adhérence. Il est donc essentiel de comprendre la contribution de la microtexture à l'adhérence et à son évolution, ce qui représente l'un des objectifs de notre étude et dans la génération des particules dans l'approche discret et dans le projet BINARY afin de mieux comprendre l'effet de la texture sous le passage du pneu.

Pour mesurer les profils de texture, des capteurs tactiles et sans contact sont utilisés. Ces capteurs doivent avoir une résolution très fine, mesurée en micromètres, en raison des petites dimensions de la microtexture. Par exemple, le capteur STIL (Beautru, 2012) peut enregistrer des profils de texture avec une précision minimale de 10 micromètres. D'autres appareils, tels que les microscopes, peuvent atteindre des résolutions encore plus petites. Dans l'étude menée, dans le cadre de ce projet, au sein de l'Unité de Mixte de Recherche en Acoustique Environnementale (UMRAE), nous utilisons le profilomètre 3D. Ce capteur utilise une variation de la focalisation pour capturer la lumière réfléchie par l'échantillon, permettant ainsi de déterminer la position de chaque point en analysant la variation de contraste.

#### IV.1.2. Méthode d'identification de la texture

Durant plusieurs années, l'approche couramment utilisée était celle de « l'épandage de sable » (Fisco and Sezen, 2013; Sengoz et al., 2012). Cette technique consiste à répartir une quantité spécifique de sable sur une portion de route. Cependant, récemment, le sable a été remplacé par des billes de verre. Dans les deux situations, que ce soit le sable ou les billes de verre, ils sont dispersés pour former une zone circulaire dont le diamètre est ensuite mesuré. En établissant le rapport entre le volume de sable ou de billes de verre et la surface couverte, nous obtenons une valeur représentant la profondeur moyenne du matériau, appelée "profondeur de texture" moyenne. Toutefois, les résultats issus de cette technique sont influencés par plusieurs facteurs, comme par exemple, la personne qui effectue l'opération ou la quantité de matériau utilisé, conduisant à une incertitude de 0,227 mm.

Actuellement, de nombreuses procédures ont vu le jour pour évaluer la Profondeur de Profil Moyenne, en se basant sur l'acquisition du profil de surface, comme cela a été mentionné précédemment (Vilaça et al., 2010). Le profil d'une route peut être décrite en utilisant deux mesures : la distance parcourue dans une direction spécifique et l'amplitude, qui est perpendiculaire au plan de surface. En outre, la longueur d'onde de la texture est définie comme la plus petite distance entre les sections de la courbe qui se répètent périodiquement.

A l'UMRAE un « profilomètre 3D » est utilisé pour identifier la texture d'un revêtement routière. La Figure IV-1 représente le système de mesure de texture 3D employé lors des tests. Ce système fonctionne avec un capteur laser qui identifie l'altitude de points spécifiques sur un segment en utilisant une technique de triangulation (Cesbron and Klein, 2016). Le capteur laser est ensuite déplacé uniformément sur une ligne droite longitudinale par le biais d'un axe linéaire motorisé, ce qui déclenche la collecte de données d'échantillons à intervalles spatiaux constants. Une table de positionnement permet de manœuvrer manuellement le capteur dans une direction transversale, ce qui facilite la réalisation de plusieurs mesures parallèles de manière successive avec un décalage latéral. En fin de compte, pour une position spécifique du cadre, une mesure

de texture unitaire peut atteindre une longueur de 1,5 m et une largeur de 0,35 m, avec un pas d'échantillonnage de 0,1 mm et une fiabilité verticale point à point de 0,03 mm.



Figure IV-1: Système de mesure de texture 3D (Cesbron and Klein, 2016).

Dans le cadre du projet Binary, nous avons engagé une série de mesures de texture visant à évaluer et comparer les caractéristiques de surface de deux matériaux distincts, à savoir le BBM et le BBSG, utilisés dans la couche de roulement. L'objectif sous-jacent de ces analyses de texture était de mieux comprendre les différences et les similitudes entre ces deux types de matériaux en termes de propriétés de surface. Cela s'inscrit dans la démarche globale du projet Binary, qui vise à examiner de manière approfondie la texture des planches en BBM et en BBSG, tout en cherchant à appréhender l'influence du contact pneu-chaussée sur ces matériaux.

#### IV.1.3. Traitement des données

Une fois que tous les profils ont été collectés, formant ainsi un échantillon 3D de la chaussée, il est nécessaire de les caractériser à l'aide de mesures appropriées telles que la Profondeur Moyenne de Profil (PPM) et le Niveau de Profil de Texture (L). Différentes techniques mathématiques complémentaires sont utilisées pour cela. Certaines de ces techniques reposent sur la méthode de Fourier ainsi que des processus de filtrage (pour le Niveau de Profil de Texture) afin de déterminer l'amplitude des composantes spectrales (longueurs d'onde ou fréquences spatiales). Ces techniques ont été implémentées en utilisant le logiciel Matlab à

l'aide de fichiers .m spécifiques issue de la machine (MathWorks, 1996). Le traitement complet des données dans Matlab est réalisé en utilisant les points obtenus à partir de l'acquisition et du traitement effectué par le logiciel de collecte de données de la machine prototype.

Dans cette partie, nous avons succinctement exposé les bases théoriques et les algorithmes élaborés pour l'évaluation des propriétés des chaussées.

### 1. Profondeur Moyenne de Profil (PPM)

La profondeur d'un profil est définie comme la différence de hauteur entre ce profil et une ligne horizontale qui passe par le point le plus élevé (le sommet du pic) dans une distance le long de la surface, qui est de même ordre de grandeur qu'une interface typique entre le pneu et la chaussée. La Profondeur Moyenne de Profil (PPM) est calculée à une certaine distance du profil de référence (appelée ligne de base), généralement à 10 cm, comme illustré dans la Figure IV-2.

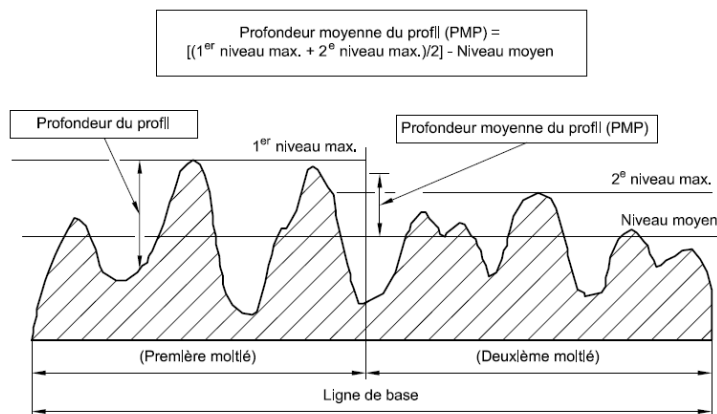


Figure IV-2: Détermination du profondeur moyenne de profile (Cerezo et al., 2013).

### 2. Niveau de Profil de Texture

Lorsqu'un spectre est utilisé pour définir un profil de surface, il est possible de convertir les amplitudes correspondantes dans une bande spécifique en un indicateur unique appelé Niveau

de Profil de Texture (L). Le Niveau de Profil de Texture est calculé à partir d'une transformation logarithmique des amplitudes du profil, comme indiqué dans l'équation suivante :

$$L_{tx,\lambda} = 20 \log \frac{a_\lambda}{a_{ref}} \quad \text{IV.1}$$

Cette équation sert à calculer le Niveau de Profil de Texture ( $L_{tx,k}$ ) dans des bandes d'un tiers d'octave ou des bandes d'octave. Le Niveau de Profil de Texture ( $L_{tx,k}$ ) est exprimé en décibels (dB) par rapport à une valeur de référence  $a_{ref}$  de  $10^{-6}$  m. La valeur  $a_k$  correspond à la valeur efficace quadratique moyenne des amplitudes du profil de surface, exprimée en mètres. L'indice k permet de distinguer les valeurs obtenues à l'aide d'un filtre à bande d'un tiers d'octave ou d'un filtre à bande d'octave ayant une longueur d'onde centrale k. Il convient de noter que ce paramètre revêt une importance particulière dans le domaine acoustique, bien qu'il ne soit pas au cœur de notre étude dans ce travail.

### 3. Indicateur diverse dans l'analyse 2D

De nombreux indicateurs statistiques sont généralement utilisés dans la littérature. Nous retenons les plus couramment utilisés : la rugosité moyenne  $R_a$ , la rugosité quadratique moyenne  $R_q$ , la symétrie  $R_{sk}$  et la kurtosis  $R_{ku}$ . Les équations suivantes présentent la définition de ces indicateurs (Ech et al., 2007) :

$$R_a = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N |z_i| \quad \text{IV.2}$$

$$R_q = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N z_i^2} \quad \text{IV.3}$$

$$R_{sk} = \frac{1}{N \cdot R_q^3} \sum_{i=1}^N z_i^3 \quad \text{IV.4}$$

$$R_{ku} = \frac{1}{N \cdot R_q^4} \sum_{i=1}^N z_i^4 \quad \text{IV.5}$$

où  $N$  représente le nombre de points dans le profil, tandis que  $z_i$  désigne la distance entre le point  $i$  et la ligne moyenne (la ligne moyenne étant la ligne horizontale dont l'altitude est égale à la moyenne de toutes les altitudes des points du profil). Dans cette section, les cartes sont analysées profil par profil. Chaque indicateur est calculé profil après profil, ce qui donne un ensemble d'indicateurs de profil. Ensuite, la moyenne et l'écart type des indicateurs de profil sont déterminés.

En d'autres termes, nous examinons chaque profil individuellement, calculons les indicateurs correspondants, puis calculons la moyenne et l'écart type de ces indicateurs sur l'ensemble des profils.

#### IV.2. Campagne expérimentale

Les échantillons ont été acquis par le prototype développé avec une précision de  $0,5 \times 0,5 \times 0,5 \text{ mm}^3$ . Une précision plus basse aurait pu être choisie, par exemple  $1,0 \times 0,5 \times 0,5 \text{ mm}^3$ , mais si le diamètre des billes de verre avec un maximum de  $0,25 \text{ mm}$  est considéré comme une donnée pertinente, des données pourraient être exclues. Après l'acquisition des échantillons, une région d'intérêt de forme carré (ROI) de  $90 \text{ mm}$  de longueur d'arrêt a été créée dans chaque échantillon. Les points appartenant au ROI sélectionné ont ensuite été exportés pour être utilisés dans Matlab.

Les figures II-3-a) et b) présentent l'aspect et la surface 3D acquise (représentée par une carte de hauteur de couleur) de la surface choisie pour illustrer les différences texture qui pourraient être trouvées sur ce type de matériaux.

Lorsque l'on compare la texture du BBSG à celle du BBM, une observation clé est faite. Il est important de noter que la texture du BBSG est davantage continue par rapport à celle du BBM. Cette distinction peut être attribuée au fait que, généralement, le BBSG est reconnu comme un enrobé qui a une granulométrie plus étalée. De surcroît, cette particularité de texture éclaire la manière dont la charge pneumatique est répartie sur la surface de l'enrobé. Avec le BBSG, la

force semble plus équitablement distribuée, alors qu'elle est plus localisée sur le BBM. Ces observations peuvent être confirmées grâce aux essais de laboratoire et à l'essai en manège, qui sont deux objectifs du projet BINARY.

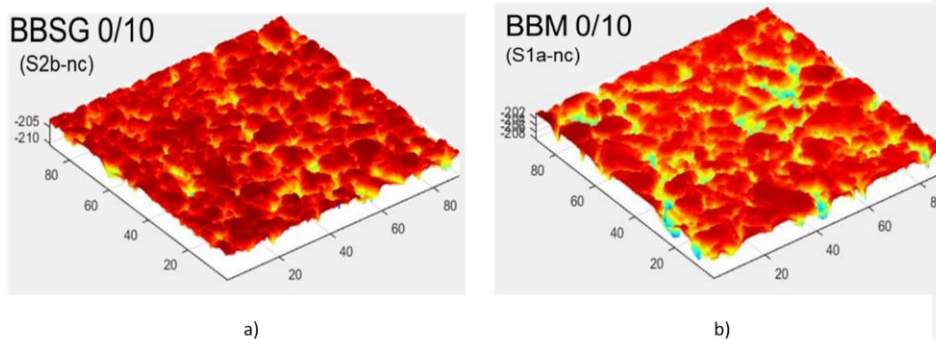


Figure IV-3: Extrait 3D 90 mm x 90 mm de la texture : a) BBSG, b) BBM ( Relevé in situ par UMRAE au manège de fatigue UGE)

Dans la section suivante, nous examinerons les autres paramètres de la texture afin de comparer celle générée par le modèle LMGC90 avec la véritable texture des deux échantillons utilisés dans le projet BINARY.

### IV.3. Génération des particules par la méthode CD

Le processus de génération des granulats par la méthode CD est une étape essentielle dans la création de textures représentatives. Il comporte plusieurs étapes :

1. Dépôt initial des particules : Au départ, un ensemble de particules est déposé sous gravité de manière contrôlée. Cette étape vise à créer une couche de particules initiale sur laquelle la texture sera construite.
2. Compactage : Après le dépôt initial, un processus de compactage est mis en œuvre pour uniformiser la répartition des particules et obtenir une surface plane. Cela garantit que la texture générée est cohérente et bien répartie sur l'échantillon.

3. Variation du coefficient de frottement : Pour obtenir des textures différentes, une variation du coefficient de frottement lors du dépôt des particules a été effectué. Cela se traduit par un arrangement granulaire différent lors du dépôt sous gravité. Ce changement dans les conditions de dépôt entraîne la création de textures distinctes.

4. Influence du dépôt sous gravité : Des textures générées sous gravité et par compactage en absence de gravité ont été comparées. Cette variation d'environnement peut avoir un impact significatif sur la manière dont les particules se déposent et interagissent, ce qui se reflète dans les textures résultantes.

En combinant ces différentes variables, la méthode discrète offre la possibilité de créer une gamme de textures qui peuvent être utilisées pour représenter diverses conditions et caractéristiques de surface, contribuant ainsi à une meilleure compréhension des propriétés des échantillons étudiés dans le projet BINARY. Dans les deux figures suivantes se trouvent les relevés de texture pour le BBSG et les polyèdres générées sous différentes conditions.

(extraits 90 mm x 90 mm)

BBSG 0/10  
(S2b-nc)

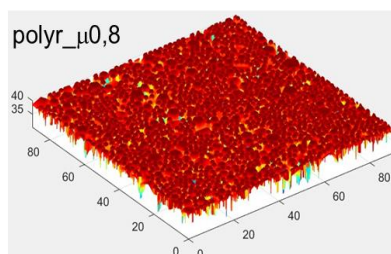
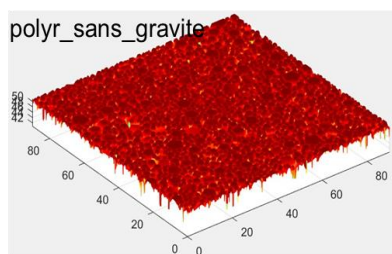
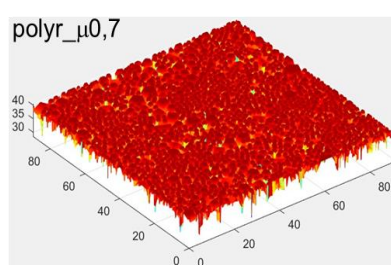
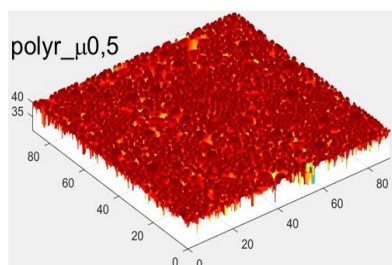
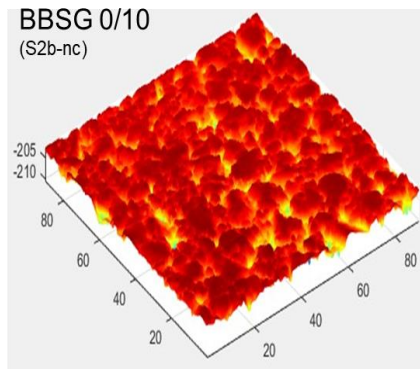
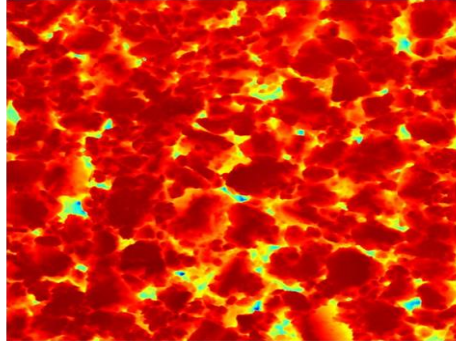
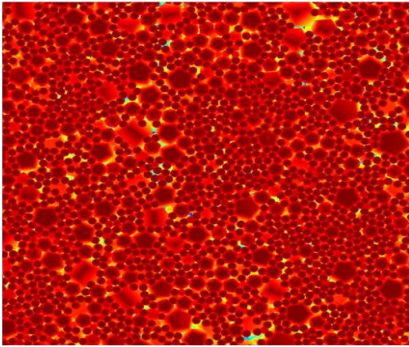


Figure IV-4: Relevé 3D de la texture du BBSG et de la génération des particules sans et avec effet de gravite et sou différent coefficient de frottement.

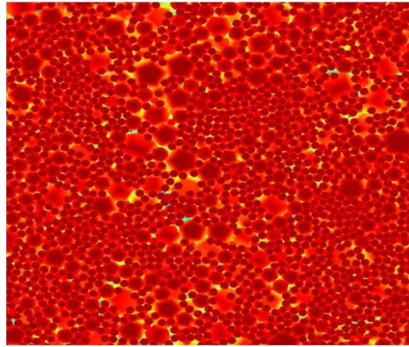
BBSG 0/10



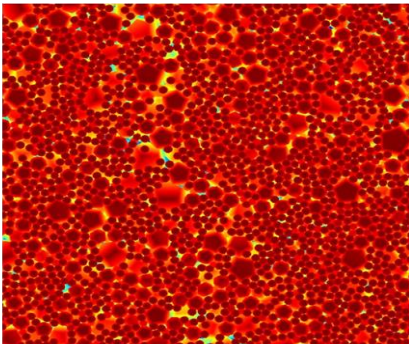
polyr\_ $\mu$ 0,5



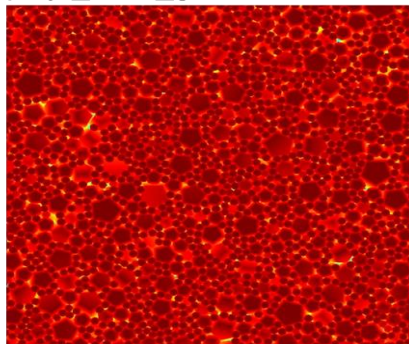
polyr\_ $\mu$ 0,7



polyr\_ $\mu$ 0,8



polyr\_sans\_gravite



*Figure IV-5: Relevé 2D de la texture de BBSG et de la génération des particules sans et avec effet de gravite et sous différent coefficient de frottement.*

Il est important de remarquer que le profil obtenu en déposant les particules avec un coefficient de frottement de 0,5 est en accord avec la mesure de texture de BBSG et suit l'analyse qui doit

être présente dans la partie suivante. Cependant, il est important de souligner que la mesure 3D de la texture par la simulation numérique nécessite un processus de comblement des trous (vides existants due à l'absence de mastic entre les particules), afin de supprimer les interférences indésirables et de permettre la reconstruction de la surface du revêtement routier. Cela est bien identifié dans la figure II-6.

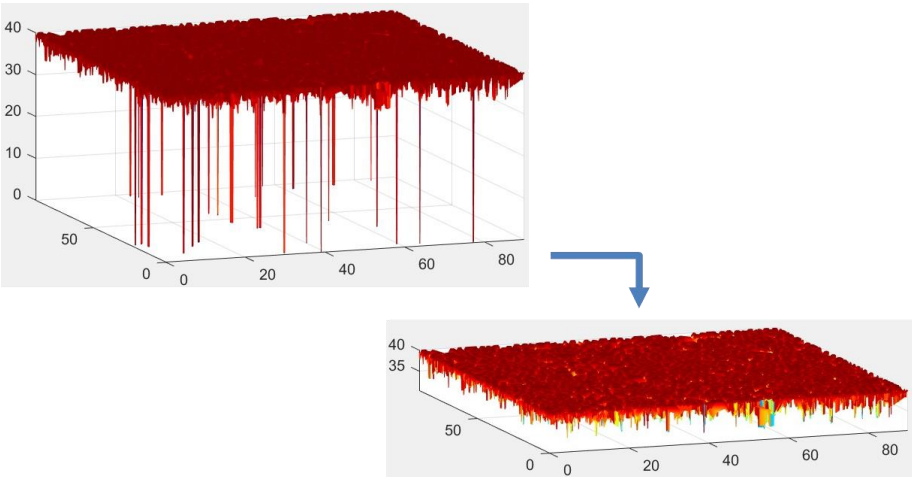


Figure IV-6: Comblement des trous.

L’interpolation et le comblement des particules est fait par interpolation bilinéaire et le taux de correction est présent dans le tableau suivant.

Tableau IV-1: Taux de correction suivant la surface.

|          |            |            |            |           |
|----------|------------|------------|------------|-----------|
| Surface  | polyr_m0,5 | polyr_m0,5 | polyr_m0,5 | polyr_ssG |
| Taux (%) | 0.2        | 0.4        | 0.4        | 0.01      |

La figure II-7 met en évidence la confrontation entre le profil tiré de l'échantillon BBSG expérimental et les profils issus des particules générées par la simulation discrète. Cette comparaison permettra de dégager des observations importantes quant à la similarité ou la divergence entre les caractéristiques de texture.

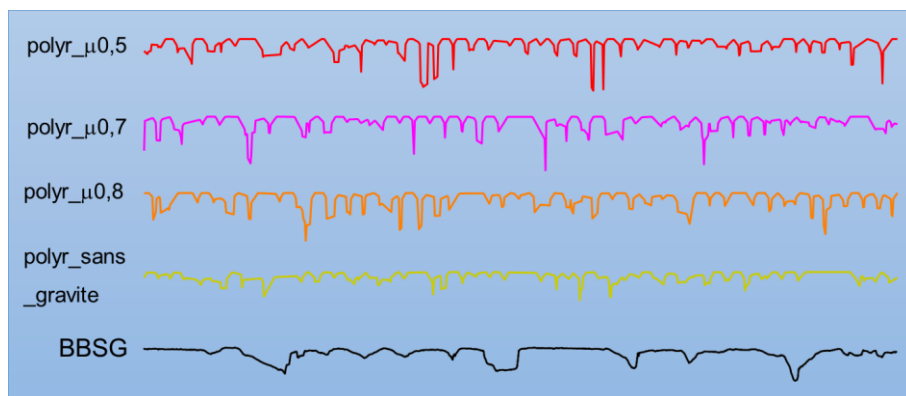


Figure IV-7: Différents Profils Extraits. (Essai expérimental réalisé par UMRAE).

En outre, dans la section à venir, nous explorerons plus en profondeur la mesure de la Profondeur Moyenne de Profil (PMP). Cette mesure sera dérivée des profils longitudinaux extraits à partir des relevés 3D. L'analyse de la PMP joue un rôle crucial dans la compréhension des propriétés de texture de l'échantillon et dans la comparaison avec les données générées par le modèle LMGC90. Elle nous permettra de quantifier et de caractériser de manière plus précise les variations de texture observées dans les profils longitudinaux.

Tableau IV-2: Moyen des profils avec l'écart type de la mesure de PMP (Essai expérimental réalisé par UMRAE).

| Texture             | polyr_m0,5 | polyr_m0,5 | polyr_m0,5 | polyr_ssG | BBSG 0/10 |
|---------------------|------------|------------|------------|-----------|-----------|
| PMP (mm)            | 0.8        | 0.92       | 0.95       | 0.67      | 0.77      |
| $\sigma_{PMP}$ (mm) | 0.1        | 0.13       | 0.12       | 0.08      | 0.16      |

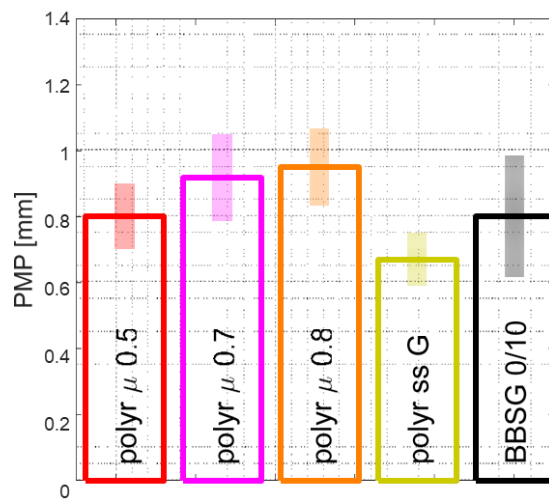


Figure IV-8: La comparaison de la distribution du PMP selon les différentes générations (Essai expérimental réalisé par UMRAE).

Pour finalement établir une comparaison de la densité de probabilité des textures entre le BBSG et la génération de particules, nous effectuons le calcul des différents paramètres associés à l'analyse en 2D de la texture, tels que définis précédemment dans la section IV.1.3.3.

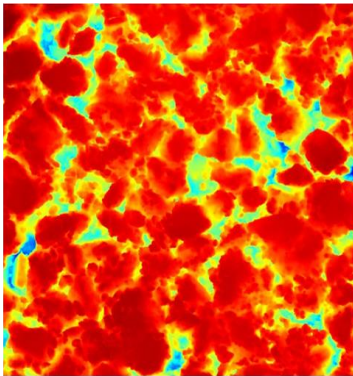
Tableau IV-3: Analyse 2D de la texture (Essai expérimental réalisé par UMRAE).

| Textures          | $R_a$ | $R_q$ | $R_{sk}$ | $R_{ku}$ |
|-------------------|-------|-------|----------|----------|
| <b>polyr_m0,5</b> | 0.64  | 0.90  | -2.3     | 11.1     |
| <b>polyr_m0,7</b> | 0.74  | 1.02  | -2.2     | 9.9      |
| <b>polyr_m0,8</b> | 0.76  | 1.04  | -2.1     | 9.0      |
| <b>polyr_ss_G</b> | 0.51  | 0.70  | -2.2     | 11.5     |
| <b>BBSG</b>       | 0.61  | 0.84  | -2.1     | 8.7      |

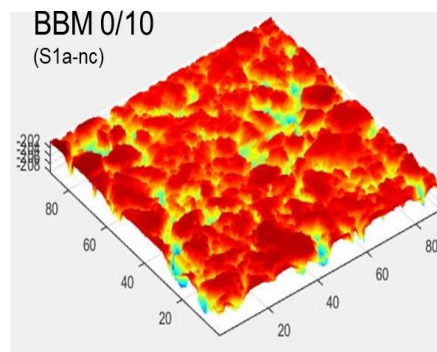
En synthèse de toutes les analyses effectuées pour comparer la génération de particules avec le logiciel LMGC90 avec la texture réelle de BBSG, il est possible de conclure que la génération avec un coefficient de frottement égal à 0,5 produit une texture qui est très proche de celle observée dans la réalité.

Une étude similaire a été menée sur le BBM, et par la suite, la génération de particules dans la poursuite du projet a été réalisée en utilisant un dépôt avec un coefficient de frottement égal à 0,5. Nous présentons ici les relevés en 2D et 3D de la texture du BBM, à la fois expérimentaux et générés par LMGC90.

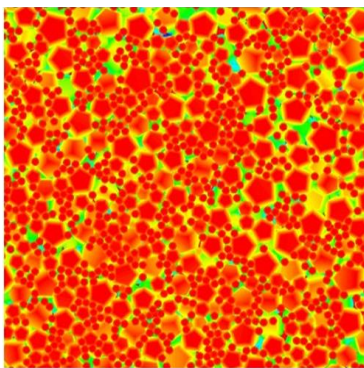
BBM 0/10



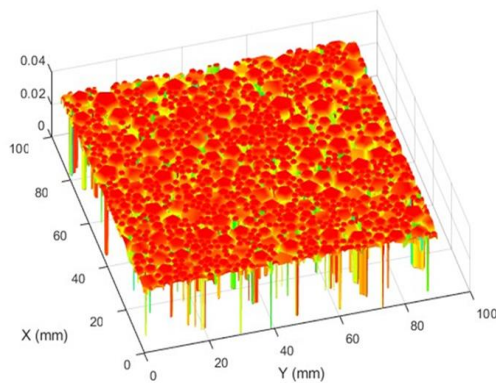
Texture 2D BBM



Texture 3D BBM



Texture 2D poly\_μ0,5



Texture 3D poly\_μ0,5

Figure IV-9: Mesure 2D et 3D de la Texture BBM.

#### IV.4. Conclusion

Nous savons que la texture a une implication notable sur le comportement des matériaux granulaires, plus particulièrement les enrobés bitumineux utilisés pour le revêtement des routes.

Cette texture joue un rôle déterminant car elle est à l'origine de la transmission de la force de contact entre le pneu du véhicule et le revêtement routier, influençant ainsi l'adhérence et la tenue de route.

En ce qui concerne l'analyse de la texture, la simulation discrète s'est avérée particulièrement utile. Nous avons réalisé des essais de dépôt de particules dans différentes conditions de friction et influence de la gravité. Ces expérimentations ont conduit à des modifications et des ajustements conséquents au niveau de la texture. Les résultats finaux ont permis d'obtenir un ensemble de paramètres précis qui permettent de caractériser fidèlement la texture du revêtement routier.

Pour la suite de nos travaux, ces méthodes de création de particules présentés dans le chapitre III et de modélisation de la texture sont utilisées pour représenter au mieux les conditions rencontrées lors de nos essais de laboratoire en cours de développement. Ces essais sont ensuite utilisés pour calibrer et valider les modèles que nous construisons, permettant ainsi de mieux comprendre et prédire le comportement des enrobés bitumineux.

## Chapitre V. Couplage FEM-DEM et modélisation par la méthode des éléments discrets

### V.1. Introduction

Après avoir élaboré une méthode de simulation de d'enrobés bitumineux en créant des particules conformes aux propriétés du mélange bitumineux, suivi de l'implémentation et de la calibration du modèle viscoélastique dans le code LMGC90, ce chapitre vise à combiner l'ensemble des éléments précédents pour simuler des chaussées bitumineuses à l'aide de la méthode DEM.

Dans ce chapitre, nous présentons une simulation avancée de couplage FEM-DEM en 3D afin d'examiner à l'échelle micromécanique les réponses internes du mélange d'enrobé sous l'effet de charges transitoires de roulement de pneumatique. Au sein de cette simulation, nous avons développé des algorithmes avancés pour gérer la détection des contacts entre les particules du mélange et les forces de contact du pneumatique, ainsi que pour appliquer les charges de roulement du pneumatique sur la couche d'enrobé et étudier l'effet des nombreuses conditions sur la réponse de la chaussée.

Ensuite, nous avons effectué une analyse statistique des réponses micromécaniques, notamment les caractéristiques de mouvement des particules, les distributions de déplacement et de vitesse, les forces de contact et le déplacement individuel des particules dans une couche d'enrobé sous différentes conditions de roulement de pneu. Cette étude actuelle propose une méthode innovante pour explorer l'interaction dynamique entre le pneu et la chaussée sous des charges de roulement du pneumatique, ce qui pourrait contribuer à révéler les mécanismes de dégradation des surfaces de chaussée d'enrobé sous des charges de roulement réalistes au niveau des particules, et représenter fidèlement un essai en laboratoire qui est l'essai d'orniérage français, nommé aussi essai de suivi de roue (FWTT).

### V.1.1. Principe de l'essai

Le Test de Suivi de Roue Français, connu en anglais par *French Wheel Tracking Test* (FWTT), est un essai de laboratoire appliquée dans le domaine des revêtements bitumineux et de la construction routière. Le succès de l'approche réside dans la bonne représentativité de l'essai d'orniérage par rapport à la situation in situ. En particulier, il permet de soumettre le matériau à des sollicitations mécaniques relativement proches de celles subies dans les chaussées (niveau de contrainte, rotations, etc.) et permet de détecter de manière adéquate la capacité du matériau à résister ou non à des déformations permanentes.

L'échantillon de dimension  $500 \times 110 \times 80$  mm<sup>3</sup> est disposé au sein d'un appareillage d'essai permettant de réaliser des sollicitations imposées par le va et vient d'un pneumatique sur une dalle de béton bitumineux. Cet appareil comporte une unité de roulement munie d'un pneu chargé, lequel exerce une charge constante sur l'échantillon. La figure ci-dessous illustre le dispositif expérimental de l'essai FWTT, avec les conditions limites appliquées sur la plaque.



Figure V-1: Disposition des instruments de mesure pour l'expérience (WTT, UGE)

### V.1.2. Description de l'essai de suivi de roue (WTT)

#### V.1.2.1 Mesure TekScan

Dans le cadre de cette étude, un outil de mesure appelé Tekscan a été utilisé pour évaluer les forces de pression exercées par le pneumatique à la surface de l'enrobé. Cet outil est composé d'un logiciel (I-Scan) et d'un capteur de cartographie de pression. L'UGE a réalisé des mesures avec Tekscan sur une paroi lisse pour représenter l'empreinte de la roue de l'orniéreur sur une surface sans rugosité (figure V-2.a). Les résultats de ces mesures ont montré une concentration de la charge au niveau du contact pneu-chaussée et une répartition des forces sur les irrégularités de la couche supérieure des échantillons de BBM (figure V-2.b).

Dans le but d'étudier le comportement des enrobés bitumineux sous différentes charges, une campagne expérimentale a été mise en place avec trois charges différentes : une charge statique, une charge roulante à vitesse moyenne de rotation (0,5 Hz équivalent à 3.5 Km/h) et une charge roulante à vitesse rapide de rotation (1 Hz équivalent à 7 Km/h). Les mesures d'empreintes ont été réalisées sur des échantillons de BBM et de BBSG de dimensions 500 mm de longueur, 110 mm de largeur et 80 mm de hauteur. Toutes les mesures ultérieures réalisées dans le cadre de ce projet ont été effectuées sur ces mêmes échantillons.

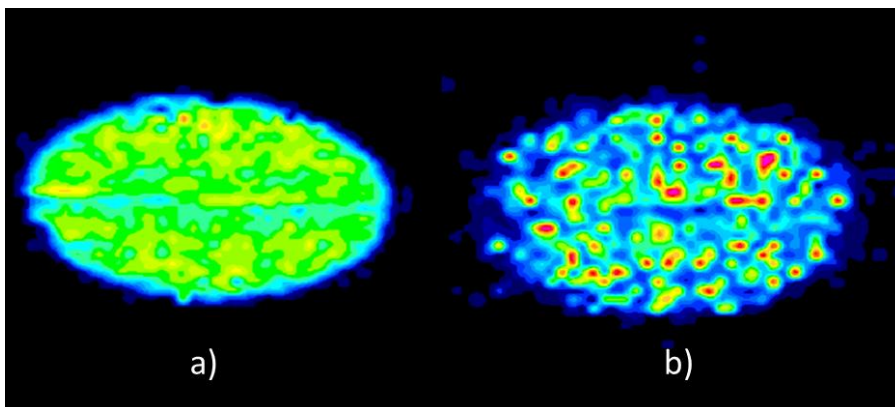


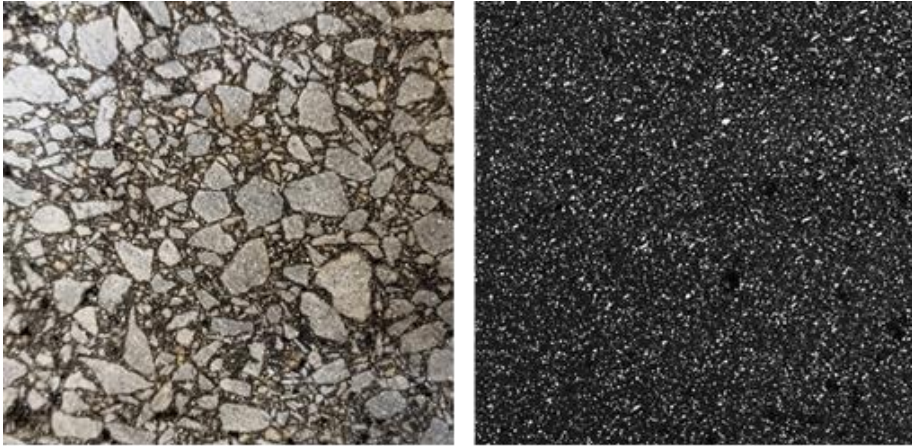
Figure V-2: Modélisation de l'empreinte de la roue du WTT sur une surface lisse (a), sur une surface de roulement BBM (b) à l'aide du logiciel I-Scan (UGE)

L'empreinte de la roue utilisée dans la simulation de l'essai FWTT a comme dimensions 130 mm de longueur et 90 mm de largeur. La pression de gonflage de cette roue est de 0.7 MPa.

#### V.1.2.2 Mesure Ncorr

Dans le cadre de cette étude, nous nous intéressons à l'analyse des champs de déformation le long de l'échantillon, ainsi qu'aux déplacements verticaux subis par celui-ci. Pour ce faire, il a été utilisé une caméra haute résolution et un système d'éclairage puissant pour prendre des photos de l'échantillon avant et pendant l'application de la charge, afin d'observer les déformations significatives. Grâce à un logiciel appelé Ncorr, développé sous Matlab par (Blaber et al., 2015), il est possible de comparer et d'étudier les déformations entre deux images en utilisant des techniques de corrélation d'images numériques, que nous avons déjà utilisées pour interpréter les résultats de cet essai.

Dans le cadre de ce projet, une nouvelle méthode de suivi des mouchetis a été développée, proposée par Santos (2020). Cette méthode consiste à créer un motif artificiel adapté à la corrélation d'images en peignant la zone étudiée en noir et en ajoutant de petits points de peinture blanche. La différence entre les deux motifs de mouchetis est illustrée dans la Figure V-3, où la composition d'un enrobé est visible sur la partie gauche de cette figure. Un enrobé est principalement constitué de granulats à hauteur d'environ 90%, de bitume à hauteur d'environ 5% et d'un pourcentage de vide d'environ 5%. Ce pourcentage de vide peut varier en fonction de la qualité du compactage de l'enrobé, allant de 3 à 15% dans les cas les plus extrêmes. Les granulats utilisés ont généralement une valeur de module d'Young d'environ 90 000 MPa, tandis que les liants utilisés ont une valeur moyenne d'environ 5 MPa. Il est donc essentiel de comprendre que les déformations observées seront principalement dues au pourcentage de vide présent dans l'enrobé et à la déformation du bitume en réponse à la charge appliquée.



*Figure V-3: Mouchetis naturel (à gauche) et mouchetis artificiel (à droite)*

Le problème identifié dans l'ancienne méthode de corrélation d'images résidait dans la prise en compte du déplacement du corps rigide, ce qui induisait des résultats altérés par ce déplacement (figure V-4).



*Figure V-4: Dispositif des instruments de mesure pour l'expérience (WTT, UGE).*

Afin de contourner le déplacement rigide vertical du plateau sur lequel repose l'échantillon avec la roue, une nouvelle conception a été élaborée, exploitant un système de caméra intégrée. Lors de la montée et de la descente du plateau, ce système permet à la caméra de maintenir un angle de vue constant, résolvant ainsi le problème du déplacement rigide. Après avoir fixé la caméra au support et renforcé les bras pour éliminer les oscillations, les chercheurs de l'UGE ont réussi à mettre en place le dispositif de mesure illustré dans la Figure V-5 ci-dessous.



Figure V-5: Système de caméra embarquée (WTT, UGE).

Dans le cadre du projet BINARY, notre objectif est de simuler le comportement d'une plaque d'enrobé dans des conditions qui se rapprochent de la réalité. Pour ce faire, nous avons opté pour l'utilisation d'un support comportant une couche de gomme de caoutchouc située sous la plaque d'enrobé. Cette couche de caoutchouc noté cité dans le paragraphe V-4.1 est également représentative des caractéristiques des couches de fondation et du sol des chaussées souples qui seront cités après.

Dans l'essai FWTT, un type de pneu spécifique est généralement utilisé pour simuler des charges répétées sur la surface de la chaussée. Ce type de pneu est souvent appelé "pneu de simulation de charge" ou "pneu d'essai de trajectoire de roue". Ces pneus sont conçus spécifiquement pour le FWTT pour reproduire les charges spécifiques et les conditions de roulement utilisées dans l'essai pour évaluer la résistance à l'orniérage et à la déformation permanente des chaussées routières (figure V-6). Le choix du pneu peut varier en fonction des normes et des spécifications du test, mais il est généralement conçu pour simuler les charges imposées par les véhicules lourds.



Figure V-6: Pneu lisse WTT (UGE).

## V.2. Modélisation de l'essai

Dans ce chapitre, notre objectif principal est d'analyser et d'interpréter les résultats obtenus à partir de l'expérience menée sur l'essai de suivi de roue en utilisant la méthode DEM. L'objectif est de mieux comprendre le comportement des matériaux granulaires en utilisant un outil qui nous fournit des informations détaillées sur la réaction des granulats lorsqu'une roue passe dessus. Pour atteindre cet objectif, nous avons cherché à reproduire l'essai aussi fidèlement que possible en utilisant les données de force du pneu collectées à l'aide du Tekscan, que nous avons ensuite appliquées à la texture générée pour le BBM.

### V.2.1. Couplage TekScan-DEM

Nous avons immédiatement appliqué les résultats des mesures réalisées à l'aide de Tekscan sur l'échantillon. Le dispositif Tekscan génère un fichier représentant la distribution des forces exercées par le pneu conformément à l'échelle de Tekscan, qui est équivalente à l'échelle du

maillage. Après avoir identifié l'empreinte, nous avons procédé à la transmission de ces données au modèle des éléments discrets (DEM) qui représente la structure de l'enrobé.

Toutefois, notre méthode se heurte à certaines difficultés lorsqu'il s'agit d'examiner comment les enrobés bitumineux réagissent aux charges mobiles de roulement des pneus. Cette difficulté provient du fait que les éléments de nervure, qui jouent un rôle déterminant dans le transfert de charge, ne sont pas bien adaptés à la prise en compte des mouvements dynamiques. Par conséquent, ils peinent à représenter avec précision les complexités du comportement des enrobés bitumineux soumis à des charges de pneus changeant rapidement.

Pour bien comprendre les mécanismes sous-jacents qui régissent l'endommagement des enrobés bitumineux, il devient essentiel d'étudier les réponses dynamiques des enrobés bitumineux lorsqu'ils sont soumis à des charges de roulement. Pour répondre à cet impératif, nous avons entrepris le développement d'une stratégie de couplage avancée. Cette stratégie a été méticuleusement conçue pour permettre une exploration approfondie du processus d'interaction dynamique pneu-chaussée se produisant sous l'influence des charges de roulement des pneus. Grâce à cette approche innovante, nous souhaitons apporter une compréhension plus approfondie et plus précise de la manière dont les enrobés bitumineux réagissent aux sollicitations dynamiques lors des interactions pneu-chaussée, contribuant ainsi à l'amélioration de la conception et de la durabilité des chaussées.

#### V.2.1.1 Algorithme de couplage

Le concept de base qui sous-tend le couplage avancé de la distribution nodale de la force de l'empreinte et de la méthode des éléments discrets (TekScan-DEM) repose sur la détection des interactions entre les forces de contact des pneus et les particules dans la simulation.

Sur la base des données obtenues par le système Tekscan, nous avons conçu une méthode qui permet d'intégrer directement les forces mesurées avec la texture des matériaux bitumineux. Le système Tekscan est basé sur l'acquisition des valeurs de forces dans chaque cellule ce qui est

similaire à la distribution de forces nodales dans les approches par éléments finis (FEM). Cette approche particulière facilite la détection de surfaces polyédriques et permet d'identifier les particules soumises aux forces de contact exercées par la roue, représentées par un vecteur force  $\vec{F}_n$ . Ce vecteur force  $\vec{F}_n$ , correspond à la force normale appliquée par le pneu sur élément de surface de la chaussée. Il est à noter que ce vecteur de force comprend trois composantes normales distinctes  $F_{nx}$ ,  $F_{ny}$  et  $F_{nz}$ . La procédure de couplage est représentée visuellement à la figure V-7.

Dans un premier temps, notre attention se porte sur la zone de contact entre le pneu et la surface de la chaussée. Nous extrayons les dimensions de l'empreinte du pneu à partir du modèle de pneu. Plus précisément, lorsque la force verticale du pneu,  $F_{nz}$ , prend une valeur négative, nous considérons que cela indique que la force agit dans la zone de contact entre le pneu et la surface de la chaussée. Après avoir scanné toutes les coordonnées des forces sur la surface de la chaussée, nous délimitons une zone carrée ( $L_x \times L_y$ ) englobant tous les points de force de contact, comme le montre la figure V-7.

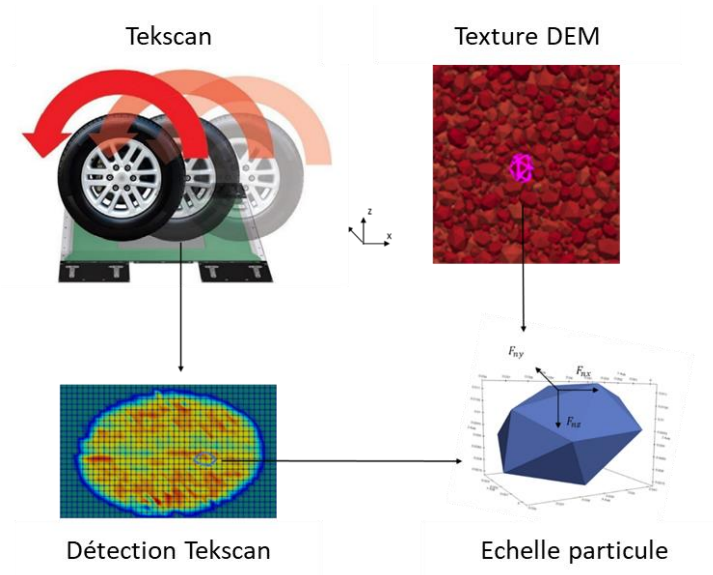


Figure V-7: Couplage Tekscan-DEM avec l'application du contact de la force sur particule.

Ensuite, sur la base des dimensions de cette limite carrée, nous créons une couche d'usure en enrobé bitumineux d'une épaisseur de 8 cm, en utilisant les paramètres calibrés pour l'enrobé bitumineux. Ensuite, nous lançons le processus de détection des interactions entre les forces de contact du pneu et les agrégats individuels dans le mélange bitumineux au cours de la simulation. Enfin, les forces de contact du pneu sont appliquées aux particules présentes à la surface de la couche d'enrobé, et la simulation du couplage est exécutée dans le cadre de calculs d'itération temporelle. Le déroulement global de la procédure est présenté dans l'algorithme suivant.

#### V.2.1.2 Algorithme de détection de la force

La texture revêt une importance cruciale dans le contexte du contact entre les pneus et la chaussée. Les granulats de la couche de surface jouent un rôle central en supportant et en distribuant la force générée dans les différentes couches de l'enrobé (figure V-8). Par conséquent, il est essentiel de détecter avec précision quels granulats subissent cette force. Pour atteindre cet objectif, un algorithme de détection et d'application de la charge a été développé.

Cet algorithme tient compte de l'angularité ainsi que de la texture de la couche de roulement, comme illustré dans la figure ci-dessous. Pour parvenir à une détection précise des forces de contact des pneus, nous avons adopté une approche en deux étapes : une détection grossière et une détection fine. Conformément à la Figure V-8, le processus débute par l'extraction des données géométriques, notamment les sommets d'un polyèdre, pour une particule localisée à la surface de la couche d'enrobé et identifier toutes les particules qui ont le centre de gravité à une hauteur plus grand ou égale à l'altimètre moyenne de la texture ( $Z_{\text{altimètre}}$ ). Ensuite, nous calculons la boîte englobante de cette particule, ce qui implique la détermination des coordonnées minimales et maximales de ses sommets selon les axes x, y et z. Par la suite, nous comparons les coordonnées de la force de contact du pneu ( $F_{\text{coor}}$ ) avec la plage horizontale délimitée par la boîte englobante, comme présenté dans la Figure V-8.b. Si la force de contact du pneu se trouve en dehors de cette plage, nous concluons qu'elle se situe au-delà des limites

de toutes les surfaces des particules. Les forces exercées sur les particules sont amplifiées après l'application d'une correction. Le facteur de correction correspond à la force totale de l'empreinte provenant de Tekscan, divisée par la somme totale des forces appliquées sur les particules identifiées à la fois sur la texture et sous l'empreinte.

Néanmoins, il est envisageable que la force de contact du pneu soit à l'intérieur de la boîte englobante tout en demeurant à l'extérieur des surfaces des particules. Dans de tels cas, une détection plus précise, appelé phase de détection fine, s'avère nécessaire. Pour la réaliser, nous extrayons les surfaces des particules et effectuons un calcul de produit scalaire afin de déterminer si la force de contact du pneu se trouve effectivement sur la surface de la particule. Comme l'illustre la Figure V-8.c, nous prenons en exemple une surface de particule (ABC). Si le point de la force de contact du pneu (P) se trouve à l'intérieur de la surface triangulaire, nous examinons les résultats de tous les produits vectoriels  $(\overrightarrow{AB} \times \overrightarrow{AP}, \overrightarrow{BC} \times \overrightarrow{BP}, \overrightarrow{CA} \times \overrightarrow{CP})$ . Si la force se trouve à l'intérieur de cette surface, tous les produits vectoriels seront positifs. Les étapes détaillées de cette détection sont exposées dans l'algorithme suivant. Puisqu'on est dans un cas de structure texturée, alors la face alors que l'angularité de la particule nous intéresse beaucoup et l'endroit dont la force est en contact avec la texture est importante et qui peut augmenter la charge supporter par la particule et qui justifie l'accroît de la force si le contact tombe sur un coin du polyèdre.

---

#### Algorithme de couplage

---

1. Résultats de Tekscan

**si**  $F_{nz} \leq 0$  **alors**

    1.1 : Obtenir les coordonnées de la force de contact:  $F_{coorx}$ ,  $F_{coory}$  and  $F_{coorz}$

**fin si**

2: Identification des dimensions de l'empreinte :  $L_x = \max(F_{coorx}) - \min(F_{coorx})$  et  $L_y = \max(F_{coory}) - \min(F_{coory})$

3: Modélisation du mélange d'enrobé selon la gamme.

## Boucle

4. Détection de la force de contact du pneu sur la couche de surface

**Si** la force de contact du pneu se trouve à l'intérieur du champ de force, **alors**

4.1: Détection grossière

4.2: Détection fine

**Fin Si**

5. Application de la force de contact du pneu sur l'échantillon de mélange bitumineux

**Si** la force de contact du pneu est sur la surface d'une particule ou bien dans un coin du polyèdre **alors**

5.1 : Identification les particules qui ont leur centre de gravité au-dessus de la valeur moyenne de la hauteur de la texture notée  $Z_{\text{altimètre}}$  ( si  $Z_G \geq Z_{\text{altimètre}}$ )

5.2 Application de la force et des moments aux particules identifiées selon la surface de contact

**Fin Si**

6: Correction des forces appliquées pour atteindre la force totale de l'empreinte ( $F = F_{\text{totale}} / \text{Somme des forces appliquées}$ ).

7: Exécution de l'étape suivante de la simulation sur la base de l'algorithme d'itération temporelle

---

### Algorithme de détection de la force de contact du pneu sur la particule

---

1. Détection grossière

**si**  $\min(X_{\text{vertex}}) \leq F_{\text{coorx}} \leq \max(X_{\text{vertex}})$ , et  $\min(Y_{\text{vertex}}) \leq F_{\text{coory}} \leq \max(Y_{\text{vertex}})$  **alors**

La particule se trouve sur la surface de la boîte englobante de la particule

2. Fine detection

**si**  $\overrightarrow{AB} \times \overrightarrow{AP} \geq 0$ , et  $\overrightarrow{BC} \times \overrightarrow{BP} \geq 0$ , et  $\overrightarrow{CA} \times \overrightarrow{CP} \geq 0$  **alors**

La force s'exerce sur la surface de la particule

**sinon**

La force est à l'extérieur de la surface de la particule

**Fin si**

**sinon**

La force est à l'extérieur de la surface de la particule

**Fin si** = 0

---

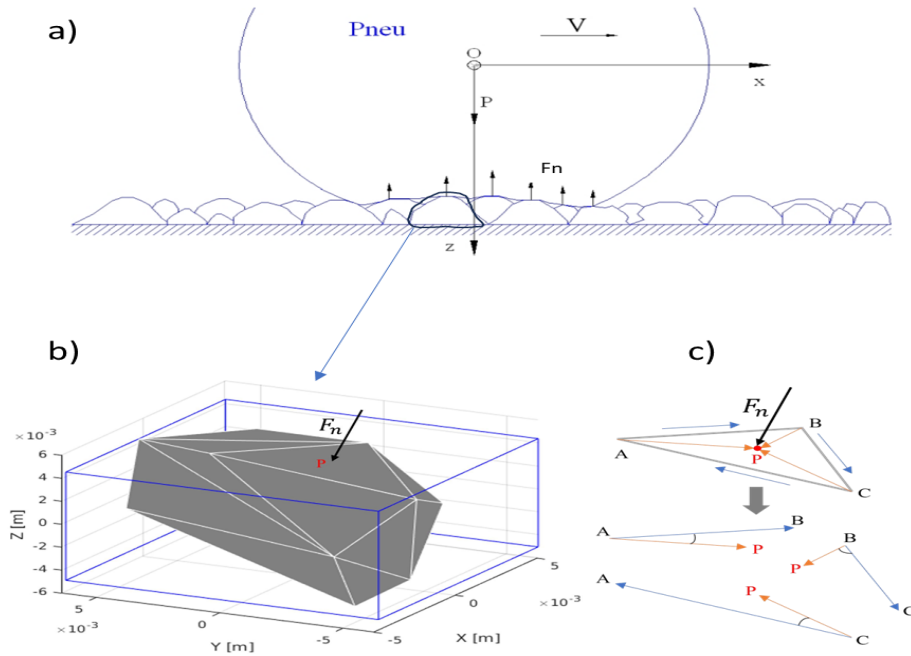


Figure V-8: Contact pneu chaussée: Déformation de pneu par rapport à la texture de l'enrobé, b) Détection grossière, c) Détection fine sur granulat .

### V.3. Vérification du couplage

Ce volet de notre étude se concentre sur l'analyse des résultats d'une charge de pneu lisse appliquée sur une surface texturée. Les données du Tekscan représentent les pressions exercées par le pneu sur ce capteur, tandis que dans le contexte du modèle LMGC90, les charges extérieures sont définies comme des forces externes. Dans cette optique, nous cherchons à simuler la force extérieure par rapport aux données obtenues par le Tekscan, mais cette fois-ci sur l'échantillon de chaussée (en l'occurrence, le BBM). L'objectif est d'évaluer l'importance et la fiabilité de cette étude comparative.

Comme expliqué dans le chapitre IV et V, qui se consacre à l'identification du couplage, nous avons entrepris de valider cette méthode en reproduisant l'essai de texture. Afin de rappeler les conditions de cet essai, nous avons utilisé une charge statique équivalente à l'application de la

force mesurée par le Tekscan sur une plaque d'enrobé mesurant 20 cm de long, 11 cm de large et 8 cm de haut, reposant sur une plaque d'acier en dessous et encastrer selon trois plans verticaux et un plan horizontal et libre selon un plan vertical selon le FWTT.

Pour garantir la stabilité numérique de la simulation, nous avons effectué plusieurs essais en utilisant différents pas de temps, et nous avons finalement déterminé que le pas de temps optimal était de  $dt = 5 \times 10^{-4}$  s.

À la suite de cette étude, ce qui revêt une importance cruciale pour notre travail est de déterminer si la texture de la surface a un impact significatif sur la modélisation nécessaire pour simuler le contact entre le pneu et la chaussée dans des conditions de chargement réalistes. Dans cette optique, nous avons opté pour la réalisation d'un essai quasi-statique (à une température de 50 °C et vitesse quasiment nul) et pour déterminer les composants du modèle VENoL, nous utilisant les paramètres qui fit la courbe maitresse de notre béton bitumineux le BBM présente dans la partie V-4.1, afin d'évaluer en quoi la texture affecte la distribution des forces exercées sur la chaussée ainsi que le déplacement vertical qui en découle, afin de vérifier si la surface est bien détectée avec l'algorithme présentée.

Pour ce faire, nous avons élaboré deux échantillons qui reproduisent fidèlement la surface du BBM (figure V-9), prenant en compte les mêmes caractéristiques physiques telles que la température, les matériaux utilisés, et d'autres paramètres pertinents. De plus, nous avons veillé à appliquer des conditions limites identiques sur ces deux échantillons, créant ainsi une base de comparaison équitable. Nous avons ensuite soumis ces échantillons à une charge statique, exercée sur la surface de la couche de roulement, dans le but d'analyser l'influence de la texture sur la répartition des forces et les déplacements verticaux résultants.

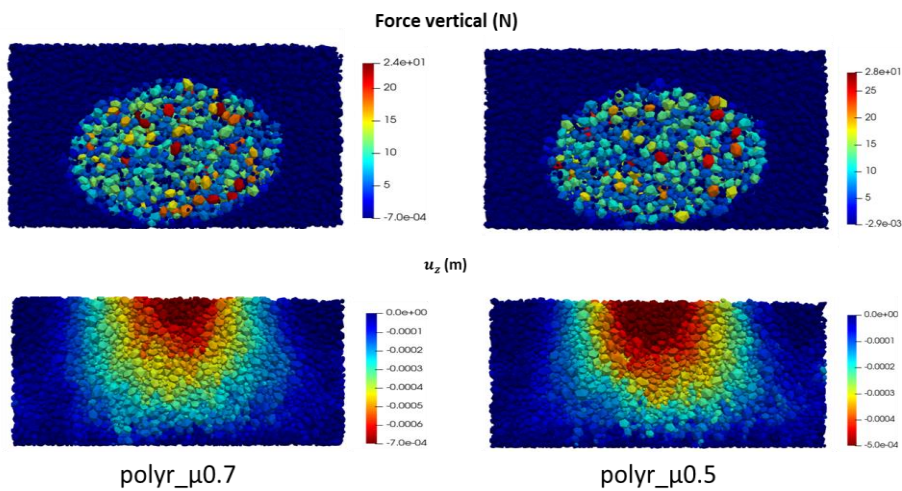


Figure V-9 : Distribution différente de la force selon la texture de BBM.

Ce qu'on remarque ici que la texture influe deux paramètres, la distribution de la charge sur la particule ainsi que le champ et l'intensité de déplacement.

Il est observé que la manière dont la force se répartit sur les particules diffère en fonction du coefficient de frottement généré entre les particules, ce qui se traduit par des textures différentes. De plus, lorsque nous analysons un résultat tel que le déplacement vertical, nous constatons une valeur et une répartition du champ de déplacement différentes. Par conséquent, une texture différente peut entraîner une variation dans la réponse d'une chaussée bitumineuse.

#### V.4. Modélisation de l'essai FWTT

##### V.4.1. Assemblage FEM-DEM

La plaque examinée dans notre étude présente des dimensions de 500 mm de longueur, 110 mm de largeur et 80 mm de hauteur. Le pneumatique se déplace le long du champ libre de cette plaque d'enrobée (comme illustré dans la figure V-10 issue de l'essai METRAVIB). De plus, conformément à notre description antérieure de l'essai, la plaque d'enrobée repose sur une couche en caoutchouc d'une épaisseur de 1 cm, dont la courbe de comportement est présentée dans la figure V-10.

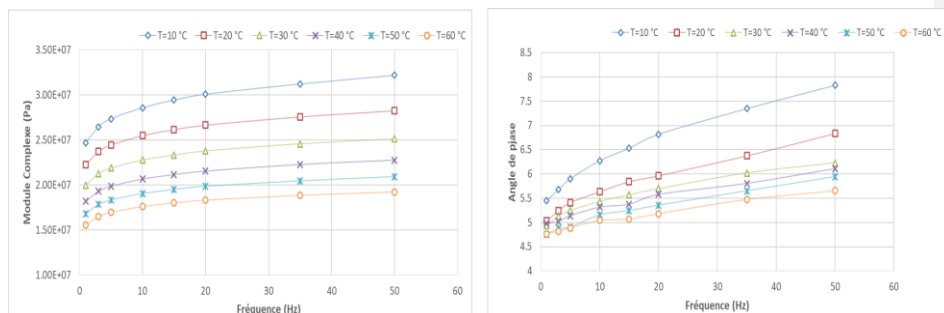


Figure V-10: Isotherme de module complexe et d'angle de phase de la gomme de caoutchouc issue de l'essai METRAVIB (UGE).

En s'appuyant sur les concepts précédemment exposés, nous avons opté pour la modélisation de la plaque d'enrobée BBM. Afin de décrire cette partie de manière exhaustive et de résumer la méthode utilisée, nous énumérons les étapes du processus de modélisation :

1. Génération et dépôt des particules sous gravité, avec un coefficient de frottement de 0,5 comme vu dans la section précédente.
2. Calibration numérique du module complexe de l'essai.
3. Application de l'algorithme de détection de la surface de contact pneu-plaque.
4. Roulement du pneu, remplacé par le passage de l'empreinte qui traverse l'ensemble de la plaque.
5. Modélisation par éléments finis (FEM) du matériau en caoutchouc : ce matériau est représenté en tant que solide élastique, caractérisée par une rigidité équivalente obtenue à partir de l'essai de module complexe (figure V-11).

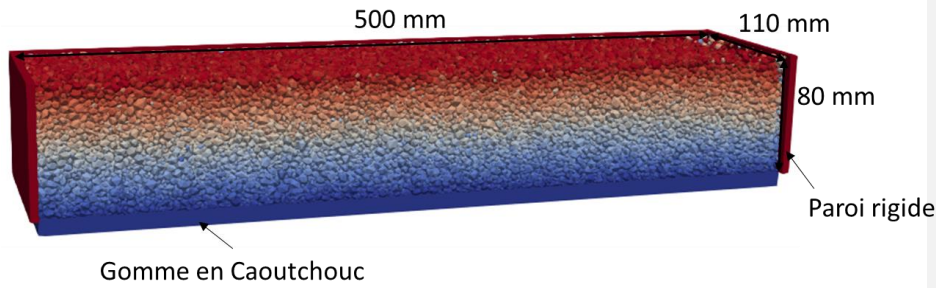


Figure V-11: Modélisation de la plaque d'enrobe avec les parois rigides ainsi que la gomme de caoutchouc en bas.

6. La mise en place du modèle viscoélastique VENoL entre les particules implique l'utilisation des ensembles de paramètres mentionnés dans le tableau V-1, afin d'ajuster le modèle aux données expérimentales fournies par l'UGE, et de confronter les résultats du modèle VENoL à ces données (figure V-12).

Tableau V-1 : Jeu de paramètres pour le modèle VENoL correspondant au BBM.

| Pulsation de transition réduite :      |                                         | $\omega_{R-T,tr} = 1.00e^{-2}$               |                                            |
|----------------------------------------|-----------------------------------------|----------------------------------------------|--------------------------------------------|
| $\Re_E(T, \omega)$                     |                                         | $\Im_{\eta,R-T}(T, \omega)$                  |                                            |
| $\omega_{R-T} \leq \omega_{R-T,tr}$    | $\omega_{R-T} \geq \omega_{R-T,tr}$     | $\omega_{R-T} \leq \omega_{R-T,tr}$          | $\omega_{R-T} \geq \omega_{R-T,tr}$        |
| $\Re_{E,low,1} = 55 \text{ MPa}$       | $\Re_{E,up,2} = 31700 \text{ MPa}$      | $\Im_{\eta,R-T,low,1} = 2.48e^4 \text{ MPa}$ | $\Im_{\eta,R-T,up,2} = 5.4e^5 \text{ MPa}$ |
| $\lambda_{E,R-T,1} = 55 \text{ s/rad}$ | $\lambda_{E,R-T,2} = 900 \text{ s/rad}$ | $\lambda_{\eta,R-T,1} = 53 \text{ s/rad}$    | $\lambda_{\eta,R-T,2} = 38 \text{ s/rad}$  |
| $k_{E,1} = 0.305$                      | $k_{E,2} = -0.186$                      | $k_{\eta,1} = -0.73$                         | $k_{\eta,2} = 0.265$                       |
| $n_{E,1} = 2.21$                       | $n_{E,2} = 2.54$                        | $n_{\eta,1} = 0.28$                          | $n_{\eta,2} = -0.135$                      |

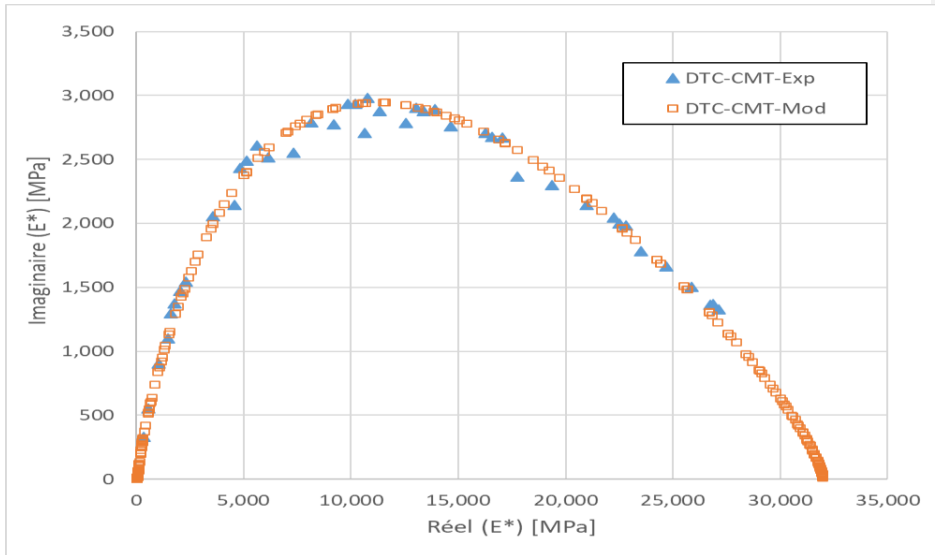


Figure V-12: Calibration de la courbe Cole Cole par le modèle VENoL du BBM.

Afin de déterminer les paramètres appropriés pour une température et une vitesse spécifiques, et de les appliquer aux interactions entre les particules, étant donné que le modèle VENoL repose sur une représentation en fréquence, notre objectif est de réaliser la transition de la fréquence vers la vitesse, telle qu'elle est suggérée par (Cheng et al., 2020) :

$$f = 0.127 \times V \quad \text{V.1}$$

avec  $f$ , la fréquence en Hz et  $V$ , la vitesse de roulement en Km/h.

#### V.4.2. Conditions limites et de chargement

Pour rassembler au plus à l'expérience, des parois rigides confinent les côtés de la plaque. La plaque est testée à différentes températures ( $T=25\text{ °C}$ ,  $T=40\text{ °C}$  et  $T=50\text{ °C}$ ) et différentes vitesses de roulement du pneu ( $V=0.1\text{ Hz}$ ,  $V=0.5\text{ Hz}$  et  $V=1\text{ Hz}$ ). Les températures et les vitesses choisies représentent 3 états d'évolution de la plaque allant de l'état le plus rigide pour  $25\text{ °C}$  à  $V=1\text{ Hz}$  jusqu'à  $50\text{ °C}$  à  $V=0.1\text{ Hz}$  qui est un état souple pour identifier l'effet de la viscosité sur ces plaques.

#### V.4.3. Analyse des Charges de Pneu sur Surface Texturée

Afin de valider l'efficacité de cette méthode et principalement le passage d'une force uniforme à une force texturée, nous avons entrepris une simulation dans des conditions identiques à l'essai WTT. Cela implique de reproduire une plaque à une température de  $T=50\text{ }^{\circ}\text{C}$  et à une vitesse de  $V=7\text{ km/h}$ , puis d'acquérir les données relatives à la force verticale appliquée par le pneu sur la surface de la chaussée. Dans la région d'intérêt (ROI), nous avons utilisé la méthode des éléments discrets (DEM) pour déterminer le champ de forces exercé sur la chaussée, que nous avons ensuite comparé avec les données extraites du Tekscan.

Ce volet de notre étude se concentre sur l'analyse des résultats d'une charge de pneu lisse appliquée sur une surface texturée. Les données du Tekscan représentent les pressions exercées par le pneu sur ce capteur et le capteur repose sur une plaque puis reconvertir pour obtenir les forces appliquées sur cette texture, alors que dans le contexte du modèle LMGC90, les charges extérieures sont définies comme des forces externes (figure V-13). Dans cette optique, nous cherchons à simuler la force extérieure par rapport aux données obtenues par le Tekscan, mais cette fois-ci sur l'échantillon de chaussée (en l'occurrence, le BBM) en roulant la charge. L'objectif est d'évaluer l'importance et la fiabilité de cette étude comparative.

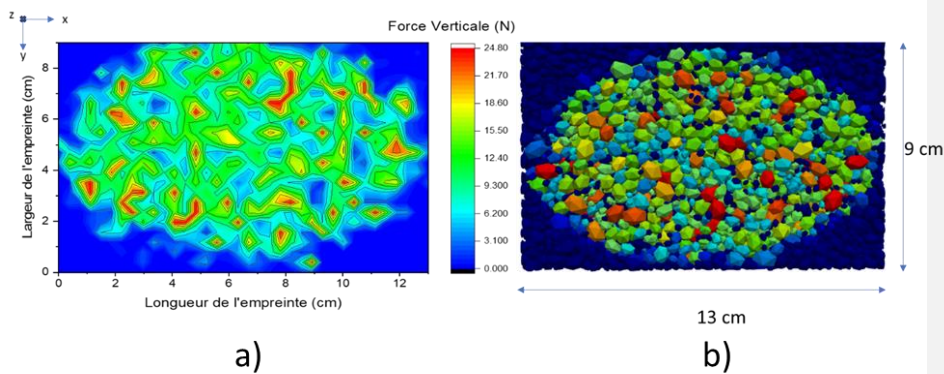


Figure V-13 : Zone de charge extérieure appliquée par le pneu sur : a) l'enrobé bitumineux (BBM) et b) l'échantillon de BBM génère par DEM dans la zone ZOI à une température  $T= 50\text{ }^{\circ}\text{C}$  et  $V= 7\text{ Km/h}$ .

En ce qui concerne la répartition de la charge sur la texture de la chaussée, nous constatons une concordance significative avec des variations d'erreur relativement faibles.

#### V.5. Effet de la température sur la plaque d'enrobé

Dans le cadre de notre recherche visant à accomplir les objectifs de cette thèse et à évaluer les résultats obtenus par l'application de la méthode représentative de l'essai FWTT en conditions de chargement dynamique, nous avons réalisé une série d'expérimentations à différentes températures, en maintenant une fréquence constante de 1 Hz. Les températures spécifiques que nous avons examinées étaient de 25 °C, 40 °C et 50 °C.

Pour assurer une première validation rigoureuse de notre méthode, nous avons procédé à une comparaison approfondie entre les cartographies issues de nos expériences sur le terrain et celles générées par le biais de modélisations numériques. Les cartographies résultant des expérimentations ont été soumises à un traitement minutieux à l'aide du logiciel Ncorr (Blaber et al., 2015), lequel est spécialisé dans le traitement et la corrélation d'images. Il convient de noter que toutes les cartographies ont été extraites d'une zone spécifiquement définie comme étant la zone d'intérêt expérimentale (Zone of interest ZOI), correspondant aux motifs observés dans la figure V-4 de notre étude.

Nos premières analyses ont porté sur des éléments cruciaux pour notre recherche, notamment :

1. L'évaluation de la zone d'influence de la charge,
2. L'analyse de la réponse viscoélastique de la plaque, en particulier en ce qui concerne le déphasage entre l'application de la charge et les déplacements obtenus,
3. L'examen de l'incidence de la température sur les déplacements verticaux et les déformations transversales qui surviennent lors du passage de la roue.

#### V.5.1. Corrélation d'image par Ncorr

La caméra (figure V-5) est immobile et est directement connectée à un logiciel de traitement d'images appelé EyeMotion (Gajwani and Chhabria, 2010). Ce logiciel permet d'examiner et d'étudier les images capturées par la caméra pour garantir leur préparation pour le traitement ultérieur dans le programme MatLab, comme il sera expliqué. Le logiciel EyeMotion permet alors d'obtenir des captures similaires aux captures de la suivante.

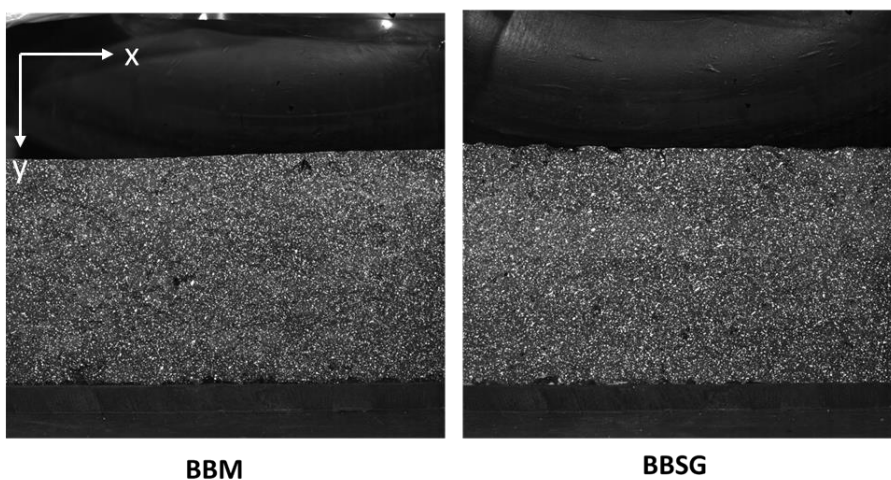


Figure V-14: Photo prise pour les 2 échantillons de BBMa et BBSG dans le ROI réalisé par l'UGE.

Une fois les mesures EyeMotion recueillies, nous utilisons le logiciel Ncorr pour comparer les mesures de l'échantillon dans différentes conditions, telles que sans charge, sous charge statique ou roulante. Son fonctionnement peut être décrit à partir des étapes suivantes :

1. Nous sélectionnons d'abord les images que nous voulons comparer, à savoir l'image de référence et celle soumise à une charge.
2. Ensuite, nous définissons la zone d'étude (ROI - Zone of interest) sur ces deux images. Pour obtenir les résultats souhaités, nous devons effectuer une analyse DIC (Digital Image Correlation). Deux paramètres, "Subset Radius" et "Subset Spacing", sont utilisés pour régler les conditions de mesure et de corrélation (figure V-14).

Le paramètre "Subset Spacing" est principalement utilisé pour réduire la charge de calcul. Étant donné que les images ont une résolution élevée de 5120×5120 pixels, une valeur de 10 pixels a été choisie pour ce paramètre afin d'optimiser le temps de calcul. Le "Subset Radius" est le paramètre le plus important, car il affecte la taille du sous-ensemble minimum examiné. Une valeur de 30 pixels a été choisie pour ce paramètre. Un rayon plus petit rend la reconnaissance de motifs similaires plus difficile, mais augmente la précision des calculs. À l'inverse, un rayon plus grand facilite la corrélation des motifs, mais diminue la précision des calculs de déplacements et de déformations.

Une fois ces paramètres ajustés, le logiciel analyse les deux images pour détecter les schémas de mouchetis similaires, comme illustré dans les deux figures suivantes.

Après la corrélation des motifs des mouchetis dans les deux images, le logiciel est capable de détecter de très petites variations de position (à une résolution de 40  $\mu\text{m}/\text{pixel}$ ) entre ces motifs, ce qui lui permet de générer une carte des champs de déplacements à l'intérieur de l'échantillon. Les images obtenues après le traitement par le logiciel Ncorr permettent de visualiser les déplacements verticaux, horizontaux, ainsi que les éventuelles déformations observées dans l'échantillon en étude. Les données recueillies sont présentées de cinq manières différentes (l'orientation des axes est dans la figure V-14):

1. Les résultats de type "u-plot" représentent les déplacements horizontaux à l'intérieur de l'échantillon (en mm), avec des valeurs positives indiquant un déplacement vers la droite et des valeurs négatives indiquant un déplacement vers la gauche.
2. Les résultats "v-plot" sont liés aux déplacements verticaux dans l'échantillon, avec la légende indiquant la valeur du déplacement en mm : positif signifie qu'on a un tassement et négatif signifie que la plaque remonte vers le haut.
3. Les trois types de résultats suivants reflètent la concentration des déformations dans l'échantillon selon différentes directions :

- Le type "exx-plot" représente les déformations selon l'axe horizontal, avec des valeurs positives indiquant des déformations en traction et des valeurs négatives indiquant des déformations en compression.

- De même, le type "eyy-plot" reflète les déformations selon l'axe vertical, avec des indications similaires pour les déformations en traction, représentée par les valeurs négatives et en compression, représentée par les valeur positive.

- Enfin, les résultats de type "exy-plot" correspondent à la concentration des déformations de cisaillement entre les axes x et y. Dans le repère choisi dans la simulation par Ncorr la déformation de cisaillement est considérée comme négative lorsque le matériau est soumis à une force qui le fait tourner ou glisser dans le sens où la force est appliquée, alors l'angle de cisaillement croît en négatif. C'est en opposition aux contraintes de cisaillement positive, qui se produiraient si le matériau se déformait dans le sens opposé à la direction de la force appliquée, l'angle décroît en positif.

#### V.5.2. Confrontation des cartographies

En comparant les cartographies expérimentales des plaques situées dans la région d'intérêt (ZOI), nous pouvons observer l'influence de la température sur la réponse de la plaque d'enrobé (figure V-15). L'élévation de la température, maintenue à une vitesse constante, entraîne une augmentation du déplacement vertical, associée à la compaction des granulats de l'enrobé. De plus, le phénomène de cisaillement augmente également avec l'élévation de la température, atteignant son maximum à 50 °C, la température la plus élevée testée.

Une deuxième observation concerne la nature viscoélastique de l'enrobé, mise en évidence lors de l'interprétation de ces résultats, notamment en observant le délai dans la réponse de l'enrobé par rapport à la position de la charge appliquée. Ainsi, il est possible de conclure que la plaque d'enrobé sous sollicitation de roulement caractérise de manière très précise la nature viscoélastique de l'enrobé bitumineux lors d'expériences en laboratoire.

Du point de vue numérique, le modèle présenté dans notre étude correspond parfaitement aux données expérimentales, reproduisant de manière précise l'essai FWTT. Lorsque l'on compare la région d'intérêt avec les résultats de laboratoire, une similitude notable se manifeste en ce qui concerne le déplacement vertical et le délai dans la réponse viscoélastique, bien que des petites différences puissent être observées en ce qui concerne l'étendue de l'effet du déplacement.

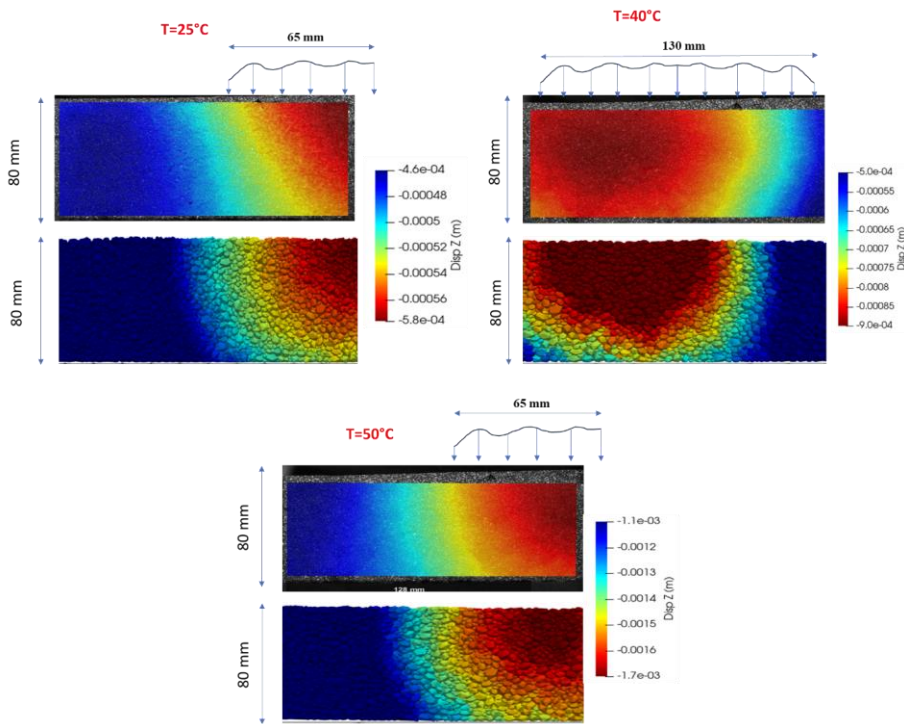


Figure V-15: Comparaison des cartographie issues de la simulation par DEM avec les résultats expérimentaux (images continues) obtenus par Ncorr pour les différentes températures à  $V=7$  km/h.

En ce qui concerne la modélisation par la méthode DEM, notre intérêt se porte principalement sur le comportement d'une particule individuelle, ce qui nous permet d'étudier indépendamment le comportement des particules.

### V.5.3. Évolution du réseau des forces de contact

Lorsqu'un véhicule circule sur une chaussée bitumineuse, une grande force est appliquée à la surface de la route. Cette force ne reste pas statique, mais se propage à travers l'ensemble des particules qui composent le revêtement. Ces interactions microscopiques entre particules forment entre elles un réseau complexe de forces, chaque particule influençant ses voisines. Pour mieux comprendre ce réseau de forces, il est possible d'identifier deux types de contacts principaux : les contacts faibles, représenté par 0, et les contacts forts, qui se caractérisent par 1.

Lorsque l'on examine les champs de force aux températures extrêmes de 25 °C et 50 °C, on peut observer que la température a un impact prédominant en surface. À 25 °C, le nombre de contacts actifs est plus restreint et localisé, tandis qu'à 50 °C, il est plus étendu en raison des propriétés viscoélastiques de notre matériau bitumineux. Il est important de noter que notre modèle enregistre l'ensemble des contacts actifs et inactifs sans fournir de détails sur l'intensité de ces contacts (figure V-16).

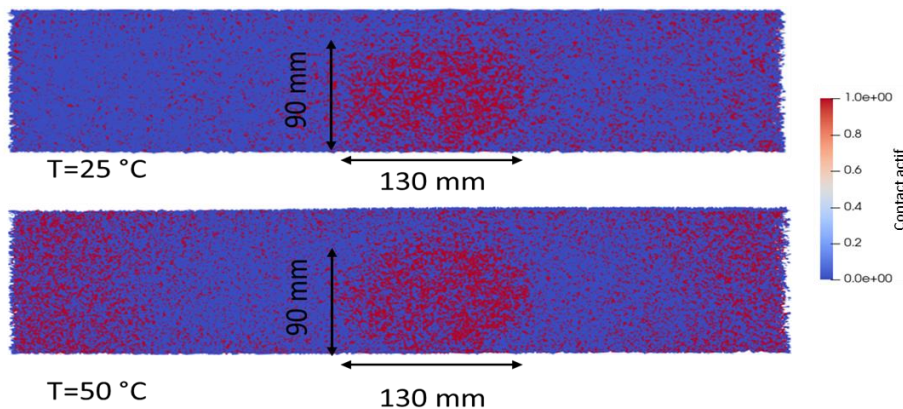


Figure V-16: Vue de surface de champs de force actif représenté par 1 dans la cartographie et par 0 pour les contacts inactifs pour deux température  $T=25\text{ °C}$  et  $T=50\text{ °C}$  pour une position de charge située approximativement au centre de la plaque.

De plus, dans la Figure V-17, nous présentons une représentation de l'intensité des contacts actifs à la température de 50 °C à différentes positions de charge, en particulier une vue de face de la plaque. L'analyse de ces données en tenant compte des variations de la charge des pneus a révélé des conclusions significatives. En effet, la majeure partie des contacts actifs se concentre principalement sous la zone de charge, correspondant précisément à la pression exercée par les pneus. Cette observation suggère que les forces et les interactions sont réparties de manière inégale sur la surface de la chaussée, certaines zones subissant des contraintes élevées sous la charge des pneus, tandis que d'autres restent moins actives. Ces constatations sont conformes aux pratiques courantes dans le domaine des simulations de chaussées, renforçant ainsi la capacité de notre modèle à reproduire les essais de roulement sur les chaussées.

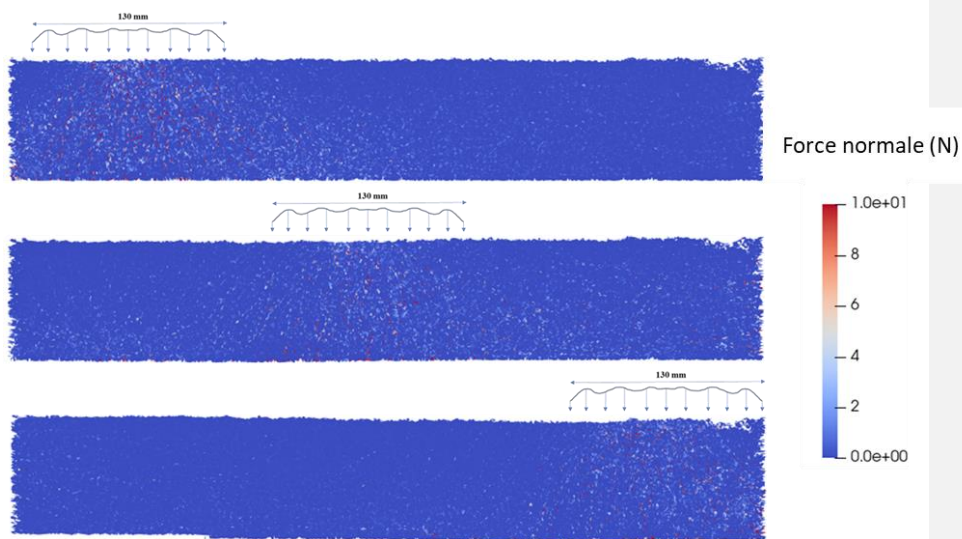


Figure V-17: Effet de passage de la roue sur les forces normales entre les particules ( $T=50\text{ }^{\circ}\text{C}$  et  $V=7\text{ Km/h}$ ).

Ces résultats sont essentiels pour comprendre la résistance et la déformation des revêtements routiers en fonction de la pression des pneus.

#### V.5.4. Mouvement d'une particule

Comme on a expliqué avant, nous avons entrepris une analyse approfondie du mouvement des particules individuelles lors du processus de roulement à différentes températures de l'essai. La Figure V-19 illustre la progression du déplacement d'une particule située à 7 cm de la couche de surface (figure V-18) près de la gomme et au milieu de l'échantillon sous diverses températures pour la même vitesse de roulement du pneu. Tout au long de la période de chargement, le déplacement vertical de la particule augmente de manière constante, atteignant son point culminant pour ensuite décroître progressivement jusqu'à une valeur résiduelle. Il convient de noter que les forces de contact verticales du pneu, constituent le principal facteur contribuant au déplacement des particules. En plus on peut remarquer le déphasage de la réponse viscoélastique de la particule.

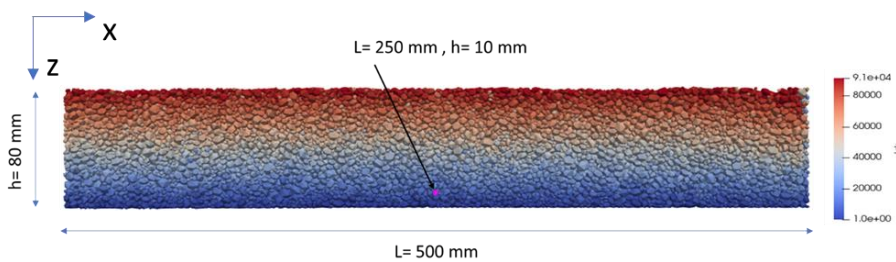


Figure V-18: Identification des coordonnées de la particule étudiée (0.25, 0, 0.01).

La figure V-19 démontre que le déplacement des particules ne retourne pas à zéro après le passage de la charge du pneu, ce qui suggère que la charge du pneu induit des déplacements résiduels résultant du fluage visqueux se produisant au sein du mélange bitumineux. L'accumulation des déplacements des particules après de multiples cycles de charge du pneu peut finalement entraîner des déformations plastiques macroscopiques irréversibles, telles que l'orniérage. Dans ce contexte, nous qualifions la déformation plastique induite par la charge du pneu de déplacement permanent.

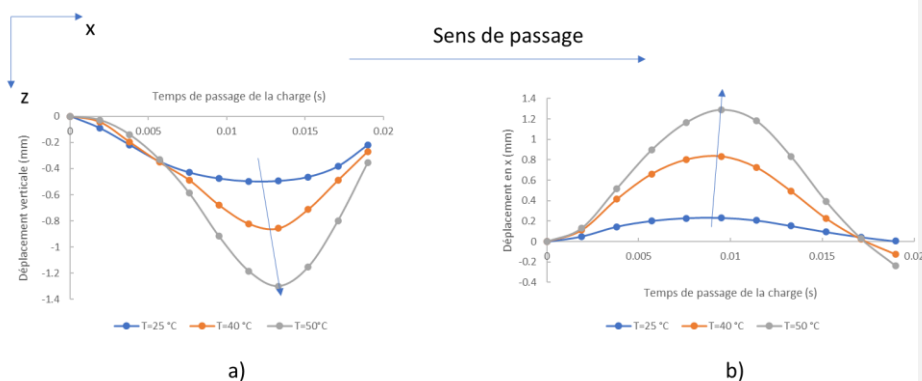


Figure V-19: Variation du déplacement a) vertical et b) horizontal en fonction du temps de passage de la roue pour la particule (0.25 ; 0 ; 0.01).

L'analyse de la figure précédente révèle que le déplacement vertical présente un léger décalage vers la droite, ce phénomène étant attribué à la nature viscoélastique du matériau bitumineux. En d'autres termes, la réponse du matériau s'effectue avec un léger retard par rapport à la position de la charge. En revanche, en ce qui concerne le déplacement horizontal le long de l'axe x, on constate que les particules se déplacent de manière plus cohérente avec le passage de la roue. Cette observation peut s'expliquer par l'absence d'une force de frottement significative dans ce type d'essai, connu sous le nom d'essai de roulement libre.

La Figure V-20 fournit une représentation visuelle du déplacement permanent des particules à la fin du cycle de chargement (à l'instant  $t=0.195s$ ) à différentes températures, tout en maintenant la vitesse de roulement constante à  $V=7$  km/h. Les résultats indiquent que des températures plus élevées entraînent un déplacement permanent plus important des particules à la fin du passage de la roue, ce qui correspond aux observations réalisées in situ.

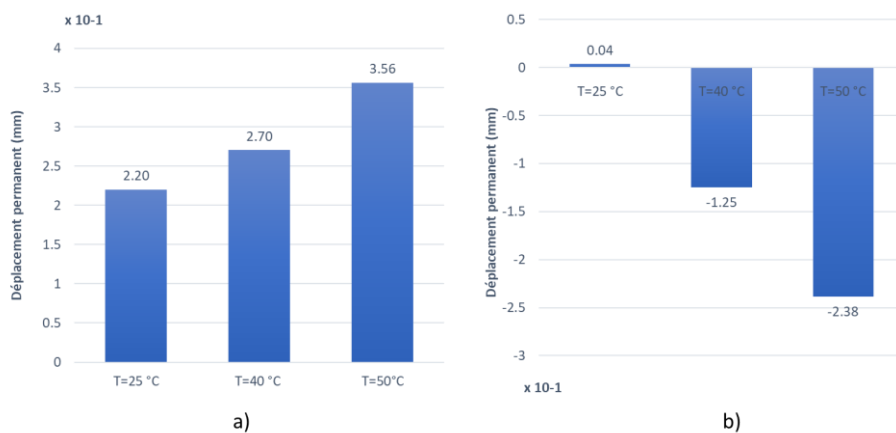


Figure V-20: Histogramme du déplacement a) vertical et b) horizontal suivant le sens de passage de la roue.

#### V.5.5. Répartition de la force de contact des particules

Le contact inter-particulaire se divise en deux orientations distinctes et peut être catégorisé en deux types de forces : la force normale, qui agit perpendiculairement au plan de contact entre les particules, et les forces tangentielles, qui induisent un cisaillement entre les particules. Ces deux forces contribuent de manière significative à l'initiation et à la propagation de fissures au sein du matériau bitumineux. L'analyse de la distribution des forces de contact normales lors de l'essai FWTT à différentes températures est exposée dans la figure V-21. On constate que les forces normales suivent une distribution normale, mais elles présentent une asymétrie le long de l'axe où la force est nulle. Cette asymétrie découle principalement de la prédominance de la force de compression par rapport à la traction au sein du matériau bitumineux pour des températures comme 25 °C alors qu'avec l'augmentation de la température (T=50 °C), on observe la courbe plus décalée vers la partie traction qui correspond à la partie négative de l'histogramme. Il est impératif de prendre en considération les contraintes de traction qui se manifestent dans l'enrobé, étant donné que les matériaux bitumineux ne sont pas

intrinsèquement résistants à la traction, ce qui constitue la principale cause d'endommagement et de fissuration des couches superficielles des mélanges bitumineux.

L'analyse de la répartition de la force de contact tangentielle entre les particules, telle qu'illustrée dans la Figure V-22, révèle une distribution normale symétrique, avec une moyenne centrée sur zéro. Cette caractéristique de la force de cisaillement entre les particules a été étudiée dans différentes conditions de variation de température, et l'évolution de ces forces de cisaillement, ainsi que leur distribution symétrique, sont corrélées aux phénomènes de fissuration observés dans les revêtements de chaussées.

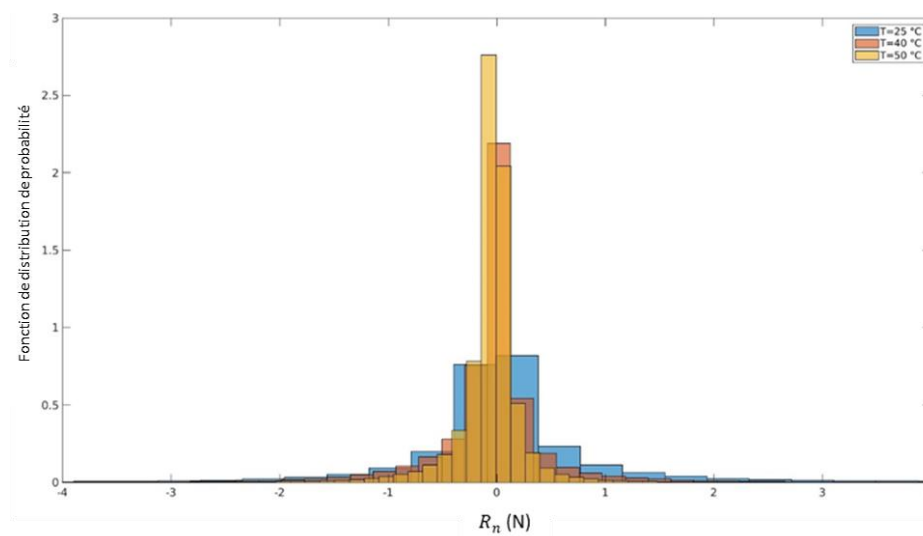


Figure V-21: Distribution de la force normale  $R_n$  (N) selon le PDF (Fonction de distribution de probabilité)

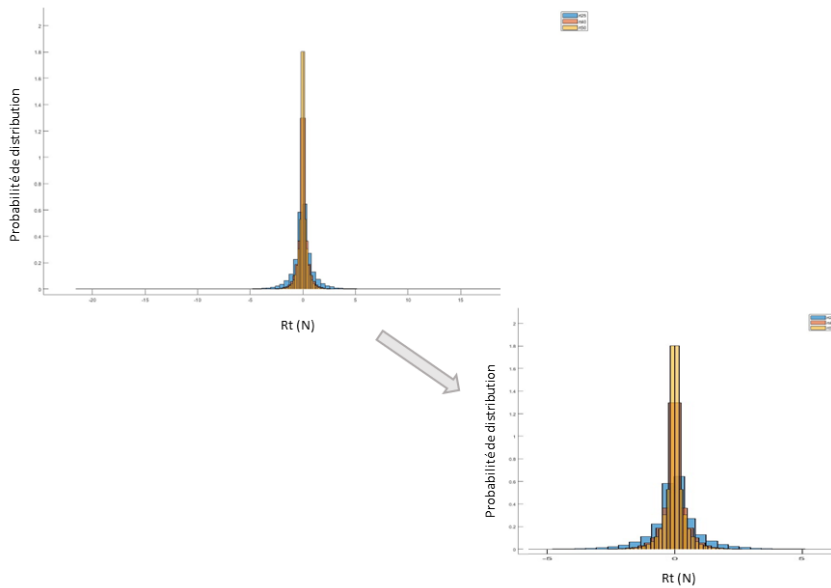


Figure V-22: Distribution de la force tangentielle  $R_t$  selon le PDF (Fonction de distribution de probabilité).

En analysant attentivement les résultats de la modélisation en ce qui concerne les forces de contact, à la fois normales et tangentielles, nous sommes en mesure de prédire et d'identifier les contacts les plus robustes. Par la suite, nous pouvons procéder au calcul de la contrainte exercée au contact entre les particules en divisant les forces normales et tangentielles par la surface de contact équivalente. L'objectif de ce calcul de contrainte est de comparer cette valeur à la contrainte maximale de rupture, en nous basant sur les données issues de l'essai RULOB, présentés dans le chapitre II. Lorsque la contrainte entre les particules dépasse la contrainte maximale de rupture qui fait 2 MPa, cela indique la rupture de la liaison, ce qui entraîne alors l'arrachement de la particule ou du granulat du mélange bitumineux. Pour notre essai, et à partir de l'essai RULOB, on peut dire que 60 % du rayon moyenne entre les particules est le rayon effectif entre les granulats, pour cela si on calcule la force moyenne entre deux particules ayant un diamètre moyen de 5 mm, on peut dire que la force menant à la rupture des liaisons vaut 24N en traction pour une vitesse  $V = 7 \text{ Km/h}$  et une température de  $T = 50 \text{ °C}$ . En se basant sur

ces résultats, il devient possible d'anticiper l'emplacement d'initiation de l'arrachement et d'explorer d'éventuelles corrélations entre des facteurs tels que la taille des particules, la texture, la charge, etc., et le point de départ du processus de dégradation si on est dans des conditions équivalentes  $T$  et  $t$ .  $T$  et  $t$  ne doivent pas être les mêmes mais équivalente. Ce phénomène est responsable des dégradations observées au niveau de la chaussée.

#### V.5.6. Rotation des particules

Après le passage du pneu sur la surface de la chaussée, la charge pneumatique exerce une force qui induit la rotation des particules. Cette rotation découle de la modification des contraintes subies par chaque particule. Lorsque la roue passe, les forces de cisaillement et de compression s'annulent mutuellement, comme illustré ultérieurement, engendrant ainsi à la fois une rotation et une translation de la particule. Les impacts de cette interaction sur une particule (figure V-19) sont visibles dans la figure V-17 qui représente le déplacement vertical ( $U_z$ ) en fonction du déplacement horizontal ( $U_x$ ) sur la même position de la particule au milieu du ZOI. De plus, il est à noter que les particules ne reviennent pas à leur position initiale en raison de la réponse viscoélastique de l'enrobé. Il est observable que, à des températures élevées comme  $T=40\text{ °C}$  et  $50\text{ °C}$ , la réponse est viscoélastique, marquée par un phénomène de retour viscoélastique. En revanche, à une température de  $25\text{ °C}$ , la courbe présente « une élasticité linéaire ».

Après avoir analysé le déplacement d'une particule à différentes températures, en maintenant une vitesse constante de  $V=7\text{ km/h}$ , notre objectif est d'étudier l'effet du roulement de la charge sur les particules présentes en quatre positions distinctes (voir Figure V-24). Nous constatons que lorsque la charge passe au-dessus de la particule, celle-ci se déplace vers le bas, ce qui est produit par la déformation de la surface de l'enrobé, avec un déplacement horizontal dans la direction de la charge. Un pic est atteint lorsque la charge se trouve au-dessus de la particule suivie. Après le passage de la charge, la particule remonte progressivement, mais elle ne retrouve pas sa position initiale, affichant ainsi un déplacement permanent (figure V-25). Les déplacements de particules décrits sont le reflet de la cinématique du passage de la roue, où

celle-ci induit un déplacement de la masse de particules dans le sens du roulement, jusqu'à être au-dessus de la particule, pour ensuite pousser les particules dans le sens inverse.

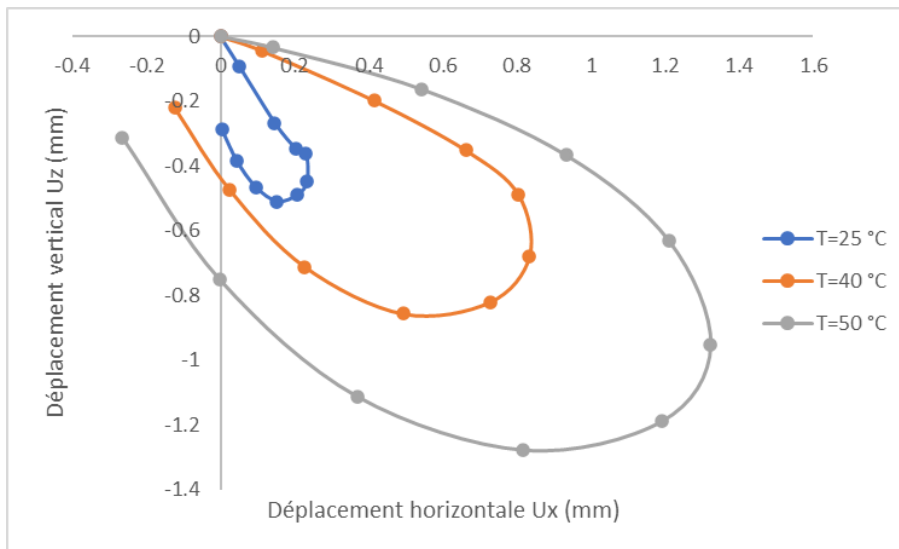


Figure V-23: Variation du déplacement verticale en fonction du déplacement horizontal (sens suivant x, figure V-18, particule (0.25 ; 0 ; 0.01) lors du passage de la charge pour différentes températures, même vitesse  $V=7\text{ Km/h}$ .

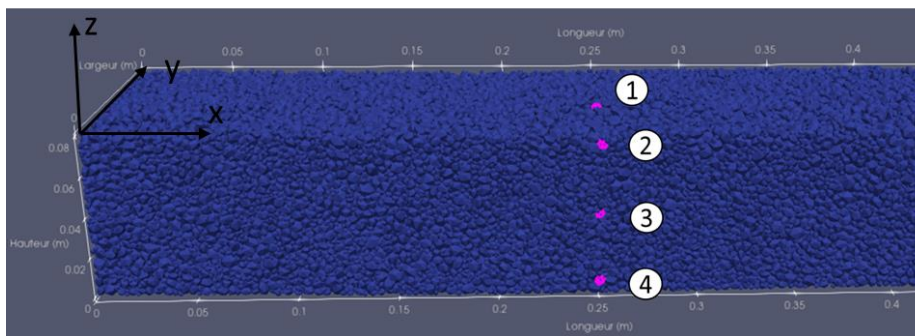


Figure V-24: Cartographie représentant les 4 positions des particules étudiées. Les coordonnées des particules : 1) au centre au milieu de l'empreinte (0.25 ; 0.045 ; 0.08), 2) (0.25 ; 0 ; 0.08), 3) (0.25 ; 0 ; 0.04) et 4) (0.25 ; 0 ; 0.01).

Le déplacement en z diminue en fonction de la profondeur, tandis que le déplacement horizontal suivant x augmente. Même dans le cas de la particule 4, située à proximité de la gomme, nous

observons un déplacement dans la direction opposée au mouvement de la charge, correspondant à un déplacement permanent dans cette direction.

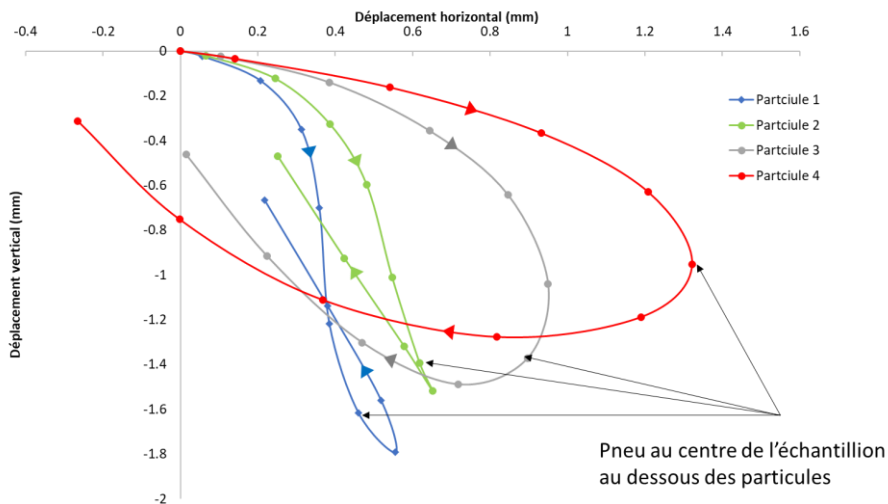


Figure V-25: Variation du déplacement verticale en fonction du déplacement horizontal (sens suivant x, figure V-24) lors du passage de la charge pour même température  $T=50\text{ }^{\circ}\text{C}$ , même vitesse  $V=7\text{ Km/h}$  au point (0.25, 0, 0.01).

## V.6. Conclusion

Ce chapitre a exposé en premier lieu la campagne expérimentale de l'essai d'orniérage français, également connu sous l'acronyme FWTT, en mettant en lumière toutes les contraintes et les améliorations qui ont été mises en œuvre pour réaliser cette expérience. Ensuite, il se plonge en détail dans la modélisation numérique réalisée dans le cadre du couplage FEM-DEM, développée pour analyser les réponses des mélanges bitumineux aux charges réelles exercées par des pneus en mouvement lors de cet essai de laboratoire.

Les conclusions clés de cette étude sont les suivantes :

1. Développement d'un algorithme de couplage FEM-DEM avancé : Un algorithme sophistiqué de couplage a été mis en place pour modéliser le processus d'interaction entre la surface de la chaussée et le pneu roulant. Il se compose de trois étapes essentielles : la détermination de l'empreinte du pneu par TekScan, la détection de la force de contact exercée par le pneu, et

l'application de cette force de contact. Ces étapes sont effectuées de manière continue afin de suivre l'évolution de la situation au fil du temps.

2. Observation des mouvements des particules : En conséquence des contraintes de contact appliquées par le pneu sur la surface de la couche d'enrobé, les particules de cette couche se déplacent de manière cohérente dans les directions distinctes. Cela démontre l'efficacité du modèle de couplage. De plus, des variations de couleur dans les contours des particules peuvent être observées, résultant de la non-uniformité de la distribution des tailles des particules et de leur capacité à supporter la charge de contact.

3. Impact de la température sur la réponse du mélange bitumineux : L'étude a révélé que la variation de la température a un effet significatif sur les réponses du mélange bitumineux. Les hautes températures entraînent des déplacements permanents importants des particules, pouvant conduire à une déformation permanente et non récupérable du mélange.

En synthèse, ce chapitre introduit un modèle de couplage avancé destiné à analyser les réponses des mélanges bitumineux soumis à des charges exercées par des pneus en mouvement. Il met en évidence les divers aspects de cette interaction complexe, y compris la variation de la température, et son influence sur le comportement du mélange bitumineux. La méthode DEM fournit des informations précieuses qui ne peuvent pas être obtenues en laboratoire, notamment le suivi individuel des particules et la dynamique des contacts entre elles.

## Chapitre VI. Modélisation des essais de laboratoire par la méthode des éléments finis

### VI.1. Introduction

En complément à l'analyse de la structure et des matériaux constitutifs des chaussées, il est important de souligner que les performances et la durabilité de ces infrastructures sont significativement conditionnées par les contraintes mécaniques et thermiques auxquelles elles sont soumises durant leur utilisation. Les charges mécaniques prédominantes sont engendrées par les véhicules et transmises à la surface de la chaussée par les roues pneumatiques. Dans la perspective d'une conception future de chaussées plus performantes, une compréhension approfondie du comportement structural des chaussées sous l'action des pneus en mouvement s'avère indispensable. Cependant, les études expérimentales sont fréquemment entravées par des contraintes budgétaires et les limitations en termes d'instrumentation de mesure.

Ainsi, les études numériques menées au moyen de la méthode des éléments finis (FE) offrent une flexibilité appréciable, permettant d'aborder divers aspects tels que la configuration de la chaussée, la structure du pneumatique, la charge exercée par le pneu et sa vitesse. Un avantage substantiel de cette approche réside dans sa capacité à fournir une représentation détaillée de la structure tant de la roue pneumatique que de la chaussée, ainsi que la possibilité de délivrer des données concernant les déplacements, les contraintes et les déformations à l'échelle de l'ensemble de la structure.

Toutefois, il est impératif de rappeler que la précision de ces modèles numériques dépend étroitement d'une représentation précise de la géométrie et des caractéristiques des pneumatiques et de la chaussée. L'interaction entre le pneu et la chaussée, ainsi que les contraintes de contact résultantes, sont multifactorielles et dépendent notamment de la structure du pneumatique, de la pression de gonflage, de la charge appliquée au pneu, du mode d'utilisation (roulement libre, accélération, freinage ou virage), de la vitesse du pneu, des conditions de friction et de la rugosité de la surface de la chaussée.

Par conséquent, l'objectif de cette étude consiste à élaborer un modèle EF amélioré pour les chaussées et à l'intégrer dans une simulation couplée du résultat issue de la mesure de Tekscan pour la distribution de charge pneumatique sur l'enrobé, afin de reproduire des essais de laboratoire comme l'essai FWTT et l'essai manège de fatigue.

Il est à noter qu'au cours des dernières années, la recherche dans le domaine de la modélisation numérique des chaussées par la méthode des éléments finis (FE) a connu d'importantes avancées techniques, comme en témoignent les travaux de (Abu Al-Rub et al., 2012; Ali, 2006; Al-Qadi et al., 2004; Chazallon et al., 2009a; Oeser and Möller, 2004).

À la lumière des informations précédemment exposées, l'objectif de ce chapitre est de procéder à la validation et à la comparaison des résultats obtenus en laboratoire avec une modélisation par éléments finis, en utilisant le modèle de comportement viscoélastique VEnoL. Les éléments finis nous permettent d'approfondir l'analyse de la distribution des contraintes et des déformations au sein de la chaussée.

Dans ce chapitre, nous amorçons notre étude en abordant les concepts des déformations et des invariants de la contrainte. Par la suite, nous nous penchons sur la construction du modèle de la plaque utilisée pour l'essai FWTT, en tenant compte du maillage adapté à l'échelle de la charge pneumatique obtenue à partir du Tekscan. Une discussion est également consacrée à l'algorithme de détection des nœuds, à la représentation du matériau en caoutchouc, à la comparaison des résultats expérimentaux en laboratoire avec ceux issus de la modélisation, et aux interprétations pertinentes. Enfin, nous détaillons la modélisation de l'essai de manège. Il convient de noter que l'ensemble de ces essais a été réalisé sur une couche d'enrobé de type BBM.

## **VI.2. Contrainte et déformation**

Les charges exercées par les roues sur les chaussées engendrent une répartition et une diminution des contraintes à travers l'ensemble de la chaussée. Lorsqu'un véhicule circule sur la chaussée, les niveaux de contrainte dans la chaussée varient, passant d'une valeur basse à une

valeur plus élevée (voir Figure VI-1). Cette variation de contrainte induit des mouvements à l'intérieur de la chaussée, connus sous le nom de déformations. On peut également classer les déformations en deux catégories : les déformations élastiques (ou résilientes), qui peuvent être récupérées, et les déformations non récupérables, appelées déformations permanentes ou plastiques. Les contraintes agissent en trois dimensions, et toutes ces contraintes ont un impact sur le comportement du matériau. Cette section traite des contraintes in-situ générés par les charges des roues et de leur corrélation avec l'état de déformation in situ, s'exerçant également en trois dimensions.

#### **VI.2.1. Contraintes et déformations lors du passage de la charge sur les chaussées souples**

Les contraintes sur un élément dans un matériau sont définies par ses composantes de contraintes normales et de cisaillement. En général, trois plans perpendiculaires existent dans un matériau où aucune force de cisaillement n'agit, et les contraintes sur ces plans sont représentées par trois contraintes normales principales  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  et  $\sigma_3$ .

Dans une structure de chaussée, les contraintes subies par un élément cubique en raison de la charge et du déchargement des véhicules sont illustrées dans les figures VI-1.i) et ii). Sans la charge des véhicules, un état de contrainte de confinement est présent dans l'élément. Lorsqu'une charge de roue s'approche, les contraintes principales majeures et mineures augmentent simultanément, et elles tournent autour de l'élément, un phénomène appelé rotation des contraintes principales.

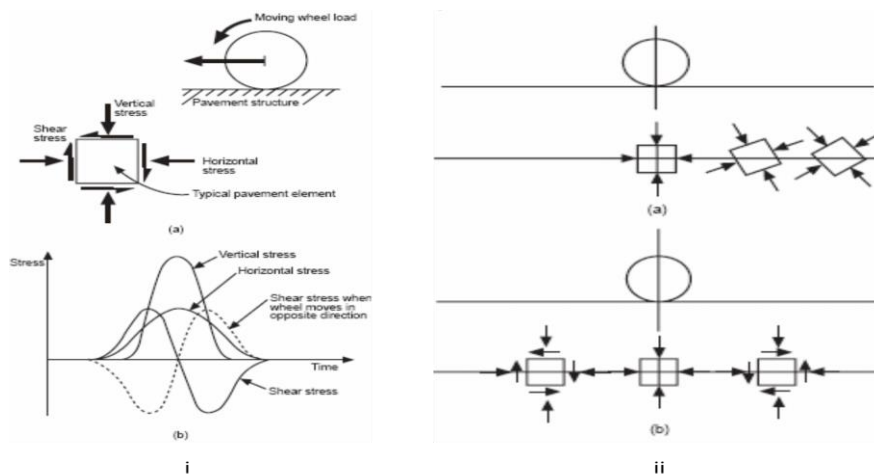


Figure VI-1: i) Conditions de contrainte sous une charge de roue en mouvement : (a) contraintes sur l'élément de chaussée ; (b) variation des contraintes dans le temps, ii) Contraintes sur un élément de chaussée : (a) contraintes principales - élément en rotation ; (b) pas de rotation - inversion des contraintes de cisaillement. (Brown, 1996)

Si l'élément ne tourne pas (c'est-à-dire que le système de référence  $x, y, z$  reste inchangé), les contraintes verticales et horizontales augmentent à mesure que la charge s'approche. Les contraintes de cisaillement augmentent également, puis diminuent jusqu'à ce qu'elles disparaissent lorsque la charge est directement au-dessus de l'élément. Lorsque la charge s'éloigne, les contraintes de cisaillement s'inversent, ce que l'on appelle la rotation des contraintes principales.

#### VI.2.2. Invariants des contraintes ( $p$ et $q$ )

On peut comprendre un système de contraintes tridimensionnelles en analysant les composantes des contraintes principales, qui se répartissent en contraintes induisant un changement de volume (pression) et celles qui provoquent une distorsion par cisaillement (contrainte de cisaillement).

La pression qui conduit à un changement de volume est dénommée contrainte principale moyenne, et elle est définie de la manière suivante :

$$p = \frac{1}{3} (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad \text{VI.1}$$

Avec, p la contrainte normale moyenne définie comme premier invariant,  $\sigma_1, \sigma_2$  et  $\sigma_3$  sont les trois contraintes principales.

La contrainte de cisaillement est une mesure de la contrainte de distorsion (cisaillement) sur le matériau, et est définie comme suit (Arnold, 2004):

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2} \quad \text{VI.2}$$

avec q le second invariant ou contrainte déviatorique notée aussi invariant de contrainte de cisaillement.

Ces invariants ont une utilisation classique en mécanique des sols et servent de critères associés à la plasticité et à la déformation permanente. Ces deux invariants de contrainte, qui sont également employés dans les essais triaxiaux cycliques réalisés en laboratoire sur des matériaux granulaires non liés (Hornych et al., 1998) (Hornych et al., 1999), sont définis en un point M au sein de la chaussée pour une représentation des contraintes non normale :

Le passage du repère normale au repère globale peut se faire selon les équations suivantes (Hammoum et al., 2010):

$$p = \frac{1}{3} (\sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz}) \quad \text{VI.3}$$

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_{xx} - \sigma_{yy})^2 + (\sigma_{xx} - \sigma_{zz})^2 + (\sigma_{yy} - \sigma_{zz})^2 + 6(\sigma_{xy}^2 + \sigma_{xz}^2 + \sigma_{yz}^2)} \quad \text{VI.4}$$

### VI.2.3. Chemins de contrainte et diagrammes p-q

Une approche couramment employée pour représenter la séquence d'états de contrainte dans un matériau, allant de l'état initial non chargé à l'état chargé, implique la création d'une série de points de contrainte, comme exposée par Boyce en 1976. Ces points de contrainte, qu'ils soient soumis à une charge ou non, sont définis par deux paramètres fondamentaux : la contrainte normale moyenne  $p$  (équation VI.3) et la contrainte déviatorique  $q$  (équation VI.4). La représentation graphique de ces points de contrainte, qu'ils soient soumis à une charge ou non, génère un trajet de contrainte dans l'espace des contraintes  $p$ - $q$ . Généralement, les points de départ, qu'ils correspondent à un état non chargé (ou minimal) ou à un état chargé (ou maximal), sont définis le long de ce trajet de contrainte (figure VI-2). Les caractéristiques du trajet de contrainte, telles que sa direction, sa longueur, ainsi que les points de départ et d'arrivée, exercent une influence directe sur les déformations élastiques et plastiques. Par conséquent, le trajet de contrainte revêt une importance capitale pour décrire la nature de la sollicitation subie par un matériau.

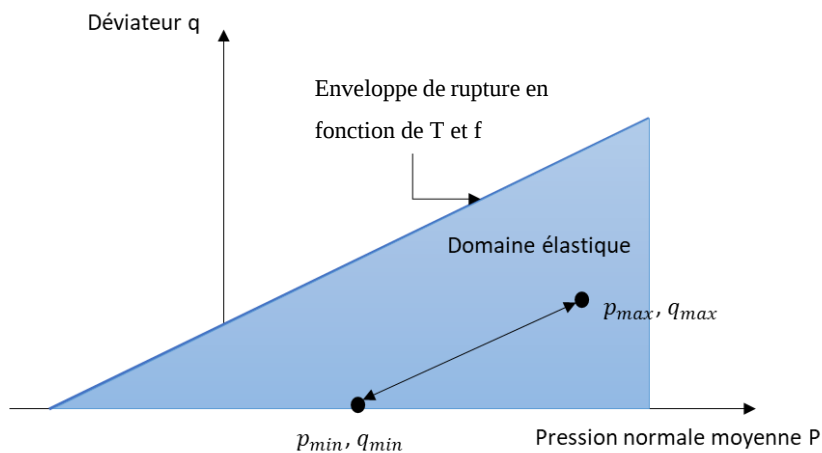


Figure VI-2:Chemin de contrainte dans l'espace des contraintes  $p$ - $q$ .

Pour déterminer la transition du comportement d'un matériau de l'élasticité à la plasticité dans des conditions de chargement statique, il est courant de déterminer l'enveloppe de rupture. Le

matériau maintient son comportement élastique tant que l'état de contrainte demeure en deçà de cette surface de rendement, comme illustré dans la Figure VI-2. Lorsque l'état de contrainte atteint cette surface, cette dernière peut évoluer en termes de forme et de volume. Dans de telles situations, les déformations deviennent permanentes, c'est-à-dire plastiques.

### VI.3. Modèle numérique par FEM

#### VI.3.1. Rappel de l'essai FWTT

Le mélange bitumineux est compacté dans une plaque de  $500 \times 110 \times 80 \text{ mm}^3$  posée sur une plaque en caoutchouc afin de simuler le comportement des sous-couches dans les chaussées. L'utilisation de cette plaque en caoutchouc permet de prendre en compte l'élasticité des sous-couches dans la réponse de la couche de roulement. La plaque est confinée sur ses 3 côtés latéraux (longitudinalement dans la direction de la roue et transversalement sur un côté), mais libre du côté de la caméra pour observer les effets de la charge roulante sur les déformations de la plaque. Les déplacements verticaux sont autorisés partout, tandis que le déplacement horizontal de l'échantillon est limité. Le caoutchouc fin à une dureté Shore de 65 ° sous la dalle, c'est un matériau caoutchouté mince (matériau viscoélastique) d'une épaisseur de 10 mm, son module varie entre 22 et 28 MPa à une température de 25 °C et dans la plage de fréquence de 1 à 50 Hz. À une température plus élevée (40 °C), le module diminue, passant de 18 MPa à 23 MPa.

#### VI.3.2. Modèle FEM

Le logiciel LMGC90 (Dubois and Mozul, 2013) est utilisé pour effectuer une simulation par éléments finis tridimensionnelle (3D) du test de suivi de roulement français. Ce test nécessite un échantillon ayant la forme d'un parallélépipède, dont les dimensions sont de  $500 \times 110 \times 80 \text{ mm}^3$ . Pendant le test, une roue lisse se déplace sur l'échantillon, en faisant des allers-retours dans le sens longitudinal. Pour représenter avec précision la zone de contact de la roue, une surface elliptique est déterminée à l'aide du dispositif TekScan et de sa surface de charge associée. Cette surface elliptique a une longueur de 130 mm pour l'axe majeur et de 90 mm

pour l'axe mineur, comme indiqué dans la Figure 5. La taille du maillage de la dalle correspond aux dimensions du capteur du dispositif TekScan, mesurant  $3.75 \times 3.75 \text{ mm}^2$  (figure VI-3). Un coefficient de frottement de 0,1 est utilisé pour la force longitudinale dans des conditions de roulement libre, avec une pression de chargement de 0,6 MPa pour représenter la zone de contact du pneu. La régulation thermique est également incluse dans le test. Nous modélisons le caoutchouc comme une deuxième couche avec un modèle de Kelvin-Voigt. Les propriétés viscoélastiques ont été présentées dans la section V-4. L'épaisseur de la plaque fine de caoutchouc est de 1 cm.

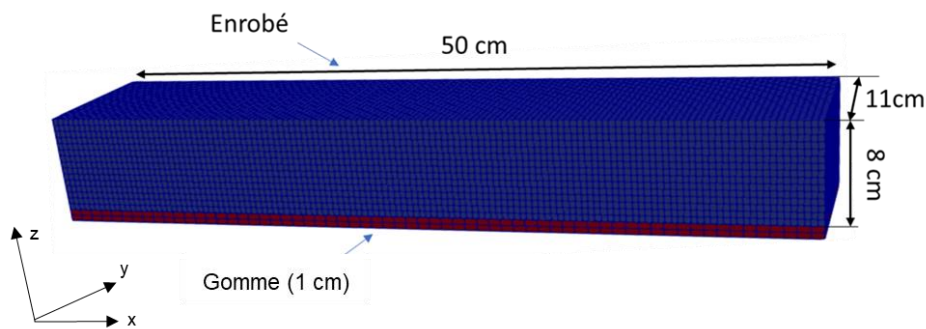


Figure VI-3: Maillage de la plaque d'enrobé avec la gomme de caoutchouc.

### VI.3.3. Assemblage entre les 2 couches

L'intégration de l'assemblage des couches modélisées en éléments finis dans LMGC90 s'est avérée être l'un des défis majeurs rencontrés lors de l'élaboration de ce modèle. Pour expliquer la méthode de détection dans le code, nous pouvons distinguer deux catégories de corps : les candidats et les antagonistes. Les antagonistes peuvent être considérés comme les surfaces de support sur lesquelles reposent les candidats. Les antagonistes peuvent avoir un maillage de plus grande taille que celui des candidats, afin d'assurer que les antagonistes soient perceptibles par les candidats, garantissant ainsi une cohérence lors de l'assemblage et un comportement similaire des deux corps.

Afin d'optimiser le temps de calcul, nous avons choisi d'utiliser un maillage plus grossier pour la gomme de caoutchouc que pour la plaque d'enrobé. Un maillage de  $3,75 \times 3,75 \text{ mm}^2$  a été utilisé pour la plaque, considérée comme candidat, et de  $7 \times 7 \text{ mm}^2$  pour la gomme considérée comme antagoniste.

Afin d'assurer une cohésion au niveau de l'interface entre ces deux plaques, une loi de contact cohésive de type pont capillaire a été choisie. Ce modèle prend en compte à la fois la cohésion entre les plaques et le frottement. Tant que la séparation entre les nœuds de deux plaques reste à une distance inférieure à la distance seuil, la loi reste active, sinon le contact est perdu. Ce principe se base sur les forces capillaires qui se génèrent dans les ponts liquides entre deux particules. Les paramètres spécifiques calibrés pour assurer la cohésion des deux plaques au niveau de l'interface sont répertoriés dans le tableau suivant.

Le modèle est basé sur une combinaison de deux composantes normale et tangentielle.

Les paramètres qui décrivent ce modèle est représenté par :  $\text{cohn}(\mathcal{R}_n^{\text{coh}})$ ,  $\text{coht}(\mathcal{R}_t^{\text{coh}})$  Weth  $(g^{\text{coh}})$ ,  $\text{dyfr}(\mu_d)$  et  $\text{stfr}(\mu_s)$ .

**La composante Normal** : formulation de **Signorini** :  $\bar{g} = \max(0, g_*) + h\mathcal{V}_n$  (figure VI-4)

Si  $g_* \leq g^{\text{coh}}$  alors  $\bar{\mathcal{R}}_n = \mathcal{R}_n + \mathcal{R}_n^{\text{coh}}$

Sinon  $\bar{\mathcal{R}} = \mathcal{R}_n$

**La composante tangentielle** : formulation de **Coulomb** :  $\bar{\mathcal{V}}_t = \mathcal{V}_t$  et  $\bar{\mathcal{R}}_t = \mathcal{R}_t$

Le coefficient de frottement dépend du statut de contact :

Si le contact est cohésif alors  $\mu = \sigma_t^{\text{coh}} / \sigma_n^{\text{coh}}$

Sinon

Si le contact est collé alors  $\mu = \mu_s$

Sinon alors  $\mu = \mu_d$

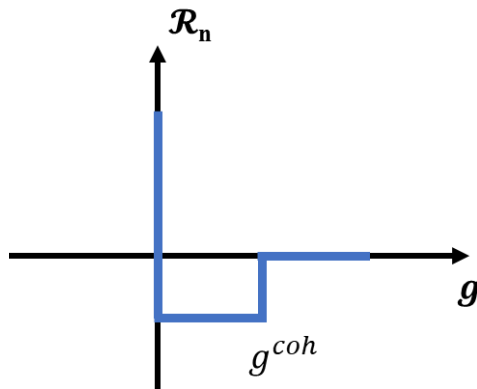


Figure VI-4: Relations entre les vitesses et les forces de contact pour le modèle cohésif utilisé en composante normale (Jean and Cambou, 2001).

Tableau VI-1: Paramètres calibres pour assurer la cohésion entre les deux plaques au niveau de l'interface.

| Cohn (N)        | Coht (N)        | Weth (m) | dfrc | sfrc |
|-----------------|-----------------|----------|------|------|
| $3 \times 10^5$ | $3 \times 10^5$ | 0.01     | 0.7  | 0.7  |

avec Cohn, Coht la cohésion normal et tangentielle respectivement, weth qui correspond à la distance seuil, dfrc et sfrc le frottement dynamique et statique respectivement.

#### VI.3.4. Algorithme d'application de la charge

Les forces nodales ont été appliquées à la surface de la chaussée aux nœuds correspondants. À cette étape, un algorithme de détection dynamique a été utilisé pour déterminer la position des forces nodales sur le modèle en éléments finis. Le schéma général de cet algorithme de détection est répertorié dans l'Algorithme suivant.

#### Algorithm 1 General procedure of the detection algorithm

1. Sélection des nœuds de la surface de la couche d'asphalte
  - 1.1 Obtenir les coordonnées des nœuds Ncoor de la couche d'enrobé:
 

**si**  $N_{coor} > -Ed_z$  **alors**  $\triangleright Ed$  est la dimension de l'élément

Enregistrer l'identifiant du nœud de surface dans un tableau ID

Enregistrer les coordonnées correspondantes du nœud de la surface dans un tableau  $[NS_{coor}]$

**Fin si**

2. Traitement des données à partir de la mesure Tekscan

2.1 Transférer le signal de contrainte du capteur en force nodale et le sauvegarder dans un tableau  $[F_{no}]$ .

2.2 : Enregistrer les coordonnées de la matrice de Tekscan dans un tableau  $[T_{coor}]$

3. Détection et application de la force nodale à la couche d'asphalte

**pour**  $t$  dans la plage  $[0, t_{final}]$  **faire**  $\triangleright t$  est le temps écoulé

**Tant que**  $i$  dans la plage  $[1, Num]$  **faire**  $\triangleright Num$  est la longueur de  $[ID]$

**si**  $NS_{coory}[i] - Ed_y/2 \leq T_{coory}[i] + v * t \leq NS_{coory}[i] + Ed_y/2$

**si**  $NS_{coorx}[i] - Ed_x/2 \leq T_{coorx}[i] \leq NS_{coorx}[i] + Ed_x/2$

**alors** appliquer la force nodale  $F_{no}[i]$  à ce nœud d'identité  $i$

**Fin si**

**Fin si**  $\triangleright$  avec  $v$  la vitesse de roulement du pneu le long de la direction  $y$

**Fin Tant que**

**Fin pour**

---

#### VI.3.5. Détermination des paramètres du modèle VENoL

Les paramètres du modèle BBMa nécessaires pour son ajustement au modèle VENoL ont été préalablement exposés dans la section III-4. De même, la sélection appropriée des deux composantes de VENoL en se référant à l'équation V.5 de Cheng (Cheng et al., 2020) est abordée dans le chapitre antérieur présente dans le chapitre précédent.

Finalement le modèle est élaboré avec la charge qui se déplace tout au long de la plaque d'enrobé, on montre dans la figure VI-5 plusieurs endroits de déplacement de la charge.

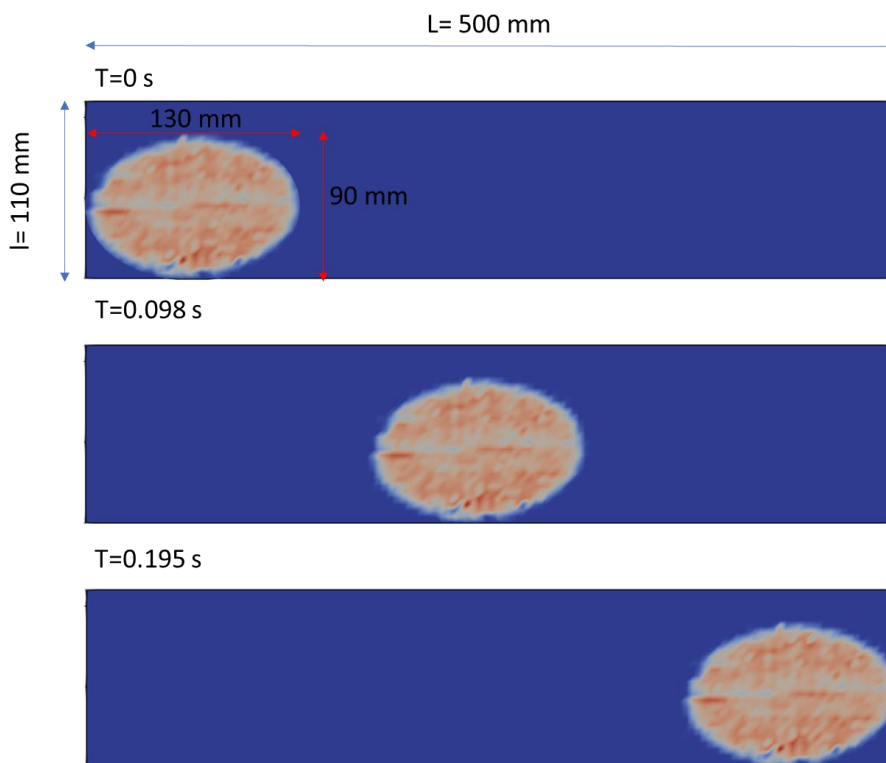


Figure VI-5 : Roulement du pneu lisse sur la plaque d'enrobé.

#### VI.4. Résultats de la modélisation

##### VI.4.1. Comparaison des cartographies

Dans cette étude, un modèle aux éléments finis est utilisé et comparé aux résultats expérimentaux, en se focalisant sur la réponse sur un seul passage du test FWT. Les observations en laboratoire fournissent des informations sur la distribution des déplacements et des contraintes dans le plan vertical de la dalle de béton bitumineux. L'objectif principal de la modélisation est de reproduire numériquement la déformation sous l'influence d'une charge mobile, englobant à la fois les caractéristiques de déplacement et de contrainte dans l'échantillon.

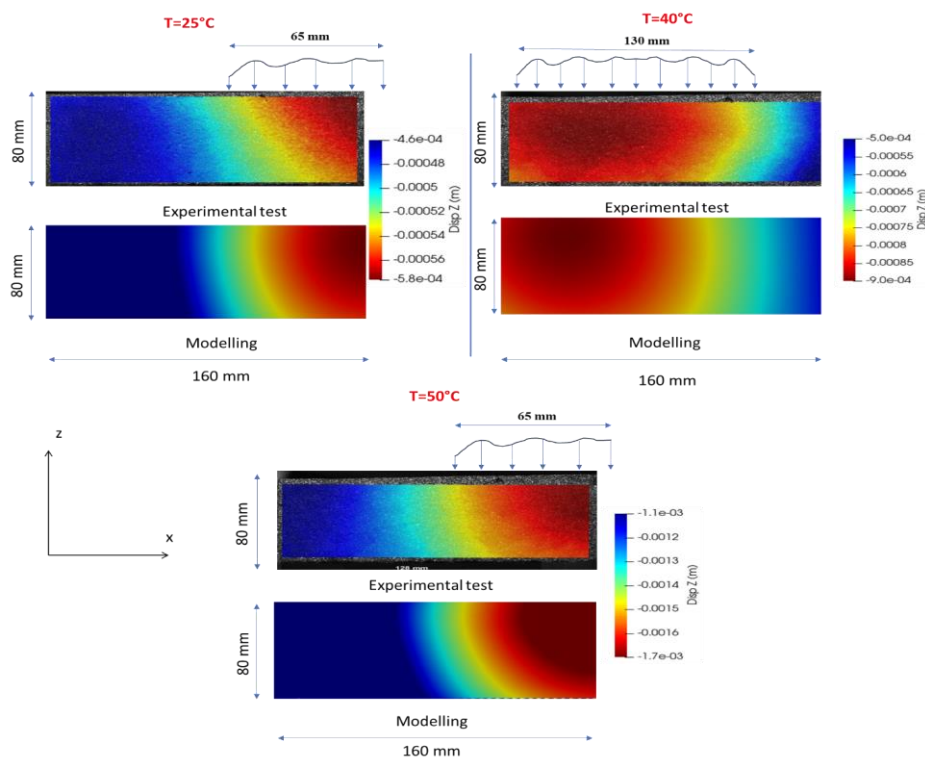


Figure VI-6: Confrontation du déplacement vertical max et min entre l'expérience et la modélisation par FEM pour la même vitesse de roulement  $V=7\text{Km/h}$  et différentes températures.

La Figure VI-6 fournit une représentation visuelle de l'impact de la température sur la réponse de la dalle bitumineuse dans les mêmes conditions de vitesse. Les résultats des simulations par éléments finis semblent cohérents en raison de leur hypothèse d'un matériau bitumineux homogène. Lorsque l'on se concentre sur le ZOI du côté libre de la dalle, à la fois les résultats expérimentaux et les résultats de la modélisation présentent des distributions de champ analogues, avec des valeurs maximales et minimales étroitement alignées.

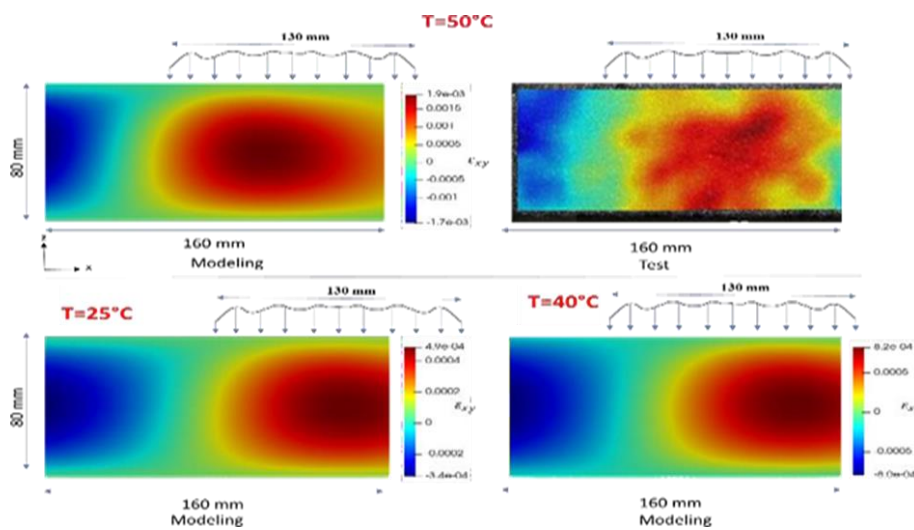


Figure VI-7: Confrontation de la déformation de cisaillement  $\epsilon_{xz}$  entre l'expérience et la modélisation par FEM pour la même vitesse de roulement  $V=7\text{Km/h}$  et différentes températures.

La Figure VI-7 révèle des zones de valeurs nulles en raison de la charge dans deux directions de particules distinctes, influencées par la nature hétérogène du mélange. Cela entraîne des discontinuités de réponse observées, contribuant à des champs de contrainte longitudinale moins uniformes par rapport à la modélisation par éléments finis. Dans la Figure VI-7, la contrainte de cisaillement à 50 °C est analysée en comparant les données expérimentales, les résultats du modèle et les températures de  $T=25\text{ °C}$  et  $T=40\text{ °C}$ .

À travers différentes températures, un schéma cohérent émerge : la contrainte de cisaillement reste localisée sous la charge. De plus, une augmentation de cette contrainte due aux températures élevées est évidente.

L'application d'une charge roulante produit une phase de cisaillement positive sous la charge sur toute la profondeur du profile. Après le passage de ce chargement, une phase de cisaillement négative est identifiable sur toute la profondeur. Cette déformation fournit des indications sur les possibles causes de l'orniérage de la chaussée (figure VI-7).

Tableau VI-2: Taux d'erreur entre les différentes valeurs de déplacements de déflexion, la déformation longitudinale et la déformation de cisaillement comparant l'expérience et la modélisation par FEM.

| BBM               |                 | Max    |            |            | Min    |            |            |
|-------------------|-----------------|--------|------------|------------|--------|------------|------------|
| Vitesse V= 7 Km/h |                 | Exp    | Simulation | Erreur (%) | Exp    | Simulation | Erreur (%) |
| T= 25 °C          | Uz (mm)         | 0.64   | 0.62       | 3          | 0.4    | 0.4        | 4.5        |
|                   | $\epsilon_{xx}$ | 0.0007 | 0.0006     | 8.5        | 0.0006 | 0.0007     | 13         |
|                   | $\epsilon_{xy}$ | 0.0009 | 0.0009     | 0          | 0.0006 | 0.0006     | 6.7        |
| T= 40 °C          | Uz (mm)         | 1.05   | 1          | 4.8        | 0.6    | 0.0006     | 7          |
|                   | $\epsilon_{xx}$ | 0.0024 | 0.0022     | 8.3        | 0.0024 | 0.002      | 16.6       |
|                   | $\epsilon_{xy}$ | 0.0021 | 0.0023     | 9.5        | 0.0025 | 0.0028     | 12         |
| T= 50 °C          | Uz (mm)         | 1.78   | 1.8        | 1          | 1.07   | 1          | 6.5        |
|                   | $\epsilon_{xx}$ | 0.006  | 0.005      | 16.6       | 0.0037 | 0.004      | 8          |
|                   | $\epsilon_{xy}$ | 0.0046 | 0.0035     | 24         | 0.004  | 0.0033     | 17.5       |

Pour résumer, cette étude décrit de manière précise la réponse viscoélastique de l'échantillon qui pilote leur comportement. Il est à noter que l'influence de la réponse viscoélastique devient apparente après le passage de la roue : il existe un décalage entre la position de chargement de la roue et les contraintes ou les déplacements générés dans le matériau. Ce délai est censé correspondre à l'angle de phase qui caractérise la réponse du matériau sous cette magnitude de charge spécifique.

Dans le tableau VI-2, on peut constater les différences entre les modélisations ainsi que les résultats expérimentaux lors de l'essai WTT pour la même vitesse et différentes températures.

#### VI.4.2. Suivi d'un nœud

Afin d'analyser l'impact de la température sur la chaussée, nous avons choisi d'isoler un nœud spécifique et d'observer les déformations ainsi que les diverses contraintes subies par ce nœud (figure VI-8). Nous avons réalisé des calculs à trois températures d'essai, toutes à la même vitesse, dans le but de comparer les différentes composantes de contrainte et de déformation à une profondeur proche de la surface de la gomme de caoutchouc.

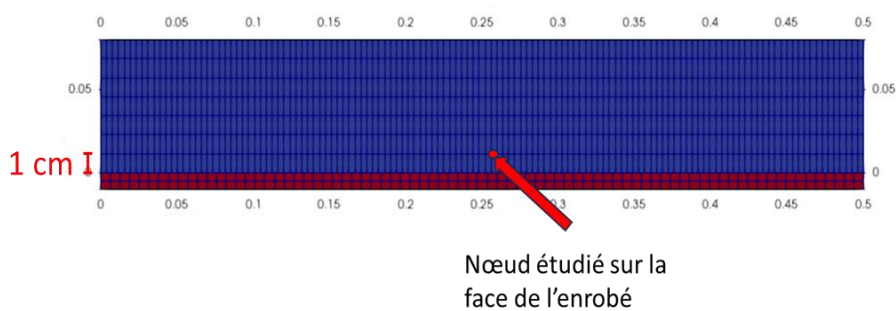


Figure VI-8: Identification du nœud (0.25 ; 0 ; 0.01) sur la face de l'enrobé étudié.

#### VI.4.2.1 Déformation de cisaillement $\epsilon_{xz}$

À une profondeur  $z = 7$  cm près de la surface de la gomme (figure VI-8), une observation de la Figure VI-9 révèle que la déformation de cisaillement  $\epsilon_{xz}$  est considérablement influencée par les phases de mouvement du véhicule. Dans le cas de roulement libre que nous étudions, la déformation de cisaillement reste confinée uniquement sous les bords de la charge, indépendamment de la vitesse. Il est également important de noter que la déformation de cisaillement augmente proportionnellement à l'augmentation de la température. Cette manifestation de l'effet de cisaillement est particulièrement significative, car elle démontre que l'augmentation de la température pourrait conduire à des dégradations plus importantes par cisaillement et pourrait contribuer à l'orniérage des chaussées lorsqu'il est couplé à un effort de compression.

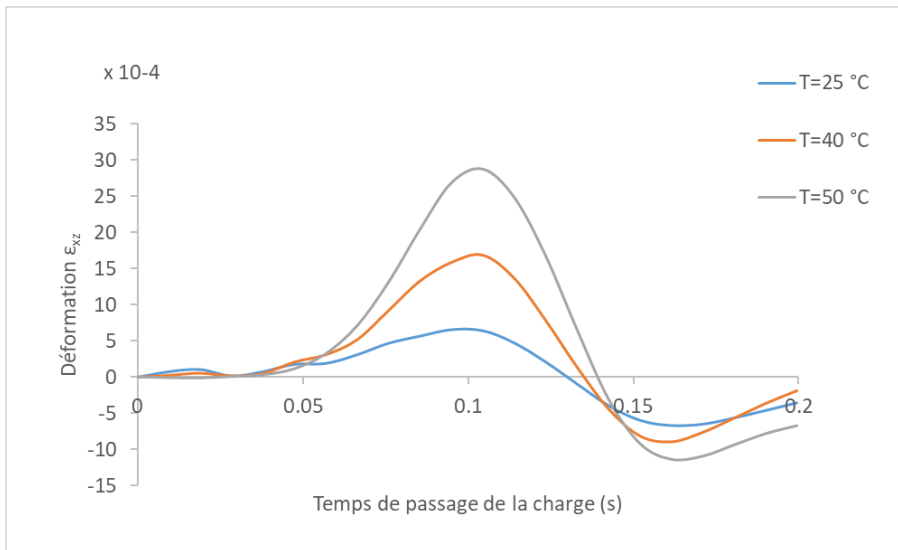


Figure VI-9: Variation de la déformation de cisaillement  $\epsilon_{xz}$  selon le temps de passage de la charge en fonction de la température sur le nœud (0.25 ; 0 ; 0.01) .

Il est également notable que le comportement du matériau présente un caractère dissymétrique avant et après le passage de la charge. Notons une phase de déformation résiduelle après le passage de la charge.

#### VI.4.2.2 Déformation longitudinale

Nous examinons à présent l'impact sur la déformation longitudinale  $\epsilon_{xx}$ , un facteur significatif dans la dégradation des chaussées s'il n'est pas contrôlé et qui se manifestant sous la forme de fissures à la base de la chaussée, souvent appelée Top Down Cracking qui génère la fissuration de bas en haut qui apparaît lorsqu'on a de la traction qui apparaît en surface. Dans la figure suivante, nous comparons l'influence de la température sur la déformation longitudinale pour un point situé à  $z = 7$  cm sous la surface de l'enrobé (figure VI-10).

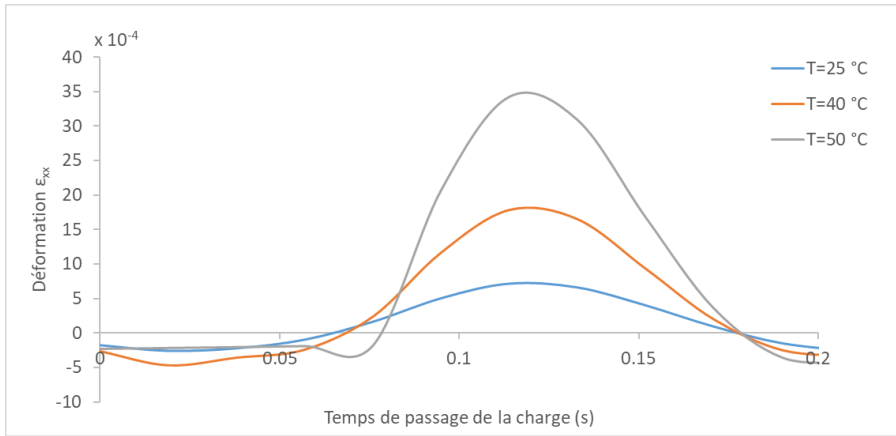


Figure VI-10: Variation de la déformation longitudinale  $\epsilon_{xx}$  selon le temps de passage de la charge en fonction de la température pour le nœud (0.25 ; 0 ; 0.01).

Les prévisions qui suggèrent une augmentation de la déformation longitudinale avec l'augmentation de la température sont confirmées, ce qui indique que le modèle reproduit les tendances observées sur les chaussées, comme cela a été documenté dans plusieurs études portant sur la fatigue des chaussées réalisées par le LCPC (Homsy et al., 2009; Le Xuan et al., 2022). La courbe de déformation présente trois phases, telles qu'illustrées dans la figure VI-11.

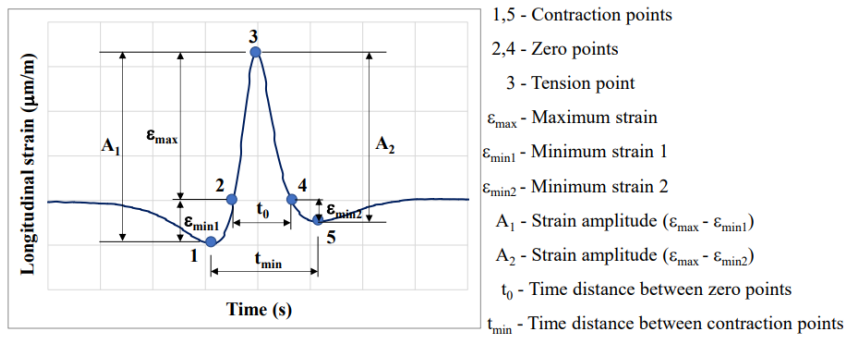


Figure VI-11: Représentations fondamentales d'un signal de déformation longitudinale proche de la base de la couche de roulement .

#### VI.4.2.3 Déformation verticale $\varepsilon_{zz}$

De la même manière que pour d'autres types de déformations, on observe que la déformation verticale augmente proportionnellement avec la température (figure V-12). La déformation verticale est le résultat des forces de compression verticale qui se propagent entre les différentes couches de matériau et se manifestent après de nombreux cycles de chargement sous le phénomène connu sous le nom de fissuration par orniérage de la couche de *BB*. Il est possible de noter une déformation résiduelle présente dans la couche d'enrobé.

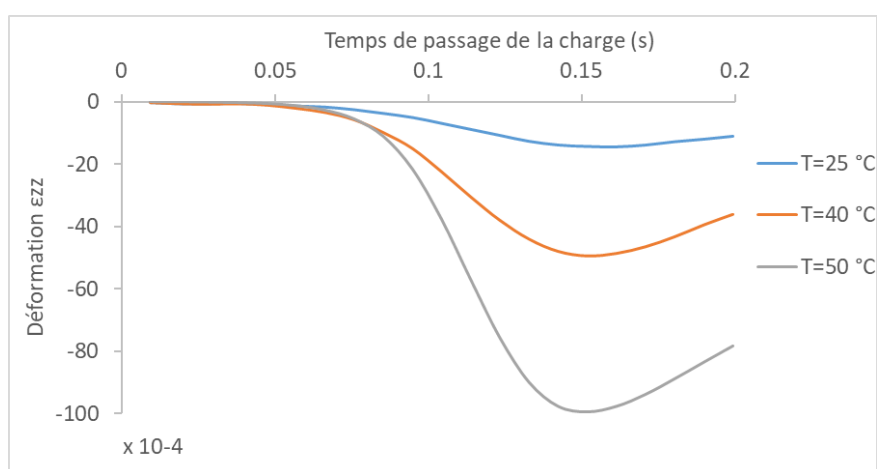


Figure VI-12: Variation de la déformation verticale  $\varepsilon_{zz}$  selon le temps de passage de la charge en fonction de la température pour le nœud (0.25 ; 0 ; 0.01).

#### VI.4.2.4 Effet de la température sur la contrainte

Afin d'étudier les contraintes générées lors du passage d'une charge roulante sur le mélange bitumineux, nous avons comparé les contraintes longitudinales, verticales, et de cisaillement pour la même profondeur dans la couche de revêtement, à différentes températures (figure VI-13).

En ce qui concerne les contraintes verticale, longitudinale et transversale, il est important de noter que leur magnitude est inversement proportionnelle à la température. En d'autres termes,

à mesure que la température augmente, les contraintes diminuent. Une température plus basse possède une rigidité plus importante qui se traduit par une valeur de contrainte plus important.

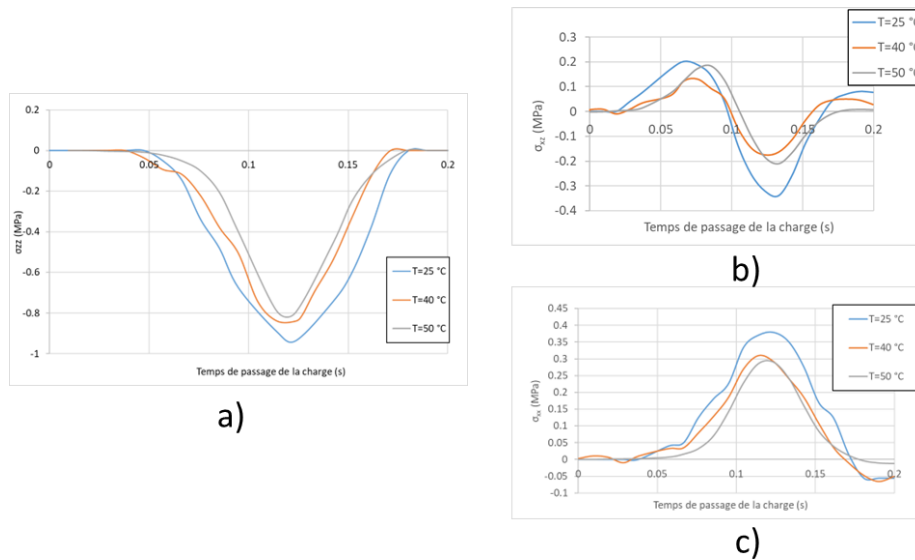


Figure VI-13: Effet de la température sur la contrainte a) verticale, b) cisaillement et c) longitudinale pour le nœud (0.25 ; 0 ; 0.01).

#### VI.4.3. Diagramme p-q sur le nœud

L'analyse approfondie des données révèle plusieurs observations significatives. Initialement, les trajectoires de comportement présentent une grande similarité, suggérant une réponse mécanique cohérente sous des conditions de chargement similaires. Cependant, lorsque la température est réduite à  $25^\circ\text{C}$ , on remarque un pic marqué dans le comportement mécanique alors qu'à des températures plus élevées comme  $50^\circ\text{C}$ , on remarque l'effet de la viscosité qui se traduit par le retour de q en fonction de p pour le nœud 1 proche de la surface (figure VI-14 et VI-15-a).

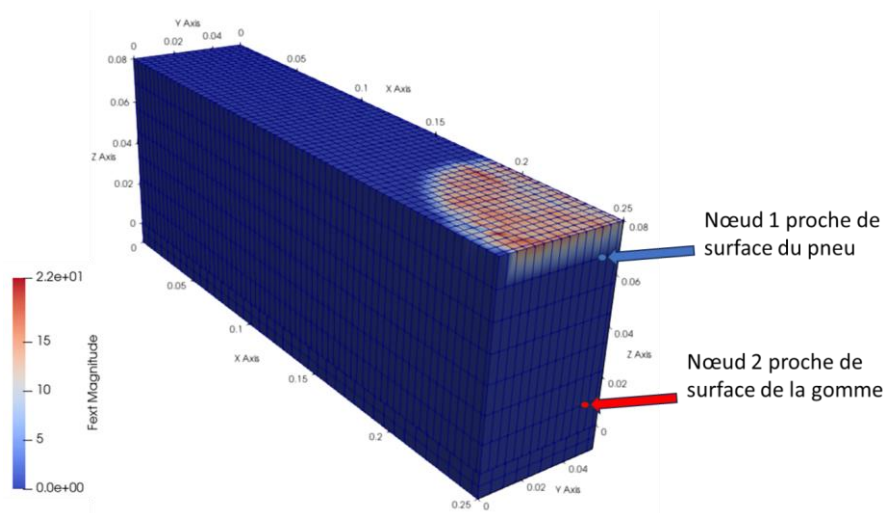


Figure VI-14: Identification des nœuds étudiés sous le chargement du pneu dans la coupe de l'enrobé, nœud 1 (0.25 ; 0.045 ; 0.07) et nœud 2 (0.25 ; 0.045 ; 0.01).

De plus, lors de l'étude des cycles de chargement, une hystérésis est clairement observée, où le chemin ne revient pas au point de départ. Ce chemin indique que le matériau subit des déformations irréversibles au cours du chargement, ce qui est caractéristique d'un processus non linéaire. En d'autres termes, le matériau ne retrouve pas complètement sa forme initiale à la fin du cycle de chargement, ce qui suggère que des irréversibilités internes se produisent.

Une conclusion importante à tirer de ces observations est que, à des températures au tour de 25 °C, les contraintes déviatoriques sont légèrement accrues. Les contraintes déviatoriques sont des contraintes de cisaillement et leur augmentation peut potentiellement entraîner une fissuration précoce de la surface du matériau (lors de cycles de fatigue). Les contraintes déviatoriques élevées sont souvent associées à des processus de fissuration et de rupture, ce qui rend ces conditions de température critiques en termes d'intégrité structurale.

De plus, lorsque l'on examine le point situé près de la surface de la gomme et sous la charge du pneu (nœud 2), il est évident que le trajet des contraintes est moins prononcé que dans les zones adjacentes à la surface de chargement, où ce chemin est plus linéaire (figure VI-14 et VI-15.b).

En résumé, les chemins de chargement observés mettent en lumière des variations de comportement mécanique significatives en fonction de la température.

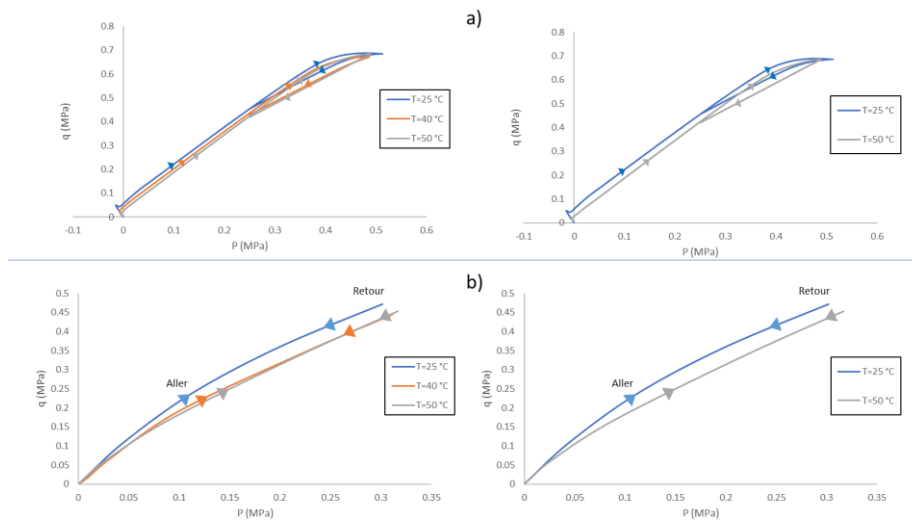


Figure VI-15: Diagramme de la contrainte  $p$ - $q$  selon deux profondeurs : a) Noeud 1, b) Nœud 2.

## VI.5. Conclusion

La méthode des éléments finis (FEM) est une approche essentielle dans l'étude des enrobés bitumineux. Elle considère l'enrobé comme un matériau continu et permet une analyse approfondie des déformations et des contraintes générées au sein du mélange bitumineux. Cette méthode se révèle particulièrement précieuse pour obtenir une compréhension globale de la réaction de la chaussée aux charges imposées, car elle fournit des informations détaillées qui ne sont pas directement accessibles sur le terrain.

En utilisant la méthode par éléments finis, nous avons pu évaluer la capacité du modèle VENoL à représenter de manière précise les effets variés des charges sur la chaussée. Cette méthode nous a également permis d'identifier plus clairement l'origine des divers types de dégradations observées sur le terrain, notamment les fissures qui se forment avec le temps et l'usage.

Il est important de noter que cette approche n'est pas limitée à une seule application. Elle peut également être étendue à d'autres types d'essais, tels que les essais de fatigue, en combinant plusieurs couches viscoélastiques. Cela augmente sa polyvalence et son utilité dans la recherche et la conception de chaussées plus durables et résistantes aux contraintes du trafic. En fin de compte, la FEM est un outil puissant pour mieux comprendre et modéliser le comportement des chaussées et des enrobés bitumineux, contribuant ainsi à améliorer la durabilité et la performance des infrastructures routières.

## Conclusion

Cette conclusion finale offre un regard global sur l'ensemble de cette thèse qui se penche profondément sur les méthodologies analytiques et de modélisation dans le domaine de l'ingénierie des chaussées. L'importance de ces méthodes se démontre à travers leurs applications variées, allant de la compréhension du comportement des chaussées sous différentes charges à leur performance dans diverses conditions environnementales.

Tout d'abord, il est important de souligner que les chaussées subissent divers types de dégradations au fil du temps. Ces dégradations comprennent l'orniérage, la fissuration, la déformation plastique, la fatigue et d'autres formes de détérioration. Chacune de ces pathologies peut avoir des causes différentes et nécessite une approche spécifique en termes de maintenance et de réparation.

Une partie essentielle de cette étude a été consacrée à l'analyse des matériaux utilisés dans les couches bitumineuses des chaussées. Les matériaux bitumineux, tels que le bitume et les granulats, ont été examinés en détail pour comprendre leur composition et leurs propriétés. Par exemple, il a été constaté que le type de bitume utilisé peut avoir un impact significatif sur la résistance à la fissuration et la durabilité des chaussées. De plus, la granulométrie des granulats peut influencer la résistance mécanique et la stabilité des couches bitumineuses, comme elle peut affecté la texture de l'échantillon qui change la répartition de la charge et par suite le comportement du chassée.

Par ailleurs, cette thèse a souligné l'importance incontestée des tests de laboratoire pour déterminer les propriétés des matériaux et simuler des conditions de terrain réalistes. Ces tests ont permis d'approfondir la connaissance des processus de construction des chaussées ainsi que les normes utilisées dans leur conception. Les résultats de ces essais ont permis de calibrer et d'ajuster les modèles, offrant ainsi une perspective plus éclairée sur le comportement des matériaux de chaussée, en particulier des enrobés bitumineux.

Ces essais comprennent des tests de résistance à la traction, des essais de vieillissement accéléré, des essais de comportement rhéologique, etc. Les résultats de ces essais ont permis de mieux comprendre le comportement des matériaux bitumineux sous différentes contraintes, telles que la température, la charge et la vitesse de chargement. L'examen approfondi de l'essai d'orniérage français, aussi connu sous l'acronyme FWTT, a permis de mettre en exergue les défis et les améliorations dans la conduite de cette expérience.

En ce qui concerne la modélisation, deux méthodes ont été utilisées dans cette étude : la méthode des éléments discrets (DEM) et la méthode des éléments finis (FEM). La méthode DEM a été utilisée pour simuler le comportement des granulats et des particules dans les couches bitumineuses, en prenant en compte les interactions entre les particules. Cette approche a permis de mieux comprendre l'effet de la forme et de la taille des granulats sur la résistance et la stabilité des couches bitumineuses. La méthode FEM, quant à elle, a été utilisée pour modéliser le comportement global des chaussées, en considérant les déformations et les contraintes générées dans les différentes couches. Cette approche a permis d'évaluer la résistance structurelle des chaussées et de prédire leur comportement sous différentes charges et conditions environnementales.

Une autre partie importante de cette étude a été consacrée à l'évaluation du comportement du bitume dans différents mélanges. Le test RULOB (Rupture Local du Film de Bitume et de Mastic) a été utilisé pour simuler le vieillissement du bitume et étudier ses propriétés en termes de résistance, de déformation et de viscosité. Les résultats ont montré que le vieillissement du bitume entraîne une augmentation de sa rigidité, ce qui peut avoir un impact sur la performance globale des chaussées. Comprendre ces propriétés du bitume est essentiel pour sélectionner les mélanges appropriés et concevoir des chaussées durables.

En conclusion, cette étude approfondie a permis de mieux comprendre les dégradations et les pathologies auxquelles les chaussées bitumineuses sont confrontées. Les informations obtenues à partir de cette étude sont essentielles pour la conception, la construction et la maintenance des

chaussées, en vue de prolonger leur durée de vie et d'améliorer leur performance. Les méthodes de modélisation utilisées dans cette étude ont également démontré leur efficacité pour prédire le comportement des chaussées et guider les décisions de conception et de maintenance.

## Références

- Abu Al-Rub, R.K., Darabi, M.K., Huang, C.-W., Masad, E.A., Little, D.N., 2012. Comparing finite element and constitutive modelling techniques for predicting rutting of asphalt pavements. *International Journal of Pavement Engineering* 13, 322–338.
- Ali, B., 2006. Modèle numérique pour comportement mécanique des chaussées: application à l'analyse de l'orniérage. Lille 1.
- Alkaissi, Z.A., Banyhussan, Q.S., 2022. Impact of Vehicle Speed and Loading Time on Permanent Deformations of Asphalt Pavement, in: *International Conference on Geotechnical Engineering-IRAQ*. Springer, pp. 453–462.
- Al-Qadi, I.L., Elseifi, M.A., Yoo, P.J., 2004. Pavement damage due to different tires and vehicle configurations. Virginia Tech Transportation Institute, VA, USA.
- Al-Qadi, I.L., Loulizi, A., Janajreh, I., Freeman, T.E., 2002. Pavement response to dual tires and new wide-base tires at same tire pressure. *Transportation Research Record* 1806, 38–47.
- Ambassa, Z., 2013. Vers la modélisation du comportement à la fatigue des chaussées bitumineuses routières sous chargement réel. Limoges.
- Anderson, D.A., Christensen, D.W., Bahia, H.U., Dongre, R., Sharma, M.G., Antle, C.E., Button, J., 1994. Binder characterization and evaluation, volume 3: Physical characterization. Strategic Highway Research Program, National Research Council, Washington, DC.
- Ann Myers, L., Roque, R., Birgisson, B., 2001. Propagation mechanisms for surface-initiated longitudinal wheelpath cracks. *Transportation Research Record* 1778, 113–122.
- Archilla, A.R., Madanat, S., 2001. Estimation of rutting models by combining data from different sources. *Journal of Transportation Engineering* 127, 379–389.
- Arnold, G.K., 2004. Rutting of granular pavements. University of Nottingham United Kingdom.
- Aschenbrener, T., 1995. Evaluation of Hamburg wheel-tracking device to predict moisture damage in hot-mix asphalt. *Transportation Research Record* 1492, 193.
- Aschenbrener, T., 1994. Influence of refining processes and crude oil sources used in Colorado on results from the Hamburg wheel-tracking device. Colorado Department of Transportation [Division of Transportation Development].
- Aschenbrener, T., Far, N., 1994. Short-term aging of hot mix asphalt. Colorado Department of Transportation [Division of Transportation Development].
- Baaj, H., 2002. Comportement à la fatigue des matériaux granulaires traités aux lients hydrocarbonés. Lyon, INSA.
- Badami, J.V., Greenfield, M.L., 2011. Maxwell model analysis of bitumen rheological data. *Journal of materials in civil engineering* 23, 1387–1395.
- Baek, C., Underwood, B.S., Kim, Y.R., 2012. Effects of oxidative aging on asphalt mixture properties. *Transportation Research Record* 2296, 77–85.
- Beautru, Y., 2012. Influence des films d'eau très minces sur le frottement pneu/chaussée. Ecole Centrale de Nantes (ECN).
- Bisoffi-Sauve, M., 2016. Etude des ouvrages maçonnés en pierre par la méthode des éléments discrets: caractérisation et modélisation du comportement cohésif des joints. Université de Bordeaux.
- Blaber, J., Adair, B., Antoniou, A., 2015. Ncorr: open-source 2D digital image correlation matlab software. *Experimental Mechanics* 55, 1105–1122.
- Bonaquist, R., SuRDAHL, R., MoGAWER, W., 1989. Effect of Tire Pressure on Flexible Pavement Response and Performance. *Transportation Research Record* 1227, 97–106.
- Brilliantov, N.V., Spahn, F., Hertzsch, J.-M., Pöschel, T., 1996. Model for collisions in granular gases. *Physical review E* 53, 5382.
- Brown, S.F., 1996. Soil mechanics in pavement engineering. *Géotechnique* 46, 383–426.

- Byron Bird, R., Carreau, P.J., 1968. A nonlinear viscoelastic model for polymer solutions and melts—I. *Chemical Engineering Science* 23, 427–434. [https://doi.org/10.1016/0009-2509\(68\)87018-6](https://doi.org/10.1016/0009-2509(68)87018-6)
- Carter, A., Perraton, D., 2002. La mesure du module complexe des enrobés bitumineux, in: 2e Conférence Spécialisée En Génie Des Matériaux de La Société Canadienne de Génie Civil.
- Cebon, D., 1993. Interaction between heavy vehicles and roads. SAE Technical Paper.
- Cerezo, V., Gaudin, J.-N., Le Potier, G., Piel, B., Rosala, P., 2013. Mesure de la macrotexture des revêtements routiers à l'aide du Rugo2: bilan de dix années d'évolution. *Revue générale des routes et de l'aménagement*.
- Cesbron, J., Klein, P., 2016. Une nouvelle base de données texture/bruit pour la prévision du bruit de contact pneumatique/chaussée, in: CFA 2016, 13e Congrès Français d'Acoustique, 20e Colloque Vibrations, SHocks and NOise. p. 7p.
- Chambard, R., Francken, L., Lesage, J., Stawiarski, A., Such, C., 2003. Les liants hydrocarbonés. Hermès-Lavoisier.
- Chang, M., Pei, J., Zhang, J., 2011. Influences of Mesoscopic Parameters on Crack Resistance of Asphalt Mixture, in: ICCTP 2011: Towards Sustainable Transportation Systems. pp. 3324–3332.
- Chang, W.V., 1994. Application of Acoustic Emission to Study the Cohesive and Adhesive Strength of Asphalt. 1994.
- Chazallon, C., Allou, F., Hornych, P., Mouhoubi, S., 2009a. Finite elements modelling of the long-term behaviour of a full-scale flexible pavement with the shakedown theory. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 33, 45–70. <https://doi.org/10.1002/nag.702>
- Chazallon, C., Koval, G., Hornych, P., Allou, F., Mouhoubi, S., 2009b. Modelling of rutting of two flexible pavements with the shakedown theory and the finite element method. *Computers and Geotechnics* 36, 798–809.
- Cheng, H., Liu, L., Sun, L., Li, Y., Hu, Y., 2020. Comparative analysis of strain-pulse-based loading frequencies for three types of asphalt pavements via field tests with moving truck axle loading. *Construction and Building Materials* 247, 118519.
- Chowdhury, A., Button, J.W., Grau, J.D., 2001. Effects of Superpave restricted zone on permanent deformation.
- Christensen, P.R., Anderson, D.L., Chase, S.C., Clark, R.N., Kieffer, H.H., Malin, M.C., Pearl, J.C., Carpenter, J., Bandiera, N., Brown, F.G., 1992. Thermal emission spectrometer experiment: Mars Observer mission. *Journal of Geophysical Research: Planets* 97, 7719–7734.
- Clementi, F., Ferrante, A., Giordano, E., Dubois, F., Lenci, S., 2020. Damage assessment of ancient masonry churches stroked by the Central Italy earthquakes of 2016 by the non-smooth contact dynamics method. *Bulletin of Earthquake Engineering* 18, 455–486.
- Collop, A.C., Cebon, D., Hardy, M.S.A., 1995. Viscoelastic approach to rutting in flexible pavements. *Journal of transportation engineering* 121, 82–93.
- Cooley, L.A., Kandhal, P.S., Buchanan, M.S., Fee, F., Epps, A., 2000. Loaded wheel testers in the United States: State of the practice. Transportation Research Board, National Research Council Washington, DC.
- Corte, J.F., 1997. French design manual for pavement structures.
- Coulon, L., Koval, G., Chazallon, C., Roux, J.-N., 2023. Analytical modelling of complex stiffness modulus tests in direct tension-compression on asphalt concrete and nonlinearity effect due to strain amplitude. *Road Materials and Pavement Design* 24, 216–246.
- Coulon, L., Koval, G., Chazallon, C., Roux, J.-N., 2021. Analytical modelling of thixotropy contribution during T/C fatigue tests of asphalt concrete with the VENoL model. *Road Materials and Pavement Design* 22, S536–S559.

- Coulon, L., Koval, G., Chazallon, C., Roux, J.-N., 2020. Modeling of T/C complex stiffness modulus test and non-linearity of asphalt concrete mixes, in: RILEM International Symposium on Bituminous Materials. Springer, pp. 1343–1350.
- Cundall, P.A., 1988. Formulation of a three-dimensional distinct element model—Part I. A scheme to detect and represent contacts in a system composed of many polyhedral blocks, in: International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts. Elsevier, pp. 107–116.
- Cundall, P.A., 1971. A computer model for simulating progressive, large-scale movement in blocky rock system, in: Proceedings of the International Symposium on Rock Mechanics, 1971.
- Cundall, P.A., Strack, O.D., 1979. A discrete numerical model for granular assemblies. *geotechnique* 29, 47–65.
- Daouben., E., 2003. Analyse de l'essai de rupture locale répétée du bitume à l'aide m'ethodes de contrôle non destructif. (Rapport de projet de fin d'études.). IUP Génie Mécanique et Productique.
- Di Benedetto, H., Corté, J.F., 2005. Matériaux routiers bitumineux 2. Hermès Lavoisier editions.
- Dubois, F., Acary, V., Jean, M., 2018. The Contact Dynamics method: A nonsmooth story. *Comptes Rendus Mécanique* 346, 247–262.
- Dubois, F., Mozul, R., 2013. Lmgc90, in: 11e Colloque National En Calcul Des Structures.
- Ech, M., Yotte, S., Morel, S., Breyse, D., Pouteau, B., 2007. Laboratory evaluation of pavement macrotexture durability. *Revue européenne de génie civil* 11, 643–662.
- EN, C., 2012. Bituminous mixtures—test methods for hot mix asphalt—Part 26: Stiffness. European committee for standardization Brussels.
- Faheem, A., Bahia, H.U., 2009. Conceptual phenomenological model for interaction of asphalt binders with mineral fillers. *Asphalt Paving Technology-Proceedings* 28, 679.
- Faheem, A., Wen, H., Stephenson, L., Bahia, H., 2008. Effect of mineral filler on damage resistance characteristics of asphalt binders. *Asphalt Paving Technology-Proceedings* 77, 885.
- Faron, A., Rombach, G.A., 2020. Simulation of crack growth in reinforced concrete beams using extended finite element method. *Engineering Failure Analysis* 116, 104698.
- Feng, H., Pettinari, M., Hofko, B., Stang, H., 2015. Study of the internal mechanical response of an asphalt mixture by 3-D discrete element modeling. *Construction and Building materials* 77, 187–196.
- Ferry, J.D., 1980. Viscoelastic properties of polymers. John Wiley & Sons.
- Fisco, N., Sezen, H., 2013. Comparison of surface macrotexture measurement methods. *Journal of Civil Engineering and Management* 19, S153–S160.
- Freitas, E., Pereira, P., Picado-Santos, L., 2003. Assessment of top-down cracking causes in asphalt pavements, in: 3rd International Symposium on Maintenance and Rehabilitation of Pavements and Technological Control, Guimarães, Portugal. pp. 555–564.
- Gabet, T., Di Benedetto\*, H., Perraton, D., De Visscher, J., Gallet, T., Bańkowski, W., Olard, F., Grenfell, J., Bodin, D., Sauzéat, C., 2011. French wheel tracking round robin test on a polymer modified bitumen mixture. *Mater Struct* 44, 1031–1046. <https://doi.org/10.1617/s11527-011-9733-x>
- Gaillard, L., 2019. Comportement thermo-hydro-mécanique des agrégats d'enrobés compactés non saturés. Strasbourg.
- Gajwani, P.S., Chhabria, S.A., 2010. Eye motion tracking for wheelchair control. *International Journal of Information Technology* 2, 185–187.
- Ge, H., Quezada, J.C., Le Houerou, V., Chazallon, C., 2021. Three-dimensional simulation of asphalt mixture incorporating aggregate size and morphology distribution based on contact dynamics method. *Construction and Building Materials* 302, 124124.

- Ge, H., Quezada, J.C., Le Houerou, V., Chazallon, C., Hornych, P., 2023. A new tire-sensor-pavement coupling chain for investigating asphalt mixture responses under rolling tire loads. *Road Materials and Pavement Design* 24, 245–262.
- Gillespie, T.D., Karamihas, S.M., 1994. Heavy truck properties significant to pavement damage. *ASTM Special Technical Publication* 1225, 52–52.
- Gillespie, T.D., Karamihas, S.M., 1993. Characterizing the road-damaging dynamics of truck tandem suspensions. *SAE Technical Paper*.
- Grabowski, W., Wilanowicz, J., 2008. The structure of mineral fillers and their stiffening properties in filler-bitumen mastics. *Materials and structures* 41, 793–804.
- Gungor, O.E., Al-Qadi, I.L., Gamez, A., Hernandez, J.A., 2017. Development of adjustment factors for MEPDG pavement responses utilizing finite-element analysis. *Journal of Transportation Engineering, Part A: Systems* 143, 04017022.
- Habiballah, T., Chazallon, C., 2005. An elastoplastic model based on the shakedown concept for flexible pavements unbound granular materials. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 29, 577–596.
- HAMLAT, S., HAMMOUM, F., 2007. Évaluation en laboratoire de la résistance aux efforts tangentiels des revêtements routiers. *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées*.
- Hammoum, F., Chabot, A., St-Laurent, D., Chollet, H., Vulturescu, B., 2010. Effects of accelerating and decelerating tramway loads on bituminous pavement. *Materials and Structures* 43, 1257–1269.
- Hammoum, F., Hornych, P., 2004. Quantitative study of bituminous materials microstructure by digital image analysis, in: *Proceedings, 3rd Eurobitume & Euroasphalt Congress*.
- Harris, B.M., Stuart, K.D., 1995. Analysis of mineral fillers and mastics used in stone matrix asphalt. *Asphalt Paving Technology* 64, 54–95.
- Harvey, J.A.F., 2000. Bitumen films in tension.
- Herrmann, H.J., Luding, S., 1998. Modeling granular media on the computer. *Continuum Mechanics and Thermodynamics* 10, 189–231.
- Homsy, F., Bodin, D., Balay, J.M., Yotte, S., Breysse, D., 2009. Mesure de la réponse de chaussées bitumineuses sous chargement multi-essieux. *27èmes rencontres universitaires de Génie Civil*.
- Huet, C., 1963. RHEOLOGIE-COMPORTEMENT VISCOELASTIQUE DUN MATERIAU HYDROCARBONE. *COMPTE RENDUS HEBDOMADAIRES DES SEANCES DE L ACADEMIE DES SCIENCES* 257, 1438-.
- Hugo, F., Martin, A.E., 2004. Significant findings from full-scale accelerated pavement testing. *Transportation Research Board*.
- Hugo, F., McCullough, B.F., Vander Walt, B., 1991. Full-scale accelerated pavement testing for the Texas State Department of Highways and Public Transportation. *Transportation Research Record* 1293, 52–60.
- Jean, M., Cambou, B., 2001. *Micromécanique des matériaux granulaires*. Hermes Science.
- Jean, M., Moreau, J.J., 1992. Unilaterality and dry friction in the dynamics of rigid body collections, in: *1st Contact Mechanics International Symposium*. pp. 31–48.
- Junod, A., Dumont, A.-G., 2005. Formulation et optimisation des formules d'enrobés.
- Kandhal, P.S., Cooley, L.A., 2003. Accelerated laboratory rutting tests: Evaluation of the asphalt pavement analyzer. *Transportation Research Board*.
- Kennedy, T.W., Huber, G.A., Harrigan, E.T., Cominsky, R.J., Hughes, C.S., Von Quintus, H., Moulthrop, J.S., 1994. Superior performing asphalt pavements (Superpave): The product of the SHRP asphalt research program.
- Kim, D., Salgado, R., Altschaeffl, A.G., 2005. Effects of supersingle tire loadings on pavements. *Journal of Transportation Engineering* 131, 732–743.
- Kose, S., Guler, M., Bahia, H.U., 2000. Distribution of strains within asphalt hinders in HMA using imaging and finite element techniques. *Transportation Research Board* 1, 11–15.
- Kozel, M., Kyselica, M., Mikolaj, J., Herda, M., 2016. Accelerated pavement testing in Slovakia. *Procedia Engineering* 153, 310–316.

- Largeaud, S., Raffegeau, H., Simaillaud, B., Eckmann, B., Sauger, E., Ollier, S., Hervé, G., Wendling, L., Pascot, J., Vaniscote, J.-C., 2004. The use of direct tension tests for the assessment of low temperature properties of bituminous binders. *Materials and Structures* 37, 351–355.
- LCPC, S., 2000. Technical Guidelines on Embankment and Capping Layers Construction (GTR).
- Lcpc-setra, V.P., 1994. Conception et dimensionnement des structures de chaussée. Guide technique, Paris.
- Le Xuan, Q., Mai, L.N., Quang, T.N., Hornych, P., 2022. Longitudinal strain analysis in asphalt pavement under full-scale moving loads. *Tạp chí Khoa học Giao thông vận tải* 73, 359–370.
- Li, Y., Liu, L., Xiao, F., Sun, L., 2017. Effective temperature for predicting permanent deformation of asphalt pavement. *Construction and Building Materials* 156, 871–879.
- Liao, M.-C., Chen, J.-S., Tsou, K.-W., 2012. Fatigue characteristics of bitumen-filler mastics and asphalt mixtures. *Journal of materials in civil engineering* 24, 916–923.
- Ling, J., Wei, F., Chen, H., Zhao, H., Tian, Y., Han, B., 2020. Accelerated pavement testing for rutting evaluation of hot-mix asphalt overlay under high tire pressure. *Journal of Transportation Engineering, Part B: Pavements* 146, 04020009.
- Lu, Q., Harvey, J.T., 2006. Evaluation of Hamburg wheel-tracking device test with laboratory and field performance data. *Transportation research record* 1970, 25–44.
- Luo, X., Gu, F., Zhang, Y., Lytton, R.L., Birgisson, B., 2018. Kinetics-based aging evaluation of in-service recycled asphalt pavement. *Journal of Cleaner Production* 200, 934–944.
- Ma, T., Zhang, D., Zhang, Y., Hong, J., 2016a. Micromechanical response of aggregate skeleton within asphalt mixture based on virtual simulation of wheel tracking test. *Construction and Building Materials* 111, 153–163.
- Ma, T., Zhang, D., Zhang, Y., Zhao, Y., Huang, X., 2016b. Effect of air voids on the high-temperature creep behavior of asphalt mixture based on three-dimensional discrete element modeling. *Materials & Design* 89, 304–313.
- Maillard, S., 2006. Fissuration Et Autoréparation Des Liants Bitumineux : Apport De L’essai De Rupture Locale Répétée. 2006. Ecole Centrale de Nantes.
- Maillard, S., 2005. Fissuration et autoréparation des liants bitumineux: apport de l’essai de rupture locale répétée sur bitume. Nantes.
- Maillard, S., de La Roche, C., Hammoum, F., Such, C., Piau, J.M., 2004. Bitumen healing investigation using a specific fracture test. *Road Materials and Pavement Design* 5, 45–63.
- Mangiafico, S., Di Benedetto, H., Sauzéat, C., Olard, F., Pouget, S., Planque, L., 2014. New method to obtain viscoelastic properties of bitumen blends from pure and reclaimed asphalt pavement binder constituents. *Road materials and pavement design* 15, 312–329.
- Martin-Borret, G., 1998. Sur la propagation de fissure dans les élastomères.
- MathWorks, I., 1996. MATLAB: the language of technical computing: computation, visualization, programming: installation guide for UNIX version 5. Natwick: Math Works Inc., 1996.
- Matsuno, S., Nishizawa, T., 1992. Mechanism of longitudinal surface cracking in asphalt pavement, in: *International Conference on Asphalt Pavements*, 7th, 1992, Nottingham, United Kingdom.
- Mergheim, J., Kuhl, E., Steinmann, P., 2005. A finite element method for the computational modelling of cohesive cracks. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 63, 276–289.
- Moreau, J.J., 1999. Numerical aspects of the sweeping process. *Computer methods in applied mechanics and engineering* 177, 329–349.
- Moreau, J.J., 1988. Unilateral contact and dry friction in finite freedom dynamics, in: *Nonsmooth Mechanics and Applications*. Springer, pp. 1–82.

- Moutier, F., Ramond, G., Such, C., Bonnot, J., 1990. THE INFLUENCE OF THE NATURE OF ASPHALT CEMENTS ON THE FATIGUE STRENGTH OF ASPHALT-AGGREGATE MIXTURES UNDER IMPOSED STRAIN. THE UNITED STATES STRATEGIC HIGHWAY RESEARCH PROGRAM. SHARING THE BENEFITS. CONFERENCE ORGANIZED BY THE INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS IN COOPERATION WITH US STRATEGIC HIGHWAY RESEARCH PROGRAM, 29TH-31ST OCTOBER 1990, TARA HOTEL, KENSINGTON, LONDON. Publication of: Elsevier Applied Science Publishers Limited.
- norme NF P94-093, 1998. norme NF P94-093 (2014), Measuring of the methylene blue adsorption capacity of a rocky soil. Determination of the methylene blue of a soil by means of the stain test.
- Oeser, M., Möller, B., 2004. 3D constitutive model for asphalt pavements. *International Journal of Pavement Engineering* 5, 153–161.
- Olard, F., 2003. Comportement thermomécanique des enrobés bitumineux à basses températures. Relations entre les propriétés du liant et de l'enrobé. INSA de Lyon.
- Olard, F., Di Benedetto, H., 2003. General "2S2P1D" model and relation between the linear viscoelastic behaviours of bituminous binders and mixes. *Road materials and pavement design* 4, 185–224.
- Oussama HAMMOUD, 2023. Prédiction de la déformation de la couche de surface des chaussées par les éléments discrets. *AJCE* 41. <https://doi.org/10.26168/ajce.41.1.19>
- Papagiannakis, A.T., Abbas, A., Masad, E., 2002. Micromechanical analysis of viscoelastic properties of asphalt concretes. *Transportation Research Record* 1789, 113–120.
- Parent, T., Domede, N., Sellier, A., Mouatt, L., 2015. Mechanical characterization of limestone from sound velocity measurement. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 79, 149–156.
- Pedraza, A., 2018. Propriétés thermomécaniques d'enrobés multi-recyclés. Université de Lyon.
- PIAU, J.C., Hornych, P., Piau, J.M., 2002. TOWARDS COMPUTATION TOOLS FOR THE ASSESSMENT OF RUTTING OF FLEXIBLE PAVEMENTS, in: MODELLING OF FLEXIBLE PAVEMENTS. WORKSHOP 2 AT 6TH INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE BEARING CAPACITY OF ROADS, RAILWAYS AND AIRFIELDS, 21 JUNE 2002, IST, LISBON.
- Pierre, P., Doré, G., Vagile, L., 2003. Characterization and evaluation of tire-roadway interface stresses. Ministry of Transport, University of Laval, Quebec, Canada.
- Pinzón, E.C., Such, C., 2004. Evaluation of moisture sensitivity of bituminous mixtures by a complex modulus approach. *Transportation research record* 1891, 62–67.
- Pöschel, T., Buchholtz, V., 1995. Molecular dynamics of arbitrarily shaped granular particles. *Journal de physique I* 5, 1431–1455.
- Pouranian, M.R., Imaninasab, R., Shishehbor, M., 2020. The effect of temperature and stress level on the rutting performance of modified stone matrix asphalt. *Road Materials and Pavement Design* 21, 1386–1398.
- Proctor, R., 1933. Fundamental principles of soil compaction. *Engineering news-record* 111.
- Quezada, J.C., 2012. Mécanismes de tassement du ballast et sa variabilité. Université Montpellier II-Sciences et Techniques du Languedoc.
- Quezada, J.C., Chazallon, C., 2022. Discrete element modelling of hot mix asphalt complex modulus using realistic aggregate shapes. *Road Materials and Pavement Design* 1–18.
- Quezada, J.C., Chazallon, C., 2020. Complex modulus modeling of asphalt concrete mixes using the Non-Smooth Contact Dynamics method. *Computers and Geotechnics* 117, 103255.
- Quezada, J.C., Sagnol, L., Chazallon, C., 2017. Shear test on viscoelastic granular material using Contact Dynamics simulations, in: EPJ Web of Conferences. EDP Sciences, p. 08009.
- Radjai, F., Dubois, F., 2011. Discrete-element modeling of granular materials. Wiley-Iste.

- Redondin, M., 2018. Approches de classifications à partir de données fortement censurées pour l'analyse de fiabilité et la définition de stratégies de maintenance: application aux marquages routiers dans un contexte de véhicules autonomes. Université Paris-Est.
- Renken, P., Büchler, S., Falchetto, A.C., Wang, D., Wistuba, M.P., 2018. Warm mix asphalt-a German case study. *Asph. Paving Technol* 87, 685–716.
- Renteria, D., Saadeh, S., Mahmoud, E., 2019. Fracture Behavior Analysis of Semi-Circular Bending Test, in: MATEC Web of Conferences. EDP Sciences, p. 03007.
- Roth., S., 1997. L'essai de rupture locale répétée du bitume. mise au point du protocole expérimental et premiers résultats. Ecole Nationale Supérieure des Arts et Industries de Strasbourg.
- Rushing, J.F., Little, D.N., Garg, N., 2012. Asphalt pavement analyzer used to assess rutting susceptibility of hot-mix asphalt designed for high tire pressure aircraft. *Transportation research record* 2296, 97–105.
- Salençon, J., 1983. Calcul à la rupture et analyse limite.
- Sayegh, G., 1967. Viscoelastic properties of bituminous mixtures, in: Intl Conf Struct Design Asphalt Pvmts.
- Scholtès, L., Chareyre, B., Nicot, F., Darve, F., 2009. Micromechanics of granular materials with capillary effects. *International journal of engineering science* 47, 64–75.
- Sengoz, B., Topal, A., Tanyel, S., 2012. Comparison of pavement surface texture determination by sand patch test and 3D laser scanning. *Periodica Polytechnica Civil Engineering* 56, 73–78.
- Shan, J., Du, Y., Fan, D., Guo, L., 2019. Determination of parameters of the discrete element bond model for asphalt mixture based on splitting test. *Advances in Civil Engineering* 2019.
- Silvani, C., 2007. Une modélisation discrète du comportement mécanique des enrochements. Université de Provence-Aix-Marseille I.
- Skok, E.L., Johnson, E.N., Turk, A., 2002. Asphalt pavement analyzer (APA) evaluation.
- Sohm, J., 2011. Prédiction des déformations permanentes des matériaux bitumeux. Ecole centrale de Nantes.
- Somé, C., Pavoine, A., Chailleux, E., Andrieux, L., DeMarco, L., Philippe, D.S., Stephan, B., 2016. Rheological behaviour of vegetable oil-modified asphaltite binders and mixes, in: Proceedings of the 6th Eurasphalt & Eurobitume Congress, Prague, Czech Republic. pp. 1–3.
- Song, I., Garg, N., 2010. High tire pressure and temperature effects on hot mix asphalt concrete permanent deformation using customized asphalt pavement analyzer (APA), in: 2010 FAA Worldwide Airport Technology Transfer Conference Federal Aviation Administration American Association of Airport Executives.
- Soulie, F., El Yousoufi, M.S., Cherblanc, F., Saix, C., 2006. Capillary cohesion and mechanical strength of polydisperse granular materials. *The European Physical Journal E* 21, 349–357.
- Souza, L.T., Kim, Y.-R., Souza, F.V., Castro, L.S., 2012. Experimental testing and finite-element modeling to evaluate the effects of aggregate angularity on bituminous mixture performance. *Journal of Materials in Civil Engineering* 24, 249–258.
- STÉFANI, C., 2000. Proposition d'un essai d'arrachement, note interne LCPC.
- Stéfani, C., 1987. Etude du phénomène de fatigue dans les matériaux composites bitumineux. Note interne, Laboratoire Centrale des Ponts et Chaussées.
- Stolarski, H., 1999. Load Testing of Instrument Pavement Section, prepared by: University of Minnesota Department of Civil Engineering submitted to: Mn. DOT Office of Materials and Road Research Maplewood.
- Sukumar, N., Moës, N., Moran, B., Belytschko, T., 2000. Extended finite element method for three-dimensional crack modelling. *International journal for numerical methods in engineering* 48, 1549–1570.

- Svasdisant, T., Schorsch, M., Baladi, G.Y., Pinyosunun, S., 2002. Mechanistic analysis of top-down cracks in asphalt pavements. *Transportation Research Record* 1809, 126–136.
- Taforel, P., Dubois, F., Pagano, S., 2012. Evaluation of numerical uncertainties on the modeling of dry masonry structures submitted to out-of-plane loading, using the NSCD method in comparison with experimental test, in: *European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering*, p. 19 p.
- Teguedi, M.C., 2017. Comportement local des enrobés recyclés: apport des mesures de champs cinématiques. Université Clermont Auvergne(2017-2020).
- Tiouajni, S., Di Benedetto, H., Sauzéat, C., Pouget, S., 2011. Approximation of linear viscoelastic model in the 3 dimensional case with mechanical analogues of finite size: Application to bituminous materials. *Road Materials and Pavement Design* 12, 897–930.
- Vennila, R., Duraisamy, V., 2013. Multi-level group key management technique for multicast security in Manet. *J. Theor. Appl. Inform. Tech* 49, 472–80.
- Verstraeten, J., 1995. Enrobés bitumineux à haute résistance à l'orniérage par fluage.
- Vilaça, J.L., Fonseca, J.C., Pinho, A.C.M., Freitas, E., 2010. 3D surface profile equipment for the characterization of the pavement texture–TexScan. *Mechatronics* 20, 674–685.
- Wang, C., 2023. Étude des propriétés de prise et du comportement mécanique des granulats de béton recyclé (PhD Thesis).
- Wang, H., Zhou, Z., Huang, W., Dong, X., 2021. Investigation of asphalt mixture permanent deformation based on three-dimensional discrete element method. *Construction and Building Materials* 272, 121808.
- Wang, R., Wang, J., 2013. Tire–road friction coefficient and tire cornering stiffness estimation based on longitudinal tire force difference generation. *Control Engineering Practice* 21, 65–75.
- Wasage, T.L.J., Stastna, J., Zanzotto, L., 2010. Comparison of the rutting potential of paving mixes produced from different asphalt binders with the same superpave high-temperature performance. *Canadian Journal of Civil Engineering* 37, 1406–1413.
- Wasilewska, M., Małaszkiwicz, D., Ignatiuk, N., 2017. Evaluation of different mineral filler aggregates for asphalt mixtures, in: *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, IOP Publishing, p. 022042.
- White, T.D., 2002. Contributions of pavement structural layers to rutting of hot mix asphalt pavements. *Transportation Research Board*.
- Yasuda, K., 1979. Investigation of the analogies between viscometric and linear viscoelastic properties of polystyrene fluids. *Massachusetts Institute of Technology*.
- Zoa, A., Allou, F., Petit, C., Medjo, R., 2011. Modélisation viscoélastique de l'endommagement des chaussées bitumineuses sous chargement multi-essieux. *Actes des 29*, 29–31.

## Annexe A. Etat bibliographie

### Méthode anglaise de dimensionnement des chaussées

L'approche de la conception des chaussées utilisée au Royaume-Uni a évolué progressivement au fil des ans, passant d'une approche empirique à une approche basée sur la pratique expérimentale et la théorie structurale, en tenant compte des propriétés des matériaux. Le DMRB (*Design Manual for Roads and Bridges*) publié par la *Highways Authority* (HA) en 2006 est largement utilisé dans la conception des normes de chaussées conformes aux normes britanniques. Ce manuel rassemble les résultats de recherche du Laboratoire de recherche sur les transports.

DMRB a contribué au développement des méthodes de dimensionnement en prenant en compte les propriétés des matériaux et les phénomènes d'érosion des pneumatiques, qui prennent de plus en plus d'importance. Dans les années 1940, le Royaume-Uni a adopté des conceptions de chaussées flexibles traditionnelles basées sur l'indice de résistance CBR du sol de fondation. La méthode de dimensionnement britannique décrite dans l'édition 2006 du DMRB est relativement simple et couvre les revêtements routiers souples, semi-rigides et rigides. Des tableaux prédéfinis peuvent déterminer les tailles de pli recommandées en fonction du débit et du type de matériau pour chaque structure.

La méthode de dimensionnement anglaise est facile à utiliser, mais présente des limites lors du dimensionnement de cas particuliers avec de nouveaux matériaux et des conditions de chargement particulières. La méthode anglaise ne prend pas en compte le comportement en fatigue des couches liées comme critère déterminant, car elle considère que la défaillance des chaussées en matériaux bitumineux est principalement due à la fissuration de type « Top-down ».

La méthode britannique utilise un essieu standard de type simple avec des roues jumelées et une charge de 80 kN. La charge est répartie uniformément sur un disque circulaire qui

représente la surface de contact du pneu. Cependant, cette méthode ne prend pas en compte la fatigue des nappes composites dans les calculs de conception. Une autre approche proposée par Powell (Powell, 1984) et adoptée par le TRL (*Transportation Research Laboratory*) est utilisée pour évaluer les fissures de type « top-down ». Cette approche repose sur une loi de fatigue spécifique dont la formulation est la suivante :

$$N_f = -9.38 - 4.16 \times \log(\epsilon) \quad 0.1$$

Où  $N_f$  est le nombre d'essieux provoquant la rupture en fatigue de la couche de surface et  $\epsilon$ , la déformation horizontale de type allongement au sommet de surface.

Que la méthode de dimensionnement à l'anglaise, malgré sa simplicité, ne convient pas dans toutes les situations, notamment lorsque des facteurs tels que la fatigue des couches connectées ou des charges de trafic non standard doivent être pris en compte. Il est important de noter que, dans de tels cas, une approche de conception plus sophistiquée et des modèles de calcul spécifiques peuvent être nécessaires pour garantir une conception de chaussée appropriée et durable.

#### Méthode AASHTO (US) de dimensionnement des chaussées

La méthodologie américaine de conception des chaussées de l'AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*) est basée sur une analyse empirique des résultats d'essais effectués lors de l'essai routier de l'AASHTO à la fin des années 1950. Plus de 500 sections de chaussée ont été testées au cours de cette étude. Bien que la dernière version du guide des tailles date de fin 2004, la version de 1993 est encore largement utilisée.

La méthode AASHTO est basée sur des règles empiriques dérivées d'observations sur le terrain et de résultats de tests. Elle vise à fournir des lignes directrices pratiques pour la conception des chaussées afin d'assurer leurs performances et leur durabilité. Cependant, il convient de noter que cette approche est basée sur des données recueillies il y a des décennies et ne tient pas toujours compte des avancées technologiques et des nouvelles structures de chaussée.

La dernière édition des AASHTO *Design Guidelines* (2004) propose une nouvelle approche empirique basée sur la fatigue des enrobés. Cette méthode établit la relation entre la durée de vie utile des enrobés bitumineux et les contraintes auxquelles ces matériaux sont soumis. Il fournit des recommandations pour la conception des couches de chaussée afin de minimiser les dommages dus à la fatigue du mélange d'asphalte. La loi de fatigue des enrobés bitumineux proposé est :

$$N_f = 0,00432 \times k_1 \times C \times \left(\frac{1}{\varepsilon}\right)^{3,942} \times \left(\frac{1}{E}\right)^{1,281} \quad 0.2$$

Il convient de noter que la méthode AASHTO, bien qu'empirique, a été largement utilisée et validée dans la pratique de la conception des chaussées aux États-Unis. Cependant, avec les progrès récents des techniques de modélisation et de calcul, des méthodes de dimensionnement plus rationnelles basées sur des méthodes mécaniques et numériques pourraient devenir importantes à l'avenir pour améliorer la précision et l'efficacité de la conception des chaussées.

## Annexe B. RULOB

### Rhéologie des matériaux

Les figures suivantes présentent la courbe principale des divers matériaux utilisés dans le projet BINARY. Les matériaux examinés comprennent le B35-50, le mastic associé, ainsi que le Colflex dans son état initial et dans des conditions de vieillissement. Les résultats du B35-50 ont été exposés dans la section II-2-2, et par conséquent, les résultats des autres matériaux sont également représentés.

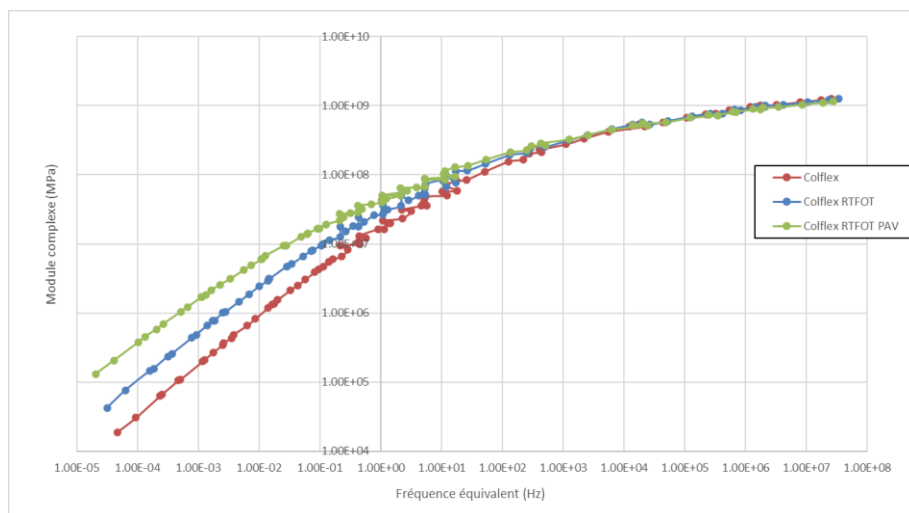


Figure 0-1: Courbe maitresse des trois états du bitume Colflex.

Même en observant le bitume présenté dans la section II-3, on constate que, à basse température, les trois états de vieillissement des matériaux bitumineux (bitume naturel B35-50, les mastics associés à ce bitume ainsi que le Colflex) présentent des comportements très similaires les uns aux autres. En revanche, à des températures élevées, on observe que les modules complexes des matériaux dans des états plus vieillis sont plus élevés.

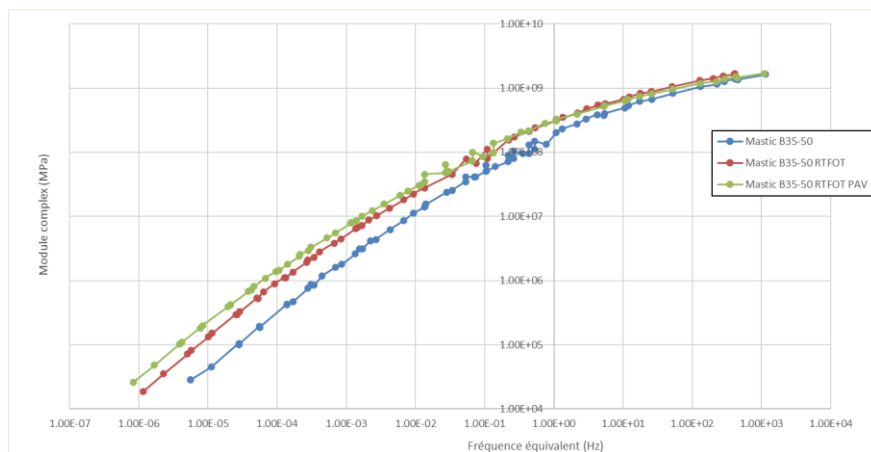


Figure 00-2: Courbe maitresse des trois états du mastic associés au bitume B35-50.

## Annexe C. Texture et matériaux bitumineux

La figure 3 illustre la courbe Cole-Cole associée à l'enrobé bitumineux BBSG. Cette courbe représente les résultats de l'essai du module complexe effectué sur ce matériau, avec la calibration réalisée par le modèle VENoL. Les paramètres de calibration du modèle VENoL sont détaillés dans le tableau présenté ci-dessous.

Tableau 0-1: Paramètres de calibration du modèle VENoL du BBSG.

| Pulsation de transition réduite :           |                                              | $\omega_{R-T,tr} = 5.00e^{-2}$                    |                                            |
|---------------------------------------------|----------------------------------------------|---------------------------------------------------|--------------------------------------------|
| $\Re_E(T, \omega)$                          |                                              | $\Im_{\eta,R-T}(T, \omega)$                       |                                            |
| $\omega_{R-T} \leq \omega_{R-T,tr}$ ,       | $\omega_{R-T} \geq \omega_{R-T,tr}$ ,        | $\omega_{R-T} \leq \omega_{R-T,tr}$ ,             | $\omega_{R-T} \geq \omega_{R-T,tr}$ ,      |
| $\Re_{E,low,1} = 30 \text{ MPa}$            | $\Re_{E,up,2} = 3.4e^4 \text{ MPa}$          | $\Im_{\eta,R-T,low,1} = 8e^3 \text{ MPa}$         | $\Im_{\eta,R-T,up,2} = 6.5e^5 \text{ MPa}$ |
| $\lambda_{E,R-T,1} = 400 \text{ s}$<br>/rad | $\lambda_{E,R-T,2} = 3e^4 \text{ s}$<br>/rad | $\lambda_{\eta,R-T,1} = 3.5e^3 \text{ s}$<br>/rad | $\lambda_{\eta,R-T,2} = 43 \text{ s/rad}$  |
| $k_{E,1} = 0.6$                             | $k_{E,2} = -0.194$                           | $k_{\eta,1} = -0.25$                              | $k_{\eta,2} = 0.278$                       |
| $n_{E,1} = 1.06$                            | $n_{E,2} = 4.3$                              | $n_{\eta,1} = 0.5$                                | $n_{\eta,2} = -0.135$                      |

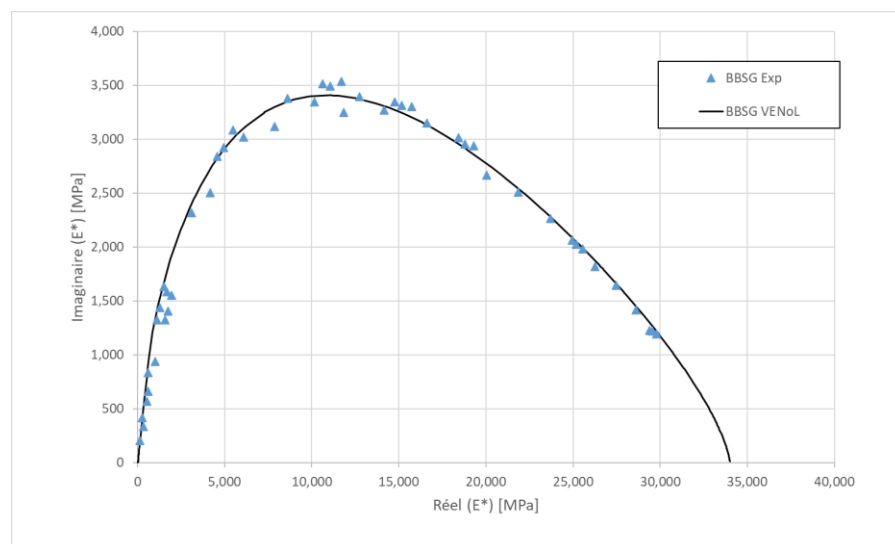


Figure 3: Courbe Cole-Cole de l'essai de module complexe sur BBSG et la courbe de calibration avec le modèle VENoL.

Les analyses complémentaires de la texture générée par la Méthode des Éléments Discrets (DEM) ont été réalisées afin d'obtenir une texture approximativement similaire à celle du Béton Bitumineux Modifié (BBM), spécifiquement pour un coefficient de frottement de 0,5. Ces analyses ont été effectuées par l'UMRAE. Le dépôt de particules correspond à des polyèdres de 20 faces, également appelés polyèdres réguliers, sans prendre en compte la morphologie. Les résultats de cette analyse sont présentés dans la section suivante.

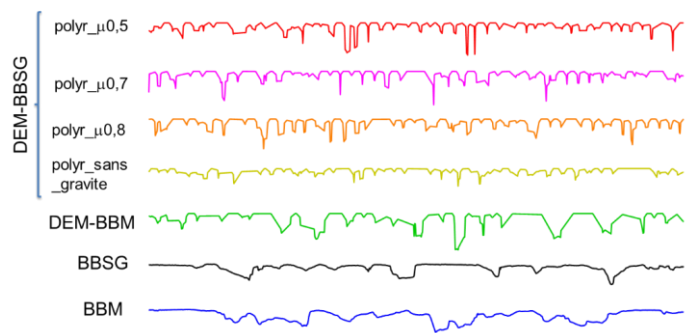


Figure 4: Comparaison des profils de texture du BBM et du BBSG avec des échantillons générés par DEM.

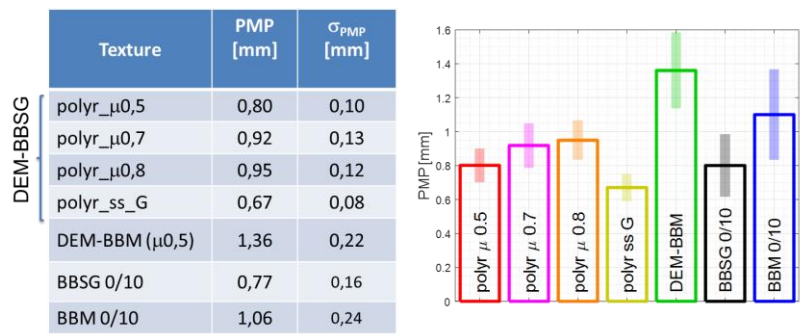


Figure 5: Indicateur de Profondeur Moyenne de Profil (PMP) du BBM et le BBSG avec des échantillons générés par DEM.

Tableau 2: Comparaison des différents paramètres caractérisant la texture du BBM et du BBSG avec les particules générées en DEM.

|          | Textures                | Ra   | Rq   | Rsk  | Rku  |
|----------|-------------------------|------|------|------|------|
| DEM-BBSG | polyr_μ0,5              | 0,64 | 0,90 | -2,3 | 11,1 |
|          | polyr_μ0,7              | 0,74 | 1,02 | -2,2 | 9,9  |
|          | polyr_μ0,8              | 0,76 | 1,04 | -2,1 | 9,0  |
|          | polyr_ss_G              | 0,51 | 0,70 | -2,2 | 11,5 |
|          | DEM-BBM<br>(polyr_μ0,5) | 1,10 | 1,46 | -1,7 | 6,4  |
|          | BBSG                    | 0,61 | 0,84 | -2,1 | 8,7  |
|          | BBM                     | 0,86 | 1,15 | -1,8 | 6,9  |

### Annexe D. Essai WTT

On expose les résultats expérimentaux issus de Ncorr relatifs aux déplacements horizontaux pour 2 températures T= 25°C et T=50 °C et à une vitesse V= 7 Km/h sous le passage de la roue dans la figure 6.

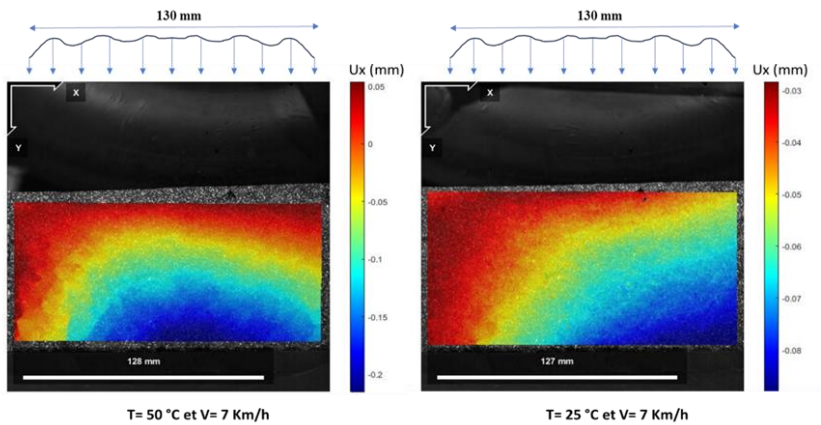


Figure 6: Comparaison des cartographies du déplacement horizontal du BBM suivant x issue de Ncorr pour la même vitesse de roulement de 7 km/h et a deux températures T= 50°C et T= 25 °C pour le chargement au-dessous de la plaque.

Lorsque la roue atteint la phase finale du chargement, on observe deux zones de déplacement horizontal. Ces zones peuvent être interprétées comme des déplacements résiduels, avec un déplacement positif en direction supérieure de l'enrobé et un déplacement négatif vers le bas de la plaque, près de la gomme, en accord avec la figure V-25.

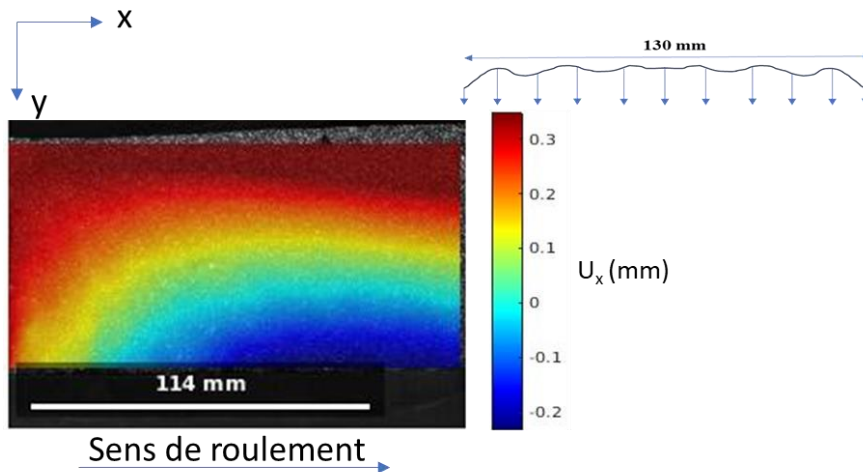


Figure 7: Cartographie du déplacement horizontal du BBM suivant  $x$  issue de Ncorr pour la vitesse de roulement de 7 km/h et à deux températures  $T = 50^{\circ}\text{C}$  pour le chargement au bout de la plaque

Dans le contexte du béton bitumineux semi-grenu (BBSG), une analyse comparative est réalisée sur les résultats du déplacement vertical de l'enrobé bitumineux, mettant en évidence une concordance avec le BBM. Il est constaté que la diminution de la température entraîne une réduction tant du déplacement vertical qu'horizontal, tandis que les déformations à des températures plus élevées se révèlent plus prononcées qu'à des températures plus basses.

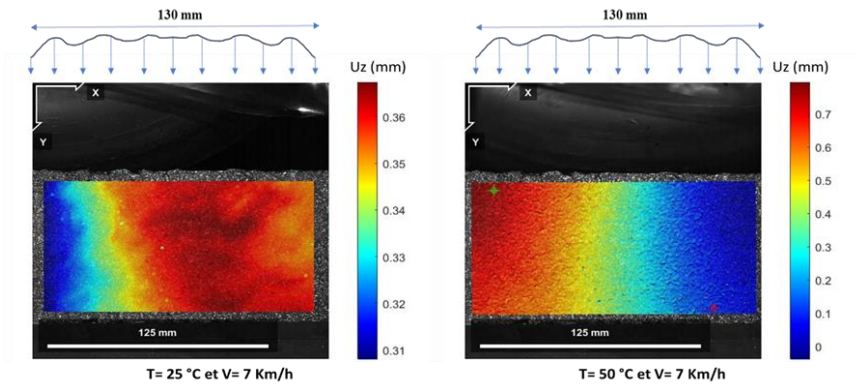


Figure 8: Comparaison des cartographies du déplacement verticale du BBSG suivant  $z$  issue de Ncorr pour la même vitesse de roulement de 7 km/h et a deux températures  $T= 50^{\circ}\text{C}$  et  $T= 25^{\circ}\text{C}$ .

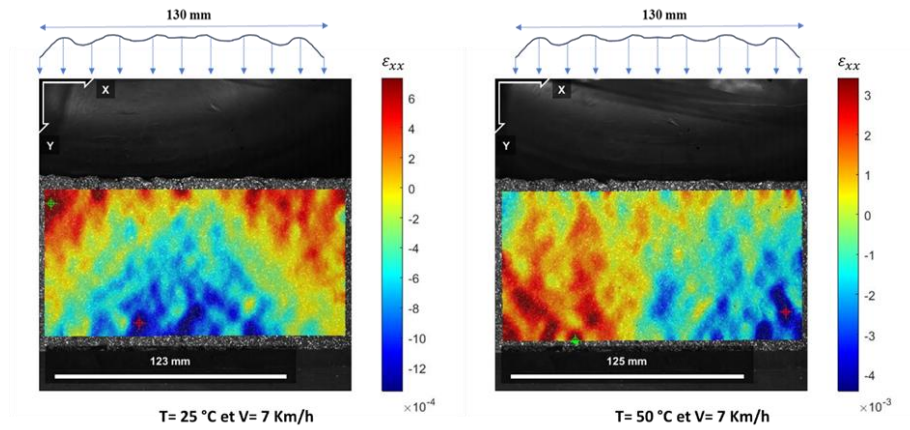


Figure 9: Comparaison des cartographies de la déformation horizontale  $\epsilon_{xx}$  du BBSG suivant  $z$  issue de Ncorr pour la même vitesse de roulement de 7 km/h et a deux températures  $T= 50^{\circ}\text{C}$  et  $T= 25^{\circ}\text{C}$ .

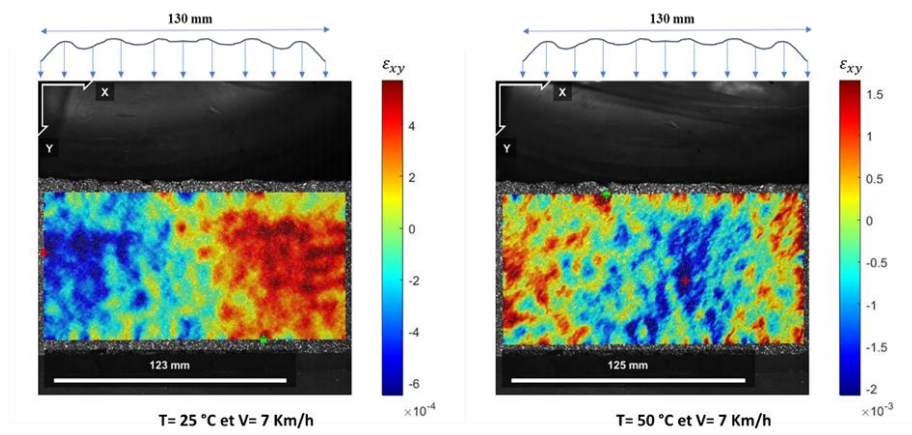


Figure 10: Comparaison des cartographies de la déformation de cisaillement  $\epsilon_{xy}$  du BBSG suivant  $z$  issue de Ncorr pour la même vitesse de roulement de 7 Km/h et a deux températures  $T = 50^\circ\text{C}$  et  $T = 25^\circ\text{C}$ .