



**HAL**  
open science

# Approche expérimentale et numérique de la fissuration réflective des chaussées : De la chaussée instrumentée au laboratoire en passant par la modélisation

Sergio A Perez

► **To cite this version:**

Sergio A Perez. Approche expérimentale et numérique de la fissuration réflective des chaussées : De la chaussée instrumentée au laboratoire en passant par la modélisation. Mécanique des matériaux [physics.class-ph]. Université de Limoges, 2008. Français. NNT : . tel-00363829

**HAL Id: tel-00363829**

**<https://theses.hal.science/tel-00363829>**

Submitted on 8 Jul 2009

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

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

**UNIVERSITE DE LIMOGES**  
**ECOLE DOCTORALE Science – Technologie – Santé**  
**FACULTE DES SCIENCES ET TECHNIQUES**

Thèse N° 52008

**THESE**

Pour obtenir le grade de  
**DOCTEUR DE L'UNIVERSITE DE LIMOGES**

Spécialité : Génie Civil

Présentée et soutenue publiquement par  
**SERGIO ALEJANDRO PEREZ ROMERO**

Le 11 mars 2008

<p><b>APPROCHE EXPERIMENTALE ET NUMERIQUE DE LA FISSURATION REFLECTIVE DES CHAUSSEES</b></p>
--

**De la chaussée instrumentée au laboratoire en passant par la modélisation**

**Thèse dirigée par Monsieur Christophe PETIT et Madame Anne MILLIEN**

**JURY :**

*Rapporteurs :*

**M. Juan MARTINEZ** (*président du jury*) *Professeur des Universités à l'INSA de Rennes*

**M. Gilles FORET** *Professeur à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*

*Examineurs :*

**M. Christophe PETIT** *Professeur à l'Université de Limoges*

**Mme. Anne MILLIEN** *Professeur à l'Université de Limoges*

**M. Philippe TAMAGNY** *Directeur de Recherche au LCPC*

**M. Jean Michel PIAU** *Directeur de Recherche au LCPC*

**M. Bernardo CAICEDO** *Professeur à l'Université de Los Andes*

*Invitée :*

**Mme. Louise WENDLING** *Chef de la Section Recherche – Service Chaussées au LRPC d'Autun*



*à Hesper, Gloria et Marcela*

*à Julia*



## **Remerciements**

Je voudrais avant tout remercier mes Directeurs de thèse, Christophe Petit et Anne Millien, Professeurs à l'Université de Limoges. Je remercie également pour leurs conseils Philippe Tamagny, Directeur de Recherche, et Armelle Chabot, Chargée de Recherche au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Merci à Louissette Wendling, chef de la Section Recherche au Service Chaussées du Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées d'Autun.

Je remercie les membres du jury, Juan Martinez, professeur des Universités à l'Institut National de Sciences Appliquées de Rennes, président du jury et rapporteur, et Gilles Foret, Professeur à l'École Nationale des Ponts et Chaussées, rapporteur.

Je suis reconnaissant à Bernardo Caicedo professeur à l'Université de Los Andes de Bogotá, Colombie, d'avoir accepté de faire partie de mon jury de thèse. Je le remercie pour son soutien précieux dans la réalisation de mon parcours en France.

Je voudrais remercier très chaleureusement Jean-Michel Piau et Jean-Maurice Balay pour leurs qualités humaines et leurs conseils scientifiques indispensables.

Mes remerciements très sincères et affectueux vont aussi aux différentes équipes du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées avec lesquelles j'ai partagé ces années passées au laboratoire :

- à l'équipe « Manège de Fatigue des Structures Routières », à Gillou, Gérard, Paulo, Thierry, Steph, Jean-Pierre, pour l'énorme travail effectué pour mener à bien les expériences FABAC ;
- aux équipes « Liants et Matériaux Routiers » et « Conception des Chaussées - Géotechnique Routière », à François Travers, Cédric, Jérôme, Olivier, Steph, René, Seb, David, Vincent, ... pour l'aide apportée dans la construction de la piste FABAC et son étude ultérieure ;
- à Jean Michel Simonin pour son assistance dans l'étude COLIBRI réalisée sur les différents joints de la piste FABAC ;
- à tous ceux qui, parmi le personnel du LCPC, ont su être vraiment généreux envers moi à de nombreuses occasions. Je pense aux membres des différentes divisions, du parc et du restaurant.

Enfin merci à tous ceux qui m'ont toujours accompagné sur le plan personnel pendant cette période, depuis la Colombie (Anabell, Maca, Santi, JP, Felo, ...) et au LCPC (Chris, Nath, Nadege, Eduardo, Rami, Pierre, Didier, Jacques, Regis, Shahinaz, Sam, Smail, Alain B., Alain D., Patrick, Jorge, Aleja,...). A Nam et à Samad un grand merci pour avoir été en quelque sorte mes « frères d'aventure ».

A mes parents, ma sœur et ma Famille, à Reinhard, Barbara et Jann, à Paul et Muriel, et à ma chère Julia toute la gratitude que l'on peut exprimer aux êtres les plus chers pour leur soutien et leur générosité.



## **Résumé de la thèse**

Le vieillissement du patrimoine routier est observé dans la plupart des pays du monde, générant des besoins croissants en matière de travaux d'entretien et de réparation des chaussées. Dans un contexte de contraintes économiques et environnementales de plus en plus exigeant, ces travaux nécessitent souvent encore le développement de solutions techniques appropriées, résistantes et durables dans le temps. Se pose alors le problème de l'évaluation prévisionnelle de ces techniques, qui doit se faire sans attendre les longs délais nécessaires aux enseignements provenant avec le temps des retours d'expérience sur chaussées réelles.

Dans le cadre de la présente thèse *Approche expérimentale et numérique de la fissuration réfléctive des chaussées*, on s'intéresse aux sollicitations mécaniques gouvernant les mécanismes de remontée de la fissuration à travers les couches de surface bitumineuses. Il peut s'agir de la fissuration régnant dans les couches d'assise de chaussées dégradées ayant fait l'objet de travaux de renforcement et également de celle régnant dans les couches d'assise en matériaux traités aux liants hydrauliques de chaussées semi-rigides neuves. L'objet est de caractériser ces sollicitations afin de définir les protocoles de chargement aussi réalistes que possible pour piloter un équipement de laboratoire pour l'étude expérimentale de la fissuration réfléctive, à savoir le banc d'essai MEFISTO du Laboratoire Régional d'Autun. Pour la détermination de ces protocoles, la démarche générale guidant le déroulement de notre travail s'articule selon deux principales phases.

Dans une première phase, le phénomène de remontée de la fissuration est étudié sur des planches de chaussée expérimentales en vraie grandeur soumises à un trafic accéléré à l'aide des simulateurs de trafic lourd FABAC du LCPC. Ces essais mettent en évidence un délaminage systématique et très rapide avec le trafic de l'interface entre le rechargement bitumineux et son support fissuré. La remontée de la fissuration dans l'enrobé résulte alors de l'endommagement par fatigue sous l'effet des contraintes de traction par flexion induites par ce délaminage. L'interprétation des résultats expérimentaux conduit à proposer un modèle numérique aux éléments finis 3D, permettant de reproduire les états initiaux de sollicitations dans la couche de rechargement bitumineuse. Le modèle met en œuvre le logiciel CESAR-LCPC.

Dans une deuxième phase ce modèle numérique est utilisé pour déterminer les conditions de pilotage de la machine de fissuration MEFISTO. La démarche proposée est illustrée par un exemple de chaussée tiré du Catalogue de dimensionnement SETRA/LCPC. Elle repose sur la minimisation des écarts entre les efforts supportés par le matériau dans la chaussée réelle et le matériau testé à proximité de la fissure. Cette démarche nous conduit à proposer une position optimale des vérins verticaux, ainsi que des trajets de chargements complètement définis. Ces résultats pourront être utilisés pour la réalisation prochaine des tout premiers essais. Il reste encore à tester et à valider la pertinence de la démarche, qui sera à juger en fonction de la représentativité de l'essai MEFISTO par rapport au comportement de chaussées réelles, sans doute après quelques adaptations. Ceci sera possible lorsque le banc en cours de modification sera à nouveau opérationnel.





---

# TABLE DES MATIERES

<b>INTRODUCTION</b>	<b>1</b>
<b>CHAPITRE 1 - LA FISSURATION DES CHAUSSEES</b>	<b>5</b>
<b>I. Origine, description et classification des fissures</b>	<b>5</b>
I.1. Introduction	5
I.2. Origine et classifications des fissures	5
I.2.1. Distinction des fissures par mode de dégradation	7
I.2.1.1. Fissures par retrait thermique ou de prise	7
I.2.1.2. Fissures par fatigue	7
I.2.1.3. Fissures par reflet d'une discontinuité existante dans la couche sous-jacente	7
I.2.1.4. Fissures par mouvement du sol support	8
I.2.1.5. Fissures de construction	8
I.2.1.6. Fissures de vieillissement	8
I.2.2. Distinction des fissures selon les critères de relevé visuel	8
I.3. Fissuration par type de chaussée	10
I.3.1. Chaussées en béton ciment	10
I.3.2. Chaussées semi-rigides	11
I.3.3. Chaussées souples	12
I.4. Conclusions portant sur l'origine de la fissuration et la place de la fissuration réfléctive	12
<b>II. Propagation de fissures vers les couches de surface</b>	<b>15</b>
II.1. Le phénomène de fissuration réfléctive	15
II.2. Modes de fissuration et sollicitation sur le terrain	16
II.3. Les modèles de fissuration	17
II.3.1. Lois de Paris	17
II.3.2. Contribution des différents modes de fissuration	19
II.3.3. Modèle cohésif de fissuration	20
II.3.4. Modèle mécanique d'endommagement continu non-local	24

II.4. Schéma type de propagation de la fissuration	24
II.5. Conséquences de la fissuration réfléctive	25
II.6. Solutions adoptés contre la fissuration réfléctive	26
II.6.1. Définition d'un système d'entretien par superposition de nouvelles couches	27
II.6.2. Méthodes par application de couches d'enrobés bitumineux	27
II.6.2.1. Produits et autres matériaux d'interface retardateurs de la fissuration réfléctive	28
II.6.2.1.a. Sable enrobé	28
II.6.2.1.b. Membrane intermédiaire absorbante de tension	28
II.6.2.1.c. Géogrilles et renforcement métalliques	28
II.6.3. Mesures préventives pour les chaussées semi-rigides neuves	29
II.7. Essais de fissuration de chaussées bitumineuses	30
II.7.1. Essais sur les matériaux	30
II.7.1.1. Principes des essais de fissuration de matériaux	31
II.7.1.2. Essai de fatigue en cisaillement du laboratoire 3MSGC d'Egletons.	32
II.7.1.3. Essai de cisaillement RCD (Reflective Cracking Device)	34
II.7.2. Essais sur des complexes	34
II.7.2.1. Essais de fissuration simulant des variations thermiques	34
II.7.2.1.a. Fissuromètre E/G	34
II.7.2.1.b. Dispositif expérimental de l'essai BBCR	35
II.7.2.2. Essais de fissuration par sollicitation de trafic	36
II.7.2.3. Essais de fissuration par sollicitation thermique et sollicitation du trafic	36
II.7.2.3.a. Essai de retrait-flexion du LR d'Autun	37
II.7.2.3.b. Essai SIFIRE (Simulation de la Fissuration Réfléctive) [Florence C., 2005]	37
II.7.2.3.c. Essai WRC (Wheel Reflective Cracking)	39
II.7.2.3.d. Essai ETS (Ecole de Technologie Supérieure, Université du Québec)	42
II.7.3. Essais sur chaussées en vraie grandeur	43
II.7.3.1. Intérêt des essais sous trafic accéléré	43
II.7.3.2. Application dans le domaine de la fissuration réfléctive	45
<b>CHAPITRE 2 - LES EXPERIMENTATIONS FABAC</b>	<b>49</b>
<b>I. Définition de l'expérience de fissuration sur FABAC et mise oeuvre</b>	<b>49</b>
I.1. Introduction	49
I.2. Objectifs	49

---

I.3. Présentation des simulateurs FABAC – Description des essais	50
I.3.1. Principe général de l’essai	50
I.3.2. Conditions d’essai	51
I.3.2.1. Piste d’essais préexistante	51
I.3.2.2. Structures testées	51
I.3.2.3. Définition d’un essai	52
I.3.2.4. Géométrie de la couche de roulement	53
I.3.2.5. Instrumentation, grandeurs à mesurer et capteurs utilisés	53
I.4. Construction de la planche d’essai et caractérisation de son état initial	56
I.4.1. Préparation de la plateforme support	56
I.4.1.1. Préparation des joints	56
I.4.1.2. Campagne de mesures avant le lancement de l’essai de fissuration	57
I.4.1.2.a. Mesure des déplacements verticaux et de battements en bord de dalle	57
I.4.1.2.b. Mesure des déplacements verticaux et de battement en centre de dalle	60
I.4.1.2.c. Mesure transversale des déplacements verticaux	62
I.4.2. Construction de la planche d’essai pour les essais de fissuration	64
I.4.2.1. Mesure du battement	64
I.4.2.2. Mesure Colibri	65
I.4.3. Mesure de point zéro	66
I.4.3.1. Température	66
I.4.3.2. Vitesse d’application de la charge	70
I.4.3.3. Battement initial sous chargement FABAC	70
I.5. Conclusions sur les conditions initiales de réalisation de l’essai de fissuration	71
<b>II. Déroulement des séries d’essais</b>	<b>73</b>
II.1. Introduction	73
II.2. Série d’essais N° 1 – Structures sur les Joints N° 3 (témoin) et N° 7 (complexe MD)	73
II.2.1. Déroulement global de la série d’essais 1	73
II.2.2. Température de l’essai	74
II.2.2.1. Valeur optimale de température moyenne de la couche d’enrobé	75
II.2.2.2. Valeur seuil de sécurité de la température moyenne de la couche d’enrobé	75
II.2.3. Comportement de l’instrumentation	76
II.2.3.1. Exploitation des mesures de déformation	76
II.2.3.2. Exploitation des mesures de déflexion	77

II.2.3.3. Déplacement horizontal des dalles au droit des joints	78
II.2.3.4. Jauges de fissuration	79
II.2.4. Fissuration et état de dégradation final	80
II.3. Série d'essais N° 2 – Structures sur les Joints N° 2 (sable bitume) et N° 6 (complexe MD)	82
II.3.1. Déroulement global de la série d'essais 1	82
II.3.2. Température de l'essai	83
II.3.3. Comportement de l'instrumentation	84
II.3.3.1. Exploitation des mesures de déformation	84
II.3.3.2. Exploitation des mesures de déflexion	85
II.3.3.3. Jauges de fissuration	85
II.3.4. Fissuration et état de dégradation final	87
II.4. Série d'essais N° 3 – Structures sur les Joints N° 1 (sable bitume) et N° 5 (témoin)	91
II.4.1. Déroulement global de la série d'essais 3	91
II.4.2. Température de l'essai	92
II.4.3. Comportement de l'instrumentation	93
II.4.4. Fissuration et état de dégradation final	93
II.5. Recoupement et synthèse des différentes séries d'essais	98
II.5.1. Instrumentation et conditions de réalisation des séries d'essais	98
II.5.1.1. Bilan des températures	98
II.5.1.2. Redéfinition des consignes de températures	99
II.5.2. Comportement à la fissuration	99
II.5.2.1. Influence des conditions de collage	99
II.5.2.2. Comportement des complexes testés	100
II.5.3. Typologie de la fissuration remontante	102

## **CHAPITRE 3 - MODELISATION ET INTERPRETATION DE L'EXPERIENCE DE FISSURATION REFLECTIVE 105**

<b>I. Modélisation EF 3D CESAR de l'expérience de fissuration réfléctive</b>	<b>105</b>
I.1. Introduction	105
I.2. Avant propos sur la finalité de l'utilisation du modèle 3D EF	105
I.3. Description générale du modèle	105
I.4. Description du module TACT	106
I.5. Caractéristiques des éléments de contact	107

I.5.1. Géométrie	107
I.5.2. Le comportement	107
I.6. Propriétés retenues pour la modélisation des expériences sur piste FABAC	107
I.6.1. Géométrie retenue pour la modélisation	108
I.6.2. Choix des propriétés des matériaux	109
I.6.3. Position et valeur de la charge	109
I.7. Maillage des structures	111
I.7.1. Maillages des éléments de contact	112
I.8. Phases de calculs et hypothèses utilisées	113
I.8.1.1. Phase 1	114
I.8.1.2. Phase 2	115
I.8.1.3. Phase 3	115
I.8.2. Résumé des calculs réalisés	117
I.9. Résultats et interprétation de l'étude EF 3D CESAR	118
I.9.1. Résultats des modélisations sans fissuration de la couche d'enrobé	119
I.9.1.1. Comportement en déformation au passage de la charge	119
I.9.1.1.a. Influence des conditions de collage de l'interface et des discontinuités des couches d'assise	119
I.9.1.1.b. Influence de la température	123
I.9.1.2. Comportement en déflexion au passage de la charge	125
I.9.1.2.a. Déflexion de l'enrobé	125
I.9.1.2.b. Comparaison des déflexions de l'enrobé et des dalles à 20°C	126
I.9.2. Résultats des modélisations avec fissuration de la couche d'enrobé	127
I.10. Conclusions des résultats obtenu avec le modèle 3D EF CESAR	130
<b>II. Interprétation de l'expérience de fissuration réflexive</b>	<b>131</b>
II.1. Introduction	131
II.2. Instrumentation pertinente et séries d'essais exploitables	131
II.2.1. Mesures des déformations	131
II.2.2. Mesures des déplacements verticaux	132
II.2.3. Séries de mesures exploitables retenues pour l'interprétation des essais de fissuration	133
II.3. Prétraitement des résultats des calculs et des mesures	133
II.3.1. Définition de la nomenclature des capteurs	134
II.3.2. Représentation de type capteur à partir des résultats des calculs	135

II.3.2.1. Prétraitement des données de déformation issues du calcul	135
II.3.2.2. Prétraitement des données de déplacement issues du calcul	136
II.3.2.3. Elaboration de signaux théoriques de décollement et de battement à partir des données du calcul	138
<b>II.3.3. Prétraitement des mesures exploitables de l'expérience</b>	<b>139</b>
II.3.3.1. Prétraitement pour exploitation détaillée d'un signal	139
II.3.3.1.a. Prétraitement d'un signal de déformation	140
II.3.3.1.b. Prétraitement d'un signal de déplacement vertical	141
II.3.3.2. Evolution dans le temps des signaux	144
II.3.3.2.a. Méthode de prétraitement des signaux de déformation et de déplacement	145
II.3.3.2.b. Méthode de traitement pour obtenir les amplitudes de battement et de décollement	145
<b>II.4. Comparaison et interprétation de résultats d'expérience avec EF 3D CESAR</b>	<b>146</b>
<b>II.4.1. Conditions initiales de chargement</b>	<b>146</b>
II.4.1.1. Comparaison des résultats des capteurs de déformation	148
II.4.1.1.a. Capteurs de déformation transversale à 75 cm du joint	149
II.4.1.1.b. Capteurs de déformation longitudinale à 55 cm du joint	150
II.4.1.1.c. Capteurs de déformation longitudinale à 20 cm du joint	151
II.4.1.1.d. Capteurs de déformation transversale à 5 cm du joint	153
II.4.1.2. Comparaison des résultats des capteurs de déplacement	154
II.4.1.2.a. Déflexions	155
II.4.1.2.b. Battements et décollements	159
<b>II.5. Evolution au passage de la charge</b>	<b>160</b>
<b>II.6. Initiation de la fissure</b>	<b>165</b>
II.6.1. Initiation par le bas	165
II.6.2. Initiation par le haut	167
<b>II.7. Conclusions et validation de l'utilisation du modèle 3D EF CESAR dans le cadre de la fissuration réflexive</b>	<b>167</b>
II.7.1. Validation du modèle EF 3D CESAR	168
II.7.2. Conclusions des comparaisons réalisées entre les mesures et le calcul	168
II.7.2.1. Bilan de l'état de collage des structures testées	169
II.7.2.2. Interprétation du comportement des structures testées	170

## **CHAPITRE 4 - DETERMINATION DES PROTOCOLES DE CHARGEMENT DE L'ESSAI MEFISTO**

### **I. Démarche generale**

---

I.1. Description de l'équipement	175
I.2. Méthode de calcul des sollicitations MEFISTO	176
I.3. Modélisation de chaussée semi-rigide par éléments finis 3D	178
I.3.1. Choix de la structure et des propriétés matériaux	178
I.3.2. Géométrie et caractéristiques du maillage et de la charge	178
I.3.3. Critères et paramètres d'ajustement	179
I.4. Modélisation de l'essai MEFISTO	180
I.4.1. Caractéristiques du modèle EF de MEFISTO	180
I.4.2. Calcul des efforts exercés par chaque vérin de la machine MEFISTO	180
<b>II. Détermination des protocoles pour une chaussée type</b>	<b>183</b>
II.1. Mise en équation du problème	183
II.2. Définition des protocoles et sollicitation dans l'échantillon MEFISTO	185
II.2.1. Premier ajustement – efforts intérieurs $N_x$ , $Q$ et $M_{xx}$	185
II.2.2. Ajustement simplifié – efforts intérieurs $N_x$ et $M_{xx}$	188
<b>III. Conclusions</b>	<b>191</b>
<b>CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES</b>	<b>195</b>
<b>REFERENCES</b>	<b>201</b>

## **ANNEXES**

**Annexe 1 – Analyse des essais Colibri réalisés pour le suivi des joints sollicités avec FABAC**

**Annexe 2 – Essais de module complexe et d'orniérage des matériaux bitumineux**

**Annexe 3 – Températures moyennes en France**

**Annexe 4 – Résultats obtenus à partir de la modélisation de l'expérience FABAC**





---

# LISTE DES ILLUSTRATIONS

## Chapitre 1

Figure 1.1 – Différents aspects des fissures. A) fissure franche linéaire, B) fissures en branche ou dédoublée et C) fissures ramifiée ou entrecroisées .....	9
Figure 1.2 – Différentes extensions de la fissuration en surface. A) fissure unique isolée, B) fissures disposées en bloc et C) fissures en bloc très dense, faïençage ou « alligator cracking » .....	10
Figure 1.3 – Fissuration réfléctive dans une chaussée semi-rigide.....	15
Figure 1.4 – Deux types de fissure réfléctive [Zhou 2005] .....	15
Figure 1.5 – Mouvements des lèvres d’une fissure (modes I, II et III) [Irwin 1957].....	16
Figure 1.6 – Valeurs des facteurs d’intensité adimensionnel pour un chargement par trafic ( $k_I$ et $k_{II}$ correspondant au mode I et au mode II de fissuration) fonction de la longueur relative $c/d$ de la fissure [Lytton, 1989] .....	19
Figure 1.7 – Valeurs du facteur d’intensité adimensionnel pour un chargement thermique ( $k_T$ correspondant au mode I fissuration) fonction de la longueur relative $c/d$ de la fissure [Lytton, 1989] .....	20
Figure 1.8 – Schéma analogique du modèle cohésif de fissuration [Uzan and Levenberg, 2001].....	21
Figure 1.9 – (a) Schéma du comportement de la fissuration aux abords de la pointe de la fissure. (b) Déplacement $\delta_n$ de l’ouverture de fissure et traction $T_n$ correspondante [Dave et al, 2007].....	23
Figure 1.10 – Schéma du chemin de charge et de décharge en termes de déplacement de l’ouverture de la fissure et de la traction dans le cadre du modèle cohésif [Dave et al, 2007] .....	23
Figure 1.11 – Schéma proposé de la propagation des fissures réfléchives .....	25
Figure 1.12 – Eléments de renforcement métalliques : A) mailles, B) grilles et C) grilles tissées .....	29
Figure 1.13 – Schémas de principe de (a) flexion 3 points, (b) flexion 4 points, (c) flexion 2 points, (d) flexion par rotation, (e) essai uniaxial, (f) essai de traction indirecte et (g) cisaillement pur .....	32
Figure 1.14 – Banc de fatigue en cisaillement du laboratoire 3MSGC[Laveissiere D., 2002].....	32
Figure 1.15 – Essai de cisaillement RDC (Reflective Cracking Device) [Pai 2000].....	34
Figure 1.16 – Fissuromètre E/G.....	35
Figure 1.17 – Dispositif expérimental de l’essai du BRRC .....	36
Figure 1.18 – banc d’essai de retrait–flexion du LR d’Autun .....	37
Figure 1.19 – Banc d’essai SIFIRE de l’ENPC [Florence C., 2005].....	38
Figure 1.20 – Essai WCR – Wheel Reflective Cracking développé par l’université polytechnique de Madrid [Gallego J., Prieto J.N., 2006].....	40
Figure 1.21 – Mécanisme simulant le mouvement relatif des lèvres des fissures au passage de la charge [Gallego J., Prieto J.N., 2006].....	42
Figure 1.22 – Schéma représentant l’essai ETS [Guissi, 2005].....	42

Figure 1.23 – Simulateurs de trafic lourd linéaires. 1) Afrique du Sud 2) E.U. – Texas 3) Japon 4) Chine 5) E.U. – Ohio 6) Australie 7) Corée du Sud 8) Norvège 9) Danemark 10) France 11) Suisse 12) E.U. – Louisiane 13) Pays-Bas 14) Brésil 15) E.U. – Kansas 16) Grande Bretagne [AFD40, 2004] .....	44
Figure 1.24 – Simulateurs de trafic lourd circulaires. 1) Roumanie 2) Suisse 3) E.U. – Minnesota 4) Japon 5) Slovaquie 6) France 7) Japon 8) Nouvelle Zélande 9) Espagne [AFD40, 2004] .....	44
Figure 1.25 – Nombre de publications par année concernant les essais réalisés avec les simulateurs accélérés de poids lourd [Balay, 2004] .....	46
<b>Chapitre 2</b>	
Figure 2.1 – Principe de fonctionnement de l'équipement FABAC .....	50
Figure 2.2 – Trois types de structures testées dans les séries d'essais de remontée de fissures réalisés à l'aide de l'équipement FABAC .....	51
Figure 2.3 – Disposition des 3 types de structure sur la piste FABAC .....	52
Figure 2.4 – Géométrie de la piste à tester sous FABAC – (a) Vue en plan – (b) Coupe AA – (c) Piste établie pour l'expérience de remontée de fissures et position des joints .....	53
Figure 2.5 – Schéma de l'instrumentation prévue pour chaque joint pour l'essai de fissuration avec Fabac (type de jauge et position) .....	54
Figure 2.6 – Position des thermocouples dans le profil de la structure FABAC .....	55
Figure 2.7 – Sciage des joints de la planche d'essai préparée pour l'essai de fissuration avec l'équipement FABAC ....	56
Figure 2.8 – Dispositif de mesure du battement et des déflexions en bord de dalle. ....	57
Figure 2.9 – Courbes des déplacements verticaux des dalles au passage de l'essieu de 130 kN .....	58
Figure 2.10 – Courbes des déplacements verticaux des capteurs auprès du joint N° 6 et valeur du battement absolu au passage de l'essieu de 130 kN .....	58
Figure 2.11 – Déformées des dalles pour différentes positions de la charge de 130 kN .....	59
Figure 2.12 – Dispositif de mesure des déflexions au centre de la dalle. ....	61
Figure 2.13 – Battement du joint n° 6 mesuré au centre de la dalle à proximité de la charge .....	61
Figure 2.14 – Dispositif de mesure transversale des déplacements verticaux. a) charge au milieu de la dalle, b) charge en bord de dalle et mesure en dalle antérieure, c) charge en bord de dalle et mesure sur la même dalle .....	62
Figure 2.15 – Profils transversaux type auprès du joint. Mesures sur les dalles 2 et 3 pour une charge posée sur le bord de la dalle 3 .....	63
Figure 2.16 – Système d'auscultation dynamique Colibri et fonction de transfert de l'accélération sur la force du joint N° 3 en début d'essai .....	65
Figure 2.17 – Profil de températures des acquisitions au point zéro .....	67
Figure 2.18 – Effet de la température – valeurs théoriques – calcul ALIZE .....	68
Figure 2.19 – Effet de la température sur les déformations transversales – acquisitions réalisées à 3300 cycles .....	69

Figure 2.20 – Effet de la température sur les déformations longitudinales – acquisitions réalisées à 3300 cycles .....	69
Figure 2.21 – Effet de la vitesse d’application de la charge .....	70
Figure 2.22 – Position des structures Témoin et Complexe MD (sur les joints n° 3 et n° 7) utilisés pour la série d’essai n° 1 de fissuration avec l’équipement FABAC .....	73
Figure 2.23 – Nombre de passages de la première série d’essais réalisés entre le 7/03/2005 et le 07/04/2005 .....	74
Figure 2.24 – Température moyenne de la couche d’enrobé et température ambiante mesurées pendant le déroulement de la série d’essais N°1 de fissuration réalisée avec l’équipement FABAC .....	74
Figure 2.25 – Bilan de la température moyenne de la couche d’enrobé pendant le déroulement de la série d’essais N°1 de fissuration réalisée avec l’équipement FABAC .....	75
Figure 2.26 – Rappel des capteurs placés en bas de couche de roulement pour mesurer les déformations longitudinales et transversales .....	76
Figure 2.27 – Capteurs LVDT sur la poutre installée pour mesurer les déflexions au passage de la charge .....	77
Figure 2.28 – Capteurs LVDT sur la surface latéral de la dalle béton placés pour mesurer le déplacement horizontal des dalles au niveau du joint. ....	79
Figure 2.29 – Jauges de fissurations type utilisées sur MEFISTO de 8 cm de longueur .....	79
Figure 2.30 – Fissuration du Joints N°3 (a) et N°7 (b) à 654000 passages .....	80
Figure 2.31 – A) Fissuration d’échantillons du Joint N° 3 – B) Fissuration du joint N° 7 – C) Décollement partiel de l’interface dalle / couche de roulement du joint N° 3 .....	81
Figure 2.32 – Evolution de l’état de dégradation moyen estimé par Colibri sur les différents profils avant et après sollicitation des structures des joints N° 3(A) et N° 7(B) .....	81
Figure 2.33 – Essai 2 de fissuration réfléctive – Joints N° 2 et N° 6 (structure sable bitume et structure MD) .....	82
Figure 2.34 – Disposition des structures par joint établie sur les dalles de la piste FABAC pour l’essai de fissuration .....	83
Figure 2.35 – Température moyenne de la couche d’enrobé et température ambiante mesurées pendant le déroulement de la série d’essais N°2 de fissuration réalisée avec l’équipement FABAC .....	84
Figure 2.36 – Bilan de la température moyenne de la couche d’enrobé pendant le déroulement de la série d’essais N°2 de fissuration réalisée avec l’équipement FABAC .....	84
Figure 2.37 – Jauges de fissuration de 30 cm de longueur .....	86
Figure 2.38 – Réseau de traits à la peinture d’argent réalisée sur la face latérale sud des joints .....	86
Figure 2.39 – Etat de la nouvelle jauge de 30 cm de longueur après l’essai de fissuration .....	86
Figure 2.40 – Orniérage et fluage latéral de la couche de sable bitume – joint N° 2 .....	87
Figure 2.41 – Fissuration de la couche d’enrobé du joint N° 6 sur toute son épaisseur repérée (a) sous le jumelage et (a) sur la face latérale côté sud. ....	88
Figure 2.42 – fissuration réfléctive double survenue sur le joint 6 .....	89

Figure 2.43 – Caractéristiques de collage répertoriées sur le joint N° 6 concernant l’interface enrobé/couche d’assise.....	89
Figure 2.44 – Evolution de l’état de dégradation moyen estimé par Colibri sur les différents profils avant et après sollicitation des structures des joints N° 2 (A) et N° 6 (B). .....	90
Figure 2.45 – Disposition des structures par joint établie sur les dalles de la piste FABAC pour l’essai de fissuration.....	91
Figure 2.46 – Evolution de la troisième série d’essais réalisés entre le 23/01/2006 et le 14/06/2006 .....	91
Figure 2.47 – Température moyenne de la couche d’enrobé et température ambiante mesurées pendant le déroulement de la série d’essais N°3 de fissuration réalisée avec l’équipement FABAC .....	92
Figure 2.48 – distribution de la température moyenne de la couche de revêtement avant et après la panne des machines FABAC le 23 mai .....	93
Figure 2.49 – fissuration réfléctive double survenue sur le joint 5.....	95
Figure 2.50 – Caractéristiques de collage répertoriées sur le joint N° 1 (a) et le joint N° 5 (b) concernant l’interface enrobé/couche d’assise .....	96
Figure 2.51 – Etat de dégradation moyen estimé par Colibri sur différents profils avant sollicitation des structures des joints N° 1 et N° 5.....	97
Figure 2.52 – Comparaison des distributions avec le trafic des températures moyennes de la couche d’enrobé pour les trois séries d’essais .....	99
<b>Chapitre 3</b>	
Figure 3.1 - Elément de contact bidimensionnel (a) et tridimensionnel (b) dans CESAR-LCPC [Salasca,1998].....	107
Figure 3.2 – Profil transversal de la piste FABAC et géométrie de la couche de la couche de renforcement placée en surface. ....	108
Figure 3.3 – Structure modélisée de la piste d’essai FABAC correspondant à la structure témoin.....	108
Figure 3.4 – Vue en plan des joints et la piste utilisés pour la modélisation .....	110
Figure 3.5 – Profil latéral avec les positions de la charge pour les différents calculs.....	110
Figure 3.6 – Schéma du maillage de la piste FABAC .....	111
Figure 3.7 – Différentes vues du maillage configuré pour le cas de chargement sur le joint (a) profil transversal, (b) vue en plan, (c) vue latérale .....	112
Figure 3.8 – Schéma de la distribution des surfaces constituées d’éléments de contact.....	112
Figure 3.9 – Représentation schématique des hypothèses de collage prises en compte dans les calculs de la phase 1 – A) Condition symétrique de part et d’autre du joint – B) Condition dissymétrique .....	114
Figure 3.10 – Représentation schématique des hypothèses de collage prises en compte dans les calculs de la phase 2 .....	115
Figure 3.11 – Représentation schématique des hypothèses de collage prises en compte dans les calculs de la phase 3 – fissure traversante .....	116

Figure 3.12 – Déformations Transversales en bas de couche d'enrobé établies pour 3 conditions de collage de l'interface et une même température (20°C).....	120
Figure 3.13 – Distribution des contraintes lorsque la charge se trouve sur une des trois situations possibles de collage de l'interface, a) toute collée, b) une zone décollée et c) toute décollée.....	121
Figure 3.14 – Déformations longitudinales en bas de couche d'enrobé établies pour 3 conditions de collage de l'interface et une même température (20°C).....	122
Figure 3.15 – Déformations transversales en bas de couche d'enrobé établies pour 3 températures (0°C, 10°C et 20°C) et une hypothèse de décollement parfait sur toute l'interface.....	123
Figure 3.16 – Déformations transversales en bas de couche d'enrobé établies pour 3 températures (0°C, 10°C et 20°C) et une même hypothèse de décollement (45 cm de part et d'autre du joint).....	124
Figure 3.17 – Valeurs de déflexions du bord latéral de l'enrobé (température 20°C) pour deux conditions de collage de l'interface extrêmes : totalement collée (TC) et totalement décollée (TD).....	125
Figure 3.18 – Valeurs de déflexions du bord latéral de l'enrobé établies pour 2 températures (0°C et 20°C) et une hypothèse de décollement parfait sur toute l'interface.....	126
Figure 3.19 – Valeurs de déflexions de l'enrobé et des dalles béton au niveau du bord latéral de l'enrobé (température 20°C).....	127
Figure 3.20 – Déformations transversales et longitudinales en bas de couche et déflexions de l'enrobé (calculs avec une fissure traversante dans l'enrobé, trois types d'interfaces, charge à 20 et 5 cm en amont du joint et température de 20°C).....	128
Figure 3.21 – Déformation transversale lorsque la charge se trouve centrée à 5 cm du joint pour deux températures (10°C et 20°C) et deux conditions de collage de l'interface (TD et TC).....	129
Figure 3.22 – Définition de la nomenclature des capteurs utilisés pour l'interprétation des essais.....	134
Figure 3.23 – Nomenclature adoptée pour les capteurs de déformation en bas de couche d'enrobé et de déplacements verticaux de l'enrobé et de la dalle pour un joint type.....	135
Figure 3.24 – Valeurs calculées des déformations transversales établies à 75 cm et à 5 cm en amont du joint lorsque la charge passe à travers le joint.....	135
Figure 3.25 – Valeurs calculées des déformations longitudinales établies à 55 cm et à 20 cm en amont du joint lorsque la charge passe à travers le joint.....	136
Figure 3.26 – Valeurs calculées des déplacements verticaux de l'enrobé et la dalle établis à 5 cm et de l'enrobé à 20, 55 et 75 cm en amont du joint au passage de la charge.....	137
Figure 3.27 – Valeurs calculées de décollement entre l'enrobé et les dalles et valeurs calculées de battement des deux couches au passage de la charge.....	138
Figure 3.28 – Signaux traités des déformations transversales et longitudinales du joint 6 répertoriés au passage de la charge.....	141
Figure 3.29 – Signaux traités des déplacements verticaux de l'enrobé du joint 5 répertoriés au passage de la charge par les capteurs en amont et en aval au joint (ED75/55/20/5 et EG75/55/20/5).....	142
Figure 3.30 – Signaux traités des déplacements verticaux de l'enrobé et de la dalle du joint 5 répertoriés au passage de la charge par les capteurs à 5 cm en amont et en aval au joint.....	144

Figure 3.31 – Signaux traités du décollement entre l’enrobé et les dalles et du battement de chaque couche répertoriés par les capteurs à 5 cm en amont et en aval au joint 5 au passage de la charge .....	144
Figure 3.32 – Codification de la légende des mesures et des résultats des calculs .....	147
Figure 3.33 – Déformations transversales en bas de la couche d’enrobé mesurées et calculées à 75 cm des joints des séries d’essais N° 2 et N° 3 .....	149
Figure 3.34 – Déformations longitudinales en bas de la couche d’enrobé mesurées et calculées à 55 cm des joints des séries d’essais N° 2 et N°3 .....	151
Figure 3.35 – Déformations longitudinales en bas de la couche d’enrobé mesurées et calculées à 20 cm des joints des séries d’essais N° 2 et N° 3 .....	152
Figure 3.36 – Déformations transversales en bas de la couche d’enrobé mesurées et calculées à 5 cm des joints des séries d’essais N° 2 et N° 3 .....	154
Figure 3.37 – Déflexions de l’enrobé mesurées et calculées aux différents emplacements des capteurs (à 75cm, à 55cm, à 20 cm et 5 cm de part et d’autre du joint).....	156
Figure 3.38 – Déflexions de l’enrobé mesurées et calculées à 75 cm en aval des joints N°5 et N°6 .....	157
Figure 3.39 - Déflexions des dalles mesurées et calculées à 5 cm de part et d’autre des joints N°1 et N°5.....	157
Figure 3.40 – Schématisation de la cinétique des dalles au passage de la charge.....	158
Figure 3.41 – Décollements entre l’enrobé et la dalle amont et aval calculées avec le modèle et calculées à partir des mesurées obtenues avec l’ensemble des capteurs à 5 cm des joints N°1 et N°5.....	159
Figure 3.42 – Battements de l’enrobé et de la dalle calculées avec le modèle et calculées à partir des mesurées obtenues avec l’ensemble des capteurs à 5 cm des joints N° 1 et N° 5.....	160
Figure 3.43 – Relevé de la température pour chaque acquisition effectuée pendant la série d’essais N° 3 – joints N° 1 et N° 5 .....	161
Figure 3.44 – Evolution des amplitudes déformations transversales à 5 cm du joint (A) et des déformations longitudinales à 20 cm du joint (B) – comparatif entre les joints N° 1 et N° 5.....	162
Figure 3.45 – Evolution de l’amplitude du battement de l’enrobé (joints N° 1 et N° 5).....	164
Figure 3.46 – Evolution de l’amplitude des battements de l’enrobé et des dalles (joints N°1 et N°5).....	164
Figure 3.47 – Contraintes longitudinales en bas de la couche de rechargement calculées à 10°C et des décollements de 45 cm de part et d’autre du joint.....	165
Figure 3.48 – Contraintes longitudinales en haut de la couche de rechargement calculées à 10°C et des décollements de 45 cm de part et d’autre du joint.....	167

## Chapitre 4

Figure 4.1 – Banc d’essai MEFISTO et schéma du banc modifié du LR d’Autun.....	176
Figure 4.2 – Schématisation des mouvements de corps (quasi) rigides des plaques support illustrant la cinématique de sollicitation des éprouvettes MEFISTO .....	177
Figure 4.3 – Structure de chaussée semi-rigide du catalogue [LCPC-SETRA, 1998] modélisée.....	178

---

Figure 4.4 – Caractéristiques géométriques de la chaussée modélisée – a) coupe transversale de la chaussée – b) maillage pour une charge placée à l’aplomb de la fissure en couche d’assise .....	179
Figure 4.5 – (a) Echantillon MEFISTO et (b) maillage aux éléments finis .....	180
Figure 4.6 – Maillage EF 2D de l’éprouvette MEFISTO et nomenclature des efforts extraits à 5 cm de part et d’autre du centre de l’éprouvette.....	181
Figure 4.7 – Schéma de l’application des forces avec les inconnues associées à chacun des vérins.....	183
Figure 4.8 – Protocole de chargement des vérins de MEFISTO obtenu du calcul par moindres carrés pour un ajustement de $N_x$ , $Q$ et $M_{xx}$ .....	186
Figure 4.9 – Efforts normaux moyen dans la chaussée et dans l’éprouvette MEFISTO obtenus du calcul d’optimisation par moindres carrés.....	187
Figure 4.10 – Efforts tranchant et Moments en $xx$ moyen dans la chaussée et dans l’éprouvette MEFISTO obtenus du calcul d’optimisation par moindres carrés.....	187
Figure 4.11 – Protocole de chargement des vérins de MEFISTO obtenu du calcul par moindres carrés pour un ajustement de $N_x$ et $M_{xx}$ .....	189
Figure 4.12 – Efforts moyens dans la chaussée et dans l’éprouvette MEFISTO obtenus du calcul d’optimisation par moindres carrés .....	190





---

# LISTE DES TABLEAUX

## Chapitre 1

Tableau 1.1 – Correspondance entre les différents sujets de recherche (primaire et secondaire) [Balay, 2004 ] en nombre de publications .....	46
---	----

## Chapitre 2

Tableau 2.1 – Séries d’essais prévues en simultané selon la structure de chacun des joints .....	52
Tableau 2.2 – Récapitulatif de l’instrumentation prévue initialement .....	54
Tableau 2.3 – Série n° 1 de mesures des battements en bord de dalle après sciage de l’ensemble des couches de la structure de la piste .....	59
Tableau 2.4 – Série n° 2 de mesures des battements en bord de dalle après désolidarisation des dalles à l’aide d’un compacteur .....	60
Tableau 2.5 – Valeur du battement mesuré au centre de la dalle à proximité de la charge .....	62
Tableau 2.6 – Mesure de déflexion – profil transversal – avant la pose de l’enrobé .....	64
Tableau 2.7 – Sommaire des mesures du battement après la pose des couches l’enrobé .....	65
Tableau 2.8 – Caractéristiques d’une structure type FABAC en fonction de deux profils de température différents .....	67
Tableau 2.9 – Déformation transversale en bas de couche pour deux profils de températures différents pour la structure type FABAC sans joints avec l’interface enrobé/couche d’assise collée et décollée .....	67
Tableau 2.10 – Valeurs théoriques de module des couches pour trois températures différentes .....	68
Tableau 2.11 – Résumé des résultats et des équations des courbes des déformations transversales en bas de la couche d’enrobé sous l’influence de la température .....	68
Tableau 2.12 – Battement initial des joints testés avec le camion et avec FABAC .....	71
Tableau 2.13 – Résumé de l’évolution de la fissuration survenue sur le joint N° 6 .....	88
Tableau 2.14 – Résumé de l’évolution de la fissuration survenue sur le joint N° 5 .....	94
Tableau 2.15 – Bilan des caractéristiques de collage de l’interface enrobé/couche d’assise en béton sous les capteurs de déformation .....	97
Tableau 2.16 – Récapitulatif des caractéristiques des joints testés et de leur comportement à la fissuration réfléctive .....	101

## Chapitre 3

Tableau 3.1 – Caractéristiques des matériaux pris en compte dans les modélisations de l’expérience de fissuration....	109
Tableau 3.2 – Positions de la charge pour la modélisation de la piste FABAC .....	110
Tableau 3.3 – Distribution des longueurs de décollement .....	113
Tableau 3.4 – Séries de calculs CESAR de la phase 1 .....	114

Tableau 3.5 – Séries de calculs CESAR de la phase 2 .....	115
Tableau 3.6 – Calculs CESAR de la phase 3 – position de charge P6 et P8.....	117
Tableau 3.7 – Nombre de calculs réalisés par distance de décollement de part et d’autre du joint en fonction la température. Discontinuités uniquement dans les couches d’assise.....	117
Tableau 3.8 – Nombre de calculs réalisés par distance de décollement de part et d’autre du joint en fonction la température. Fissure traversante au niveau du joint testé.....	118
Tableau 3.9 – Définition des paramètres retenus des calculs associés aux mesures sur FABAC.....	118
Tableau 3.10 – Définition des efforts retenus des calculs.....	119
Tableau 3.11 – Valeurs de déformations transversales et longitudinales et de déflexion sous la charge (charge à 5 et à 20 cm - calculs avec et sans la fissure traversante dans l’enrobé).....	128
Tableau 3.12 – Bilan du fonctionnement des capteurs de mesure du déplacement vertical de type LVDT pendant les essais de fissuration réfléctive .....	133
Tableau 3.13 – Bilan des mesures exploitables .....	133
Tableau 3.14 – Position par rapport au joint de la valeur nulle de référence des déformation par capteur .....	140
Tableau 3.15 – Position par rapport au joint de la valeur de référence minimale des mesures obtenues à partir des capteurs de déplacement vertical de l’enrobé.....	142
Tableau 3.16 – Rappel des conditions de collage de l’interface entre l’enrobé et les dalles répertoriées en fin d’essai des séries N° 2 et N° 3 par échantillonnage .....	148
Tableau 3.17 – Conditions de collage de l’interface répertoriées à l’aplomb des capteurs de déformation à 75 cm de distance au joint (échantillonnage en fin d’essai - séries N° 2 et N° 3).....	150
Tableau 3.18 – Conditions de collage de l’interface répertoriées à l’aplomb des capteurs de déformation à 55 cm de distance au joint (échantillonnage en fin d’essai - séries N° 2 et N° 3).....	151
Tableau 3.19 – Conditions de collage de l’interface répertoriées à l’aplomb des capteurs de déformation à 20 cm de distance au joint (échantillonnage en fin d’essai - séries N° 2 et N° 3).....	152
Tableau 3.20 – Conditions de collage de l’interface répertoriées à l’aplomb des capteurs de déformation à 5 cm de distance au joint (échantillonnage en fin d’essai - séries N° 2 et N° 3) .....	153
Tableau 3.21 – Comparaison des durées de vie de l’enrobé bitumineux observée et calculée sous les conditions d’essais des joints N° 5 et N° 6 .....	166
Tableau 3.22 – Bilan des conditions de collage de l’interface à l’aplomb des capteurs de déformation établies après le lancement de l’essai (par comparaison avec des déformations théoriques) et à la fin de l’essai (par échantillonnage).....	169
<b>Chapitre 4</b>	
Tableau 4.1 – Caractéristiques des matériaux et valeurs utilisées pour le calcul.....	178
Tableau 4.2 – Valeur de l’erreur $E(X)$ du meilleur ajustement de $N_X$ , $Q$ , $M_{XX}$ pour toutes les positions des vérins $V_1$ et $V_2$ et toutes les positions de charge roulante .....	186

---

Tableau 4.3 – Protocole de chargement pour simuler le passage de la charge sur 75 cm part et d'autre d'une fissure en couche d'assise avec les vérins placés à 5 cm du centre de l'éprouvette .....	186
Tableau 4.4 – Valeur de l'erreur $E(X)$ calculé pour obtenir le meilleur ajustement de $N_X$ et $M_{XX}$ pour toutes les positions des vérins $V_1$ et $V_2$ et toutes les positions de charge roulante.....	188
Tableau 4.5 – Protocole atténué de chargement pour simuler le passage avec les vérins placés à 5 cm du centre de l'éprouvette .....	189



# **INTRODUCTION**



---

# INTRODUCTION

---

Avec un patrimoine routier national estimé en l'an 2000 par la Cour des Comptes à 125 milliards d'euros, la France possède aujourd'hui l'un des réseaux routiers les plus denses au monde (1,5 km/km<sup>2</sup>). Elle se trouve plus que jamais engagée dans la valorisation des infrastructures existantes ce qui exige l'amélioration des opérations de diagnostic et de maintenance de ces ouvrages. Ce patrimoine comporte 23 000 ponts et 260 tunnels (10% du patrimoine), et 1,5 million de kilomètres de voiries dont les deux tiers environ sont revêtus. Depuis 1992 des campagnes systématiques d'évaluation de l'état des chaussées permettent de restituer l'image qualité du réseau national (IQRN). Elles conduisent à évaluer à 12% le nombre de chaussées nécessitant des travaux de réhabilitation. De plus ces campagnes montrent que la fissuration constitue le principal mode de dégradation du réseau routier.

Les facteurs conduisant à la fissuration des chaussées sont multiples. Parmi eux, la fissuration réfléctive est fréquemment observée. Quand il s'agit de constructions initiales en matériaux hydrauliques, on appelle fissuration réfléctive le phénomène de propagation dans la couche de surface bitumineuse, des fissures naturelles de retrait (hydrique et thermique) siégeant dans les couches d'assises. Quand il s'agit de chaussées dégradées renforcées par des matériaux hydrocarbonés, on appelle fissuration réfléctive le phénomène de propagation vers la surface, de la fissuration siégeant dans l'assise dégradée.

En dépit de la fréquence de cette pathologie, on connaît mal aujourd'hui les mécanismes d'initiation puis de propagation de la fissuration réfléctive. On ne sait ni modéliser ni prédire correctement son développement dans les chaussées en service. Le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) et le Laboratoire Régional de l'Équipement d'Autun (LRA) sont impliqués dans différentes actions de recherche dans ce domaine, en particulier dans la recherche de matériaux et de solutions retardatrices de la fissuration réfléctive dans les structures de chaussées. Les actions s'articulent selon deux principaux axes. Le premier de ces deux axes vise le développement d'un banc de fissuration pour l'étude expérimentale, en laboratoire, de la fissuration réfléctive et des solutions anti-fissuration. Il s'agit du banc d'essai MEFISTO en développement au Laboratoire Régional d'Autun. Le second axe vise le développement de modèles numériques permettant de simuler l'initiation et la propagation de la fissuration et en particulier de la fissuration réfléctive dans les chaussées. L'objectif est de disposer, à terme, d'un outil opérationnel de dimensionnement des solutions de renforcement des chaussées fissurées.

Dans le cadre de la présente thèse *Approche expérimentale et numérique de la fissuration réfléctive des chaussées*, on s'intéresse aux sollicitations mécaniques gouvernant les mécanismes de remontée de la fissuration dans les structures de chaussées renforcées par un recouvrement bitumineux. L'objet est de caractériser ces sollicitations afin de définir les protocoles de chargement aussi réalistes que possible pour piloter le banc de fissuration MEFISTO. Pour le développement de ces protocoles, la démarche générale guidant le déroulement de notre travail s'articule selon deux principales phases.

Dans une première phase, le phénomène de remontée de la fissuration est observé sur des planches de chaussée expérimentales soumises à un trafic accéléré à l'aide des simulateurs de trafic lourd FABAC du LCPC. Ceci permet de mettre au point et de calibrer un modèle numérique,



utilisant les éléments finis 3D (le logiciel CESAR-LCPC), reproduisant avec suffisamment de réalisme les champs de sollicitations dans les chaussées exposées à la fissuration réfléctive. Dans une deuxième phase ce modèle numérique est utilisé pour déterminer les conditions de pilotage de la machine de fissuration MEFISTO, afin de soumettre les échantillons de matériaux testés à des sollicitations comparables à celles supportées par les matériaux dans les chaussées en service.

Le premier chapitre de ce mémoire constitue une étude bibliographique sur la fissuration des chaussées et pose le problème de la fissuration réfléctive. Il présente les grandes solutions anti-remontée de fissure actuelles, et expose les principaux essais de laboratoire utilisés pour évaluer en pratique les solutions anti-remontée de fissures. Il fait également le point sur le développement actuel des modèles théoriques dédiés à la simulation des phénomènes de fissuration des chaussées. Enfin l'étude bibliographique s'intéresse aux essais de chaussées sous trafic accéléré, en cherchant à identifier les expériences spécifiques de fissuration réfléctive qui auraient été réalisées avec ces moyens d'essais dans le passé.

Les expériences réalisées à l'aide des simulateurs de trafic lourd FABAC du LCPC sont présentées dans le second chapitre. L'intérêt de ces expériences est d'observer et de quantifier le mécanisme de fissuration réfléctive dans des sections de chaussées en vraie grandeur, sous les effets de charges roulantes lourdes, avec contrôle des conditions de chargement et suivi des conditions thermiques. Cette démarche expérimentale présente trois atouts essentiels. D'une part il s'agit d'un essai sous trafic accéléré dont la charge roulante est représentative de celle équipant les poids lourds courants. D'autre part il s'agit d'un essai structurel, le matériau testé à la fissuration faisant partie intégrante d'une structure de chaussée aux dimensions proches des chaussées réelles. Enfin l'essai inclut une instrumentation relativement poussée en termes de mesure des déplacements, des déformations internes et de la propagation des fissures. Ceci permet de quantifier avec précision les phénomènes en jeu.

Le troisième chapitre met en œuvre la technique des éléments finis tridimensionnels afin de procéder à l'analyse théorique des résultats expérimentaux précédents. Le logiciel utilisé est le code de calcul CESAR-LCPC. La première partie du chapitre présente le modèle aux éléments finis et l'ensemble des calculs réalisés. Il décrit le module TACT qui permet de prendre en compte les différentes conditions de collage de l'interface de l'enrobé de surface et la couche d'assise. La deuxième partie présente les résultats des comparaisons des calculs avec les mesures obtenues à travers l'essai FABAC et les conclusions qui s'en dégagent tant en ce qui concerne la représentativité du modèle numérique utilisé que le mécanisme de réflexion des fissures dans l'essai.

Enfin, est proposée au Chapitre 4 la démarche de détermination des protocoles de chargement du banc d'essai MEFISTO. Cette démarche est basée sur l'exploitation de diverses modélisations EF-3D simulant d'une part la chaussée réelle, et d'autre part l'échantillon soumis à l'essai de laboratoire. Une procédure d'ajustement portant sur la forme et l'intensité des signaux de force appliqués par un système de trois vérins à l'échantillon MEFISTO est développée. Elle repose sur la minimisation des écarts entre les efforts supportés par le matériau réel et le matériau testé, à proximité de la fissure. La démarche proposée est illustrée par un exemple détaillé qui guidera dans le futur la détermination complète de ces protocoles dans des applications opérationnelles.

**CHAPITRE 1**  
**LA FISSURATIONS DES CHAUSSEES**



# CHAPITRE 1 - LA FISSURATION DES CHAUSSEES

---

## I. ORIGINE, DESCRIPTION ET CLASSIFICATION DES FISSURES

### I.1. Introduction

Parmi les différents modes de détérioration des chaussées, la fissuration est une dégradation majeure qui touche l'ensemble des structures de chaussées avec différentes origines et différents mécanismes de développement. Elle est à la base d'une accélération des dégradations propres à chaque type de chaussée par la diminution de la portance du support lors de l'infiltration d'eau et par la perte des conditions mécaniques nécessaires au maintien de la résistance des matériaux.

La compréhension des phénomènes de fissuration des chaussées et la recherche de solutions dans ce domaine mobilisent un nombre important de travaux et de recherches, qui se sont accentués ces dernières années par l'importance donnée à l'entretien des patrimoines routiers. En raison de la complexité des mécanismes de fissuration et la variété des procédures existantes pour réagir face à ces problèmes, il est indispensable en première mesure de bien définir la fissuration.

Cette première partie du chapitre 1 relate les grands types de fissuration rencontrés en pratique. Les critères utilisés pour classer les fissures dans le domaine des chaussées sont selon le cadre de l'étude ou de la recherche soit les causes de fissuration soit l'aspect des fissures en surface de chaussées. La présentation qui suit est articulée suivant ces deux grandes classifications. Elle conduit finalement à bien distinguer la fissuration réfléctive des autres modes de fissuration.

### I.2. Origine et classifications des fissures

Selon leur nature, leur mise en œuvre et les efforts induits par les différents chargements auxquels elles sont soumises, les chaussées peuvent présenter plusieurs types de dégradations et de ruptures. Toute fissure pouvant être reconnue en surface représente un risque de dégradation accélérée de la chaussée. En fonction de leurs diverses formes, les fissures sont aussi un indicateur du type de dommage que présente la structure de chaussée. Dans plusieurs cas, leur identification et la connaissance du mode de fonctionnement de la structure de chaussée permettent de mieux comprendre l'origine des phénomènes et de proposer une ou des solutions de réparation.

Bien que les phénomènes d'initiation et de propagation des fissures dans les structures de chaussées aient été reconnus depuis l'existence des chaussées bitumineuses, leur comportement fondamental reste en partie inconnu tout comme leur prise en compte dans la réhabilitation des voies fissurées. Dans l'actualité une attention particulière est portée pour optimiser les coûts d'entretien des chaussées.

Les raisons pour lesquelles une chaussée se fissure peuvent être très variées. Les causes plus courantes sont les phénomènes de retrait thermique et la fatigue due au trafic. Mais il existe aussi de nombreuses autres raisons qui peuvent jouer des fois un rôle décisif dans la fissuration d'une

chaussée. Celles-ci peuvent être l'effet de la géométrie de la route, des procédures constructives, de la dynamique des sols vis-à-vis de leur état hydrique (notamment dans le cas des argiles expansives), ou encore les effets du gel/dégel.

Cette multiplicité de phénomènes pouvant entraîner la fissuration d'une chaussée permet d'établir une distinction des différents types de fissure en fonction des causes de cette fissuration:

- fissures par retrait thermique ou de prise,
- fissures par fatigue,
- fissures par réflexion d'une discontinuité existante dans la couche sous-jacente,
- fissures par mouvement du sol support,
- fissures de construction,
- fissures de vieillissement.

De la même façon une autre classification judicieuse et utile des fissures peut être réalisée en fonction des critères visuels lors du relevé des fissures sur le terrain:

- d'après la largeur ou l'ouverture de la fissure
  - fissures fines
  - fissures larges
- d'après la forme
  - fissure rectiligne
  - fissure oblique
  - fissure sinueuse
- d'après leur orientation
  - fissures transversales
  - fissures longitudinales
  - fissures diagonales
  - fissures paraboliques
- d'après leur aspect ou leur type de ramification
  - fissure franche linéaire
  - fissures en branche ou dédoublée
  - fissures ramifiée ou entrecroisées
- d'après l'extension de la fissuration en surface
  - fissure unique isolée,
  - fissures disposées en bloc
  - fissures en bloc très dense, faïençage ou « alligator cracking »
- selon si les couches traitées ont été conçues avec ou sans pre-fissuration
  - fissures irrégulières ou naturelles
  - fissures contrôlées ou propagées

L'ensemble des critères plus importants permettant de faire une distinction des fissures par causalité et par relevé visuel, est présenté en détail par la suite (cf. §1.2.2 et §1.2.3).

### **I.2.1. Distinction des fissures par mode de dégradation**

#### **I.2.1.1. Fissures par retrait thermique ou de prise**

La fissuration par retrait apparaît lorsqu'une couche de longueur théoriquement infinie est soumise à des sollicitations liées à un phénomène de retrait empêché. Cette fissuration se produit lorsque le frottement à la base de cette couche avec le support conduit à atteindre la limite en traction. En conséquence ce genre de fissure est toujours transversal contrairement aux fissures par fatigue qui peuvent aussi être longitudinales.

Les fissures par retrait de prise ou thermique ont lieu particulièrement dans les couches de matériaux traités aux liants hydrauliques mais elles peuvent se présenter aussi dans les matériaux bitumineux lorsque les conditions climatiques sont sévères.

Dans le cas de chaussées à assises traitées aux liants hydrauliques, le matériau subit des contraintes uniformes systématiques dues au retrait de prise dès sa mise en place. Ensuite s'ajoutent des contraintes dues aux retraites thermiques associés aux variations de températures journalières et annuelles, les premières pouvant atteindre jusqu'à de 30°C selon la saison, et les secondes jusqu'à 50°C. Le cisaillement horizontal établi au contact du support engendre à son tour des fissures remontantes à la base de la couche. Parallèlement des fissures se développent du haut vers le bas par la différence d'hygrométrie. Par ces deux moyens, des fissures même fines peuvent survenir sur toute l'épaisseur sans qu'un sens de propagation soit à vrai dire privilégié. Les fissures de retrait dans une couche traitée aux liants hydrauliques provoquent, dans son voisinage immédiat, une répartition des contraintes moins favorable au bon comportement mécanique de la couche qui la surmonte et qui, à son tour, se fissure. Ce phénomène correspond à la fissuration réflexive présente dans les chaussées neuves semi rigides dont une description plus détaillée est réalisée dans le Chapitre 2 – Partie II.

#### **I.2.1.2. Fissures par fatigue**

Des fissures apparaissent lorsque la chaussée subit un trafic cumulé supérieur à une valeur limite admissible. C'est un phénomène qui peut affecter les matériaux de toutes les couches de la structure ou se limiter à celui de la couche de roulement uniquement. Les fissures de fatigue, initiées dans la couche de surface, sont fines et limitées aux voies circulées dans un premier temps. Postérieurement ces fissures peuvent s'étendre à l'ensemble de la chaussée sous forme de faïençage plus ou moins dense.

Les fissures de fatigue sont la conséquence d'une insuffisance structurelle et précèdent la période de destruction totale d'une chaussée. Elles ont un processus évolutif proche de celui des fissures par retrait mais elles se différencient par le fait qu'elles apparaissent généralement dans le sens longitudinal au niveau des zones les plus circulées.

#### **I.2.1.3. Fissures par reflet d'une discontinuité existante dans la couche sous-jacente**

Elles sont aussi appelées fissures réflexives. Elles surviennent lorsqu'il existe déjà des fissures dans les couches d'assise traitées par le phénomène de retrait décrit auparavant (cf. §1.3.2.1), mais elles sont présentes également lorsqu'une ancienne chaussée fissurée est réparée à l'aide d'un enrobé bitumineux. Le développement d'une fissure réflexive dans la couche supérieure est caractérisé par trois phases :

- l'initiation de la fissure: elle est induite par la présence d'un défaut déjà présent dans la couche non fissurée ou par la discontinuité créée par la présence d'un joint ou d'une fissure

dans la couche inférieure. Cette phase est plus ou moins longue selon le niveau de chargement (intensité des concentrations de contraintes), les caractéristiques mécaniques de la couche supérieure et la qualité de l'interface entre les deux couches.

- la propagation de la fissure dans la couche bitumineuse : la durée de cette phase dépend de l'épaisseur de la couche, de sa rigidité et du chargement.
- la rupture de la couche : elle est rapide et se traduit par l'apparition de la fissure à la surface.

Une description détaillée de ce type de fissuration est réalisée dans le Chapitre 1 – Partie II.

#### **I.2.1.4. Fissures par mouvement du sol support**

De façon générale une perte de portance du sol va conduire à des ruptures en dalles ou des fissures simples longitudinales et transversales. Des glissements de terrain ont également pour conséquence de fissurer toutes les structures. Un retrait ou un séchage rapide de matériaux traités aux liants hydrauliques va donner naissance à des fissures larges et espacées longitudinales et transversales.

Les mouvements du sol peuvent être provoqués par une réduction de portance du sol support, un tassement lent du support lorsque celui-ci est compressible ou mal compacté, un glissement de terrain, une déformation du support créée par le gel.

Les mouvements ou une perte de portance locale du sol sur lequel la structure repose, peuvent aussi mener à une fissuration, qui va se propager dans les différentes couches de la structure. Les mouvements du sol impliquent ici différents phénomènes : perte de portance due à une augmentation de la teneur en eau du sol mal drainé, mauvais compactage de la plate-forme, glissement de terrain (spécialement près des routes où le profil n'est pas naturel), retrait dû à une importante perte d'eau suite à une saison sèche, gel qui atteint le sol support.

#### **I.2.1.5. Fissures de construction**

L'origine de ces fissures est la présence d'erreurs de construction. Lorsqu'il s'agit d'une erreur de mise en œuvre on retrouve souvent des problèmes de portance longitudinale, de défauts de réalisation des joints longitudinaux ou transversaux, du sous-dosage de liant ou des décollements de l'interface. Ces défauts peuvent tous être à l'origine d'une fissuration constructive qui dans certains cas entraîne des dégradations très importantes.

#### **I.2.1.6. Fissures de vieillissement**

La fissuration peut aussi provenir de l'effet combiné du vieillissement des bitumes et des variations thermiques. Les conditions atmosphériques et environnementales ont un effet important sur le vieillissement des matériaux bitumineux. Ce vieillissement plus important du matériau en surface a pour conséquence une augmentation du module de rigidité et une diminution de la capacité à relaxer les contraintes. L'action des UV fragilise le béton bitumineux et favorise la fissuration. Cette fragilité se traduit par une fissuration en surface issue de la combinaison entre les contractions thermiques et les déformations de la chaussée au cours de l'hiver.

### **I.2.2. Distinction des fissures selon les critères de relevé visuel**

En fonction de leur origine, du type de chaussée et du processus de fissuration, les fissures présentent des caractéristiques particulières qui ont été classées selon les différents critères [références : Colombier, catalogue des chaussées setra lpcp, E.J. Yoder].

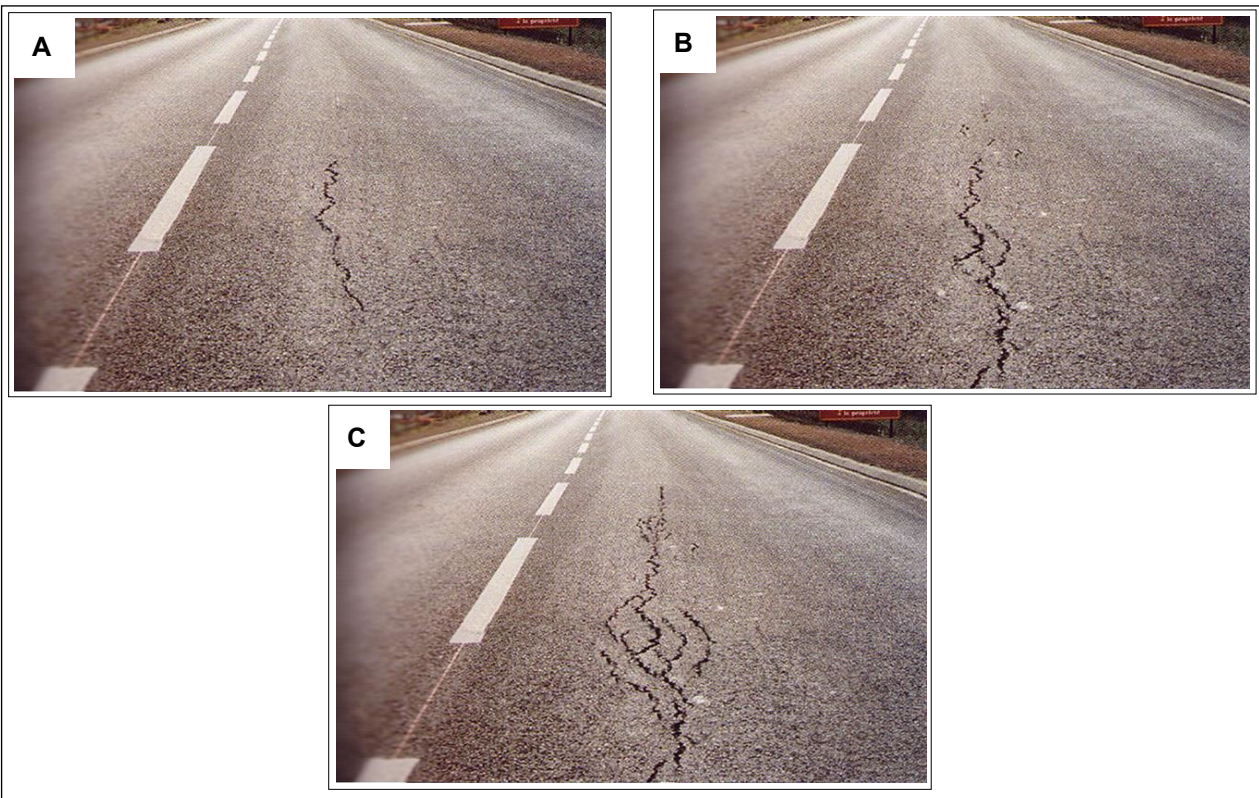


Figure 1.1 – Différents aspects des fissures. A) fissure franche linéaire, B) fissures en branche ou dédoublée et C) fissures ramifiée ou entrecroisées

L'orientation, la forme, l'aspect, l'ouverture de la fissure et le chemin de fissuration sont entre autres les critères évoqués. Les fissures sont en général de forme rectiligne d'orientation transversale (perpendiculaire au sens de déplacement du trafic) ou longitudinale (parallèle au sens de déplacements du trafic). Leur forme peut être aussi sinueuse, et l'orientation diagonale ou parabolique, mais ces caractéristiques sont moins fréquentes. Les trois aspects principaux des fissures présentés dans la figure 1.1 sont retenus [Colombier97]. Les fissures peuvent apparaître comme une seule fissure franche (Fig. 1.1.A) dans la chaussée (début de la dégradation), en une ou plusieurs fissures parallèles ou entrecroisées (Fig. 1.1.A et Fig. 1.1.C – dégradation avancée). La largeur des fissures peut varier de quelques dixièmes de millimètres jusqu'à près de 1 cm, selon l'origine de la fissuration et son avancement. Une fissure dont la largeur est inférieure au millimètre peut être définie comme étant très fine, une fissure entre 1 et 2 mm comme fine et une de plusieurs mm ou plus comme large.

Une zone fissurée d'une chaussée peut être plus ou moins étendue en fonction du nombre de fissures (une ou plusieurs), la distance qui les sépare (isolées ou en bloc) et leur degré d'entrecroisement (indépendantes ou maillées). L'extension de la fissuration en surface d'une chaussée peut être classée d'après les trois cas suivants :

- fissure unique, isolée et indépendante (Fig. 1.2.A),
- fissures multiples, disposées en bloc et faible entrecroisement (Fig. 1.2.B)
- fissures très nombreuses, disposées en bloc et entremêlées de façon très dense (Fig. 1.2.C), appelées aussi « alligator cracking »



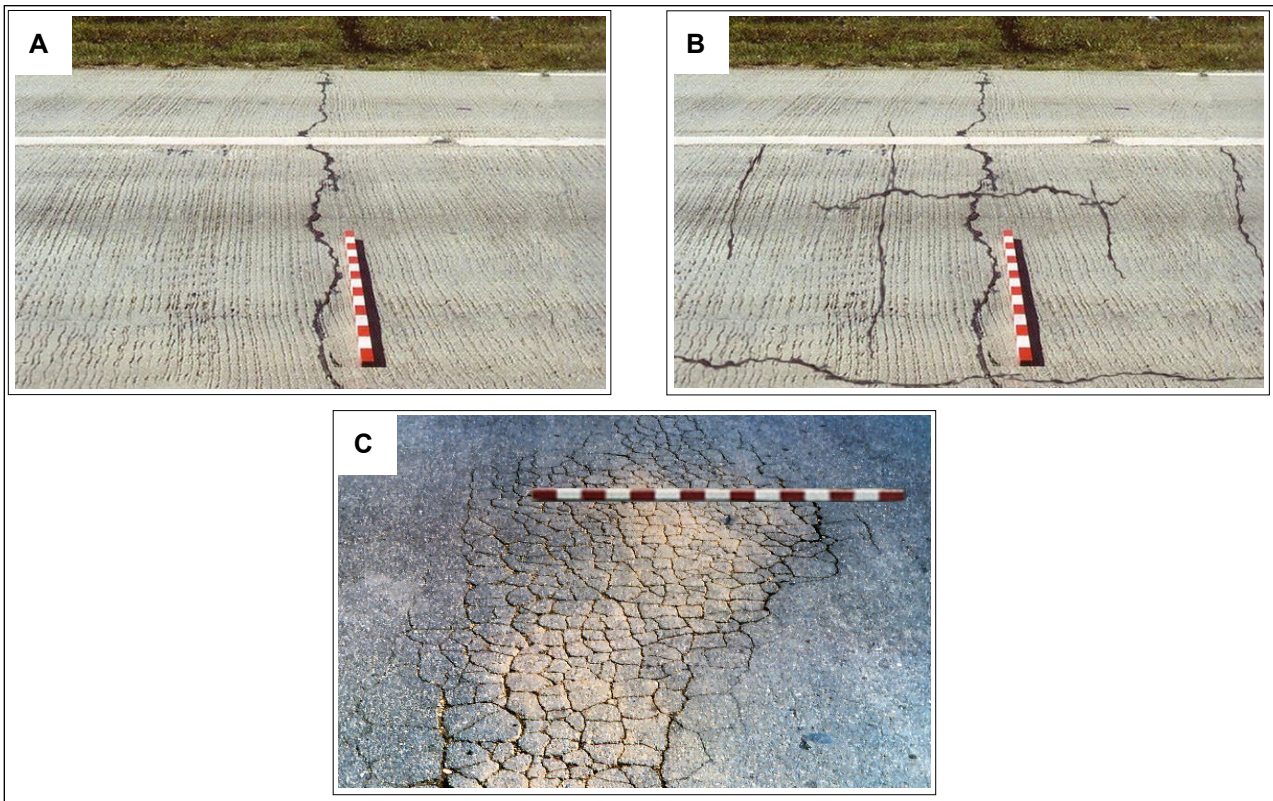


Figure 1.2 – Différentes extensions de la fissuration en surface. A) fissure unique isolée, B) fissures disposées en bloc et C) fissures en bloc très dense, faïençage ou « alligator cracking »

### I.3. Fissuration par type de chaussée

#### I.3.1. Chaussées en béton ciment

Ce type de structures présente des joints, dans la couche de base, qui peuvent être associés à des fissures. Ces joints peuvent être larges en surface et collés du fait du procédé de construction. En effet souvent ils sont colmatés. Sous l'action du trafic et des variations des conditions thermiques ils perdent leur capacité de transfert de charge d'une dalle à l'autre. Cette perte de la capacité à transférer la charge se traduit par des mouvements verticaux relatifs entre les dalles plus importants au passage du trafic.

Lorsque les joints ne sont pas réalisés correctement, en particulier lorsque les temps nécessaires à la prise du béton et en les distances entre joints ne sont pas respectés, des fissures de retrait peuvent apparaître. Des fissures rectilignes, transversales dont la largeur et l'espacement varient en fonction de la structure et des conditions climatiques apparaissent. L'espacement de quelques mètres est quasi constant pour une même structure exposée aux mêmes conditions climatiques.

Ces chaussées se dégradent par fatigue produite par l'accumulation de contraintes de traction par flexion à la base des dalles. Ce phénomène induit une fissuration qui peut être en coin de dalle, longitudinale ou oblique. En parallèle lorsque les conditions d'appuis varient un phénomène de pompage peut contribuer à une dégradation accélérée de ces chaussées. Il s'agit dans ce cas d'un battement de la dalle aux discontinuités (joints ou fissures) associé à une infiltration d'eau entraînant l'érosion du support qui conduit à un décalage ou mise en escalier de la surface de roulement. La surface peut se dégrader par écaillages causés par les chocs thermiques.

L'observation des dégradations dans les chaussées en béton armé continu peut être considérée trop récente du fait que leur mise en place en France ne date que d'une vingtaine d'années et que la période de dimensionnement de ce type de chaussées est de l'ordre de 30 ans ou plus. Malgré un certain manque de recul, les premières constatations montrent que les dégradations apparues prématurément sont le résultat de défauts de mise en place ou de manque de protection des armatures vis-à-vis de la corrosion.

### **I.3.2. Chaussées semi-rigides**

De façon générale on appelle chaussée semi-rigide toute chaussée dont la structure comporte une ou plusieurs couches traitées aux liants hydrauliques sur lesquelles on place un revêtement bitumineux. Ces matériaux sont placés en couche d'assise. L'avantage de ces structures est de réduire la quantité de matériaux bitumineux utilisée par rapport aux structures souples tout en répartissant la charge sur une surface plus large diminuant les contraintes et déformations verticales au niveau du sol.

C'est par leur mode de fonctionnement et d'endommagement que les chaussées semi-rigides présentent certains désavantages. Contrairement aux couches en béton ciment des structures rigides les couches de matériaux granulaires avec des liants hydrauliques ne présentent pas de joints de dilatation. Lorsqu'une chaussée semi-rigide est bien dimensionnée en fatigue, elle présente des fissures de retrait transversales de 5 à 20 mètres. Ces fissures proviennent des retrait primaires (retraits avant prise et retrait de prise hydraulique) et du retrait thermique (retrait associé aux variations journalières et annuelles de température). La fissuration transversale de retrait des assises traitées aux liants hydrauliques non microfissurées à la mise en œuvre peut donc être considérée comme inévitable ou inhérent au mode de fonctionnement et de dégradation de ce genre de structures.

La première conséquence du fait de l'existence des fissures transversales est que la structure doit être considérée maintenant comme une structure discontinue formée de dalles séparées par les fissures. Les efforts tranchants sont transmis d'une dalle à l'autre par l'engrènement des faces des fissures. Cette transmission d'effort se fait de façon plus ou moins complète et varie constamment au cours de la journée et de l'année, en fonction de la température moyenne et du gradient thermique. A chaque configuration de transmission d'efforts correspond une distribution différente des contraintes résultant du trafic dans l'assise. La situation la plus défavorable se produit lorsque le transfert de charge est faible. Lorsque les faces des fissures se séparent et les contraintes de traction s'annulent, les contraintes perpendiculaires aux fissures augmentent fortement au passage de la charge.

Cette augmentation de contraintes peut être évaluée à l'aide du modèle de Westergaard qui suppose la dalle libre. Une évaluation plus précise que celle obtenue par cette méthode nécessite l'emploi de modèles aux éléments finis tridimensionnels capables de reproduire ce transfert de charge. Lorsque les jauges se trouvent proches du joint ou de la fissure, les mesures de déformation montrent une modification importante du signal. En particulier, les jauges longitudinales posées à la base des couches bitumineuses permettent d'observer un passage rapide d'une extension à une compression du même ordre de grandeur lorsque la roue passe d'un côté à l'autre de la fissure. La littérature existante montre que l'effet de ce mode de sollicitation particulier est inconnu sur la vitesse d'endommagement.

L'engrènement des faces des fissures est sollicité par le passage répété des charges. Les graves traitées aux liants hydrauliques de bonne qualité résistent bien à ces efforts contrairement aux matériaux comportant une structure granulaire faible tels que les sables traités aux liants hydrauliques. Pour tenir compte des fissures de retrait dans les calculs de dimensionnement des assises traitées aux liants hydrauliques, les contraintes de traction sont augmentées en pratique à la

base des couches données par les modèles élastiques linéaires multicouches (qui supposent les structures continues) d'une quantité forfaitaire souvent fixée à 30 % [Bonnot J. et al., 1991].

Des points sensibles se créent à la base de la couche bitumineuse aux endroits où des fissures de retrait apparaissent. Ces fissures de retrait sont généralement transversales. Elles vont se transmettre rapidement dans la couche bitumineuses jusqu'à remonter en surface. Ce phénomène est connu sous le nom de « fissuration réfléctive ». Les fissures ouvertes en surface en absence de colmatage contribuent à la dégradation totale de la structure de chaussée. Le mécanisme de réflexion des fissures et les conséquences destructives des fissures non colmatées sont décrites en détail dans la deuxième partie de ce chapitre dédié à la fissuration réfléctive (cf. [Chapitre 1 - §II.1](#)).

Simultanément un schéma additionnel a tendance à se présenter. La grande rigidité des couches d'assise permet de ne transmettre que des efforts verticaux très faibles au support. Par contre ces couches traitées sont soumises à des contraintes de traction-flexion importantes alors que leur rigidité réduit leur capacité à se déformer. La répétition des contraintes de traction-flexion entraîne l'apparition de fissures longitudinales dans les bandes de roulement avec une forte tendance à se dédoubler, se ramifier et évoluer vers du faïençage si elles ne sont pas colmatées.

### **I.3.3. Chaussées souples**

Les chaussées souples peuvent se fissurer à l'issue de tous les types de mécanisme de dégradation ayant fragilisé la structure. Parmi les types de fissuration qui peuvent avoir lieu dans les chaussées souples se trouve aussi la fissuration réfléctive présente dans les chaussées semi-rigides décrites auparavant.

Le plus souvent les premières dégradations manifestées par les chaussées souples consistent en des déformations permanentes du type orniérage à grand rayon, flaches et affaissement qui dégradent la qualité du profil en travers et du profil en long. L'amplitude verticale et l'étendue de ces déformations s'incrémentent avec le trafic cumulé. La vitesse de dégradation dépend de la qualité moyenne de la structure et la dispersion des caractéristiques mécaniques du corps de chaussée et du sol. Les dégradations sont entraînées par ces sollicitations de flexion répétées faisant apparaître des fissures par fatigue dans la couche d'assise bitumineuse. A partir de cette couche les fissures remontent jusqu'à la surface. Dans un premier temps ces fissures ont tendance à apparaître dans la bande de roulement, puis par le passage réitéré des poids lourds elles s'étendent sur toute la surface sous la forme de fissures en bloc. L'eau accélère ces phénomènes en faisant apparaître une fissuration de faïençage et en réduisant la portance du support jusqu'à la création de nids de poule et sa destruction complète, si aucun entretien n'est réalisé.

Dans les pays aux climats hivernaux rigoureux (ou des pays avec de fortes amplitudes thermiques), il se peut que la chute de température crée des contraintes de traction par retrait thermique supérieures à la limite de résistance du béton bitumineux, d'où l'apparition de fissures en surface. Dans ce cas les fissures sont transversales et présentent des espacements réguliers. Ce phénomène est d'autant plus probable que le bitume utilisé est dur ou bien sensible au vieillissement. En effet le vieillissement, tel qu'il a été déjà fait mention (cf. [§I.2.1.6](#) de ce chapitre), favorise l'apparition de fissures en surface.

## **I.4. Conclusions portant sur l'origine de la fissuration et la place de la fissuration réfléctive**

On retiendra de cette première partie que l'on peut distinguer six principales origines de la fissuration. En pratique dans les chaussées réelles l'apparition des fissures est souvent due à la combinaison de plusieurs phénomènes, mais cette distinction par modes de dégradation permet d'établir des différences fondamentales des mécanismes qui les gouvernent. A partir de cette

classification il a été possible d'introduire le phénomène de fissuration réfléctive et de préciser ses spécificités par rapport à ces six principaux modes de dégradation.

Une description spécifique de la fissuration dans les chaussées souples, rigides et semi-rigides a permis d'identifier les différentes situations dans lesquelles on retrouve ces modes de dégradation dans l'ensemble des structures courantes en France. On retient en particulier que les chaussées semi-rigides ont un double mode intrinsèque de fissuration : la fissuration par retrait thermique qui affecte les couches de matériaux hydrauliques et la fissuration réfléctive qui affecte les couches bitumineuses supérieures.

Les trois mécanismes gouvernant l'apparition des fissures dans le cas des chaussées semi-rigides sont :

- effets thermiques cycliques (« fatigue thermique »)
- effet thermique intense par un refroidissement rapide de la surface
- effets des charges répétées de poids lourds

L'intérêt cette présentation suivant une double classification a été de permettre :

- d'identifier les caractéristiques des différents modes de fissuration
- de distinguer la fissuration réfléctive des autres modes
- d'évaluer l'incidence de la fissuration sur les différents types de structures
- d'identifier les contextes dans lesquels se développe la fissuration réfléctive

Enfin, il a été montré que le phénomène de fissuration réfléctive n'est pas l'exclusivité des chaussées semi-rigides mais qu'il s'agit en fait d'un mécanisme général de dégradation concernant potentiellement l'ensemble des chaussées souples et bitumineuses.



## II. PROPAGATION DE FISSURES VERS LES COUCHES DE SURFACE

### II.1. Le phénomène de fissuration réflexive

Fréquemment les couches bitumineuses de roulement présentent assez rapidement des fissures qui se localisent à proximité de discontinuités présentes dans les couches sous-jacentes. *Le phénomène de reproduction et propagation d'une fissure simple ou double au-dessus, ou aux abords, d'une fissure de la couche sous-jacente est connue sous le nom de fissuration réflexive.* Ce phénomène concerne particulièrement le cas de chaussées semi rigides (cf. Fig. 1.3), dont les couches d'assises en matériaux hydrauliques présentent obligatoirement une fissuration transversale d'origine hydrique thermique (cf. Chapitre 1 – §1.2.3.3). Elle concerne aussi les rechargements par des couches bitumineuses, des chaussées anciennes fissurées de tout type.

Lorsqu'il s'agit d'une fissuration réflexive le développement global de la fissure se compose des phases suivantes : **initiation de fissure déclenchée par la présence ou apparition d'un défaut ou d'une discontinuité dans la couche sous-jacente** (la vitesse de cette phase est fonction de la concentration de contraintes, du comportement de la couche inférieure et de celui de l'interface), **propagation dans la couche supérieure** (dépend du chargement, de l'épaisseur, et de la rigidité de la couche supérieure), et **rupture** de la couche.

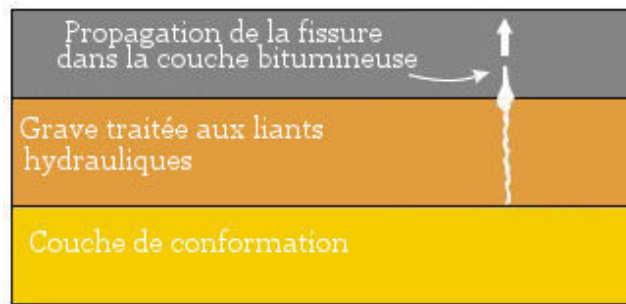


Figure 1.3 – Fissuration réflexive dans une chaussée semi-rigide

De façon générale deux types de fissures réflexives peuvent se présenter en surface : une fissure classique individuelle ou deux fissures parallèles (cf. Fig. 1.4).



Figure 1.4 – Deux types de fissure réflexive [Zhou 2005]

Cette typologie est intéressante et par la suite des expériences menées dans le cadre de cette thèse montreront des résultats coïncidant avec le deuxième cas (double fissure) qui a été répertorié sous les mêmes conditions par Marchand et Goacolou [Marchand 1982], Gaarkeuken, et al.

[Gaarkeuken 1996], et Zhou et Sun [Zhou 2002]. Dans ces recherches les auteurs s'accordent sur le fait que les fissures doubles se produisent à quelques centimètres de l'axe central où se trouve la fissure. Ce type de fissure est moins fréquent que celui de la fissure individuelle directement placée sur l'ancienne fissure. Des calculs 3D EF permettent de conclure que ce type de fissure réfléctive n'a lieu que dans le cas où les déplacements verticaux sont très importants. Tel est le cas de couches minces bitumineuses placées sur des plaques en béton ciment. L'essai FABAC, présenté dans le chapitre suivant (cf. Chapitre 3) a été réalisé dans ces mêmes conditions et confirmera par la suite ces conclusions.

## II.2. Modes de fissuration et sollicitation sur le terrain

Les fissures réfléctives se différencient en fonction de leur forme, configuration, mode de mouvement (type I, II ou III [Irwin 1957]), amplitude, vitesse de déformation et propagation. Les modes de fissuration sont définis en fonction du mouvement des lèvres de la fissure (cf. Fig. 1.5).

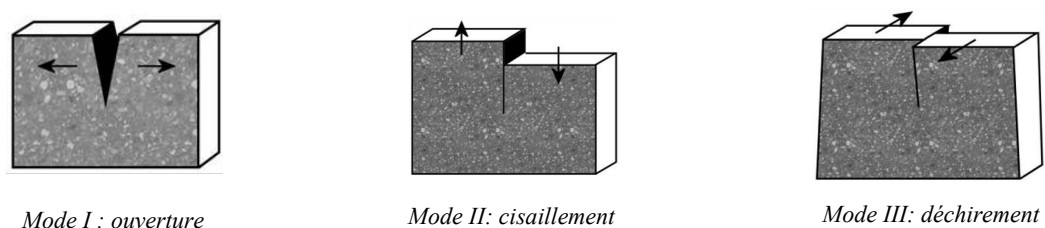


Figure 1.5 – Mouvements des lèvres d'une fissure (modes I, II et III) [Irwin 1957]

La remontée d'une fissure existante, au travers de la couche de roulement, est le résultat des mouvements des lèvres de la fissure, ou modes de fissuration, qui sont transférés à la base de la couche de surface. On peut associer à différents modes de fissuration, agissant de façon couplée ou séparément, un type de chargement particulier :

- Mode I : fatigue thermique
- Mode II et Mode I combinés : charge roulante
- Mode III : déplacement de charge roulante le long d'une fissure longitudinale.

Ces trois types de sollicitations sont à la base de la définition des essais de fissuration de chaussées.

Trois critères sont retenus par leur influence sur les mouvements des lèvres de la fissure: le trafic, les variations de température et les variations de teneur en eau du sol. Les véhicules, et plus particulièrement les essieux de camions, qui passent au droit de la fissure ou à proximité, induisent des mouvements horizontaux et verticaux de la fissure. Les changements de températures entre le jour et la nuit et entre l'été et l'hiver causent des dilatations et contractions des sections comprises entre deux fissures existantes. Ces mouvements horizontaux alternent entre l'ouverture et la fermeture des fissures. La variation de teneur en eau se traduit par un changement de la portance du sol qui se répercute aussitôt sur la fissure par une ouverture ou une fermeture.

Il existe une certaine difficulté à définir exactement quel est le mécanisme qui joue le rôle prédominant dans la propagation de la fissure lors de l'application de la charge des poids lourds.

- Certains auteurs disent que l'effet plus important de fissuration est produit par le pliage de la structure dû aux phénomènes thermiques (mode I)
- D'autres considèrent que la dégradation est issue surtout du déplacement différentiel vertical qui résulte du mauvais transfert entre les deux bords de la fissure (mode II)

- Dans d'autres cas une importance prédominante est donnée aux micro fissures existantes sur le dessus de la couche d'enrobé, ou aux tassements du sol et aux transitions abruptes (dans certains cas particuliers) entre les différents types de fondations.

Les différentes recherches convergent cependant sur le rôle déterminant des effets thermiques, spécialement au moment de l'initiation de la fissure dans la couche d'assise lorsque celle-ci se constitue de matériaux traités aux liants hydrauliques. En revanche les efforts dus au trafic ont un rôle plus déterminant lorsqu'il s'agit de la réflexion de cette fissure dans la couche supérieure bitumineuse.

## II.3. Les modèles de fissuration

### II.3.1. Lois de Paris

Une fois initiées, les fissures se propagent à travers la structure à une certaine vitesse. Le taux de propagation de la fissure est estimé par la loi empirique de Paris développée par Paris et Erdogan [Paris P.C., Erdogan F., 1963]. Cette loi relie le facteur d'intensité de l'effort  $K$  à la vitesse de propagation de la fissure  $da/dN$  la relation:

$$\frac{da}{dN} = A \cdot K^n \quad (1.1)$$

Où:

$da/dN$ : incrément de la longueur de la fissure a par nombre de cycles  $N$

$K$ : indice d'intensité de l'effort

$A$  et  $n$  : constantes du matériau

$K$  est l'indice d'intensité de l'effort qui dépend du mode de sollicitation de la pointe de fissure (mode I ou II), des matériaux, de la longueur de la fissure et de la géométrie de la structure.  $A$  et  $n$  sont des paramètres dépendant du matériau, de la température, de la fréquence et du niveau de sollicitation. De façon générale  $n$  augmente lorsque la température diminue. Cette conclusion est cohérente avec le fait qu'à basse température les matériaux bitumineux sont plus fragiles [Molenaar A.A.A., 1983]. Lorsque la charge est faible et que la fatigue se produit pour un nombre élevé de cycles (supérieur à  $10^4$ )  $n$  prend une valeur entre 4 et 8. Lorsque la charge est grande et que la fatigue se produit pour un nombre inférieur à  $10^4$  cycles,  $n$  prend une valeur égale ou inférieure à 2.

Leur détermination expérimentale se réalise en testant sous chargement cyclique un barreau en béton bitumineux dans la zone de propagation stable de la fissure [Molenaar A.A.A., 1983]. La méthode expérimentale d'identification des paramètres de la loi de fatigue de type Paris reste libre, mais dans tous les cas la mesure de la longueur de fissuration a sur une géométrie, même simple, nécessite de moyens expérimentaux importants. Dans certains cas, lorsque certaines propriétés du matériau sont connues, des équations ont été établies permettant de s'affranchir d'une expérience de fissuration sous chargement cyclique [Shapery R.A., 1978]. Les formules 1.2 et 1.3 reproduisent les équations de Shapery :

$$A = \frac{\pi}{6\sigma_m^2 I_l^2} \left| \frac{(1-\nu^2) D_2}{2\Gamma} \right|^{\frac{1}{m}} \left| \int_0^{\Delta r} w(t)^2 \left(1 + \frac{1}{m}\right) dt \right| \quad (1.2)$$

$$n = 2 \left( 1 + \frac{1}{m} \right) \quad (1.3)$$

Où :



$\sigma_m$  : résistance à la traction

$$I_1 = 1.5$$

$\Gamma$  : énergie nécessaire pour produire a unité de fracture de surface

$D_2$  : valeur de la courbe de conformité à  $t = 1$  sec.

$m$  : pente de la courbe de conformité

$w(t)$  : équation de l'indice d'intensité de l'effort fonction du temps

$\nu$  : coefficient de Poisson

Les équations de Shapery permettent de calculer les paramètres  $A$  et  $n$  à partir d'essais statiques de module de rigidité et/ou des nomographes développés par des chercheurs de Shell Oil Company [Bonnaure F. et al, 1977]. Les courbes de conformité des matériaux bitumineux permettent de définir  $D_2$  et  $m$ . Des recherches postérieures réalisées par Molenaar prouvent que malgré avoir pris en compte des hypothèses propres des matériaux visco-elastiques, les équations de Shapery ne peuvent pas être directement appliquées aux matériaux bitumineux. Les matériaux bitumineux comportent des vides et des particules granulaires qui influencent le développement et le chemin de la fissure. La fissure est souvent forcée à suivre la surface d'une ou plusieurs particules. En particulier il apparaît que le contenu de vides a une influence dans le taux de croissance de la fissure. Molenaar propose une correction linéaire pour les résultats obtenus avec les équations de Shapery de la forme :

$$CF = -0.93 + 0.65 \times VC \quad (1.4)$$

Où

$CF$  : coefficient de correction de la valeur  $n$  retrouvée par la méthode de Shapery

$VC$  : pourcentage de vides (%)

Dans le cadre de la fissuration réfléctive le coefficient  $n$  peut adopter des valeurs entre 4 et 5.5 s'il s'agit de sollicitations de trafic et entre 2 et 3 lorsqu'il s'agit de sollicitations thermiques [Molenaar A.A.A., 1983]. Une relation empirique a été établie pour déterminer la valeur du paramètre  $A$  et définir des valeurs typiques de  $A$  et de  $n$  pour certaines formulations [Molenaar A.A.A., 1983] :

$$\log A = -2.36 - 1.14n \quad (1.5)$$

Minimiser les valeurs du facteur d'intensité de l'effort  $K$  et des paramètres  $A$  et  $n$ , équivaut à limiter la propagation de la fissure. L'amplitude de l'indice d'intensité de l'effort dépend de l'amplitude de la charge, de la longueur de la fissure, du transfert de charge entre les lèvres de la fissure et des caractéristiques de rigidité des couches de chaussées.

L'estimation du nombre de cycles nécessaire à la propagation de fissure au travers de la couche de roulement se fait par intégration [Paris P.C., Erdogan F., 1963] [Jacobs M., 1990] de la relation :

$$N_F = \int_0^h \frac{dc}{A \cdot (\Delta K(c))^n} \quad (1.6)$$

La compréhension de l'initiation de fissure et du processus de propagation de la fissuration est à la base de l'interprétation et de la définition des systèmes de renforcement des chaussées. Le renforcement est interprété dans le sens classique du terme, cela veut dire que le renforcement requiert que le module d'élasticité de matériau de renfort soit supérieur à celui du matériau

renforcé. La loi de Paris implique que la fissure va se propager dès l'initiation de la fissure comme une discontinuité plane au travers du matériau. Cette hypothèse ne tient pas compte de l'hétérogénéité propre des matériaux bitumineux. Les observations de Jacobs [Jacobs M., 1990] montrent que la macro fissuration est précédée d'une zone de microfissuration qui peut favoriser d'autres phénomènes plus proches de ceux développés dans les polymères.

### II.3.2. Contribution des différents modes de fissuration

Introduits antérieurement, les modes de fissuration (modes I, II et III) permettent de définir et isoler chaque type de mouvement imposé à une fissure. Ainsi, ils peuvent être associés aux caractéristiques des chargements dont dépend la création de cette fissure. Dans le processus de fissuration réfléctive les chargements considérés prédominants sont les variations thermiques et le trafic. Lorsqu'il s'agit d'une fissure transversale les variations thermiques entraînent une fissuration de mode I et le trafic une fissuration de mode I et de mode II selon la position de la charge. La difficulté réside dans la quantification des contributions de chaque type de mouvement dans la progression de la fissure.

Sur ce sujet, Molenaar et Potter [Molenaar, 1997] inspirés des travaux de Lytton [Lytton, 1989], proposent une approche théorique simplifiée de l'influence des chargements et des modes de fissuration sur la progression de la fissure. Le facteur d'intensité de contraintes permet de décrire l'état des contraintes en pointe de fissure. Ce facteur calculé lors de la propagation d'une fissure dans une poutre reposant sur une fondation élastique a été utilisé pour mener deux études. La première en appliquant un chargement de type Mode I et II combinés, correspondant au chargement par trafic, et le deuxième en appliquant un chargement de type I correspondant à un chargement thermique. Dans les deux cas le facteur d'intensité ( $K_{Tr}$  pour le cas du chargement par trafic et  $K_T$  pour le cas du chargement thermique) dépend principalement du facteur d'intensité adimensionnel ( $k_{Tr}$  et  $k_T$  respectivement). Le facteur d'intensité adimensionnel dépend du rapport entre la longueur  $c$  de la fissure et l'épaisseur totale de la chaussée  $d$  (l'épaisseur de l'enrobé ajouté est inclus).

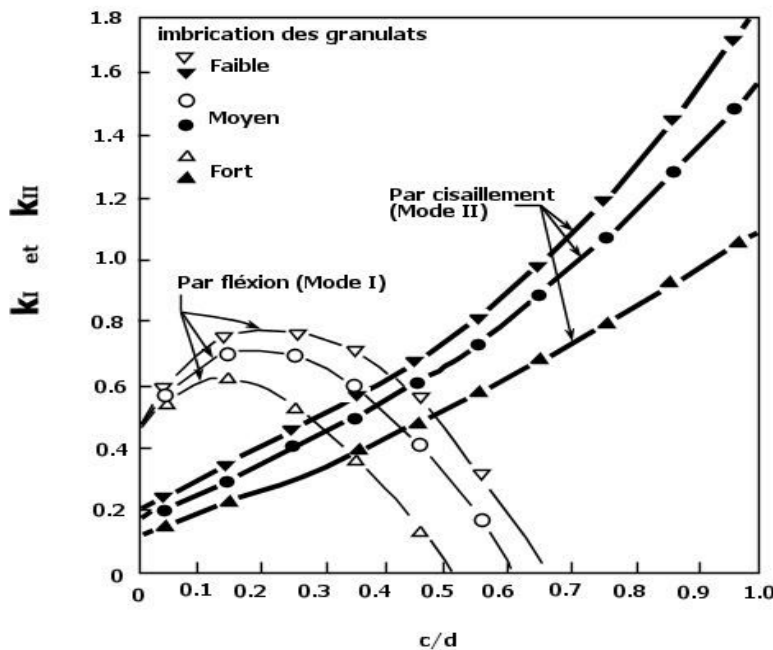


Figure 1.6 – Valeurs des facteurs d'intensité adimensionnel pour un chargement par trafic ( $k_I$  et  $k_{II}$  correspondant au mode I et au mode II de fissuration) fonction de la longueur relative  $c/d$  de la fissure [Lytton, 1989]

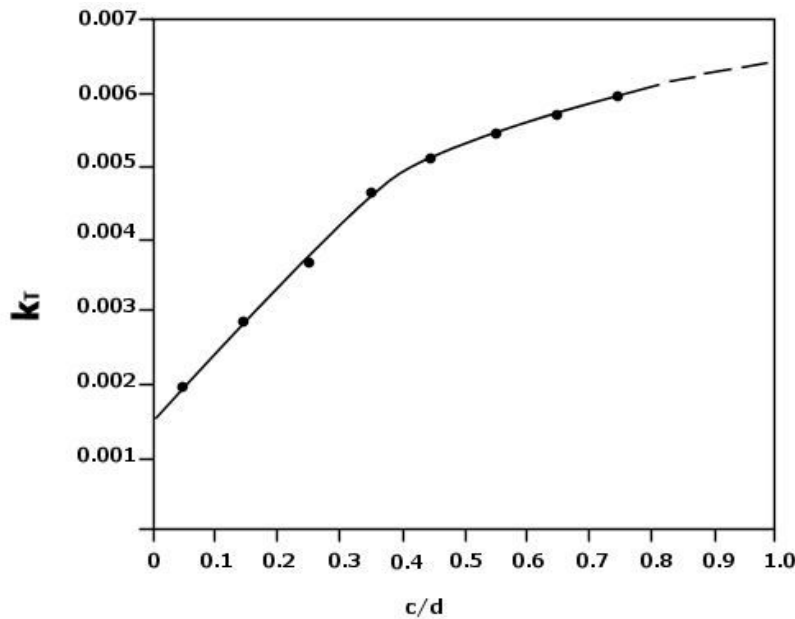


Figure 1.7 – Valeurs du facteur d'intensité adimensionnel pour un chargement thermique ( $k_T$  correspondant au mode I fissuration) fonction de la longueur relative  $c/d$  de la fissure [Lytton, 1989]

Dans la figure 1.6 le calcul du facteur d'intensité adimensionnel de chargement par trafic  $k_{Tr}$ , conduit aux deux valeurs  $k_I$  et  $k_{II}$  par décomposition du mouvement en Mode I et Mode II. Lorsque le chargement s'effectue par trafic, l'imbrication des granulats a une influence sur le transfert de charge au passage de l'essieu. La figure 1.6 confirme l'influence du transfert de charge sur la valeur du facteur d'intensité adimensionnel. Le rapport établi entre la sollicitation par flexion (mode I) et la sollicitation par cisaillement (mode II) montre que le premier type de sollicitation joue un rôle prédominant dans la phase d'initiation. Cependant lorsque la longueur de la fissure dépasse à peu près la moitié de l'épaisseur totale de la chaussée, l'influence du mode I a déjà atteint son maximum et décroît rapidement. A ce stade les sollicitations en mode II, qui n'ont pas cessé de croître en fonction de la longueur de la fissure, deviennent prépondérantes et apportent une influence majeure dans la propagation de la fissure.

La figure 1.7 montre que le facteur d'intensité adimensionnel  $k_T$  augmente linéairement avec  $c/d$  tant que la longueur de la fissure est inférieure à la moitié de l'épaisseur totale de la chaussée pour ensuite avoir une certaine tendance à se stabiliser.

L'analyse réalisée pour le comportement élastique des matériaux montre la forte influence de la relation entre la magnitude du facteur d'intensité et la longueur de la fissure propagée relative vis-à-vis de l'épaisseur total de la chaussée. Dans le cadre de la fissuration réfléctive, la fissure existe déjà dans les couches sous-jacentes et sa longueur peut être considérée supérieure ou égale à la moitié de l'épaisseur total de la chaussée. Ainsi, d'après les résultats obtenus du travail de Molenaar et Potter, et de Lytton, le chargement du trafic, et en particulier sa composante en cisaillement (Mode II), joue un rôle prépondérant dans l'évolution et propagation de la fissure jusqu'à la rupture totale.

### II.3.3. Modèle cohésif de fissuration

La mécanique de fissuration élastique linéaire décrite plus haut, a été développée afin d'établir un critère mécanique de propagation de la fissure dans les matériaux élastiques fragiles. Cependant son application à des matériaux viscoélastiques, tel que le béton bitumineux, se heurte à certaines limitations.

En effet plusieurs recherches ont été réalisées en utilisant cette méthode pour analyser la résistance à la fissuration et à la propagation des matériaux bitumineux ([Kunst and Kirschner, 1993]; [Ramsamooj, 1994]; [Jacobs et al. 1996]; [Molenaar and Nods, 1996]). Cependant des tentatives pour mesurer les paramètres des matériaux et les mettre en accord avec la théorie ont mené à l'obtention de résultats très dispersés ([Jacobs et al. 1992]).

Le phénomène de fissuration des matériaux bitumineux reste de part leur hétérogénéité et leur comportement viscoélastique un phénomène complexe. La figure 1.8 montre cette complexité à travers un schéma qui tient compte des différents niveaux de fissuration présents. Il s'agit du schéma de principe adopté par le modèle cohésif de fissuration [Uzan and Levenberg, 2001].

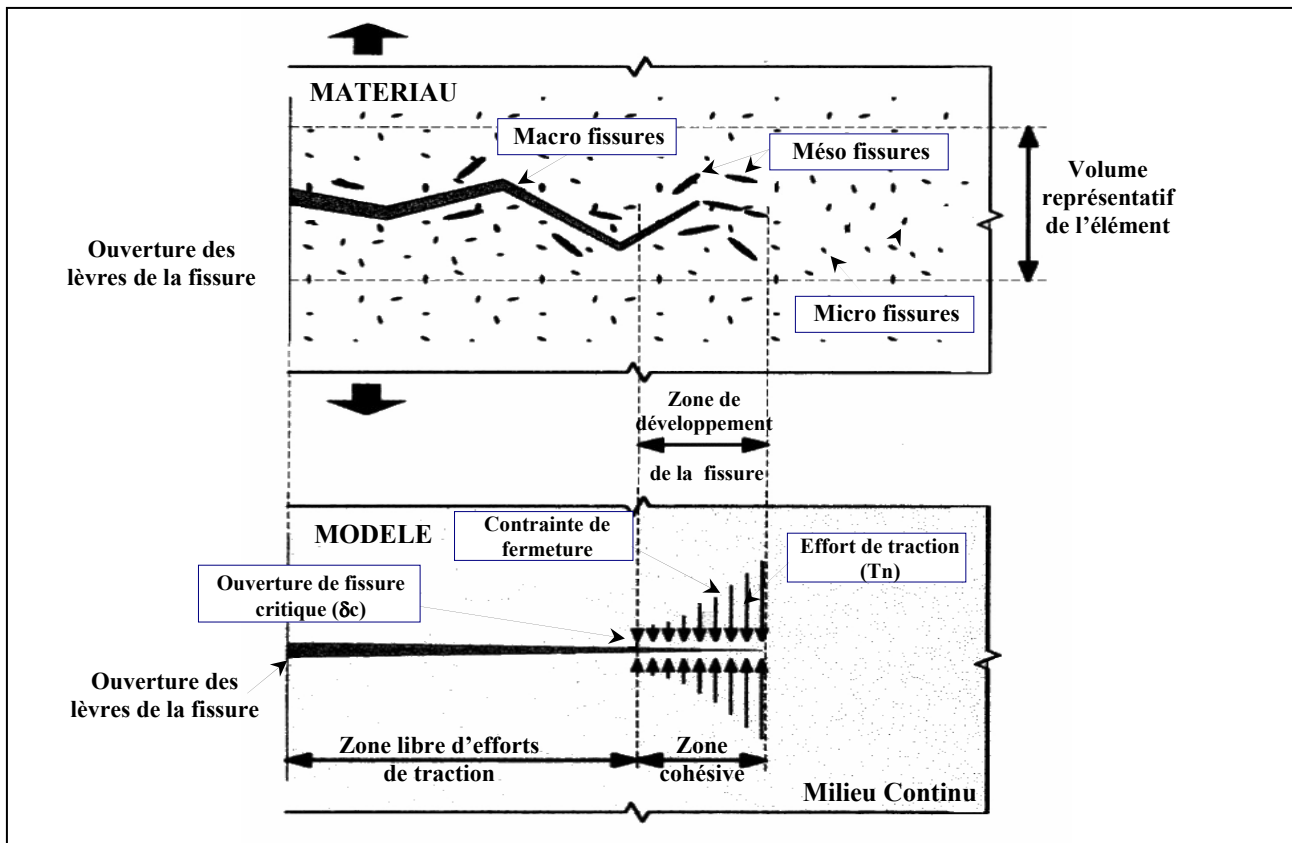


Figure 1.8 – Schéma analogique du modèle cohésif de fissuration [Uzan and Levenberg, 2001]

On observe l'existence d'une zone de fissuration dont l'évolution est fortement non-linéaire autour de la fissure dans le béton bitumineux. Le modèle cohésif a été adopté par différents auteurs afin de prendre en compte une zone relativement large de déformation plastique pour caractériser la fissuration du béton bitumineux ([Jenq et al, 1993]; [Scarpas, et al, 1997], [NCHRP 9-19, 1999]; [Uzan and Levenberg, 2001]; [Soares, et al., 2003]; [Seo et al., 2004]; [Paulino et al., 2004]; [Kim and Buttlar, 2005]; [Wagoner et al., 2005], [Dave et al, 2007]).

Les trois hypothèses fondamentales du modèle cohésif de fissuration classique sont les suivant (cf. Fig. 1.8):

- Les propriétés des matériaux à l'extérieur du volume représentatif de l'élément sont à l'état intact et leur comportement est considéré inaltéré.
- Une longueur de fissure peut être divisée en deux parties séparées : une longueur libre de traction et une partie cohésive. Dans la partie cohésive, des réactions à la traction résistent, empêchant l'ouverture de la fissure, et un transfert de contraintes entre les faces de la fissure existe encore et se traduit par l'introduction de contraintes de fermeture. Le modèle cohésif de

fissuration suppose que la partie cohésive de la fissure commence à se former à un endroit précis lorsque la contrainte principale maximale à cet endroit atteint la résistance de traction du matériau et la propagation de la fissure est perpendiculaire à la direction de la contrainte maximale (Dugdale, 1960). En réalité, ce postulat est un critère d'initiation de la fissure.

- La capacité de transfert de contraintes de la partie cohésive suit un chemin descendant. Elle part d'une capacité de transfert total (quand les bords de la fissure dans la zone cohésive commencent juste à se séparer conséquence de ce qu'on appelle un pic de contraintes maximales) et finit par une capacité de transfert nulle (quand le déplacement entre les deux bords cohésifs de la fissure atteignent une ouverture critique). Cette représentation constitue le critère de propagation de la fissure du modèle de fissuration cohésive. Pendant l'analyse de propagation de la fissure, la longueur de fissure libre de traction est incrémentée chaque fois que le déplacement calculé atteint l'ouverture critique ( $\delta_c$ ).

Dave présente dans le détail le modèle descriptif du comportement de la zone cohésive. La contrainte transférée entre les deux faces de la fissure est décrite par une fonction post-maximale (fonction d'amortissement). Cette courbe d'amortissement du matériau est considérée comme une composante fondamentale du modèle cohésif de fissuration. Dans le cas du mode d'ouverture, la fonction s'écrit :

$$t = f(\delta) \quad (1.7)$$

Les paramètres des matériaux utilisés dans la zone cohésive du modèle sont : la résistance  $\sigma_c$ , le déplacement critique  $\delta_c$  (cf. Fig. 1.8) et l'énergie de rupture cohésive  $G_c$ . Pour des fins de modélisation on utilise le déplacement effectif adimensionnel et la traction effective définis de la façon suivante :

$$\lambda = \sqrt{\left(\frac{\delta_n}{\delta_n^c}\right)^2 + \beta^2 \left(\frac{\delta_s}{\delta_s^c}\right)^2} \quad \text{et} \quad T(\lambda) = \frac{(1-\lambda)}{(1-\lambda_{cr})} \sigma_c \quad (1.8)$$

$\beta$  est la relation entre l'effort normal et de cisaillement maximaux,  $\sigma_c$  est la valeur de traction critique (résistance),  $\delta_n$  et  $\delta_s$  sont les valeurs d'ouverture normale et de glissement, et  $\delta_n^c$  et  $\delta_s^c$  sont les valeurs critiques de déplacement qui décrivent l'initiation de la séparation complète entre les deux faces de la fissure et les tractions normales et de cisaillement sont respectivement zéro. Le paramètre adimensionnel  $\lambda_{cr}$  est incorporé de façon à ajuster la pente avant le pic de traction maximale de la loi cohésive. Ce paramètre est réglé généralement sur une valeur très haute pour minimiser une adaptation artificielle à la surface de la fissure, étant donné que l'adaptation du côté du chargement de la loi cohésive ne décrit pas le véritable comportement du matériau. Il s'agit plutôt d'un artifice intrinsèque des modèles cohésifs permettant cependant de retrouver des résultats satisfaisants [Song et al. 2006].

L'effort de traction normale et l'effort de cisaillement sont :

$$t_n = \frac{\partial \phi}{\partial \delta_n} = \frac{\partial \phi}{\partial \lambda} \frac{\partial \lambda}{\partial \delta_n} = \frac{t(\lambda)}{\lambda} \frac{\delta_n}{\delta_n^c} = \frac{1-\lambda'}{\lambda'} \left( \frac{\delta_n}{\delta_n^c} \right) \frac{\sigma_c}{1-\lambda_{cr}} \quad (1.9)$$

$$t_s = \frac{\partial \phi}{\partial \delta_s} = \frac{\partial \phi}{\partial \lambda} \frac{\partial \lambda}{\partial \delta_s} = \beta^2 \left( \frac{\delta_n^c}{\delta_s^c} \right) \frac{t(\lambda)}{\lambda} \frac{\delta_s}{\delta_s^c} = \beta^2 \left( \frac{\delta_n^c}{\delta_s^c} \right) \frac{1-\lambda'}{\lambda'} \left( \frac{\delta_s}{\delta_s^c} \right) \frac{\sigma_c}{1-\lambda_{cr}} \quad (1.10)$$

Où  $\lambda'$  s'incrémente uniformément et il défini est par l'expression :

$$\lambda' = \max(\lambda_{max}, \lambda)$$

Dans laquelle  $\lambda_{max} = \lambda_{cr}$  initialement et  $\lambda_{max} = \lambda$  si  $\lambda > \lambda_{max}$ . La figure 1.10 illustre la valeur de traction normalisée en fonction du déplacement de l'ouverture normalisée de la fissure cohésive.

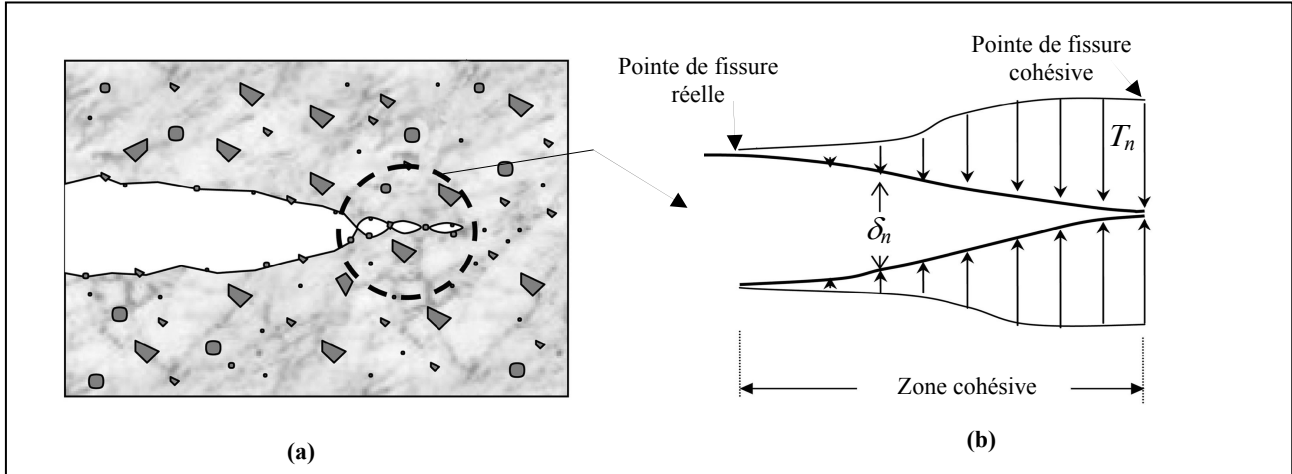


Figure 1.9 – (a) Schéma du comportement de la fissuration aux abords de la pointe de la fissure. (b) Déplacement  $\delta_n$  de l'ouverture de fissure et traction  $T_n$  correspondante [Dave et al, 2007]

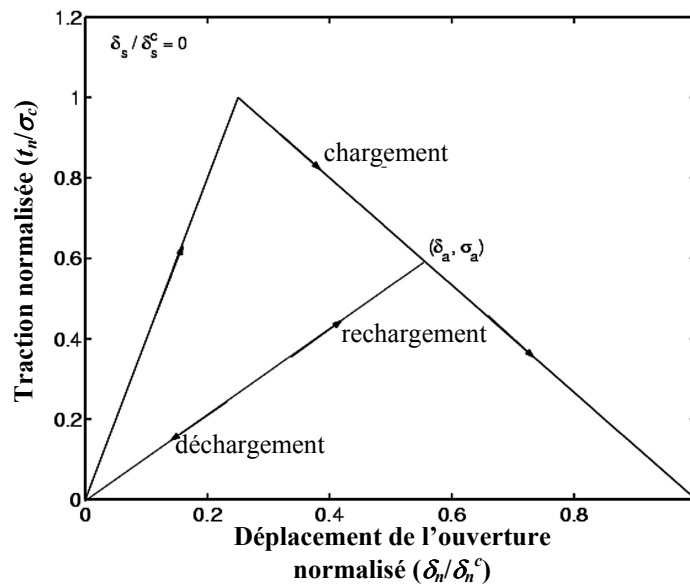


Figure 1.10 – Schéma du chemin de charge et de décharge en termes de déplacement de l'ouverture de la fissure et de la traction dans le cadre du modèle cohésif [Dave et al, 2007]

Les dernières recherches dans ce domaine ont été menées par Paulino et Buttlar et leurs groupes de travail ([Paulino et al., 2004]; [Kim and Buttlar, 2005]; [Wagoner et al., 2005], [Dave et al, 2007]). Elles sont centrées dans le développement d'un protocole d'essai en laboratoire pour déterminer les paramètres du modèle cohésif de fissuration et des simulations numériques correspondantes.

Le modèle cohésif appliqué aux matériaux bitumineux est toujours dans une étape de développement. Son application est validée uniquement dans le cadre de la fissuration provoquée par un chargement monotone. Il reste encore à étendre ce modèle à la propagation de fissuration sous chargement cyclique. Pour cela, il est encore nécessaire de définir plusieurs paramètres

supplémentaires nécessaires à la définition de l'accumulation des endommagements. Malgré le potentiel de ce modèle il n'est pas encore opérationnel et ne peut pas être appliqué en pratique à des problèmes concrets de fissuration des chaussées. Plus de recherches sont encore nécessaires dans ce domaine.

#### **II.3.4. Modèle mécanique d'endommagement continu non-local**

Un autre modèle proposé pour la modélisation de la propagation de fissures dans les matériaux bitumineux est le modèle mécanique d'endommagement continu ([Wu et al., 2006]). Ce modèle permet de décrire les microprocessus hétérogènes impliqués pendant la tension de matériaux et de structures à l'échelle macro. Son application aux mélanges de béton bitumineux a été développée initialement par Lee et Kim ([Lee H. et al., 1998]; [Kim Y.R. et al., 1997]).

L'état ultime du modèle d'endommagement continu local correspond généralement à celui où se présente l'initiation macroscopique de la fissuration. Au-delà de ce stade le problème devient un problème de propagation de fissure et devrait être évalué dans le cadre de la mécanique à la rupture. Dans un milieu non-local la contrainte en un point dépend non seulement de l'histoire des tensions subies par ce point, mais aussi de l'histoire des tensions subies par les points voisins. Bazant et Jirasek ([Bazant Z.P. and Jirasek M., 2002]) ont établi un bilan de l'état actuel de la recherche dans le domaine des formulations non-locales et ont décrit les raisons qui motivent la définition d'un milieu non-local. Ce modèle, encore en développement, a été pour l'instant peu utilisé mais les résultats présentés par Wu et al. ([Wu et al., 2006]) semblent prometteurs.

On conclut que le modèle mécanique d'endommagement continu non-local et le modèle cohésif de fissuration, sont plus avancés que le modèle mécanique de fissuration classique (loi de Paris), mais ils sont encore en développement. En pratique pour incorporer la propagation de la fissuration des couches en béton bitumineux aux méthodes d'analyse et de dimensionnement en fatigue des chaussées, le modèle mécanique de fissuration basé sur la loi de Paris continu est potentiellement le mieux adapté.

#### **II.4. Schéma type de propagation de la fissuration**

La propagation des fissures réfléchives peut se présenter sous différentes variantes initialement définies par Goacolou et Marchand [Marchand 1982]. Dans la Fig. 1.11 un schéma complété est proposé. La propagation peut se faire verticalement tout simplement lorsque les conditions de liaison de l'interface sont plus résistantes. Dans ce cas la fissure peut se propager jusqu'à la surface avec un léger décollement à l'interface survenu au cours de la propagation verticale ou sans décollement.

Autrement si des décollements surviennent assez rapidement la propagation aura une composante horizontale qui peut produire une fissuration légèrement décalée par rapport à l'axe de la fissure ancienne. La proportion de ce décollement et la magnitude des déplacements verticaux influent sur le développement de la fissure.

Le résultat peut être une fissure centrée aux interfaces décollées lorsque les décollements sont légers, une fissure décentrée lorsque les décollements sont importants et une fissure double décentrée lorsque les décollements et les déplacements verticaux sont importants. Ce dernier cas est particulièrement fréquent d'après les conclusions de Zhou [Zhou, 2002] dans les structures de béton ciment composées d'une mince couche bitumineuse. Ce type de structure présente toutes les composantes nécessaires à la double fissuration. Le collage de la couche bitumineuse est souvent pauvre. Une fois décollée la couche bitumineuse présente rapidement des déplacements verticaux importants dus à son faible épaisseur et sa rigidité inférieure vis-à-vis de celle du béton ciment.

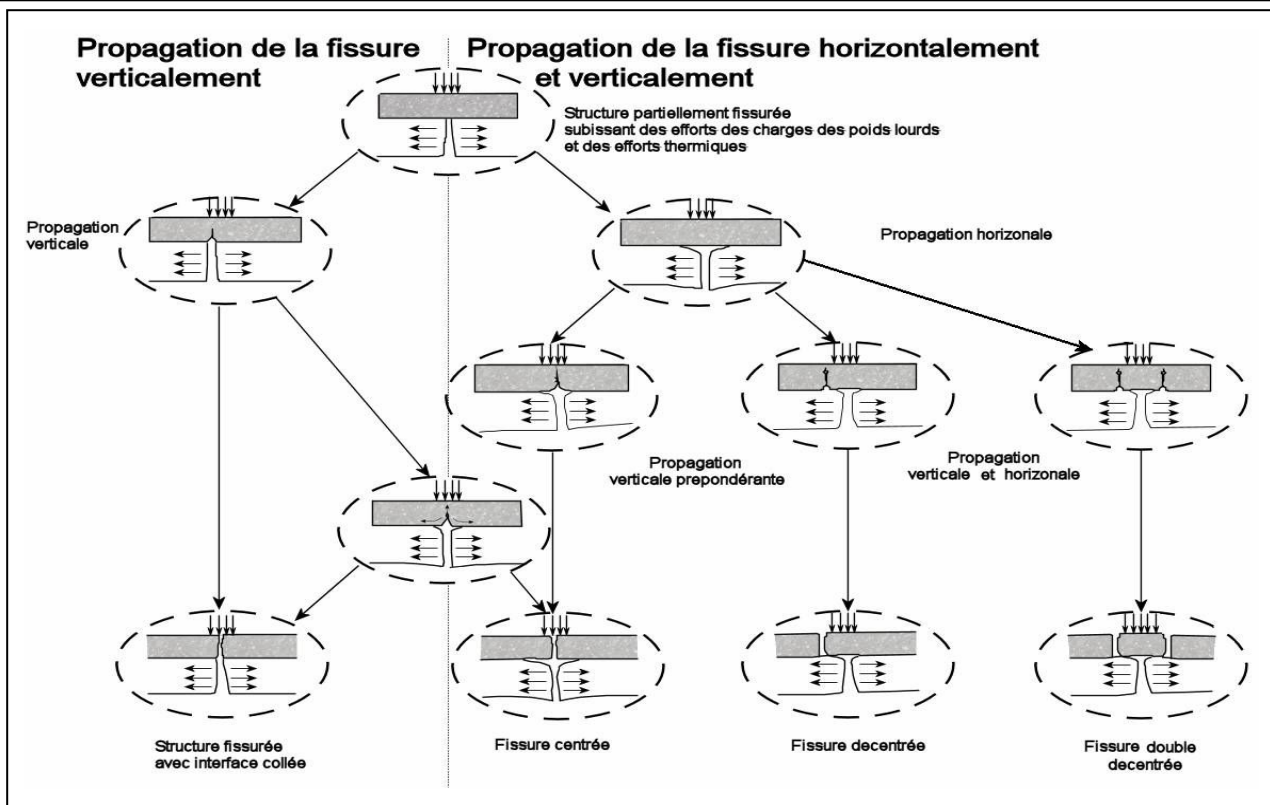


Figure 1.11 – Schéma proposé de la propagation des fissures réfléchives

## II.5. Conséquences de la fissuration réfléchive

La conséquence plus visible de la fissuration est la dégradation de la couche de roulement. Cette dégradation va initialement se traduire par une ramification des fissures, puis par une extension de cette ramification qui peut aller jusqu'à l'apparition d'un faïençage. L'évolution de l'état des fissures en surface de la chaussée est fonction de la qualité des matériaux de base, de la qualité de la liaison entre la couche de roulement et l'assise fissurée et des caractéristiques de la couche de roulement. Lorsque les conditions de collage de l'interface sont bonnes, l'apparition des fissures est rapide et constituée d'une fissure franche. Si les conditions de collage sont médiocres entre les deux couches l'apparition en surface des fissures est plus tardive. Dans ce cas il s'agira d'une fissure qui se dédoublera et se ramifiera plus rapidement. Un béton bitumineux plus compact ou plus riche en liant évoluera moins rapidement. Lorsque la couche d'assise est assez rigide et elle est recouverte d'une faible épaisseur d'enrobé (inférieure ou égale à 8 cm), les fissures se dédoublent en moyenne après 500000 passages de poids lourds et elles sont toutes soit dédoublées, soit ramifiées après le passage d'un million de poids lourds.

La fissuration réfléchive implique l'existence d'une discontinuité qui peut atteindre le support des couches d'assise. L'eau pénètre par les fissures non scellées et s'ajoute à l'eau infiltrée à travers la porosité des couches de roulement. Lorsque cette eau atteint le sol de fondation elle peut lui faire perdre sa portance s'il est mal drainé et sensible à l'eau. Lorsque la chaussée est bien dimensionnée le sol support est bien protégé mécaniquement par la rigidité de la couche d'assise et les dégradations peuvent être moins importantes. L'eau peut également s'infiltrer entre la couche de roulement et la couche d'assise s'il y a un décollement. Le trafic va produire une pression sur l'eau cumulée favorisant la progression de ce décollement qui ensuite se traduira par une dégradation rapide du béton bitumineux. Le même phénomène peut aussi se produire entre une couche de base et une couche de fondation. Un phénomène de pompage se traduisant par la remontée de boue par les fissures accompagne ces processus.

Lorsque les fissures larges ne sont pas scellées elles peuvent se remplir de gravillons fins en



hiver puisque les lèvres se séparent à cause des basses températures. En été ces gravillons empêchent la refermeture de la fissure entraînant des fortes contraintes de compression pouvant créer des ruptures locales par flambement. Cet inconvénient peut être réduit en scellant les fissures. Il est possible par exemple de sceller les fissures par pontage par une couche de 2 mm de bitume polymère. Ce procédé présente quelques inconvénients. D'une part il donne à la chaussée un aspect inesthétique puisqu'il souligne des fissures qui seraient invisibles autrement et d'autre part il peut être difficile à réaliser lorsqu'il s'agit d'une chaussée très circulée par le gêne qu'imposent les travaux de scellement. De plus ces travaux de scellements doivent souvent être réalisés assez fréquemment en particulier après chaque hiver.

Les conséquences pour les usagers sont communes à l'ensemble de fissures, indépendamment de leur origine. La fissuration réfléctive a comme conséquences la perte du confort de conduite et la réduction de la sécurité.

## II.6. Solutions adoptés contre la fissuration réfléctive

Lorsqu'il est question de réhabiliter une chaussée fissurée, une simple couche d'enrobé posée en surface est souvent inefficace et peu durable. La fissuration réfléctive est systématique et peut survenir de façon assez rapide. Effectivement la nouvelle couche d'enrobé n'est pas en mesure de relier les fissures actives sans subir à son tour l'effet de la remontée de fissures.

Une classification des techniques de réparation peut être faite de la façon suivante :

- modification des caractéristiques de la couche d'enrobé
- introduction d'un élément membranaire de renforcement
- combinaison des deux méthodes antérieures

Puisque la fissuration réfléctive pose des problèmes dont la résolution n'est pas encore normalisée, une approche scientifique est nécessaire afin de les résoudre. Lorsqu'il s'agit de réaliser un entretien visant à empêcher le phénomène de fissuration réfléctive de se produire, il est nécessaire aujourd'hui de procéder en première mesure à bien identifier le problème et ses caractéristiques particulières. Ensuite une analyse des solutions possibles et de leurs limitations doit être faite, ainsi qu'une étude de faisabilité du point de vue coût/bénéfice. Finalement dans chaque cas il faut encore faire une analyse des considérations constructives.

La fissuration réfléctive générale peut être schématisée comme la succession de deux phénomènes. Le premier est l'initiation de la fissuration de la couche de surface par réflexion des discontinuités de la couche inférieure et le deuxième est la propagation de cette fissuration à travers l'ensemble de l'épaisseur de la couche. Lorsqu'il s'agit d'une fissuration réfléctive dans le cadre des mécanismes de dégradation des chaussées semi-rigides, un phénomène préalable est en plus répertorié. Il s'agit de la fissuration de retrait de l'assise traitée aux liants hydrauliques.

Cette schématisation est très utile lorsqu'il s'agit de prévenir ou de ralentir la remontée de fissures. La réussite de tout entretien anti-remontée de fissures repose dans la capacité des matériaux à réagir contre un ou plusieurs de ces phénomènes.

Dans tous les cas, pour ralentir la remontée des fissures les solutions prévues doivent viser au moins un des deux objectifs suivants ([STBA, 1999] et [Zhang et Li, 2002]) :

- renforcer et améliorer la résistance à la réflexion dans la nouvelle couche de la fissure existante dans la couche sous-jacente.
- guider la fissure et ralentir la propagation afin de prolonger son temps de parcours avant de traverser l'ensemble de l'épaisseur de la couche.

### II.6.1. Définition d'un système d'entretien par superposition de nouvelles couches

Une définition de système d'entretien de chaussées souples et semi-rigides fissurées a été proposée dès les débuts du RILEM (Réunion Internationale des Laboratoires d'Essais et de Recherches sur les Matériaux et les Constructions) [Colombier, 1998]. Le système est composé de trois couches : une combinaison de couches composée d'une couche de matériau bitumineux, une autre couche d'interface et une couche de nivellement. Ces couches sont posées sur la chaussée dégradée. Une ou deux de ces couches peuvent être absentes en fonction de la qualité de l'ancienne structure, des charges appliquées par le trafic et du type de renforcement choisi. L'interface insérée entre l'ancienne et la nouvelle couche peut dans certains cas être constituée d'une membrane, d'une grille métallique, d'une couche bitumineuse modifiée, etc. Ces interfaces doivent être associées avec un produit de collage approprié et nécessite en général une mise en œuvre garantissant une bonne adhérence.

*Couches anti-remontée de fissures.* Depuis les premières recherches réalisées dans la matière, après plusieurs expériences positives et négatives, il est aujourd'hui bien connu que la réalisation de couches plus performantes que les couches traditionnelles bitumineuses, vis-à-vis de la remontée de fissures, ne dépend pas du choix d'un produit miraculeux mais elles dépendent d'une combinaison de plusieurs facteurs :

- du sens commun dans l'évaluation des matériaux
- du soin de la préparation de la mise en œuvre
- du choix de la bonne interface
- de l'habileté lors de la manipulation du matériau
- des performances mécaniques de la couche bitumineuse placée en haut de la structure
- de la compatibilité entre les différentes couches et les différents composants de la chaussée

### II.6.2. Méthodes par application de couches d'enrobés bitumineux

Les composants les plus importants des systèmes de recouvrement pour l'entretien restent les couches de matériaux bitumineux. Ces couches ont une influence directe et définitive sur la durée de vie même si elles sont posées avec un produit d'interface fonctionnel.

Pour optimiser ses systèmes d'interface on a, entre autres possibilités, le choix d'incrémenter les épaisseurs des couches ou celui d'améliorer la résistance à la fissuration.

La première de ces mesures a trois effets positifs :

- une augmentation de la durée de vie par une meilleure résistance à la fatigue établie en réduisant les contraintes sous la couche
- une réduction de l'indice d'intensité de contrainte  $K$  de la loi de propagation de fissures de Paris
- une augmentation de la distance à parcourir par la fissure avant d'atteindre la surface

Cette mesure peut être efficace et la plus simple même si elle n'est pas innovatrice. Elle a le désavantage de ne pas pouvoir être utilisée lorsque les cotes de niveau de la chaussée ne peuvent pas être augmentées.

L'utilisation d'une couche fine intermédiaire pour éviter la fissuration réfléctive n'est possible que dans le cas de figure où les mouvements verticaux des bords de la fissure sont strictement limités (modes II et III). Certains auteurs supposent que les modes de cisaillement sont sous

contrôle. Il est clair que les mouvements de cisaillement ne pourront certainement pas être supportés par une couche aussi mince sans une dégradation importante de la couche d'enrobé.

La deuxième mesure qui consiste à améliorer la résistance à la fissuration se fait par la modification de la composition de la couche bitumineuse ou de ses composants. L'utilisation de certaines fibres et/ou des liants à base de polymères modifiés est considérée comme étant très efficace d'après plusieurs auteurs. Le sable bitume peut aussi être considéré comme un bon retardateur de la remontée des fissures s'il est amélioré par des fibres ou des liants modifiés. Quelques uns de ces retardateurs sont présentés par la suite.

### **II.6.2.1. Produits et autres matériaux d'interface retardateurs de la fissuration réfléchive**

Une grande variété de produits est aujourd'hui disponible sur le marché. Il est alors primordial de bien définir les cas et la façon dont ces dispositifs doivent être utilisés. Le rôle d'un système anti-remontée de fissures dépend évidemment de ses composants. Les différents rôles souhaités sont :

- Supporter les grandes contraintes au voisinage de la fissure, et donc, réduire les contraintes dans la couche bitumineuse du dessus au niveau de la pointe de fissure. Le type de solution est l'utilisation d'un produit de renforcement (grilles métalliques).
- Créer une interface flexible et déformable dans le sens horizontal de façon à permettre les mouvements au voisinage de la fissure sans se fissurer elle même.

#### **II.6.2.1.a. Sable enrobé**

Il s'agit d'un mélange de bitume modifié ou non et de sable (granulométrie de 0/2mm à 0/6mm). La composition en bitume est de 8 à 12% et la teneur en particules fines, de taille inférieure à 0.08mm, est comprise entre 10 et 15%. Lorsqu'il est mis en place il s'agit d'une couche d'une épaisseur inférieure ou égale à 20 mm, sur une couche d'accrochage. Celle-ci consiste en une émulsion de bitume (300 à 500 g/m<sup>2</sup> résiduel). Cette interface fait partie de la catégorie des interfaces souples. Ce système retardateur de fissures est le plus utilisé en France et toutes les grandes entreprises routières proposent un produit de ce type.

#### **II.6.2.1.b. Membrane intermédiaire absorbante de tension**

Cette méthode connue sous le nom de Stress Absorbing Membrane Interlayers (SAMI) consiste en une interposition de fibres de verre coupées en place et noyées entre deux couches de liant appliquées sous forme d'émulsion. Il s'agit donc de répandre au moins 2.5 kg/m<sup>2</sup> d'une émulsion de bitume pur ou d'un liant modifié par une forte teneur en élastomères généralement gravillonnée. Ce complexe s'apparente à un enduit superficiel.

#### **II.6.2.1.c. Géogrilles et renforcement métalliques**

Les géogrilles et les grilles métalliques font partie de la catégorie d'interfaces rigides. Les géogrilles sont des grilles constituées de fibres de polypropylène, de polyester ou de verre. Elles se fixent au support à l'aide d'une émulsion. Les unions peuvent être rigides ou non entre les différents segments. Les grilles métalliques sont en acier et se fixent au support par clouage ou à l'aide d'une couche bitumineuse fine.

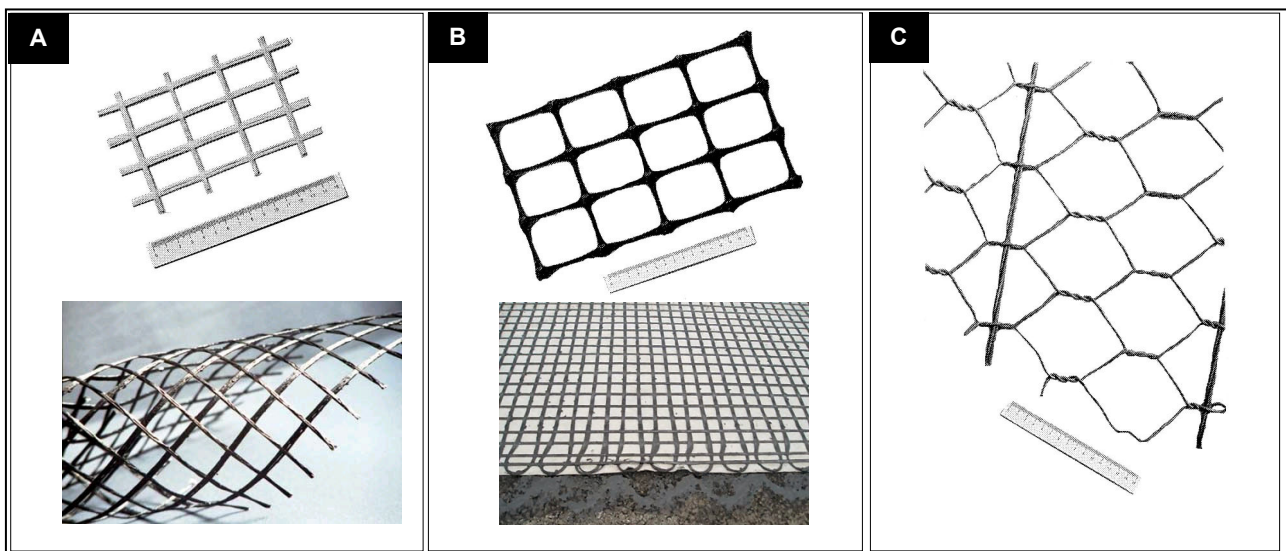


Figure 1.12 – Eléments de renforcement métalliques : A) mailles, B) grilles et C) grilles tissées

En dehors des caractéristiques géométriques telles que l'épaisseur et la taille des mailles pour les grilles, les produits d'interface doivent être évalués d'un point de vue mécanique. Les essais expérimentaux doivent permettre de définir les grandeurs telles que le module de rigidité, la contrainte et la déformation à l'état ultime. Toutes ces valeurs peuvent être obtenues à partir de simples tests de traction. Mais il est important de noter que de nombreux produits d'interface sont anisotropes (les géogrilles par exemple). Il est donc nécessaire de les tester longitudinalement et transversalement.

De plus, selon le matériau de base et le type de produit, différentes conditions d'essai sont envisageables. Dans le cas d'une grille dont les jonctions entre brins ne sont pas rigides, la traction peut être faite sur un seul brin. Mais si l'on veut caractériser une grille dont les jonctions sont rigides, le test doit être fait sur la grille elle-même et sur un échantillon contenant suffisamment de mailles.

D'autres informations sur les produits d'interface peuvent être nécessaires, comme la sensibilité à la température, la quantité de bitume absorbable par exemple.

### II.6.3. Mesures préventives pour les chaussées semi-rigides neuves

Lors de la conception d'une chaussée semi-rigide, et dès lors que, dans la structure choisie, la couche traitée aux liants hydrauliques conserve sa rigidité pendant la vie de la chaussée, c'est-à-dire est dimensionnée en fatigue, plusieurs choix techniques sont possibles vis-à-vis de la fissuration de retrait :

- retenir une structure dans laquelle la couche traitée aux liants hydrauliques est recouverte d'une très forte épaisseur d'enrobé, pour empêcher la remontée des fissures en surface ; l'épaisseur d'enrobé nécessaire dépend du climat (écart entre les températures extrêmes) et de la nature du matériau traité aux liants hydrauliques (résistance, rigidité, coefficient de dilatation thermique) ; elle est souvent très forte, de l'ordre de 25 cm ; cela revient à retenir une structure à couche de base bitumineuse et couche de fondation traitée aux liants hydrauliques (structure mixte). Ce choix est intéressant seulement pour les chaussées à fort trafic mais son efficacité n'est pas absolue car il existe des cas de réapparition des fissures en surface sur des chaussées à structure mixte ;
- retenir une structure à couche de base traitée aux liants hydrauliques, sans disposition particulière pour retarder la transmission des fissures à la surface et admettre le surcroît d'entretien qui en résulte : scellement des fissures, renouvellement plus précoce de la couche

de roulement : ce choix convient pour les chaussées à faible trafic, pour lesquelles la gêne apportée à l'écoulement de la circulation pour les travaux de scellement n'intervient pas ;

- retenir une structure à couche de base traitée aux liants hydrauliques, prévoir des dispositifs spéciaux pour retarder la transmission des fissures à la surface et freiner leur évolution, afin de ne pas avoir à effectuer de travaux de scellement des fissures avant le renouvellement normal de la couche de roulement qui doit, de toute façon, intervenir (pour régénérer les caractéristiques de surface, restituer l'imperméabilité, etc.) ; ce choix est indispensable lorsque l'on veut éviter les inconvénients esthétiques des fissures, ou la gêne à l'écoulement de la circulation apportée par les travaux de scellement ; il faut s'assurer que le coût de la structure comportant ces dispositifs est inférieur à celui d'une structure mixte ; la suite du chapitre a pour but de décrire ces procédés ; ils trouvent aussi leur utilisation pour l'entretien des chaussées semi-rigides existantes, déjà fissurées. Bien entendu, et dans tous les cas, il est souhaitable que la composition du matériau traité aux liants hydrauliques permette de réduire l'activité des fissures de retrait dans la mesure du possible.

## II.7. Essais de fissuration de chaussées bitumineuses

Les essais de fissuration peuvent avoir différentes caractéristiques qui déterminent des classements possibles :

- ils peuvent se classer par le ou les modes de chargement qui provoquent la fissuration (qui lui est associé à un type de charge) : essais simulant les variations thermiques, essais simulant les charges de trafic et les essais simulant les deux (variations thermiques et trafic)
- ils peuvent se classer selon les complexes mis à l'épreuve : essais sur un échantillon simple constitué d'un seul matériau (évalue sa résistance individuelle à la fissure), essais sur échantillon multicouches (qui visent l'étude expérimental en laboratoire de la résistance à la fissure d'un ensemble de matériaux avec ou sans une couche intermédiaire retardant la fissuration), essais sur structure de chaussée (essais en vraie grandeur en laboratoire sur des pistes testées le plus souvent à l'aide d'un équipement de type APT – Accelerated Pavement Testing) et essais sur des chaussées réelles.
- les tests ou suivis de fissures réalisés sur des chaussées réelles sont dans certains cas des suivis réalisés dans le cadre de la fissuration et non pas de la fissuration réfléctive. Mais certaines de ces expériences rejoignent la fissuration réfléctive par les phénomènes qu'ils mettent en évidence qui sont aussi présents dans le mécanisme de dégradation par remontée de fissures. C'est le cas des tests réalisés pour étudier la fissuration par retrait thermique (EPFL de Suisse).
- ils peuvent être classés selon le type de fissuration qu'ils prennent en compte : essais de fissuration par fatigue et essais de fissuration par remontée de fissures.
- ils peuvent être classés selon les résultats envisagés : essais de type qualitatif (la plupart du temps dans le cadre des essais de fissuration réfléctive on s'intéresse uniquement aux capacités de retarder l'apparition des fissures par la pose d'un matériau intermédiaire entre l'enrobé et la chaussée fissurée) et essais de type quantitatifs (lorsqu'il s'agit de créer les bases d'un dimensionnement théorique).

Les différents classements décrits ne sont dans aucun cas excluant, et ils constituent un paramétrage de ses propriétés.

### II.7.1. Essais sur les matériaux

Les essais traités dans cette partie sont les essais réalisés sur un matériau afin de caractériser ses propriétés mécaniques et plus particulièrement sa résistance à la fissuration. Il s'agit ici surtout de

tests sur enrobés des couches de roulement et des matériaux des complexes retardateurs à base de bitume testés individuellement. Les matériaux constituant ces complexes peuvent être notamment le sable enrobé et les membranes bitumineuses de type SAMI.

### II.7.1.1. Principes des essais de fissuration de matériaux

Les matériaux bitumineux ont un comportement qui dépend fortement de la température et de la fréquence de sollicitation. Afin de caractériser complètement le comportement de ces matériaux il est donc indispensable de faire les essais de caractérisation des propriétés de raideur, de résistance à la fatigue et de résistance à l'orniérage pour différents couples température-fréquence. Le module de rigidité et la résistance à la fatigue sont mesurés généralement grâce à des essais de flexion simple.

La géométrie des éprouvettes, les points de chargements et les points d'appui varient d'un type d'essai à l'autre, mais dans tous les cas le principe de sollicitation répétitive soit par une charge  $\sigma$  soit par une déformation  $\varepsilon$  reste le même. Pour effectuer une mesure du module il suffit de quelques cycles. Par contre pour déterminer la résistance en fatigue, le chargement est appliqué jusqu'à la destruction de l'éprouvette. Cette ruine peut être définie par un nombre de cycles appliqués  $N$ .

Les différents systèmes de mise en flexion classifiés par Mathews et Monismith ([Mathews et Monismith, 1993]) sont :

- la flexion trois ou quatre points : un déplacement ou une charge est appliqué sur une éprouvette de forme prismatique placée sur deux appuis. L'application peut être réalisée sur un ou deux points. La flexion quatre points a l'avantage sur la flexion trois points d'assurer un moment de flexion constant au centre de l'éprouvette, entre les deux points d'application de la charge (cf. Fig. 1.13.a et 1.13.b).
- la flexion sur éprouvette trapézoïdale : l'éprouvette est posée sur sa grande base puis encastrée. Un chargement ou un déplacement sinusoïdal est appliqué en haut de l'éprouvette. Cet essai constitue l'essai normalisé français de fatigue des matériaux bitumineux (cf. Fig. 1.13.c).
- la flexion par rotation : une éprouvette cylindrique est installée sur un support tournant pendant qu'une charge est appliquée perpendiculairement à l'autre extrémité (cf. Fig. 1.13.d).

Il est possible de caractériser les matériaux bitumineux par des essais dits classiques de traction ou de compression (cf. Fig. 1.13.e). La sollicitation uniaxiale est réalisée de façon cyclique sur la face normale de l'éprouvette par une charge ou déplacement imposé. Ces essais sont généralement réalisés en combinant la traction et la compression afin de prendre en compte l'influence reconnue des inversements des sollicitations sur la dégradation par fatigue des matériaux bitumineux.

L'essai dit « essai brésilien » montré par la figure 1.13.f mis au point initialement pour le béton peut être aussi adapté aux matériaux bitumineux. Cet essai de traction indirecte consiste à solliciter un cylindre suivant deux génératrices opposées avec une presse de compression. La sollicitation du cylindre se réalise de façon cyclique mais ce dispositif ne permet pas de réaliser d'inversement de contraintes. Autre désavantage, l'impossibilité de comparer directement ses résultats avec ceux des essais uniaxiaux du fait que l'état des contraintes est biaxial. Mathews et Monismith ont montré que les résultats des essais de traction indirecte doivent être analysés en termes de contraintes déviatoriques [Mathews et Monismith, 1993]. La figure 1.13.g montre un schéma de l'essai de cisaillement pur utilisé sous différentes configurations. Enfin, il est possible aussi de caractériser les matériaux bitumineux à travers des essais triaxiaux bien qu'ils soient rarement utilisés dans ce contexte.

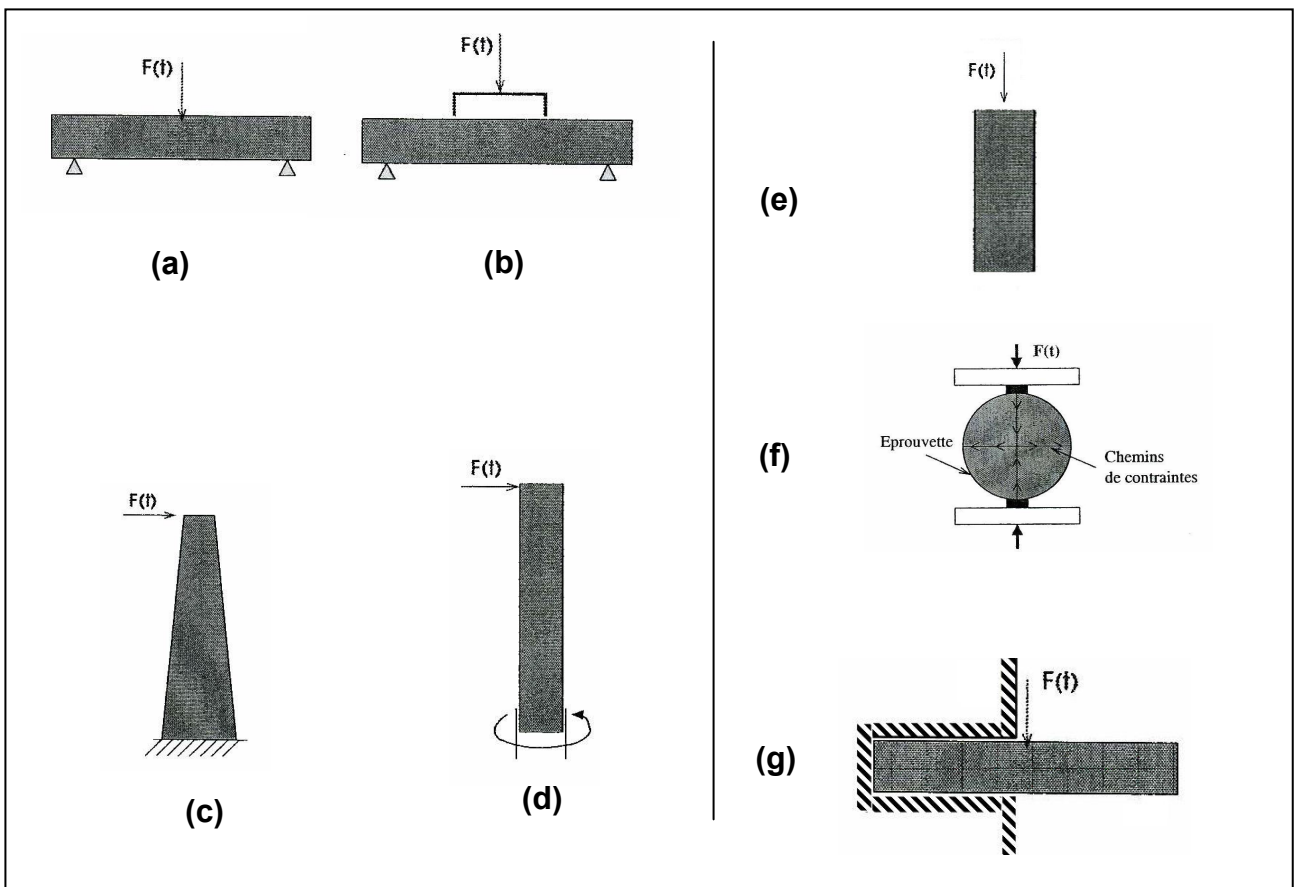


Figure 1.13 – Schémas de principe de (a) flexion 3 points, (b) flexion 4 points, (c) flexion 2 points, (d) flexion par rotation, (e) essai uniaxial, (f) essai de traction indirecte et (g) cisaillement pur.

### II.7.1.2. Essai de fatigue en cisaillement du laboratoire 3MSGC d'Egletons.

Le banc de fatigue du laboratoire 3MSGC à Egletons permet de mener des études expérimentales de la propagation de fissure en mode de cisaillement qui peuvent être associées aux phénomènes de fissuration réfléctive du béton bitumineux.

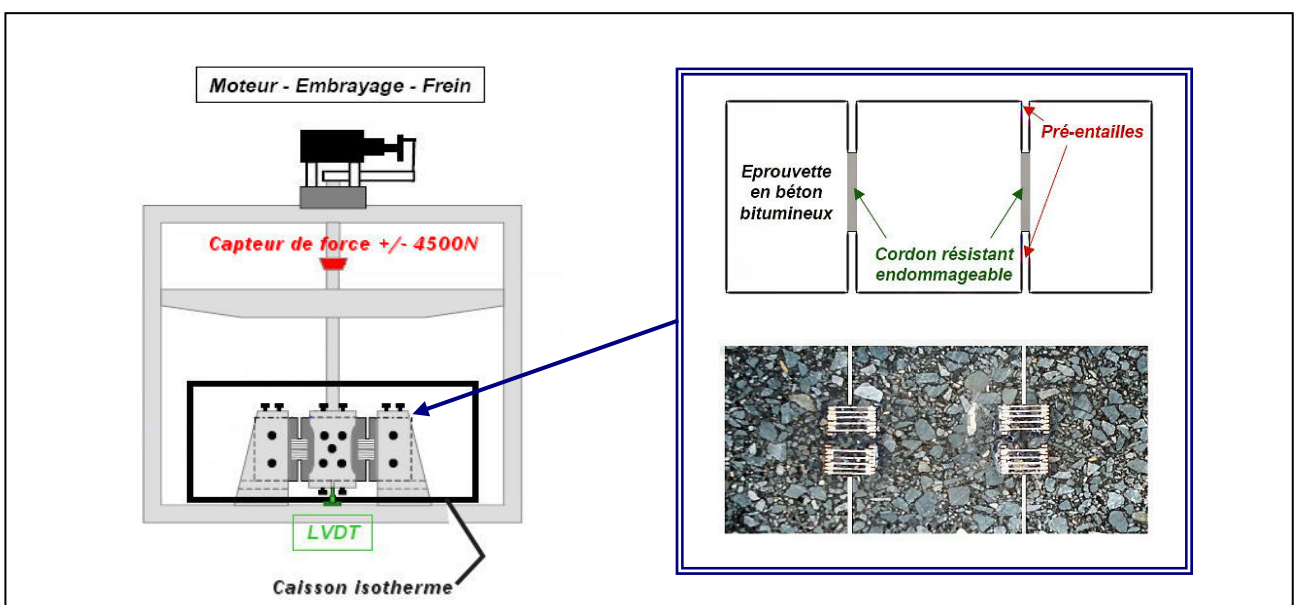


Figure 1.14 – Banc de fatigue en cisaillement du laboratoire 3MSGC [Laveissiere D., 2002]

L'éprouvette est placée dans un bâti dont les deux appuis latéraux sont encastrés et la partie centrale est fixée sur l'axe mobile de la machine d'essai électromécanique. La machine d'essai appelée COLAREG et l'éprouvette utilisée sont montrées dans la figure 1.14. L'éprouvette présente deux entailles de part et d'autre de l'axe mobile afin d'induire une sollicitation de cisaillement symétrique alternée. La fissure en fatigue par cisaillement se présente de façon franche en se propageant dans les plans médians guidés par les pré-entailles.

L'essai est instrumenté afin de répertorier les valeurs des efforts et des déplacements de la partie centrale de l'éprouvette, des valeurs de température et des valeurs de propagation de la fissure près des entailles. Les efforts sont mesurés par un capteur de force placé sur le bâti central, les déplacements par des capteurs de type LVDT sous l'éprouvette, la température par des thermocouples et la propagation de la fissure par des résistances de type fil d'argent placées aux abords des quatre entailles (cf. Fig. 1.14).

Les dimensions de l'éprouvette et les choix des paramètres expérimentaux ont été déterminés en fonction de la capacité de la machine COLAREG. La fréquence maximale de ce banc d'essai est de 6 Hz et la température peut être définie entre 60°C et 25°C. Afin d'utiliser des fréquences pendant les essais proches des fréquences de sollicitation dues au trafic, une fréquence de 1 Hz a été choisie. La température d'essai a été définie à 5 °C afin d'utiliser les matériaux bitumineux dans des conditions proches des conditions réelles. En effet la combinaison de la fréquence choisie (1 Hz) et de la température (à 5°C) permet de tester les matériaux bitumineux dans leur domaine élastique tout en leur attribuant une certaine fragilité. Le comportement à la rupture de type fragile est souhaité dans ce type d'essai afin de reproduire correctement la fissuration réfléctive.

Les valeurs de fréquence et de température choisies permettent à la fois de tester les éprouvettes en fonction de la capacité de la machine et de garder une équivalence fréquence/température vis-à-vis des conditions moyennes en France (10 Hz et 10 °C).

Le système a été utilisé à niveau constant de contraintes de cisaillement global et les campagnes d'essais de fissuration réfléctive par fatigue en cisaillement ont fourni deux résultats importants. Le premier a été la remise en cause du modèle de propagation de Paris. En effet le mode de cisaillement a abouti à des résultats physiquement non réalistes (pente négative). Le deuxième est la proposition d'une loi d'évolution de la rigidité dans le cordon résistant de béton bitumineux permettant l'étude de l'amorçage et de la propagation.

Le code utilisé pour ces modélisations a été le code de calcul CAST3M. Deux structures ont été simulées à l'aide de ce code : une structure semi-rigide et une structure bitumineuse épaisse renforcée avec des fissures dans la couche d'assise. La charge appliquée correspond à l'essieu de 130 kN dans une simulation 2D sous l'hypothèse de déformation plane. La position sur la structure de cette charge a été choisie en adoptant celle où le cisaillement est maximal dans la couche de surface. Les simulations ont confirmé que l'état des contraintes des lèvres de la fissure est défini en compression. Ces simulations ont permis de retrouver des estimations du temps de propagation de la fissure dans les structures semi-rigides.

Dans le cadre d'une structure bitumineuse épaisse fissurée et rechargée par une couche de béton bitumineux les temps de rupture de la durée de vie de la structure ont été surestimés. Les effets de la température sur le comportement du béton bitumineux et l'ouverture de la fissure non pas été pris en compte dans ces simulations, mais les durées de vies ont été supérieures aux durées réelles. Cela veut dire que la prise en compte de la température et du trafic peut permettre aboutir à des résultats de durée de vie plus courtes qui seraient plus réalistes.



### II.7.1.3. Essai de cisaillement RCD (Reflective Cracking Device)

Cet essai a été développé suite à l'observation d'un manque de corrélation entre les essais de flexion en fatigue et la remontée de fissure sur chaussée réelle. Afin de se procurer un dispositif expérimental permettant de simuler le mode de sollicitation de façon réaliste, Sousa et al. [Sousa et al., 2002] ont développé cet essai de cisaillement en laboratoire.

La figure 1.15 présente le dispositif expérimental développé dans le cadre du SHRP [Sousa et al., 1996] pour une prédiction du mode de fissuration réfléctive. Il s'agit du RCD (Reflective Cracking Device). Ce test permet de combiner de façon indépendante la sollicitation en mode d'ouverture et en cisaillement. Cet essai est piloté indifféremment en effort ou en déplacement.

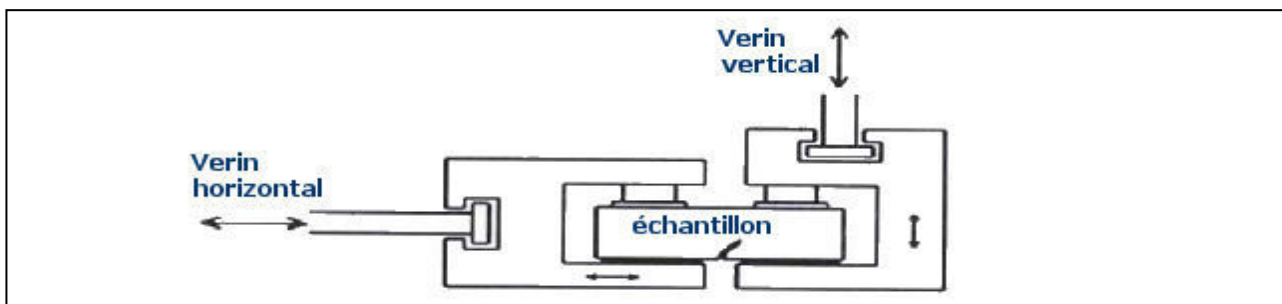


Figure 1.15 – Essai de cisaillement RCD (Reflective Cracking Device) [Pai 2000]

En parallèle des campagnes expérimentales, des simulations éléments finis ont été réalisées afin de déterminer quel type de sollicitation représente le mieux la configuration réelle durant le processus de propagation. Au cours de l'essai la fissure se propage. Le module équivalent de la zone endommageable diminue, traduisant l'accroissement des dommages. Les calculs réalisés, en fonction du module du joint équivalent à un accroissement de la hauteur fissurée, montrent que dans une structure routière, la contrainte qui évolue le moins est la contrainte de cisaillement.

Cette modélisation a permis de conclure que les essais réalisés en contraintes contrôlées, en appliquant une combinaison d'efforts de cisaillement et de traction, sont les plus représentatifs. De plus, les essais contrôlés en contraintes permettent une comparaison des performances de différentes solutions, si le critère de ruine est une chute de 50 % du module.

### II.7.2. Essais sur des complexes

Les essais dénommés multicouches font référence aux essais effectués sur des éprouvettes qui sont composées de plusieurs matériaux différents et dont les dimensions restent à l'échelle des essais nommés "essais matériaux". Nous proposons de distinguer deux types d'essais ([Vanelstraete et al., 1997]) : les essais visant à caractériser les liaisons entre les matériaux et ceux ayant pour but d'évaluer les performances d'un complexe retardateur de fissuration.

#### II.7.2.1. Essais de fissuration simulant des variations thermiques

Dans ce type d'essais, la simulation des variations thermiques est réalisée principalement dans les couches d'assises ([Clauwaert et Francken, 1989], [Di Benedetto et al., 1993], [Zhou et al., 2004]). Les variations thermiques créent des contraintes internes au matériau qui se traduisent par des déformations et des déplacements des bords libres des fissures existantes. Le moyen mis en œuvre dans les différents dispositifs consiste alors à déplacer une partie de la couche en béton bitumineux pour simuler l'ouverture et la fermeture de la fissure.

##### II.7.2.1.a. Fissuromètre E/G

Ce fissuromètre E/G a été mis au point à l'ENTPE en partenariat avec l'entreprise Gerland. Ce dispositif permet d'étudier l'impact des contractions et dilatations thermiques des couches traitées

aux liants bitumineux lorsqu'ils sont soumis à des variations de température. La fatigue thermique n'est pas simulée directement par des changements de température mais par l'imposition d'une fatigue mécanique simulant les écarts produits par une fatigue thermique. Les conditions de température sont constantes afin de ne pas altérer les propriétés mécaniques des matériaux bitumineux au cours de l'essai (cf. Fig. 1.16).

Les systèmes de mesures se composent de :

- Trois capteurs de déplacement. Ils sont placés de façon à pouvoir suivre le déplacement relatif du support mobile par rapport à celui qui est fixe. Ce déplacement correspond à la sollicitation imposée.
- Deux capteurs de force de part et d'autre du plateau fixe mesurent la force appliquée sur la section moyenne du béton bitumineux et de l'interface (au droit de la fissure).
- Des jauges de déformations collées sur les faces latérales.
- Un système ultrason pour quantifier la dégradation de l'éprouvette (apparition de microfissures).

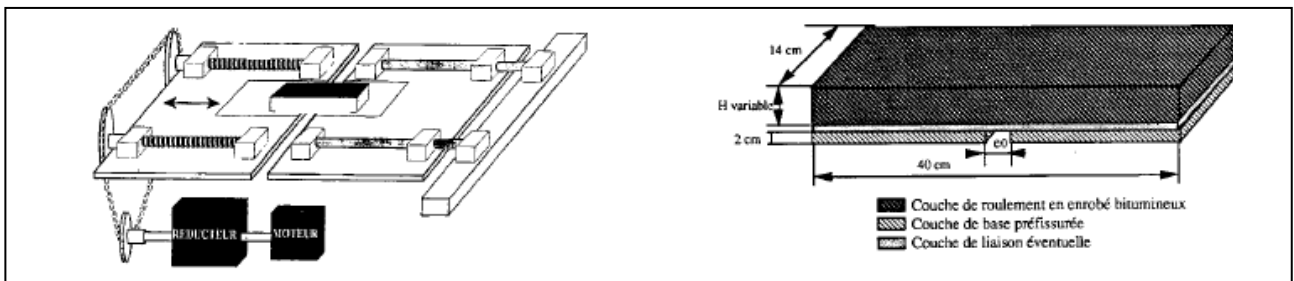


Figure 1.16 – Fissuromètre E/G

La couche de liaison n'est pas toujours présente (elle dépend de l'étude réalisée, si les caractéristiques d'un dispositif anti-remontée de fissure sont testées ou non). La hauteur de l'éprouvette est un paramètre de l'étude. En revanche, ouverture initiale de la préfissure est fixe, il est de l'ordre de 3 mm. La vitesse de variation des plateaux est réglable et comprise entre 1,25 et 11 mm/h ; de même l'amplitude d'ouverture maximale entre les deux plateaux est variable, mais ne peut excéder les 20 mm. La majeure partie des essais a été réalisée avec une vitesse de déplacement du plateau de 2,7 mm/h et une amplitude d'ouverture maximale de 0,4 mm. Ces deux valeurs permettent de calculer la fréquence de sollicitation de l'éprouvette, soit  $2 \times 1,8.10^{-3}$  Hz.

Par comparaison, dans le cas d'une sollicitation journalière, c'est à dire sur 24 heures, la fréquence est de  $1,16.10^{-5}$  Hz. Les paramètres liés à la sollicitation sont : la température, la vitesse d'ouverture et de fermeture du plateau mobile et l'amplitude d'ouverture.

#### II.7.2.1.b. Dispositif expérimental de l'essai BBCR

Le dispositif d'essai de fissuration thermique du centre de Recherche Routière Belge présenté en figure 1.17, simule les mouvements dus aux variations thermiques des couches de base sur la couche de roulement ([Clauwaert et Francken, 1989]). Afin de simuler l'ouverture et la fermeture de la fissure, une partie de la couche en béton peut être déplacée : au cours de chaque cycle d'une durée de 3 heures à  $T=-10^{\circ}\text{C}$ , l'ouverture dans la base de béton s'agrandit de 1 mm et revient ensuite à l'ouverture initiale de 1 mm. L'apparition et la propagation des fissures sont suivies visuellement.

Les tests menés sur ce dispositif ont permis de comparer différentes interfaces retardatrices de fissuration. A travers ces comparaisons il a été observé que les grilles sont très efficaces.

L'apparition et la propagation des fissures sont suivies de façon visuelle avec des photos et des enregistrements vidéo. L'ouverture de la fissure, l'allongement de la couche de roulement et la force exercée à la base du matériau bitumineux nécessaire pour ouvrir et refermer la fissure sont répertoriées.

L'exploitation des résultats de cet essai est réalisée en comparant les résultats des différents matériaux et complexes. Le lien avec les modèles et la fatigue des matériaux ne peut pas être fait en partie parce que le mode de fonctionnement prévoit des sollicitations très fortes et un nombre de cycles insuffisant.

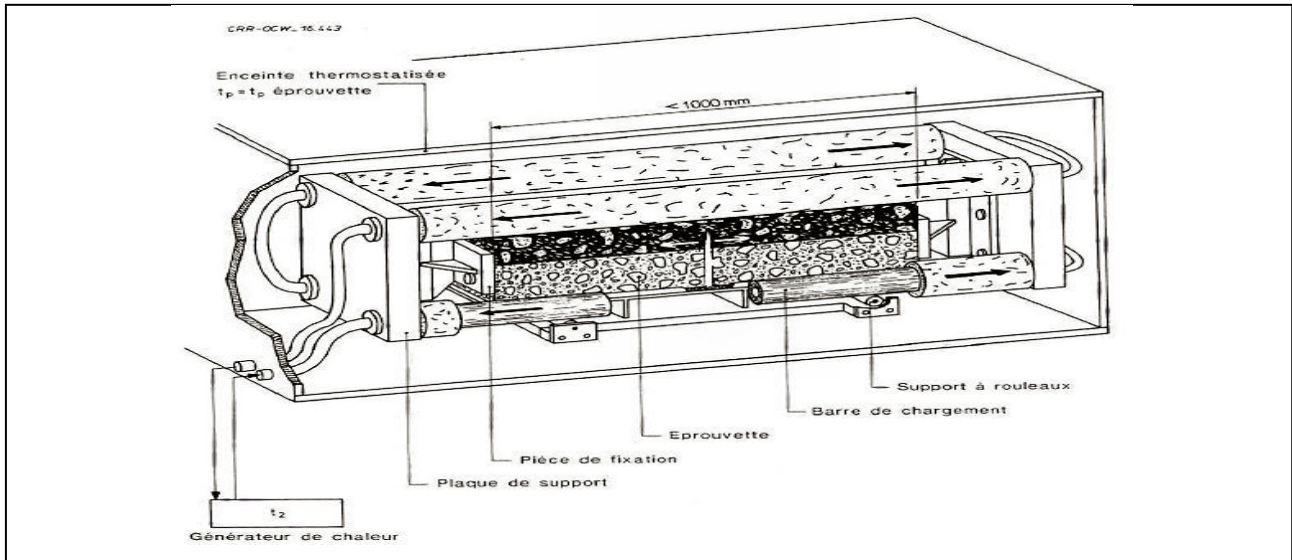


Figure 1.17 – Dispositif expérimental de l'essai du BRRC

### II.7.2.2. Essais de fissuration par sollicitation de trafic

Ils existent différents dispositifs visant une reproduction de la fissuration par sollicitation de trafic. Ils se présentent généralement sous la forme d'un essai de flexion trois points (cf. Fig. 1.13.a) dont les appuis ont été modifiés par un support glissant ou par une couche d'élastomère ([Brown et Brunton, 1989], [Fock, 1989], [Sobhan et al., 2004]) afin de simuler la présence d'un sol. La position de la charge définit le mode de fissuration simulé. Il est possible de simuler soit une fissuration en flexion (mode I), soit une fissuration en cisaillement (mode II).

Différentes caractéristiques du chargement sont retenues afin de réaliser des essais de fissuration par sollicitation de trafic :

- Dans certains essais l'application de la charge par l'intermédiaire d'un disque permet de répartir de façon plus réaliste les sollicitations que lorsqu'on utilise une force ponctuelle.
- Dans certains cas une charge roulante est utilisée ([Brown et Brunton, 1989], [Yamaoka et al., 1989]) (cf. Fig. 1.13.b). Les passages en avant et en arrière d'une roue munie d'un pneu permettent de simuler le déploiement effectif de la charge (essai nommé "Wheel-Track").
- Dans certains essais l'application de la charge doit permettre de réaliser d'étudier l'influence du battement des dalles en béton sur la vitesse de fissuration de rechargements bitumineux ([Vanelstraete et Francken, 1996]).

### II.7.2.3. Essais de fissuration par sollicitation thermique et sollicitation du trafic

Ce type d'essais combine les sollicitations présentées dans les deux paragraphes précédents du présent chapitre (cf. II.6.2.2 et II.6.2.3). On peut citer par exemple l'essai de retrait-flexion ([Vecoven, 1989], [Dumas et Vecoven, 1993]) et l'essai MEFISTO du Laboratoire Régional des

Ponts et Chaussées (LRPC) d'Autun, l'essai SIFIRE de l'ENPC, l'essai WRC de l'université polytechnique de Madrid et l'essai ETS de l'Ecole de Technologie Supérieure de l'Université du Québec entre autres.

### II.7.2.3.a. Essai de retrait-flexion du LR d'Autun

L'essai de retrait-flexion permet de suivre la remontée d'une fissure sur l'épaisseur d'une éprouvette représentative du complexe que l'on souhaite tester. L'éprouvette de dimensions 560 x 110 x 80 est constituée du système à tester et d'une couche bitumineuse. A l'aide de ce banc d'essai l'éprouvette est soumise à deux sollicitations simultanées (cf. Fig. 1.18).

D'une part elle subit une traction longitudinale appliquée lentement simulant le retrait thermique (0.01mm/mn) et d'autre part elle est soumise à une flexion verticale cyclique simulant le trafic. La fréquence du cycle de chargement en flexion est de 1 Hz et la flèche imposée est de 0.2 mm. La température de l'essai est de 5°C afin de tester les complexes dans la condition plus contraignante favorisant la fissuration réfléctive. La progression de la fissure est suivie à l'aide d'une jauge de fissuration. Cette jauge est constituée d'un réseau de fils conducteurs qui se coupent au fur et à mesure que la fissure traverse le matériau.

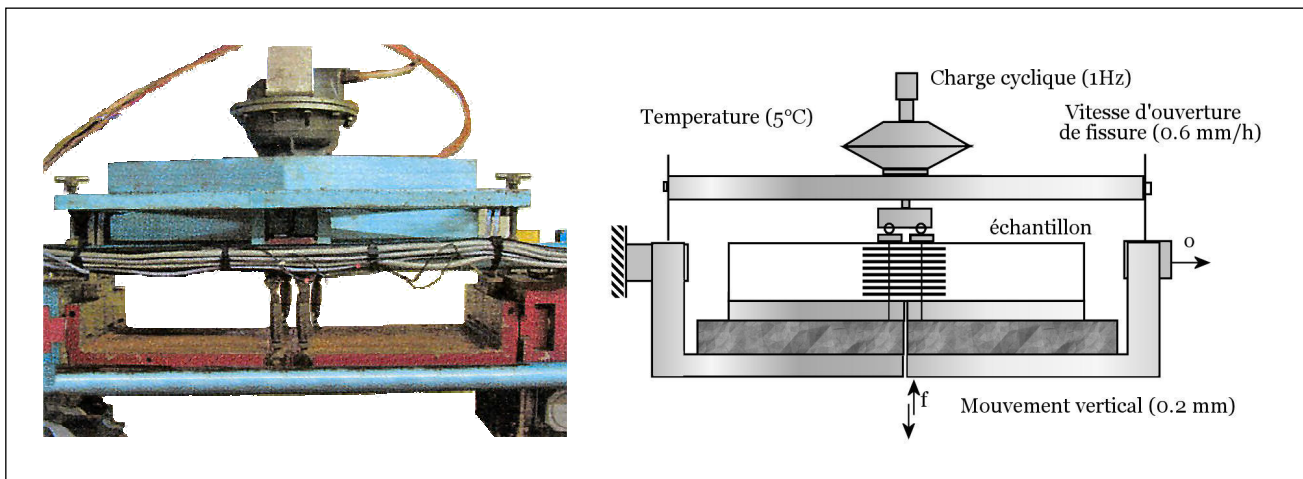


Figure 1.18 – banc d'essai de retrait-flexion du LR d'Autun

Les tests effectués avec cet équipement sur différents types de complexes permettent de comparer sous un angle qualitatif des comportements des différentes solutions anti-remontée de fissures. Etant donné que les résultats n'ont pas toujours pu être validés par rapport au comportement sur le terrain, une machine permettant de simuler en plus les battements a été conçue sous le nom de machine MEFISTO. Cet essai étant au cœur de ce travail, un chapitre spécifique, présentant les caractéristiques de cette machine et des propositions de pilotage lui est dédié (cf. Chapitre 4).

### II.7.2.3.b. Essai SIFIRE (Simulation de la Fissuration Réfléctive) [Florence C., 2005]

Cet essai de simulation de fissuration réfléctive a été défini dans le cadre de la thèse de Céline Florence [Florence C., 2005] afin de reproduire sur une éprouvette de 1 m de longueur et 0.5 m de largeur les conditions de sollicitation propres à la fissuration réfléctive.

Le banc d'essai SIFIRE du laboratoire LAMI de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées est constitué d'un bâti avec deux portiques auxquels sont reliés deux vérins verticaux et un vérin horizontal (cf. Fig. 1.19). Les vérins verticaux sont reliés à une poutre horizontale permettant d'appliquer le chargement sur l'éprouvette afin de simuler la sollicitation due au trafic. Pour l'instant cet essai a été utilisé uniquement dans le cadre de la simulation de la charge de trafic, mais les caractéristiques propres du banc d'essai lui permettent de tenir compte de la température par

l'utilisation du vérin horizontal. Une étude expérimentale de la sollicitation combinée du chargement due au trafic et des variations thermiques est donc possible et pourrait potentiellement permettre de mieux comprendre leur incidence sur la fissuration réfléctive.

Ce bâti a été conçu afin de servir à deux types d'essai : l'essai SIFIRE et l'essai TRAFIC. Le système de chargement vertical assuré par les deux vérins verticaux et la poutre horizontale a été dimensionné afin de pouvoir remplir son rôle dans chacun de ces deux essais.

D'une part il permet de piloter le couple cisaillement/moment de flexion dans la couche bitumineuse de l'éprouvette (essai SIFIRE). Dans ce cas un encastrement de la poutre sur la demi-longueur de l'éprouvette est nécessaire.

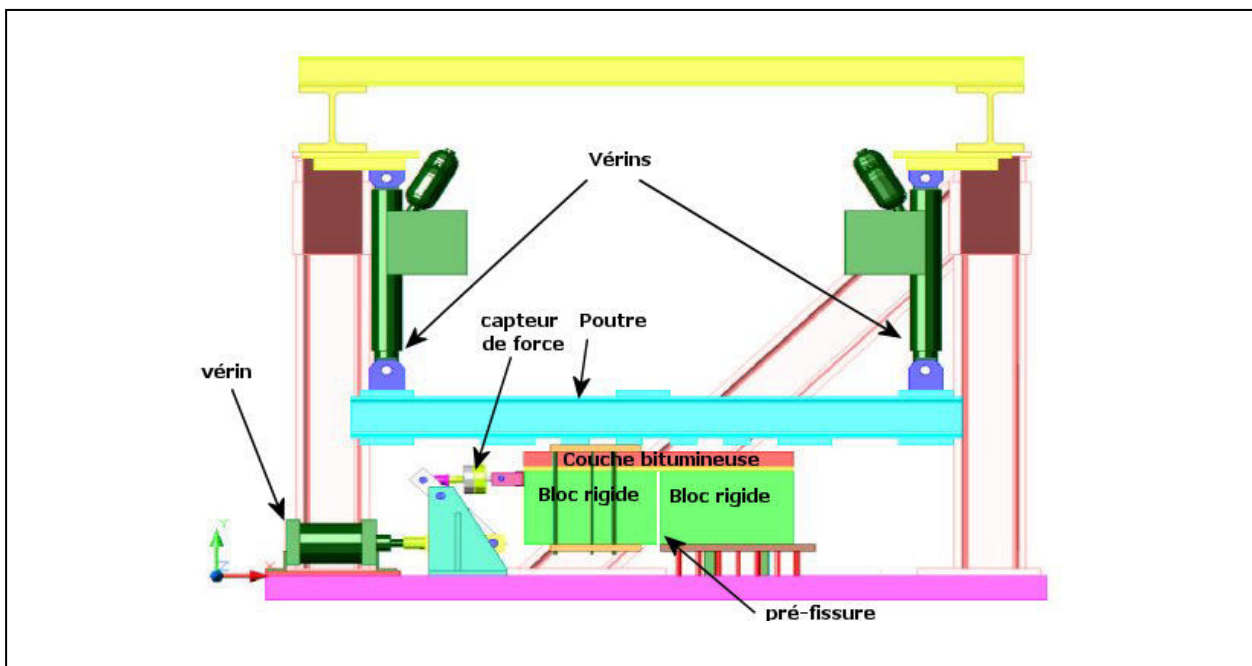


Figure 1.19 – Banc d'essai SIFIRE de l'ENPC [Florence C., 2005]

D'une autre part il permet de simuler l'application d'une charge de poids lourds par une rotation des contraintes au sein de la couche bitumineuse (essai TRAFIC). Dans ce cas la mise en place d'une coque circulaire sous la poutre est nécessaire afin de produire un déplacement pendulaire de type "hachoir berceuse" de l'ensemble.

Les vérins qui constituent ce système de chargement vertical sont de type HIFI J ST 63/45-060 et ils sont reliés à une centrale hydraulique (40 l/mn). La capacité en effort nominal statique de compression à 210 bar est de 65 kN et en effort nominal dynamique à 180 bar est de 56 kN. Dans les deux cas, la capacité en effort de traction est réduite à la moitié. Un capteur de pression et un capteur de position LVDT intégrés dans la tête de chacun des deux vérins permettent de commander et de contrôler le système hydraulique. Les mouvements de ces deux vérins sont pilotés de façon indépendante l'un de l'autre par une boucle d'asservissement et grâce à une servo-valve chacun.

Le pilotage des deux vérins et l'acquisition des données issues des capteurs sont systématisés. L'asservissement est réalisé en déplacement mais il est contrôlé en force. A chaque cycle la force mesurée au niveau de chaque vérin est comparée avec la force imposée. Ensuite une correction de signe et d'intensité est appliquée en fonction de l'écart calculé.

Pour reproduire l'état de compression dans la couche bitumineuse lors du passage d'un poids lourd il était nécessaire d'appliquer aussi une charge horizontale sur l'éprouvette. Cette charge est

appliquée par un vérin pneumatique auquel il a été ajouté un système mécanique de type “bras de levier” pour tripler l’amplitude de la charge du vérin.

Le système de chargement horizontal est assuré par un vérin pneumatique de type DNG-160-PPVA fabriqué par la société FESTO. Il s’agit d’un actionneur permettant de transformer l’énergie de l’air comprimé en travail mécanique. Le vérin est capable de développer la force disponible dans les deux sens de son axe longitudinal. La force théorique de ce vérin sous 6 bar est de 12 kN. Le vérin pneumatique est commandé par un électrodistributeur. Le contrôle de la force imposée sur l’éprouvette est réalisé grâce à un capteur de force intermédiaire.

L’essai a été placé à l’intérieur d’une enceinte thermique dans laquelle la température est maintenue constante à 10°C. Trois capteurs (thermocouples de type K) permettent de contrôler la température. Le suivi de la propagation de la fissure dans la couche bitumineuse est réalisé à l’aide d’une jauge de fissuration placée de chaque côté de l’éprouvette à l’aplomb de la préfissure créée dans la couche d’assise en béton.

### II.7.2.3.c. Essai WRC (Wheel Reflective Cracking)

Ce nouveau banc d’essai a été développé par l’université polytechnique de Madrid [Gallego J., Prieto J.N., 2006]. Il s’agit d’un essai permettant de reproduire forcément les conditions de sollicitation afin de pouvoir réaliser l’évaluation comparative d’un produit par rapport à un autre ou déterminer si le matériau remplit des critères minima.

Ces conditions d’essai ne sont pas censées correspondre directement aux conditions réelles de service prévues sur le terrain. A travers l’essai il est possible de mesurer l’efficacité relative entre les différents matériaux ou les différentes combinaisons de matériaux. Cette efficacité relative est reliée à des paramètres d’essai qui peuvent être variés afin d’étudier la sensibilité des matériaux en fonction d’un critère de capacité structurelle résiduelle de l’échantillon.

#### Etapes de développement du banc d’essai

Le test de WRC a été développé en utilisant un procédé de quatre étapes défini en prenant en compte des critères de la norme ASTM 632-82 (1996).

La première étape a été d’identifier les facteurs favorisant la fissuration. Les facteurs considérés comme étant les plus importants et qui ont été retenus pour cet essai sont les basses températures, le mouvement vertical relatif entre les bords des deux lèvres du joint, les changements de température et la déflexion de la chaussée.

La deuxième étape a été d’identifier les possibles mécanismes causant la fissuration à partir des facteurs identifiés. Les processus mécaniques provoqués par ces facteurs ont été définis pour être pris en compte lors des développements du banc d’essai de la façon suivante :

- Les températures basses apportent d’une part une augmentation du module d’élasticité des mélanges bitumineux mais d’une autre part ils diminuent sa capacité de déformation en traction.
- Le mouvement vertical relatif entre les lèvres de la fissure produit des efforts de cisaillement dans la couche de roulement.
- Les changements de température sont critiques dans le cadre de la fissuration réfléctive lorsqu’une baisse de la température a lieu. Des contractions surviennent dans la couche fissurée créant des mouvements horizontaux qui élargissent l’ouverture des fissures et des joints.
- La déflexion dans la structure de chaussée est liée aux augmentations des déformations horizontales et des efforts de traction à la base de la couche bitumineuse. Ces deux effets favorisent l’ouverture des fissures.

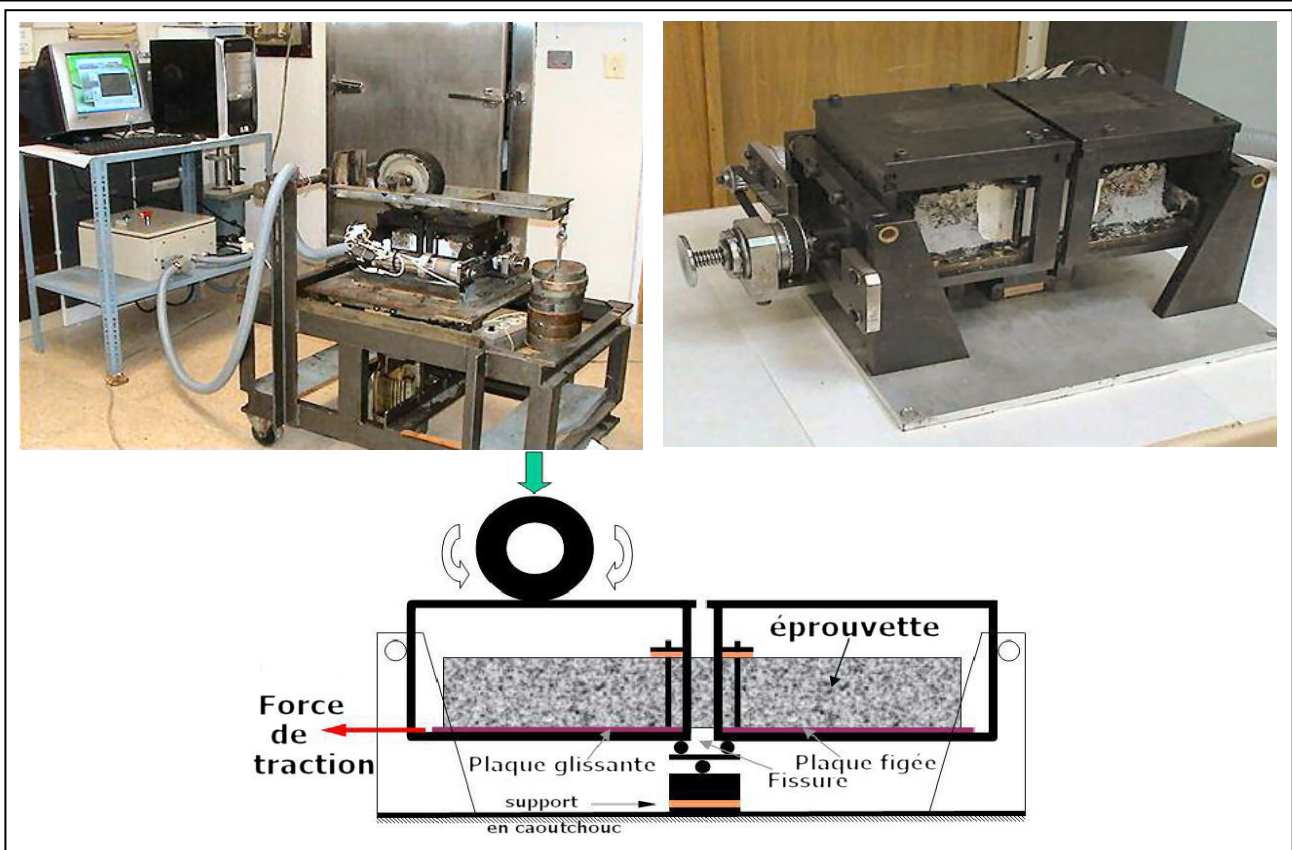


Figure 1.20 – Essai WCR – Wheel Reflective Cracking développé par l’université polytechnique de Madrid [Gallego J., Prieto J.N., 2006].

La troisième étape a été de définir les moyens pour simuler les mécanismes de fissuration retenus simultanément. Les moyens employés pour simuler les mécanismes de sollicitation dans le test ont été définis en fonction des possibilités fournies par le banc WCR. Certains de ces moyens ont été le résultat final d’un processus itératif et progressif pendant lequel différentes options ont été essayées jusqu’à l’obtention d’une configuration permettant d’incorporer simultanément les facteurs de dégradation par remontée de fissures. La figure 1.20 montre un diagramme et deux images de l’équipement développé. La configuration mise en place pour cet essai assure une simulation des facteurs de dégradation de la façon suivante :

- Les Températures basses. Pour simuler le mécanisme de fissuration par basse température, la température de base choisie pour réaliser le test a été de  $5 \pm 1$  °C. Avant de réaliser le test, l’éprouvette est à une température de 5 °C durant une période d’au moins dix heures. Le Laboratoire de Routes de l’Université Polytechnique de Madrid est équipé d’une chambre permettant de régler la température dans un intervalle entre 0 et 20 °C.
- Les mouvements relatifs entre les lèvres des fissures. La figure 1.20 montre que le test WCR est composé d’un support et des différents éléments simulant les mécanismes de sollicitation. Le support consiste en quatre cadres trapézoïdaux et deux cadres métalliques. Chaque cadre métallique est soutenu de part et d’autre par les supports trapézoïdaux au moyen d’un pivot horizontal lui permettant de se balancer, et de l’autre côté il repose sur une culbuteur permettant de simuler le mouvement vertical relatif entre les deux lèvres de la fissure (cf. Fig. 1.21). Les deux cadres métalliques sont séparés de 10 mm de façon à simuler l’ouverture de la fissure de la couche de chaussée sous-jacente sur laquelle repose le matériau testé. La figure 1.21 montre le mécanisme permettant de simuler les mouvements différentiels verticaux. Quand la position du chargement est symétrique par rapport à la fissure, les déplacements verticaux des lèvres de la fissure sont théoriquement égaux. La déflexion est, quant elle,

présente malgré cette absence de mouvement relatif entre les lèvres de la fissure. Quand le chargement est asymétrique par rapport au centre de la fissure, il produit un mouvement descendant plus important sur le côté le plus chargé par rapport à celui du côté opposé. Dans les essais réalisés, il a été observé que la section de l'éprouvette localisée à l'aplomb de la fissure a la résistance et la capacité structurale pour transmettre une proportion de la charge de l'autre côté de la fissure. Les mouvements verticaux relatifs restent initialement assez faibles. Cependant, quand le matériau est affaibli par l'action du chargement répété, les mouvements verticaux relatifs ont augmenté considérablement.

- Les changements dans la Température. Le mécanisme de fissuration par changement de la température a été simulé en utilisant un système de plaques coulissantes. Le matériau est collé par un adhésif synthétique à deux plaques, placé dans l'appareil et serré contre la plaque. Pendant le test une des plaques reste immobile pendant que l'autre se déplace horizontalement par l'action de la force de traction appliquée du côté extérieure. La plaque coulissante peut se déplacer uniquement dans le sens de la force de traction pour permettre à la fissure d'avoir une ouverture plus large graduellement, mais elle ne peut pas supporter de mouvement vertical ou latéral. La force de traction est appliquée en utilisant un micromoteur commandé par ordinateur permettant d'appliquer un déplacement total de 10 mm à des vitesses de traction entre 50 et 0,001  $\mu\text{m/s}$  afin de pouvoir simuler une grande variété de changements de températures.
- La déflexion est le dernier des mécanismes de sollicitation pris en compte dans le cadre de cet essai lié au phénomène de fissuration réfléctive. Dans le test de WRC, la déflexion est simulée en plaçant un bloc en caoutchouc en forme de prisme sous le support du culbuteur. Par conséquent, de façon complètement indépendante de l'effet de la bascule au centre de l'éprouvette, un déplacement vertical peut aussi être imposé. Ce déplacement peut avoir différentes magnitudes en fonction de la rigidité et de l'épaisseur du bloc support en caoutchouc, permettant ainsi de simuler différents niveaux de déflexion. Dans ce test la déflexion est un paramètre contrôlé et limité afin d'éviter des magnitudes de déflexion suffisamment importantes capables de fissurer l'éprouvette par flexion pure. Deux blocs en caoutchouc superposés ont été utilisés (cf. Fig. 1.21), chacun de 5 mm d'épaisseur avec une dureté en degrés « shore » de 63 (l'échelle de dureté en degrés « shore » est comprise entre 0 et 95). Ces blocs en caoutchouc permettent une déflexion maximum de 0,2 mm approximativement.

La quatrième et dernière étape du développement de ce banc d'essai a été de définir le critère de rupture marquant la fin de l'essai. Après avoir réalisé plusieurs tests et avoir éliminé les critères considérés subjectifs ou moins adaptés, le critère de finalisation de l'essai a été le mouvement vertical relatif des lèvres de la fissure. Ce critère est considéré un indicateur objectif de l'état structurel de l'échantillon et de sa capacité à transmettre les charges d'un côté à l'autre de l'éprouvette. Dans le cadre du test WRC, il a été estimé qu'un échantillon a atteint son état admissible ultime lorsque le déplacement vertical relatif entre les lèvres de la fissure à la base de l'éprouvette a atteint 0,2 mm. Des observations réalisées pendant les essais ont confirmé que lorsque le déplacement vertical relatif atteint cette valeur toute l'épaisseur de l'éprouvette avait déjà fissuré. Il peut arriver que les deux côtés de l'éprouvette continuent à être reliés et résistent à de plus grands déplacements verticaux relatifs sans qu'elle se brise mais sa capacité pour transmettre le chargement entre les bords de la fissure est considérée insuffisante.



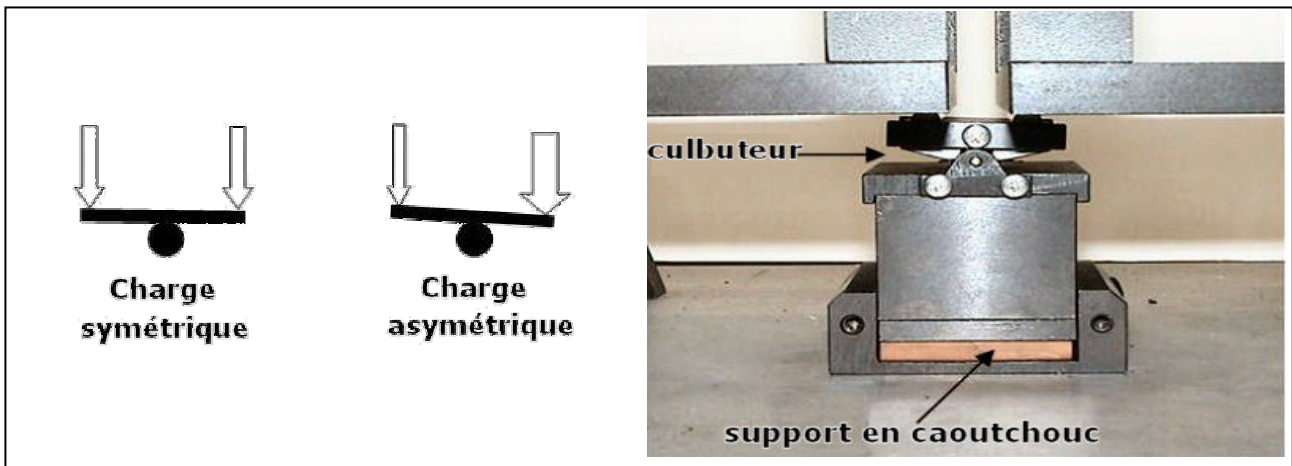


Figure 1.21 – Mécanisme simulant le mouvement relatif des lèvres des fissures au passage de la charge [Gallego J., Prieto J.N., 2006].

Pendant la réalisation des tests avec le WRC la valeur du déplacement vertical relatif de 0,2 mm reste stable en fin d’essai pendant un laps de temps de quelques minutes puis elle continue de croître rapidement. Ce phénomène est considéré comme la preuve que 0.2 mm est bien une valeur de transition permettant d’établir un seuil entre l’état non fissuré et l’état fissuré indiquant la perte totale de la capacité structurelle de l’éprouvette.

#### II.7.2.3.d. Essai ETS (Ecole de Technologie Supérieure, Université du Québec)

Cet essai de remontée de fissures a été adapté à l’Ecole de Technologie Supérieure de l’Université du Québec. L’objet de l’essai est de reproduire la sollicitation de retrait thermique et la sollicitation à l’approche d’un véhicule. Le complexe testé est constitué d’une couche de base préfissurée et d’une couche supérieure de rechargement.

L’éprouvette est montée sur deux plateaux, l’un mobile dans le plan horizontal et l’autre mobile dans le plan vertical (cf. Fig. 1.22). Afin de reproduire les sollicitations, un mouvement cyclique est appliqué sur chacun des deux plateaux mobiles. Le mouvement horizontal (mode I) est appliqué par une bielle activée mécaniquement par l’intermédiaire d’une transmission motorisée et le mouvement vertical (mode II) par une presse MTS. L’ensemble du montage est installé dans une chambre thermique permettant de contrôler la température.

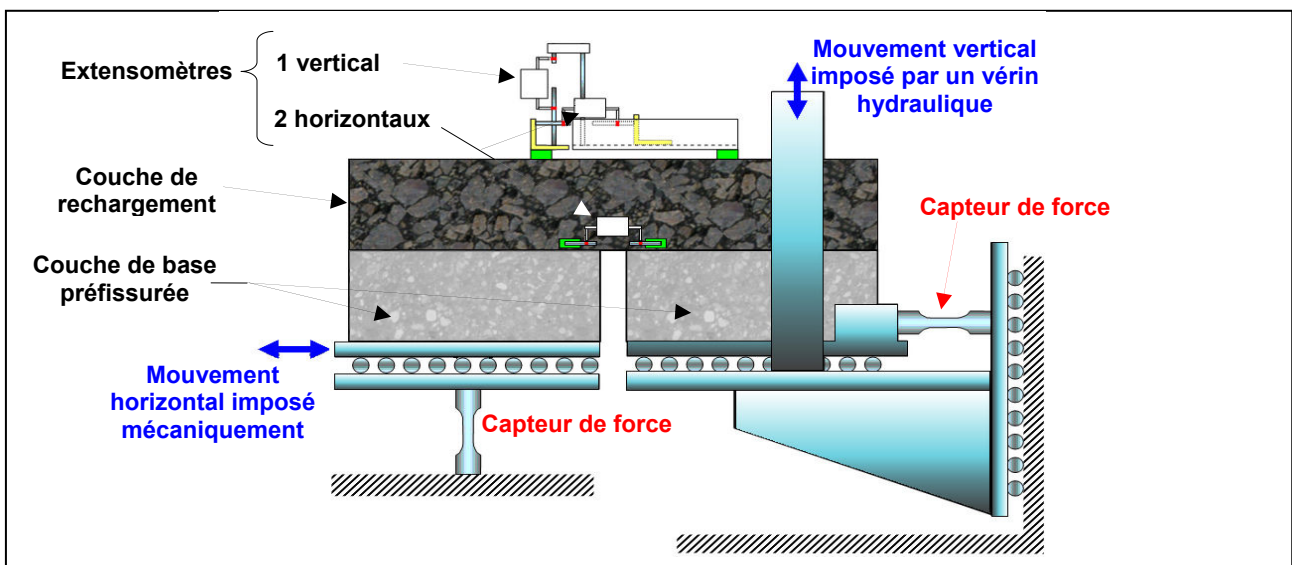


Figure 1.22 – Schéma représentant l’essai ETS [Guissi, 2005]

La simulation de la sollicitation thermique est réalisée de façon mécanique en conditions isothermes en estimant les niveaux de déformations créés par le retrait empêché lors du refroidissement à partir des caractéristiques de dilatation thermique des matériaux testés. Afin de prendre en compte la période de sollicitation par retrait thermique celle-ci devrait être égale à 5 heures par cycle (fréquence de  $5,5 \cdot 10^{-5}$  Hz). Cependant l'équipement permet uniquement de réaliser un cycle chaque 52 minutes. Par conséquent la fréquence associée a été de  $3,2 \cdot 10^{-4}$  Hz. La variation de l'ouverture de la fissure est de l'ordre du millimètre.

L'amplitude du mouvement vertical, quant elle, est fonction de trois paramètres :

- La capacité résiduelle de la structure de la chaussée
- L'épaisseur de la couche de rechargement
- Les caractéristiques du matériau de rechargement

Pour tester les matériaux bitumineux disponibles aux Québec, le déplacement vertical imposé a été de 2 mm/100 à une fréquence 1 Hz. La température des essais est définie à 5°C et -5°C.

L'instrumentation est constituée de trois capteurs de force et de quatre capteurs de déplacement. Deux capteurs de force disposés horizontalement sont situés à l'arrière du corps d'épreuve de chaque côté de l'éprouvette. Ces capteurs permettent de connaître directement l'effort transmis horizontalement dans la couche de rechargement. Le troisième capteur mesure l'effort vertical imposé sur l'échantillon par la presse. En plus de ces capteurs de force la presse MTS possède une cellule de charge de haute fiabilité. Les capteurs de déplacement sont de type extensomètre à jauge résistive (MTS). Les trois capteurs permettent de mesurer des déplacements relatifs. Ils sont placés près de la fissure. Deux pour mesurer le déplacement horizontal (un placé à l'interface des deux couches et l'autre à la surface de la couche de rechargement) et un pour mesurer le déplacement vertical (placé à la surface de la couche de rechargement).

### **II.7.3. Essais sur chaussées en vraie grandeur**

#### **II.7.3.1. Intérêt des essais sous trafic accéléré**

En dépit de tous les avantages des essais en laboratoire, l'observation des mécanismes de dégradation des chaussées par le trafic est essentielle pour mieux les concevoir et mieux les dimensionner, et pour améliorer leurs techniques de construction et d'entretien. Les chaussées sont normalement conçues pour de longues durées de service (20 à 30 années sur le réseau routier national). Les progrès en matière de matériaux et structures de chaussées se trouvent ainsi freinés par les longs délais nécessaires aux retours d'expérience et aux bilans des techniques effectués sur chaussées réelles.

Ce constat partagé par des nombreux acteurs dans le domaine routier a conduit un certain nombre de centres de recherche dans le monde à s'équiper de simulateurs de trafic lourd. Ces machines appliquent aux chaussées expérimentales testées, en quelques semaines, les charges lourdes supportées pendant toute leur durée de vie par les chaussées réelles à fort trafic. C'est tout l'intérêt des essais de chaussées sous trafic accéléré : s'affranchir des longues périodes nécessaires à l'observation des mécanismes de dégradations et de ruine des chaussées réelles.

Les expériences réalisées à l'aide de simulateurs en général concernent les matériaux et les structures de chaussées, ainsi que les couches de roulement. Des techniques usuelles ou innovantes sont testées, et l'on s'intéresse autant aux travaux neufs qu'aux techniques d'entretien et de renforcement. Les chaussées sont instrumentées afin de suivre l'évolution avec le trafic des paramètres de comportement : déplacements réversibles et permanents, sollicitations internes créées par le passage des charges, et également températures, teneurs en eau, entre autres.



Figure 1.23 – Simulateurs de trafic lourd linéaires. 1) Afrique du Sud 2) E.U. – Texas 3) Japon 4) Chine 5) E.U. – Ohio 6) Australie 7) Corée du Sud 8) Norvège 9) Danemark 10) France 11) Suisse 12) E.U. – Louisiane 13) Pays-Bas 14) Brésil 15) E.U. – Kansas 16) Grande Bretagne [AFD40, 2004]



Figure 1.24 – Simulateurs de trafic lourd circulaires. 1) Roumanie 2) Suisse 3) E.U. – Minnesota 4) Japon 5) Slovaquie 6) France 7) Japon 8) Nouvelle Zélande 9) Espagne [AFD40, 2004]

En plus de données d'endommagement structurel et d'ornièrage, sont également acquises des données sur l'évolution des caractéristiques de surface (uni, adhérence, entre autres), ou encore sur l'usure des pneumatiques. Certains de ces équipements, tel le manège de fatigue du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées du centre de Nantes, servent enfin à la mise au point et à la calibration de matériels d'évaluation et d'auscultation des chaussées, utilisés afin de suivre l'évolution de l'état du réseau routier.

Différents moyens d'essai sont utilisés afin de réaliser ces expériences sous trafic accéléré en vraie grandeur simulant le passage du trafic lourd. La plupart sont des systèmes linéaires (cf. Fig. 1.23), d'autres sont des manèges circulaires ou mixtes (cf. Fig. 1.24). On rencontre également des équipements constitués de pistes constituant des circuits fermés sur lesquelles circulent en continu des poids lourds réels (cf. figures 1.24.3 et 1.24.4).

### II.7.3.2. Application dans le domaine de la fissuration réfléctive

On note deux actions majeures visant à recenser l'ensemble des expériences réalisées ces dernières 30 années dans le monde à l'aide des machines d'essais accélérés de trafic lourd. Ces deux actions sont les suivantes :

- Le projet COST 347 : projet européen recensant les équipements européens, les expériences réalisés et proposant différentes pistes visant à optimiser et à mieux valoriser les expérimentations réalisées par ces moyens d'essai [Balay, 2004].
- Le projet A2B52 Task Force du TRB (Transportation Research Board) : recensant les équipements APT (Accelerated Pavement Testing) dans le monde ([NCHRP Synthesis 325, 2004]) et également les grands types d'expériences passées.

Ces recensements permettent d'établir qu'il existent approximativement 48 simulateurs accélérateurs de trafic lourd dans le monde dont 28 se trouvent aux Etats-Unis. Seize pays réunissent à eux seuls la majeure partie des publications relatant les travaux réalisés (cf. Fig. 1.25). Ces deux actions (COST 347 et A2B52) présentent également des synthèses très détaillées des expériences passées. Très nombreux sont les essais traitant de la fissuration directement et indirectement. La présentation est organisée selon les sujets traités. Le tableau 1.1, extrait de COST 347, met en avant sept domaines privilégiés d'action. On note principalement les sujets :

- Performance du modèle
- dimensionnement de chaussées
- maintenance et entretien
- l'étude de l'agressivité de charge
- effet du pneu et de la charge

En revanche à travers ces synthèses on note que le sujet de fissuration réfléctive n'a pas fait l'objet d'études spécifiques et il n'est pas identifié en tant que tel dans la liste des grands types d'études réalisés à l'aide ces simulateurs. Il ressort finalement de ces synthèses américaine et européenne que l'essai de fissuration réfléctive réalisé dans le cadre de cette thèse constitue une approche innovante. Le chapitre 2 présente les caractéristiques des machines FABAC du LCPC utilisées dans cette thèse, la configuration particulière définie afin d'observer et de quantifier le mécanisme de fissuration réfléctive et les résultats des expériences menées.

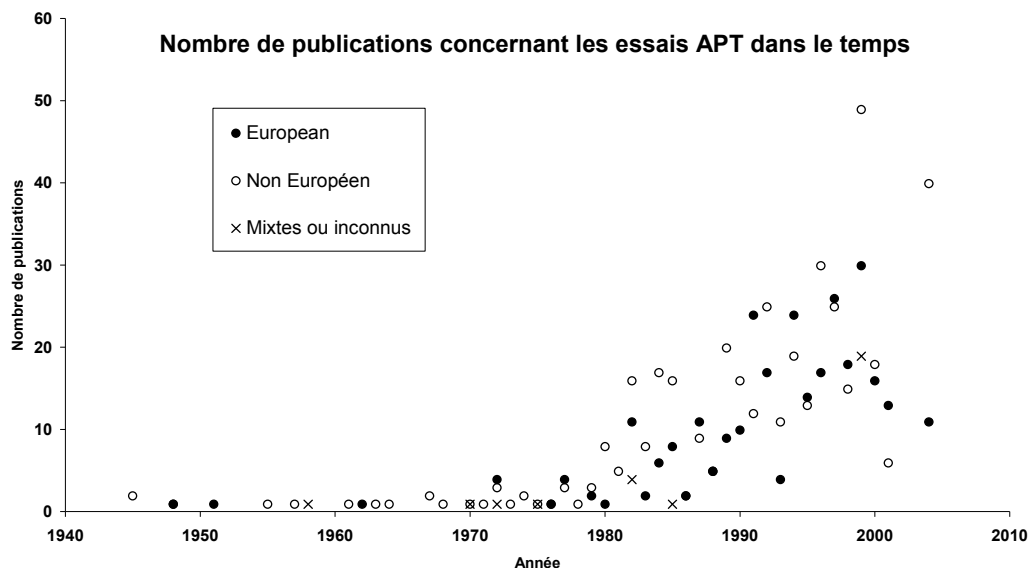


Figure 1.25 – Nombre de publications par année concernant les essais réalisés avec les simulateurs accélérés de poids lourd [Balay, 2004]

Tableau 1.1 – Correspondance entre les différents sujets de recherche (primaire et secondaire) [Balay, 2004 ] en nombre de publications

Test des matériaux	Performance des modèles	Dimensionnement des chaussées	Maintenance / entretien	Effet du pneu et de la charge	Validation d'essais	Effets sur l'environnement	Autres	
45	7	28	7	12	15	1		Test des matériaux
	23	16	1	6	8	1	3	Performance des modèles
		48	6	12	9	2	3	Dimensionnement des chaussées
			10					Maintenance / entretien
				23	9	1	1	Effet du pneu et de la charge
					21	1		Validation d'essais
						3		Effets sur l'environnement
							4	Autres

**CHAPITRE 2**  
**LES EXPERIMENTATIONS FABAC**



# CHAPITRE 2 - LES EXPERIMENTATIONS FABAC

---

## I. DEFINITION DE L'EXPERIENCE DE FISSURATION SUR FABAC ET MISE OEUVRE

### I.1. Introduction

Des essais ont été menées à l'aide des simulateurs de trafic lourd FABAC, afin d'acquérir des données expérimentales descriptives de la fissuration réfléctive et d'apprécier les possibilités de simulation offertes par la modélisation numérique. Cette expérience intermédiaire entre la route et l'essai de laboratoire permet d'approcher les modes de sollicitations des chaussées réelles soumises au trafic lourd.

Dans cette première partie du chapitre 2, on décrit d'une part les caractéristiques de cet équipement et d'autre part la configuration de la piste d'essai utilisée pour nos essais. La deuxième partie décrira en détail le déroulement de chacune des trois séries d'essais réalisées, et les améliorations apportées à l'instrumentation au fil des expériences. Enfin cette seconde partie justifiera le choix des résultats expérimentaux qui seront retenus pour l'exploitation et l'interprétation réalisées au chapitre 3.

### I.2. Objectifs

L'objectif est d'observer et quantifier sur des planches de chaussées expérimentales le phénomène de fissuration réfléctive dans les structures de chaussées renforcées soumises à un trafic accéléré à l'aide des simulateurs de trafic lourd FABAC du LCPC. L'intérêt est de caractériser les mécanismes qui gouvernent ce type de fissuration, en effectuant les essais avec contrôle des conditions de chargement et suivi des conditions thermiques.

Les objectifs principaux visés par la réalisation des essais FABAC sont :

- L'étude du fonctionnement et de l'évolution de la dégradation d'une structure de chaussée au droit d'une discontinuité transversale dans l'assise (couche de base ou de fondation) avec et sans dispositifs retardateurs de remontée de fissure sous chargement de trafic.
- L'acquisition de données expérimentales décrivant l'état de sollicitation de la piste d'essai, et son analyse à l'aide du modèle aux éléments finis 3D CESAR-LCPC utilisé pour la modélisation et son analyse.
- La comparaison entre plusieurs systèmes retardateurs de fissuration.

Pour accomplir ces objectifs, trois séries d'essais de 1 million de chargement au maximum ont été programmées. Chaque série d'essai dure environ 3 mois, et comporte deux tests sur deux structures de chaussée semi-rigide différentes, réalisés simultanément avec les deux machines FABAC. On dispose pour ces tests de structures semi-rigides fissurées qui se différencient par les trois types de complexes bitumineux de recouvrement. Ces trois types sont : enrobé bitumineux type BBC sur l'ensemble de l'épaisseur (6 cm), enrobé bitumineux type BBC (4 cm) et sable



bitume (2 cm), et enfin un enrobé bitumineux avec un complexe innovant en métal déployé sur un centimètre (technique innovante Arcélor). Le béton bitumineux de type BBC est un béton bitumineux normalement utilisé avec un cloutage en surface. Il a été adopté dans le cadre de cet essai de fissuration sans le cloutage pour sa granulométrie (faible dimension des particules de taille maximale permettant la réalisation de couches minces). Ces caractéristiques mécaniques seront définies par la suite (cf. §1.6.2 Chapitre3).

### I.3. Présentation des simulateurs FABAC – Description des essais

#### I.3.1. Principe général de l'essai

Les machines FABAC (cf. Fig. 2.1) ont été développées dans le cadre du projet national de recherche FABAC en 1995 (IREX 2000). Elles permettent d'appliquer une charge roulante de 65 kN sur une structure de chaussée expérimentale. Cette charge est donc équivalente à la charge de référence de 130 kN à l'essieu. Les appuis de la machine sur son support sont suffisamment éloignés de la région de circulation de la charge, afin que leurs effets n'interagissent pas avec ceux des charges roulantes dans cette partie de la chaussée. Des vérins pneumatiques corrigent en continu la distribution des efforts entre les appuis et la charge roulante, afin de maintenir quasi-constante l'effort appliqué à la chaussée dans la zone circulée.

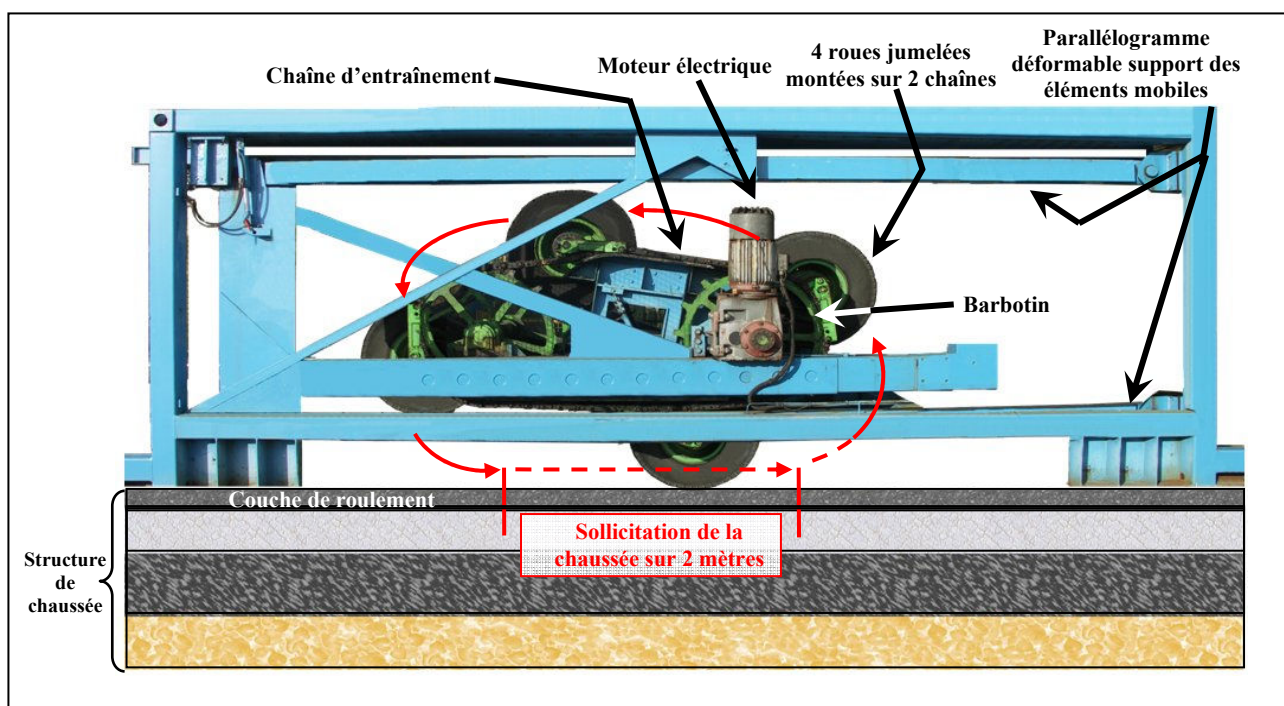


Figure 2.1 – Principe de fonctionnement de l'équipement FABAC.

Le cadre métallique contenant cet équipement est d'une longueur de 5,5 mètres permettant d'appliquer la charge sur la piste d'essai sur une longueur de 2 mètres à une vitesse maximale de 7 km/h. Les quatre jumelages standard de camion sont entraînés l'un après l'autre sur la piste par une chaîne elle-même entraînée par un barbotin de grand diamètre actionné par un moteur électrique de puissance 35 kWatts. Son fonctionnement en continu peut se réaliser sous surveillance humaine limitée avec une capacité de chargement hebdomadaire de l'ordre de 350.000 passages. Cet équipement fait partie des moyens d'essais de chargement accéléré pour chaussées dont dispose le LCPC à Bouguenais. L'avantage du passage cyclique accéléré est qu'il permet d'appliquer à la chaussée testée environ un million de chargements par mois, ce qui correspond à largement plus d'une dizaine d'années de trafic poids lourds sur chaussées réelles.

### I.3.2. Conditions d'essai

#### I.3.2.1. Piste d'essais préexistante

La piste d'essai utilisée pour la réalisation des essais, a été construite dans le cadre de la thèse « Durabilité mécanique du collage blanc sur noir dans les chaussées » [Pouteau, 2004]. La structure en place avant rechargement est constituée d'un revêtement en dalles de béton ciment (BC5) d'épaisseur moyenne 8 cm, posées sur une grave bitume (GB3) d'épaisseur moyenne 9.5 cm, le tout reposant sur une couche de fondation en sable ciment (SC) de 15 cm et un sol support de portance moyenne 110 MPa. Elle présente une longueur de 27 mètres et une largeur de 2 mètres avec un pas de discontinuité transversale des dalles en béton ciment de 2,75 mètres soit 9 joints. Dans la région de chacun de ces neuf joints différents traitements de l'interface BC5/GB ont été effectués à la construction, ces différents traitements étant définis pour les besoins de la thèse de Bertrand Pouteau. On distingue trois différents traitements :

- sans traitement : joints N° 5, N° 7 et N° 9
- grenillées : joints N° 6 et N° 8
- décollées avec feuille de polyane de 50 cm de part et d'autre du joint : joints N° 1 et N° 3
- grenillées et avec polyane de part et d'autre du joint : joints N° 2 et N° 4

Les quatre J2, J3, J6 et J7 joints ont été sollicités par les machines FABAC dans le cadre de la thèse de Bertrand Pouteau. Des décollements entre les dalles en béton et la grave-bitume ont été constatés après un million de chargements [Pouteau, 2004].

#### I.3.2.2. Structures testées

L'expérimentation comporte trois types de rechargement posés sur la structure définie plus haut soit :

- 4 dites rechargement témoins : BBC 6 cm (joints N° 1, N° 2, N° 7 et N° 8)
- 2 avec un système de sable enrobé (système anti-fissure efficace) : Sable enrobé au bitume modifié 2 cm + BBC 4 cm (joints N° 3 et N° 4)
- 2 avec un système anti-fissure: Complexe Métal Déployé (MD) 1 cm + BBC 5 cm (joints N° 5 et N° 6) [Florence, 2005].

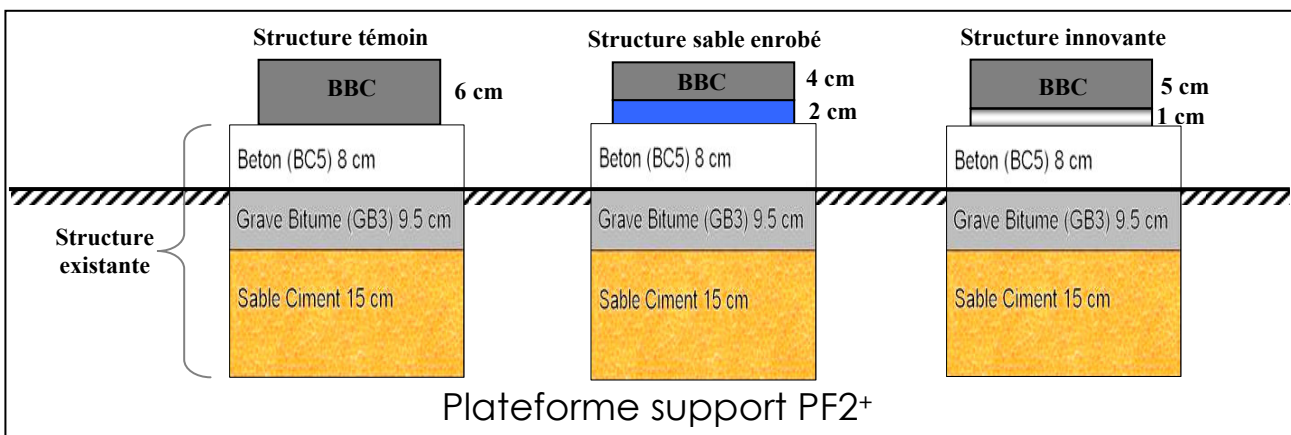


Figure 2.2 – Trois types de structures testées dans les séries d'essais de remontée de fissures réalisés à l'aide de l'équipement FABAC

Les 3 types de structures établies sont présentés dans la figure 2.2. Le rechargement bitumineux ne s'étend pas sur toute la largeur du support en béton (2 m), mais seulement sur 84 cm, comme cela est justifié au paragraphe 1.3.2.4 de ce chapitre.

### 1.3.2.3. Définition d'un essai

Un essai correspond à une séquence de chargements par la charge de référence répétés un grand nombre de fois, dans les meilleurs des cas jusqu'à ce qu'une première fissure survienne et traverse la couche d'enrobé, ou bien, par défaut, jusqu'à avoir effectué un million de passages sur le joint testé. Le programme général de la thèse et la possibilité d'utiliser en même temps deux machines FABAC a conduit à prévoir de réaliser 4 expériences comportant chacune 2 essais en simultanément.

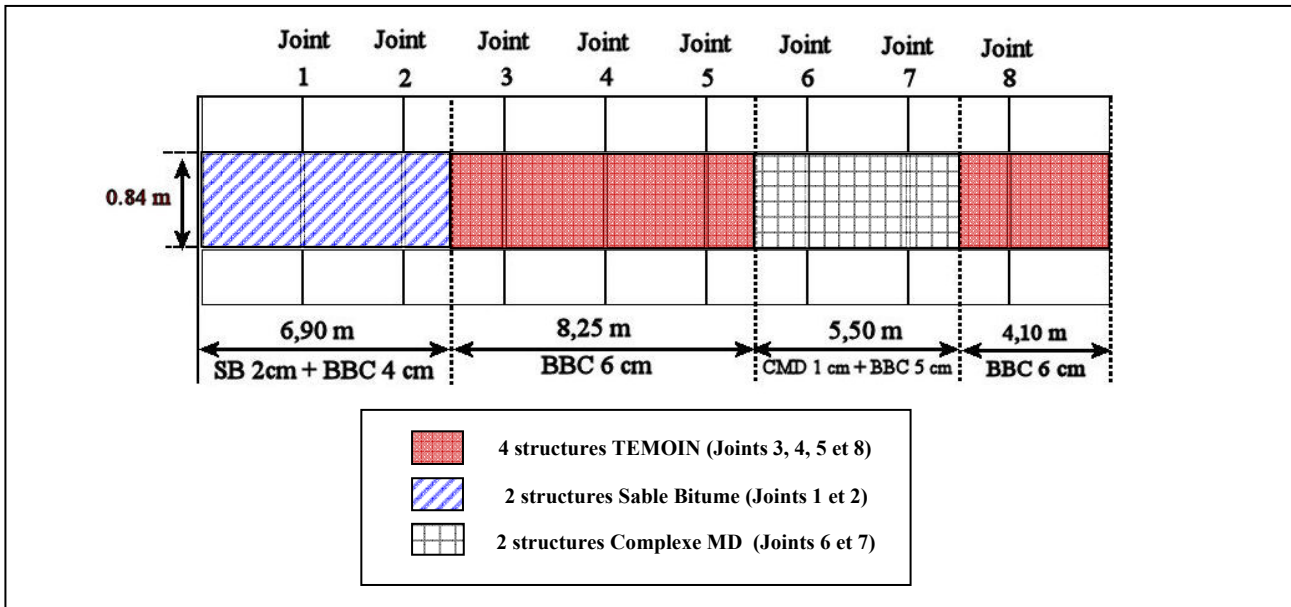


Figure 2.3 – Disposition des 3 types de structure sur la piste FABAC

Tableau 2.1 – Séries d'essais prévues en simultanément selon la structure de chacun des joints

Expérience	Joint	Type de Structure
1	3	Témoin
	7	Complexe MD
2	2	sable enrobé
	6	Complexe MD
3	1	sable enrobé
	5	Témoin

Longueur d'application de la charge : 2 m

Roue jumelée 65 kN

- Structures témoins : BBC 6cm
- Structure avec couche en sable enrobé (système anti-fissure efficace) : Sable enrobé au bitume modifié 2cm + BBC 4cm
- Structure avec système anti-fissure en métal déployé (projet industriel confidentiel – système non commercialisé) : Complexe MD 1cm + BBC 5cm

Les machines FABAC mesurant 10 mètres de longueur (appuis inclus) et la distance entre chaque joint étant de 2,75 mètres, il a été nécessaire d'avoir une séparation de 3 joints entre chaque machine. La disposition des structures a été établie en fonction de l'encombrement des machines et des séries d'essais que l'on souhaitait pouvoir faire en parallèle. La distribution sur la piste des types de recouvrement des joints qui garantit une organisation des tests en cohérence avec notre étude est présentée dans la figure 2.3. La programmation des séries d'essais permettant de tester

l'ensemble de joints par séries de deux essais simultanés sur chacune des machines FABAC est définie dans le tableau 2.1.

### I.3.2.4. Géométrie de la couche de roulement

L'intérêt principal étant de suivre la remontée de fissures de façon fiable et précise, une attention particulière a porté sur deux aspects : la géométrie et l'instrumentation de la structure à tester.

En particulier, le seul moyen dont on dispose pour réaliser le suivi de la propagation de la fissure avec le trafic est une observation en bord de chaussée (Jauges de fissuration). La largeur de la piste a été réduite pour placer des jauges de fissuration, collées sur la face latérale des bords de la piste, le plus près possible de la zone de chargement. Le but est d'éviter un décalage trop important entre l'observation de la fissure sur la face latérale et le phénomène tel qu'il se développe réellement dans la bande de roulement des charges. Cependant une réduction de la largeur excessive de la piste risque de favoriser le fluage latéral de la couche bitumineuse. Pour éviter cet effet, des surlargeurs par rapport à la largeur de la bande de passage de la charge égales au double de l'épaisseur de la couche bitumineuse ont été prévues conduisant à une largeur totale de 84 cm (cf. Fig. 2.4).

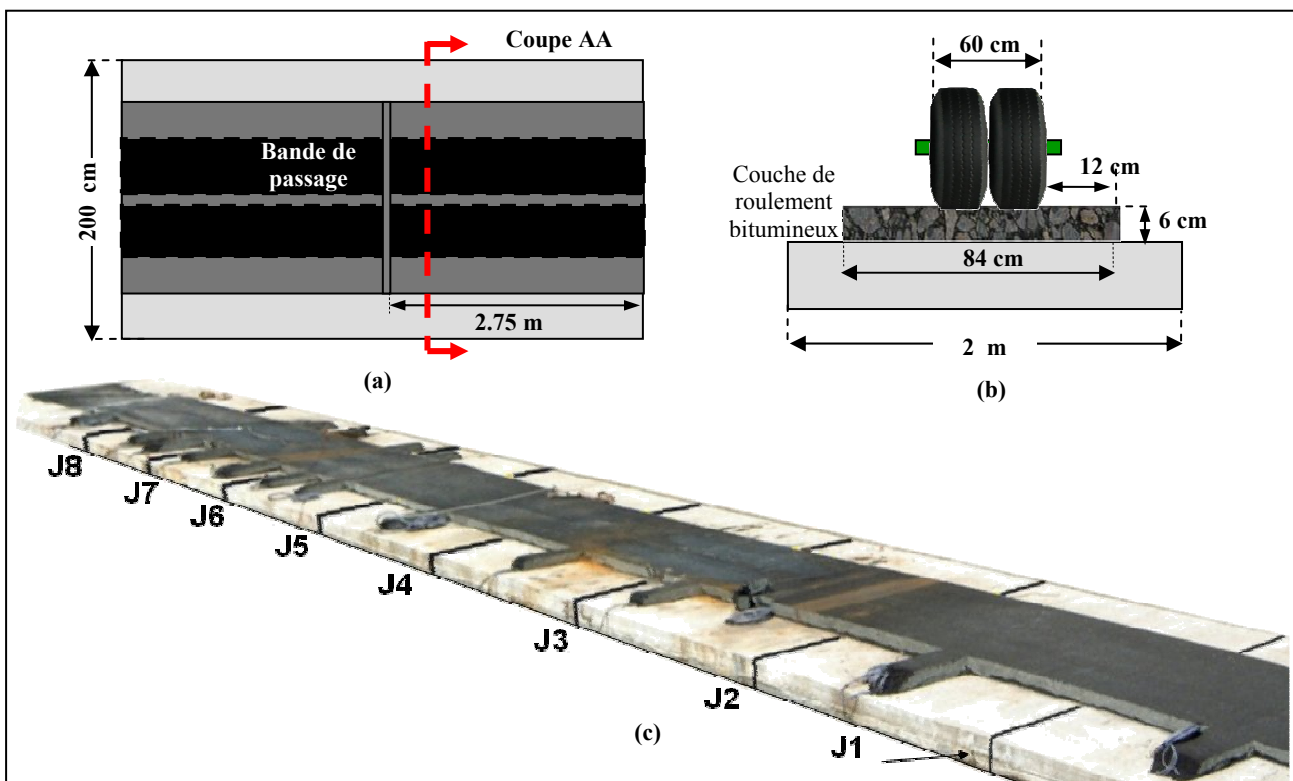


Figure 2.4 – Géométrie de la piste à tester sous FABAC – (a) Vue en plan – (b) Coupe AA – (c) Piste établie pour l'expérience de remontée de fissures et position des joints

Pour réaliser cette couche, le matériau répandu en pleine largeur (largeur de la dalle) en prenant soin de mettre une fine couche de sable sur la surface à retirer ultérieurement par sciage. Le résultat final de la réduction du recouvrement choisie et de l'ensemble de la géométrie définie pour la piste à tester est montré dans la figure 2.4.c.

### I.3.2.5. Instrumentation, grandeurs à mesurer et capteurs utilisés

Pour répondre aux différents objectifs, il a été indispensable de prévoir une instrumentation conséquente. Sont recueillies d'une part des données à évolution lente (fissuration, température) et d'autre part des données à cinématique rapide, à savoir les déformations transversales et

longitudinales et les déplacements verticaux et horizontaux d'ouverture du joint (cf. Fig. 2.5).

**Tableau 2.2 – Récapitulatif de l'instrumentation prévue initialement**

Type d'appareil	Grandeur mesurée	Nombre d'appareils par joint instrumenté
Thermocouples	température	6
Jauges de déformations collées en surface	déformation longitudinale et transversale au sommet de l'enrobé	8
Capteurs de déformations en bas de couche	déformation longitudinale et transversale à la base de l'enrobé	8
Capteurs LVDT	déflexions en surface de couche de roulement déplacements verticaux des dalles battement des lèvres de la fissure	12
Jauges de fissurations (remplacées par des réseaux de trait à peinture d'argent)	Suivi de propagation de la fissure	2
Capteurs LVDT	Ouverture du joint	5

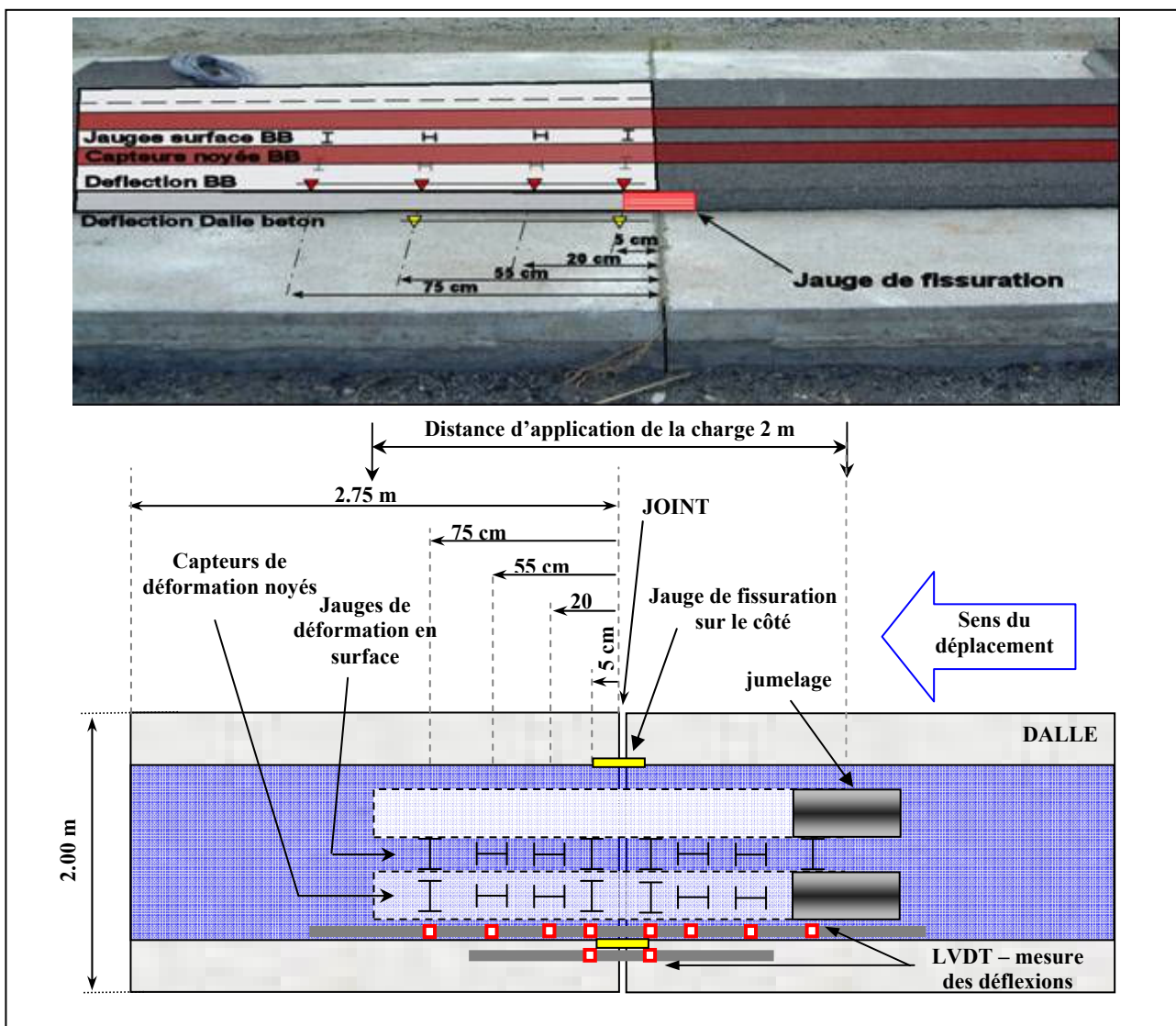


Figure 2.5 – Schéma de l'instrumentation prévue pour chaque joint pour l'essai de fissuration avec Fabac (type de jauge et position)

Le tableau 2.2 présente un détail de l'instrumentation prévue initialement pour chaque joint. Cette instrumentation a subi quelques légers changements après chaque série d'essai qui seront décrits plus en détail par la suite.

Pour chaque joint testé, deux profils longitudinaux ont été équipés en :

- 8 capteurs à la base de la couche de rechargement mesurant transversales et longitudinales -  $\epsilon_t$ ,  $\epsilon_l$  (profil longitudinal situé à la verticale du centre d'une des 2 roues).
- 8 jauges collées en surface mesurant les deformations transversales et longitudinales -  $\epsilon_t$ ,  $\epsilon_l$  (profil longitudinal situé au milieu de l'entre-jumelage).

Chacun des profils longitudinaux comporte 2 points de mesure proches du joint et 2 autres éloignés du joint (cf. Fig. 2.5).

On mesure également le bassin de déflexion de la couche de roulement, le décollement entre la couche bitumineuse et son support rigide, et le battement des lèvres de la fissure lorsque celle-ci aura remonté à la surface. Dans ce but des capteurs de déplacement de type LVDT ont été placés sur un des bords de la couche d'enrobé et sur les dalles béton (cf. Fig. 2.5).

Pour suivre la propagation de la fissure, on utilise des jauges de fissuration collées sur les faces latérales, avec éventuellement une progression de fissuration en retard par rapport à la fissure qui a lieu sous la charge. Les premières expériences ont conduit, après une révision des performances de l'instrumentation in situ, à remplacer les jauges de fissuration par un réseau de traits à la peinture d'argent. Les jauges de fissuration qui ont fait leurs preuves pour le suivi des fissures en laboratoire, ont en effet présenté des problèmes d'adaptation aux conditions extérieures environnementales, en particulier des problèmes de collage.

Les champs de température doivent être bien définis dans les matériaux bitumineux compte tenu du fait que leur comportement dépend fortement de ce paramètre. Le nombre de thermocouples utilisés est variable : 2 sondes dans l'enrobé – 1 dans la partie supérieure et 1 dans la partie inférieure – 1 dans le béton à mi-hauteur et 1 dans la GB3 aussi à mi-hauteur et 1 pour déterminer la température ambiante (cf. Fig. 2.6). La particularité de cette mesure de température par rapport aux autres acquisitions sous sollicitations dynamiques (Capteurs de déformation, LVDT et jauges de fissuration) est que celles-ci sont enregistrées toutes les 15 minutes, indépendamment des acquisitions de l'ensemble des capteurs posés sur la piste d'essai. De cette façon un champ de température suffisamment précis peut être associé à tout moment de l'essai avec le nombre de passages.

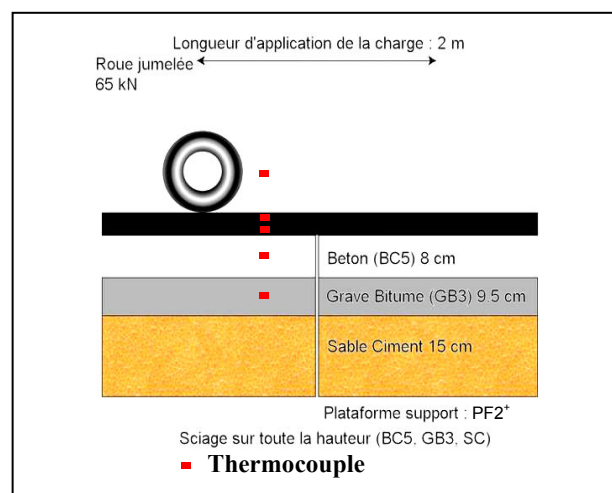


Figure 2.6 – Position des thermocouples dans le profil de la structure FABAC

## I.4. Construction de la planche d'essai et caractérisation de son état initial

### I.4.1. Préparation de la plateforme support

Etant donné que la structure a déjà été utilisée pour des tests de fatigue précédents et qu'elle servira de support pour les tests dans le cadre de ce travail, il a été indispensable de la remettre en état l'ancienne structure par un comblement des carottages antérieurs.

L'un des principes de base de ces essais de fissuration réfléctive avec les simulateurs FABAC est de solliciter des structures où préexiste une discontinuité franche. Deux dispositions ont de ce fait été adoptées avant les travaux de réalisation de complexes anti-fissures. D'une part, il est nécessaire de favoriser l'apparition de fissures réfléctives dans des délais raisonnables (un million de chargement 65 kN) et de façon homogène parmi les différents joints. D'autre part il est nécessaire de réaliser une campagne de mesures de déflexions et de battements suffisante et complète afin de vérifier l'obtention de la valeur ciblée de  $30 \cdot 10^{-2}$  mm avant de poser l'enrobé (cf. §I.4.1.1 de ce chapitre) et afin d'établir les nouvelles valeurs de battement une fois l'enrobé posé. Ces discontinuités

#### I.4.1.1. Préparation des joints

Pour favoriser l'apparition de fissures réfléctives et rendre homogène le comportement de chaque joint on a considéré que les lèvres des dalles de chacun des joints devaient présenter au moins un battement de  $30 \cdot 10^{-2}$  mm. Il a donc été décidé de scier sur toute l'épaisseur de la structure les joints existants. Le sciage a été effectué donc sur 31 cm (8 BC5 + 8 GB3 + 15 SC1 - voir Fig. 2.7). La largeur du joint a été de 5 mm environ.

Une première campagne de mesures des battements (cf. §I.4.1.2 de ce chapitre) a montré que le sciage de la structure s'est avéré insuffisant pour assurer les valeurs ciblées, qui ont été toujours très inférieures aux 30 mm/100 espérés. Pour amplifier ces valeurs et accroître la désolidarisation des dalles adjacentes, il a été décidé d'imposer une vibration de chaque côté du joint avec un compacteur. L'utilisation du compacteur comporte cependant quelques risques tels que la rupture des dalles et le développement d'épaufrures. Aussi pour mettre au point la procédure, un premier test est effectué sur le joint N° 9. Le premier essai permet de définir un temps de charge d'une minute et montre qu'il est nécessaire de protéger la surface des dalles par un tapis en caoutchouc placé sous la bille vibrante. Le compacteur utilisé est de type vibreur à 2 billes (BW 100 AD-3) dont la charge maximale appliquée au sol sous vibrations est de 27 kN.



Figure 2.7 – Sciage des joints de la planche d'essai préparée pour l'essai de fissuration avec l'équipement FABAC

### I.4.1.2. Campagne de mesures avant le lancement de l'essai de fissuration

Afin de caractériser le fonctionnement mécanique initial des joints il a été prévu de réaliser une série de mesures des déplacements verticaux des dalles sous charge de 65 kN pendant les différents stades de la préparation de la piste pour connaître notamment les états de battement, de portance et de collage des dalles. On présente ci-dessous les mesures les plus représentatives de cet état initial et la méthode utilisée pour les réaliser.

#### I.4.1.2.a. Mesure des déplacements verticaux et de battements en bord de dalle

Cette mesure est effectuée en bord de dalle à l'aide d'une poutre longitudinale de 5.5 mètres de longueur solidaire à une structure métallique posé sur le sol à côté de la chaussée testée (Fig. 2.8). Face à la complexité que présentait le positionnement des capteurs par rapport à la charge roulante du camion, la poutre support des capteurs a du être placée en bord de dalle. La figure 2.8 montre que les appuis ont été placés à 2,25 et 3,45 mètres de la mesure alors que celle-ci a été réalisée à 5 cm du bord de la dalle béton. 6 capteurs LVDT sont placés de façon symétrique par rapport au joint pour assurer un suivi de la charge qui soit comparable d'une dalle à l'autre et pour pouvoir déterminer les valeurs de battements. Finalement pour retrouver la valeur plus proche de la valeur du battement au droit des deux lèvres des dalles, les deux capteurs mesurant le battement ont été placés le plus près possible du joint compte tenu de l'encombrement établi par les supports et le câblage des capteurs (Fig. 2.8).

L'acquisition des mesures de déplacement est continue (cf. Fig. 2.9). Cependant les valeurs reportées ne sont pas reliées à la vitesse du camion, ce qui limite leur exploitation. La position exacte de la charge ne peut pas être déterminée avec certitude lorsqu'elle se trouve entre deux capteurs.

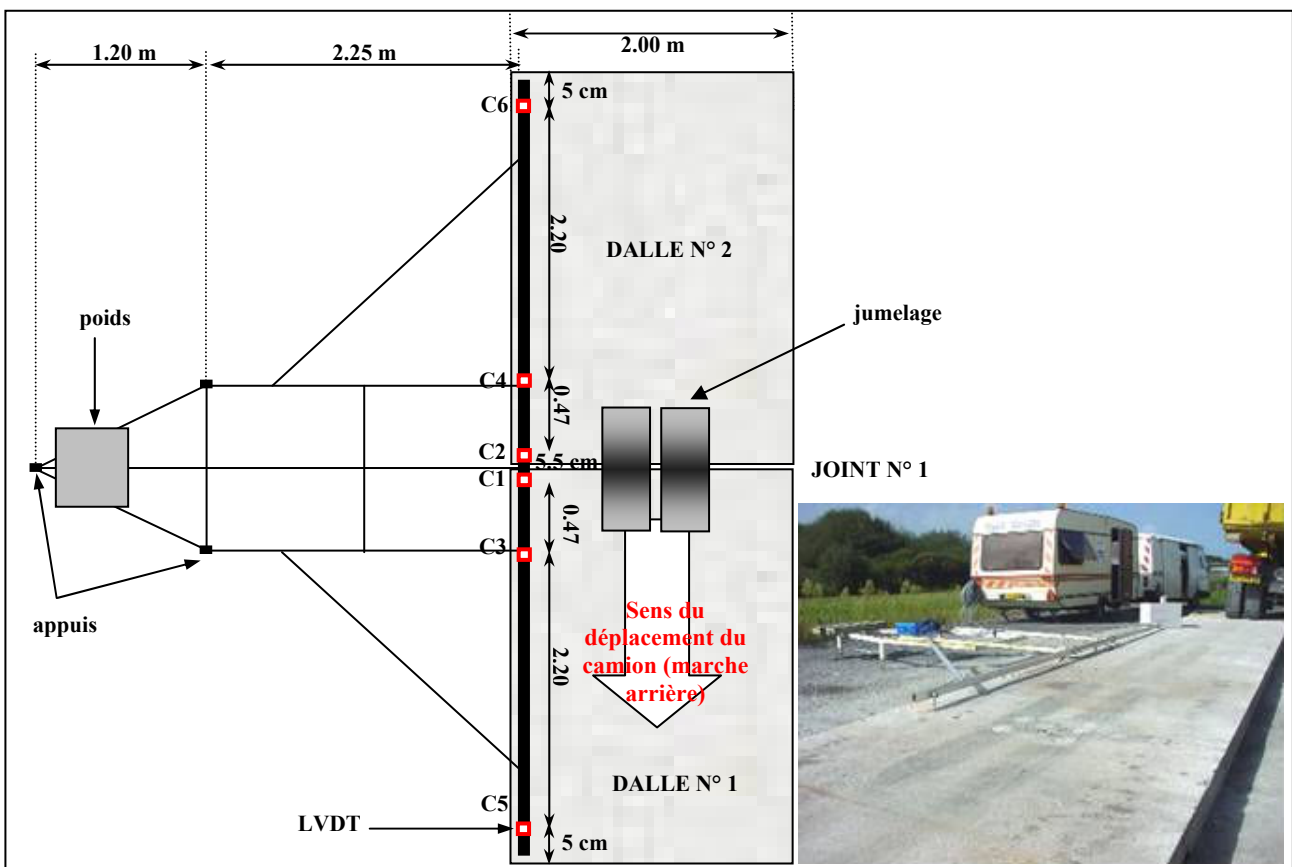


Figure 2.8 – Dispositif de mesure du battement et des déflexions en bord de dalle.



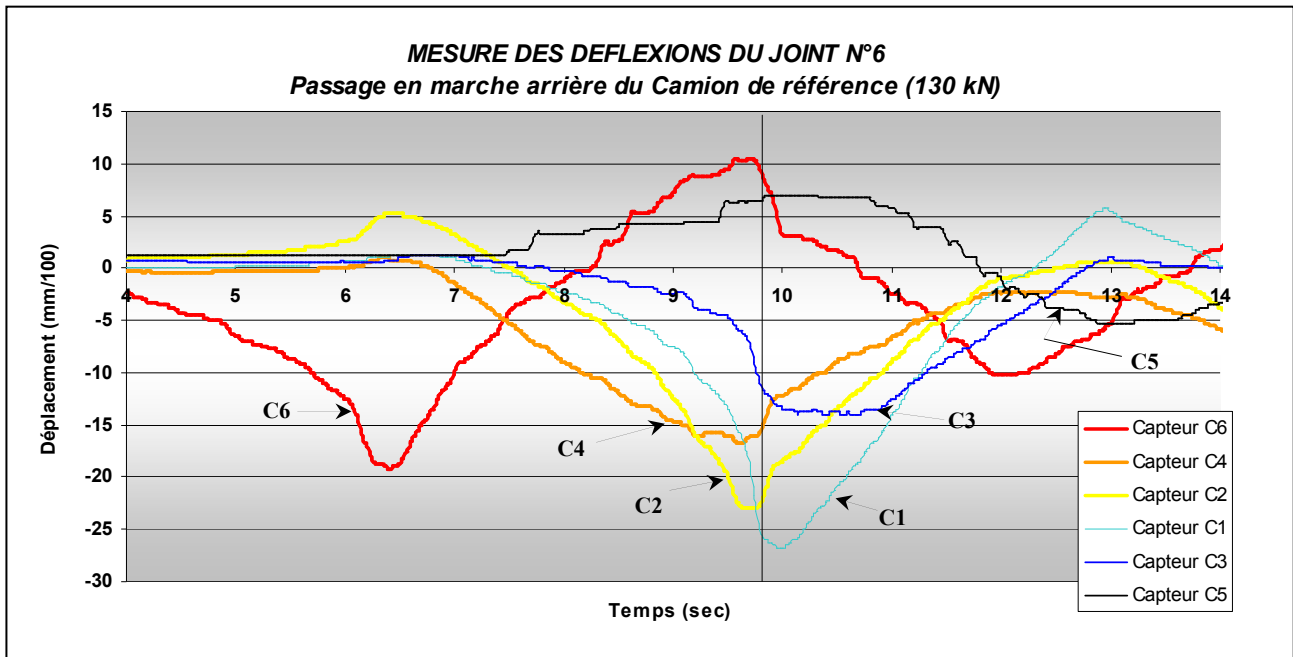


Figure 2.9 – Courbes des déplacements verticaux des dalles au passage de l’essieu de 130 kN

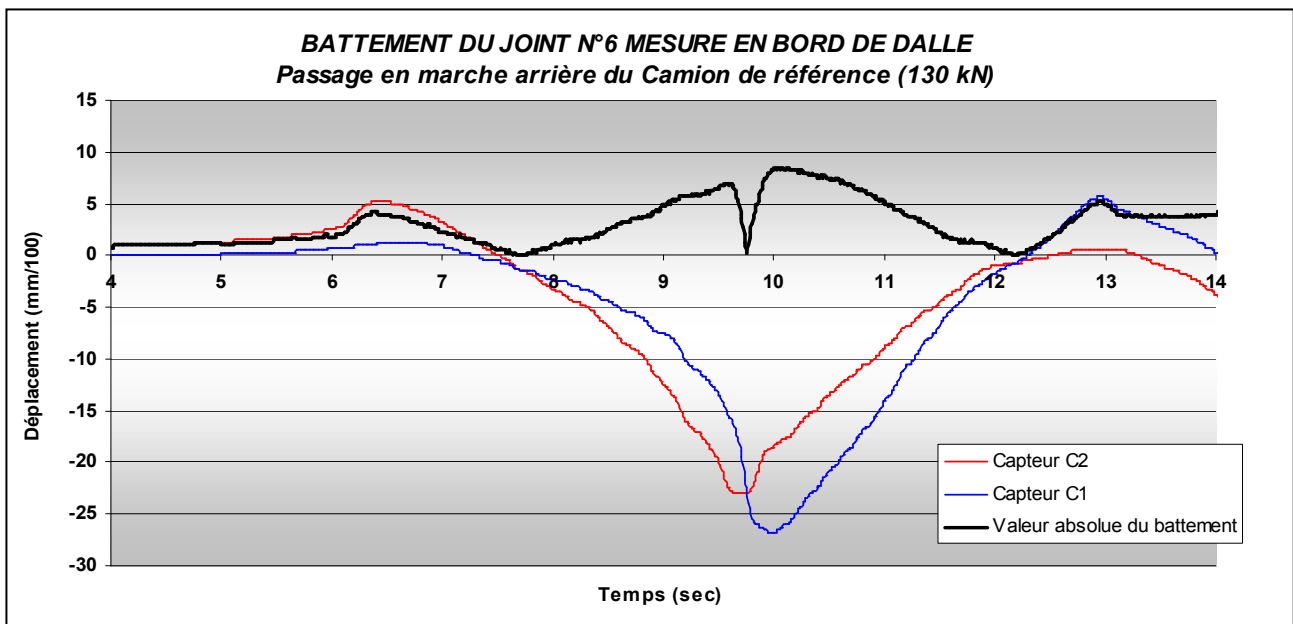


Figure 2.10 – Courbes des déplacements verticaux des capteurs auprès du joint N° 6 et valeur du battement absolu au passage de l’essieu de 130 kN

Sans la vitesse associée la charge peut seulement être localisée avec certitude lorsqu’elle passe au niveau des capteurs proches des joints. Dans ce cas du fait de la présence d’une discontinuité le déplacement vertical maximum correspond systématiquement au passage de la charge au droit du capteur. Dans le cas des capteurs éloignés des joints, la valeur maximale de déplacement vertical ne permet pas toujours de situer la charge. En particulier on observe que la valeur maximale du capteur C4 est mesurée au même instant que celle du capteur C2. Puisque la mesure se réalise sur une dalle rigide, un déplacement causé par une perte de portance locale en amont ou en aval du capteur peut être repérée par celui-ci. Un phénomène similaire se présente dans le cas du capteur C3 dont la valeur de déplacement se fixe sur une valeur maximale pendant un intervalle de temps prolongé (cf. Fig. 2.9). Le passage de la charge au droit de ces capteurs est déterminé de façon approximative.

Malgré cette imprécision, les valeurs des déplacements verticaux maximaux de l'ensemble des capteurs restent utiles. Ils permettent de juger l'aptitude mécanique de la structure de la chaussée et de comparer l'incidence globale de la charge aux différentes positions des capteurs. L'acquisition en continu permet d'établir les valeurs de battement (Figure 2.10). La déformée au passage de la charge est définie de façon précise lorsqu'elle se trouve parallèle à un capteur proche du joint (Figure 2.11). Dans le cas des capteurs éloignés du joint, la position est définie de façon approximative pour les raisons exposées plus haut.

Le suivi des déformées le long des dalles permet de visualiser et comparer l'effet du passage de la charge sur chaque joint et sur chaque dalle. Ces nombreuses mesures répertoriées sont utilisées plus en détail par la suite dans l'étude des sollicitations initiales avec les modèles aux éléments finis. Les valeurs exploitées à ce stade initial, permettant de vérifier si les valeurs initiales sont correctes pour lancer l'essai, sont présentées dans le tableau 2.3.

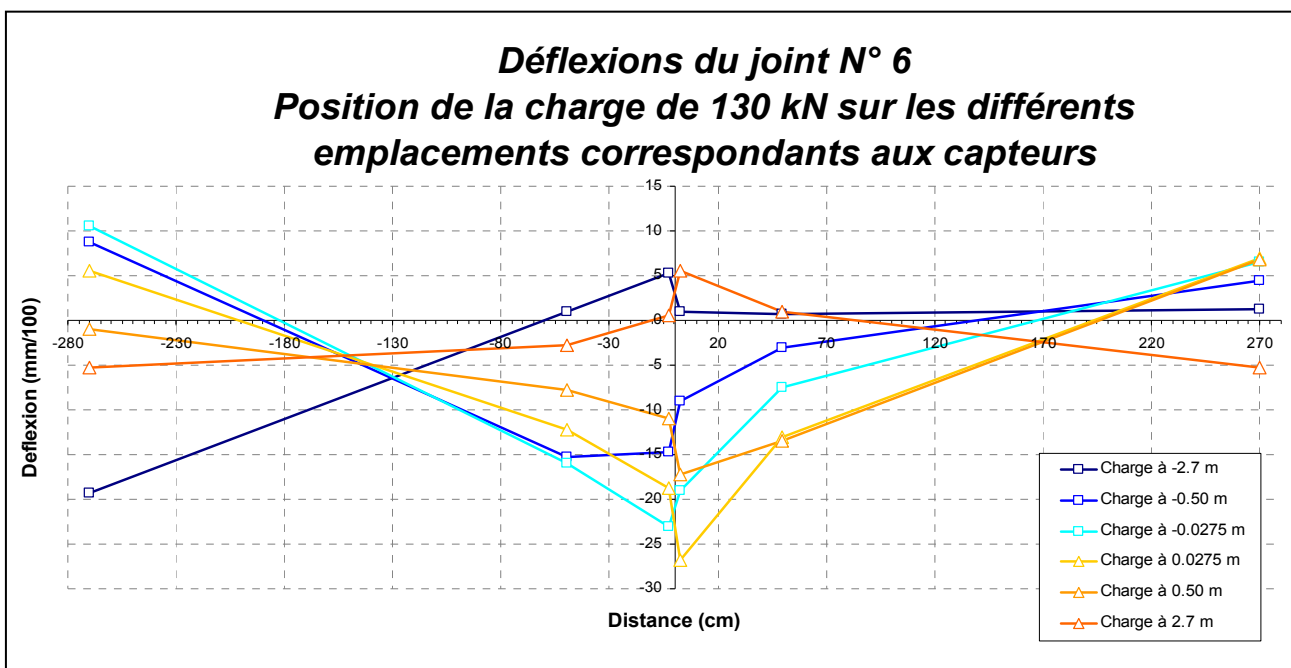


Figure 2.11 – Déformées des dalles pour différentes positions de la charge de 130 kN

Tableau 2.3 – Série n° 1 de mesures des battements en bord de dalle après sciage de l'ensemble des couches de la structure de la piste

JOINT	BATTEMENT MAXI valeur absolue (mm/100)	DEFLECTION MAXI (1) (mm/100)			
		C5	C1	C2	C6
J1	6	--	22	17	32
J2	7	12	23	23	30
J3	9	7	24	25	33
J4	15	14	33	26	29
J5	9	19	28	22	36
J6	8	--	26	23	25
J7	10	16	26	28	35
J8	15	18	33	30	42

**Tableau 2.4 – Série n° 2 de mesures des battements en bord de dalle après désolidarisation des dalles à l'aide d'un compacteur**

JOINT	BATTEMENT MAXI valeur absolue (mm/100)	DEFLECTION MAXI <sup>(1)</sup> (mm/100)			
		C5	C1	C2	C6
J1	17	--	32	32	--
J2	20	30	39	30	--
J3	16	15	33	31	--
J4	21	19	34	36	24
J5	19	12	34	38	26
J6	18	11	33	32	23
J7	19	--	32	33	26
J8	31	19	43	47	15

Le tableau 2.3 résume les résultats du battement maxi et des déflexions maxi de la première série de mesures en bord de dalle. On rappelle ici que lorsque ces mesures ont été réalisées les joints avaient subi un unique premier traitement de sciage de l'ensemble de l'épaisseur de la structure. On constate que les valeurs du battement sont faibles par rapport aux valeurs ciblées (entre 6 et 15 mm/100). Ces mesures en bord de dalle laissent supposer qu'au centre de la dalle les valeurs seront aussi loin du battement de 30 mm/100 défini. Suite à ces résultats, tel qu'il a été énoncé antérieurement (cf. §1.4.1.1 de ce chapitre), un compacteur a été utilisé pour accroître la désolidarisation des dalles et obtenir ainsi des valeurs de battement supérieures.

Le tableau 2.4 montre les valeurs du battement obtenues après avoir scié la structure et vibré de chaussée sur toute sa hauteur chacune des dalles au niveau des joints au compacteur. L'incrément reporté des battements a été d'une dizaine de centièmes de millimètre. Les valeurs pour l'ensemble des joints se trouvent entre 16 et 31 mm/100.

Les valeurs du battement sous la charge doivent être égales ou supérieures à celles mesurées en bord de dalle. Pour vérifier cette hypothèse une nouvelle mesure des déflexions est réalisée le plus près possible du jumelage. Pour réaliser des mesures auprès de la charge en centre de dalle la méthode de fixation des capteurs a fait l'objet d'une nouvelle adaptation. Cette adaptation est décrite ci après.

#### **I.4.1.2.b. Mesure des déplacements verticaux et de battement en centre de dalle**

Pour évaluer les valeurs de battement au plus près de la charge, un dispositif de capteurs de déplacement LVDT a été adapté à une poutre benkelman placée près de la roue jumelée du camion en centre de dalle.

Le dispositif (cf. Fig. 2.12) est constitué d'une poutre posé sur l'axe central de la dalle. Cette poutre est suffisamment longue pour s'appuyer sur les dalles antérieures à celles testées, permettant ainsi d'assurer que la mesure ne soit pas faussée par les mouvements des dalles. Au bout de la poutre deux capteurs LVDT ont été positionnés permettant de mesurer les déplacements de chaque côté du joint.

La mesure effectuée par ces capteurs est continue et permet d'établir quelle est la valeur près du joint du battement maximal sur l'ensemble des acquisitions au passage de la charge. La figure 2.13 montre une des mesures réalisées, celle qui correspond au joint N° 2, et la valeur absolue du battement constitué par la différence des valeurs mesurées à chaque instant. La valeur maximale de battement retenue est 29 mm/100.

Les résultats de battement maxi obtenus par l'ensemble des mesures réalisées sur tous les joints sont résumés dans le tableau 2.5. On observe que les valeurs de battements sont au moins supérieures ou égales à 28 mm/100. La valeur cible minimale n'étant qu'à 2 centièmes de millimètre, il a été considéré que les battements présents étaient satisfaisants et que la construction des rechargements bitumineux pouvait être lancé.

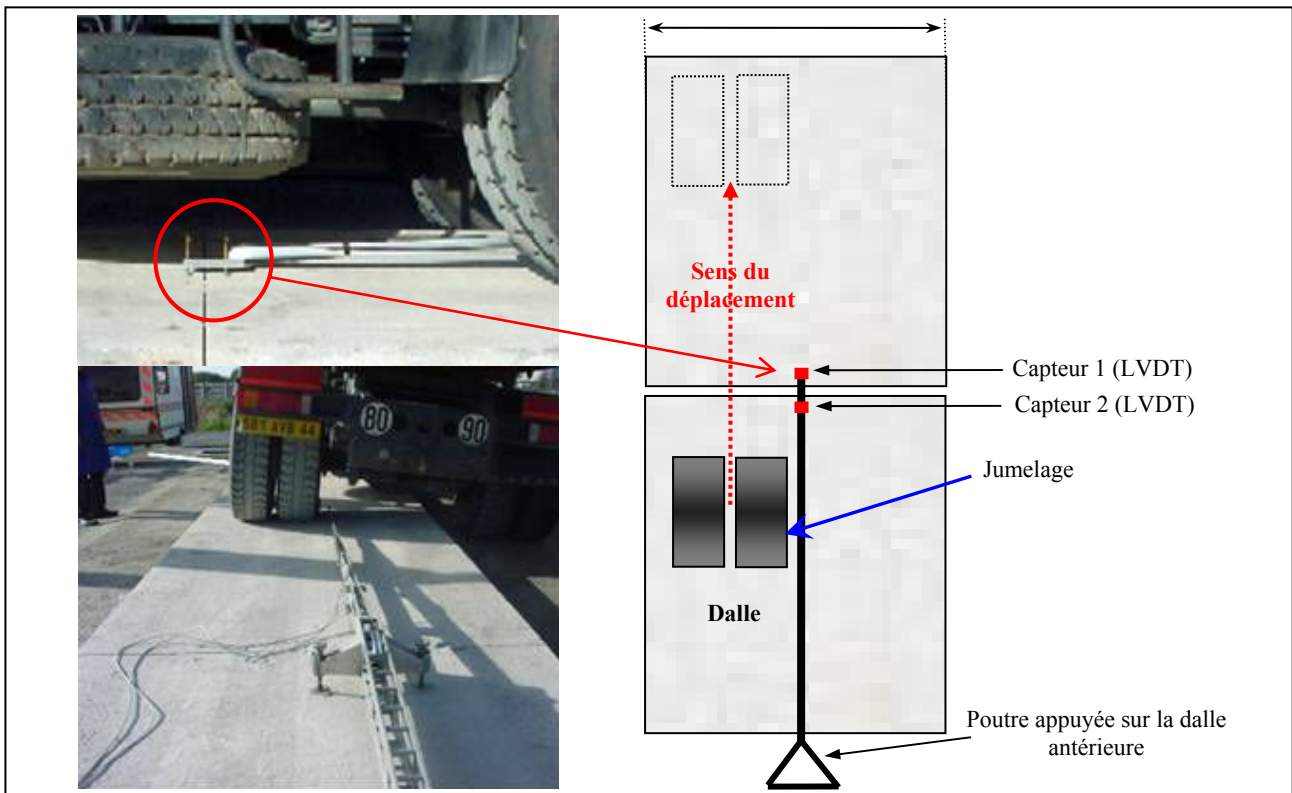


Figure 2.12 – Dispositif de mesure des déflexions au centre de la dalle.

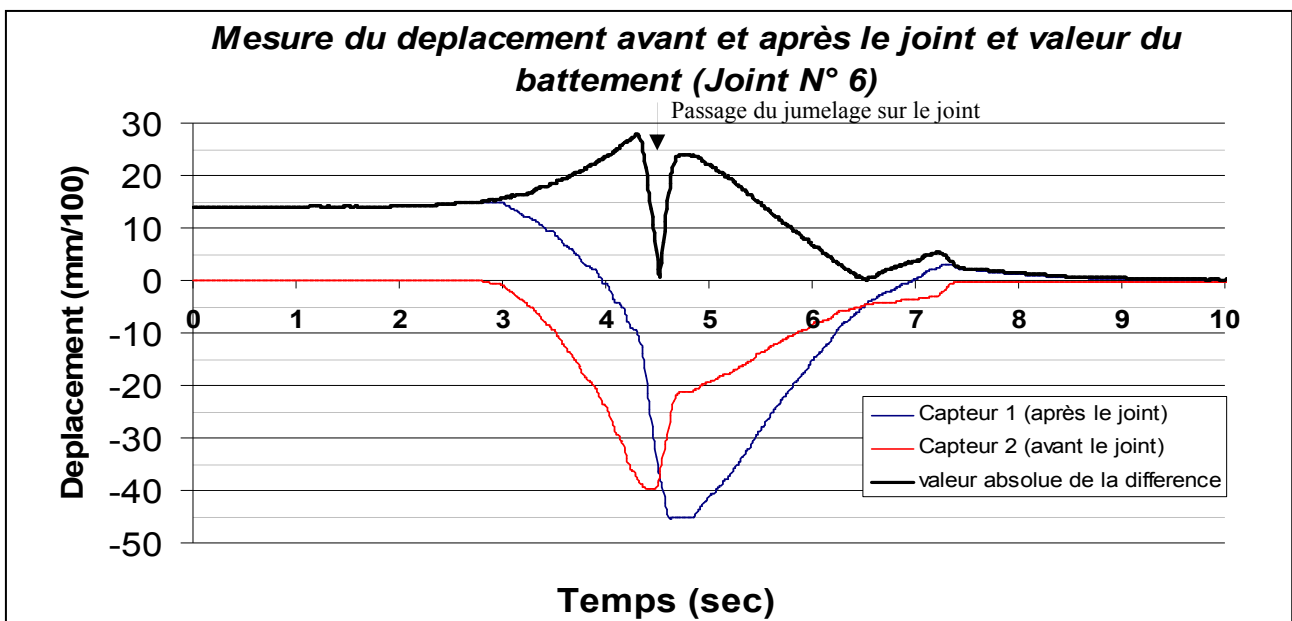


Figure 2.13 – Battement du joint n° 6 mesuré au centre de la dalle à proximité de la charge

Tableau 2.5 – Valeur du battement mesuré au centre de la dalle à proximité de la charge

JOINT	BATTEMENT MAXI (mm/100)
J1	35
J2	29
J3	44
J4	30
J5	33
J6	28
J7	31
J8	39

#### I.4.1.2.c. Mesure transversale des déplacements verticaux

Etant donné les écarts trouvés entre les mesures longitudinales des déplacements verticaux en bord dalle et celles du centre, des mesures transversales ont été prévues.

La figure 2.14 montre trois configurations de mesures transversales des déplacements verticaux. Dans le cas de la première mesure (cf. Fig. 2.14.a) le jumelage est posé au milieu de la dalle et la poutre avec les capteurs est posée sur la même dalle à quelques centimètres. Le poids de la charge est 130 kN à l'essieu et la mesure s'effectue en continu alors que le camion avance en s'éloignant de la poutre. La deuxième et la troisième mesure (cf. Fig. 2.14.b) se réalisent avec la charge du camion placée initialement en bord de dalle. Pour reproduire en quelque sorte les mesures de battement effectuées près du joint auparavant (cf. §I.4.1.2.a et §I.4.1.2.b de ce chapitre), la poutre de mesure des déplacements verticaux a été placée respectivement en amont et en aval du joint.

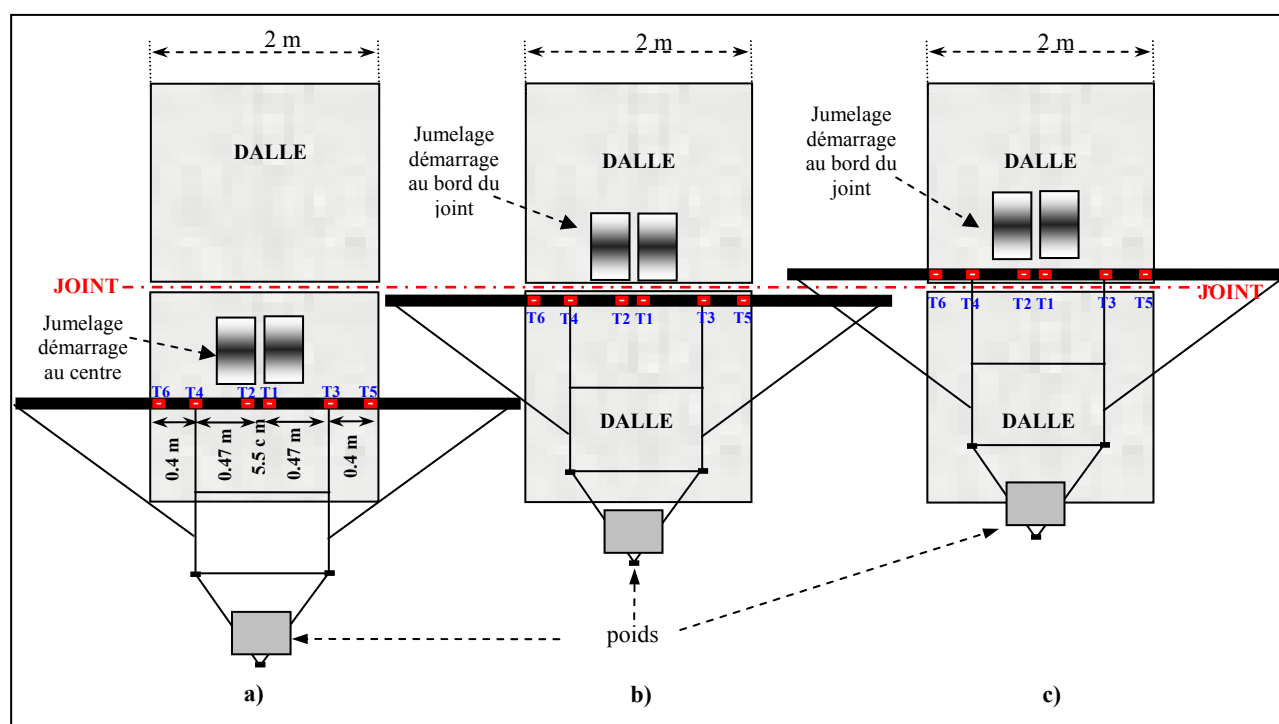


Figure 2.14 – Dispositif de mesure transversale des déplacements verticaux. a) charge au milieu de la dalle, b) charge en bord de dalle et mesure en dalle antérieure, c) charge en bord de dalle et mesure sur la même dalle

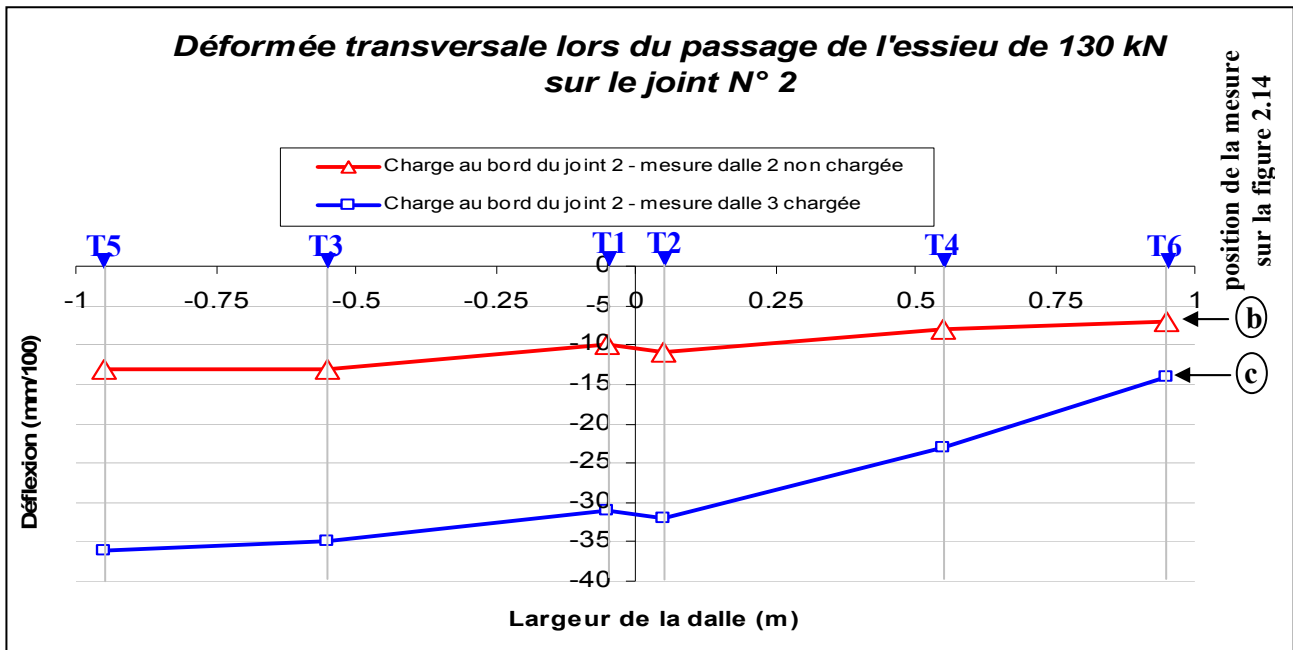


Figure 2.15 – Profils transversaux type auprès du joint. Mesures sur les dalles 2 et 3 pour une charge posée sur le bord de la dalle 3

Un exemple du résultat obtenu lors de ces mesures près du joint est montré dans la figure 2.15. La déformée transversale près du joint N° 2 montre l'existence de l'écart entre la mesure sous la charge et la mesure en bord de dalle. La non-symétrie de cette réponse par rapport au centre de la dalle a permis de conclure que la position du camion et les caractéristiques des appuis ont eu une influence sur cette différence.

On conclut que l'écart est dû non seulement à la distance vis-à-vis de la charge mais aussi de l'action combinée des différences de cote et des matériaux des appuis. La piste présente une surface de circulation à 14 cm de hauteur par rapport au sol du site. Cette différence de niveau a été corrigée par la pose d'une structure en bois. Dans ces conditions la roue du côté des capteurs C5, C3 et C1 roule sur un appui peu portant avec en plus une légère différence de niveau. Cette concentration de charge sur l'appui le plus faible joue un rôle dans les différences reportées.

Cette conclusion signifie qu'il n'est pas possible, à partir des données répertoriées, de reproduire les conditions de chargement par le moyen d'une méthode calculatoire afin d'établir la distribution exacte des sollicitations sur l'ensemble de la dalle. Sans passer par une analyse aux éléments finis, par exemple, les résultats des mesures ne peuvent pas être reliés aux résultats des profils longitudinaux du fait de l'absence d'un dispositif reliant la vitesse du camion aux acquisitions.

Face à ces inconvénients, ces résultats sont exploités ici uniquement pour déduire le comportement ponctuel des profils transversaux des différents joints et des différentes dalles. L'homogénéité des différents joints est confirmée tel qu'il est montré dans le tableau 2.6 par les valeurs de capteurs T1 et T2.

En effet les valeurs de ces capteurs restent du même ordre de grandeur d'un joint à l'autre pour une même position relative de la mesure vis-à-vis de l'emplacement initial de la charge. Ainsi lorsque la mesure se trouve par exemple sur la dalle où se trouve la charge (cf. lignes en fond gris du tableau 2.6), les valeurs sont en moyenne de 30 mm/100 pour T1 et T2.

**Tableau 2.6 – Mesure de déflexion – profil transversal – avant la pose de l’enrobé**

		SÉRIE DE MESURES N°4 MESURE DE LA DÉFLEXION EN MM/100 POSITION EN MÈTRES SUR LE PROFIL TRANSVERSAL					
Localisation de la mesure	Localisation de la charge	T5	T3	T1	T2	T4	T6
		-0,95	-0,55	-0,05	0,05	0,55	0,95
Dalle 1 (près de J1)	Dalle 2 (près de J1)	15	13	10	10	8	7
Dalle 2 (près de J1)	Dalle 2 (près de J1)	38	38	33	31	19	12
Dalle 2 (près de J2)	Dalle 3 (près de J2)	13	13	10	11	8	7
Dalle 3 (près de J2)	Dalle 3 (près de J2)	36	35	31	32	23	14
Dalle 3 (près de J3)	Dalle 4 (près de J3)	23	22	18	19	17	16
Dalle 4 (près de J3)	Dalle 4 (près de J3)	32	31	32	30	20	11
Dalle 4 (près de J4)	Dalle 5 (près de J4)	18	17	15	14	12	11
Dalle 5 (près de J4)	Dalle 5 (près de J4)	45	46	43	42	32	23
Dalle 5 (près de J5)	Dalle 6 (près de J5)	20	19	17	17	14	13
Dalle 6 (près de J5)	Dalle 6 (près de J5)	31	29	26	24	17	10
Dalle 6 (près de J6)	Dalle 7 (près de J6)	14	12	10	10	9	8
Dalle 7 (près de J6)	Dalle 7 (près de J6)	34	33	29	29	17	13
Dalle 7 (près de J7)	Dalle 8 (près de J7)	16	14	13	13	11	10
Dalle 8 (près de J7)	Dalle 8 (près de J7)	31	33	34	30	23	12
Dalle 8 (près de J8)	Dalle 9 (près de J8)	15	14	13	13	12	10
Dalle 9 (près de J8)	Dalle 9 (près de J8)	36	36	35	37	30	24

#### I.4.2. Construction de la planche d’essai pour les essais de fissuration

La construction a été assurée par l’équipe de techniciens de la division Matériaux de Structures de Chaussées du LCPC et la collaboration de l’équipe de techniciens de la Section Manège de Fatigue qui ont eu à charge le positionnement des capteurs et leur bon fonctionnement ultérieur. De la même façon pour les structures concernant le complexe MD (thèse Céline Florence) une équipe de techniciens de l’ENPC s’est déplacée sur le site de Nantes pour participer à la construction et la mise en place des capteurs de ces structures.

##### I.4.2.1. Mesure du battement

Une dernière série de mesures de déflexions longitudinales a été réalisée pour relever les battements après la pose de l’enrobé. Ces mesures effectuées sur le bord de la couche d’enrobé à 40 cm de l’axe central de la chaussée sont répertoriées dans le tableau 2.7. Elles définissent l’état initial de la piste d’essai et serviront par la suite à déterminer l’évolution des battements des joints.

Tableau 2.7 – Sommaire des mesures du battement après la pose des couches l'enrobé

JOINT	BATTEMENT MAXI valeur absolue (mm/100)	DEFLECTION MAXI <sup>(1)</sup> (mm/100)			
		C5	C1	C2	C6
J1	7	17	22	17	12
J2	5	18	20	16	8
J3	5	8	13	13	13
J4	5	17	18	15	9
J5	2	14	11	10	12
J6	11	10	17	13	10
J7	8	10	16	14	13
J8	4	18	17	17	19

### I.4.2.2. Mesure Colibri

L'essai Colibri permet d'évaluer la réponse dynamique d'une chaussée à une sollicitation mécanique (cf. Fig. 2.16.A). Par le moyen d'un marteau, un choc est appliqué sur la surface de la chaussée. La réponse accélérométrique est enregistrée à une position fixe (10 cm) de la position du choc. Par l'intermédiaire d'une analyse spectrale il est possible de déduire la courbe d'inertance de la structure sollicitée en fonction de la fréquence (cf. Fig. 16.B). Cette fonction est globalement croissante et sensible aux défauts internes de la structure testée. L'évaluation de ces défauts est cependant relative par rapport à un état de référence relevé avant toute sollicitation. Dans le cas de l'essai de fissuration FABAC l'auscultation des joints par le système Colibri a donc été effectuée avant et après la sollicitation du joint. Pour chaque joint, deux séries d'essais ont été réalisées dans chacune des bandes de roulement, et une entre les bandes de roulement. Pour chaque profil, les mesures sont effectuées sur 50 cm de part et d'autre du joint, à raison d'une mesure tous les 2 cm pour une distance au joint inférieure à 20 cm, et tous les 5 cm à une distance supérieure.

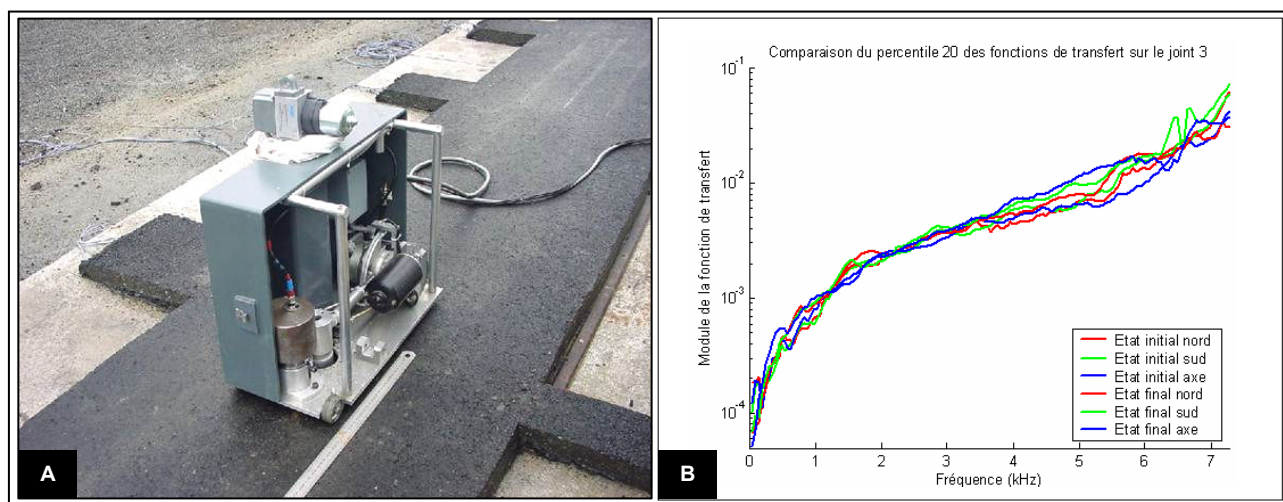


Figure 2.16 – Système d'auscultation dynamique Colibri et fonction de transfert de l'accélération sur la force du joint N° 3 en début d'essai

Les séries de mesures Colibri préalables aux trois séries d'essais de fissuration FABAC ont été effectuées en décembre 2004 (joint N° 3 et N° 7), avril 2005 (joint N° 2 et N° 6) et novembre 2005 (joint N° 1 et N° 5). Une description de la méthode Colibri plus détaillée, ainsi qu'un récapitulatif des essais Colibri réalisées et les résultats complets des auscultations sont présentés en Annexe 1. Une synthèse de quelques uns de ces résultats est présentée et discutée par la suite dans les



paragraphe concernant le déroulement de chacune des séries d'essais de fissuration FABAC (cf. §II.2, §II.3 et §II.4 de ce chapitre).

### I.4.3. Mesure de point zéro

Avant de commencer l'essai de fissuration des essais préliminaires ont été menés de façon à établir le comportement des structures sous l'influence de la température et de la vitesse d'application de la charge FABAC. L'intérêt de ces essais est de fournir des éléments permettant de définir des coefficients pour corriger si nécessaire des effets de température, les mesures acquises pendant l'essai. Pour définir le battement initial des mesures de déplacement vertical ont été effectuées avec la poutre équipée de capteurs LVDT placée au bord de la couche d'enrobé (cf. Fig. 2.5). Les valeurs relevées sont résumées par la suite. Elles permettent de faire un lien entre les valeurs de battements retrouvés lors du passage du camion et celles obtenues sous les conditions de sollicitation propres de l'essai FABAC.

#### I.4.3.1. Température

Pour mesurer la température aux différents niveaux de la structure, 5 thermocouples sont disposés dans la piste d'essai. Leur disposition a été définie dans la figure 2.6 du présent chapitre (cf. §I.3.2.4). L'acquisition continue par pas de 15 minutes permet d'associer à chaque acquisition des valeurs de température pour l'ensemble des couches.

La figure 2.17 montre trois profils des températures établis avec les 5 thermocouples au début de l'essai. Ces profils ont été établis à 2230, 3000 et 3300 passages, à 9h00, 16h30 et 10h30 respectivement. La distribution de températures montre que les valeurs peuvent être légèrement différentes dans l'ensemble de l'épaisseur et permettent de repérer en quelque sorte la dynamique thermique naturelle qui s'établit en fonction des variations journalières. On voit par exemple dans la figure 2.17 qu'à 9h00 pour une température ambiante de 3°C et une température moyenne de la couche d'enrobé (BBC) de 1.5 °C, la température de la grave bitume (GB3) est de 0°C. Contrairement pour des températures inférieures de la couche supérieure et ambiante à 16h30, la température de la grave bitume est de 3°C.

Cependant ces différences de distribution ne sont pas significatives lorsqu'elles sont analysées du point de vue de l'influence qu'elles ont sur le comportement des matériaux bitumineux. En prenant en compte les courbes de module complexe des deux matériaux bitumineux (cf. Annexe 2) dans le cadre des sollicitations de l'équipement FABAC (en fréquence, charge et température) on trouve qu'un écart de 2 °C dans les couches bitumineuses ont une incidence sur le module de l'ordre de 100 et 500 MPa, selon la couche.

Cette différence de module représente à son tour un incrément de l'ordre de 0.2 µm/m de déformation transversale au bas de la couche d'enrobé lorsque la structure est sollicitée sous un chargement de 130 kN. Le tableau 2.8 résume l'ensemble des données utilisées pour l'analyse de sensibilité aux changements de température des déformations transversales pendant une journée. Les modules d'Young des matériaux bitumineux ont été pris à une fréquence de 0.5 Hz. Le tableau 2.9 résume les résultats de cette analyse. L'ensemble des calculs a été réalisé avec le logiciel Alizé-LCPC.

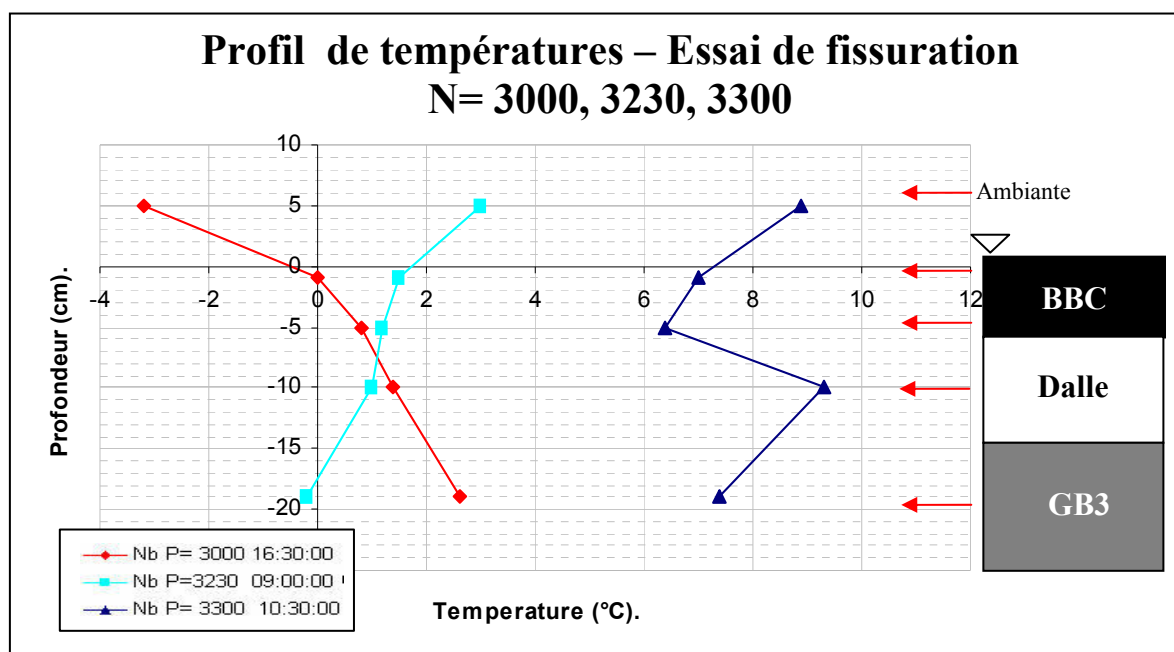


Figure 2.17 – Profil de températures des acquisitions au point zéro

Tableau 2.8 – Caractéristiques d’une structure type FABAC en fonction de deux profils de température différents

Couche	Epaisseur (cm)	Profil de Temperatures 1 à 16h30		Profil de Temperatures 2 à 9h00	
		Temperature (°C)	Module E (MPa)	Temperature (°C)	Module E (MPa)
BBC	6	1.4	10500	0.4	10600
BC (dalles)	8	1.0	35000	1.4	35000
GB3	10	-0.2	11000	2.6	10500
SC	15	--	2000	--	2000
Sol	--	--	110	--	110

Tableau 2.9 – Déformation transversale en bas de couche pour deux profils de températures différents pour la structure type FABAC sans joints avec l’interface enrobé/couche d’assise collée et décollée

	Profil de Temperatures 1 à 16h30	Profil de Temperatures 2 à 9h00
	$\epsilon_T$ (interface collé)	14.2
$\epsilon_T$ (interface décollé)	-42.3	-42.5

Etant donné le peu d’influence des distributions des températures, on peut théoriquement définir une température pour l’ensemble des couches et ainsi déterminer l’influence théorique de la température sur les résultats des déformations transversales et longitudinales. Trois températures ont été définies à cet effet : 0°C, 10°C et 20°C. Le tableau 2.10 montre les valeurs utilisées pour l’analyse de sensibilité aux changements de température des déformations transversales et longitudinales. Les valeurs de module des matériaux bitumineux ont été déterminées à partir des essais de module complexe pour les températures définies dans le tableau et une fréquence de 0.5 Hz (cf. Annexe 2).

**Tableau 2.10 – Valeurs théoriques de module des couches pour trois températures différentes**

Température (°C)	Module de la couche en fonction de la température (MPa)		
	20	10	0
<b>BBC</b>	<b>12000</b>	<b>8000</b>	<b>2000</b>
BC (dalles)	35000	35000	35000
<b>GB3</b>	<b>17000</b>	<b>12000</b>	<b>5000</b>
SC	2000	2000	2000
Sol	110	110	110

Ces trois calculs ont été réalisés pour une chaussée sans pré-fissure avec Alizé-LCPC. Les résultats de la sensibilité à la température des matériaux bitumineux sur les déformations peuvent être observés dans la figure 2.18. Le tableau 2.11 résume les valeurs retrouvées et montre aussi les équations des tracés des courbes.

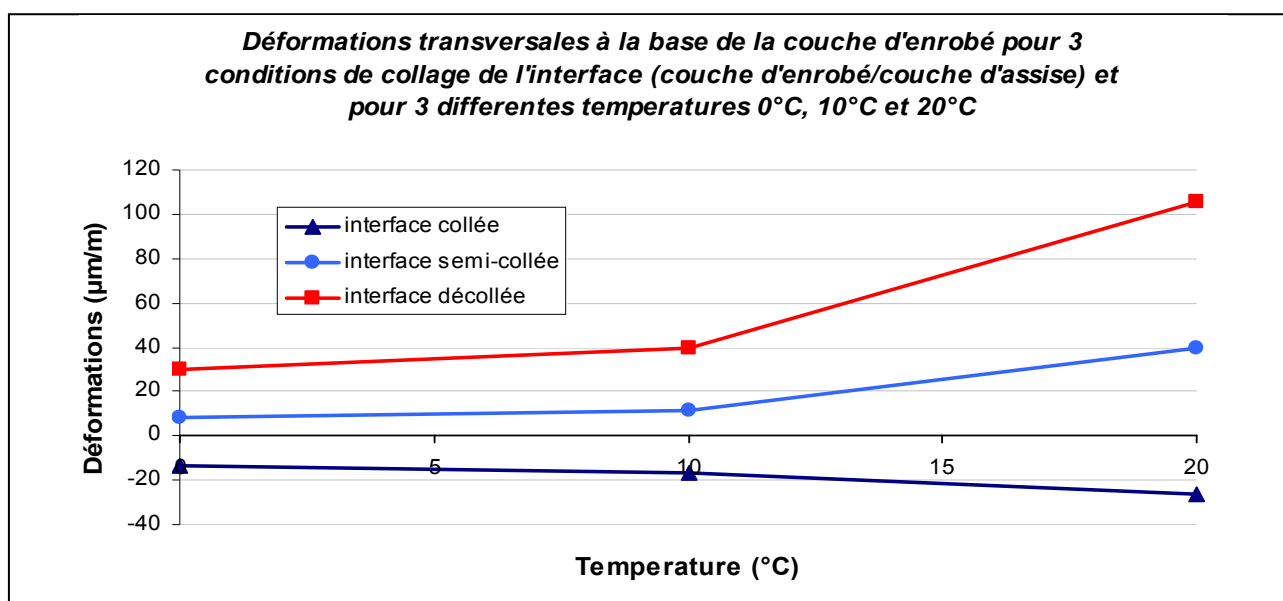


Figure 2.18 – Effet de la température – valeurs théoriques – calcul ALIZE

**Tableau 2.11 – Résumé des résultats et des équations des courbes des déformations transversales en bas de la couche d'enrobé sous l'influence de la température**

	Température (°C)	Déformation en bas de couche			Equation courbe de température	
		20	10	0	entre 0 et 10 °C	entre 10 et 20 °C
Déformations Transversales	interface collée	-26	-16.7	-13.3	$y = -0.34T - 13.3$	$y = -0.93T - 7.4$
	interface semi collée	39.7	11.6	8.3	$y = 0.33T + 8.3$	$y = 2.81T - 16.5$
	interface décollée	105.3	40	30	$y = 1T + 30$	$y = 6.53T - 25.3$
Déformations Longitudinales	interface collée	-35.7	-22.5	-17.8	$y = -0.47T - 17.8$	$y = -1.32T - 9.3$
	interface semi collée	47.4	13.8	9.9	$y = 0.39T + 9.9$	$y = 3.36T - 19.8$
	interface décollée	130.6	50.2	37.6	$y = 1.26T + 37.6$	$y = 8.04T - 30.2$

Le tableau 2.11 montre les résultats des déformations pour des calculs réalisés pour trois températures définies et les équations qui définissent le tracé des courbes. Ces équations constituent une première approche théorique visant la constitution d'une méthode de correction vis-à-vis de la température lorsque les acquisitions expérimentales seront réalisées. Ces résultats soulèvent déjà une première problématique concernant ces corrections. Les corrections par température des valeurs de déformation des matériaux placés dans une structure de chaussée sont fonction des conditions de collage.

Pour confronter ces premiers calculs avec l'essai lui-même, une série d'acquisitions pour l'étude de l'effet de température a été programmée. Trois acquisitions à différentes températures ont été lancées en respectant une procédure identique : vérification des capteurs, vérification de la charge équivalente de 130 kN à l'essieu, départ à partir d'une position à l'arrêt, vitesse identique à celle qui sera utilisée pour l'essai (3,4 km/h) et acquisition de 40 passages en chargement continu. Etant donné que les machines ont été arrêtés entre les trois acquisition, tous les essais ont été réalisés à N = 3300 (avec 40 passages d'écart entre chaque acquisition).

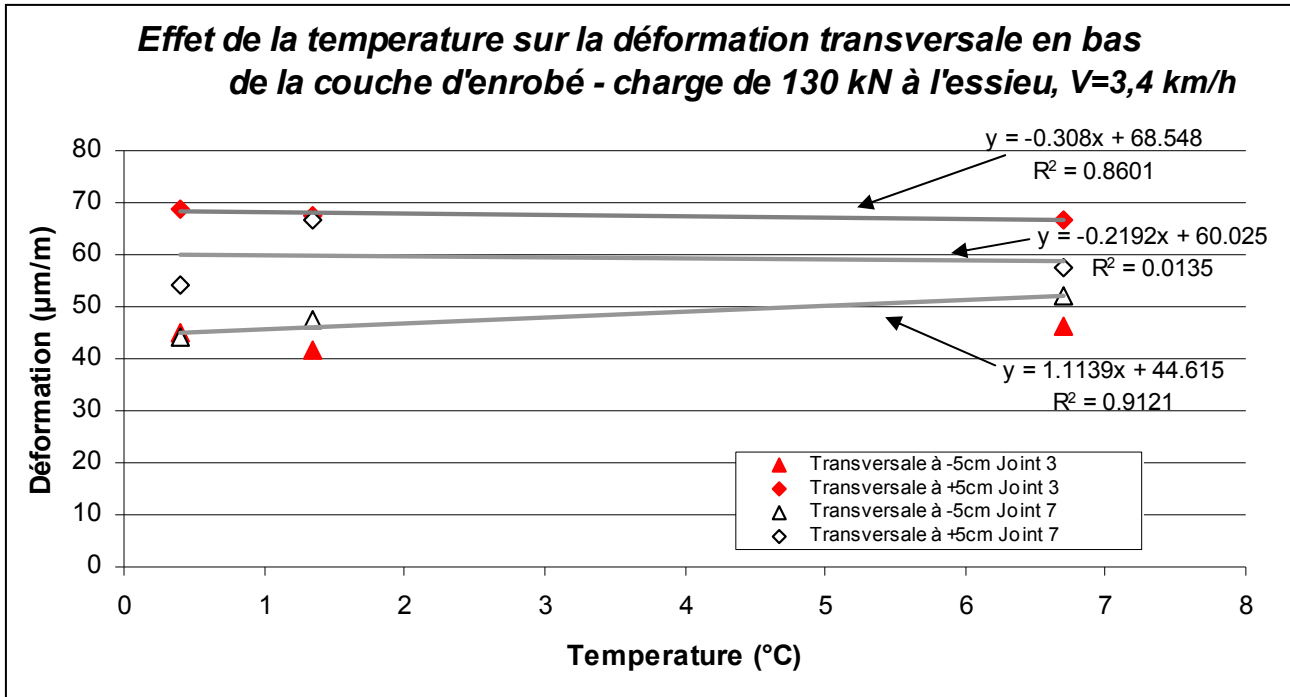


Figure 2.19 – Effet de la température sur les déformations transversales – acquisitions réalisées à 3300 cycles

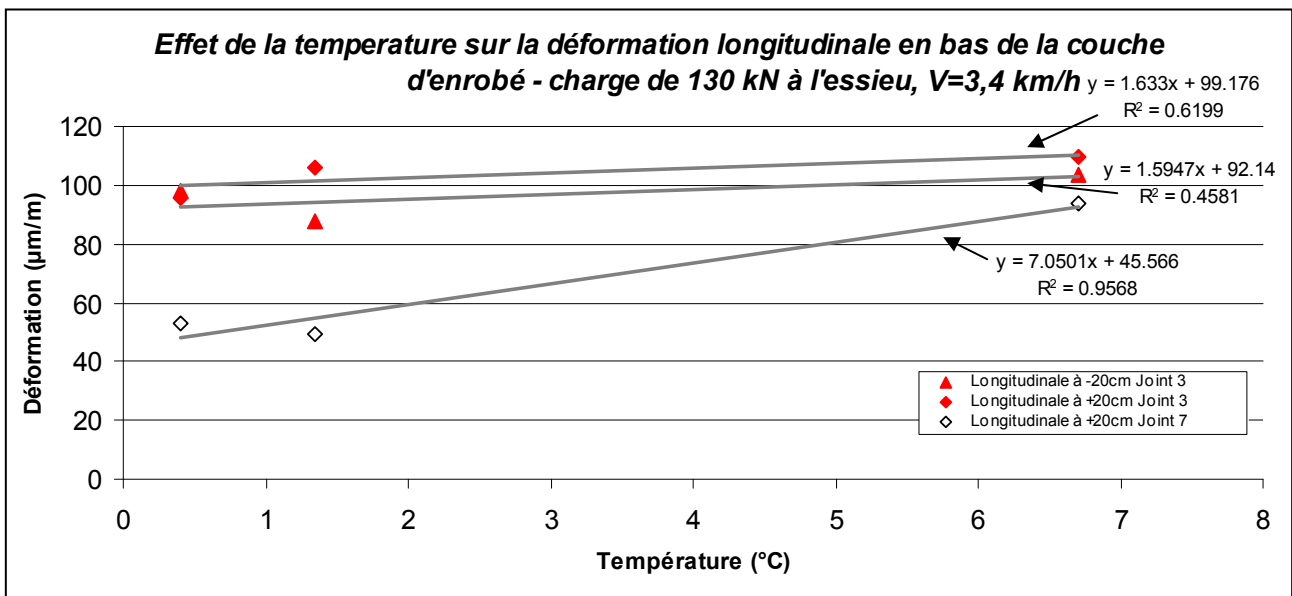


Figure 2.20 – Effet de la température sur les déformations longitudinales – acquisitions réalisées à 3300 cycles

Les figures 2.19 et 2.20 montrent les valeurs de déformations transversales et longitudinales obtenues lors de ces acquisitions. Dans les deux cas on observe une non convergence des résultats

vers une seule et unique hypothèse de comportement vis-à-vis des changements de la température. Si les conclusions des résultats des calculs précédents (cf. Fig. 2.18 et tableau 2.11) permettaient de prévoir des différences dans le comportement en fonction du type de collage de l'interface couche d'enrobé/ couche d'assise, on observe cependant que certains comportements vont à l'encontre des résultats prévus par le calcul. Parmi les six comportements montrés ci-dessous, trois permettent de conclure que lorsque la température augmente la valeur absolue de la déformation diminue.

Ce comportement mène à la conclusion que d'autres corrections à part celle des différences de température doivent certainement être nécessaires pour mieux interpréter les résultats des essais. On constate aussi parmi ces résultats que trois comportements des déformations longitudinales, sont comparables aux résultats correspondant des calculs de la structure avec l'interface décollée.

### 1.4.3.2. Vitesse d'application de la charge

Des essais ont été aussi réalisés avec l'équipement FABAC pour vérifier particulièrement l'influence de la vitesse de chargement sur les résultats de déformations. La procédure est identique à celle décrite dans le paragraphe antérieur à l'exception de la définition de la vitesse de la charge. Les vitesses utilisées ont été 1,1 km/h, 2,3 km/h et 3,4 km/h.

Une vitesse d'application plus lente permet de retrouver des états de contrainte légèrement supérieurs. Ce effet est visible dans la figure 2.21 représentant les résultats des déformations transversales de l'essai réalisé à 0,8 °C de température moyenne dans la couche d'enrobé.

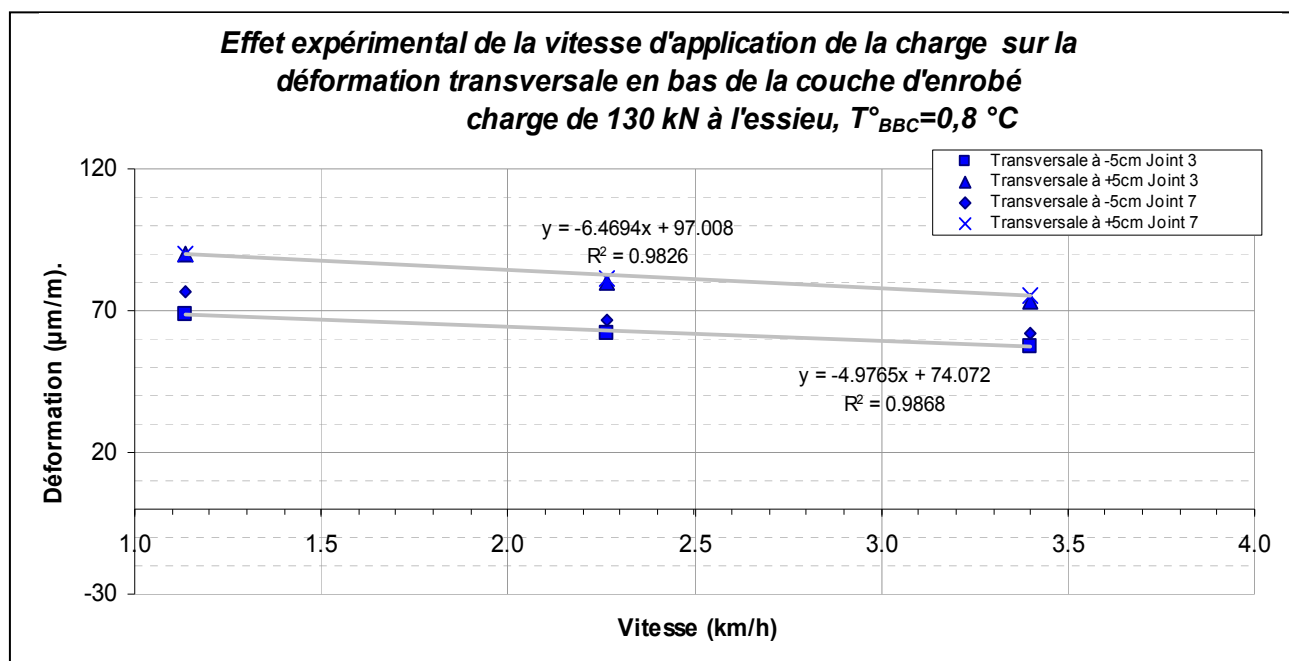


Figure 2.21 – Effet de la vitesse d'application de la charge

L'effet de la charge sur les déformations, quelles soient transversales ou longitudinales, reste cohérent pour l'ensemble des joints testés. Ce comportement vérifié dans une structure est cohérent avec le comportement physique individuel des matériaux et révèle bien l'influence de la vitesse de chargement. A une plus grande vitesse on associe des valeurs de chargement légèrement inférieures

### 1.4.3.3. Battement initial sous chargement FABAC

La mesure du battement initial est réalisée avec le dispositif prévu pour l'essai lui-même. Les capteurs sont donc posés tel qu'il est montré dans la figure 2.5. Les valeurs de battement initial retenues pour les différents joints testés sont montrées et comparées avec celles obtenues avec le camion (toujours avec la poutre en bord de couche bitumineuse) dans le tableau 2.12.

**Tableau 2.12 – Battement initial des joints testés avec le camion et avec FABAC**

Joint	J1	J2	J3	J5	J6	J7
Battement obtenu avec le camion	7	5	5	2	8	4
Battement obtenu avec FABAC	10	8	14	10	8	6

### **I.5. Conclusions sur les conditions initiales de réalisation de l'essai de fissuration**

A l'issue de cette première partie du chapitre les caractéristiques des essais réalisés à l'aide des simulateurs de trafic lourd FABAC ont été présentées. Par ailleurs les conditions initiales des essais ont été identifiées sur la base des premières séries de mesures effectuées. On a notamment défini :

- les caractéristiques de l'équipement FABAC ;
- les caractéristiques de chargement ;
- les structures à tester : géométrie, nombre de joints, nombre de couches, types de matériaux, profondeur de la fissuration des couches d'assise, battement initiaux ;
- les matériaux constituant les couches de recouvrements anti-remontée de fissure ;
- l'instrumentation mise en œuvre : types d'appareils et disposition dans la chaussée.

Des dispositions ont été prises afin d'assurer une bonne homogénéité de la structure sur toute la longueur afin de permettre une comparaison objective des différents essais qui seront réalisés. En particulier, la profondeur des joints entre dalles et les amplitudes de battement ont été uniformisées pour l'ensemble des joints. Le transfert de charge entre les dalles adjacentes a été réduit par sciage afin d'établir des conditions favorisant la fissuration réfléctive. Enfin après réalisation des différents recouvrements les battements initiaux de la structure rechargée ont été mesurés et on a pu vérifier ainsi la bonne similitude des fonctionnements des différents joints qui seront testés par la suite.

Par ailleurs, une étude numérique à l'aide du modèle élastique linéaire Alizé a été menée afin d'apprécier les possibilités de simplification des profils verticaux de température prise en compte ultérieurement dans les modèles numériques.

Enfin l'étude des températures a montré les difficultés à corriger les déformations mesurées des effets thermiques. On constate que ces corrections sont fonction de la qualité du collage de l'interface assise / enrobé. Elles sont aussi fonction de la température d'acquisition de la mesure. En effet les équations de correction des effets thermiques doivent être considérées multi-linéaires.



## II. DEROULEMENT DES SERIES D'ESSAIS

### II.1. Introduction

Dans cette deuxième partie du chapitre on présente l'ensemble du déroulement des trois séries d'essais réalisées. L'intérêt de cette partie est de montrer les conditions initiales de chaque série d'essais et les particularités qui ont eu lieu lors de chaque expérience (température, arrêts, pannes). On présente ici les perspectives d'exploitation des résultats d'après l'état de fonctionnement de l'instrumentation et les conclusions générales sur l'état de fissuration en fin d'essai. Finalement on définit l'état de dégradation du recouvrement sur chaque joint testé ainsi que le collage de l'interface enrobé/assise par une post-auscultation constituée principalement de carottages et de constatations visuelles.

### II.2. Série d'essais N° 1 – Structures sur les Joints N° 3 (témoin) et N° 7 (complexe MD)

#### II.2.1. Déroulement global de la série d'essais 1

La première série d'essais de fissuration avec l'équipement FABAC a été réalisée sur les structures placées sur les joints n° 3 et n° 7. La disposition de ces joints dans la piste d'essai est montrée dans la figure 2.22 La structure sur le joint n° 3 est constituée d'un recouvrement en béton bitumineux (BBC) sur 6 centimètres de hauteur (structure dite témoin) et la structure du joint n° 7 par un recouvrement bicouche composé d'un enrobé coulé à froid avec des inclusions métalliques sur le premier centimètre et de béton bitumineux (BBC) sur les 5 centimètres supérieurs (structure dite complexe MD).

L'essai a commencé le 7 mars 2005 et a pris fin le 6 avril 2005 (cf. Fig. 2.23). Cet essai a duré 30 jours avec un temps d'arrêt de 12 jours nécessaires à la réparation du moteur d'une des deux machines FABAC. Pendant l'essai 65 acquisitions ont été réalisées et le nombre total de cycles a été de 654.750. Dans chaque acquisition on répertorie les résultats des mesures de chaque capteur sur vingt passages de la charge. Les capteurs installés ont fourni un nombre considérable de données concernant la température, les déflexions et les déformations transversales et longitudinales lors du passage de la charge de 65kN à une vitesse de 1m/sec.

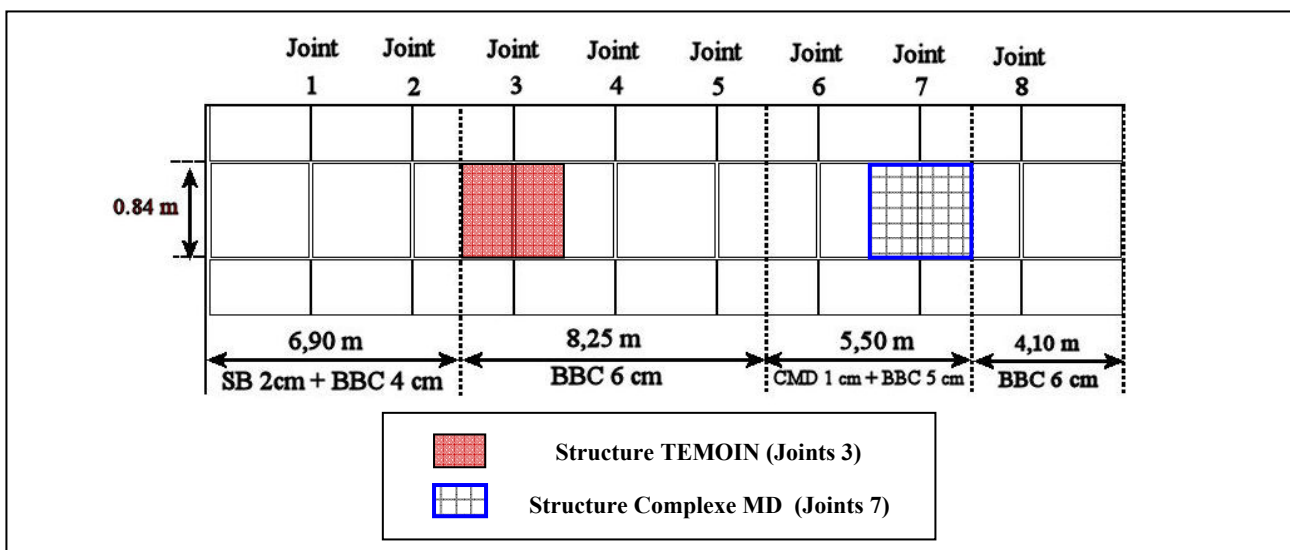


Figure 2.22 – Position des structures Témoin et Complexe MD (sur les joints n° 3 et n° 7) utilisés pour la série d'essai n° 1 de fissuration avec l'équipement FABAC



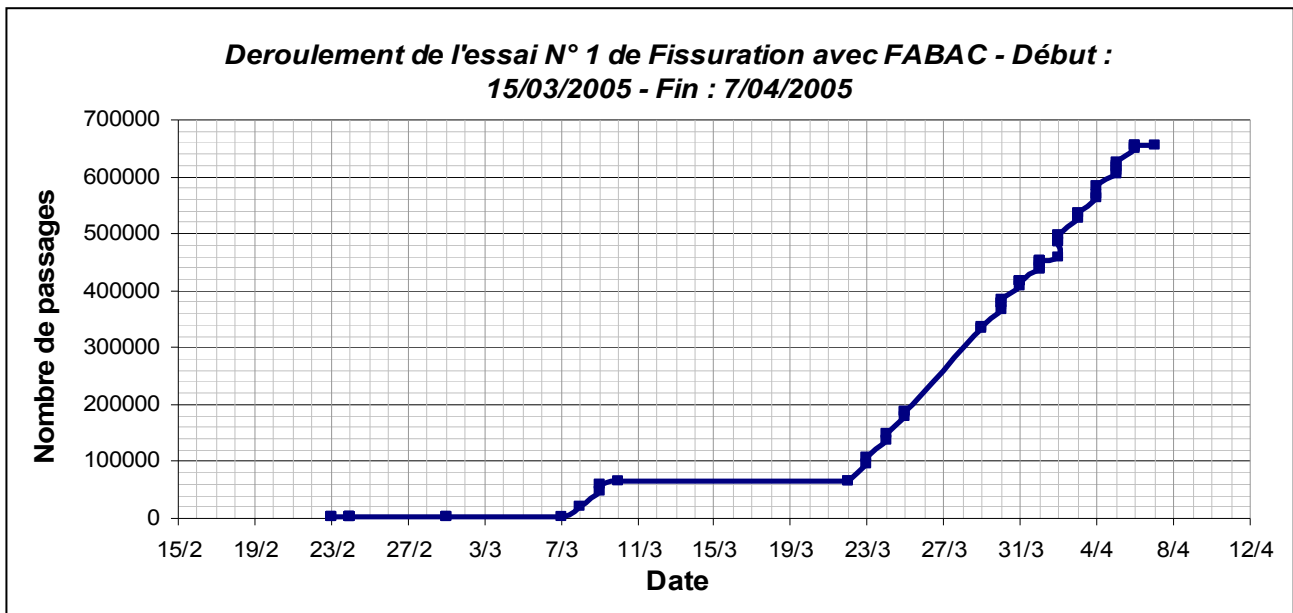


Figure 2.23 – Nombre de passages de la première série d’essais réalisés entre le 7/03/2005 et le 07/04/2005

### II.2.2. Température de l’essai

Les températures ambiantes et moyennes de la couche d’enrobé des deux joints sont montrées dans la figure 2.24. Dans ces courbes on tient en compte uniquement les mesures établies lorsque la charge sollicite effectivement la piste d’essais. On établit de cette façon les températures qui sont à prendre en compte dans les analyses postérieures des dégradations des structures testées.

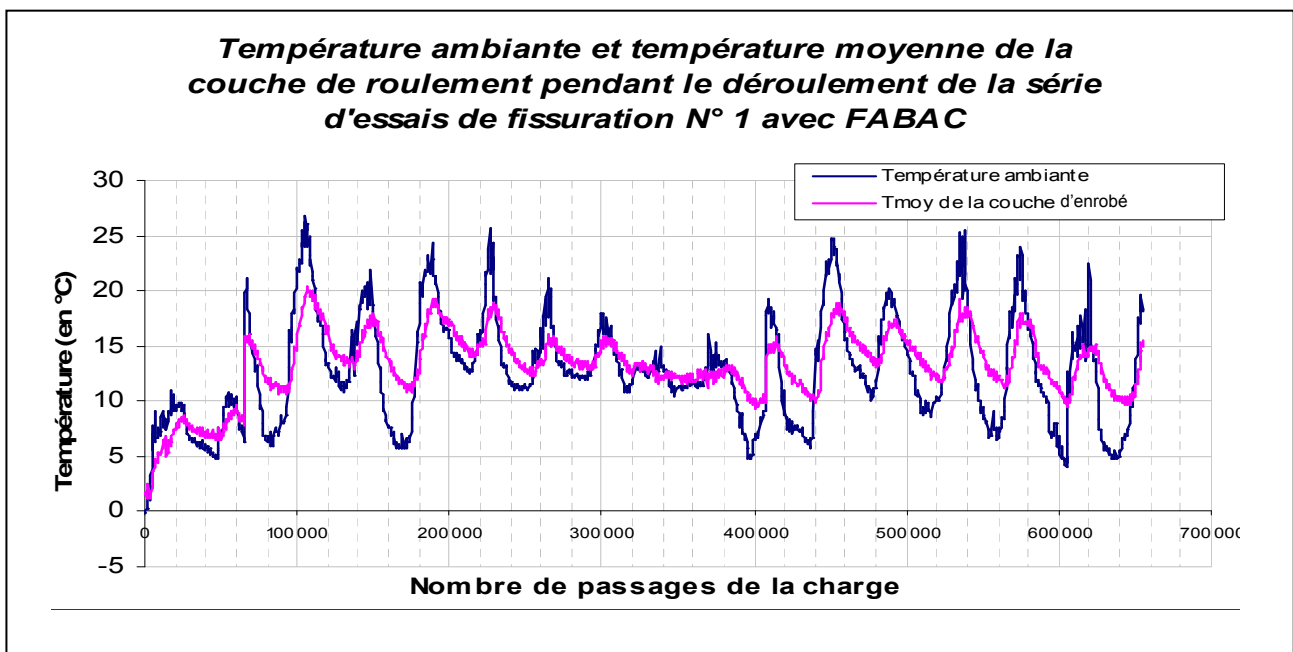


Figure 2.24 – Température moyenne de la couche d’enrobé et température ambiante mesurées pendant le déroulement de la série d’essais N°1 de fissuration réalisée avec l’équipement FABAC

Un bilan plus précis des températures sous lesquelles la piste a été sollicitée est montré dans la figure suivante (cf. Fig. 2.25).

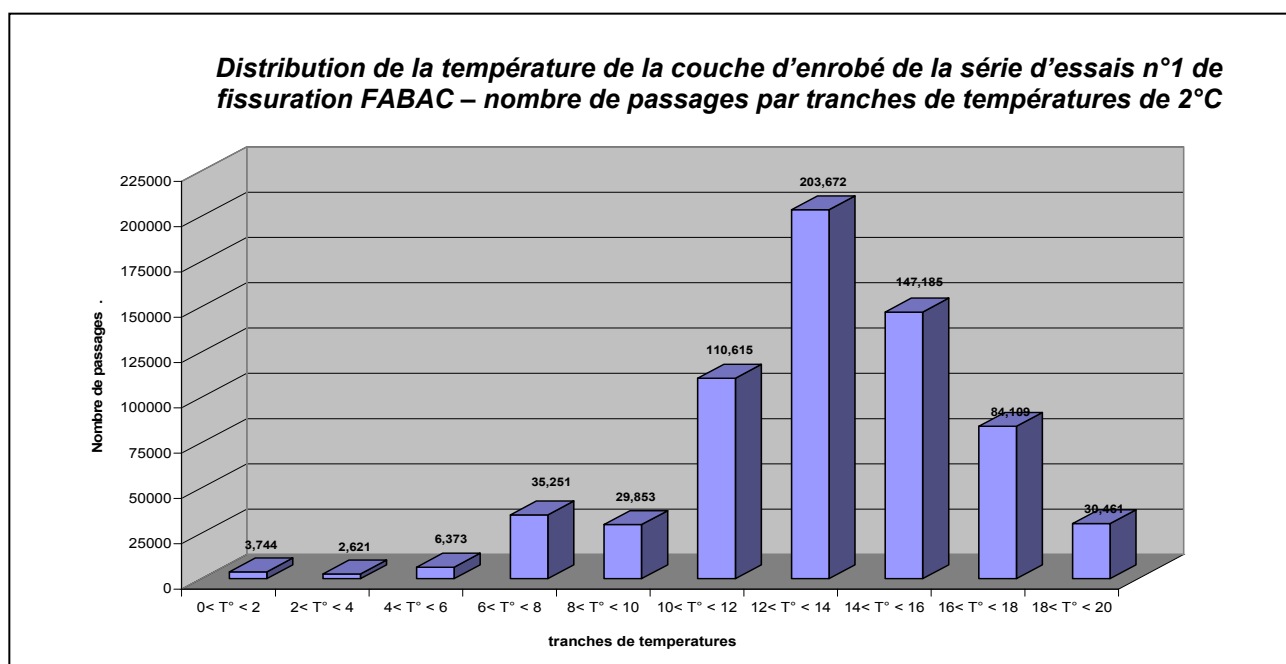


Figure 2.25 – Bilan de la température moyenne de la couche d'enrobé pendant le déroulement de la série d'essais N°1 de fissuration réalisée avec l'équipement FABAC

La température de la couche d'enrobé durant cette série a été pour 83% de passages de la charge entre 10°C et 18°C. Un tiers de l'ensemble des passages a été réalisé alors que la température moyenne de cette couche était de 12 à 14°C. Ces valeurs indiquent que les températures ont été légèrement au dessus de la valeur optimale (cf. §II.2.2.1 de ce chapitre) de l'essai mais restent suffisamment en dessous de la valeur du seuil de sécurité (cf. §II.2.2.2 de ce chapitre) défini pour éviter les problèmes de fluage et d'orniérage de la couche.

### II.2.2.1. Valeur optimale de température moyenne de la couche d'enrobé

La valeur optimale est définie par deux critères principaux. Le premier critère est la valeur de la température moyenne annuelle de la France (moyenne réalisée à l'année pour 66 stations météorologiques pendant le siècle dernier – années 1900 à 2000) qui est de 11.6°C (cf. Annexe 3). Le deuxième critère est le comportement des matériaux bitumineux. Ces matériaux sont plus susceptibles de fissurer par températures froides, ce qui signifie que pour s'assurer de l'efficacité des essais il est indispensable de privilégier les périodes froides de l'année. De ces deux faits, et sachant que la température moyenne ambiante est seulement de 0.5°C inférieure à celle de la température moyenne de la couche de recouvrement (différence établie lors des premières acquisitions), on définit une température optimale (pour la couche de recouvrement) entre 8 et 10 °C.

### II.2.2.2. Valeur seuil de sécurité de la température moyenne de la couche d'enrobé

Une valeur maximale a du être aussi établie pour éviter au mieux possible le fluage. Pour vérifier la sensibilité du matériau bitumineux d'enrobé à la température des essais à l'orniérage ont été réalisés en laboratoire à la division Matériaux et Structures de Chaussées. Ce matériau a présenté un orniérage de 15% à 1000 cycles alors que 10% à 10000 cycles est le seuil d'après la norme qui définit si un matériau est sensible ou pas à l'orniérage. On conclut que le matériau bitumineux utilisé est très sensible à l'orniérage et que dans ces conditions ce matériau ne doit pas être sollicité à haute température dans le cadre de nos essais de fissuration. On entend par « hautes températures » les températures considérées maximales en France (entre 30°C et 35°C en été). On établit que le seuil de sécurité de température doit être suffisamment inférieur aux températures maximales mais il doit être aussi parmi des valeurs des températures existantes pendant l'essai. Un seuil de sécurité de

22°C est défini initialement pour la série d’essais déroulée entre les mois de mars et avril et la série d’essai déroulée entre juin et novembre (les deux premières séries). Pour la troisième série d’essais en janvier et juin un seuil de 20°C a été finalement établi suite à l’orniérage subit pendant la deuxième série d’essais. En Annexe 2 on retrouve les détails des essais d’orniérage qui confirment les valeurs ici présentées et les conditions des essais réalisés.

### II.2.3. Comportement de l’instrumentation

Des difficultés dans l’interprétation des résultats ont été soulevées dans cette première expérience. D’une part la mesure des déformations a présenté deux difficultés principales qui ont empêché l’interprétation précise des valeurs. D’autre part les capteurs de déflexion ont subi des pannes inattendues. Et finalement les jauges de fissurations se sont avérées peu adaptées au problème. On présente ici aussi l’ensemble des problèmes relevés concernant l’instrumentation et les recommandations à suivre dans les séries d’essais postérieures.

#### II.2.3.1. Exploitation des mesures de déformation

La première difficulté est due au fait que les acquisitions des données se font de manière ponctuelle ce qui ne permet pas de faire le suivi de l’évolution des déformations. Dans ces conditions l’état de contraintes nulles ne peut pas être défini pour l’ensemble de la manip. Cet état serait idéalement celui que l’on peut établir lorsque les machines ne sont pas encore posées sur la piste. Hors puisque l’acquisition ne se fait pas en continu, la tare postérieure des instruments lorsqu’on effectue des acquisitions ne correspond plus à aucune référence vis-à-vis des conditions initiales. Ce vide d’information empêche une définition de l’état absolu des contraintes nulles et la possibilité de faire des comparaisons directes des valeurs entre chaque acquisition.

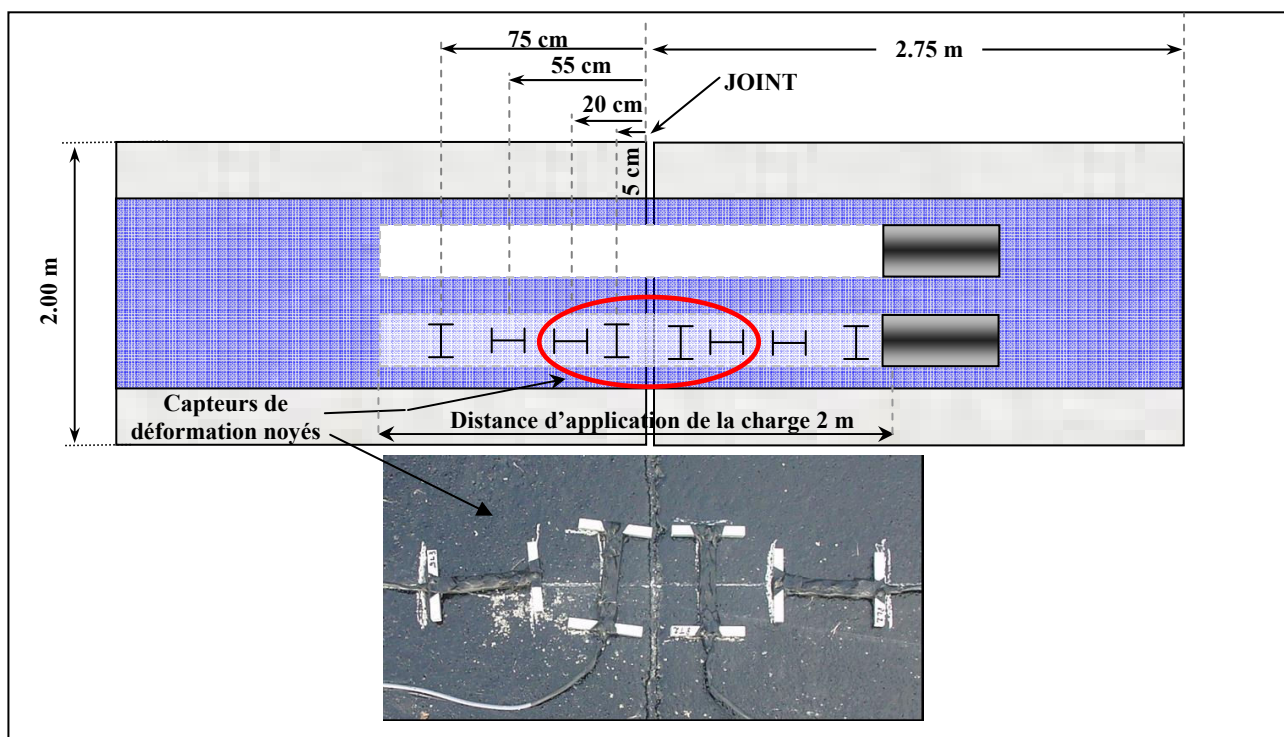


Figure 2.26 – Rappel des capteurs placés en bas de couche de roulement pour mesurer les déformations longitudinales et transversales.

La deuxième difficulté est due au manque de repérage de la position de la charge lorsque celle-ci circule sur les différentes jauges. A cause de la complexité du phénomène de déformation la valeur exacte à l’aplomb de la charge ne peut pas être définie sans un repérage précis. Pour la deuxième

expérience, un top électronique placé sur la roue permettra de signaler son passage au niveau du joint et de définir ainsi sa position à tout instant lorsqu'elle circule sur la piste.

Les acquisitions de cette série d'essai n°1 fournissent cependant un bon nombre de renseignements utiles. Les valeurs maximales et minimales des déformations permettent d'établir les ordres de grandeurs qui peuvent être comparés aux valeurs obtenues par le calcul aux éléments finis. Le suivi réalisé sur ces ordres de grandeurs est aussi utile dans l'analyse de l'évolution des dégradations. Les acquisitions qui concernent l'état initial peuvent être aussi exploités par comparaison avec les résultats des séries d'essais n°2 et n°3 qui fournissent des éléments pour localiser la position de la charge. Ce même exercice de transposition d'information vers cette série d'essai ne peut pas être réalisé pour des états postérieurs de dégradation parce que l'état d'endommagement entraîne des signaux très bruités dont la forme n'est plus comparable à celle retrouvée sur les séries d'essais postérieurs. A cela s'ajoute le fait que sur le joint 7 deux capteurs longitudinaux étaient hors service depuis le début de l'expérience (le capteur à 20 cm en amont et le capteur à 55 cm en aval d'après le sens de circulation de la charge).

### II.2.3.2. Exploitation des mesures de déflexion

Pour cette première série d'essais on souhaitait utiliser les capteurs LVDT disponibles (et les voies sur les centrales d'acquisition Spider) pour mesurer les déflexions et pour mesurer l'ouverture du joint au passage de la charge (Fig. 2.27).

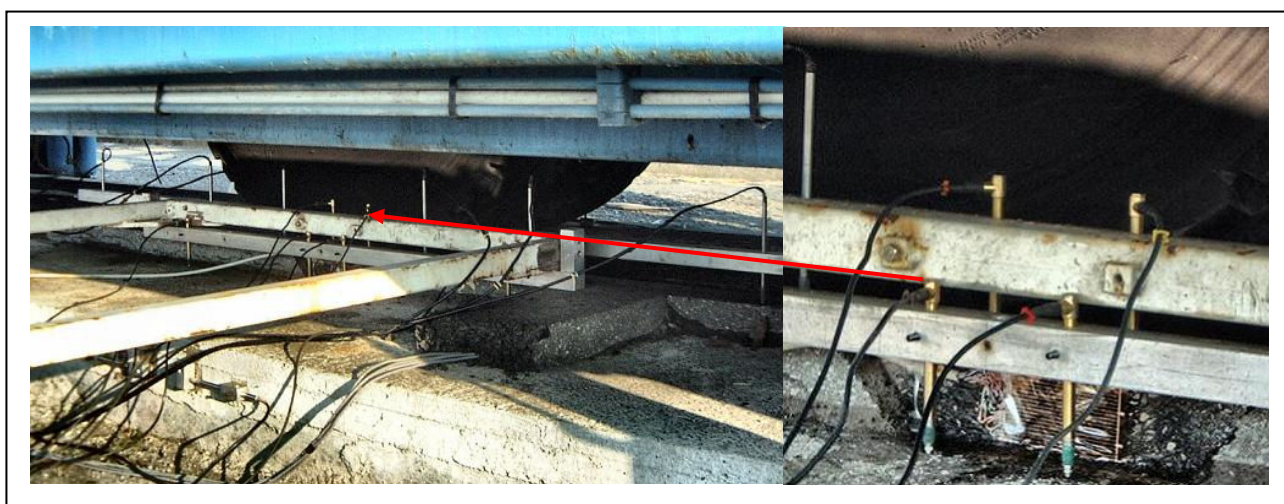


Figure 2.27 – Capteurs LVDT sur la poutre installée pour mesurer les déflexions au passage de la charge

Pour cette raison on n'a pas pu disposer d'assez de capteurs pour mesurer les déflexions sur les deux joints testés en même temps. Puisque le relevé des données ne se fait pas en continu, il a été décidé de déplacer la poutre avec les capteurs au fur et à mesure de l'avancement de l'essai. Cependant ce déplacement apparemment simple est assez dispendieux. Pour changer de place la poutre il faut arrêter les machines et démonter la poutre et les capteurs pour ne pas endommager les éléments du dispositif (la poutre, les capteurs et/ou les fils). Ensuite il faut disposer les nouvelles longueurs de fil et déplacer la caravane. Remettre la poutre et les capteurs sous la machine alors que les conditions de mobilité sont restreintes. Le résultat est que chaque changement de position de la poutre nécessite plusieurs heures de travail. Pour avancer dans l'expérience il a fallu minimiser le nombre de changement d'emplacement de la poutre.

Le premier problème concernant la mesure des déflexions est donc dû au fait que la mesure de la déflexion a été réalisée sur un seul joint pendant plusieurs jours avant d'être placée sur l'autre joint.

Pendant un seul jour l'équipement réalise 40.000 cycles. Si la poutre est changée une fois par semaine on réalise chaque fois 320.000 cycles. Les premiers 334.000 cycles ont été réalisés avec la poutre placée sur le joint N°7. Puisque le nombre total de cycles réalisés a été de 654.750, les essais ont été arrêtés lorsque la poutre devait être changée du joint N° 3 au N° 7 à nouveau.

En conclusion, des 65 acquisitions, on a mesuré les déflexions sur le joint N° 7 jusqu'à 334.000 cycles et sur le joint N°3 entre 334.000 et 654.750 cycles. La décision d'utiliser certains des capteurs LVDT pour la mesure du déplacement horizontal des bords des dalles près du joint a pénalisé les mesures des déflexions empêchant l'évaluation correcte de son évolution pendant l'essai.

Le deuxième problème rencontré concernant les déflexions est identique à celui rencontré dans la mesure des déformations. Le manque d'un repère permettant de situer la charge constitue dans ce cas aussi un problème qui empêche avec certitude l'interprétation des valeurs fournies par l'instrumentation. Dans le cas des déflexions l'information fournie est cependant plus simple. Il s'agit d'un signal net qui permet d'enregistrer l'enfoncement de la chaussée. Le problème peut être résolu en formulant l'hypothèse que les déplacements verticaux maximaux correspondent au passage de la charge au niveau du capteur. Cette hypothèse en principe permettrait de définir la position de la charge et l'information serait exploitable dans le cadre des déformations.

Bien que ce deuxième problème puisse être surmonté par l'hypothèse des déplacements verticaux maxis, un troisième problème a été soulevé lors de cette expérience. Utilisés principalement en conditions atmosphériques contrôlées en laboratoire, les capteurs LVDT ont présenté en milieu extérieur un problème supplémentaire. Les changements de taux d'humidité dans l'air et les conditions atmosphériques en général ont fait « coïncider » la plupart des capteurs les uns après les autres pendant la manip. Vérifiés et évalués uniquement au début de leur pose à l'aide des premières acquisitions, ce constat n'a été fait que lorsque les essais se sont terminés deux semaines après. La raison pour laquelle cette constatation s'est faite au bout des deux semaines est qu'à cette date on ne disposait pas d'une méthode d'évaluation automatisée pour tracer des profils et vérifier la cohérence des résultats en temps réel pendant l'essai.

Les solutions adoptées pour éviter ces trois problèmes majeurs seront exposées dans le paragraphe [II.3.3.2](#) de ce chapitre dédié à l'exploitation postérieure de ces mesures dans la série d'essais N° 2. Les seules données complètes et dont l'état de marche des capteurs avait été prouvé concernent les acquisitions faites avant d'initier cette première série d'essais.

### **II.2.3.3. Déplacement horizontal des dalles au droit des joints**

Sur cette première série d'essais, des capteurs LVDT ont été disposés pour mesurer au niveau de l'enrobé et au niveau des dalles béton sur la surface latérale de la piste les déplacements horizontaux (voir Fig. 2.28). Ces capteurs ont subi les mêmes problèmes que ceux placés verticalement pour mesurer les déflexions. Problèmes pour exploiter l'information par le manque du repérage de la charge et problèmes pratiques de fonctionnement à cause de l'humidité et la température.

Deux capteurs placés sur les dalles de béton au niveau du joint sont censés donner une information complète sur la position et disposition géométrique du bord du joint. Cependant l'encombrement oblige à les mettre trop proches et la sensibilité des capteurs ne permet pas de différencier avec assez de précision la mesure de celui du bas et du haut pour qu'ils soient exploitables en vue de définir l'angle existant entre les deux faces du joint. En conclusion lorsque les capteurs ont fonctionné les valeurs retrouvées sont représentatives uniquement de la valeur de l'écart entre les faces internes du joint. On conclut aussi qu'il est inutile de mettre deux capteurs.

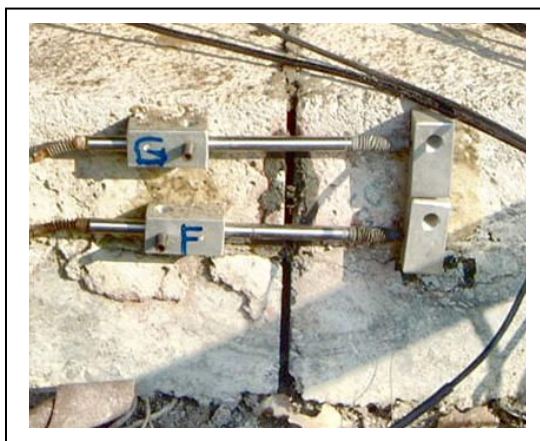


Figure 2.28 – Capteurs LVDT sur la surface latéral de la dalle béton placés pour mesurer le déplacement horizontal des dalles au niveau du joint.

#### II.2.3.4. Jauges de fissuration

Le suivi des fissures devait être assuré par des jauges de fissurations collées sur les surfaces latérales de l'enrobé au niveau des joints qui simulent la fissure existante dans la couche inférieure. Ce type de jauge est déjà largement utilisé par le Laboratoire Régional d'Autun sur les échantillons testés sur le banc d'essais MEFISTO. Elles ont été utilisées dans cet essai dans les mêmes conditions que sur les échantillons du LRA, avec 8 cm de longueur et en les collant de chaque côté du joint (voir Fig. 2.29).

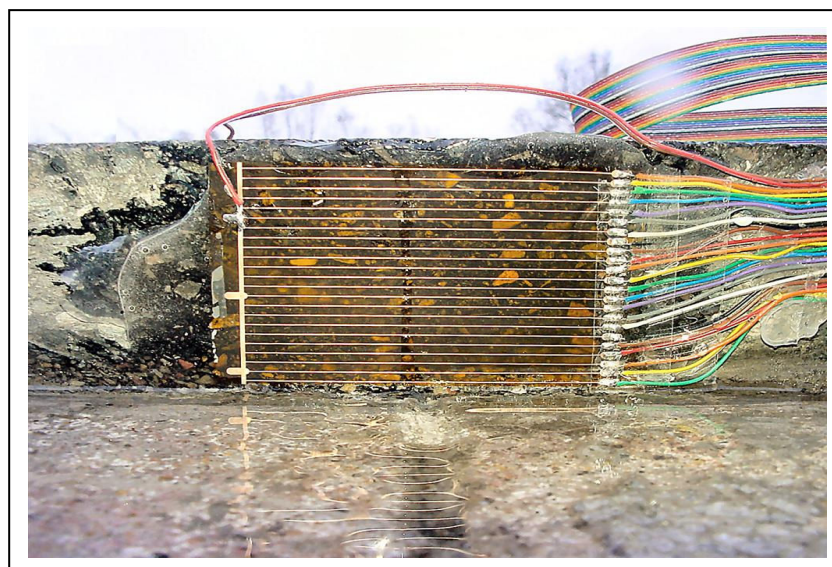


Figure 2.29 – Jauges de fissurations type utilisées sur MEFISTO de 8 cm de longueur

Dans les conditions de cet essai, la mise en place de ces jauges s'est révélée assez compliquée. D'une part à cause de la position dans laquelle elles doivent être collées et l'encombrement provoqué par la dalle, d'autre part parce que la surface ne peut pas être conditionnée correctement pour favoriser le collage et finalement parce que les changements climatiques dégradent souvent les caractéristiques de l'interface empêchant une fixation correcte. Pour assurer le collage dans ces conditions il est nécessaire de mettre suffisamment de colle et de vernis pour protéger la jauge. Ces deux éléments entraînent une augmentation de sa rigidité pouvant conduire à une non prise en compte de la fissure. Cette rigidité empêche les fils de se casser et de faire le suivi de la propagation, et elle contribue à rendre inefficace la colle. Dans ces conditions la fissure passe sous la jauge (cf. Fig. 2.31 correspondant au joint N° 7). De plus les jauges de 8 cm se sont avérées être

trop courtes puisque la fissure est passé à côté de la jauge dans le cas du joint N°3 (cf. Fig. 2.30.A). Le résultat a été que dans aucun des deux joints la fissure a pu être repérée par ce système.

#### II.2.4. Fissuration et état de dégradation final

La fissuration a été repérée de façon visuelle vers les 450.000 passages. La fissure répertoriée sur les deux joints est du type « fissure réfléctive double », ce qui correspond aux résultats attendus vis-à-vis du fait qu'il s'agisse d'une couche mince sur une plaque en béton. La fissuration des deux joints a été similaire. Dans les deux cas, deux fissures sont apparues de part et d'autre du joint (cf. Fig. 2.30).

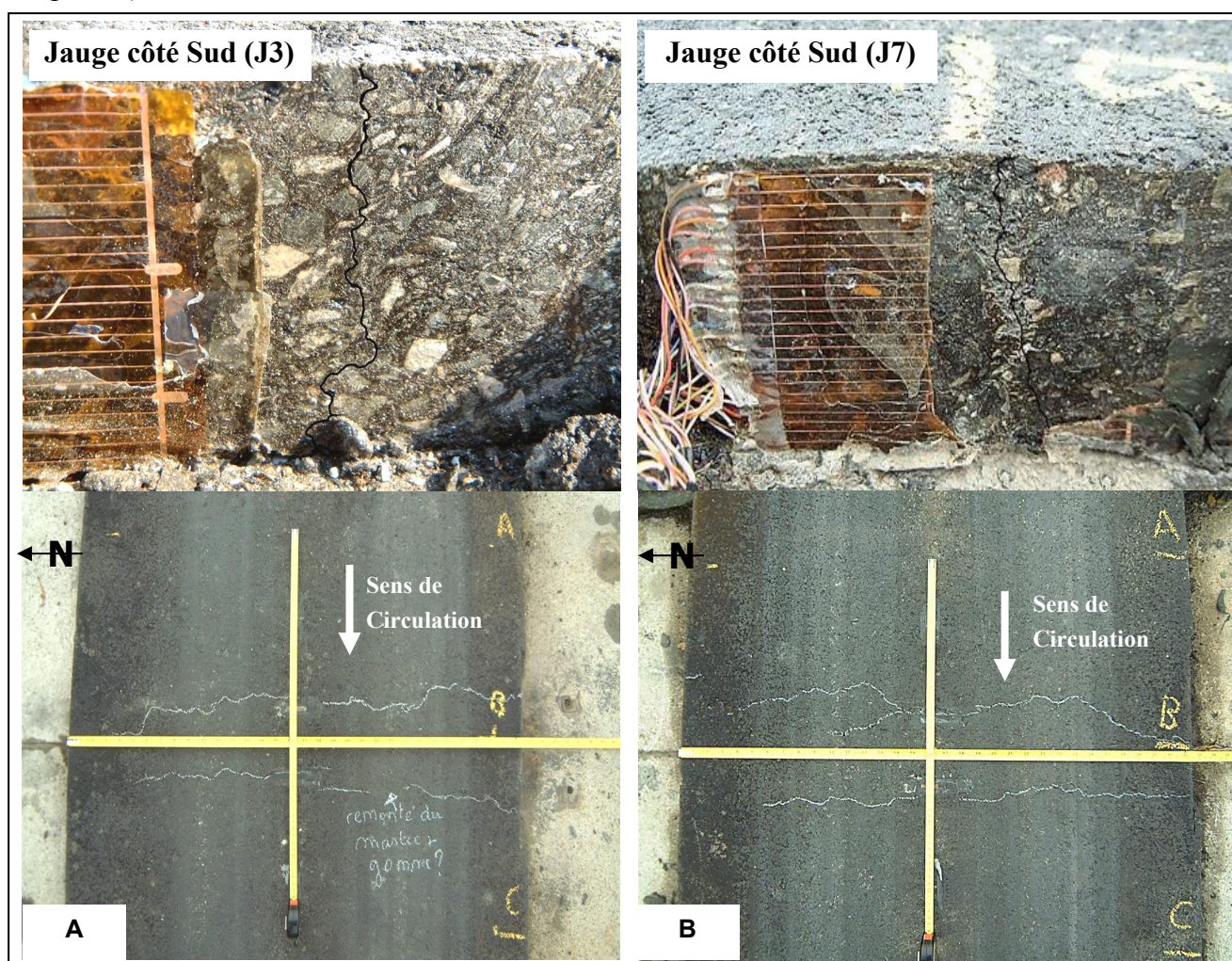


Figure 2.30 – Fissuration du Joints N°3 (a) et N°7 (b) à 654000 passages

Une séparation de 10 cm entre ces deux fissures reste assez constante sur  $\frac{3}{4}$  de la largeur de l'enrobé. La fissure visible à l'œil nu n'apparaît que sur le bord latéral sud de la piste. Sur le bord nord la fissure a été légèrement visible au passage de la charge. Un carottage des deux joints a été prévu pour vérifier si la fissure traverse tout l'épaisseur de la couche de l'enrobé sous la trace de la charge (cf. Fig. 2.31.A et 2.31.B). L'intérêt de ce carottage est aussi de répertorier l'état de collage entre la couche d'enrobé et la couche d'assise. Dans les deux cas les échantillons récupérés ont permis de constater que la fissure était quasi inexistante en bas de couche. Concernant le collage, le carottage a permis de vérifier le décollement existant dans les deux joints. Le joint N° 7, ayant une interface constituée d'un enrobé coulé à froid, présente des décollement dans l'ensemble du contact entre la couche d'enrobé et la dalle. Le joint N° 3 présente des zones collées et des zones décollées qui peuvent être appréciées sous les échantillons (Fig. 2.31.C).

Les échantillons prélevés démontrent qu'il est possible de faire des constats simples et représentatifs de l'état de collage de l'interface. Dans le cas des joints N° 3 et N° 7 il n'avait pas été prévu de prélever l'ensemble de l'enrobé de part et d'autre du joint. Etant donné que les prélèvements réalisés sur ces joints ont montré qu'il est possible de répertorier les caractéristiques de collage en fin d'essai, pour les joints des séries d'essais 2 et 3 des prélèvements ont été prévus sur l'ensemble de l'enrobé testée.

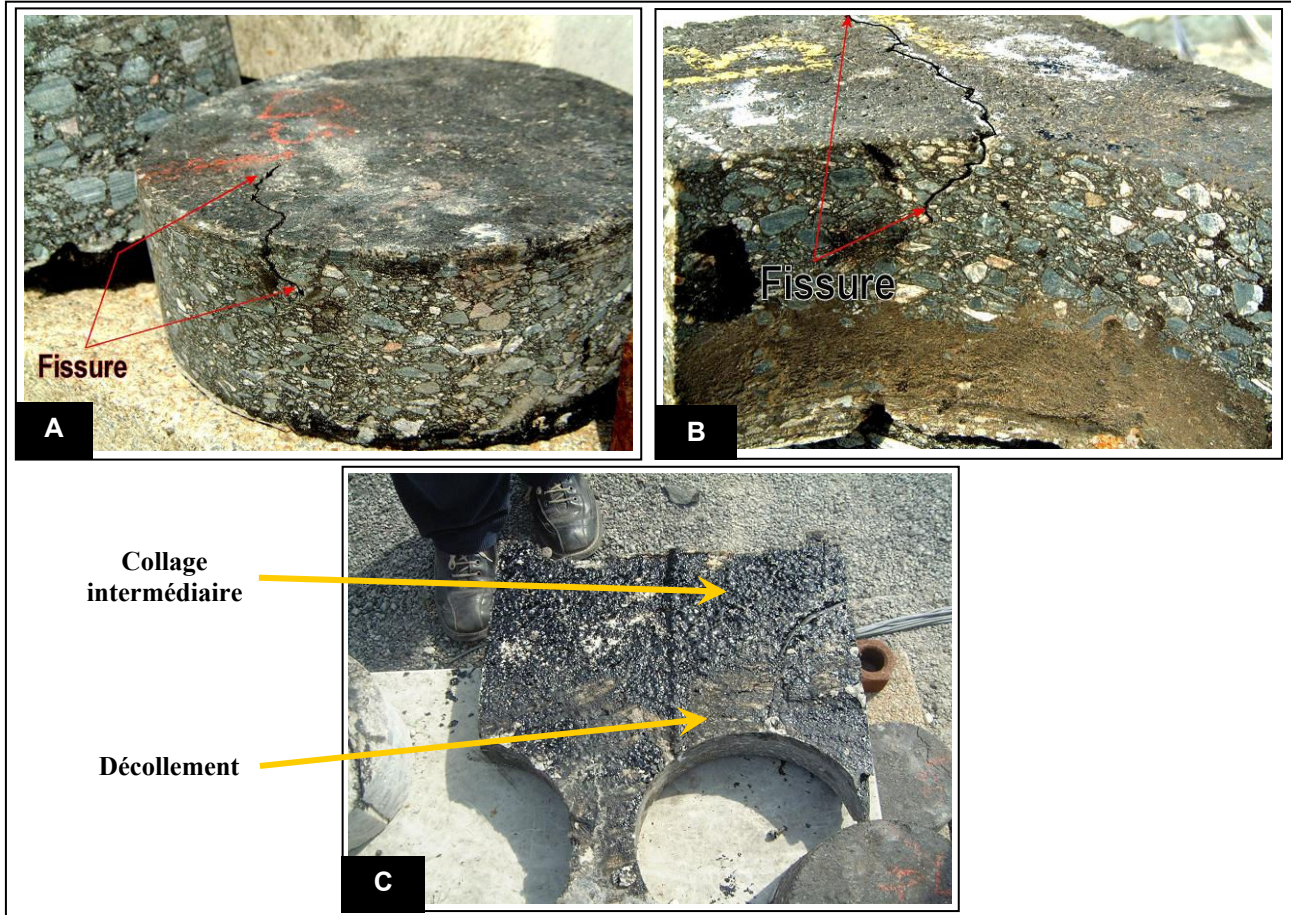


Figure 2.31 – A) Fissuration d'échantillons du Joint N° 3 – B) Fissuration du joint N° 7 – C) Décollement partiel de l'interface dalle / couche de roulement du joint N° 3

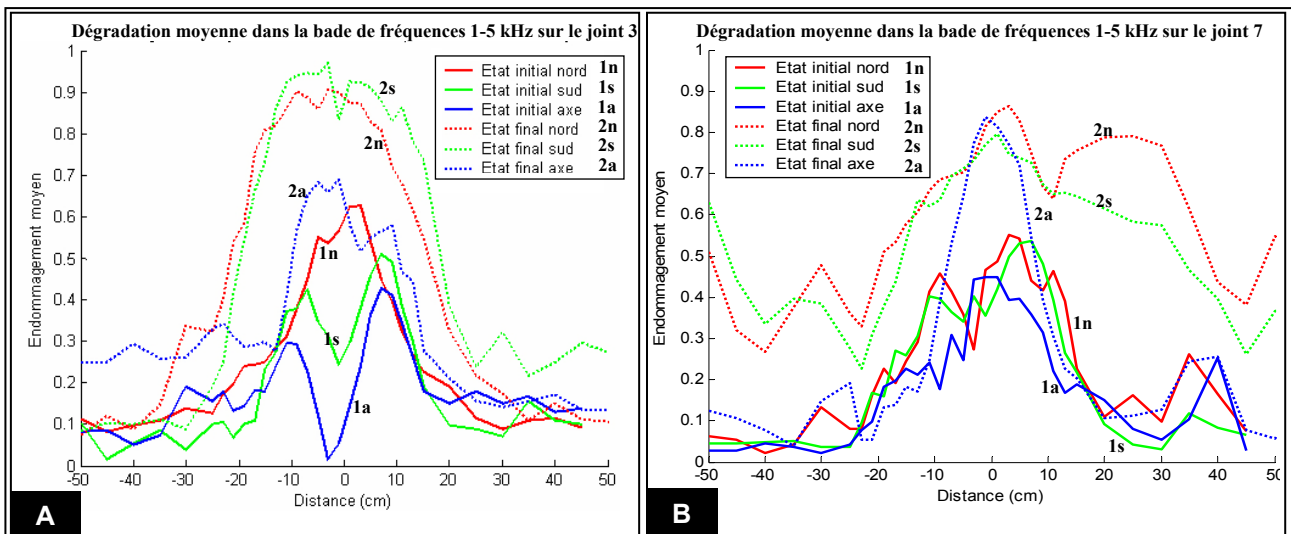


Figure 2.32 – Evolution de l'état de dégradation moyen estimé par Colibri sur les différents profils avant et après sollicitation des structures des joints N° 3(A) et N° 7(B)



Les figures 2.32.A et 2.32.B montrent les résultats des auscultations réalisées avec Colibri de part et d'autre des joints N° 3 et N° 7 respectivement. La fissure en couche d'assise est repérée avant le lancement de l'essai par des valeurs d'endommagement moyen supérieures à ceux répertoriés dans le reste de la chaussée. Après sollicitation de la chaussée on remarque près du joint N° 7 une dégradation de la structure de chaussée pouvant être associée à un phénomène de décollement de l'interface (cf. courbes 2n, 2s et 2a de la figure 2.32.B). Le même phénomène est présent dans le cas de la chaussée près du joint N° 3 avec des légères variations. D'une part il y a des variations marquées uniquement proches du joint signifiant qu'il y a une fissure en couche de surface et des dégradations des caractéristiques de collage de l'interface entre la couche d'assise et la couche de surface. D'une autre part on constate que les augmentations des valeurs sont moins prononcées loin du joint par rapport aux résultats observés dans le joint N° 7. Puisque dans cette série d'essais les échantillons ont été pris uniquement près du joint il n'est pas possible de vérifier si l'état défini par les courbes 2n, 2s, 1n et 1s de la figure 2.32.A correspondent à un état collé ou décollé qui pourrait être associé aux conditions avant et après sollicitation de la chaussée.

## II.3. Série d'essais N° 2 – Structures sur les Joints N° 2 (sable bitume) et N° 6 (complexe MD)

### II.3.1. Déroulement global de la série d'essais 1

La série d'essais 2 s'est déroulée entre le 14 juin et le 7 novembre 2005 (cf. Fig. 2.33). Cette série d'essai a été menée sur les joints 2 et 6 qui correspondent à la structure dont le revêtement est constitué d'une couche mince de sable bitume et de celle où il est constitué du complexe MD respectivement. Cette fois le réseau de traits à la peinture d'argent a permis d'établir un état de fissuration pendant l'essai. Les premières fissures superficielles sont répertoriées vers les 112.000 passages. La fissuration répertoriée de façon visuelle est survenue après 452.000 passages mais la piste a été testée jusqu'à 1 million de passages pour évaluer non seulement la fissuration mais les dégradations postérieures. Au total 94 acquisitions ont été réalisées. Même si les machines et l'ensemble des équipements étaient prêts dès mi-juin, pour éviter de solliciter la piste pendant la période de fortes chaleurs, l'essai a été vraiment lancé à partir de septembre.

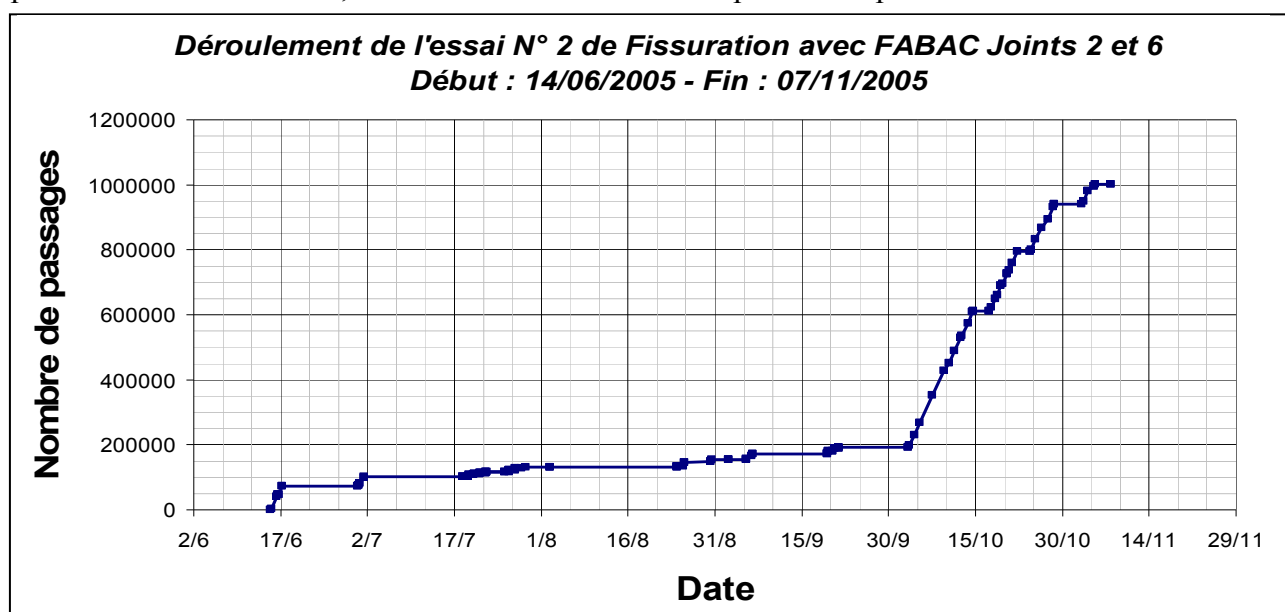


Figure 2.33 – Essai 2 de fissuration réflexive – Joints N° 2 et N° 6 (structure sable bitume et structure MD)

Malgré cette mesure préventive prise pour éviter l'orniérage, ce phénomène s'est présenté dès le 47000<sup>ième</sup> passage. L'orniérage mesuré a été assez prononcée sur le joint 2 (5 cm d'ornière, cf. Fig. 2.40). Postérieurement un essai d'orniérage en laboratoire confirmera que la formulation du sable bitume fait de celui-ci un matériau très sensible à l'orniérage. La mesure principale prise pour éviter l'orniérage a été de réaliser cet essai uniquement lorsque la température moyenne de la couche de roulement était de 22°C ou moins.

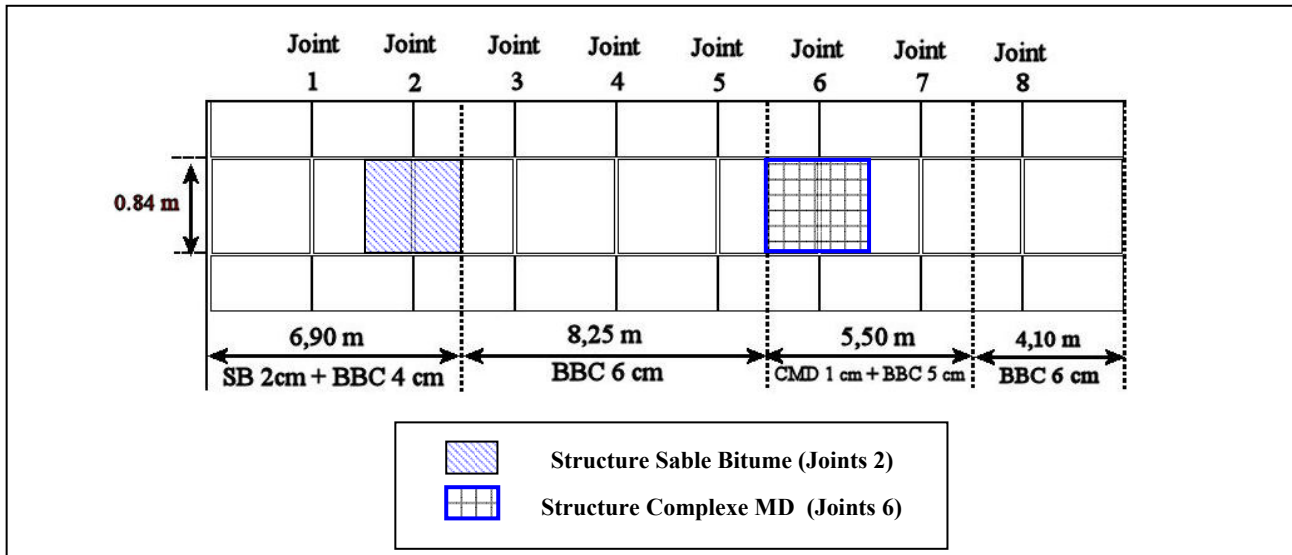


Figure 2.34 – Disposition des structures par joint établie sur les dalles de la piste FABAC pour l'essai de fissuration

Le joint qui n'a pas ornière (joint 6) a présenté le même type de fissuration double répertoriée sur les deux joints du premier essai (cf. Fig. 2.30). La séparation entre les deux fissures a été de 14 cm et l'axe central correspond bien à l'axe du joint. L'ensemble des résultats sur les 3 joints qui ont présenté de la fissuration réfléctive double reflète bien le type de comportement existant tel qu'il est répertorié dans la littérature. On peut déjà supposer qu'un mouvement de type vertical est prépondérant si l'on tient compte de l'épaisseur de la couche de roulement, de la rigidité de la couche d'assise, du battement initial important et du décollement prématuré de la l'interface avec la couche de béton ciment. La disposition de ces joints dans la piste peut être apprécié dans la figure 2.34.

### II.3.2. Température de l'essai

Les températures ambiantes et moyennes de la couche de recouvrement des deux joints sont montrées dans la figure 2.35. Dans ces courbes les mesures de température correspondent uniquement aux valeurs mesurées lorsque la charge sollicite effectivement la piste d'essais. La figure suivante (cf. Fig. 2.36) présente le nombre de passages qui ont été réalisés par tranches de températures de 2°C.

La distribution des températures montre que la plupart des passages ont été réalisés entre 16°C et 22°C. L'orniérage du joint n° 2 démontre que la consigne de température de sécurité de 22°C doit être diminuée. Pour la troisième série d'essai le seuil de sécurité est défini à 20°C.

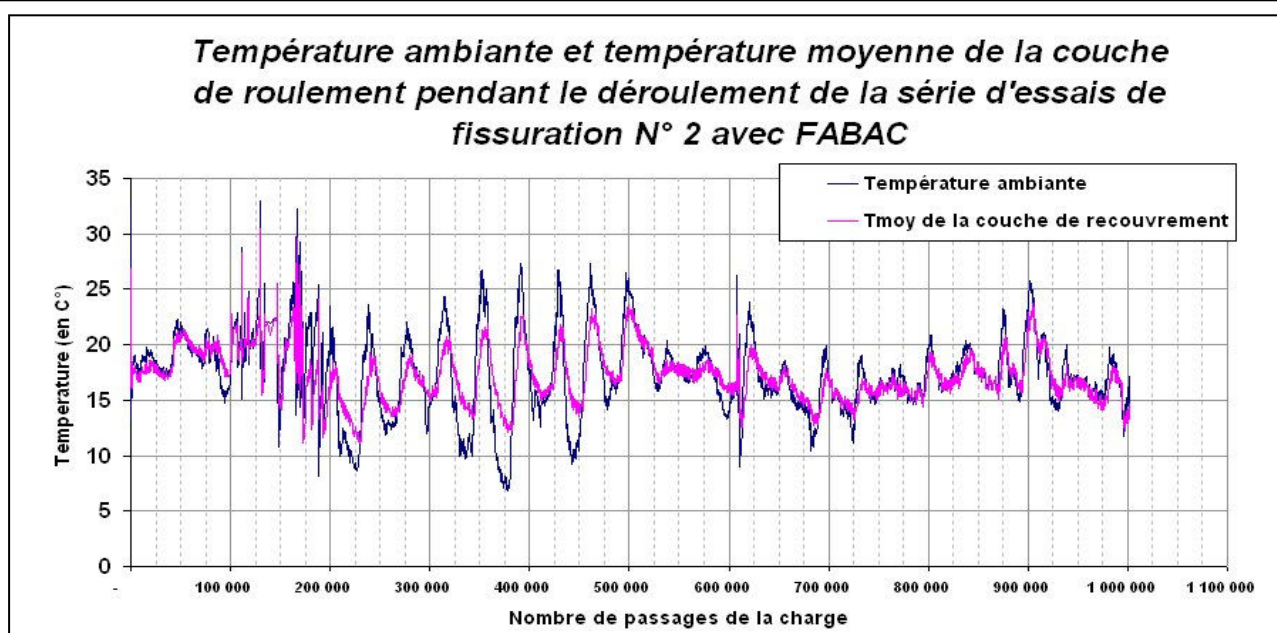


Figure 2.35 – Température moyenne de la couche d’enrobé et température ambiante mesurées pendant le déroulement de la série d’essais N°2 de fissuration réalisée avec l’équipement FABAC

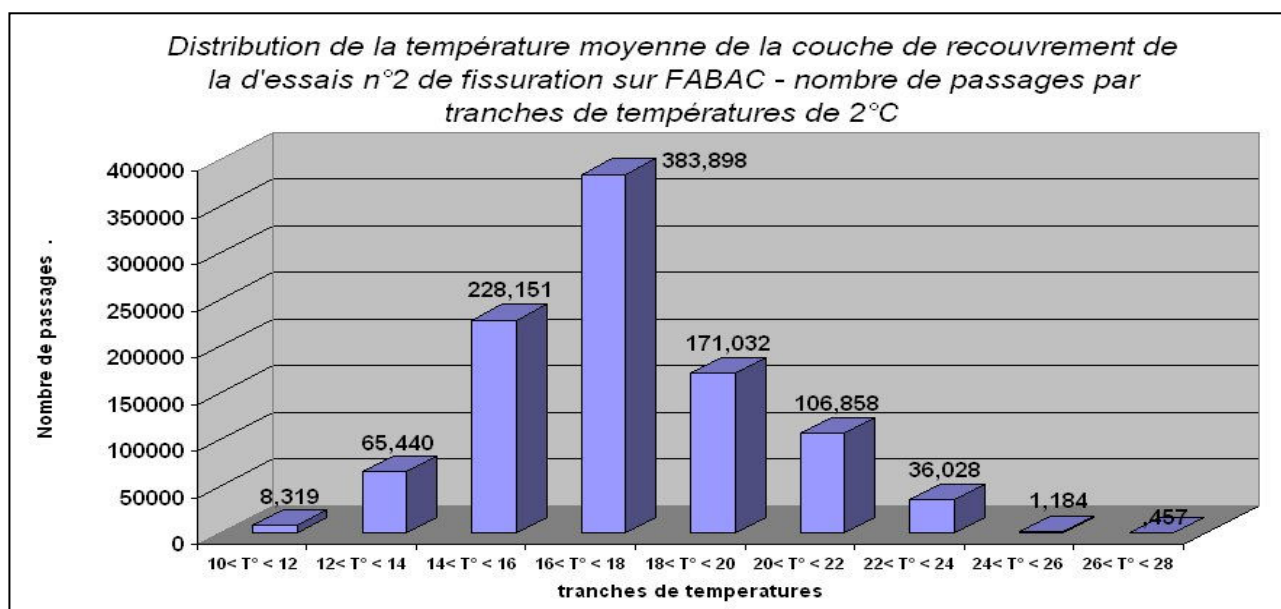


Figure 2.36 – Bilan de la température moyenne de la couche d’enrobé pendant le déroulement de la série d’essais N°2 de fissuration réalisée avec l’équipement FABAC

### II.3.3. Comportement de l’instrumentation

La première série d’essais a montré les différentes défaillances de l’instrumentation. Pour réaliser la série 2, l’instrumentation a été améliorée afin de corriger certains des problèmes trouvés. On décrit par la suite quelles ont été les corrections réalisées, celles qui n’ont pas pu l’être et les conclusions de cette démarche. Le bon fonctionnement de l’ensemble de l’instrumentation a été entravé par le phénomène d’orniérage subit sur le joint N° 2. Les capteurs qui ont continué à fonctionner ont perdu les références nécessaires pour fournir des indications exploitables.

#### II.3.3.1. Exploitation des mesures de déformation

Pour cette deuxième expérience un système de repérage de la roue a été mis en œuvre. Un capteur placé sur l’axe d’une des roues jumelées permet de détecter le moment où elle passe sur le joint testé. Sachant que la charge parcourt 2 mètres sur la piste, il est possible de vérifier la vitesse

exacte de déplacement et de déterminer à tout moment quel est l'emplacement de la charge et tout comme la valeur de déformation associée. On constate, que tout comme dans le cas des déflexions, une augmentation de la valeur (du moins près de la fissure) est évidente après le 452.000<sup>ème</sup> passage, ce qui correspond au moment où la fissure a été assez franche pour être repérée aussi visuellement (cf. Tableau 2.13). Le problème de la tare absolue des capteurs continue à poser les mêmes problèmes, mais puisque la charge peut être localisée, il est possible de définir une position où théoriquement son influence est minimale pour établir en quelque sorte un point de déformations zéro théorique.

Sur le joint N° 2 des problèmes se sont présentés dès les premiers instants à cause de l'apparition d'un phénomène d'orniérage. Le capteur plus proche du joint, côté amont par rapport au sens de circulation de la charge, n'a plus été en service après 47 500 cycles de chargement. Ce capteur est particulièrement important parce qu'il mesure l'effet de l'influence du joint et parce que c'est au niveau de ce capteur que les effets des dégradations par fissuration peuvent être mieux détectés.

### II.3.3.2. Exploitation des mesures de déflexion

L'ensemble des défaillances a été corrigé dès cette deuxième série d'essais. Les capteurs horizontaux ont été utilisés plutôt dans la conformation d'une deuxième poutre de mesure des déplacements verticaux, de façon à avoir à tout moment des informations des déflexions sur les deux joints. Le repérage du passage de la charge auprès du joint est aussi indispensable pour faire une interprétation correcte de mesures obtenues. Et finalement un nettoyage systématique de chaque capteur avant chaque acquisition a été prévu pour éviter qu'ils se coincent.

Dans le cas de ces mesures de déplacement le problème de l'orniérage a invalidé aussi les mesures sur le bord de l'enrobé. Lorsque le complexe contenant la couche de sable de bitume a orniéré un fluage du bord de la couche est survenu et des protubérances sont apparues. Ces protubérances en partie fissurées par le mouvement subit ne permettent plus de faire le suivi des déplacements correctement.

### II.3.3.3. Jauges de fissuration

La première mesure prise pour éviter que la fissure ne passe pas à côté du capteur de fissuration a été de commander des jauges plus longues. Ces jauges couvrent une distance d'au moins une fois l'épaisseur de la couche de chaque côté du joint (12 cm de chaque côté du joint - voir Fig. 2.37). Le collage reste cependant une source de problèmes lorsqu'on utilise ce genre de jauges. Puisqu'il n'a pas été possible de trouver un autre produit pour réussir un bon compromis entre un collage ferme, une basse rigidité et une bonne protection aux intempéries, les risques de ne pas pouvoir faire un bon suivi de la fissure avec ces jauges est toujours le même. Pour cette raison seulement une des deux surfaces latérales sur chaque joint a été munie d'un tel dispositif. Sur la face opposée il a été décidé de placer un réseau de traits à la peinture d'argent (cf. Fig. 2.38).

Même si ce système permet de se passer des produits comme la colle ou le verni et même si leur comportement aux changements climatiques semble un peu plus stable, l'essai a montré qu'ils ont le désavantage d'être assez sensibles à l'eau. Lorsque la fissure est fine, les traits en peinture d'argent se reconnectent lors du mouvement dynamique de la structure et à cause des conditions hydriques. Dans le tableau 2.13, deux comportements ont permis de le confirmer. A deux moments différents de l'essai, à 134500 et 530400 passages alors qu'il pleuvait, l'ensemble du réseau de traits à la peinture d'argent s'est reconnecté le temps d'une acquisition de 40 passages mesurés en continu.



Figure 2.37 – Jauges de fissuration de 30 cm de longueur

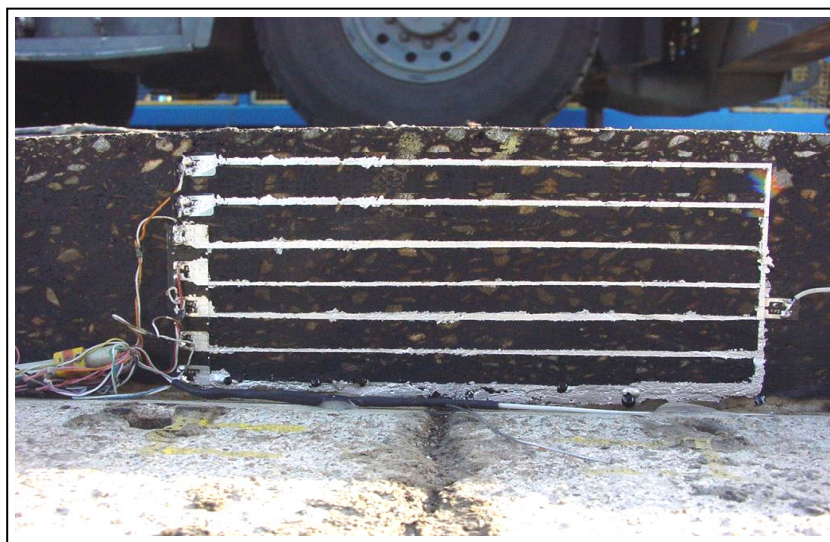


Figure 2.38 – Réseau de traits à la peinture d'argent réalisée sur la face latérale sud des joints

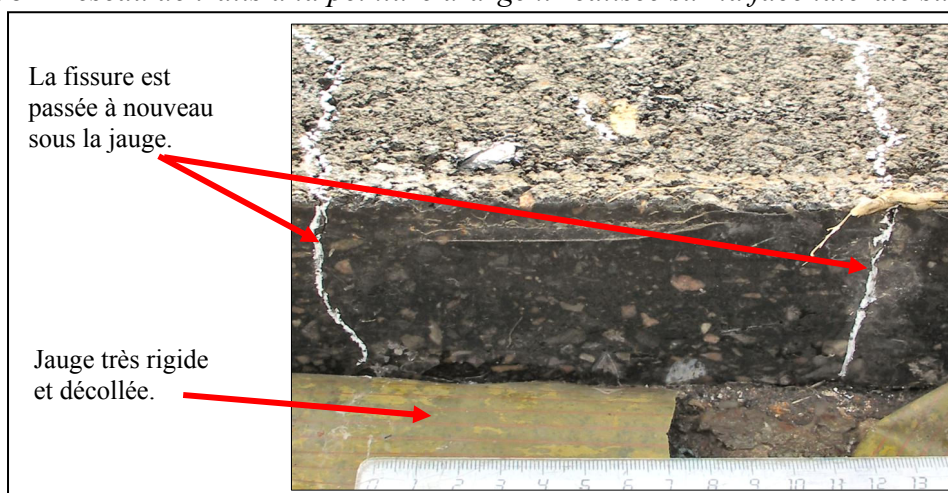


Figure 2.39 – Etat de la nouvelle jauge de 30 cm de longueur après l'essai de fissuration

Malgré ces inconvénients, dans l'ensemble ces jauges ont fonctionné beaucoup mieux. Sur les jauges type grille collée, les mêmes problèmes répertoriés pendant la première série d'essais se sont reproduits. La figure 2.39 montre le décollement et la rigidité de la jauge, ainsi que la façon dont la

fissure est passée sous la jauge sans que celle-ci se coupe pour pouvoir faire le suivi de la propagation.

### II.3.4. Fissuration et état de dégradation final

Le phénomène d'orniérage survenu sur le joint N° 2 (cf. Fig. 2.40) a empêché de continuer l'étude de fissuration réfléctive sur ce joint. Ce phénomène a mis hors service les capteurs de déformations et de fissuration. Des passages avec la machine FABAC ont continué à être réalisés sur ce joint malgré l'absence d'instrumentation afin de répertorier de façon visuelle les évolutions de la chaussée. L'orniérage a été très prononcé du côté sud de la chaussée (où se trouvaient les capteurs de déformation). Le fluage vers les côtés a créé des protubérances et des fissures associées à ce phénomène sont apparues. L'orniérage a été un peu moins important du côté nord et des fissures latérales sont apparues en surface.



Figure 2.40 – Orniérage et fluage latéral de la couche de sable bitume – joint N° 2

L'étude du joint N° 6 a été aussi compromise puisque sans une deuxième structure les éléments qui peuvent avoir une influence sur l'évolution de la fissure ne peuvent pas toujours être bien jugés (influence de la température, de l'humidité, entre autres). Dans le paragraphe §II.3.3.3 de ce chapitre ont été décrites les raisons pour lesquelles la jauge de fissuration sur le joint N°6 de la face latérale nord n'a pas fonctionné. L'évolution de la fissure du côté sud, où se trouve le réseau de traits à la peinture d'argent, a été répertoriée dans le tableau 2.13. Les voies de mesure utilisées ont été les voies 6, 8, 10, 12 et 14. Elles se trouvent respectivement à 5,6 cm, 4,2 cm, 2,8 cm, 1,4 cm et 0 cm de distance du bas de la couche. Les deux échantillons prélevés sur ce joint ont montré que l'interface avait des conditions de collage intermédiaires, voir inexistantes.

Les premiers signes de propagation de la fissure ont été constatés très tôt. La fissure est repérée d'abord à 0,4 cm du bas de la couche. Au bout de 114000 passages la fissure du bas se propage jusqu'à 1,4 cm et une fissure apparaît en haut de la couche. Cette dernière part du haut de la couche (côte à 6 cm) et se prolonge vers le bas jusqu'à la côte à 5,6 cm minimum. Très vite, à 117000 passages, la fissure du haut se propage jusqu'au trait en peinture d'argent placé à 4,2 cm. Jusque là la fissure ne peut pas être aperçue à l'œil nu. Même si certains traits reconduisent le courant pendant quelques acquisitions parce que la fissure est encore fine l'ensemble des acquisitions ultérieures va confirmer l'existence des fissures aux mêmes endroits.

Au bout de 172500 passages le dernier trait en argent encore intact se trouvant au milieu de la couche (2,8 cm du bas de la couche) est coupé confirmant l'existence d'une fissure traversante sur la totalité de l'épaisseur de la couche (cf. Fig. 2.41).

Tableau 2.13 – Résumé de l'évolution de la fissuration sur le joint N° 6

Nombre de Passages	voies déconnectés côté sud	Longueurs Fissurées	Remarques Particulières
0 → 2500	aucun	0 cm	
2500 → 112700	14	0 à 0.6 cm	première coupure de la voie 14
114156	6, 12, 14	0 à 1.4 cm et 5.6 à 6 cm	première coupure des voies 6 et 12
117680 → 121600	6, 8, 14	0 à 1.4 cm et 4.2 à 6 cm	première coupure de la voie 8
122300 → 129200	6, 14	0 à 1.4 cm et 4.2 à 6 cm	
129300	6, 12, 14	0 à 1.4 cm et 4.2 à 6 cm	
130900	6, 8, 14	0 à 1.4 cm et 4.2 à 6 cm	
134350	6, 8, 12, 14	0 à 1.4 cm et 4.2 à 6 cm	
134500	14	0 à 1.4 cm et 4.2 à 6 cm	pluie
146500 → 165000	8, 12, 14	0 à 1.4 cm et 4.2 à 6 cm	
172500 → 188100	8, 10, 12, 14	0 à 6 cm	première coupure de la voie 10
188250	8, 12, 14	0 à 6 cm	
192100 → 352000	8, 10, 12, 14	0 à 6 cm	
452000 → 500630	tous	0 à 6 cm	
530400	aucun	0 à 6 cm	pluie
574000 → 1001600	tous	0 à 6 cm	

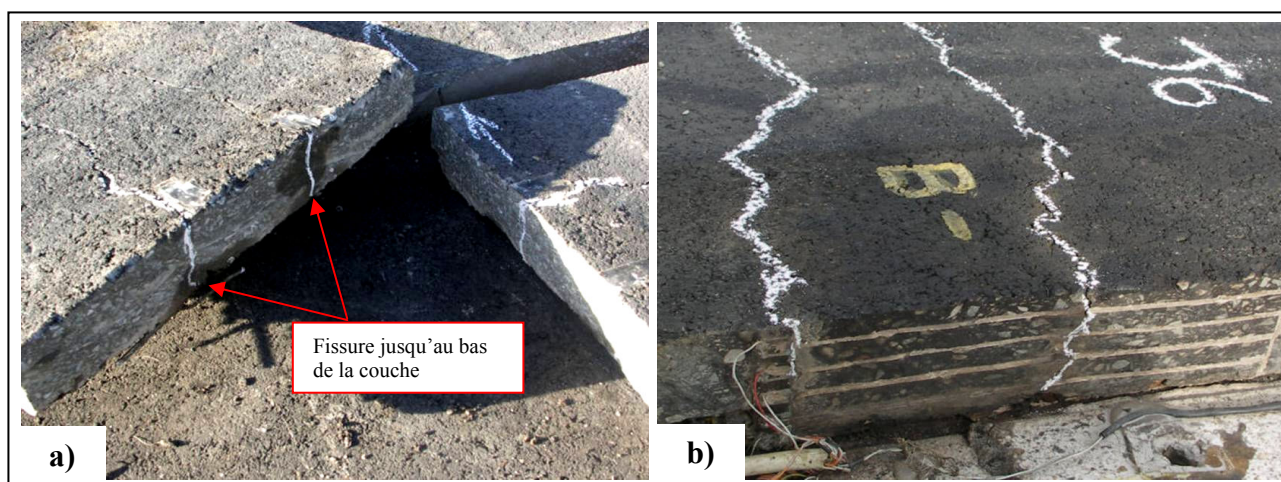


Figure 2.41 – Fissuration de la couche d'enrobé du joint N° 6 sur toute son épaisseur repérée (a) sous le jumelage et (a) sur la face latérale côté sud.

Avant le 452000<sup>ième</sup> passage la fissure reste cependant encore assez fine et les traits du bord supérieur sont reconnectés cycliquement. L'absence de capteur du côté nord ne permet pas de confirmer l'existence d'une fissure sur l'ensemble de la largeur de la couche avant ce moment. Ce n'est qu'à partir de ce moment là que la fissure devient visible à la surface de la couche bitumineuse et que les traits d'argent ne seront plus reconnectés sauf dans deux cas exceptionnels liés à la pluie. Ces deux exceptions décrites dans le paragraphe §II.3.3.3 de ce chapitre se sont présentées à cause de la pluie et de la sensibilité de ce type de capteur à l'humidité. La fissuration totale du joint N° 6 est donc établie à 452 000 passages.

La fissuration en surface sur le joint N° 6 s'est composée de deux fissures transversales parallèles, se trouvant environ à 7 cm de part et d'autre du joint (cf. Fig. 2.42). Les fissures de ce joint sont donc similaires à celles retrouvées sur les joints J3 et J7 testés pendant la première série d'essais.

Les prélèvements de la couche de revêtement du joint N° 6 constituée d'une couche bitumineuse (BBC) sur un complexe MD (Métal Déployé) montrent que l'accrochage avec la couche support en béton ciment est très pauvre sur presque toute la surface circulée (cf. Fig. 2.43 zone A).

Seulement deux zones, dénommées B et C sur la figure 2.43, ont présenté quelques variations par rapport au type de décollement présent sur l'ensemble de l'interface. Dans la zone B on retrouve toujours le même décollement entre le béton ciment et l'enrobé, alors que des résidus d'enrobé coulé à froid sont constatés dans la zone C démontrant qu'à cet endroit le collage entre ces deux matériaux était bon.

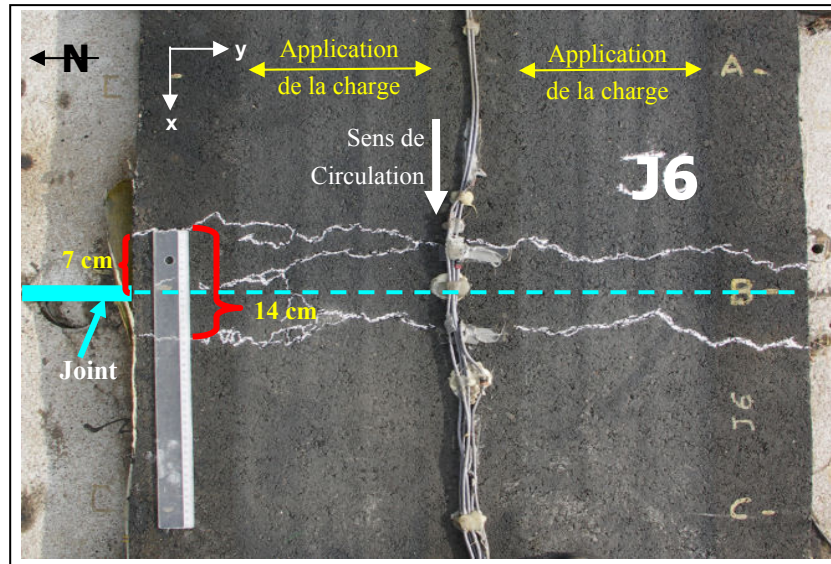


Figure 2.42 – fissuration réfléchive double survenue sur le joint 6

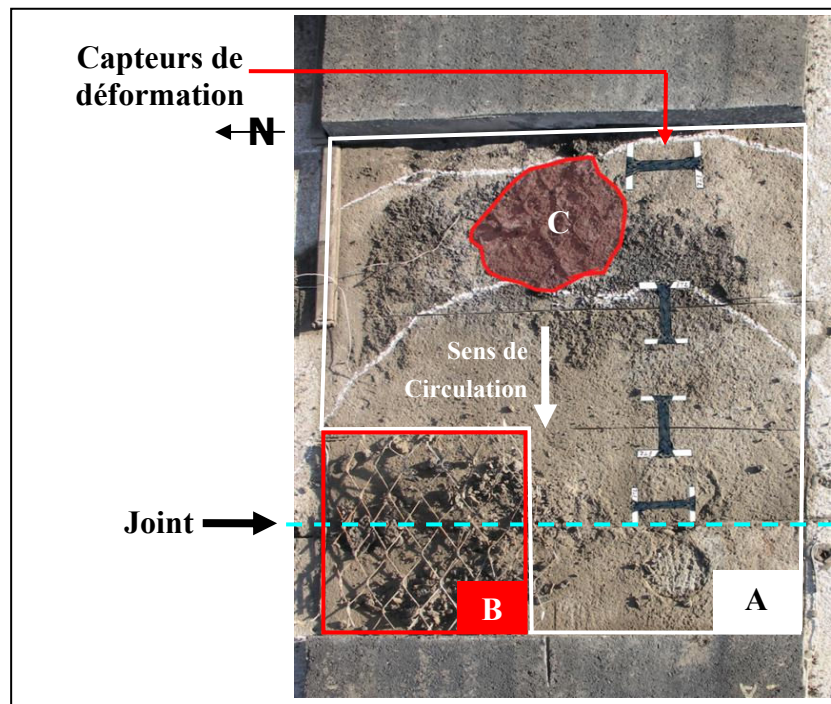


Figure 2.43 – Caractéristiques de collage répertoriées sur le joint N° 6 concernant l'interface enrobé/couche d'assise

Cependant dans les deux cas (séries d'essais 1 et 2) on s'aperçoit que la grille métallique crée



elle aussi un phénomène d'interface dont le collage peut aussi faire défaut. Dans la zone B la grille et l'enrobé coulé à froid se sont séparés complètement. Dans la zone C, la grille est restée adhérente au matériau bitumineux supérieur et le décollage qui était attendu à l'interface béton ciment / enrobé s'est présenté plutôt au niveau de la grille où l'interface enrobé coulé à froid/grille était plus fragile.

On conclut que l'adhérence de la grille métallique avec le matériau bitumineux n'a pas été assurée. Le mécanisme est d'autant plus complexe que cette adhérence entre en concurrence avec le collage de l'interface et crée une deuxième surface horizontale susceptible d'introduire un défaut à la chaussée.

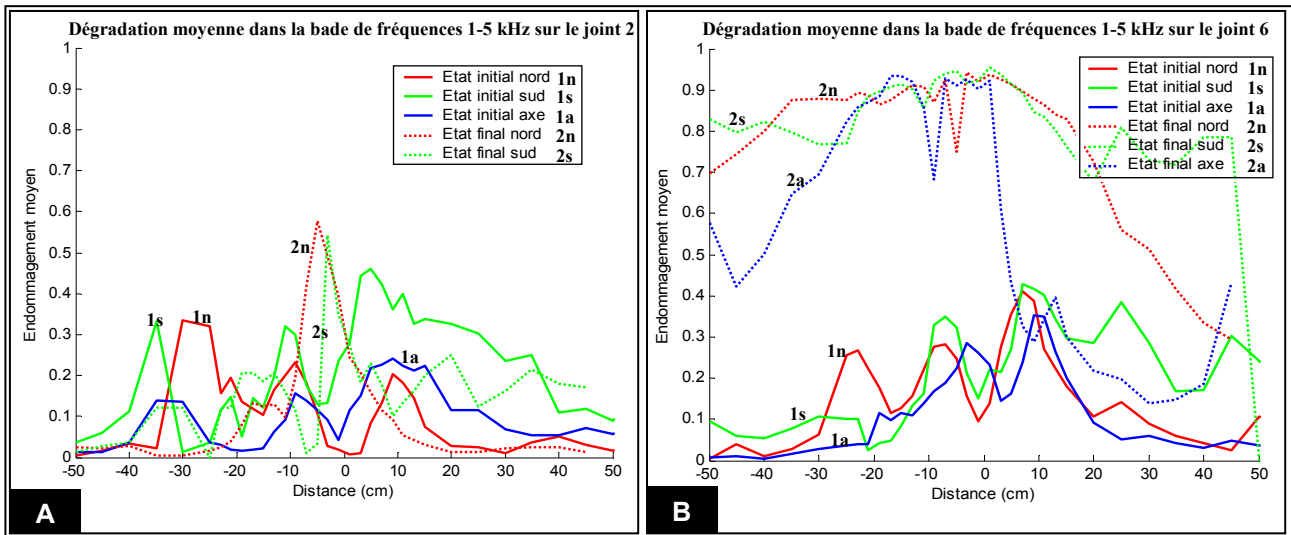


Figure 2.44 – Evolution de l'état de dégradation moyen estimé par Colibri sur les différents profils avant et après sollicitation des structures des joints N° 2 (A) et N° 6 (B).

La figure 2.44.A ne montre pas de signes de changement des valeurs d'endommagement moyen dans le joint N° 2 sauf près du joint. L'évolution constaté près du joint peut être associée à la fissure repérée de façon visuelle à la fin de l'essai, en particulier du côté nord (cf. courbe 2n de la figure 2.44.A). Loin du joint on observe que les valeurs sont inférieures ce qui peut être associé à des valeurs de module de la fonction de transfert inférieures. Les fonctions de référence utilisées dans chaque cas ont été les courbes de base de chaque auscultation et non pas celles de l'auscultation avant sollicitation. La raison est que les courbes à l'état final sont situées en dessous de celles obtenues à l'état initial. Ce phénomène peut être du à un changement des conditions climatiques lors de chaque auscultation ou à l'orniérage de la couche de renforcement. Les conclusions concernant les auscultations du joint N° 6 réalisées en même temps que celles du joint N° 2 permettent de conclure que les conditions climatiques ne sont pas à l'origine de ces valeurs inférieures des courbes de base. L'orniérage a du redéfinir la fréquence de résonance empêchant toute interprétation concernant les caractéristiques de collage de l'interface.

La figure 2.44.B montre l'évolution des dégradations du joint N° 6. Sauf dans le cas des auscultations à l'entre jumelage du côté aval par rapport au joint, toutes les auscultations (côté nord, côté sud et à l'entre jumelage, en amont et en aval) montrent des signes d'évolution assez importants qui peuvent être associés à des décollements de l'interface entre la couche de surface et la couche d'assise. Ces conclusions coïncident parfaitement avec les observations réalisées lors des prélèvements de la couche de revêtement de ce joint.

## II.4. Série d’essais N° 3 – Structures sur les Joints N° 1 (sable bitume) et N° 5 (témoin)

### II.4.1. Déroulement global de la série d’essais 3

L’essai 3 se déroule entre le 23 janvier et le 14 juin 2006 (cf. Fig. 2.46). Cet essai est mené sur une structure constituée d’un complexe anti-remontée de fissures mis en place sur le joint N° 1 et sur une structure témoin sur le joint N° 5 (cf. Fig. 2.45). La structure du joint N° 1 est constituée d’un revêtement composé de 4 cm de béton bitumineux (BBC) et 2 cm d’une couche de sable bitume (SB). La structure témoin (joint N° 5) est constituée de 6 cm de béton bitumineux BBC.

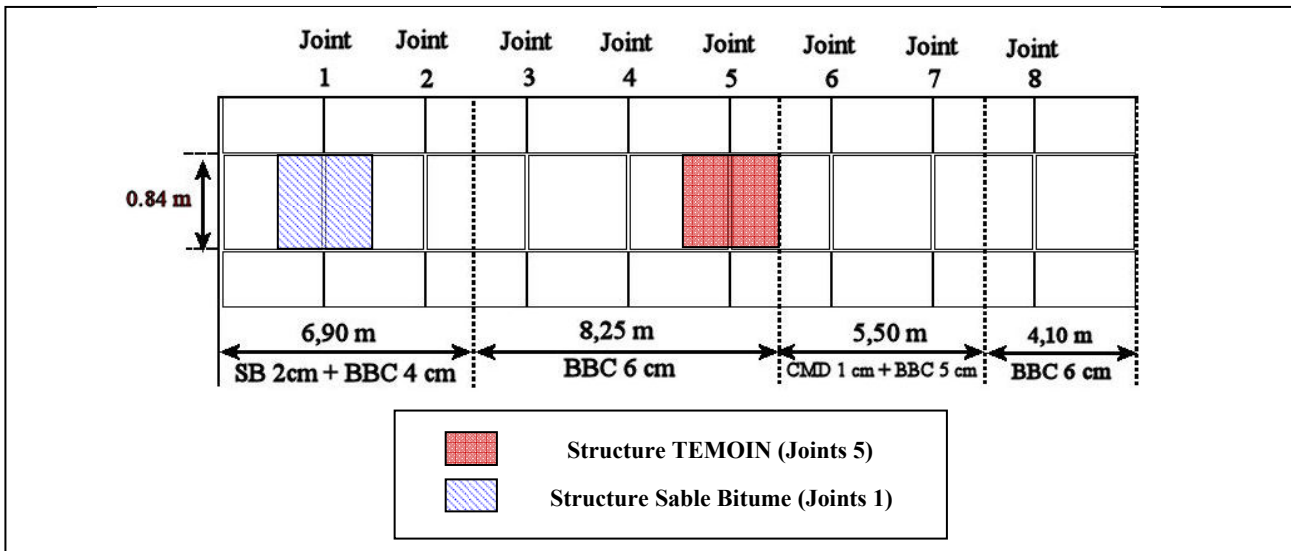


Figure 2.45 – Disposition des structures par joint établie sur les dalles de la piste FABAC pour l’essai de fissuration

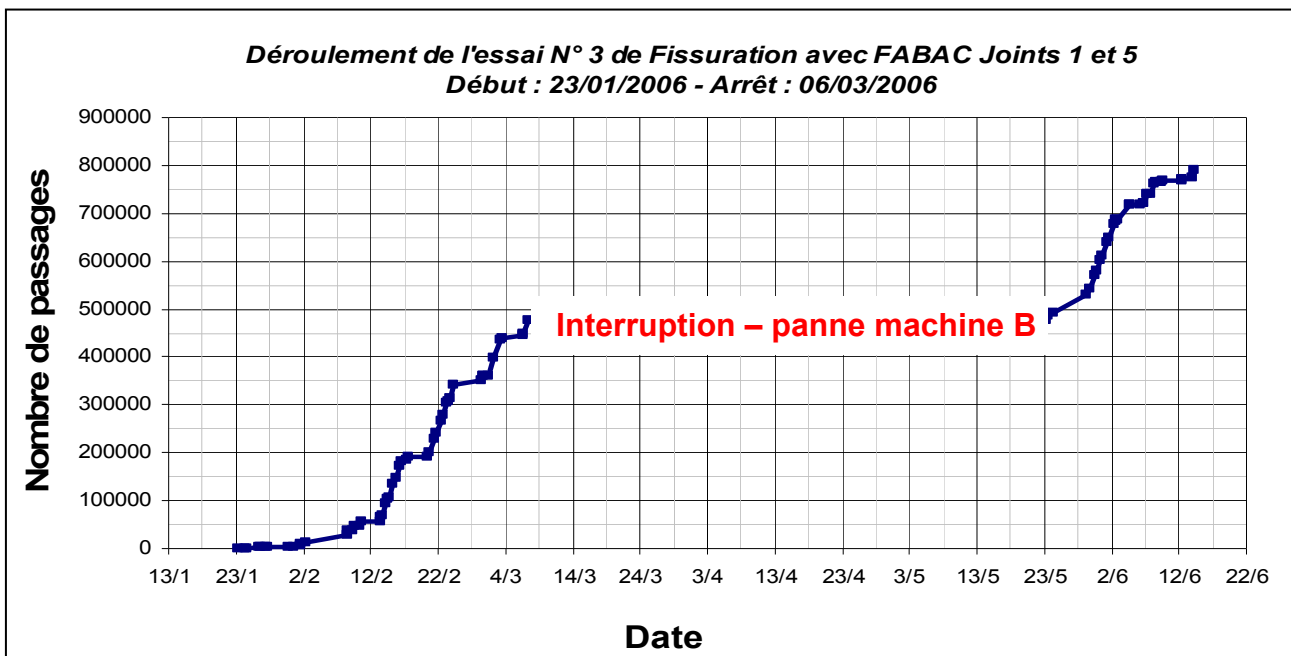


Figure 2.46 – Evolution de la troisième série d’essais réalisés entre le 23/01/2006 et le 14/06/2006

Le déroulement de l’essai a été interrompu au bout de 477000 passages à cause d’une panne survenue sur la machine B. Les deux machines sont arrêtées de façon à pouvoir mener les essais en parallèle sous les mêmes conditions météorologiques. L’essai, interrompu le 6 mars, a pu être

relancé le 23 mai 2006 après la réparation de la machine.

La particularité principale de cette série d'essais a été celle de mettre en place des deux côtés de la chaussée uniquement des réseaux de traits à la peinture d'argent pour faire le suivi des fissures pendant l'essai. Le seul joint à avoir fissuré a été le joint où se trouve la structure témoin (joint N°5). Les premières fissures sont apparues vers les 360000 passages sur cette structure côté sud. Sur ce même joint, d'après les mesures (cf. Tableau 2.14), la fissure a traversé toute l'épaisseur de la couche d'enrobé au bout de 486000 passages. Côté nord, le même constat est réalisé après 531000 passages. L'essai a été mené jusqu'à 800000 passages mais aucune fissure ne s'est produite. Au total 82 acquisitions ont été réalisées pendant cette troisième série d'essais.

#### II.4.2. Température de l'essai

Les premiers 480000 passages de l'essai ont été réalisés dans des conditions optimales de température. La température moyenne de la couche d'enrobé sur cette première période de l'essai a été de 7°C. Les basses températures sont sensées favoriser la fissuration et empêcher les phénomènes d'orniérage et de fluage des couches bitumineuses.

La figure 2.47 permet d'observer la différence entre les températures avant et après la panne. A partir de 480000 passages, au moment de la remise en route des machines le 23 mai, les températures ambiantes journalières ont été plus élevées que celles du début de l'essai, la température moyenne de la couche d'enrobé est passée de 7°C à 21°C. La figure 2.47 montre uniquement les températures qui ont eu lieu pendant que les machines étaient en fonctionnement. Malgré les hautes températures présentées ici, les températures ambiantes et de la couche d'enrobé, hors essai, ont atteint des valeurs maximales beaucoup plus élevées (38°C et 52°C respectivement). Pour éviter les problèmes de fluage et orniérage, l'essai s'est déroulé principalement pendant la nuit. Sur la figure on constate un vide pendant presque 80000 passages. Ce vide correspond à une panne du système de mesure de la température survenu avant la panne du moteur de la machine B.

Une distribution plus précise par tranches de températures de 2°C est montrée sur la figure 2.48. D'après ce graphe, la plupart des passages de la charge pendant la première partie de l'essai se sont déroulés entre 4°C et 10°C. Ce résultat est corroboré par le calcul de l'écart type égal à 3,62°C pour une moyenne de 7°C.

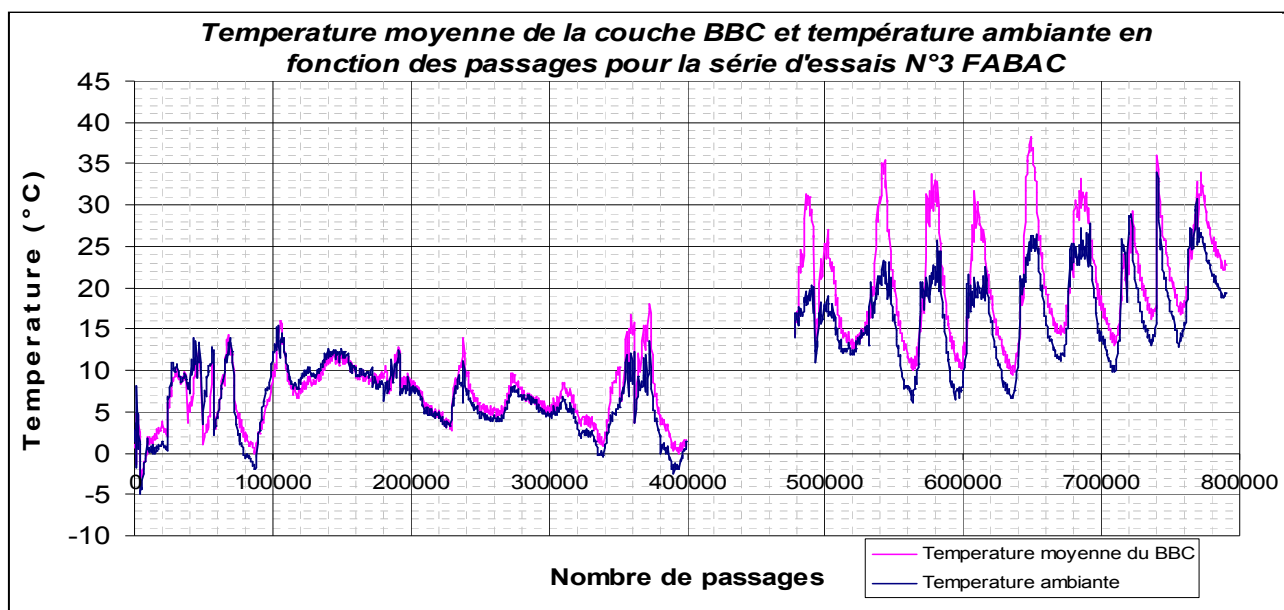


Figure 2.47 – Température moyenne de la couche d'enrobé et température ambiante mesurées pendant le déroulement de la série d'essais N°3 de fissuration réalisée avec l'équipement FABAC

La distribution des températures après la panne a été plus dispersée. Pour une moyenne de 21°C et un écart type de 6,74°C, 2/3 des passages après la panne ont eu lieu alors que la température de la couche d'enrobé était entre 14,2°C et 27,7°C.

Ces résultats concernant les températures, avant et après la panne, sont déterminants dans l'analyse du comportement à la fissuration répertorié et seront repris par la suite (cf. §II.4.4 du chapitre présent).

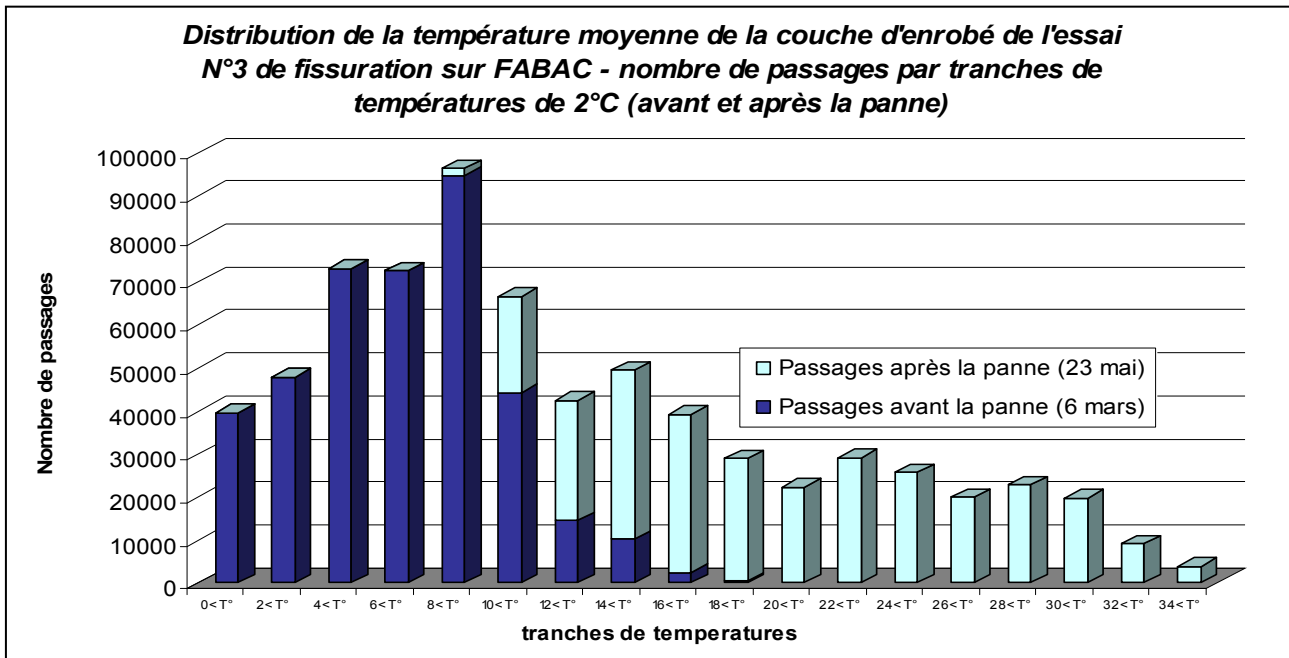


Figure 2.48 – distribution de la température moyenne de la couche de revêtement avant et après la panne des machines FABAC le 23 mai

### II.4.3. Comportement de l'instrumentation

L'ensemble de l'instrumentation a fonctionné correctement lors de cette dernière série d'essais. On répertorie au début de l'essai un seul capteur de déformation hors service. Il s'agit d'un capteur de mesure de la déformation longitudinale placé à 20 cm en aval du joint. Autrement les déformations et les déplacements ont fourni des mesures exploitables et le repère placé sur une des roues a permis de relier l'information des capteurs à une position de la charge. Ayant abandonné les grilles de fissuration au profit des mailles en peinture d'argent, le suivi de la fissure a pu être assuré. Malgré quelques pluies survenues pendant l'essai, leur comportement a été cohérent.

### II.4.4. Fissuration et état de dégradation final

Cette troisième expérience a fourni des éléments plus concrets vis-à-vis de la fissuration réfléctive que les deux premières. Le comportement de l'instrumentation, les températures optimales pendant les 480000 premiers passages et le fait de réaliser les sollicitations rigoureusement en parallèle sur les deux machines, ont permis de faire un suivi de la propagation de fissures réfléctives plus efficace et de mieux juger l'influence des caractéristiques particulières de chaque structure.

Le premier constat important est que le joint N°1, dont la structure comporte une couche d'enrobé constitué de 4 cm de béton bitumineux et de 2 cm de sable bitume, est le premier et le seul joint à ne pas avoir fissuré parmi les différentes séries d'essais réalisées. Aucune fissure n'a été observée ni à la surface de cette couche, ni sur les faces latérales. A 486000 passages le réseau de traits à la peinture d'argent placé du côté sud a signalé l'apparition d'une fissure au bas de la

couche. Cette fissure répertoriée par l'instrumentation reste cependant suffisamment fine pour ne pas être visible à l'oeil. L'essai a été mené jusqu'à 800000 passages pour essayer de fissurer ce joint sans succès.

Ce phénomène est cohérent avec le fait qu'il s'agisse d'un joint dont le revêtement contient une couche de sable bitume utilisée dans le retardement de remontée des fissures et avec le fait que les conditions de collage (décrites par la suite) ont été meilleures que celles des autres joints. Cependant les remarques faites antérieurement dans le paragraphe II.4.2 de ce chapitre indiquent que la température moyenne de la couche d'enrobé après la panne a été en grande partie au dessus de la valeur seuil de sécurité conseillée (cf. §II.1.2.2 du présent chapitre) malgré la sollicitation nocturne des joints. Le but d'établir ce seuil de sécurité était principalement d'éviter l'orniérage mais aussi d'assurer des températures favorables à la fissuration pendant l'essai. Puisque ce seuil a été dépassé uniquement dans cette série d'essai, on ne peut pas faire une comparaison directe sur la susceptibilité à la fissuration réflexive des revêtements des joints d'une série d'essai à l'autre.

Le joint N° 5, quant à lui, a fissuré. Le tableau 2.14 établit l'évolution des fissures survenues sur chacune des faces latérales où se trouvaient les traits à la peinture d'argent. Chacune de ces deux mailles a été connectée à un conditionneur différent et les voies de mesure dans chaque cas ont été les mêmes. Les voies de mesure utilisées ont été les voies 4, 6, 8, 10, 12 et 14. Elles se trouvent respectivement à 6 cm, 4,8 cm, 3,6 cm, 2,4 cm, 1,2 cm et 0 cm de distance du bas de la couche. Le comportement de ces jauges de fissuration permet aux traits à la peinture en argent de se reconnecter de façon temporaire à cause des mouvements de la charge et des conditions d'humidité lorsque la fissure est encore assez fine. On considère donc que la fissure existe à partir du moment où la voie se déconnecte pour la première fois.

**Tableau 2.14 – Résumé de l'évolution de la fissuration survenue sur le joint N° 5**

Nombre de passages	Fissuration J5 côté Sud		Fissuration J5 côté Nord	
	Voies déconnectés	Fissure	Voies déconnectés	Fissure
0 → 351500	Aucun	0 cm	Aucun	0 cm
<b>399500</b> → 445000	<b>8, 10, 12</b>	0 à 3.6 cm	Aucun	0 cm
450000	8, 10,12	0 à 3.6 cm	<b>12, 14</b>	0 à 1.2 cm
<b>478000</b>	<b>4, 6, 10, 12</b>	<b>0 à 6 cm</b>	<b>8, 10, 12, 14</b>	0 à 3.6 cm
<b>486000</b>	<b>Tous</b>	0 à 6 cm	8, 10, 12, 14	0 à 3.6 cm
492000	Tous	0 à 6 cm	8, 10,12, 14	0 à 3.6 cm
<b>531000</b> → 543500	4, 6, 8, 10, 12	0 à 6 cm	<b>4,8, 10, 12, 14</b>	0 à 3.6 cm et 5.5 à 6 cm
<b>570900</b>	Tous	0 à 6 cm	<b>Tous</b>	<b>0 à 6 cm</b>

La fissuration est apparue à 400 000 passages de la charge du côté sud et à 450000 du côté nord. Sur les deux surfaces latérales la fissure progresse du bas vers le haut. Sur la face sud la fissure a été repérée 50 000 passages plus tôt que sur la face nord.

La première information sur la présence d'une fissure sur la face latérale sud a concerné les voies à 3,6 cm, 2,4 cm et 1,2 cm. On peut supposer que la fissure touchait également le trait du bas. Un excès de peinture d'argent repéré à ce niveau, la position de la fissure décalée vis-à-vis du joint sous-jacent et le peu d'écart naturel en début de formation de la fissure ont possiblement eu une influence sur le fonctionnement de la jauge à ce niveau. La progression de la fissure de la face nord a débuté plus tardivement et elle s'est déroulée de façon plus lente aussi. Les premiers signes de fissuration concernent uniquement 1,2 cm au bas de la couche.

A 477000 cycles l'essai a été arrêté. Au moment de la relance après 78 jours, la fissuration a progressé vers le haut de 2 cm sur les 2 faces, soit 6 cm sur la face sud (fissure traversante sur toute l'épaisseur de la couche) et 3.6 cm sur la face nord, sans application supplémentaire de trafic

pendant la période de repos. Il y aurait donc propagation de la fissuration dans la chaussée en l'absence de tout trafic. Les écarts de température pendant cette période semblent avoir entraîné la propagation de fissures internes. Cette affirmation est en fait sujette à réserve, les capacités de l'instrumentation à suivre très finement cette propagation étant aussi discutables.

Côté nord la fissure provenant du bas de la couche s'est stabilisée pendant 50 000 passages. A partir de 531 000 cycles de chargement on constate l'apparition d'une fissure qui se propage du haut. La couche a été fissurée sur l'ensemble de son épaisseur après 570 000 passages. Le résultat de cette fissuration peut être observée sur la figure 2.49.

A l'image des fissures répertoriées sur les joints N° 3, N° 6 et N° 7, la fissuration sur le joint N°5 s'est composée de deux fissures transversales parallèles. La fissure en aval du joint est plus fine que celle en amont et elle est presque inexistante sur le côté nord de l'enrobé.

La fissure en amont a cependant une caractéristique qui la différencie de toutes les autres. Cette fissure n'est pas tout à fait perpendiculaire par rapport au sens de circulation de la charge et se trouve légèrement en biais, de telle sorte qu'elle passe au niveau du joint du côté nord et à 15 cm du joint du côté sud. Les schémas présentés dans la figure 2.50 montrent certaines des caractéristiques de collage de l'interface entre la couche d'enrobé et la couche en béton ciment des joints N° 1 (Fig. 2.50.a) et N° 5 (Fig. 2.50.b) à la fin de l'essai qui expliquent en partie le comportement de la fissuration.

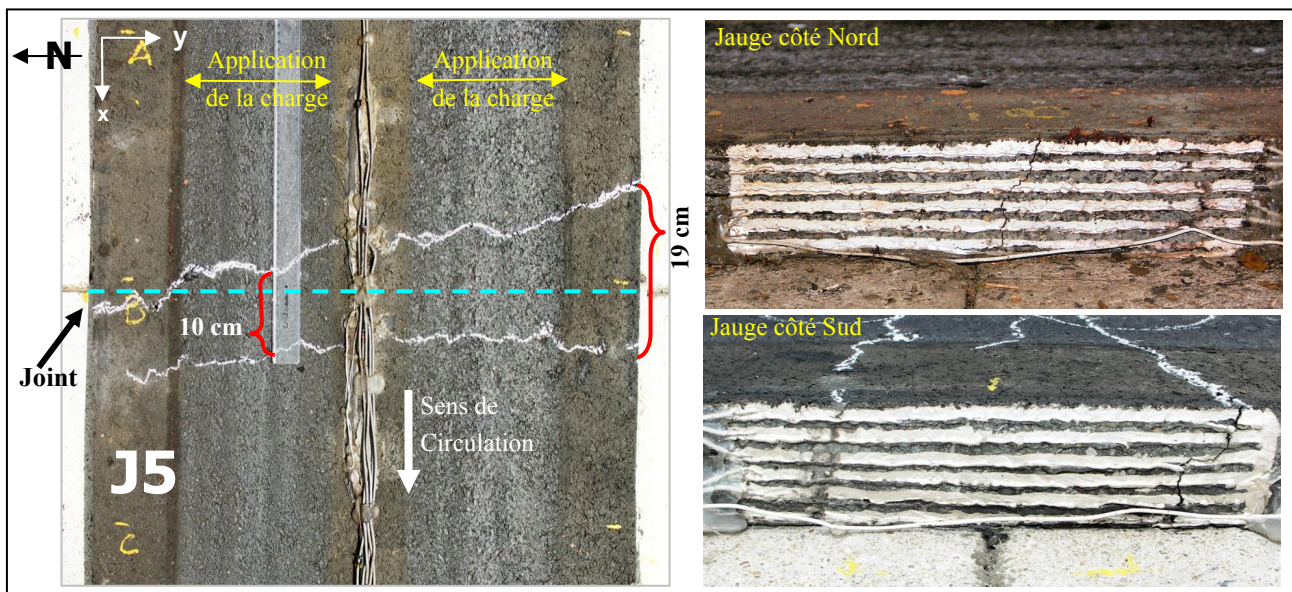


Figure 2.49 – fissuration réfléctive double survenue sur le joint 5

L'expérience acquise lors des deux premières séries d'essais montre qu'il est indispensable de vérifier en détail les conditions de collage de la couche d'enrobé sur l'ensemble de la surface pour mieux comprendre les phénomènes qui participent à la remontée des fissures. Dans ce but on a réalisé par sciage un quadrillage de la surface de part et d'autre des deux joints. Les conditions de collage des échantillons ont été examinées. Cet examen a conduit à identifier trois situations du point de vue strictement qualitatif. La première correspond aux échantillons placés sur les zones dont le collage de l'interface entre l'enrobé et le béton ciment était totalement inexistant ou quasi inexistant. Cela s'est traduit par des échantillons récupérés à la main directement ou après application d'une brève pression latérale. La deuxième a été celle où les échantillons ont pu être récupérés par une application répétitive d'impacts latéraux par le moyen d'un marteau. L'interface de ces échantillons a été considérée comme une interface à collage intermédiaire. La dernière situation retrouvée a été celle où les échantillons ont été impossibles à enlever et leur collage peut

être considéré parfait. Les épaufrures signalées dans la figure 2.50.b montrent que les tentatives d'extraction du matériau ont abouti à une fragmentation des échantillons plutôt qu'au décollement avec leur support.

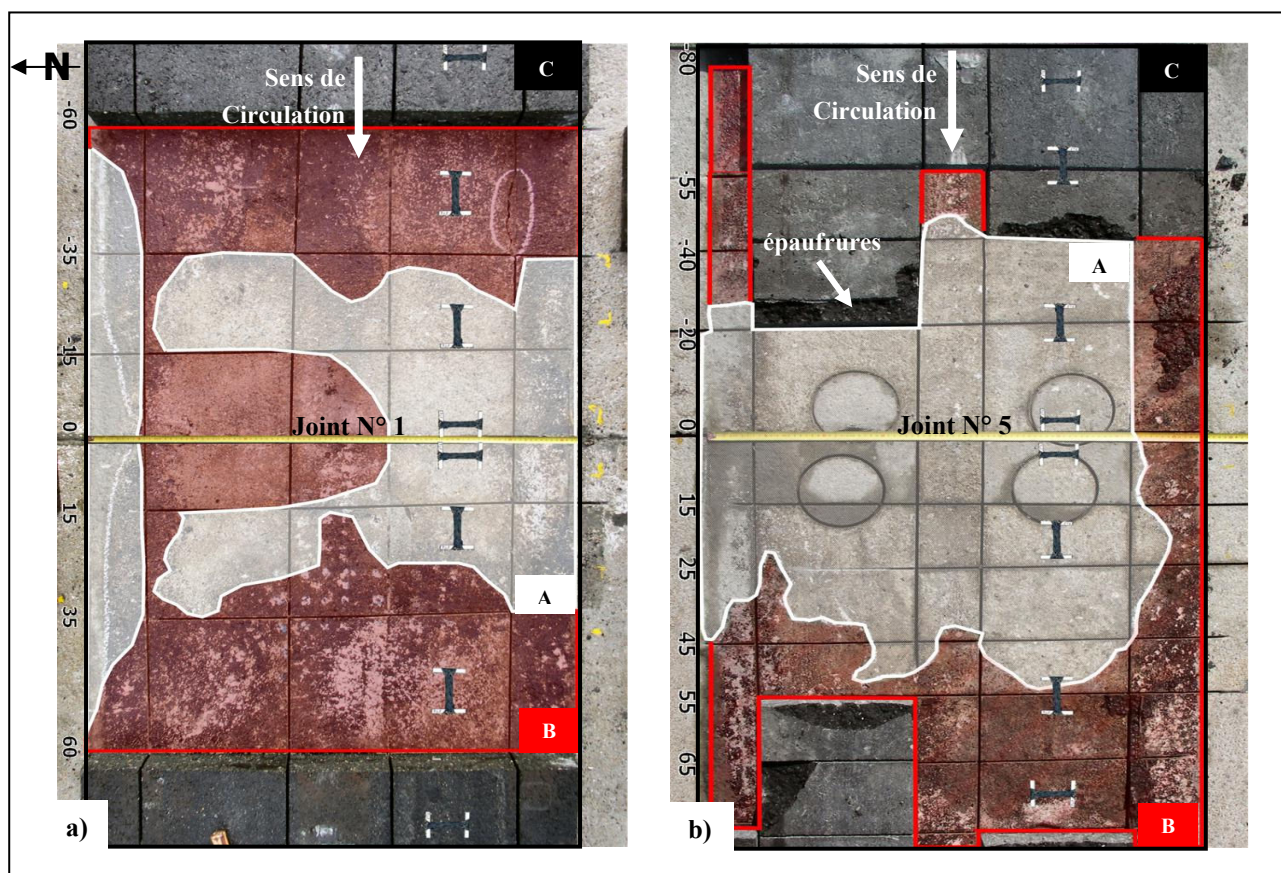


Figure 2.50 – Caractéristiques de collage répertoriées sur le joint N° 1 (a) et le joint N° 5 (b) concernant l'interface enrobé/couche d'assise

Ces trois types d'interface ont été répertoriés sur la vue en plan des deux joints de la figure 2.50. La zone blanche (zone A) correspond à la zone décollée, la rouge (zone B) à la zone à collage intermédiaire et les zones noires où l'enrobé est encore visible (zone C) aux zones au collage parfait.

Plusieurs particularités du collage de ces deux joints peuvent être mis en relation avec le comportement à la fissuration réfléctive.

D'une part sur le joint N° 1 on constate que la zone décollée a été inférieure à celle des autres joints testés et qu'il a été le seul à présenter un collage au moins intermédiaire sur une partie de la surface qui recouvre directement le joint. Ces deux caractéristiques de collage contribuent en partie au fait que ce joint n'ait pas fissuré.

D'autre part sur le joint N° 5, la surface complètement décollée couvre une zone assez large qui s'étend sur une longueur de 30 et 45 cm de part et d'autre du joint en moyenne sur presque toute la largeur de l'enrobé. Ces décollements sont cohérents avec la fissuration réfléctive double qui s'est présentée lors de l'essai. La disposition en biais de la fissure en amont est liée certainement à la présence de la zone à collage parfait à 20 cm du joint.

A partir de cet échantillonnage on constate que les décollements ne sont pas totalement symétriques par rapport à l'axe du jumelage. Dans les deux cas la zone plus décollée coïncide avec

la position des capteurs de déformation en bas de couche. On peut supposer que l'inclusion de ces capteurs a contribué à fragiliser le collage de cette zone. La figure 2.50.a montre en effet que l'interface du joint N° 1 est plus décollée du côté sud (où se trouvent les capteurs) que l'interface côté nord. La figure 2.50.b montre que la longueur de décolllement plus grande du joint N° 5 correspond aussi au côté sud de la chaussée où sont placés les capteurs. L'influence de ces capteurs sur les décolllements n'empêche pas cependant le bon déroulement de l'essai.

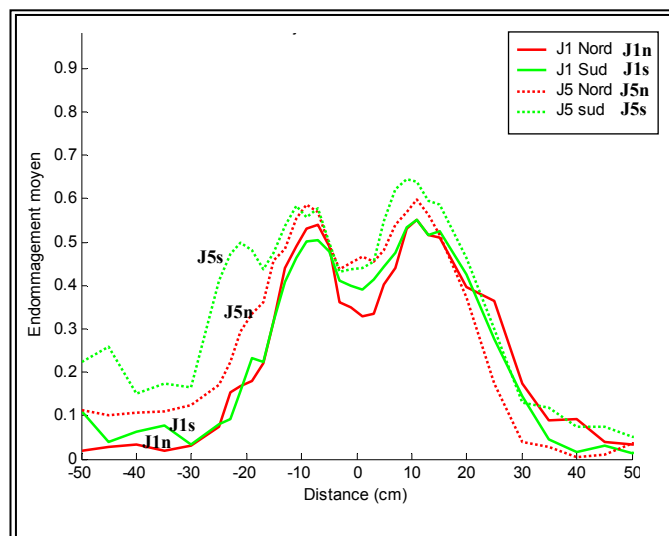


Figure 2.51 – Etat de dégradation moyen estimé par Colibri sur différents profils avant sollicitation des structures des joints N° 1 et N° 5

La figure 2.51 montre qu'il existe un état dégradé relatif entre une zone à 20 cm de part et d'autre du joint et une zone au-delà de cette limite. On peut conclure qu'il existait une zone fragilisée proche du joint. Puisque les auscultations en fin d'essai non pas pu être réalisées, il est difficile de définir s'il s'agit d'un décolllement parfait.

**Tableau 2.15 – Bilan des caractéristiques de collage de l'interface enrobé/couche d'assise en béton sous les capteurs de déformation**

Distance au joint [cm]	Type de déformation mesurée	Caractéristiques du collage de l'interface en fin d'essai	
		Joint N° 1	Joint N° 5
-75	Transversale	Collée	Collée
-55	Longitudinale	Intermediaire	Collée
-20	Longitudinale	Décollée	Décollée
-5	Transversale	Décollée	Décollée
5	Transversale	Décollée	Décollée
20	Longitudinale	Décollée	Décollée
55	Longitudinale	Intermediaire	Intermediaire
75	Transversale	Collée	Intermediaire

Le tableau 2.15, établi à partir de la figure 2.50, fait un bilan des caractéristiques de collage retrouvées en fin d'essai aux emplacements où se trouvaient les capteurs de déformation. Ce bilan va contribuer par la suite dans l'analyse des mesures fournies lors de l'essai FABAC et de leur cohérence vis-à-vis des calculs aux Eléments Finis.



## II.5. Recouplement et synthèse des différentes séries d'essais

Le programme et le nombre final des passages pour les trois expériences ont été :

- Joints N° 3 et N° 7 testés entre mars et avril 2005 : l'expérience a été arrêtée après 600 000 chargements.
- Joints N° 2 et N° 6 testés entre la fin du mois de septembre et le début de novembre 2005 : l'expérience a été arrêtée après 1 million de chargements.
- Joints N° 1 et N° 5 testés entre janvier et mars et entre mai et juin 2006 : l'expérience a été arrêtée à 800 000 chargements.

### II.5.1. Instrumentation et conditions de réalisation des séries d'essais

A travers la première série d'essais il a été possible de vérifier la pertinence de l'instrumentation, et du choix des structures retenues pour les tests. Ces premiers essais ont également suggéré certaines améliorations des équipements de mesures. L'utilisation d'une poutre unique pour la mesure des déflexions n'a pas permis leurs mesures sur la durée complète de l'essai sur les deux joints. Pour cette raison deux poutres ont été installées en parallèle, chacune d'elles sur un joint, et elles ont été instrumentées avec des capteur fixes pour contrôler du début à la fin l'essai sans risquer d'avoir des variations de positionnement de la mesure (ce qui était le cas avec une poutre unique). Pour palier le manque de capteurs de déplacement, certains des capteurs placés sur les faces latérales au niveau du joint ont été enlevés et placés sur la deuxième poutre installée. Ces capteurs sur les faces latérales s'étaient en effet avérés assez peu utiles au suivi de l'ouverture du joint. Finalement pour éviter les problèmes liés à l'action des intempéries, une procédure consistant à vérifier et nettoyer chaque capteur avant et pendant les acquisitions a du être établie.

Les capteurs de fissuration prévus lors de la première série d'essais ont été trop courts et ils ont présenté des problèmes de collage sur le béton bitumineux. Ils ont été remplacés par la suite par d'autres témoins plus longs, leur collage a été vérifié et le vernis de protection qui avait une influence négative sur le collage a été supprimé. Malgré ces efforts, le suivi de la fissure n'a pas pu être réalisé avec ces capteurs. Puisqu'une solution adéquate de collage n'a pas pu être trouvée, ces capteurs non pas pu être adaptés aux essais en extérieur. En remplacement, une instrumentation parallèle constituée d'un réseau de traits à la peinture d'argent (désigné par la suite témoin de fissuration) a été mis en place. Elle a apporté une solution plus efficace, malgré les défauts de fonctionnement observés par temps pluvieux. Sauf dans les cas particuliers où l'encombrement ne permet pas de tracer uniformément les traits en argent, les fissures très fines peuvent être détectées par ces témoins. En effet des cumulus de peinture d'argent peuvent se présenter qui restent en contact malgré l'apparition de fissures fines. Dans le cas présent en particulier, la géométrie de la chaussée testée a rendu complexe l'application de la peinture d'argent et dans certains cas quelques cumulus de peinture ont été constatés. Dans la plupart des cas l'application a été corrigée et les mesures ont été fiables permettant ainsi de disposer d'un suivi suffisamment précis de l'évolution de la fissure. Les essais ont montré que les surlargeurs retenues par rapport à la position d'appui de la roue jumelée ont permis de repérer la fissure sur les faces latérales de la couche tout en évitant le fluage du matériau bitumineux.

L'exploitation des mesures a rapidement montré l'intérêt d'un repérage à tout moment de la position de la charge roulante (cf. chapitre 3). Le système mis en place à cette fin par topage à cellule photoélectrique a très bien répondu à ce besoin.

#### II.5.1.1. Bilan des températures

La comparaison des températures moyennes de la couche d'enrobé pendant les essais montre que chaque série a eu une distribution des températures spécifique. Assurer la maîtrise du facteur température est une tâche complexe lorsqu'il s'agit d'essais lourds de chaussées à l'échelle réelle en

extérieur. La figure 2.52 permet de mieux juger l'effet de dispersion des températures causé par la panne pendant le troisième essai.

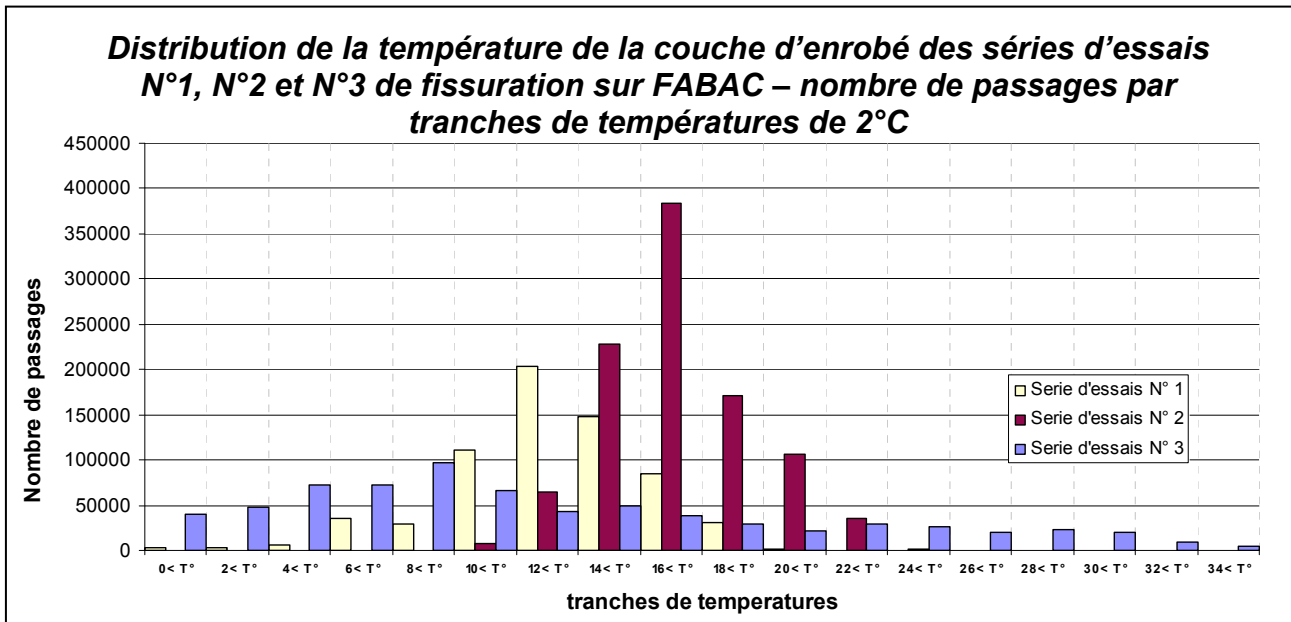


Figure 2.52 – Comparaison des distributions avec le trafic des températures moyennes de la couche d'enrobé pour les trois séries d'essais

### II.5.1.2. Redéfinition des consignes de températures

L'étude des distributions des températures des séries d'essai N°2 et N°3 et leur lien avec la sensibilité de la couche de sable bitume à l'orniérage mènent à une redéfinition des consignes de températures.

On constate que malgré la consigne de ne pas solliciter la piste lorsque la température moyenne de la couche bitumineuse était au dessus de 20°C, les hautes températures, même nocturnes, l'ont dépassée. En fin d'essai on compte une quantité identique du nombre de passages effectués au-delà de ce seuil. Dans les deux cas on compte presque 150 000 passages effectués au dessus des 20°C de température. Par contre lorsqu'on compare le nombre de passages réalisés à une température supérieure de 18°C (plutôt qu'à 20°C) on constate que 315 000 passages ont été effectués pendant la série d'essais N° 2 alors que seulement 184 000 ont été retenus au dessus de ce même seuil pour la série d'essais N° 3. On conclut que le seuil aurait du être défini à 18 °C pour éviter une fréquence trop importante de passages à cette température.

### II.5.2. Comportement à la fissuration

Les résultats obtenus à travers les trois séries d'essai permettent de mieux comprendre le phénomène de fissuration réfléctive par le biais de deux analyses différentes. La première mène à dégager des conclusions sur le rôle des conditions de collage dans le mécanisme de fissuration. Et la deuxième mène à établir des conclusions sur le comportement des complexes testés. Dans les deux cas il est indispensable de mener ces analyses en prenant en compte les conditions de températures de chacun des essais.

#### II.5.2.1. Influence des conditions de collage

Après chaque essai, les propriétés de liaison entre la couche extérieure et la dalle en béton ont été étudiées près du joint. La méthode a été améliorée d'une série à l'autre. Pour la troisième série la méthode a été de scier et extraire toute la couche de surface bitumeuse testée en échantillons de dimension maximale de 20 cm x 30 cm. De l'interface observée et des échantillons rassemblés, il est

possible de conclure que l'ensemble des joints présente trois conditions générales de collage en fin d'essai :

- a. Dans certains cas le contact entre la couche de base et celle de surface a présenté des grandes zones de décollement. Tous les capteurs de déformation se trouvent dans une zone de décollement parfait ou au moins dans une zone de décollement intermédiaire. Les joints concernés par ces conditions de décollement sont les Joints N°2, N°3, N°6 et N°7. Ces deux derniers joints correspondent aux structures contenant le complexe MD.
- b. Dans une des cinq structures (J5) la zone de décollement parfait a été présente seulement près du joint sur toute la largeur de la piste. La moitié des capteurs mis en place pour faire le suivi de ces joints étaient dans cette zone et l'autre moitié dans une zone d'adhérence intermédiaire ou parfaitement collée. Du côté nord une zone parfaitement bien collée est répertoriée à 20 cm créant une influence sur la fissure réfléctive.
- c. Le Joint N°1 a présenté des conditions de collage similaires à celles du joint N° 5 mais légèrement meilleures. Ce joint présente, tout comme le joint N° 5, un décollement uniquement près du joint mais cette fois ci seulement sur une partie de la largeur de la piste. Il est le seul à avoir présenté une zone parfaitement collée directement sur le joint.

Sur trois des quatre joints fissurés (cf. Tableau 2.16), la fissuration réfléctive se compose de deux fissures de part et d'autre du joint parfaitement parallèles. Par contre dans le cas du joint N°5 la fissure en amont du joint par rapport au sens de circulation de la charge a été déviée vers le joint. Cette déviation pourraient s'expliquer par les conditions de collage retrouvées lors de l'extraction des échantillons d'enrobé. L'échantillon placé à 20 cm du joint du côté nord de la piste était très bien collé au point d'être impossible à extraire. Ce collage parfait a empêché le déplacement de la fissure par rapport à l'axe du joint.

Dans l'ensemble, les résultats des conditions de collage des joints et la rapidité, en termes de nombre de passages, d'apparition des fissures ont été cohérents. Les joints qui ont présenté des conditions de collage les plus pauvres, les joints N°3, N° 6 et N°7, ont fissuré plus rapidement. Le joint N° 5 dont les conditions de collage ont été intermédiaires a fissuré légèrement plus tard (le côté nord a fissuré après 570 000 passages). Et finalement le joint N° 1 avec des conditions de collage meilleures, en particulier sur la moitié de la surface au niveau du joint, n'a pas fissuré.

On remarque enfin une deuxième source de décollements créée dans le cas des complexes MD. L'extraction d'échantillons du joint N°6 a montré que la grille métallique et l'enrobé coulé à froid se sont séparés sur l'ensemble des échantillons prélevés. Dans certains cas le matériau bitumineux est resté accroché au support et la grille a créé une deuxième surface horizontale dont le collage a fait défaut. Dans ces conditions ce revêtement n'a pas pu jouer son rôle de renforcement attendu par l'inclusion d'une grille métallique. Le réseau de traits en argent du joint N° 6 (complexe MD) s'est déconnecté complètement à 172 000 passages. Alors que par exemple le témoin de la série d'essais N° 3 (joint N° 5) testé à des températures basses pendant la première phase de l'essai a fissuré à 478 000 passages. Le joint N° 6 a donc fissuré plus vite et cela malgré le renforcement avec la grille métallique. On peut donc supposer que les conditions d'adhérence de l'interface ont pu avoir une influence sur la fissuration réfléctive.

### **II.5.2.2. Comportement des complexes testés**

Tous les joints qui ont fissuré (joints N° 3, N° 5, N° 6 et N° 7) ont présenté une double fissuration de part et d'autre du joint. Un récapitulatif de la fissuration des joints est présenté dans le tableau 2.16. On note que lors de la première série la fissuration totale de la couche de recouvrement a été repérée de façon visuelle.

**Tableau 2.16 – Récapitulatif des caractéristiques des joints testés et de leur comportement à la fissuration réfléctive**

Séries N°	Joint	Type de structure	Température Moyenne	Type de capteur de fissuration**		Nbre de passages conduisant à la fissuration totale sur les faces latérales
				Nord	Sud	
1	J3	Béton Bitumineux (BBC)	12°C	J	J	450 000 (relevé visuel)
	J7	Béton Bitumineux avec Métal Déployé (MD)		J	J	450 000 (relevé visuel)
2	J2	Sable Bitume et Béton Bitumineux (SB+BBC)	16°C	J	R	Fluage et orniéage
	J6	Béton Bitumineux avec Métal Déployé (MD)		J	R	452 000
3	J1	Sable Bitume et Béton Bitumineux (SB+BBC)	7°C (phase 1*) et 21°C (phase2*)	R	R	Pas de fissure
	J5	Béton Bitumineux (BBC)		R	R	486 000 et 570 000

\* Phase 1 : période avant la panne (entre janvier et mars 2006)

Phase 2 : période après la panne (entre mai et juin 2006)

\*\* J : jauge de fissuration ; R : réseau de traits à la peinture d'argent

L'expérience acquise à travers les séries d'essais dont la fissuration a été suivie à l'aide des témoins constitués d'un réseau de traits à la peinture d'argent sur les faces latérales, a permis de constater que le relevé visuel ne peut être effectué que plusieurs dizaines, voir même une centaine, de passages après le repérage d'une fissure par un témoin constitué de traits à la peinture d'argent. On conclut donc que les joints N° 3 et N° 7 ont du fissurer sur l'ensemble de la couche entre 350 000 et 450 000 passages.

Il est donc possible de classer les joints d'après le nombre de passages les conduisant à la fissuration totale. Dans l'ordre croissant, les joints à avoir fissuré plus rapidement ont été le joint N°6 (complexe MD); et les deux joints de la série d'essais 1 (joints N° 3 - témoin et N° 7 - complexe MD) suivis par le joint N° 5 (témoin). En fin le joint N° 1 (sable bitume) n'a pas fissuré.

Pour établir le suivi des fissures, seulement les témoins du type réseau de traits à la peinture en argent ont fonctionné correctement. Les joints ayant fissuré pourvus avec ce type de témoins ont été les joints N°5 et N°6. Sur le joint N° 5, les deux faces latérales de l'enrobé en possédaient un et sur le joint N°6 uniquement la face latérale sud. L'évolution des fissures constatées d'après ces témoins a été de deux sortes :

- Sur les deux joints le côté sud a évolué de la même manière. Une première fissure a été initiée du bas vers le haut. Ensuite, entre 50 000 et 100 000 passages après, une deuxième fissure s'est propagée du haut vers le bas. Finalement les deux fissures se sont retrouvées au centre de la couche.
- Sur le joint N° 5 le côté sud a fissuré du bas vers le haut.

Dans les deux cas le sens prédominant de propagation de la fissure est du bas vers le haut.

Les joints témoins N° 3 et N° 5 ont présenté une fissure sur la totalité de l'épaisseur après 450 000 et 478 000 passages respectivement. Le battement initial était assez proche (14 et 10 mm/100 respectivement). A ce moment les températures comparativement avaient été légèrement plus basses pendant la troisième série.

Les joints N° 1 et N° 2 dont le revêtement était constitué d'un complexe sable bitume, peuvent orniérer rapidement sous l'influence de hautes températures. Des comparaisons visant une compréhension du comportement à la fissuration réfléctive ne peuvent pas être réalisées entre ces deux joints étant donné que le joint N° 2 a orniéré.

Dans le cas du joint N° 1, l'absence de fissuration est cohérente avec le fait qu'il s'agisse d'une structure revêtue avec un complexe retardateur de remontée de fissures de type sable bitume, dont les conditions de collage ont été meilleures que celle des autres joints. Une réserve doit être émise cependant vis-à-vis du fait que ce joint n'ait pas fissuré à 800 000 passages. L'évolution de la fissuration après la panne (400 000 passages) ne peut pas être comparée directement avec l'évolution des autres joints parce que les températures ont changé de façon très importante. Les températures plus hautes enregistrées pendant cette période ont pu favoriser cette absence de fissuration.

On observe que des températures différentes d'essais sur deux joints de même type ne permettent pas d'expliquer des évolutions différentes de la fissuration. En effet on a observé que l'état de collage initial du BB sur son support exerce également un effet essentiel sur les vitesses de propagation. Dans les conditions d'expérience propres à nos essais, les tests réalisés sur le renforcement incluant une nappe de métal déployé n'ont pas mis en évidence un apport de ce type de renforcement vis-à-vis de la vitesse de remontée de la fissuration.

### **II.5.3. Typologie de la fissuration remontante**

La double fissuration réfléctive correspond à celle attendue pour les structures à couches bitumineuses à faible épaisseur placées sur des surfaces plus rigides de type béton ciment [Zhou F. and Sun L., 2002]. Ce type de fissure double est propre aux fissures réfléchives dont le mécanisme de dégradation passe par des mouvements verticaux importants favorisant ainsi les décollements et les cisaillements dans la couche.

D'après les résultats généraux observés dans ces différents essais, on conclut que la fissuration réfléctive est avant tout sensible aux conditions d'adhérence des surfaces horizontales, ensuite aux matériaux anti-remontée de fissures et en dernière mesure on constate que les conditions de température ont beaucoup moins d'influence. Pour pouvoir conclure sur le rôle que jouent les sollicitations survenues au passage de la charge, il est nécessaire de faire une étude plus détaillée des valeurs mesurées et de les mettre en parallèle avec des calculs numériques validés.

## **CHAPITRE 3**

# **MODELISATION ET INTERPRETATION DE L'EXPERIENCE DE FISSURATION REFLECTIVE**



## CHAPITRE 3 - MODELISATION ET INTERPRETATION DE L'EXPERIENCE DE FISSURATION REFLECTIVE

---

### I. MODELISATION EF 3D CESAR DE L'EXPERIENCE DE FISSURATION REFLECTIVE

#### I.1. Introduction

Afin de pouvoir interpréter les résultats des différentes séries d'essais de fissuration réflective réalisés à l'aide des simulateurs de trafic lourd FABAC il est indispensable de se munir d'un outil numérique capable de reproduire l'état de sollicitation général et local le plus finement et précisément possible. Dans ce chapitre on introduit l'outil de modélisation utilisé pour l'interprétation détaillée de l'essai de fissuration réflective.

La première partie de ce chapitre est consacrée à présenter l'outil numérique et le modèle aux Eléments Finis 3D du logiciel CESAR-LCPC utilisé pour analyser les sollicitations sous trafic lourd des différentes structures de chaussées. On présente la modélisation de la structure type de l'expérience de fissuration réflective, la définition des matériaux et des différentes hypothèses utilisées dans les calculs simulant le déplacement de la charge. A partir des résultats des calculs réalisés sous les hypothèses présentées, une interprétation de certaines caractéristiques du comportement à la fissuration réflective d'une chaussée peut être faite appuyée sur le modèle EF 3D CESAR.

La deuxième partie présente les détails du prétraitement des signaux obtenus à l'aide de l'instrumentation installée et de l'interprétation des résultats des essais à partir des conclusions apportées par les résultats de la modélisation EF 3D CESAR. Les mesures de l'ensemble des capteurs de chaque structure testée sont réorganisées pour être exploitées et mises en relation avec les résultats des différents calculs.

#### I.2. Avant propos sur la finalité de l'utilisation du modèle 3D EF

La relation entre la réalité et le modèle numérique n'est pas ici à sens unique. D'un côté les résultats d'essais à exploiter finement dépendent en grande partie de l'instrumentation disponible, mais de l'autre côté ils dépendent aussi des capacités et des limites du modèle.

Cela veut dire que l'exercice réalisé ici est à la fois un exercice d'analyse de l'essai de fissuration réflective au vue d'un modèle EF 3D et c'est aussi un exercice de validation de ce modèle dans le cadre de la fissuration réflective. En effet les conclusions concernant la finesse de l'interprétation réalisée grâce au modèle permettront aussi de conclure à la fin du chapitre sur son utilité future et ces limites dans le cadre d'autres problèmes du même type (cf. §II.5.1 de ce chapitre).

#### I.3. Description générale du modèle

Le code de calcul CESAR-LCPC a été développé au laboratoire central des ponts et chaussées à partir de 1981. Il s'agit d'un progiciel général d'éléments finis particulièrement adapté à la



résolution de problèmes de Génie Civil (mécanique des sols, calculs des structures, entre autres). Ce programme de résolution par éléments finis comporte des modules de gestion de données et des modules d'exécution. Le module qui est utilisé ici dans les problèmes de contact entre deux solides élastiques est le module TACT.

Le maillage type pour calculs 3D avec le code des éléments finis CESAR-LCPC est constitué principalement d'éléments parallélépipédiques isoparamétriques à 20 nœuds, éléments très performants au plan numérique et se prêtant facilement à la génération automatique des maillages et à la description de massifs multicouches d'épaisseur constante. Le maillage comporte également des éléments de contact plan à 16 nœuds disposés aux interfaces des couches composant la structure. Ces éléments spéciaux permettent de reproduire la nature du contact entre les matériaux, en fonction de l'hypothèse adoptée. Ces éléments seront selon le type de calcul dotés d'une loi d'interface glissante, ou d'une loi d'interface totalement adhérente. Le maillage permet l'introduction de zones non maillées assurant la désolidarisation de deux portions du matériau. Ici cette fonctionnalité sert à recréer les fissures des couches de base de la piste.

La charge placée sur les éléments de surface de la structure est une charge statique verticale uniforme et rectangulaire. Celle-ci est placée dans différentes positions de la piste de façon à simuler le passage de la charge FABAC.

#### **I.4. Description du module TACT**

Le module TACT est basé sur la méthode de pénalisation réalisée pour une approche de type élément de contact. La méthode de pénalisation a pour effet d'introduire une matrice de rigidité particulière au niveau de l'interface variable car elle dépend de l'état de cette interface. Dans la pratique, cette matrice est prise en compte en rajoutant dans le maillage des éléments spéciaux de contact le long de la surface potentielle de contact. Le principe de résolution oblige à réactualiser la matrice de rigidité à chaque itération, en fonction de l'évolution de l'état de contact à l'interface, mais il évite son reconditionnement. Normalement dans un système linéaire à résoudre auquel on supprime des degrés de liberté imposés nuls, la matrice de rigidité doit être reconditionnée. Ici avec cette méthode le nombre de degrés de liberté reste constant sur la surface grâce à la présence de la matrice de pénalisation.

L'avantage de la méthode réside dans le fait que les éléments de contact sur la surface potentielle de contact sont pris en compte de la même manière que les éléments généraux de la structure, c'est-à-dire par l'intermédiaire de leur matrice de rigidité, qui est assemblée à la matrice de rigidité globale de la structure. Ces éléments de contact doivent assurer la continuité des déplacements normaux et tangentiels à l'interface. Pour le modèle utilisé ici les éléments sont d'épaisseur faible mais non nulle; l'interface est alors représentée par un matériau fictif de contact, les éléments d'interface ayant des caractéristiques mécaniques comme le reste de l'ensemble de la structure. Leur nombre de nœuds doit être compatible avec celui des éléments constituant les milieux de part et d'autre de l'interface. Ces éléments d'interface de faible épaisseur ont été proposés dès 1973 par Ghaboussi, puis repris par nombreux autres chercheurs (Kang, Nsangou, Desai) puis finalement implantés dans CESAR par Richer en 1985.

Le principe de résolution consiste à procéder à un chargement progressif de façon à suivre l'évolution de la surface effective de contact. Pour chacun de ces chargements, on vérifie par un processus itératif les équations d'équilibre et les critères de contact. La modification de la surface effective de contact se traduit par la modification de la matrice de rigidité des éléments de contact et donc de la matrice de rigidité globale. A chaque itération, on procède à 3 tests : un test de non interpénétration, un test sur la contrainte normale et un test de glissement. La première vérification consiste à assurer qu'il n'y a pas interpénétration au niveau des éléments de contact inactifs de la surface potentielle de contact. Le deuxième test consiste à vérifier que la contrainte normale en un

point de la surface effective de contact est inférieure ou égale à 0 (en compression). Le dernier test consiste à vérifier que la loi de Coulomb de frottement (lorsque celle-ci est utilisée) est respectée en tout point d'intégration actif de la surface de contact.

## I.5. Caractéristiques des éléments de contact

### I.5.1. Géométrie

Les interfaces entre les différentes couches sont modélisées à l'aide d'éléments d'interface de faible épaisseur, isoparamétriques (les mêmes fonctions d'interpolation sont utilisées pour la représentation de la géométrie et des déplacements) et qui sont : des hexaèdres à 16 nœuds (cf. Fig. 3.1.b) avec des fonctions d'interpolation quadratiques dans les plans parallèles à la surface de contact et linéaires dans les plans normaux. Les quadrilatères à 6 nœuds (cf. Fig. 3.1.a) dont les fonctions d'interpolation sont quadratiques sur les côtés parallèles au contact et linéaires sur les côtés qui lui sont perpendiculaires sont utilisés dans le cas de problèmes de 2 dimensions.

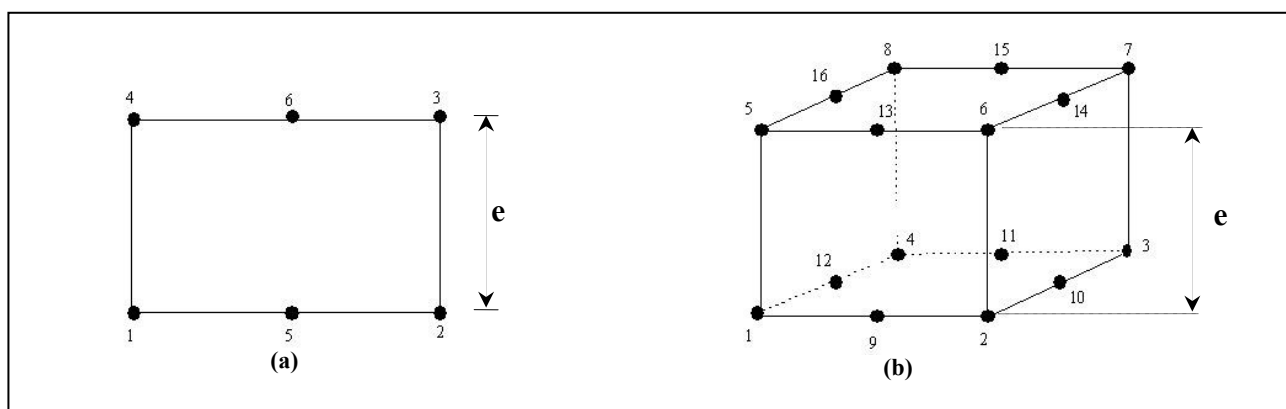


Figure 3.1 - Elément de contact bidimensionnel (a) et tridimensionnel (b) dans CESAR-LCPC [Salasca,1998]

### I.5.2. Le comportement

Pour assurer la continuité des éléments de contact avec le reste de la structure la loi de comportement adoptée est une loi de comportement élastique linéaire isotrope. Celle-ci comporte les caractéristiques  $E$  et  $\nu$ , qui n'ont aucune signification physique dans ce cas puisque les éléments de contact constituent un matériau fictif. Le module d'élasticité  $E$  est égal au plus faible des modules des deux matériaux en vis-à-vis. Le coefficient de Poisson de l'interface, est égal à 0 puisqu'il ne joue aucun rôle. La relation entre les contraintes et les déformations sur l'élément d'interface dépend de l'état du contact. Pour les zones d'adhérence en plus de la relation entre contrainte et déformation normale, les contraintes et déformation de cisaillement doivent être reliées par le module de cisaillement  $G$ .

La matrice de rigidité d'un élément d'interface est identique à celle d'un élément quelconque de la structure. L'intégration de la matrice de rigidité se fait par la méthode de Newton-Cotes. L'avantage à retenir de cette méthode est qu'elle permet un découplage par paire de nœuds des éléments de contact. Les points d'intégration utiles dans le calcul sont ceux qui appartiennent à la surface de contact effective. Lorsque les points situés dans cette zone sont collés ils sont appelés « actifs » et lorsqu'ils sont décollés ils sont appelés « inactifs » (dans ce cas leur contribution dans la matrice de rigidité est nulle).

## I.6. Propriétés retenues pour la modélisation des expériences sur piste FABAC

Pour réaliser la modélisation des expériences FABAC par éléments finis, neuf différents

maillages ont été prévus pour faire les calculs et évaluer la sollicitation sous chargement d'un demi-essieu sur dix-sept positions. Pour la totalité de ces positions, différentes hypothèses des conditions de collage de l'interface entre l'enrobé et la dalle béton ont été établies. Cette possibilité offerte par le module de calcul TACT permet d'évaluer l'influence du niveau de collage de l'interface dont le comportement a été, d'après les conclusions du chapitre 2, essentiel dans la compréhension du phénomène de remontée de fissures. Les conditions initiales du problème sont donc établies ici afin de définir tous les paramètres inclus dans le calcul numérique réalisé sous CESAR.

### I.6.1. Géométrie retenue pour la modélisation

Les caractéristiques géométriques et la fissuration sous-jacente favorisant les phénomènes de remontées de fissures adoptées dans l'expérience FABAC ont été reproduites lors de la modélisation. On rappelle ici les caractéristiques géométriques retenues pour réaliser les maillages sous CESAR. Dans l'essai on a testé une piste de 30 mètres de longueur avec 8 discontinuités dans les couches inférieures à la couche d'enrobé. Ici on se limitera de modéliser quatre dalles et leurs joints. L'ouverture des joints a été choisie de 1 mm. L'enrobé a été dimensionné de façon à ce que l'expérience puisse se réaliser dans un délai raisonnable tout en évitant le fluage latéral de la couche, et que la récupération sur le bord latéral de l'information de la remontée de fissure soit assurée. Ces aspects de la géométrie, déjà détaillés dans le Chapitre 2 paragraphe [1.3.2.4](#), ont été tenus en compte pour la modélisation et sont rappelés ci-dessous (cf. Fig. 3.2).

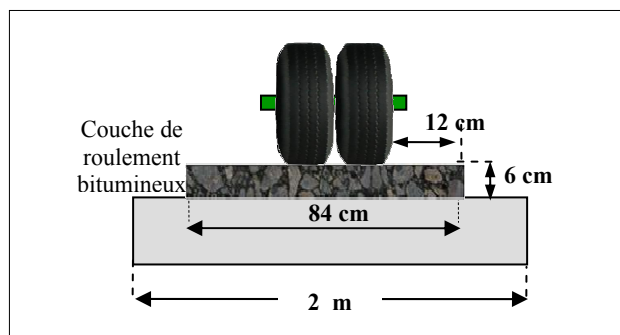


Figure 3.2 – Profil transversal de la piste FABAC et géométrie de la couche de la couche de renforcement placée en surface.

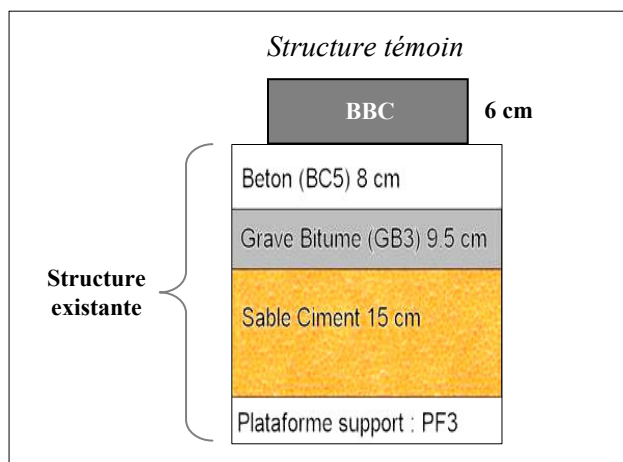


Figure 3.3 – Structure modélisée de la piste d'essai FABAC correspondant à la structure témoin.

Pour l'expérience FABAC trois types de structures ont été réalisés. Ces types de structures ont été définis par trois types de couches de renforcement placés sur une structure existante. Elles ont

été établies de façon à prévoir 4 structures témoin et 4 structures avec des systèmes anti remontée de fissures. Ces structures ont été définies dans le Chapitre 2 paragraphe 1.3.2.2 (cf. Fig. 2.2 du Chapitre 2).

La structure utilisée dans les premiers calculs numériques réalisés et décrits par la suite dans ce document est la structure témoin. La structure témoin est la plus simple pour mettre en évidence l'influence du décollement, prévu à chaque calcul, sur les valeurs des déformations et des déflexions de la piste d'essai de FABAC.

### 1.6.2. Choix des propriétés des matériaux

Les valeurs du module complexe des matériaux bitumineux (BBC et GB3) ont été déterminés en laboratoire suivant la norme NF P-980-260-2 Détermination du module complexe par flexion sinusoïdale (cf. Annexe 2). Pour une fréquence de 0.5 Hz à 20 °C les courbes maîtresses du BBC permettent d'établir que le module doit être considéré environ de 2000 MPa. Pour la grave bitume (GB) on définit que la fréquence est 0.625Hz à une température d'environ de 20°C. Dans ce cas le module d'après la courbe maîtresse se situe à 5 000 MPa. Le même exercice permet d'établir les valeurs du module à 10°C et 0°C. Le module de l'enrobé pour ces deux températures a été défini comme étant de 8 000 et 10 000 MPa, et celui de la grave bitume comme étant de 12 000 et 17 000 MPa. Vis-à-vis des déformations dans le béton bitumineux de surface le module pris en compte pour ce matériau exerce évidemment un effet important. Les modules des matériaux du sable ciment, du béton ciment (BC5) et du sol ont été obtenus par des essais réalisés dans le cadre de la thèse de B. Pouteau *Durabilité mécanique du collage blanc sur noir dans les chaussées* [Pouteau, 2004]. On utilise un module de 35 000 MPa pour le BC5, un module de 2000 MPa pour le sable ciment et un module pour une plateforme de type PF2<sup>+</sup> de 110 MPa.

**Tableau 3.1 – Caractéristiques des matériaux pris en compte dans les modélisations de l'expérience de fissuration**

Couche	Epaisseur (cm)	Coef. Poisson	Fréquence (Hz)	Module d'Young E (Mpa)		
				Temperature (°C)		
				0	10	20
BBC	6	0.35	0.5	2 000	8 000	10 000
BC5	8	0.25	--	35 000	35 000	35 000
GB3	10	0.35	0.625	5 000	12 000	17 000
SC	15	0.25	--	2 000	2 000	2 000
Plateforme	361	0.35	--	110	110	110

### 1.6.3. Position et valeur de la charge

Les conditions de charge correspondent à l'essieu normalisé français de 13 tonnes. Pour une simplification de la modélisation, une symétrie vis-à-vis du plan xz est réalisée (cf. Fig. 3.4). Ainsi une seule des deux roues du jumelage FABAC est représentée. La charge équivalente sous une roue correspond à 0.541 MN/m<sup>2</sup> sur une aire rectangulaire de 0.3 x 0.2 = 0.06 m<sup>2</sup>. La charge est placée à différents emplacements le long de la piste de façon à simuler le passage de la charge. Le résultat de ces calculs permet d'établir la sollicitation pour chaque position de charge. Pour la modélisation du chargement d'un joint, trois joints sont représentés de façon à tenir compte des discontinuités adjacentes créées par la présence des autres joints (cf. Fig. 3.4).

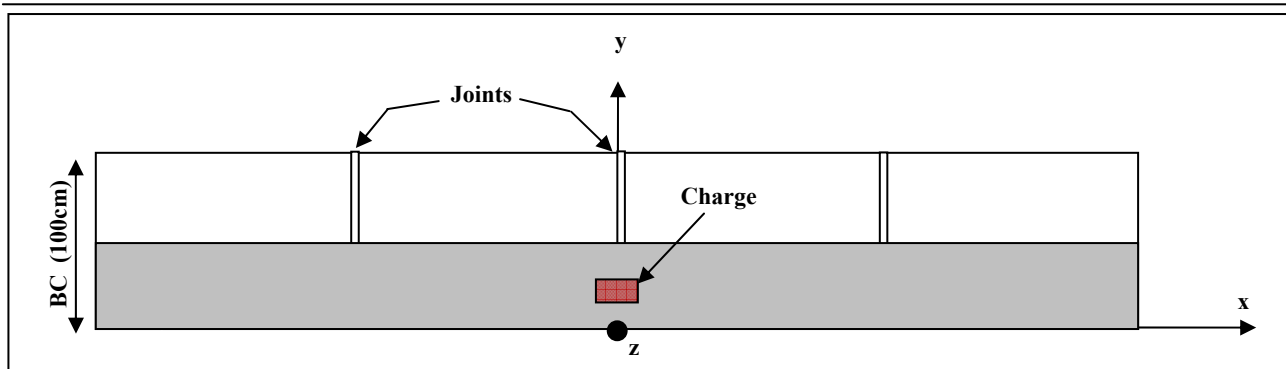


Figure 3.4 – Vue en plan des joints et la piste utilisés pour la modélisation

Dix-sept positions de charge ont été choisies sur les deux mètres de chaussée testés par les roues jumelées de l'équipement FABAC (cf. Fig. 3.5) pour permettre de couvrir l'ensemble de la longueur de chaussée testée en s'assurant qu'il n'y ait pas plus de 20 cm entre chaque position de charge.

La neuvième position correspond à la position de la charge au droit du joint. Les autres positions sont distribuées de part et d'autre du joint. Sur les 8 attribuées à la surface testée de chaque côté du joint, 5 correspondent aux emplacements des capteurs de déformation et de déplacement vertical. Les 3 autres ont été positionnées le plus près possible du joint. L'ensemble de ces positions définies pour simuler le passage de la charge est montré dans la figure 3.5 et leur distance au joint établie dans le tableau 3.1.

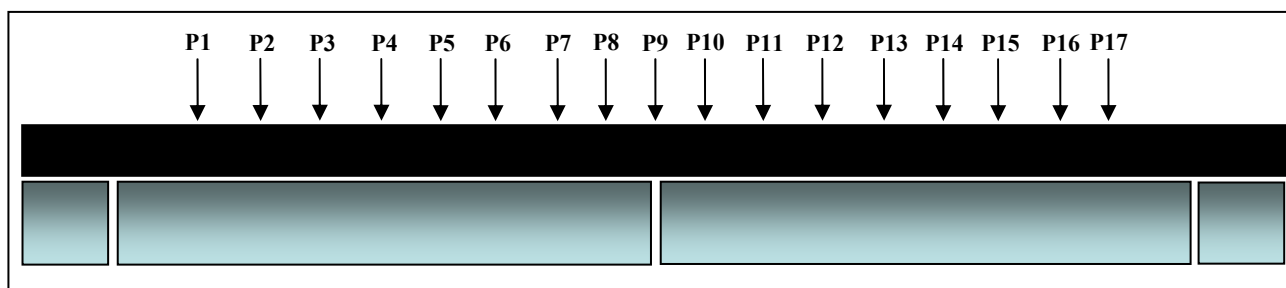


Figure 3.5 – Profil latéral avec les positions de la charge pour les différents calculs

Le Tableau 3.2 montre la disposition symétrique de la charge par rapport à l'axe y définie pour faire les calculs simulant son passage sur le joint. Cependant cette symétrie ne peut pas être exploitée pour simplifier la modélisation étant donné que pour toute position de la charge il est indispensable de connaître les résultats des sollicitations de part et d'autre du joint.

**Tableau 3.2 – Positions de la charge pour la modélisation de la piste FABAC**

Charge	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16	P17
Distance au joint (cm)	-90	-75	-55	-45	-30	-20	-10	-5	0	5	10	20	30	45	55	75	90

Par contre cette symétrie permet de faire une simplification pour économiser le nombre de calculs. Il est possible d'attribuer les résultats des calculs réalisés avec la charge d'un côté du joint aux calculs symétriques de l'autre côté en inversant la position géométrique de ces résultats. De cette façon les calculs dont la charge se trouve entre les positions P10 à P17, inclus, ne seront nécessaires que lorsque la symétrie par rapport au joint n'est plus respectée (décollements dissymétriques par exemple).

## I.7. Maillage des structures

Pour chaque position de la charge un maillage différent doit être établi. La nécessité d'avoir des zones finement maillées auprès de la charge, et de part et d'autre du joint, a imposé une configuration des éléments très différente pour chaque cas. A priori 17 maillages auraient du être bâtis mais la symétrie du problème vis-à-vis du joint permet d'établir un seul maillage pour une même distance absolue de la charge au joint.

Tel qu'il a été déjà énoncé dans le paragraphe [1.6.3](#) de ce chapitre, lorsque les hypothèses de collage sont identiques de part et d'autre du joint, les résultats des calculs dont la charge se trouve entre P10 et P17 sont symétriques par rapport au plan yz et peuvent être directement obtenus des calculs réalisés pour les positions de charge P1 à P8. Par contre, lorsque les conditions de collage définies ne sont pas symétriques vis-à-vis du joint, des calculs supplémentaires doivent être fait pour obtenir les résultats du passage de la charge sur les positions P10 à P17. Dans ce cas les maillages utilisés sont les mêmes que ceux créés pour les positions de charge P1 à P8 mais une inversion des conditions de collage vis-à-vis du joint est nécessaire.

On conclut donc que les neuf maillages correspondant aux calculs dont la position de la charge se trouve entre P1 et P9 sont suffisants pour calculer l'influence de la charge sur l'ensemble de la chaussée et cela pour toutes les positions de charge prédéfinies (en amont et en aval du joint), indifféremment de si la configuration des zones de collage est symétrique ou pas.

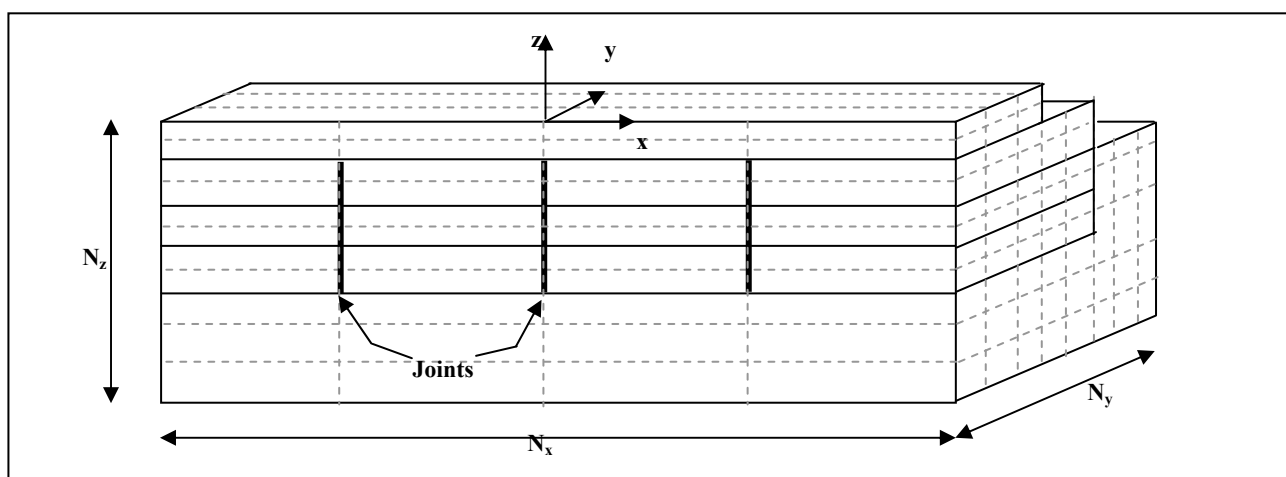


Figure 3.6 – Schéma du maillage de la piste FABAC

Le nombre des nœuds de chaque maillage diffère cependant très légèrement. Pour l'ensemble des maillages le nombre de nœuds défini sur chacun des axes a été proche de  $N_x=62$  sur l'axe des  $x$  longitudinal vis-à-vis du déplacement de la charge,  $N_y=15$  sur l'axe  $y$  transversal au déplacement de la charge et  $N_z=10$  sur l'axe  $z$  vertical (cf. Fig. 3.6).

Pour les différents maillages le nombre d'éléments présent dans le calcul est d'environ 40 000 et le nombre de nœuds d'environ 10000. Les différentes vues de la figure 3.7 montrent un des maillages obtenus lors de la modélisation sous CESAR. Le maillage présent correspond à une position de charge centrée sur l'abscisse 0 (chargement sur le joint). Afin de réaliser les maillages de façon plus rapide, le logiciel LICES1 compatible avec CESAR a été utilisé pour la réalisation des maillages et pour l'exploitation des résultats.

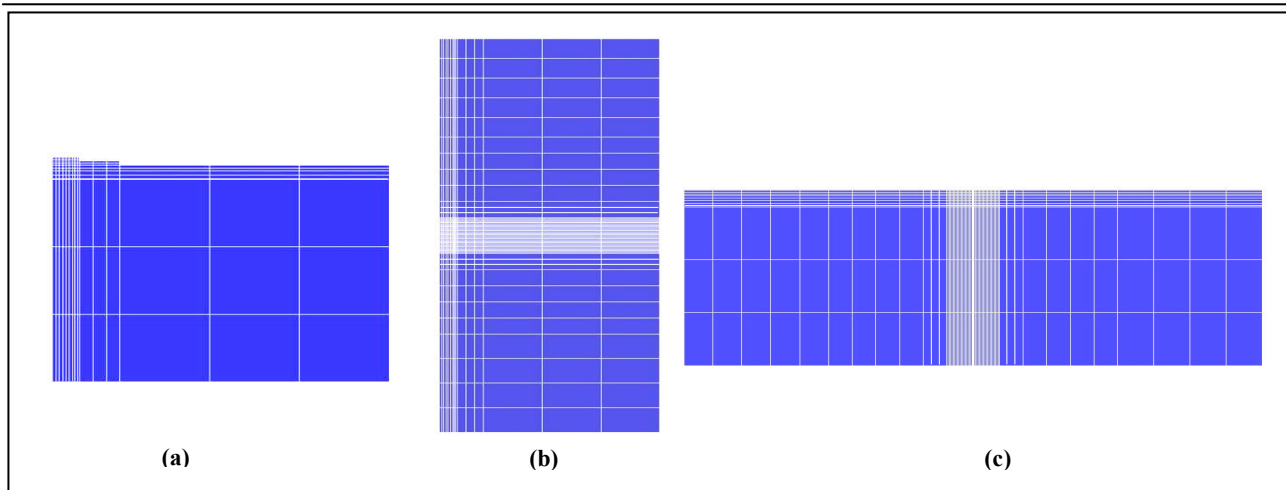


Figure 3.7 – Différentes vues du maillage configuré pour le cas de chargement sur le joint (a) profil transversal, (b) vue en plan, (c) vue latérale

### 1.7.1. Maillages des éléments de contact

Des éléments de contacts ont été définis tout le long de la chaussée à l'interface entre la couche bitumineuse (BBC) et les dalles béton (BC5) pour pouvoir introduire des hypothèses de collage diverses ultérieurement. Ces éléments de contact sont créés en même temps que le maillage et restent fixes une fois créés. Le découpage de cette interface définira des ensembles de nœuds qui auront une même propriété de contact. La discontinuité créée par le joint et le mécanisme de dégradation de la fissuration réfléctive ont théoriquement une influence sur le décollement similaire sur l'ensemble de la largeur de la chaussée. De ce fait les zones de contact ont été découpées uniquement dans le sens longitudinal (axe en  $x$ ) et constituent une même entité sur toute la largeur de la chaussée d'essai. Le Tableau 3.3 et la figure 3.8 montrent ces découpages en  $x$ .

L'avantage de la méthode d'exécution du module TACT du logiciel CESAR-LCPC est que les propriétés de contact de ces groupes peuvent être changées facilement d'un calcul à un autre. Il suffit de changer les propriétés du comportement du contact dans le fichier data et de lancer un nouveau calcul. Les éléments de contact sont de type HDQ16 et leurs caractéristiques correspondent à celles définies au paragraphe 1.4 de ce chapitre.

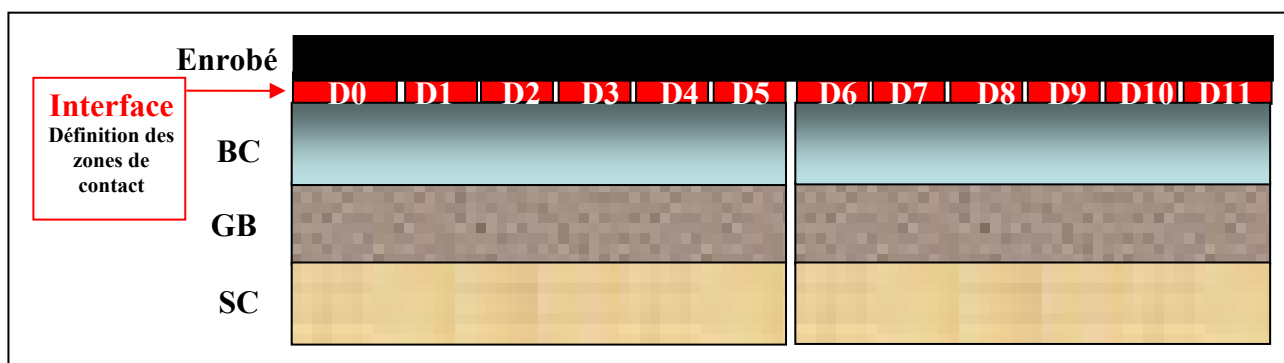


Figure 3.8 – Schéma de la distribution des surfaces constituées d'éléments de contact

Pour pouvoir simuler le passage de la charge il est indispensable de garder la même configuration de découpage entre les différents maillages. Autrement les calculs ne seraient pas comparables d'une position de charge à l'autre. Les limites des zones de contact sur l'axe  $x$  dans les maillages sont montrées dans le Tableau 3.3.

**Tableau 3.3 – Distribution des longueurs de décollement**

Décollement zone	Limites sur l'axe des x
D0	$x < -0.45$
D1	$-0.45 < x < -0.25$
D2	$-0.25 < x < -0.15$
D3	$-0.15 < x < -0.10$
D4	$-0.10 < x < -0.05$
D5	$-0.05 < x < 0$
D6	$0 < x < 0.05$
D7	$0.05 < x < 0.10$
D8	$0.10 < x < 0.15$
D9	$0.15 < x < 0.25$
D10	$0.25 < x < 0.45$
D11	$0.45 < x$

Ces limites des zones de contact ont été définies alors que la première série d'essais était en cours. De ce fait les découpages réalisés n'ont pas pu être réalisés en prenant en compte les conclusions présentées dans le [Chapitre 2 §II.5.2](#) concernant l'état de décollement en fin d'essai.

### I.8. Phases de calculs et hypothèses utilisées

Un calcul individuel correspond au calcul des effets de la sollicitation pour une seule position de la charge. Une série de calculs est constituée par l'ensemble de calculs individuels nécessaires à la simulation d'un passage complet de la charge sur toute la longueur testée. Les séries de calcul se différencient les unes des autres en fonction des différentes hypothèses de contact à l'interface entre la couche de surface et la couche d'assise, et en fonction de la température prise en compte pour le calcul. Chaque hypothèse de contact de l'interface se traduit par une définition particulière des propriétés de collage de chacune des zones de contact (D0 à D11).

La modélisation de l'essai de fissuration a été menée en parallèle avec l'essai. Les conditions de collage sont inconnues au moment de la création des maillages et de la définition des découpages des éléments de contact.

Les séries de calculs ont été réalisées par phases. Une première phase a été effectuée afin de faire une première analyse de sensibilité du modèle aux variations de la longueur de décollement et au fait que la distribution de ce décollement soit symétrique ou pas par rapport à l'axe du joint. Les résultats de la première phase ont permis d'établir que les grandes lignes d'influence du décollement pouvaient être mieux expliquées en gardant les calculs avec les hypothèses les plus extrêmes (toute l'interface collée et toute l'interface décollée), une situation intermédiaire (décollement sur 45 cm de part et d'autre du joint) et cas non symétrique (45 cm de décollement d'un côté et toute l'interface décollée de l'autre).

Suite à ces résultats, dans la deuxième phase de calculs on focalise l'attention sur ces trois hypothèses de décollement en complétant les calculs réalisés à une température de 20°C par des calculs à 10°C et 0°C.

Une troisième phase, de calculs individuels cette fois-ci, a été faite pour simuler la fissure traversante dans la couche d'enrobé. Les calculs réalisés ont été faits avec la charge centrée dans les positions P6 et P8 (à 20 cm et à 5 cm en amont du joint).

Les différentes phases de calculs sont présentées ici et leurs résultats par la suite (cf. [§I.9](#) de ce



chapitre). Les deux premières phases de calcul ont permis d'aboutir à des résultats assez proches de ceux obtenus avec les essais Fabac (cf. Partie II de ce chapitre). La dernière phase a permis d'établir des conclusions déterminantes dans l'utilisation du modèle dans le cadre du suivi des déformations et des déflexions lors de la propagation de la fissure.

### I.8.1.1. Phase 1

Cette première phase consistait à faire, à travers sept séries de calculs, un balayage de plusieurs configurations de collage à l'interface entre l'enrobé et les dalles béton pour une température de 20°C.

Pour les cinq premières séries, les hypothèses de décollements supposent une distribution symétrique des zones décollées. La première série de calculs a été réalisée avec une hypothèse de conditions de collage parfait pour avoir un premier calcul de référence pour les différentes situations décollées qui seront simulés après. La deuxième série a été faite avec deux zones symétriques de décollement placées de part et d'autre du joint. Pour ce cas le décollement prévu est de 10 cm de chaque côté. La troisième série a été définie avec une zone de décollement de 25 cm de chaque côté du joint. Dans la quatrième série les distances au joint de décollement ont été de 45 cm. Et la dernière série dont l'hypothèse de décollement conserve une distribution symétrique, a été définie avec un décollement parfait sur l'ensemble de la chaussée (cf. Fig. 3.9.A).

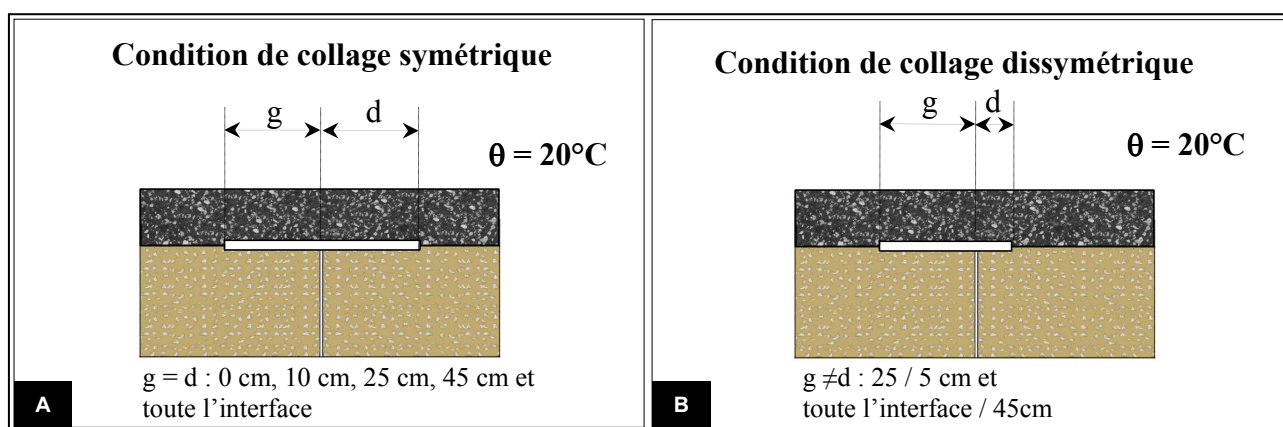


Figure 3.9 – Représentation schématique des hypothèses de collage prises en compte dans les calculs de la phase 1 – A) Condition symétrique de part et d'autre du joint – B) Condition dissymétrique

Tableau 3.4 – Séries de calculs CESAR de la phase 1

Série de calcul Numéro	Décollement à gauche (g) du joint (cm)	Décollement à droite (d) du joint (cm)	Température des couches bitumineuses	Figure associée
1	0	0	20°C	3.9.A
2	10	10	20°C	
3	25	25	20°C	
4	45	45	20°C	
5	Toute l'interface	Toute l'interface	20°C	
6	25	5	20°C	3.9.B
7	Toute l'interface	45	20°C	

Les deux dernières séries ont été prévues avec des décollements dissymétriques (cf. Fig. 3.9.B). La série 6 se constitue d'un décollement de 25 du côté gauche et de 5 cm du côté droit, et la série 7

d'un décollement de l'ensemble de l'interface du côté gauche et de 45 cm du côté droit. Un récapitulatif de l'ensemble de ces cas de calculs est répertorié dans le Tableau 3.4.

### I.8.1.2. Phase 2

La phase 2 a été programmée en fonction des résultats de la phase 1. Le résultat de cette première phase a montré que des décollements importants justifieraient les premiers résultats obtenus à travers les essais de fissuration avec les simulateurs de trafic lourd FABAC. Cette deuxième phase répond au besoin d'élargir la modélisation aux températures répertoriées pendant les premiers essais. En plus du calcul réalisé à 20°C dans la première phase et pour avoir des limites cohérentes avec l'essai on a choisi de faire des calculs supplémentaires à 0°C et 10°C. Pour le calcul avec ces nouvelles températures, on a conservé pour cette deuxième phase une hypothèse de décollement important (45 cm de part et d'autre du joint) et deux hypothèses ayant des conditions extrêmes de décollement/collage (toute l'interface décollée et toute l'interface collée). Un résumé des calculs de la phase 2 est présenté dans le Tableau 3.5 et la figure 3.10.

Les comparaisons avec les résultats de l'essai FABAC réalisées dans la deuxième partie de ce chapitre permettront de prouver qu'une explication générale pour les différentes conditions de collage peut être faite à partir de ces trois hypothèses retenues (séries de calcul N° 1, N° 4 et N° 5 de la phase 1 et séries de calcul N° 1 à N° 6 de cette deuxième phase).

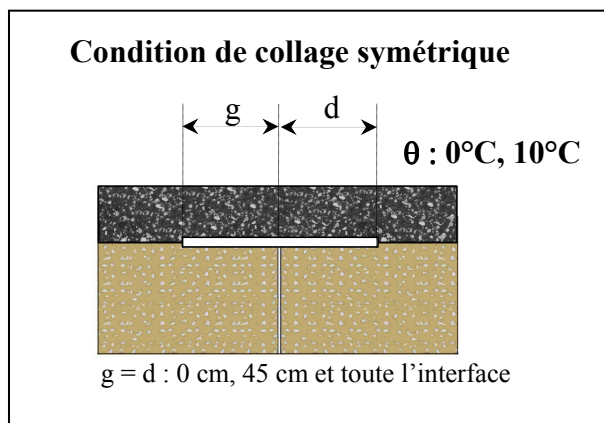


Figure 3.10 – Représentation schématique des hypothèses de collage prises en compte dans les calculs de la phase 2

Tableau 3.5 – Séries de calculs CESAR de la phase 2

Série de calcul Numéro	Décollement à gauche (g) du joint (cm)	Décollement à droite (d) du joint (cm)	Température des couches bitumineuses
1	0	0	0°C
2	0	0	10°C
3	45	45	0°C
4	45	45	10°C
5	Toute l'interface	Toute l'interface	0°C
6	Toute l'interface	Toute l'interface	10°C

### I.8.1.3. Phase 3

La phase 3 a été établie afin de déterminer la capacité du modèle à décrire le comportement mécanique de la chaussée testée lorsque celle-ci est fissurée. Les calculs de cette phase ont été définis alors que les premiers essais étaient en cours. Le résultat a été que la fissuration du modèle

n'a pas pris en compte les doubles fissurations constatées pendant les différentes séries d'essais FABAC.

A travers cette phase de calcul on souhaite en particulier évaluer les déformations et les déflexions, et les confronter aux résultats obtenus lorsque la fissuration est survenue sur la totalité de l'épaisseur de la couche d'enrobé dans les séries d'essai avec l'équipement FABAC.

Dans le cas de cette troisième phase, il s'agit de calculs préliminaires ponctuels et non pas de séries de calculs. Seulement deux positions de charge ont été choisies. Ces positions devaient coïncider avec celles de deux capteurs pour pouvoir faire une comparaison des valeurs maximales de déformation et de déflexion à l'aplomb de la charge. Les positions à choisir devaient réunir les caractéristiques suivantes :

- Elles devaient correspondre aux emplacements des capteurs proches du joint. Puisque l'intérêt était de voir l'influence de la fissuration réflective au niveau du joint, il est nécessaire de prendre deux positions correspondant à des capteurs suffisamment influencés par la fissure.
- Les capteurs placés à ces endroits devaient être les plus représentatifs. On choisi donc des positions où se trouvent à la fois des capteurs de mesure des déformations et des déflexions. Les capteurs de mesure des déformations en bas de couche ont fournis des signaux plus clairs. De plus pour pouvoir comparer avec les deux types de déformations mesurées (transversale et longitudinale) un capteur de chaque type est choisi.

Les positions choisies pour les calculs de la phase 3 ont été les positions de charge P6 et P8. La position P6 correspond à une distance du joint de 20 cm où se trouvent deux capteurs : un capteur de mesure des déformations longitudinales en bas de couche d'enrobé et un capteur LVDT de mesure des déplacements verticaux de la même couche. La position P8 correspond à une distance du joint de 5 cm où se trouvent trois capteurs : un capteur de mesure des déformations transversales en bas de couche d'enrobé et deux capteurs LVDT de mesure des déplacements verticaux de la couche d'enrobé et de la dalle en béton ciment.

Les hypothèses de décollements de l'interface prises en compte ont été les trois hypothèses de décollements symétriques de part et d'autre du joint de la phase 2, plus deux supplémentaires pour mieux évaluer l'influence des décollements plus importants. Les températures équivalentes pour ces calculs sont 0°C, 10°C et de 20°C. Le tableau 3.6 et la figure 3.11 montrent l'ensemble de calculs effectués dans cette troisième et dernière phase.

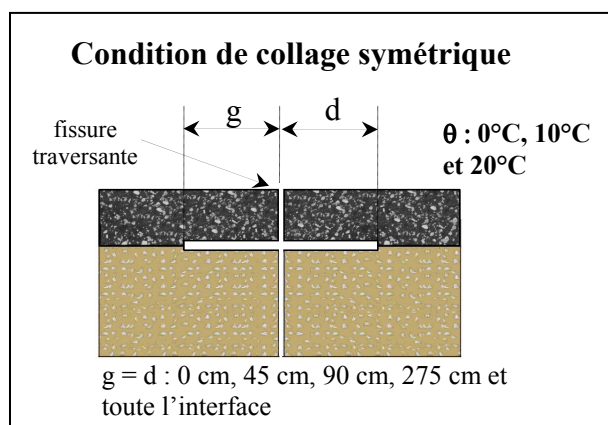


Figure 3.11 – Représentation schématique des hypothèses de collage prises en compte dans les calculs de la phase 3 – fissure traversante

**Tableau 3.6 – Calculs CESAR de la phase 3 – position de charge P6 et P8**

Numéro du calcul	Décollement à gauche du joint (cm)	Décollement à droite du joint (cm)	Température des couches bitumineuses
Calcul 1	0	0	0°C
Calcul 2	0	0	10°C
Calcul 3	0	0	20°C
Calcul 4	45	45	0°C
Calcul 5	45	45	10°C
Calcul 6	45	45	20°C
Calcul 7	90	90	0°C
Calcul 8	90	90	10°C
Calcul 9	90	90	20°C
Calcul 10	275	275	0°C
Calcul 11	275	275	10°C
Calcul 12	275	275	20°C
Calcul 13	Toute l'interface	Toute l'interface	0°C
Calcul 14	Toute l'interface	Toute l'interface	20°C

### I.8.2. Résumé des calculs réalisés

Le nombre de calcul effectués par série pendant les phases 1 et 2 a été de généralement de 9. Seuls les séries dont les conditions de décollements ont été définies comme étant dissymétriques par rapport au joint ont dues être calculées sur les 17 positions de charge définies. Cette quantité de positions de charge va s'avérer très utile par la suite pour établir les lignes d'influence au passage de la charge aux différentes positions des capteurs de la chaussée (cf. Partie II. de ce chapitre). Les tableaux 3.7 et 3.8 montrent un récapitulatif des calculs réalisés. Le premier tableau présente les calculs réalisés sans simulation de la fissure et le deuxième présente ceux réalisés avec une fissure traversant la couche d'enrobé au niveau du joint.

**Tableau 3.7 – Nombre de calculs réalisés par distance de décollement de part et d'autre du joint en fonction la température. Discontinuités uniquement dans les couches d'assise.**

Distance de décollement à gauche du joint (cm)	Distance de décollement à droite du joint (cm)	Nombre de positions de la charge par température utilisées pour le calcul		
		0°C	10°C	20°C
10	10	--	--	9
25	25	--	--	9
25	5	--	--	17
0	0	9	9	9
45	45	9	9	9
toute l'interface	toute l'interface	9	9	9
45	toute l'interface	--	--	17

**Tableau 3.8 – Nombre de calculs réalisés par distance de décollement de part et d'autre du joint en fonction la température. Fissure traversante au niveau du joint testé.**

Distance de décollement à gauche du joint (cm)	Distance de décollement à droite du joint (cm)	Nombre de positions de la charge par température utilisées pour le calcul		
		0°C	10°C	20°C
0	0	2	2	2
45	45	2	2	2
90	90	2	2	2
275	275	2	2	2
Toute l'interface	Toute l'interface	2	2	2

### I.9. Résultats et interprétation de l'étude EF 3D CESAR

Une fois réalisée cette campagne de calculs, il a été possible d'établir un certain nombre de comportements théoriques à partir d'une analyse plus détaillée des résultats. Les calculs aux Eléments Finis 3D permettent d'obtenir en tout point de la géométrie des valeurs d'efforts, de déformations et de déplacements dans toutes les directions. De façon à faire une étude détaillée proche des conditions réelles d'évaluation des sollicitations avec les capteurs dans la chaussée, on a choisi d'extraire les résultats coïncidant avec la position et le type des mesures établies avec l'instrumentation de l'expérience de fissuration.

**Tableau 3.9 – Définition des paramètres retenus des calculs associés aux mesures sur FABAC**

Paramètre retenu		Position (m)			Matériau
Description physique	Expression	x	y	z	
Déformation Longitudinale	$\epsilon_x(x)$	x	0.20	-0.06	Enrobé bitumineux
Déformation Transversale	$\epsilon_y(x)$	x	0.20	-0.06	Enrobé bitumineux
Déflexion de l'enrobé	$W(x)$	x	0.40	0	Enrobé bitumineux
Déplacement vertical des dalles	$W(x)$	x	0.40	-0.06	Dalle en béton ciment

Le tableau 3.9 montre les caractéristiques des paramètres retenus pour cette étude. Les grandeurs physiques mesurées pendant l'essai retenues lors des calculs ont été d'une part celles concernant les déformations longitudinales et transversales au bas de la couche d'enrobé sous une des roues jumelées et d'autre part celles concernant les déflexions de l'enrobé et des dalles près du bord latéral de l'enrobé. L'ensemble de ces résultats a été établi en fonction de sa distance vis-à-vis du joint (distance au joint définie sur l'axe  $x$ ) profitant des possibilités offertes par la modélisation aux éléments finis.

A l'image des phases de calcul décrites antérieurement et résumées dans les tableaux 3.7 et 3.8, l'analyse des résultats a été divisée en deux parties. La première partie a été consacrée à l'analyse des séries de calculs où la fissure était inexistante et la deuxième partie à l'analyse des calculs ponctuels effectués pour vérifier l'influence de la fissuration de l'enrobé sur les résultats des déformations et des déflexions définis dans le tableau 3.9.

Afin de réaliser une interprétation ultérieurement (cf. §II.6 de ce chapitre) de la relation existante entre les efforts et l'initiation de la fissuration par le haut et par le bas observée lors des essais FABAC, des valeurs des efforts longitudinaux ont été calculés et répertoriés. Le tableau 3.10 montre les caractéristiques des valeurs récupérées du calcul EF 3D.

**Tableau 3.10 – Définition des efforts retenus des calculs**

Paramètre retenu		Position (m)			Matériau
Description physique	Expression	x	y	z	
Effort Longitudinal	$\sigma_x(x)$	x	0.20	0	Enrobé bitumineux
Effort Longitudinal	$\sigma_x(x)$	x	0.20	-0.06	Enrobé bitumineux

### 1.9.1. Résultats des modélisations sans fissuration de la couche d'enrobé

L'ensemble de résultats des calculs réalisés sans la fissuration de l'enrobé est disponible dans l'Annexe 4. Ici on retient uniquement les résultats plus pertinents permettant de fournir des éléments concluant sur le comportement mécanique de la chaussée sous l'effet combiné de la température, du chargement, des différentes hypothèses de décollement et de l'influence des discontinuités dans la couche d'assise. Les paramètres retenus montrés dans le tableau 3.9 sont principalement des déformations et des déflexions. L'analyse réalisée par la suite est centrée dans chacun de ces deux paramètres.

#### 1.9.1.1. Comportement en déformation au passage de la charge

Les résultats obtenus par le moyen de cette analyse aux éléments finis ont été concluants lors d'une exploitation combinée des différents résultats. Cette affirmation est valable pour les déformations présentées ici et pour les déflexions présentées ultérieurement (cf. §1.9.1.2 de ce chapitre). Les figures 3.12 et 3.14 montrent plusieurs caractéristiques du comportement de la déformation d'une structure fissurée en couche d'assise, dont les conditions de collage de l'interface sont susceptibles d'évoluer. La première figure (cf. Fig. 3.12) permet de voir le comportement des déformations sous l'influence de différentes conditions de collage de l'interface entre l'enrobé et les dalles ciment. La deuxième (cf. Fig. 3.14) permet d'observer l'effet combiné de l'influence du collage et des discontinuités dans les couches d'assise sur le comportement des déformations.

L'influence de la température sur le comportement en déformation est aussi différente en fonction des conditions de collage et de la fissure existante dans la couche d'assise. Les figures 3.15 et 3.16 permettent de préciser les effets combinés des différentes conditions de collage, de la discontinuité dans la couche d'assise et de la température. L'intérêt de ce dernier exercice est de montrer la difficulté que pose isoler l'influence de la température sur le niveau de déformations.

##### 1.9.1.1.a. Influence des conditions de collage de l'interface et des discontinuités des couches d'assise

L'influence des conditions de collage de l'interface est illustrée par la représentation des déformations avec trois hypothèses de collage (cf. Fig. 3.12). Deux de ces trois hypothèses sont choisies car elles représentent des conditions « extrêmes ». Ces deux conditions extrêmes sont : celle où l'interface est collée sur l'ensemble de la chaussée testée (TC) et celle où elle est totalement décollée (TD). La troisième hypothèse prise en compte concerne un cas intermédiaire dans lequel l'interface est décollée sur 45 cm de part et d'autre du joint. Pour vérifier en plus l'influence des conditions de collage selon la position de la charge, quatre calculs concernant quatre positions de la charge ont été choisis.

La température choisie pour les calculs est de 20°C. Cette température est choisie parce qu'elle est la plus haute parmi les trois températures de calcul disponibles (0°C, 10°C et 20°C). Lorsque la température augmente, la rigidité des matériaux bitumineux diminue et les déformations dans la couche d'enrobé doivent être supérieures. Ce phénomène est utile dans le cadre de l'étude des déformations pour repérer uniquement les grands axes du comportement évitant en même temps les influences secondaires.

Cette figure permet d'établir la relation existant entre la position de la charge et la réponse en déformation en fonction des conditions de collage de l'interface entre la couche d'enrobé et la couche d'assise. Les trois hypothèses de collage permettent de dégager trois comportements relativement indépendants de la distance au joint. La figure 3.13 résume en partie ces trois comportements présents.

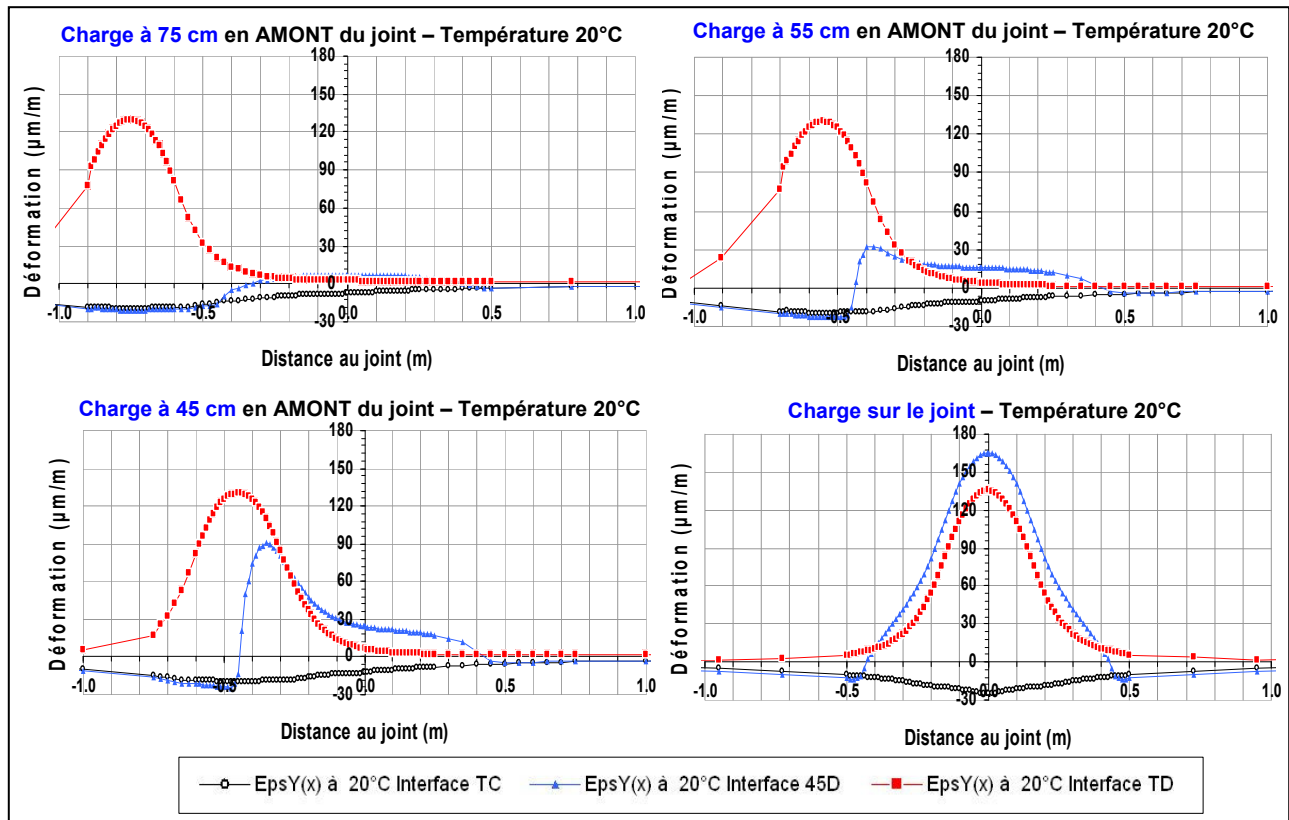


Figure 3.12 – Déformations Transversales en bas de couche d'enrobé établies pour 3 conditions de collage de l'interface et une même température (20°C)

Deux comportements diamétralement opposés se présentent lorsque sous la charge l'hypothèse de collage de l'interface est soit parfaitement collée, soit parfaitement décollée. On observe dans la figure 3.12 que la déformation au bas de la couche de l'enrobé passe, d'une hypothèse à l'autre, d'un état de sollicitation en compression (cf. Fig. 3.13.a) à un état de sollicitation en traction (cf. Fig. 3.13.c). En effet lorsque l'interface est parfaitement bien collée on observe un phénomène de contraction du matériau bitumineux au bas de la couche d'enrobé bitumineuse sous chargement équivalent à 130 kN à l'essieu. Lorsque l'interface est complètement décollée sur toute la longueur, le même chargement, produit une elongation à la base du matériau indiquant une sollicitation en traction. Les résultats montrent que la magnitude de la déformation est constante d'une position de charge à l'autre et que la longueur de la zone d'influence de la charge l'est aussi. La figure 3.12 montre que la zone déformée concerne approximativement une même distance de part et d'autre de la charge.

Ce comportement est aussi confirmé partiellement par les calculs réalisés avec une hypothèse de décollement de l'interface de 45 cm de part et d'autre du joint. En observant la figure 3.12 on constate que lorsque la charge se situe sur une zone où l'interface est uniquement décollée ou uniquement collée, la réponse en déformation transversale correspond à celle du calcul dont l'hypothèse sur toute la longueur de l'interface est du même type. Ainsi lorsque la charge est placée sur une zone où l'interface est bien collée, par exemple à 75 cm du joint, la déformation au bas de la couche d'enrobé subit une déformation de contraction à l'image de celle présentée dans le

cas d'une interface parfaitement collée sur toute la chaussée. Ce comportement correspond à la distribution d'efforts présentés dans la figure 3.13.a.

Aussi quand la charge est placée sur un secteur décollé prévu pour cette hypothèse de décollement partiel, par exemple lorsqu'elle se place sur le joint dans la figure 3.12, une élévation est constatée à la base de la couche d'enrobé. Ce comportement coïncide avec celui répertorié lorsque toute l'interface est définie décollée et avec l'interprétation faite dans la figure 3.13.c.

Dans ces deux cas le comportement reste cohérent avec celui retrouvé par un calcul dont les conditions de collage de toute la chaussée correspondraient aux conditions particulières présentes sous la charge. Les valeurs des déformations sont proches dans les deux cas. Une valeur légèrement supérieure est observée pour les déformations calculées sous une hypothèse de décollement partiel lorsque la charge est placée sur une zone où l'interface est décollée (voir figure 3.12 – charge placée sur le joint). Cette différence s'explique par le fait que, dans la zone où l'interface est bien collée, l'union créée par frottement entre l'enrobé et la dalle constitue un ensemble qui agit comme une barrière plus rigide de confinement favorisant une concentration d'efforts sous la charge.

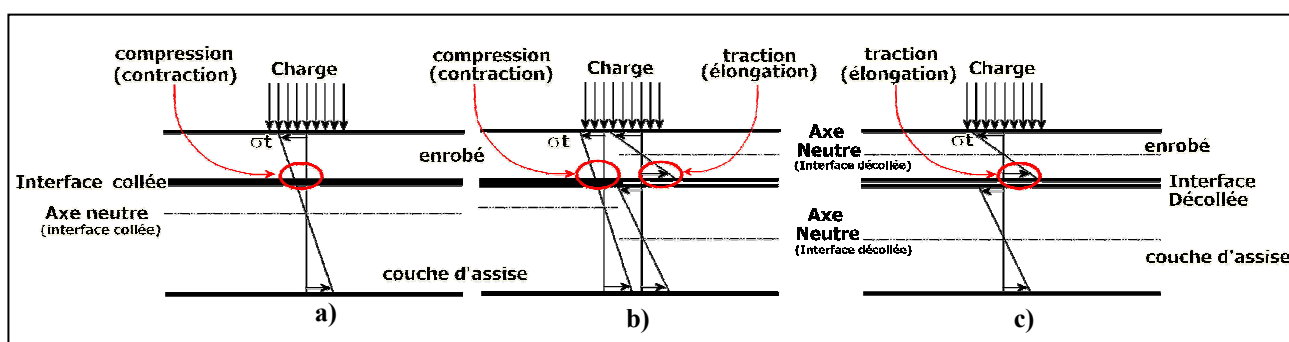


Figure 3.13 – Distribution des contraintes lorsque la charge se trouve sur une des trois situations possibles de collage de l'interface, a) toute collée, b) une zone décollée et c) toute décollée

Le troisième comportement est celui retrouvé dans les zones de transition où le collage de l'interface est en partie collée et en partie décollée sous la charge. Les déformations résultantes dépendent toujours en première mesure du type de collage. Puisque la charge est en partie sur une zone dont l'interface est collée et en partie sur une autre dont l'interface est décollée, les déformations au bas de la couche d'enrobé correspondent d'un côté à une sollicitation en compression et de l'autre à une sollicitation en traction (cf. Fig. 3.13.b).

La magnitude de la contraction du bas de la couche bitumineuse là où l'interface avec la dalle béton est bien collée, reste quasi identique à celle obtenue pour un calcul dont l'hypothèse de collage de l'interface sur toute la chaussée serait parfaitement bien collée. Ce phénomène peut être apprécié dans les graphes montrant la déformation transversale lorsque la charge se trouve centrée à 55 cm et 45 cm de la figure 3.12.

Par contre la valeur de la déformation transversale à la base de la couche bitumineuse du côté de l'interface décollée dépend de la proportion de la charge qui se trouve sur celle-ci. En observant l'évolution de la valeur de déformation montrée par les graphes correspondant aux chargements centrés à 55 cm du joint, à 45 cm du joint et sur le joint, on constate que la valeur augmente lorsque la part de la charge placée sur la zone décollée à l'interface augmente.

La figure 3.14 montre les résultats des déformations longitudinales pour quatre positions de la charge, à 75 cm du joint, à 55 cm du joint, à 20 cm du joint et sur le joint. Pour chaque position on présente les résultats des calculs effectués avec les mêmes hypothèses présentées dans la figure 3.12 : un décollement de toute l'interface, un décollement de 45 cm de part et d'autre du joint et un collage parfait de toute l'interface. La température de 20°C a été à nouveau choisie pour mettre en



évidence plus nettement les tendances sous sollicitation.

On retrouve avec quelques légères différences les trois comportements répertoriés lors de l'analyse des déformations transversales. Les deux comportements opposés décrits auparavant issus des deux conditions extrêmes imposées successivement à l'interface (décollement et collage parfait sur toute l'interface) sont similaires à ceux déjà observés. Tel qu'il a été montré dans les figures 3.13.a et 3.13.c, l'absence de collage au niveau de l'interface conduit à une sollicitation en traction au bas de la couche d'enrobé et l'existence d'un collage parfait à une sollicitation en compression. Ce phénomène est confirmé dans le cas des déformations longitudinales dans la figure 3.14. La seule variation remarquable est constituée par l'apparition d'une singularité lorsque la charge est placée sur le joint. L'analyse EF 3D fourni à cet endroit une valeur non finie de la déformation à la base du matériau bitumineux lorsqu'il s'agit d'une sollicitation en compression issue d'une condition de collage parfait. Dans le cas du décollement de toute l'interface, la proximité du joint exerce aussi une influence qui se traduit cette fois par une augmentation du niveau de déformation issu d'une sollicitation en traction.

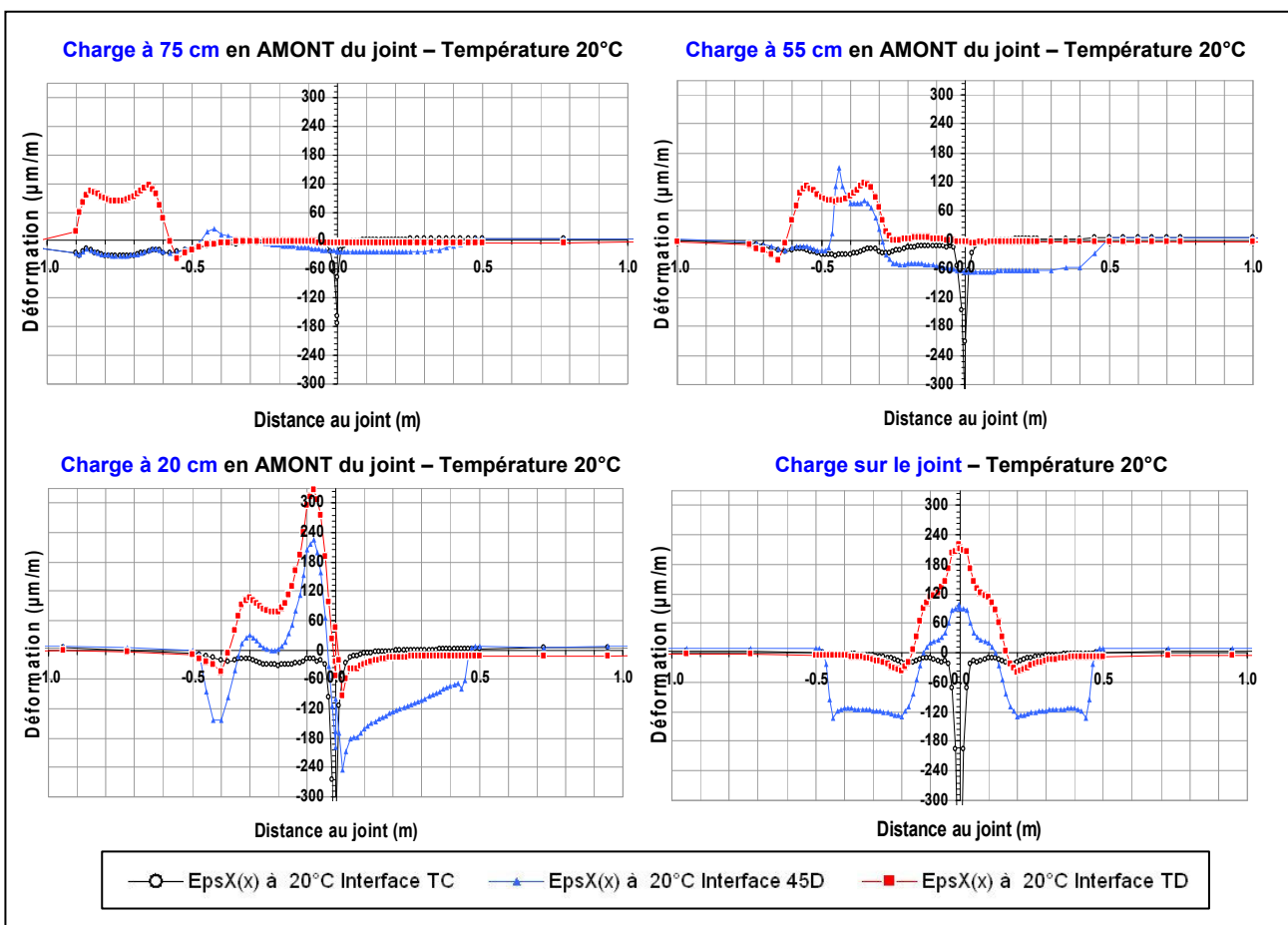


Figure 3.14 – Déformations longitudinales en bas de couche d'enrobé établies pour 3 conditions de collage de l'interface et une même température (20°C)

Le comportement lorsque l'interface est en partie décollée (45 cm de décollement de part et d'autre du joint) est aussi cohérent avec celui retrouvé pour les déformations transversales. Lorsque la charge se trouve sur une zone dont l'interface est collée ou décollée, le résultat se traduit par une sollicitation en compression ou en traction respectivement au bas de la couche bitumineuse et sous la charge.

Les résultats obtenus lorsque la charge est placée sur la zone collée de cette condition de collage mixte peuvent être assimilés à ceux dont l'hypothèse de collage est définie complètement collée pour l'ensemble de l'interface. En effet on observe sur la figure 3.14 que les courbes correspondantes,

$\varepsilon_x(x)$  interface toute collée (TC) et  $\varepsilon_x(x)$  interface décollée sur 45 cm (45D) quand la charge se trouve à 75 cm, sont confondues. La même observation est effectuée pour la portion de charge placée sur la zone collée quand elle est centrée à 55 cm du joint. Par contre le comportement en traction ne peut pas être assimilé dans son ensemble aux résultats obtenus sous une hypothèse de décollement parfait de toute l'interface.

Si le comportement sous la charge s'ajuste bien au comportement en traction, les déformations longitudinales obtenues pour les zones décollées non chargées aux abords de la charge correspondent à une sollicitation en compression. Ce comportement est le résultat du confinement longitudinal créé par la couche bitumineuse bien collée à la couche d'assise.

Dans tous les cas, la figure 3.14 montre que la distance au joint a une forte influence sur le comportement des déformations. On observe aussi que la limite où l'interface change de condition (dans le cas de décollement sur 45 cm de part et d'autre du joint) influe sur la réponse obtenue des déformations longitudinales. Ces deux influences peuvent dans le cas d'une expérience réelle conduire à des difficultés dans l'interprétation du comportement de la couche d'enrobé sous sollicitation à partir de mesures de ce type.

### I.9.1.1.b. Influence de la température

Les figures 3.15 et 3.16 permettent d'établir quelques conclusions vis-à-vis de l'influence de la température et montrent quelques uns des paramètres à prendre en compte lorsqu'il est envisagé d'établir des corrections de température.

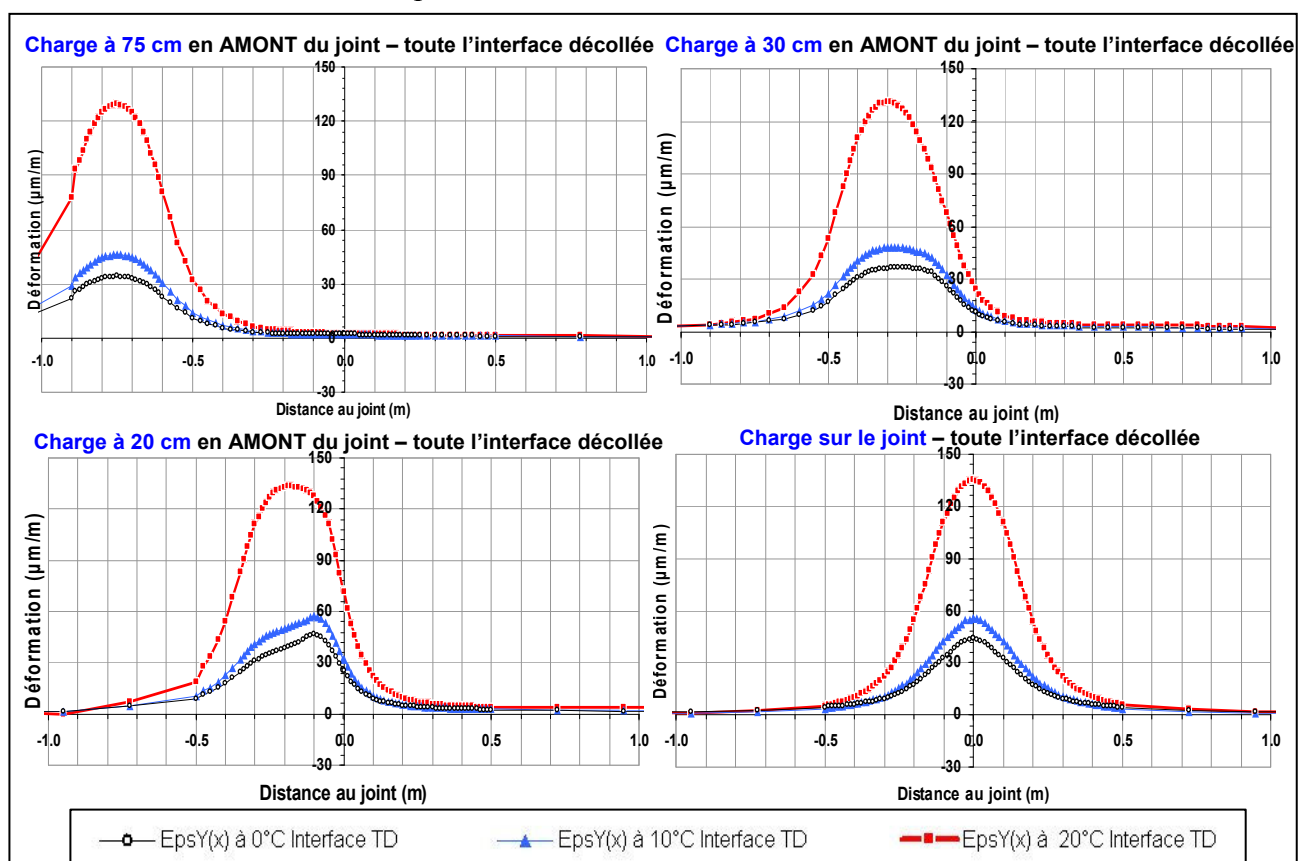


Figure 3.15 – Déformations transversales en bas de couche d'enrobé établies pour 3 températures (0°C, 10°C et 20°C) et une hypothèse de décollement parfait sur toute l'interface

Deux résultats obtenus de calculs établis sous deux hypothèses de collage différentes ont été choisis pour être représentés sur chacune de ces figures en prenant en compte les différents résultats des trois températures de calcul utilisées. Puisque les déformations longitudinales ont prouvé être

plus influencées à la fois par les irrégularités des conditions de collage et la distance au joint, les courbes choisies dans les deux cas correspondent à des déformations transversales.

Pour montrer dans un premier temps l'influence de la température lorsque les conditions de l'interface sont uniformes sur toute la longueur, la figure 3.15 présente uniquement les résultats des calculs dont l'interface était totalement décollée. Lorsque la charge n'est pas positionnée sur la verticale du joint, les déformations d'une température à l'autre peuvent être reliées à la température par des relations qui restent plus ou moins constantes. Lorsque la charge est positionnée au droit du joint ces relations évoluent légèrement.

On peut conclure qu'il existe deux types de correction possibles par température issues de cette analyse : une lorsque la charge n'est pas en contact avec l'axe vertical du joint et une autre lorsque la charge passe au dessus du joint. On remarque dans tous les cas que la relation entre les différentes valeurs de déformations pour les températures 0°C, 10°C et 20°C n'est pas linéaire (cf. Fig. 3.15).

La figure 3.16 permet de vérifier l'influence de la température combinée aux hétérogénéités des conditions de collage de l'interface. Dans cette figure on observe l'évolution des déformations au passage de la charge pour trois températures différentes et un décollément de 45 cm de part et d'autre du joint de l'interface. On observe que les relations entre les valeurs de déformation d'une température à l'autre sont très différentes selon la position de la charge. En fonction des conditions de collage de l'interface, l'influence de la température sera plus ou moins importante.

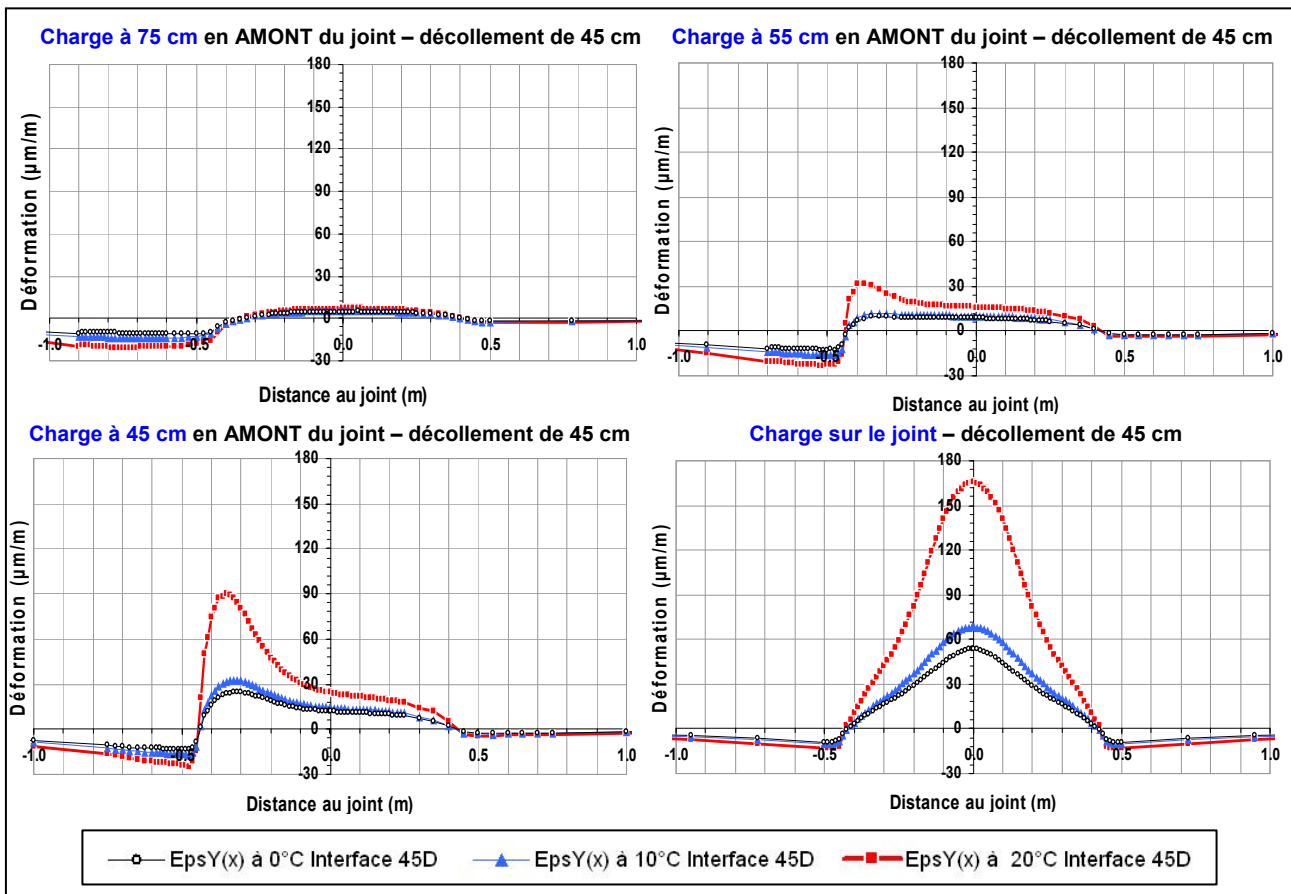


Figure 3.16 – Déformations transversales en bas de couche d'enrobé établies pour 3 températures (0°C, 10°C et 20°C) et une même hypothèse de décollément (45 cm de part et d'autre du joint)

Les deux conditions de collage principales (interface totalement décollée et parfaitement collée) entraînent deux relations entre les déformations et la température. La première relation retenue entre

les déformations et la température est celle observée lorsque la charge est posée sur une zone dont l'interface est bien collée. Dans ce cas l'influence de la température est réduite. La deuxième est celle observée lorsque la charge se trouve sur une zone complètement décollée. Dans ce cas l'influence, qui dépend cette fois ci uniquement de la sensibilité à la température de l'enrobé, est beaucoup plus importante.

Un troisième cas se présente lorsque la charge passe à travers une zone où l'interface est partiellement collée/décollée. Dans ce cas la relation déformation/température est différente pour chaque position de charge en fonction de la proportion de la charge qui se trouve sur les zones collées et les zones décollées. Ce phénomène peut être apprécié dans la figure 3.16 lorsque la charge est centrée à 55 cm et 45 cm du joint. Les valeurs de la déformation à 20°C s'incrémentent rapidement à mesure que la charge passe dans la zone où l'interface est décollée.

### 1.9.1.2. Comportement en déflexion au passage de la charge

#### 1.9.1.2.a. Déflexion de l'enrobé

Quelques résultats des calculs de déflexions sont présentés dans les figures 3.17 et 3.18. A l'image de l'exercice réalisé sur les déformations, la première figure montre les résultats de deux calculs dont les conditions théoriques de collage de l'interface sont extrêmes. Les deux courbes représentent respectivement les valeurs de la déflexion lorsque l'interface est totalement collée et lorsque celle-ci est parfaitement décollée. La température de calcul est de 20°C.

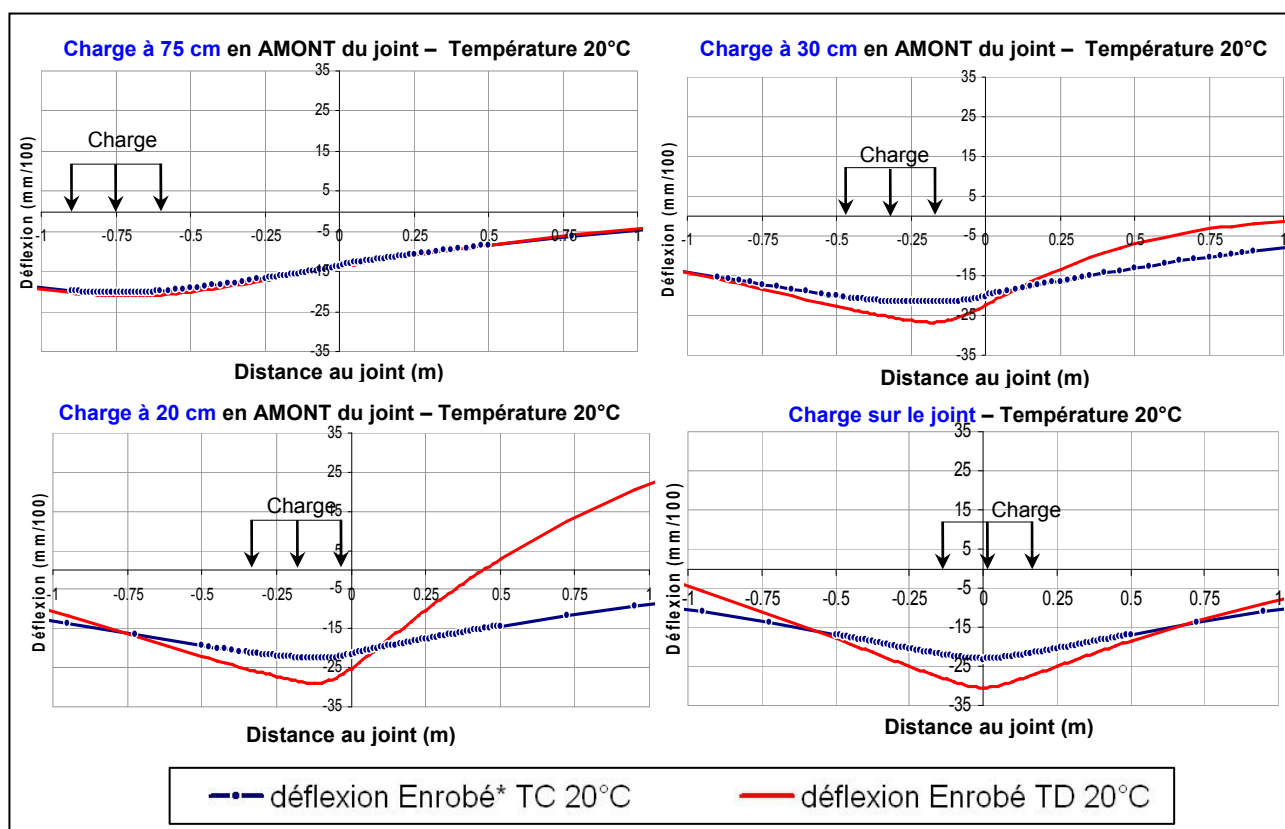


Figure 3.17 – Valeurs de déflexions du bord latéral de l'enrobé (température 20°C) pour deux conditions de collage de l'interface extrêmes : totalement collée (TC) et totalement décollée (TD)

Les résultats montrent que lorsque la charge se trouve éloignée du joint (par exemple à 75 cm dans la figure 3.17), les conditions de collage n'ont pas d'influence sur les déflexions maximales sous la charge. L'influence est remarquée lorsque la charge se rapproche au joint. Cependant la

différence de valeur reste égale ou inférieure à 10 mm/100.

Le rayon de courbure varie plus nettement lorsque la charge se trouve à quelques centimètres du joint. Les déflexions calculées lorsque la charge se trouve à 20 cm, montrent qu'il existe des déplacements verticaux positifs dans le cas TD. On remarque cependant que cette situation est due au fait qu'il s'agisse d'un calcul où les décollements de l'interface sont parfaits et donc peut probables dans la réalité. L'exercice est établi ici de façon à pouvoir évaluer les conditions et les réponses extrêmes des matériaux attendues pendant l'expérience d'après le modèle.

La figure 3.18 a été établie afin de faire une comparaison des déflexions en fonction de la température de l'enrobé. On observe que, mise à part les déplacements verticaux positifs existant lorsque la charge est à 20 cm, les déflexions ne renseignent pas sur les changements de température. En particulier, il est possible d'observer que la déflexion maximale ne varie pas.

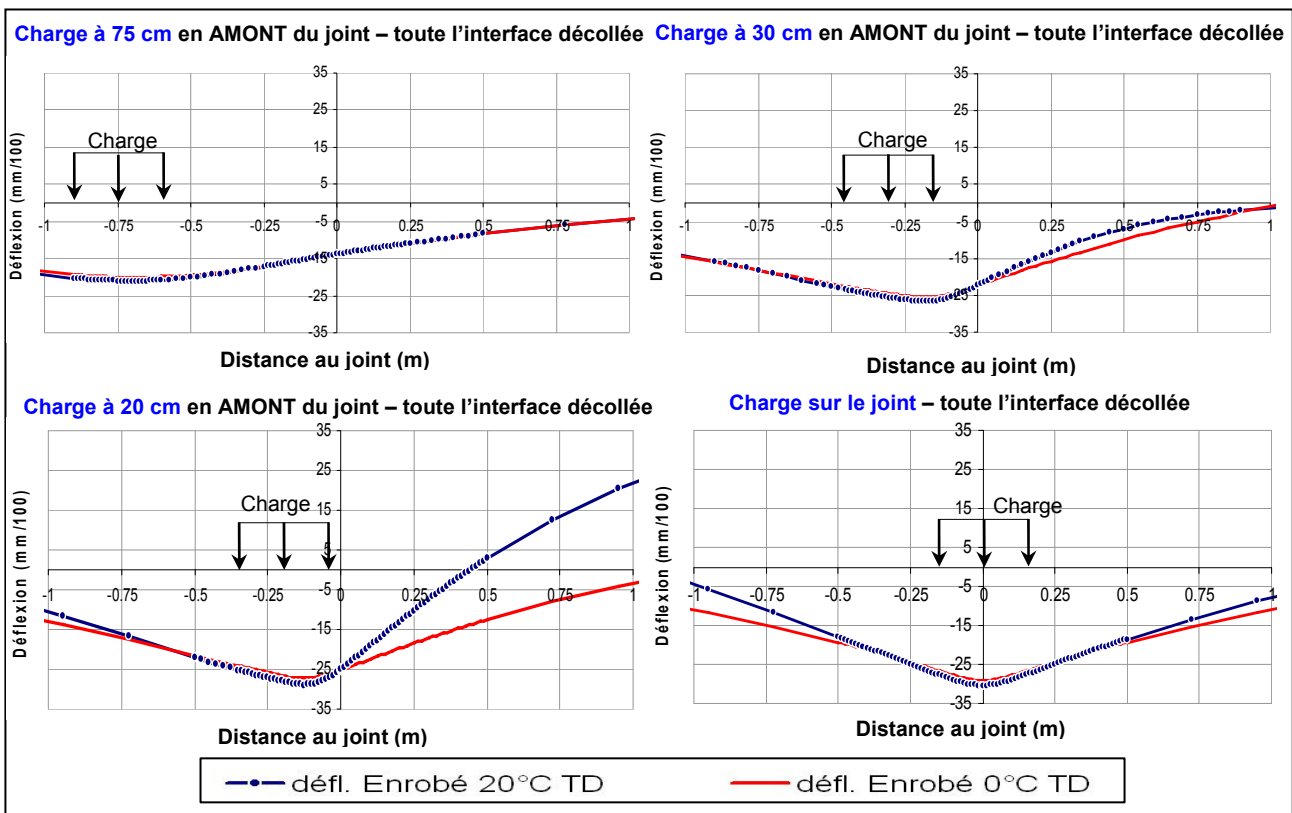


Figure 3.18 – Valeurs de déflexions du bord latéral de l'enrobé établies pour 2 températures (0°C et 20°C) et une hypothèse de décollement parfait sur toute l'interface

### I.9.1.2.b. Comparaison des déflexions de l'enrobé et des dalles à 20°C

La figure 3.19 compare, pour les conditions de température plus hautes calculées (20°C), les déplacements verticaux de l'enrobé et de la dalle béton. Avec un décollement parfait de l'interface entre la dalle et l'enrobé, il est possible d'observer dans la figure les écarts de décollement théoriques entre les deux couches pour quatre positions différentes de la charge. Les différences de déplacements verticaux sont minimales lorsque la charge se trouve assez loin du joint (à 75 cm) et lorsqu'elle est sur le joint. Lorsque la charge est hors du joint on observe d'une part les différences plus grandes de déplacements verticaux et d'autre part un effet « d'échelon » au niveau des lèvres des dalles béton. La différence de déplacement vertical entre les deux lèvres se traduit par un mouvement de battement qui contribue à concentrer le cisaillement dans la couche d'enrobé au niveau du joint.

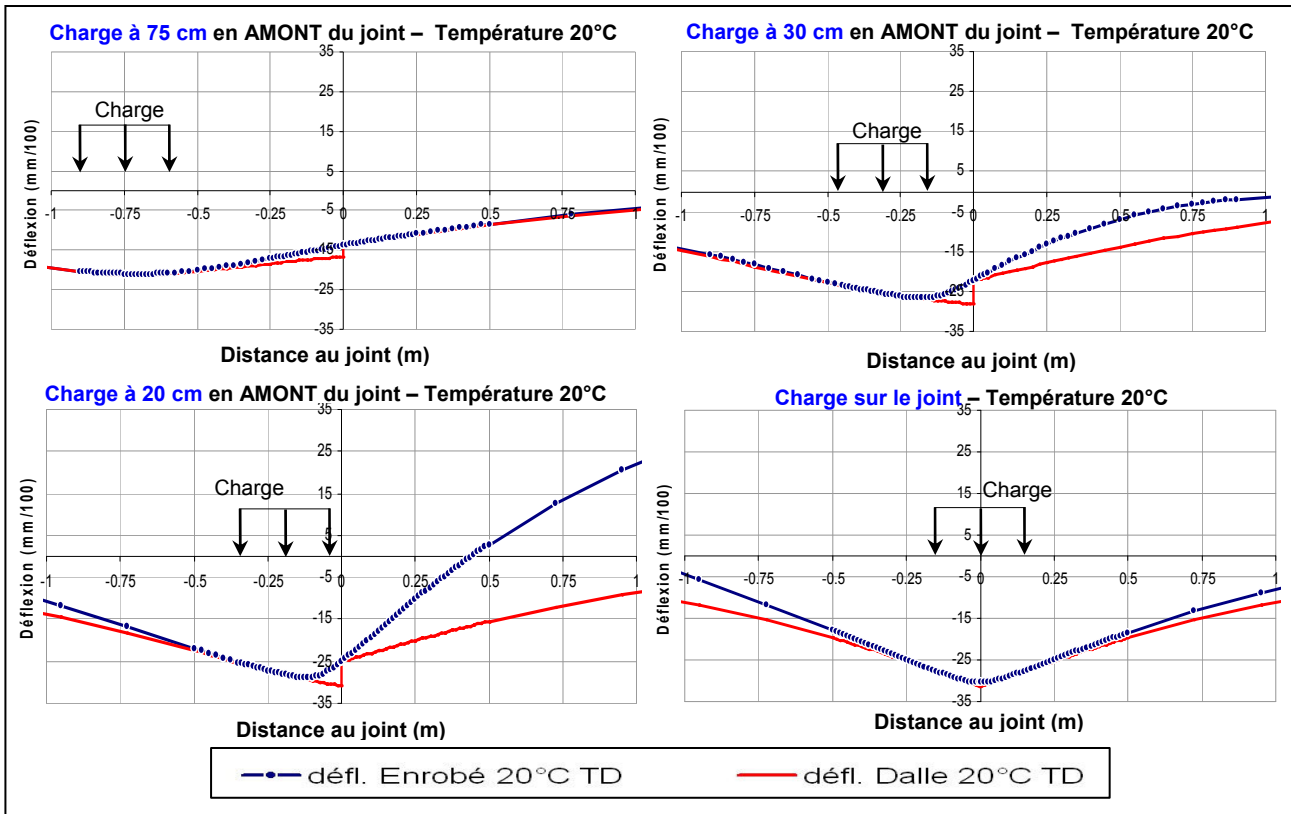


Figure 3.19 – Valeurs de déflexions de l'enrobé et des dalles béton au niveau du bord latéral de l'enrobé (température 20°C)

### 1.9.2. Résultats des modélisations avec fissuration de la couche d'enrobé

Les simulations numériques réalisées prenant en compte une fissure dans l'enrobé ont été réalisées avant la fin des premiers essais. Pour cette raison la fissure de la couche de surface du modèle ne correspond pas aux fissures observées. Le modèle a été établi avec une seule fissure traversante placée à l'aplomb de la fissure en couche d'assise, alors que dans la chaussée deux fissures de part et d'autre des joints ont toujours été observées. On rappelle que dans le cas fissuré, seulement deux positions de charge ont été simulées : chargement centré à 20 cm et à 5 cm en amont du joint. Les résultats de ces calculs sont décrits ici afin de montrer l'influence de la fissure dans la couche d'enrobé sur les résultats théoriques (des déformations en bas de couche et de déflexion de l'enrobé) dans la chaussée testée.

Les figures 3.20.A à 3.20.D montrent que les déformations sont inexistantes du côté aval du joint. La charge placée à 5 cm ou 20 cm en amont du joint ne cause pas de déformations en bas de couche du côté aval.

Les valeurs de déformation lorsque la charge est proche du joint (charge à 5 cm) sont identiques pour un décollement total de l'interface et un décollement de 45 cm de part et d'autre du joint (cf. Fig. 3.20.B et 3.20.D – déformations transversales et déformations longitudinales). Dans le cas des calculs sans fissure on avait répertorié des valeurs supérieures dans le cas des calculs dont l'interface était décollée de 45 cm par rapport à celles des calculs avec une interface complètement décollée. Le phénomène de confinement longitudinal donné par la présence d'une zone accrochée concentrant les déformations dans la zone décollée (plus facile à déformer) serait donc éliminé par la fissuration de l'enrobé.

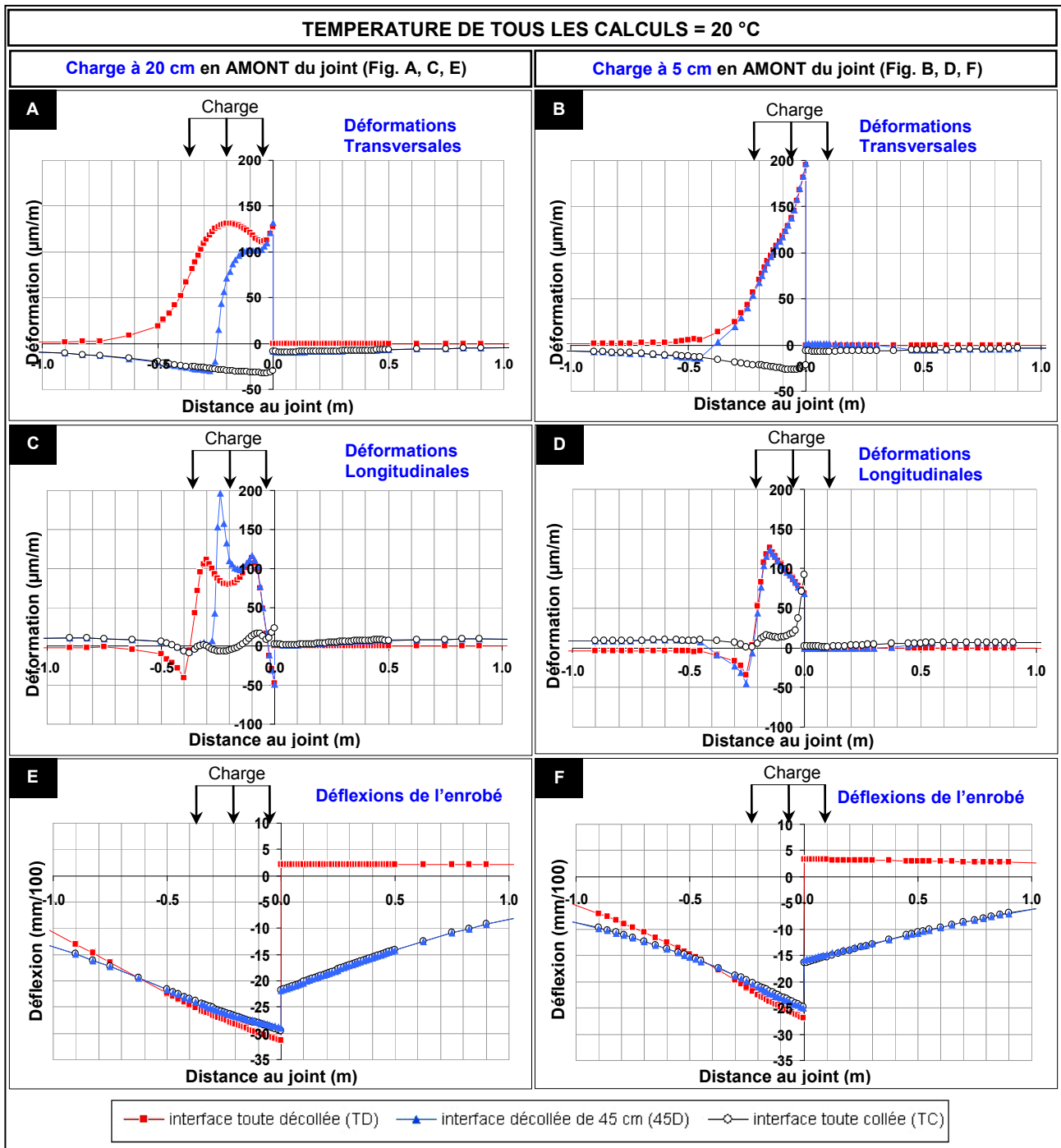


Figure 3.20 – Déformations transversales et longitudinales en bas de couche et déflexions de l'enrobé (calculs avec une fissure traversante dans l'enrobé, trois types d'interfaces, charge à 20 et 5 cm en amont du joint et température de 20°C)

Tableau 3.11 – Valeurs de déformations transversales et longitudinales et de déflexion sous la charge (charge à 5 et à 20 cm - calculs avec et sans la fissure traversante dans l'enrobé)

Etat de la couche d'enrobé	Valeurs calculées sous la charge - Température 20 °C			
	Interface Toute Décollée (TD)			
	Charge à 20 cm en amont du joint		Charge à 5 cm en amont du joint	
	Sans fissure	Avec fissure	Sans fissure	Avec fissure
Déformation transversale ( $\mu\text{m/m}$ )	133.00	131.35	135.48	145.35
Déformation longitudinale ( $\mu\text{m/m}$ )	78.69	78.72	189.40	87.95
Déflexion ( $\text{mm}/100$ )	-27.98	-28.20	-30.21	-25.88

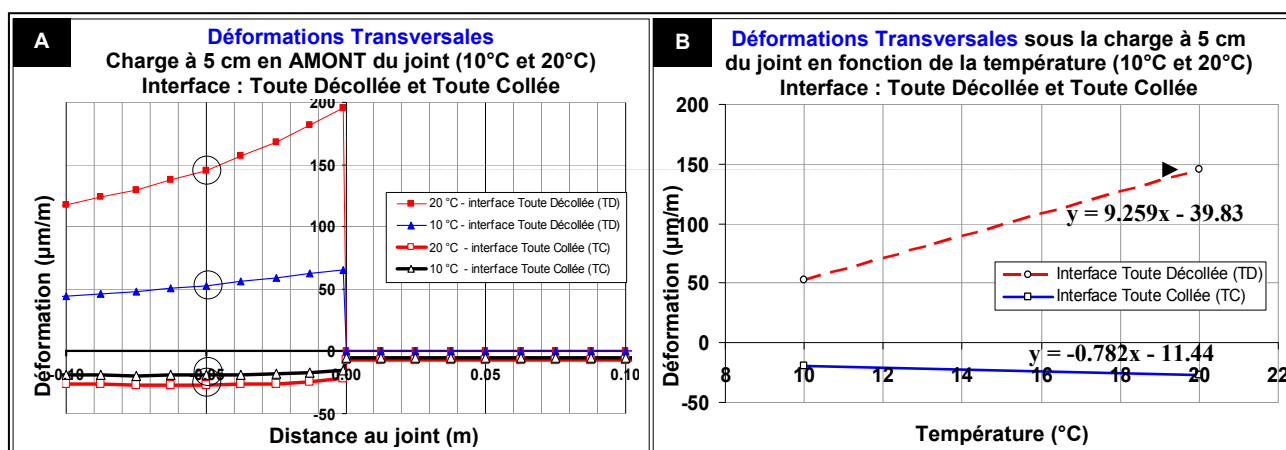


Figure 3.21 – Déformation transversale lorsque la charge se trouve centrée à 5 cm du joint pour deux températures (10°C et 20°C) et deux conditions de collage de l'interface (TD et TC)

Les déformations observées dans les figures 3.20.A à 3.20.D comparées aux déformations des calculs sans fissuration de la couche d'enrobé (cf. §1.9.1.1 de ce chapitre) sont du même ordre de grandeur. Le tableau 3.11 confirme ce fait à partir des valeurs de déformation et de déflexion obtenues des deux calculs (avec et sans fissure). Le tableau montre des valeurs de déformation et de déflexion établies sous la charge pour deux positions de charge (5 cm et 20 cm en amont du joint) pour les mêmes conditions de température et de collage de l'interface (température 20 °C – interface décollée sur toute la longueur de la chaussée).

La fissuration a plus d'influence, d'après le modèle, sur la forme de la distribution des déformations et des déflexions que sur les valeurs maximales sous la charge. Sur ce point particulièrement il a déjà été fait mention dans ce paragraphe de la nature des déformations du côté aval de la fissure. De la même façon les déflexions se trouvent être nulles du côté aval, ce qui a une forte influence dans la détermination du battement. En effet, le battement pris en compte dans le cadre de ce travail est déterminé par la différence entre le déplacement vertical de la chaussée à 5 cm en amont de la fissure et celui de la chaussée à 5 cm en aval. Dans ces conditions, les battements obtenus à partir du calcul prenant en compte la fissure sont plus grands que ceux obtenus à travers les calculs sans fissure (cf. Fig. 3.20.E, 3.20.F et 3.19).

La figure 3.21.A montre l'influence de la température sur les déformations transversales. Les courbes représentent les déformations transversales lorsque la charge est centrée à 5 cm en amont de la fissure pour deux conditions de collage (toute l'interface décollée et toute l'interface collée) et deux températures (10°C et 20°C). Les valeurs sous la charge (à 5 cm de la fissure) ont été reportées dans la figure 3.21.B afin de les représenter en fonction de la température. A chaque droite est associé une équation qui correspond à une correction par température différente. Les corrections par température dépendent, tout comme dans le cas des calculs réalisés sans propagation de la fissure de la couche sous-jacente, des conditions de collage.

Les observations réalisées dans ce paragraphe sur le comportement théorique de la chaussée fissurée sont limitées par le fait que seules deux positions de chargement et une hypothèse de propagation de fissure ont été tenues en compte.

Des calculs avec des positions de chargement supplémentaires et différents chemins de propagation de la fissure (incluant les cas d'une fissuration double) sont nécessaires afin de pouvoir évaluer l'évolution des déformations et des déflexions dans la chaussée expérimentale.



## I.10. Conclusions des résultats obtenu avec le modèle 3D EF CESAR

De façon générale, les résultats montrés à travers les graphes des figures 3.12 à 3.19 permettent de prédire les réponses en déformation et en déplacement vertical d'une structure de chaussée en fonction d'un certain nombre d'hypothèses dans le cadre d'une expérience FABAC.

Dans le cas des déflexions, on observe que les résultats ne rendent pas évidente une appréciation des différentes hypothèses de conditions de collage sous lesquelles ont été réalisés les calculs. Une influence du décollement est observée uniquement lorsque la charge se trouve proche du joint. Une interprétation détaillée de l'ensemble de la chaussée liée aux conditions de sollicitation et les différentes hypothèses de calcul n'est donc pas possible. Les déflexions peuvent contribuer à la définition ou à la vérification des conditions de collage et de l'état de sollicitation de la chaussée de façon détaillée uniquement dans les cas où la charge se trouve proche au joint. Autrement une étude détaillée de l'ensemble des déflexions de la chaussée peut permettre de vérifier localement le comportement structurel sous sollicitation en comparant la valeur de la déflexion mesurée à travers l'expérience avec celle calculée à l'aide de ce modèle.

Lorsqu'on observe en détail les résultats des déformations, on constate que leurs valeurs sont influencées par les changements de température, les variations des conditions de collage de l'interface, la position de la charge et la distance au joint. On conclut que l'étude théorique des déformations lors de la sollicitation de la piste peut permettre de retrouver et vérifier certaines des conditions réelles de sollicitation. En particulier, il a été montré que les déformations à la base de l'enrobé permettent de reconnaître précisément les conditions de collage de l'interface. Lorsque l'interface est bien collée le matériau bitumineux subit une contraction et inversement lorsque l'interface est décollée il subit une elongation.

Puisque les caractéristiques du développement des fissures réfléchives sont étroitement liés aux caractéristiques de collage de l'interface (fissure réfléchive double ou simple cf. [Chapitre 1 §II.4](#)) on conclut que les mesures des déformations sont bien adaptées pour décrire de façon fine et complète l'état de sollicitation interne d'une chaussée soumise à des conditions de sollicitation entraînant une dégradation par fissuration réfléchive. On conclut aussi que les déformations constituent, comparativement par rapport aux déflexions, le paramètre principal permettant de connaître plus finement l'état de sollicitation interne de la chaussée.

L'étude des déformations présente cependant quelques désavantages. Le premier est que la précision de cette étude est fortement dépendante des moyens de mesure de la température. Les figures permettent de prévoir les difficultés d'interprétation des incréments par température combinés à l'influence des conditions de collage. En fait par basse température il y a moins de chances de se tromper puisque les variations issues de l'effet de la température sont moins importants quelques soient les conditions de collage. En effet on constate que le comportement en déformation est moins sensible aux variations de température se trouvant entre 0 et 10°C. Afin de surmonter cet inconvénient il est conseillé de réaliser des comparaison avec des essais qui soient effectués à une température de l'enrobé entre 0°C et 10°C.

Les calculs réalisés avec une fissure traversante dans la couche d'enrobé ne permettent pas d'aboutir à des déformations qui puissent être associées de façon particulière à une condition fissurée de la chaussée. Il est donc nécessaire, pour vérifier si les déformations continuent à être efficaces pour caractériser l'état de sollicitation interne de la chaussée, de réaliser des calculs supplémentaires. Ces calculs devraient prendre en compte différents chemins de propagation de la fissure et plus de positions de la charge sur la chaussée. Seuls les battements, issus des valeurs des déflexions, semblent donner des résultats nettement différent de ceux issus d'un calcul non fissuré.

## II. INTERPRÉTATION DE L'EXPERIENCE DE FISSURATION REFLECTIVE

### II.1. Introduction

Après avoir présenté l'expérience de fissuration réflective et les simulateurs de trafic lourd FABAC (cf. Chapitre 2), l'outil de modélisation ainsi que les hypothèses de calculs et l'interprétation théorique du comportement de la chaussée modélisée (cf. Partie I de ce chapitre), cette deuxième partie est consacrée à l'interprétation de l'expérience FABAC reliant les résultats des expériences aux résultats de l'analyse aux éléments finis.

En premier temps on rappelle dans cette deuxième partie le comportement de l'instrumentation pendant les séries d'essai établi dans le deuxième chapitre, et on reprend les conclusions sur les résultats des calculs et les perspectives d'exploitation des grandeurs physiques faits pendant la première partie de ce chapitre. La finalité est de regrouper ici les conditions sous lesquelles doit être réalisée l'interprétation de l'expérimentation.

En deuxième temps on présente une note sur les caractéristiques du prétraitement des résultats des calculs et des mesures obtenues pendant l'expérimentation. D'une part les résultats obtenus des calculs susceptibles de fournir des informations supplémentaires sont réorganisés. Lorsque les données des différents calculs sont combinées il est possible de représenter par points discrets un signal de type capteur au passage de la charge. D'autre part les mesures étudiées ponctuellement, obtenues avec l'instrumentation retenue, doivent subir un prétraitement plus détaillé avant de pouvoir être exploitées et interprétées. Et finalement les mesures utilisées pour réaliser des analyses d'évolution des grandeurs physiques subissent un prétraitement différent afin de fournir seulement les informations plus déterminantes. L'ensemble de ces démarches sera donc expliqué.

En troisième temps on propose une interprétation du processus de fissuration réflective retrouvée à travers les séries d'essais présentées dans le chapitre 2. L'expérience a montré qu'il existe deux situations de sollicitation différentes. Il s'agit de définir d'une part les conditions initiales de sollicitation qui mènent à la rupture initiale et d'autre part d'évaluer l'évolution de la sollicitation lorsque la propagation de la fissure vers la surface a lieu.

Finalement on établit en fin de chapitre les conclusions sur la validité de l'utilisation du modèle 3D aux éléments finis du logiciel CESAR-LCPC, les domaines où il semble être le plus adapté et les perspectives de son utilisation dans le cadre de la fissuration réflective.

### II.2. Instrumentation pertinente et séries d'essais exploitables

Les mesures réelles recueillies à travers l'expérience susceptibles d'être mises en relation avec le calcul aux éléments finis sont les mesures des déformations (longitudinales et transversales) et des déplacements. Mais les trois séries d'essais ont fait l'objet de plusieurs difficultés. Tel qu'il a été évoqué dans le deuxième chapitre, sur l'ensemble de l'instrumentation posée, certaines mesures sont considérées soit incomplètes, soit défaillantes, soit, dans certains cas, peu adaptées au problème de fissuration réflective. De plus, après un examen des résultats des calculs numériques, on a repéré les paramètres qui, d'après le modèle utilisé, permettent de mieux reconstituer les conditions réelles de sollicitation.

#### II.2.1. Mesures des déformations

Sur les seize capteurs de déformation posés de part et d'autre de chaque joint, huit ont été placés en bas de la couche de roulement sous l'axe d'une des deux roues jumelées et huit ont été placés en surface au niveau de l'entre-jumelage. Dans chaque cas, sur les huit capteurs, quatre correspondent

à des capteurs mesurant les déformations longitudinales et quatre les déformations transversales.

Tel qu'il a été vérifié à travers le calcul numérique, la déformation en bas de couche de roulement constitue le paramètre dont la mesure peut être la plus utile dans la détermination des conditions de sollicitations réelles. En particulier, les déformations transversales se trouvent être plus simples à interpréter que les déformations longitudinales.

La réponse des huit capteurs posés à la surface de l'enrobé a été jugée non pertinente et inexploitable car ils ont été implantés dans une zone perturbée localement par les roues du jumelage. Par contre les capteurs en bas de couche ont fonctionné correctement sur l'ensemble des essais et fournissent des résultats exploitables à l'exception de trois capteurs qui ont dû être abîmés lors de la pose de l'enrobé à cause soit des hautes températures dégagées soit du compactage ultérieur de la couche. Les capteurs hors service ont été des capteurs de mesure de déformation longitudinale sur le joint N° 7 (deux capteurs posés à 20 cm en amont du joint et à 55 cm en aval du joint) et de déformation transversale sur le joint N° 1 (le capteur posé à 5 cm en amont du joint).

Le manque d'un système pour localiser la position de la roue empêche l'interprétation correcte des résultats issus des joints N° 3 et N° 7 de la série d'essai N° 1 et l'orniérage du joint N° 2 de la série d'essais N° 2 ne permet pas de faire un suivi des déformations cohérent avec le problème de fissuration réflective pendant l'expérience.

### **II.2.2. Mesures des déplacements verticaux**

Sur les différents capteurs de déplacement posés sur la piste, on a conclu que les capteurs dédiés aux mesures de déplacements horizontaux fournissaient des informations peu exploitables dans le cadre d'une analyse numérique. En fait ces capteurs permettent, lorsqu'ils sont posés sur le joint, d'avoir des ordres de grandeurs sur la séparation des dalles mais la combinaison de mouvements horizontaux, verticaux et de rotations qui ont lieu à cet emplacement empêchent une exploitation détaillée. Ces mouvements sont d'autant plus compliqués à isoler du fait que la mesure de mouvement relative recherchée empêche par principe l'emplacement des capteurs sur une base fixe. Dans la pratique les mesures de déplacements verticaux sont plus fiables et pertinentes du fait que la mesure peut être réalisée en posant les capteurs sur une poutre suffisamment bien isolée de la zone en mouvement. De plus ces mesures ont l'avantage que le mouvement vertical prédomine par rapport aux mouvements horizontaux et de rotation.

En raison du nombre total de capteurs disponibles et prenant en compte ces deux dernières conclusions, on a fait le choix de privilégier les mesures de déplacement vertical le long de la piste aux abords des deux joints de chaque série d'essais plutôt que celles de déplacement horizontal des lèvres de joints.

On retient cependant de l'analyse numérique que même si les déflexions sont les mesures plus pertinentes parmi les mesures de déplacement, leur utilité semble être limitée lorsque l'on souhaite reconstituer les conditions de sollicitation de l'expérience.

Le bilan sur le fonctionnement des capteurs LVDT pour mesurer les déplacements verticaux est montré dans le tableau 3.12. Ce tableau rappelle les principaux événements survenus lors des essais. En particulier les difficultés causées par le manque d'une deuxième poutre pour assurer un suivi des déflexions pendant toute l'expérience sur chacun des joints testés. Ajouté aux problèmes de manque d'une méthode de localisation de la position des roues par un top et le manque d'une procédure pour éviter les blocages dus aux intempéries, les résultats de la première série d'essais se sont avérés inexploitables. Après avoir corrigé ces défauts de l'instrumentation, la série d'essais N° 2 a présenté sur un des joints un phénomène très prononcé d'orniérage qui a rendu inexploitables les acquisitions concernant l'évolution des sollicitations.

**Tableau 3.12 – Bilan du fonctionnement des capteurs de mesure du déplacement vertical de type LVDT pendant les essais de fissuration réflective**

Série d'essai N°	Joint N°	Top existant	Problèmes de fonctionnement répertoriés lors des acquisitions	Remarques
1	3	Non	Blocage fréquent des capteurs Sensibilité à l'humidité	Déplacement de la poutre. Capteur sur ce joint uniquement entre 334.000 et 654.750 cycles
	7	Non	Blocage fréquent des capteurs Sensibilité à l'humidité	Déplacement de la poutre. Capteur sur ce joint uniquement entre 0 et 334.000 cycles
2	2	Oui	Aucun (procédure de nettoyage efficace)	Orniérage apparu à partir de 47000 cycles
	6	Oui	Aucun (procédure de nettoyage efficace)	
3	1	Oui	Aucun (procédure de nettoyage efficace)	
	5	Oui	Aucun (procédure de nettoyage efficace)	

### II.2.3. Séries de mesures exploitables retenues pour l'interprétation des essais de fissuration

On conclut d'une part que les paramètres retenus pour être utilisés dans les différentes analyses de l'expérience sont les déflexions et les déformations longitudinales et transversales en bas de couche d'enrobé. D'autre part et d'après le bilan réalisé sur le fonctionnement de l'instrumentation on conclut que les résultats de quatre expériences peuvent être exploitables pour étudier les caractéristiques de sollicitations initiales (joints N° 2, N° 6, N° 1 et N° 5) et que les résultats de trois expériences peuvent être exploités pour étudier l'évolution des sollicitations pendant la propagation de la fissure (joints N° 6, N° 1 et N° 5). Les résultats du joint N° 6 ont le désavantage de ne pas pouvoir être confrontés à des résultats réalisés sous les mêmes conditions d'essai. Le tableau 3.13 présente un résumé reprenant le bilan des expériences et définit pour chaque type d'analyse lesquelles sont exploitables.

**Tableau 3.13 – Bilan des mesures exploitables**

Série d'essai N°	Joint N°	Utilité des résultats exploitables	
		Conditions de sollicitation avant la fissuration de l'enrobé	Evolution de la sollicitation jusqu'à la rupture totale de la couche d'enrobé
1	3	Non exploitable	Non exploitable
	7	Non exploitable	Non exploitable
2	2	Oui	Non exploitable
	6	Oui	Oui
3	1	Oui	Oui
	5	Oui	Oui

### II.3. Prétraitement des résultats des calculs et des mesures

Deux types d'études légèrement différents peuvent être menés à partir des résultats des calculs et des mesures obtenues à travers les expériences. D'une part chaque calcul fournit les résultats de la sollicitation créée par l'influence sur l'ensemble de la chaussée de la charge placée à un seul endroit. La représentation directe de ces résultats se traduit par le graphe de la ligne d'influence de la sollicitation de type charge statique (résultats montrés dans §1.9 de ce chapitre). D'autre part

chaque capteur fournit des mesures cohérentes aux sollicitations créées à l'emplacement du capteur au passage de la charge sur l'ensemble la chaussée. Cette fois-ci la représentation directe de ces mesures se traduit par le graphe de la ligne d'influence de la sollicitation de type capteur sous chargement dynamique.

Ces deux types de représentation des résultats fournissent des informations différentes qui sont susceptibles d'apporter des éléments complémentaires utiles dans l'interprétation des expériences. Seulement dans les deux cas il est nécessaire de faire un prétraitement des données pour être utilisées ensemble et pouvoir comparer les résultats des expériences et des calculs.

La première démarche avant de traiter l'ensemble des données a été de définir une nomenclature des capteurs simple pour uniformiser les résultats. La deuxième démarche a été de faire le prétraitement des résultats des calculs. Ce prétraitement a été privilégié à celui des résultats de l'expérience parce que la compréhension théorique du comportement a permis d'établir des critères importants pour faire le prétraitement des mesures. Finalement le prétraitement des résultats des expériences a été fait afin de donner une cohérence à l'ensemble et apporter des informations aussi utiles sur le mode de sollicitation au passage de la charge. Ces trois démarches sont présentées ici dans ce même ordre.

### II.3.1. Définition de la nomenclature des capteurs

Afin d'éviter toute erreur ou ambiguïté entre les différents résultats étudiés, une nomenclature plus précise et simple a été adoptée. Chacun des capteurs sera identifié avec des sigles (chiffres et lettres) correspondant aux différentes propriétés qui le caractérisent. La figure 3.22 montre les dispositions adoptées pour définir la nomenclature.

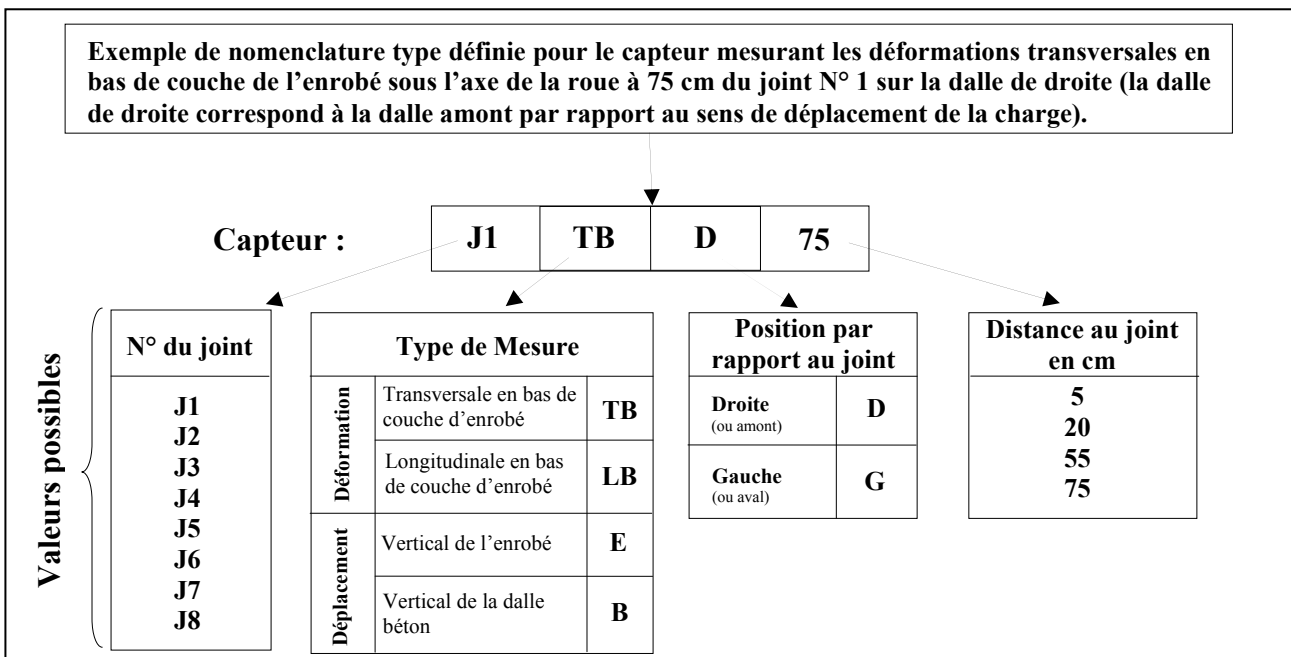


Figure 3.22 – Définition de la nomenclature des capteurs utilisés pour l'interprétation des essais

Le résultat de cette nomenclature de l'instrumentation retenue pour un joint type est montré dans la figure 3.23.

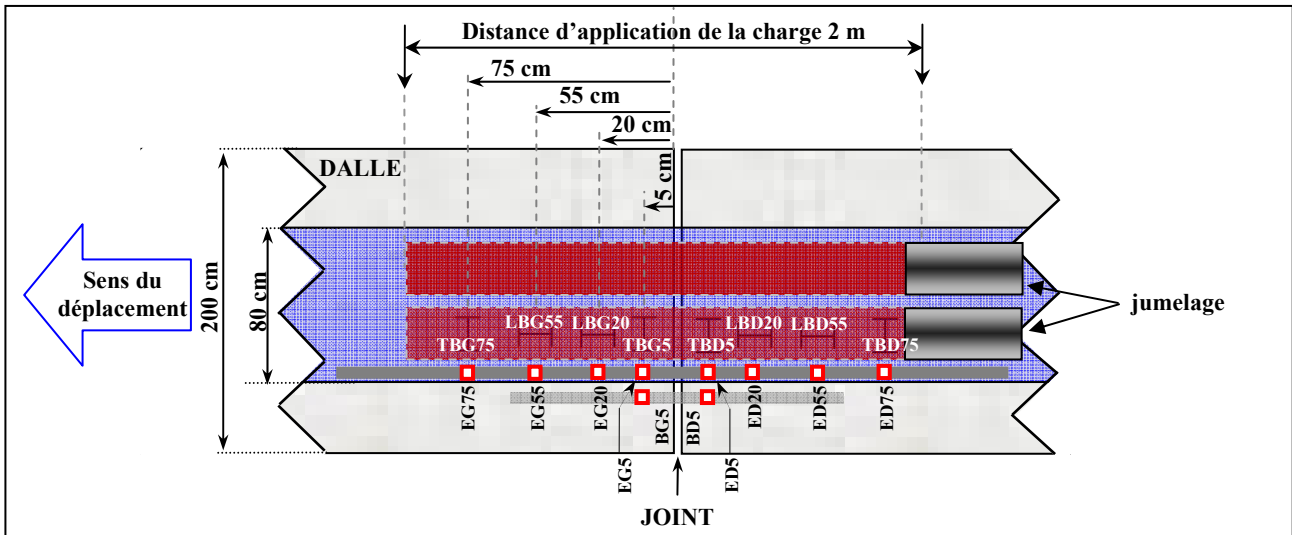


Figure 3.23 – Nomenclature adoptée pour les capteurs de déformation en bas de couche d'enrobé et de déplacements verticaux de l'enrobé et de la dalle pour un joint type

### II.3.2. Représentation de type capteur à partir des résultats des calculs

Dans le chapitre précédent, 17 positions de charge ont été définies pour réaliser les calculs afin de simuler ultérieurement le passage de la charge. Maintenant les valeurs ponctuelles de déformation ou de déflexion calculées aux emplacements coïncidant avec l'instrumentation pour chacune des ces positions peuvent être reportées sur un seul graphe simulant le passage de la charge. Cela permettra de mettre en parallèle avec ces résultats de calcul les résultats des mesures obtenus avec chacun des capteurs de déformation et de déplacement posés sur la chaussée testée.

#### II.3.2.1. Prétraitement des données de déformation issues du calcul

Les figures 3.24 et 3.25 montrent deux exemples de représentation des résultats des déformations transversales et longitudinales après avoir récupéré les valeurs calculées.

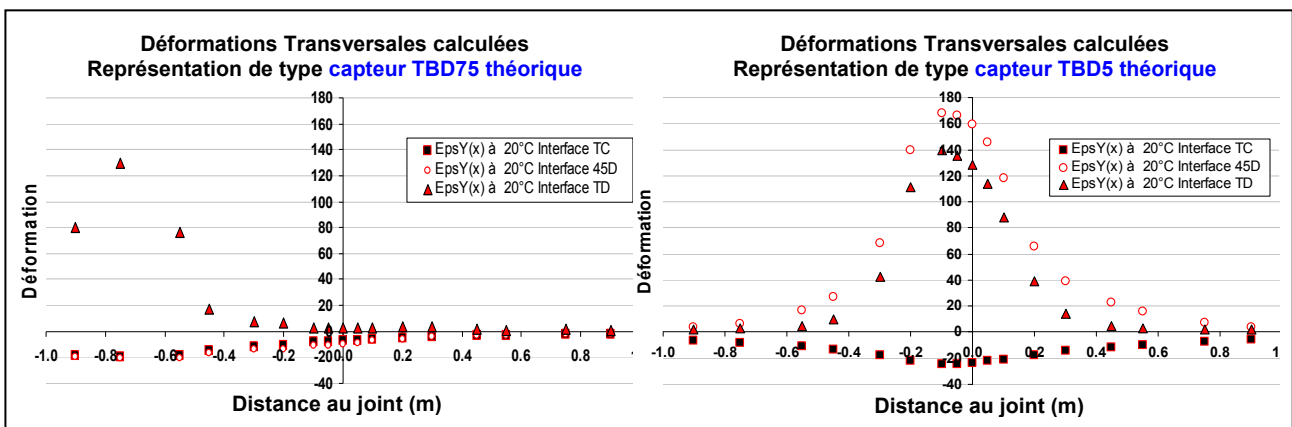


Figure 3.24 – Valeurs calculées des déformations transversales établies à 75 cm et à 5 cm en amont du joint lorsque la charge passe à travers le joint

Dans la figure 3.24 on retrouve les valeurs ponctuelles de la déformation transversale à 75 cm et à 5 cm en amont du joint calculées pour les 17 positions de charge. Les valeurs répertoriées ici sont uniquement celles concernant les calculs à 20°C pour les trois hypothèses de condition de collage de l'interface principale : toute l'interface collée (TC), 45 cm de l'interface décollées de part et d'autre du joint et toute l'interface décollée (TD).

Dans la figure 3.25 on retrouve, pour les mêmes calculs et les mêmes hypothèses de condition de collage de l'interface, les valeurs représentant les déformations longitudinales calculées sous l'axe d'une des roues jumelées à 55 cm et à 20 cm en amont du joint.

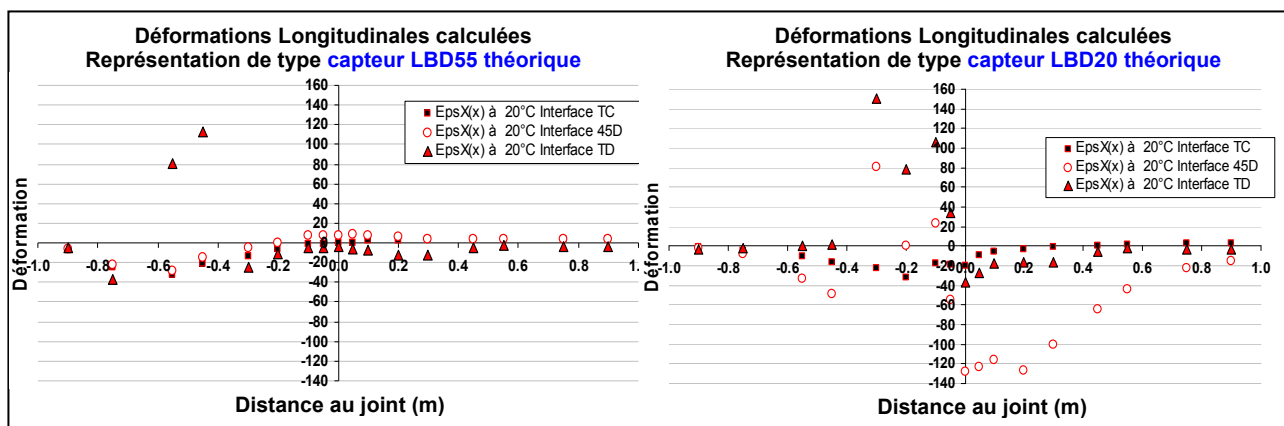


Figure 3.25 – Valeurs calculées des déformations longitudinales établies à 55 cm et à 20 cm en amont du joint lorsque la charge passe à travers le joint

Dans le cas des deux figures antérieures on repère des valeurs cohérentes avec le comportement établi dans la première partie du présent chapitre (cf. §1.9) lorsque la charge est placée sur les capteurs. Les informations supplémentaires de ces graphes données par les positions de charge complémentaires permettent de remarquer que lorsque la charge se trouve loin des capteurs les déformations sont indépendantes des conditions de collage de l'interface. Les déformations transversales deviennent nulles lorsque la charge se trouve suffisamment loin.

### II.3.2.2. Prétraitement des données de déplacement issues du calcul

La figure 3.26 montre le résultat du prétraitement des données de déflexions à l'image de celui réalisé dans le cadre des déformations transversales et longitudinales. La figure montre seulement les résultats des deux hypothèses extrêmes de conditions de collage de l'interface entre l'enrobé et les dalles : toute l'interface collée (TC) et toute l'interface décollée (TD). Etant donné qu'il s'agit d'un prétraitement long à réaliser et que les conditions de collage de l'interface ne semblent intervenir que lorsque la charge se trouve très proche du joint, on choisi de prendre ces deux conditions extrêmes seulement et pas la condition de collage intermédiaire (de 45 cm de décollement de part et d'autre du joint).

Les valeurs des calculs présentées correspondent aux valeurs de déplacement vertical obtenues pour les 17 positions de charge. Dans le premier graphe (cf. Fig. 3.26.A) on représente les valeurs des déplacements de l'enrobé et de la dalle calculés à 5 cm en amont du joint. Dans le deuxième (cf. Fig. 3.26.B) on représente les valeurs de déplacements de l'enrobé calculées à 20 cm en amont du joint. Les graphes des figures 3.26.C et 3.26.D montrent les valeurs de déplacement de l'enrobé à 55 cm et 75 cm en amont du joint pour les températures de la couche d'enrobé de 0° C et 20°C et pour les deux conditions de collage (TC et TD). Toutes les valeurs ont été prises à 40 cm de l'axe longitudinal central de la roue jumelée et concernent des calculs réalisés avec une hypothèse de température de 20°C.

Les positions des valeurs retenues coïncident avec les positions des capteurs ED5, BD5, ED20, ED55 et ED75. Etant donné qu'aucun capteur n'a été posé sur la dalle à 20 cm du joint, on ne représente ici que les valeurs théoriques correspondant au capteur de mesure de déplacement vertical de la dalle à 5 cm du joint. Ce capteur BD5, mesurant les déplacements de la dalle béton, est placé à 5 cm en amont du joint et à 40 cm de l'axe central du jumelage (cf. Fig. 3.23).

Malgré le fait que les mesures des capteurs ED5 et BD5 soient effectuées à la surface de chacun des deux matériaux (donc à 6 cm d'écart en hauteur), on constate que leur déplacement théorique se résume à une seule et unique courbe si le calcul est réalisé avec une hypothèse de collage parfait. Puisque les déplacements sont identiques et l'interface collée, on conclut que d'après le modèle la charge ne provoque pas de déformation verticale à cet endroit.

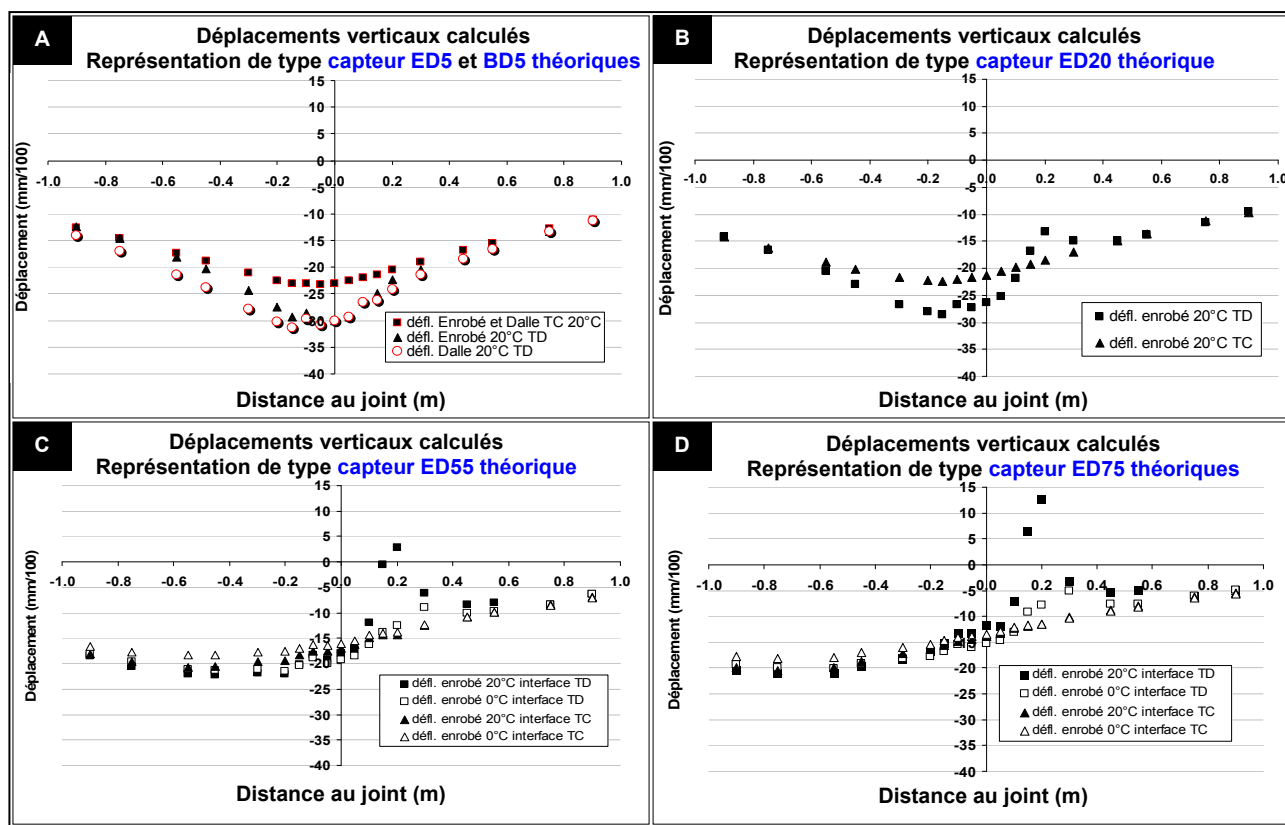


Figure 3.26 – Valeurs calculées des déplacements verticaux de l'enrobé et la dalle établis à 5 cm et de l'enrobé à 20, 55 et 75 cm en amont du joint au passage de la charge

Les deux courbes représentant les valeurs théoriques du capteur ED5 et du capteur ED20 montrent que lorsque la charge se déplace sur une zone éloigné du capteur, celui-ci ne révélera aucune différence entre les valeurs de déplacement vertical d'une chaussée à interface décollée et une autre à interface collée. Ce comportement est retenu et sera utile dans le prétraitement des mesures de déflexion réalisées pendant l'essai.

A partir de ce type de représentation on conclut que les valeurs de déplacement, lorsque la charge est éloignée du capteur et du joint, devraient pouvoir être vérifiées avec l'instrumentation. Le fait de prendre des valeurs de référence lorsque la charge est loin de l'influence du joint évite de prendre des valeurs qui seraient moins bien définies. Lorsque la charge est loin du capteur les valeurs de déplacement sont minimales assurant ainsi une condition de sollicitation presque nulle.

Sur les exemples présentés ici on retient que ces valeurs invariables sont à 90 cm du joint du côté opposé où se trouve le capteur par rapport au joint (côté aval dans ce cas). En particulier la valeur de déflexion minimale retenue à cet endroit pour les capteurs ED5 et BD5 est de 13/100 mm, de 10/100mm pour le capteur ED20, de 6 mm/100 pour le capteur ED55 et de 5 mm/100 pour le capteur ED75.

Par contre lorsque la charge se trouve sur une zone proche au capteur, on observe des différences entre les valeurs de déplacement vertical d'une chaussée à interface décollée (cf. Fig. 3.26 courbes TD) et une autre à interface collée (cf. Fig. 3.26 courbes TC). Dans le cas des calculs réalisés près



du joint (positions équivalentes à celles des capteurs ED5 et ED20) ces différences se présentent lorsque la charge se trouve au dessus du joint. Dans ces deux cas ce comportement est le résultat de l'influence de la proximité du joint, des conditions de collage et de la position de la charge.

Dans le cas des calculs de déflexion réalisés loin du joint (positions équivalentes à celles des capteurs ED55 et ED75) les différences entre les valeurs calculées sous l'hypothèse de collage parfait et les valeurs calculées sous l'hypothèse de décollement parfait de l'interface, se produisent lorsque la charge se trouve près du joint sur la dalle opposée (dalle en aval dans ce cas) et la température est élevée (20°C). Dans ces deux cas ce comportement est le résultat de l'influence de la distance du joint, des conditions de collage, de la température et de la position de la charge. On note cependant que cette influence n'est pas très remarquable lorsqu'il s'agit d'une chaussée dont la température de l'enrobé est en dessous de 20°C ou lorsque l'interface entre l'enrobé et la dalle est bien collée.

La courbe supplémentaire des déplacements de la dalle amont à 5 cm du joint lorsque l'interface est décollée permet d'observer la magnitude des décollements entre l'enrobé (cf. Fig. 3.26.A courbe TD de ED5 théorique) et la dalle (cf. Fig. 3.26.A courbe TD de BD5 théorique).

### II.3.2.3. Elaboration de signaux théoriques de décollement et de battement à partir des données du calcul

Le phénomène de décollement observé dans la figure 3.26.A nécessite d'un traitement supplémentaire pour observer en détail son évolution lors du passage de la charge. Le décollement théorique est établi comme étant la différence des déplacements verticaux théoriques de la dalle béton à 5 cm en amont du joint (équivalents à ceux mesurés par un capteur de type BD5) et l'enrobé à 5 cm en amont du joint (équivalent à ceux mesurés par un capteur ED5). Le résultat de ce calcul pour deux températures différentes (0°C et 20°C) est montré dans le graphe de droite de la figure 3.27. Réaliser ce graphe équivaut aussi à représenter le déplacement relatif de la dalle par rapport à l'enrobé.

La comparaison des deux calculs permet d'évaluer l'effet de la température sur les décollements. On constate que, malgré quelques exceptions du côté opposé par rapport au joint (côté aval) où il existe un écart d'environ 2/100 mm, la température n'a pas d'influence dans les décollements théoriques du point de vu du comportement mécanique des matériaux. En particulier les positions de la charge qui engendrent les décollements plus importants se maintiennent et leurs magnitudes aussi.

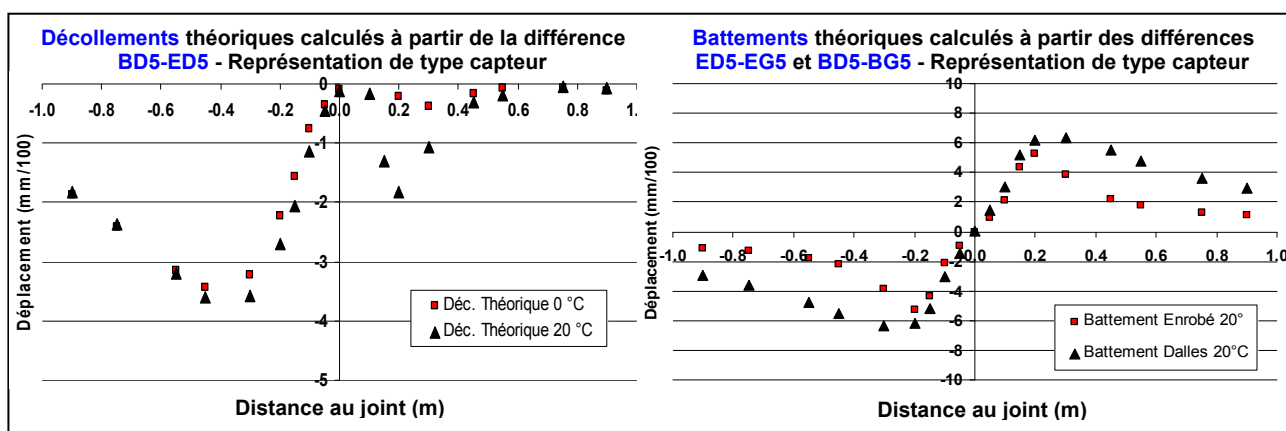


Figure 3.27 – Valeurs calculées de décollement entre l'enrobé et les dalles et valeurs calculées de battement des deux couches au passage de la charge

Le deuxième graphe de la figure 3.27 représente les battements théoriques de chacun des deux matériaux. Le battement théorique est établi comme étant la différence des déplacements théoriques

de chaque matériau pris à 5 cm en amont du joint et de ceux obtenus en aval (calculs équivalents à faire ED5-EG5 et BD5-BG5). Ce graphe peut être aussi défini comme étant la représentation de la position relative du côté amont de chacun des deux matériaux (l'enrobé ou la dalle) par rapport au côté aval.

Les résultats de ces battements sont cohérents avec le fait que lorsque la charge se déplace sur une des deux dalles celle-ci fléchira plus. De la même façon on repère le fait que l'enrobé et la dalle ne battent pas de la même manière étant donné que la discontinuité n'est présente que dans le matériau de base. La dalle présente donc des battements légèrement plus importants.

Une remarque doit être faite concernant la localisation à 5 cm du joint des résultats utilisés pour calculer le battement. En théorie le battement se définit comme l'écart des deux bords des dalles. Cependant ici il a été calculé à 5 cm du bord parce qu'on souhaite obtenir les valeurs théoriques du battement qui peut être mesuré réellement à travers un essai de type FABAC. En effet l'encombrement des capteurs lors de leur mise en place, rend impossible de mesurer le battement des bords des dalles.

### II.3.3. Prétraitement des mesures exploitables de l'expérience

L'exploitation des mesures de l'essai FABAC peut avoir différentes finalités et les caractéristiques du comportement que l'on souhaite étudier peuvent être différentes. En fonction de ces différentes possibilités plusieurs mesures doivent être prises afin de réunir les éléments nécessaires à l'interprétation de l'expérience de fissuration.

Trois principaux prétraitements ont été faits. Le premier a été réalisé afin de fournir pour certaines acquisitions ponctuelles, en particulier celles qui permettent d'étudier les sollicitations menant à l'initiation de la fissure, le signal complet et détaillé mesuré. Dans ce cas les signaux rétablis et représentés en fonction de la distance et non pas du temps, permettent d'observer les sollicitations aux endroits où se trouve l'instrumentation et leur évolution au passage de la charge.

Le deuxième a été un prétraitement permettant d'obtenir des informations sur l'ensemble des capteurs alors que la charge se trouve à un emplacement déterminé de la chaussée. Ce prétraitement est comme un instantané qui peut fournir des éléments supplémentaires lorsqu'il est étudié en parallèle avec les résultats directement obtenus à travers les calculs.

Le troisième prétraitement consiste à obtenir uniquement la valeur de l'amplitude de tous les signaux afin de pouvoir traiter toutes les acquisitions et fournir un paramètre d'étude de l'évolution des valeurs des sollicitations enregistrées par l'ensemble des capteurs tout au long de toute l'expérience. Ce prétraitement vise une étude de l'évolution des sollicitations à partir du moment où la fissuration a déjà débuté.

#### II.3.3.1. Prétraitement pour exploitation détaillée d'un signal

L'exploitation détaillée d'un signal est réalisée sur tous les signaux des capteurs retenus mesurés à des températures comparables à celles des calculs et obtenus avant l'initiation de la fissuration des expériences d'essais retenues d'après le tableau 3.13.

Pour effectuer une étude détaillée des valeurs mesurées il est nécessaire de réaliser une étude du signal type obtenu avec l'instrumentation lorsque la charge circule sur le joint testé. A partir d'une représentation de ce signal des valeurs de déformations et de déplacement précises doivent pouvoir être récupérées pour être comparées ultérieurement aux calculs. Cela signifie également que les signaux sont repérés avec exactitude par rapport au joint et que le zéro absolu est défini sans aucune ambiguïté.

Dans le cadre de cette expérience aucune de ces deux caractéristiques n'est directement

disponible. Les données disponibles sont reliées au temps. L'information fournie par les capteurs n'est directement reliée ni avec la position ni avec la vitesse de la machine, mais un top synchro a été adapté pour repérer dans le temps le passage de la roue sur le joint. La distance parcourue étant toujours de 2 mètres, il est possible de retrouver la vitesse et de placer le signal dans un repère métrique.

L'impossibilité de définir le zéro absolu, quant à elle, est due en partie au fait que la connexion des centrales d'acquisition doit être, par mesure de sécurité, réalisée après avoir posé la machine. Lorsque la machine est posée, une des roues est toujours en contact avec la chaussée ce qui empêche de réaliser une mise en zéro absolue des capteurs une fois que la machine est posée. La deuxième raison de l'instabilité du système installé et du fonctionnement du logiciel utilisé qui n'est pas en conditions d'exclure des coupures qui effaceraient les valeurs de mise à zéro initiales. La dernière raison qui empêche la définition de zéros absolus est qu'à cause des phénomènes climatiques auxquelles ils sont exposés, les capteurs de déformation au bout de quelques jours présentent souvent une dérive.

### II.3.3.1.a. Prétraitement d'un signal de déformation

Afin de pouvoir exploiter les signaux de déformation, trois opérations sont effectuées sur les fichiers temporels. Tout d'abord la base temps est convertie en base distance. La vitesse  $v$  est le quotient de la longueur de la piste testée (2 mètres) divisé par la période du signal. Cette période correspond au temps écoulé entre deux tops établis au passage de la charge à l'aplomb du joint. Le temps  $t$  entre deux points de mesure est de 0.02 secondes, ainsi la distance parcourue entre ces deux points est égale au temps  $t$  multiplié par la vitesse  $v$  de la roue.

La deuxième opération consiste à recalculer en abscisse les signaux. Le top synchro est légèrement décalé en avant de la roue (environ 13 cm). Le recalage se réalise en translatant de 13 cm l'ensemble des courbes en s'assurant de la symétrie des signaux par rapport à la position du joint.

La troisième opération est le calage des zéros. Pour chaque capteur le zéro pris comme référence a été défini à partir des résultats des prétraitements des valeurs de calcul réalisés antérieurement (cf. §II.3.2 de ce chapitre). Les figures 3.24 et 3.25 ont permis d'établir pour les capteurs de type TBD75, TBD5, LBD20 et LBD55 que lorsque la charge se trouve à 95 cm du joint du côté opposé (par rapport au joint) la déformation est nulle.

Des analyses similaires sur l'ensemble des capteurs ont permis de vérifier dans chaque cas la référence à prendre. Ces résultats sont présentés associés à la nomenclature de chaque capteur dans le tableau 3.14.

**Tableau 3.14 – Position par rapport au joint de la valeur nulle de référence des déformation par capteur**

Capteur de déformation transversale	<b>TBD75</b>	<b>TBD5</b>	<b>TBG5</b>	<b>TBG75</b>
Distance $P$ au joint de la valeur théorique de déformation nulle	+ 95 cm	+ 95 cm	- 95 cm	- 95 cm
Capteur de déformation longitudinale	<b>LBD55</b>	<b>LBD20</b>	<b>LBG20</b>	<b>LBG55</b>
Distance $P$ au joint de la valeur théorique de déformation nulle	+ 95 cm	+ 95 cm	- 95 cm	- 95 cm

L'équation 3.1 décrit le calcul pour faire l'opération de calage des zéros sur les signaux mesurés.

$$\mathcal{E}_i^{cor} = \mathcal{E}_i - C_r \quad (3.1)$$

$$C_r = \varepsilon_p - \varepsilon_p^{ref} \quad (3.2)$$

Où :

$\varepsilon_i^{cor}$  : déformation corrigée pour la position de charge en  $i$

$\varepsilon_i$  : déformation mesurée pour la position de charge en  $i$

$C_r$  : valeur de correction

$\varepsilon_p$  : déformation mesurée lorsque la charge se trouve à la position  $P$  par rapport au joint en cm (dans cette exercice  $P$  est égale à 95 cm ou à -95 cm)

$\varepsilon_p^{ref}$  : déformation de référence obtenue du calcul pour la position de charge  $P$  (dans le cadre de cet exercice cette valeur est toujours nulle)

Un exemple du résultat après prétraitement de l'ensemble des capteurs de déformation d'un joint est présenté dans la figure 3.28.

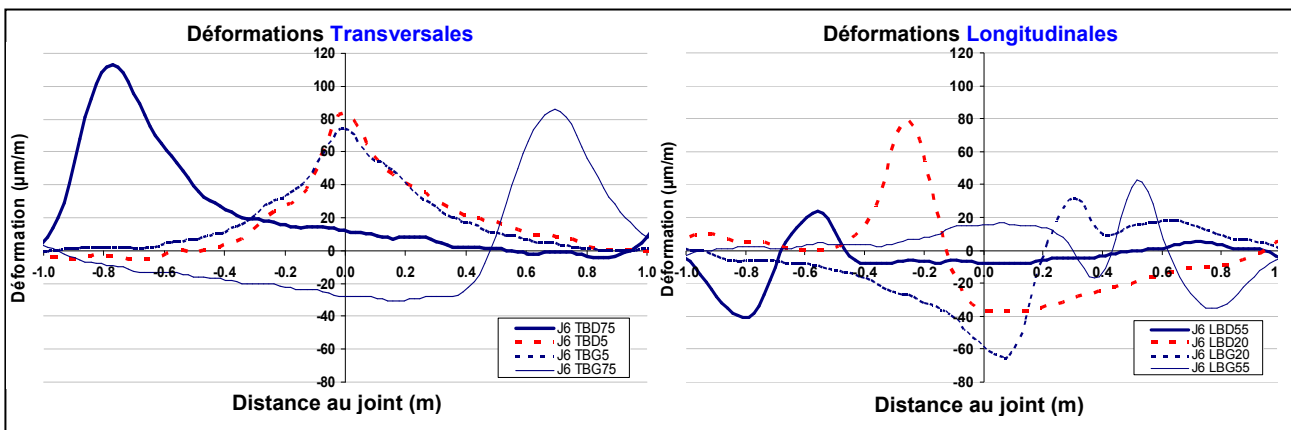


Figure 3.28 – Signaux traités des déformations transversales et longitudinales du joint 6 répertoriés au passage de la charge

Les courbes de chacun des deux graphes de la figure 3.28 correspondent aux signaux de déformation de même type répertoriés par l'instrumentation dans la chaussée au niveau du joint 6. Une fois que les trois opérations ont été réalisées on est en mesure de retrouver les symétries de la sollicitation, les comportements en traction et en compression par rapport à un zéro défini et absolu, et la magnitude des élongations et des contractions du matériau bitumineux.

### II.3.3.1.b. Prétraitement d'un signal de déplacement vertical

De la même façon que les mesures de déformation, les mesures de déplacement vertical se présentent initialement sous la forme de fichiers temporels. Les opérations de prétraitement à réaliser sur ces fichiers sont identiques à celles effectuées sur les fichiers de mesures des déformations décrites antérieurement (cf. [§II.3.3.1.a](#) de ce chapitre). La seule différence de prétraitement entre les deux types de mesures se situe au niveau de la troisième opération qui concerne le calage des zéros.

Dans le cas de l'enrobé à partir du comportement théorique des déplacements verticaux retenus dans les graphes 3.26 on a conclu que la valeur de déflexion minimale lorsque la charge passe sur l'ensemble de la chaussée n'est jamais égale à zéro. Pour les courbes présentées les valeurs minimales retenues étaient de 10/100mm et de 13/100 mm en fonction du capteur. Cette référence

de valeur minimale se présentait, pour ces capteurs en particulier, à 90 cm du côté opposé par rapport au joint (côté aval).

Les valeurs de référence minimale théorique et la position de cette référence par rapport au joint pour chacun des capteur de déplacement de l'enrobé sont établis dans le tableau 3.15. Les équations du calcul effectué pour corriger les mesures sont données dans les équations 3.3 et 3.4.

**Tableau 3.15 – Position par rapport au joint de la valeur de référence minimale des mesures obtenues à partir des capteurs de déplacement vertical de l'enrobé**

Capteur de déplacement	ED75	ED55	ED20	ED5	EG5	EG20	EG55	EG75
Position $P$ par rapport au joint	+ 80 cm	+ 80 cm	+ 90 cm	- 90 cm	- 90 cm	- 90 cm	- 80 cm	- 80 cm
Valeur minimale de référence $d_p^{eref}$	- 5 mm/100	- 6 mm/100	- 10 mm/100	- 13 mm/100	- 13 mm/100	- 10 mm/100	- 6 mm/100	- 5 mm/100

$$d_i^{ecor} = d_i^e - c_r \quad (3.3)$$

$$c_r = d_p^e - d_p^{eref} \quad (3.4)$$

Où :

$d_i^{ecor}$  : déplacement vertical de l'enrobé corrigé pour la position de charge en  $i$

$d_i^e$  : déplacement vertical de l'enrobé mesuré pour la position de charge en  $i$

$C_r$  : valeur de correction

$d_p^e$  : déplacement vertical de l'enrobé mesuré lorsque la charge se trouve à la position  $P$  par rapport au joint en cm (valeur de  $P$  établie dans le tableau 3.15)

$d_p^{eref}$  : déplacement vertical de référence de l'enrobé obtenu du calcul pour la position de charge  $P$  (cf. Tableau 3.15)

Un exemple du résultat du calage de l'ensemble des capteurs lorsqu'on adopte les valeurs de référence du tableau 3.15 aux distances préconisées est représenté dans la figure 3.29. Le premier graphe de cette figure montre le résultat du calage des capteurs de déplacements qui se trouvent en amont du joint et la deuxième le résultat de ceux qui se trouvent en aval.

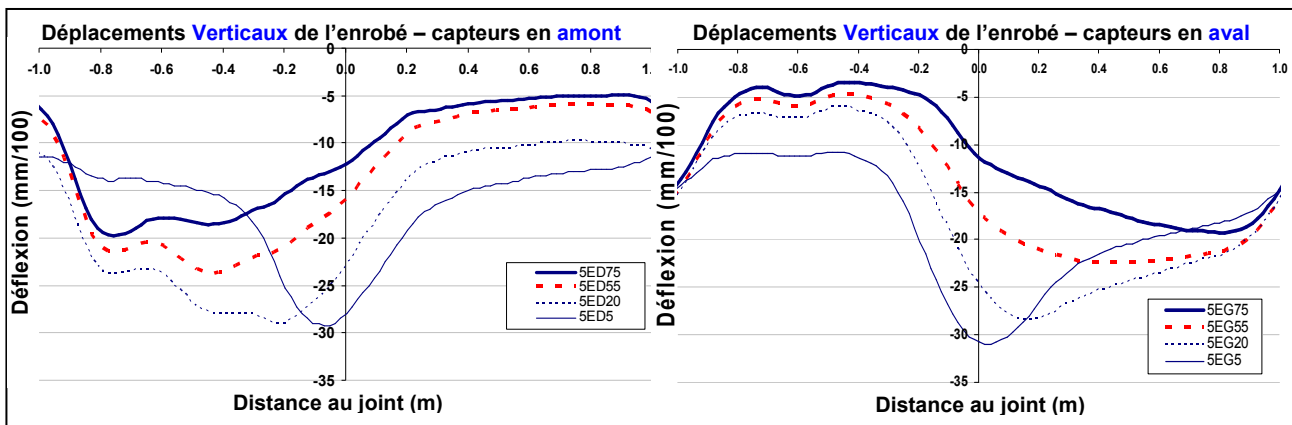


Figure 3.29 – Signaux traités des déplacements verticaux de l'enrobé du joint 5 répertoriés au passage de la charge par les capteurs en amont et en aval au joint (ED75/55/20/5 et EG75/55/20/5)

Dans le cas de la troisième opération du prétraitement des mesures de déplacement des dalles, la mesure de référence minimale se définit aussi différemment. Puisque les hypothèses de décollement de l'interface choisies pour les calculs sont définies arbitrairement, les résultats ne permettent pas de définir avec certitude une valeur de référence qui puisse être appliquée aux mesures. En réalité les décollements réels peuvent très hétérogènes. Etant donné que la dalle est rigide et que la charge s'appuie sur l'enrobé, les décollements de l'interface ont une influence déterminante dans les mouvements de la dalle. La définition d'une référence passe donc par un tout autre moyen.

Pour établir la référence recherchée deux conditions doivent être prises en compte. La première est la condition de non superposition spatiale des matériaux. La deuxième est une condition retenue lors du prétraitement des résultats des calculs des déplacements verticaux (cf. §II.3.2.2 de ce chapitre). Il a été déterminé à partir des résultats montrés dans la figure 3.26 que l'enrobé ne subit pas théoriquement des déformations verticales à l'emplacement où se trouvent les capteurs ED5 et EG5 (à 40 cm de l'axe central de la chaussée).

On conclut alors que tout déplacement subit à la surface de l'enrobé est aussi un déplacement minimal théorique de la dalle à chaque instant du passage de la charge. Ainsi la maximisation de la différence entre le déplacement de la dalle et celui de l'enrobé sur l'ensemble des valeurs mesurées, permet d'obtenir la position de la charge pour laquelle on peut assumer que les deux matériaux se touchent. Pour cette position de la charge on retrouve la valeur de correction minimale qui assure le respect des deux conditions décrites auparavant. Le calcul de cette valeur et le calcul de correction des mesures sont réalisés en utilisant les équations 3.5 et 3.6.

$$d_i^{dcor} = d_i^d - \Delta_{MX}^{ref} \quad (3.5)$$

$$\Delta_{MX}^{ref} = \max(g(i)) = \max(d_i^d - d_i^{ecor}) \quad (3.6)$$

Où :

$d_i^{dcor}$  : déplacement vertical de la dalle corrigé pour la position de charge en  $i$

$d_i^d$  : déplacement vertical de la dalle mesuré pour la position de charge en  $i$

$d_i^{ecor}$  : déplacement vertical de l'enrobé corrigé pour la position de charge en  $i$

$\Delta_{MX}^{ref}$  : écart de déplacement vertical de référence entre l'enrobé et la dalle lorsque la charge se trouve à la position de charge  $MX$

Ainsi calculées, pour satisfaire les deux conditions énoncées auparavant, les valeurs de déplacement de la dalle et de l'enrobé corrigées doivent respecter la relation suivante pour toute position de charge  $i$ :

$$d_i^{dcor} - d_i^{ecor} \leq 0 \quad (3.7)$$

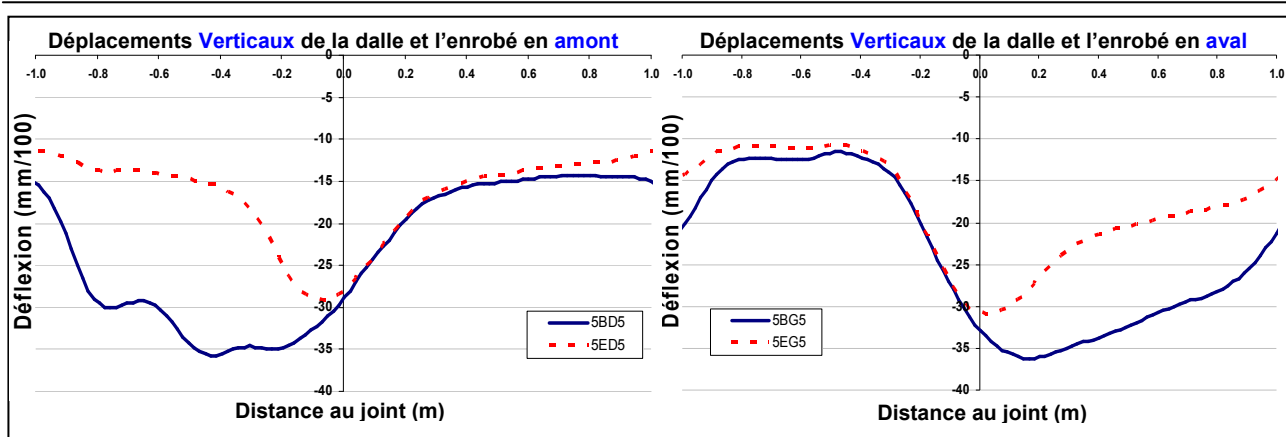


Figure 3.30 – Signaux traités des déplacements verticaux de l'enrobé et de la dalle du joint 5 répertoriés au passage de la charge par les capteurs à 5 cm en amont et en aval au joint

On observe dans la figure 3.30 la représentation des valeurs corrigées des capteurs BD5, ED5, BG5 et EG5 du joint 5. Les deux conditions sont satisfaites étant donné qu'à tout moment du passage de la charge les déplacements verticaux de la dalle sont supérieurs à ceux de l'enrobé.

De la même façon que pour le calcul des déplacements verticaux, les courbes représentant les valeurs mesurées par les capteurs de l'enrobé et des dalles à 5 cm de part et d'autre du joint permettent de déterminer le battement et le décollement.

Les décollements en partie visibles dans la figure antérieure (écart entre la courbe en pointillées et la courbe continue), sont calculés et représentés dans la figure 3.31. Les calculs des décollements et des battements sont effectués de la même façon qu'ils ont été fait lors des calculs théoriques. Le décollement traduit l'écart relatif de la dalle vis-à-vis de l'enrobé. Les battements traduisent, quant à eux, la position verticale relative du côté amont par rapport au côté aval du joint.

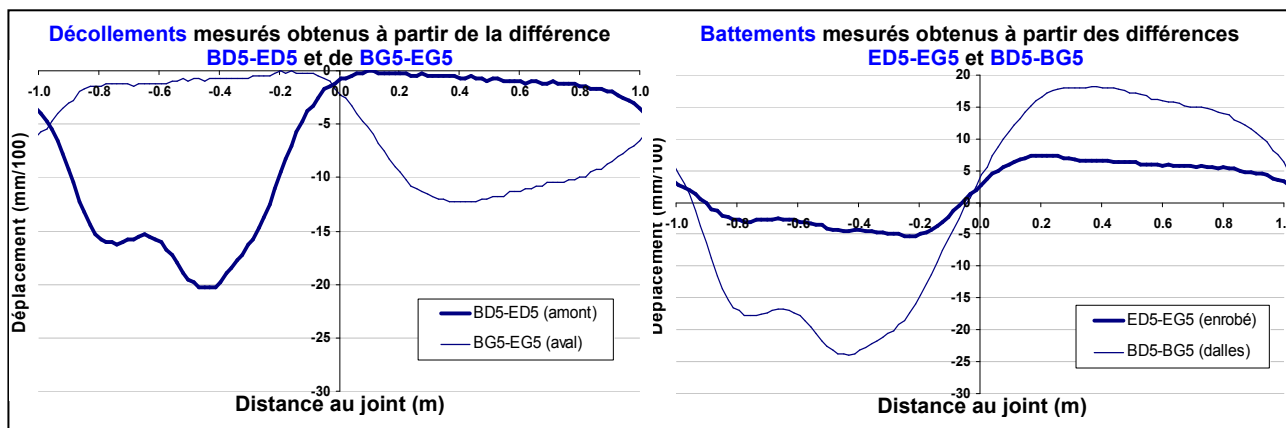


Figure 3.31 – Signaux traités du décollement entre l'enrobé et les dalles et du battement de chaque couche répertoriés par les capteurs à 5 cm en amont et en aval au joint 5 au passage de la charge

### II.3.3.2. Evolution dans le temps des signaux

Pour évaluer le comportement des valeurs de déformation et de déplacement dans le temps il est nécessaire de réaliser un prétraitement des mesures recueillies afin d'avoir une vue d'ensemble. Parce qu'il s'agit de traiter l'ensemble de capteurs choisis sur l'ensemble d'acquisition dans le temps et parce que le prétraitement détaillé est long et ne peut pas être automatisé, la méthode adoptée pour observer des évolutions a été de prendre les amplitudes des signaux. Cette opération est réalisée pour 82 acquisitions obtenues à travers les capteurs des deux joints de la série d'essais N° 3 et pour 94 acquisitions obtenues à travers ceux du joint 6 de la série d'essais N° 2. Les acquisitions prises en compte sont uniquement celles retenues dans le bilan des mesures

exploitables du tableau 3.13. Sur chacun joint de ces séries les capteurs retenus sont 8 capteurs de déformation placés à la base de l'enrobé sous l'axe d'une des deux roues jumelées et 12 capteurs de déplacement vertical placés sur l'enrobé et sur les dalles.

En plus de l'évolution des déformations et des déplacements dans le temps, il est aussi possible de vérifier l'évolution des décollements et les battements près du joint. Afin d'obtenir les amplitudes du décollement et du battement il a été nécessaire de réaliser un traitement supplémentaire des mesures de déplacement.

#### **II.3.3.2.a. Méthode de prétraitement des signaux de déformation et de déplacement**

L'avantage de réaliser l'étude de l'évolution des déformations et des déplacements verticaux à partir des amplitudes est que celles-ci peuvent être récupérées de façon automatique. Plusieurs problèmes se présentent cependant lorsqu'une automatisation est faite. Il est possible d'obtenir pour une acquisition donnée une valeur de l'amplitude qui n'est pas représentative si le cycle dont elle a été tirée présente un défaut particulier causé par un faux contact ou une dérive (entre autres). Afin d'éviter d'obtenir des lectures erronées de l'amplitude à cause de cette automatisation du prétraitement des signaux, un certain nombre de mesures ont été prises.

Pour réussir à répertorier les amplitudes de façon propre un algorithme se charge de récupérer l'amplitude de chaque cycle parmi 16 cycles d'une acquisition. L'amplitude calculée cycle par cycle permet d'éviter les erreurs issues des dérives des mesures. Le fait de récupérer 16 valeurs d'amplitude permet de calculer la valeur moyenne de l'amplitude et éviter les erreurs issues d'un seul cycle. Les 16 valeurs d'amplitude moyennées sont ensuite affectées d'une incertitude égale +/- un écart type.

Une fois ce prétraitement réalisé sur l'ensemble d'acquisition, le programme rassemble dans un seul fichier tous les résultats en y ajoutant les valeurs des températures de la couche d'enrobé qui correspondent à chaque acquisition (température en haut et en bas de couche).

#### **II.3.3.2.b. Méthode de traitement pour obtenir les amplitudes de battement et de décollement**

Etant donné le nombre important de mesures existantes réalisées sur l'ensemble d'acquisitions avec les quatre capteurs de déplacement liés au calcul du battement et du décollement, il a été décidé d'exploiter ces résultats d'expérience en amplitude de signal.

Le fait de s'intéresser uniquement aux amplitudes des signaux a un avantage important par rapport au prétraitement détaillé. Il permet d'adopter une méthode de traitement qui peut être automatisée alors que le prétraitement détaillé exige de nombreuses opérations qui ne peuvent pas toujours l'être (cf. [§II.3.3.1.b](#) de ce chapitre).

La principale simplification dont dépend l'automatisation de ce prétraitement est le fait de pouvoir s'affranchir des corrections des mesures par des valeurs de zéros absolus. Puisque le chargement est cyclique, les mesures de déplacement se présentent sous la forme d'un signal sinusoïdal. Le battement et le décollement étant le résultat de la soustraction de deux signaux sinusoïdaux, leur représentation se traduit elle aussi par un signal sinusoïdal. Cela veut dire qu'il est toujours possible de rechercher directement à partir de la soustraction des mesures brutes une amplitude du signal de battement et de décollement puisque indépendamment des valeurs absolues des mesures, elle existe et sa valeur est toujours la même.

Une fois réalisées les différences entre les capteurs (BD5-BG5, ED5-EG5, ED5-BD5 et EG5-BG5) l'obtention de l'amplitude des signaux résultant des battements et des décollements s'effectue de façon identique à celle prévue pour le prétraitement des déformations et des déplacements (cf.



§II.3.3.2.a de ce chapitre). Les amplitudes sont calculées en moyennant les valeurs de 16 cycles et sont ensuite affectées d'une incertitude égale à plus ou moins un écart type.

Une fois récupérées, il est possible de faire un suivi de l'évolution des battements et des décollements. Cependant, il faut remarquer que seules les amplitudes de décollements peuvent être associées directement à la valeur réelle de décollement. En effet lorsqu'on observe dans la figure 3.31 la signature au passage de la charge obtenue à travers les mesures, on constate que l'amplitude des courbes de décollement correspond à la valeur de décollement maximale. Cette affirmation est cohérente avec le fait que le décollement ainsi calculé représente le déplacement vertical relatif de la dalle vis-à-vis de l'enrobé, et que ce déplacement ne peut que être supérieur à celui de l'enrobé.

Par contre lorsqu'il s'agit des battements, on constate dans la même figure 3.31 que les amplitudes des signaux ne correspondent pas au battement maximal. Le calcul du battement représente le déplacement relatif de la dalle (ou l'enrobé) côté amont au joint par rapport à celui de la dalle (ou l'enrobé) côté aval au joint. Puisque la position relative de la surface des matériaux du côté amont est successivement supérieure et inférieure à celle des matériaux du même type du côté aval, l'amplitude du signal représentant les battements ne peut pas être associé à une valeur de battement maximal. Pendant les premières acquisitions réalisées avant la fissuration de la couche d'enrobé, la valeur de l'amplitude du signal de battement a été égale approximativement au double de la valeur du battement maximal.

## **II.4. Comparaison et interprétation de résultats d'expérience avec EF 3D CESAR**

Une interprétation du comportement des matériaux soumis à des caractéristiques de sollicitation proches de celles de l'essai de fissuration réflective a été faite dans un premier temps. En deuxième temps les résultats des mesures des séries d'essais ont été présentés et prétraités afin de pouvoir maintenant les comparer aux résultats théoriques.

Mise à part l'expérience sur le joint 1 qui n'a pas fissuré, le comportement général des expérimentations semble présenter deux conditions différentes de sollicitation. La première est la condition initiale de sollicitation. Elle est définie, par hypothèse, comme une condition qui serait stable jusqu'à l'apparition d'une première fissure qui correspond à des dégradations structurelles. La deuxième condition de sollicitation est celle qui a lieu lorsque la fissure apparaît dans la couche supérieure où lorsque celle-ci est imminente. Cette condition est reconnue pendant l'essai par une évolution importante des déplacements verticaux de la couche d'enrobé et des dalles. Cette deuxième phase est considérée comme étant une phase évolutive vers la fissuration totale de la couche supérieure. Les deux conditions sont présentées ici par la suite.

### **II.4.1. Conditions initiales de chargement**

Les mesures recueillies avec FABAC susceptibles d'être mises en relation avec le calcul aux éléments finis fait avec le logiciel CESAR, sont principalement les mesures de déflexion et de déformation. Ces mesures ont l'avantage de pouvoir être exploitables en fonction de la position des capteurs in situ.

Cependant il a été démontré que les capteurs de déformation et de déplacement livrent des informations qui apportent des éléments d'analyse différents ou parfois complémentaires avec différents niveaux de détail. Il est donc indispensable de faire une étude indépendante de chaque type de capteur. D'une part afin de vérifier la capacité du modèle à reproduire les conditions de sollicitation créés avec les simulateurs de trafic lourd FABAC. D'autre part pour établir des conclusions et interprétations sur le comportement de la chaussée expérimentale fondées sur le modèle lorsque celui-ci semble s'ajuster aux valeurs mesurées. Et enfin pour évaluer l'utilité de

chaque type de mesure dans l'interprétation du comportement de la chaussée et du mécanisme de fissuration réflective repéré à travers l'expérience. Pour mener cette étude indépendante des différents capteurs, on présente dans ce document dans un premier temps l'étude des résultats des capteurs de déformation et en deuxième temps celui des déplacements.

L'ensemble des comparaisons nécessaires pour l'évaluation de chaque capteur est constitué des quatre signaux de mesures des deux séries d'essais exploitables et des résultats de tous les calculs issus de la combinaison de trois conditions de collage (totalement collé, totalement décollé, et décollée sur 45 cm de part et d'autre du joint) et trois températures prises en compte (0°C, 10°C et 20°C). A partir de ces comparaisons, des correspondances entre les mesures et des calculs théoriques ont pu être établies pour les différents capteurs. On présente dans ce document uniquement ces résultats afin de centrer l'étude sur les trois objectifs décrits auparavant. Malgré cela, tous les calculs réalisés et les signaux exploités interviennent à un moment ou à un autre dans la représentation graphique des comparaisons retenues.

Pour simplifier la lecture des graphes représentés par la suite, une codification des mesures et des calculs a été réalisée. Dans le cas des mesures, pour chaque type de capteur et chaque position par rapport au joint on a obtenu quatre signaux provenant chacun d'une des quatre structures testées. Ces quatre structures correspondent aux joints N° 2 et N° 6 de la série d'essais N° 2 et aux joints N° 1 et N° 5 de la série d'essais N° 3. Il a été décidé de représenter uniquement deux capteurs par graphe d'une même série d'essais. Les mesures des capteurs des structures des joints N°1 et N°2 (structures dont l'enrobé contient une couche de sable bitume) seront représentées par un trait continu et les mesures des capteurs des structures des joints N° 5 et N° 6 par un trait discontinu (le joint N° 5 contenant une structure dite témoin et le N° 6 une structure contenant un complexe MD). L'avantage de représenter uniquement les résultats d'une série d'essai dans un seul graphe est que les mesures auront une seule et unique température de référence ce qui minimise le nombre de calculs de comparaison nécessaires par graphe. La température de l'enrobé de l'acquisition initiale type retenue de la série N° 2 a été de 17.5°C. La température de l'enrobé de l'acquisition initiale type retenue de la série N° 3 a été de 11.1°C.

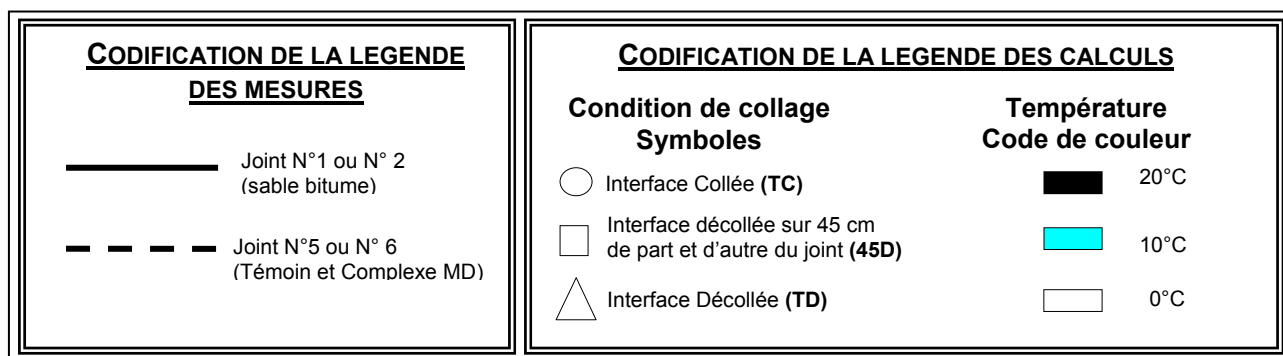


Figure 3.32 – Codification de la légende des mesures et des résultats des calculs

Dans le cas des calculs, les valeurs représentées sont des valeurs discrètes provenant de différents calculs dont la charge a été déplacée. Ces valeurs discrètes ont été regroupées de façon à simuler le passage de la charge par-dessus le joint dans les mêmes conditions de collage de l'interface entre l'enrobé et les dalles et les mêmes conditions de température. Pour différencier ces nouveaux regroupements des calculs les uns des autres, un symbole et une couleur ont été définis respectivement pour chaque type de condition de collage de l'interface et pour chaque température de calcul. Chaque combinaison, obtenue à partir d'un symbole et d'une couleur, définit la représentation des valeurs d'un calcul concernant une hypothèse de collage et une température. La codification de la légende des mesures et des résultats des calculs est résumée dans la figure 3.32.

### II.4.1.1. Comparaison des résultats des capteurs de déformation

Dans la première partie de ce chapitre lors de l'interprétation des résultats théoriques de la modélisation de l'expérience (cf. §I.9), il a été énoncé le fait que les déformations transversales et longitudinales dépendent de la température, la position de la charge, la distance au joint et la distribution des zones collées et décollées de l'interface entre l'enrobé et les dalles. Puisque la distribution des zones collées et décollées est aléatoire sur l'ensemble de la chaussée et puisque l'on souhaite simuler le passage de la charge, les graphes des mesures et des calculs ont été regroupés selon une même température d'essai, un même type de capteur et une même position de mesure (ou de calcul) des valeurs de déformation. Pour regrouper les valeurs d'essai et de calcul selon une même température une seule des deux séries d'essais est représentée sur chaque graphe.

Etant donné que les conditions de collage ont été assez variables entre les différentes structures et aussi entre les différentes zones de chaque chaussée essayée, on fait un rappel des conditions répertoriées par la méthode d'échantillonnage en fin d'essai de chacune des structures. Ce rappel est établi dans le tableau 3.16. Dans le cas du joint N° 6, l'auscultation en fin d'essai avec Colibri apporte un élément supplémentaire concernant les conditions finales de collage de l'interface en aval du joint.

**Tableau 3.16 – Rappel des conditions de collage de l'interface entre l'enrobé et les dalles répertoriées en fin d'essai des séries N° 2 et N° 3 par échantillonnage**

		Caractéristiques du collage de l'interface de la zone proche au capteur			
		Série d'essais N° 2		Série d'essais N° 3	
Distance au joint [cm]	Type de déformation mesurée	Joint N° 2 (sable bitume)	Joint N° 6 (complexe MD)	Joint N° 1 (sable bitume)	Joint N° 5 (témoin)
-75	Transversale	Inconnue	Décollée	Collée	Collée
-55	Longitudinale		Intermédiaire	Intermédiaire	Collée
-20	Longitudinale		Décollée	Décollée	Décollée
-5	Transversale	Décollée	Décollée	Décollée	Décollée
5	Transversale	Décollée	Décollée	Décollée	Décollée
20	Longitudinale	Inconnue	Inconnue <sup>(1)</sup>	Décollée	Décollée
55	Longitudinale			Intermédiaire	Intermédiaire
75	Transversale			Collée	Intermédiaire

(1) – Les résultats des auscultations avec Colibri en fin d'essai suggèrent l'existence de décollements dans cette zone

Les acquisitions retenues pour représenter les mesures réalisées pendant les essais ont été choisies de façon à remplir plusieurs critères. Les critères ont été d'une part que la température de l'enrobé soit comparable à celle des calculs, d'autre part que la température soit représentative des températures initiales de la série d'essai à laquelle ils appartiennent et finalement qu'elles aient été réalisées pendant les premiers passages et au moins 50000 passages avant les premiers signes de dégradation. Ainsi les acquisitions retenues ont été celles à 47000 passages et 17.5°C de température de l'enrobé pour la série d'essais N° 2 et 2500 passages et 11.1°C de température de l'enrobé pour la série d'essais N° 3. Les différentes comparaisons de résultats faites ici par la suite sont présentées en fonction de leur distance absolue au joint pour profiter de la similitude des résultats et de la symétrie du problème par rapport au joint. On choisi de présenter en premier temps les mesures et les calculs obtenus le plus loin du joint et en deuxième temps les plus proches pour prendre initialement des cas où l'influence du joint est moindre.

II.4.1.1.a. Capteurs de déformation transversale à 75 cm du joint

Les premiers capteurs à être étudiés et comparés vis-à-vis des résultats des calculs ont été les capteurs qui se trouvaient à 75 cm du joint. Afin de vérifier individuellement la correspondance entre les résultats des mesures et les résultats des conditions de collage retrouvées en fin d'essai, les caractéristiques du collage du tableau 3.16 concernant uniquement les capteurs à 75 cm ont été reportées sur le tableau 3.17.

La figure 3.33 montre les 8 courbes des acquisitions initiales mesurées avec les capteurs à 75 cm en amont et en aval du joint. Le constat plus important que l'on fait à partir de l'ensemble des graphes montrés sur cette figure est que les valeurs des mesures ont été dans tous les cas cohérentes avec les valeurs des calculs. Non seulement les magnitudes calculées sont comparables mais pour la plupart des cas il a été possible de définir des conditions de collage assez proches de celles relevées lors de échantillonnages en fin d'essai.

Dans la figure 3.33.A on observe que les résultats des mesures sont entre les valeurs des déformations calculées à 10°C et à 20°C dont les conditions de collage à l'aplomb des capteurs sont de décollement parfait. Les conditions de collage inconnues du joint N° 2 peuvent donc être associées à des conditions de décollement, et les conditions de collage du joint N° 6 sont confirmées identiques à celles relevées après l'essai. La figure 3.33.B laisse à penser que les conditions inconnues de collage des joints N° 2 et N° 6 à 75 cm en aval seraient respectivement un collage de qualité intermédiaire et un décollement parfait. En fait les mesures du capteur 2TBG75 montrent que par rapport à la température à laquelle ils ont été obtenus, les valeurs sont inférieures à celles calculées avec une interface décollée parfaitement. Cela permet de supposer que le décollement est partiel : soit en termes de géométrie soit en caractéristiques de contact (maintient d'un frottement ou d'une cohésion de contact plus ou moins importante).

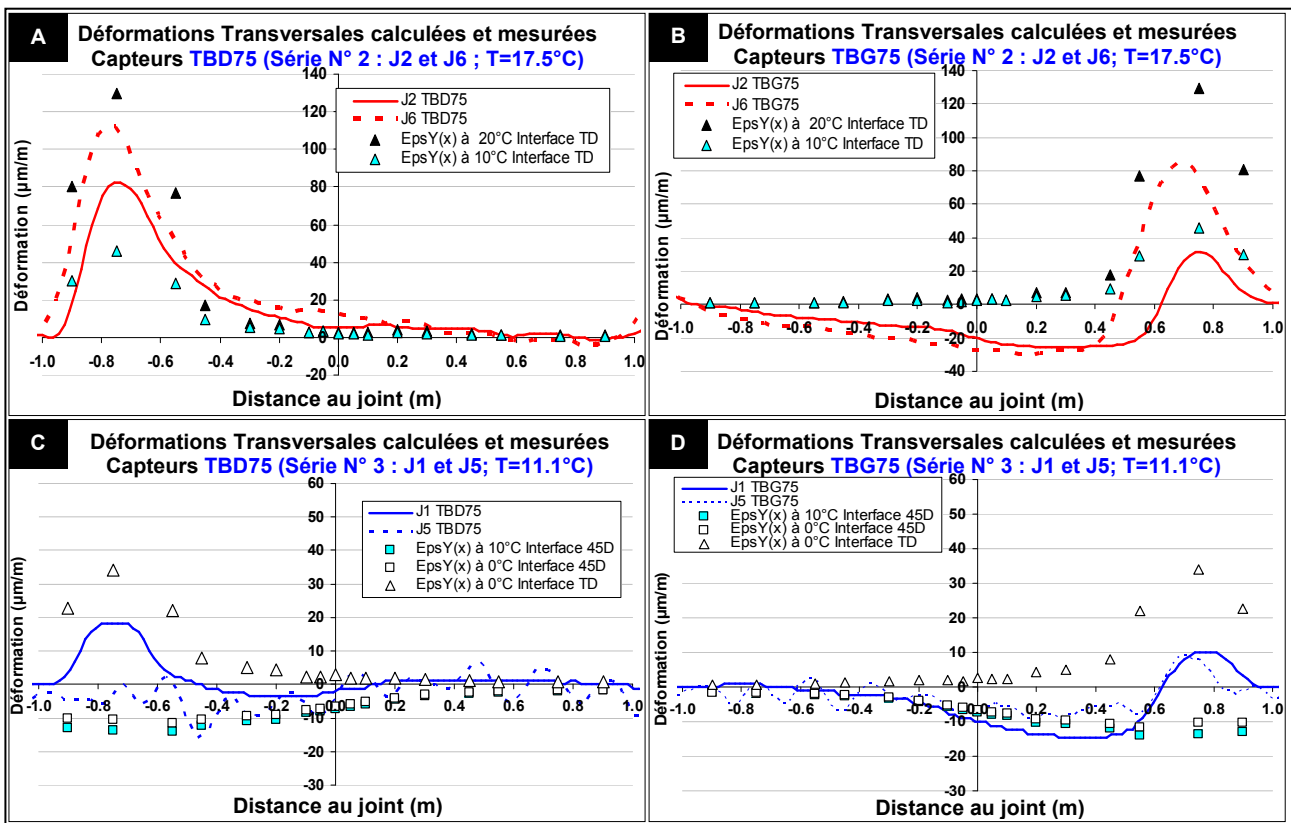


Figure 3.33 – Déformations transversales en bas de la couche d'enrobé mesurées et calculées à 75 cm des joints des séries d'essais N° 2 et N° 3

**Tableau 3.17 – Conditions de collage de l'interface répertoriées à l'aplomb des capteurs de déformation à 75 cm de distance au joint (échantillonnage en fin d'essai - séries N° 2 et N° 3)**

Position du capteur par rapport au joint	Caractéristiques du collage de l'interface de la zone proche au capteur			
	Serie d'essais N° 2		Serie d'essais N° 3	
	Joint N° 2	Joint N° 6	Joint N° 1	Joint N° 5
Amont (-75cm TBD75)	Inconnue	Décollée	Collée	Collée
Aval (+75cm TBG75)	Inconnue	Inconnue	Collée	Intermediaire

La figure 3.33.C montre un résultat légèrement différent de celui relevé en fin d'essai. Le capteur à 75 cm en amont du joint N° 1 semble aussi avoir des conditions de collage intermédiaires alors qu'en fin d'essai on obtient une interface bien collée. En fait, cela prouve que sur des faibles valeurs de déformation les imprécisions conjuguées de la méthode de prélèvement des conditions de collage et des moyens de mesure peuvent faire que les résultats soient légèrement différents entre un constat et l'autre. Les valeurs mesurées sur le joint N° 5 dans ce cas là sont malgré les faibles déformations cohérentes avec les conclusions de collage issues de l'échantillonnage. Dans ce cas les mesures peuvent être associées aux résultats des calculs réalisés avec une hypothèse de décollement de 45 cm de part et d'autre du joint. En fait dans le cas de ces calculs les conditions de collages prévues ont bien été des conditions de collage parfait au-delà des 45 cm. Les capteurs à 75 cm sont donc dans une zone où le collage est parfait.

La figure 3.33.D montre encore un léger écart sur un des deux capteurs. Le capteur à 75 cm en aval du joint N° 1 dont les caractéristiques des échantillons prévoyaient des conditions de collage parfaits peut être associé à travers le calcul à des conditions intermédiaires. Dans le cas du même capteur placé sur le joint N° 5 la condition de collage intermédiaire répertoriée à travers l'échantillonnage est cohérente avec le fait que les valeurs des mesures se trouvent entre les courbes des calculs dont l'interface est parfaitement bien collée et parfaitement décollée à l'aplomb du capteur.

#### **II.4.1.1.b. Capteurs de déformation longitudinale à 55 cm du joint**

Les capteurs comparés vis-à-vis des résultats des calculs sont les capteurs à 55 cm du joint. Il s'agit dans ce cas des capteurs mesurant les déformations longitudinales en amont et en aval du joint. De la même façon que pour les capteurs de déformation transversale à 75 cm les résultats des conditions de collage à 55 cm du joint retrouvés en fin d'essai et répertoriés dans le tableau 3.16, ont été reportés dans un tableau (cf. Tableau 3.18).

Les figures 3.34.A et 3.34.B montrent les courbes des acquisitions initiales des joints N° 2 et N°6. Les valeurs mesurées se trouvent être encore cohérentes avec les valeurs des calculs. Les magnitudes des valeurs de déformation longitudinales mesurées sont comparables à celles des calculs dont l'interface serait complétement décollée. En observant en détail l'ensemble des mesures on constate que celles-ci se trouvent assez proches des valeurs calculées à 0°C alors que les mesures ont été faites à une température de la couche d'enrobé de 17.5°C. Cela suggère que les valeurs mesurées indiqueraient la présence d'un collage léger, condition qui se trouve être meilleure à celle d'un décollement parfait. Les valeurs de traction sont inférieures aux prévisions des calculs à température égale. Le manque d'information en fin d'essai sur les conditions de collage ne permet pas de contredire cette hypothèse. La seule information existante sur ces deux joints est celle du décollement observé sur le joint N° 6 à 55 cm en aval du joint.

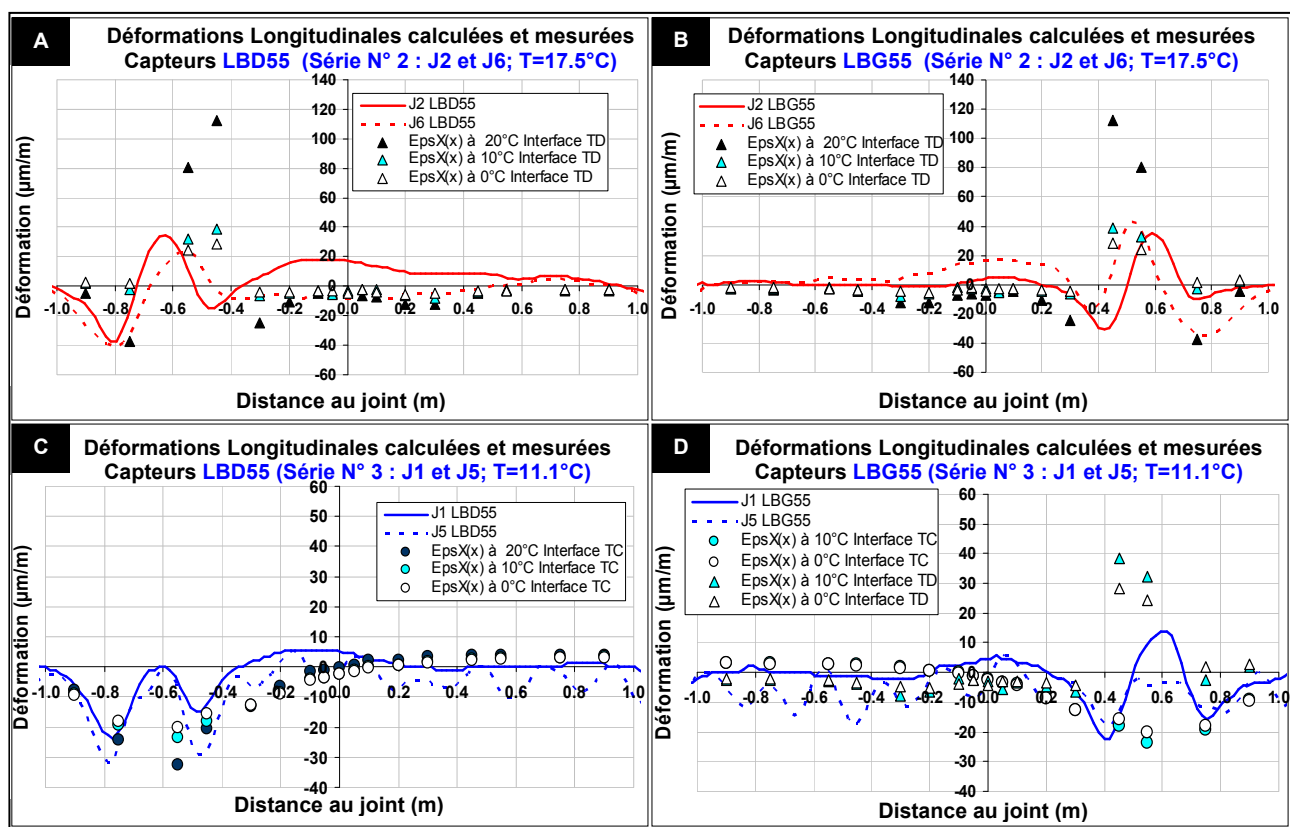


Figure 3.34 – Déformations longitudinales en bas de la couche d'enrobé mesurées et calculées à 55 cm des joints des séries d'essais N° 2 et N° 3

Tableau 3.18 – Conditions de collage de l'interface répertoriées à l'aplomb des capteurs de déformation à 55 cm de distance au joint (échantillonnage en fin d'essai - séries N° 2 et N° 3)

Position du capteur par rapport au joint	Caractéristiques du collage de l'interface de la zone proche au capteur			
	Serie d'essais N° 2		Serie d'essais N° 3	
	Joint N° 2	Joint N° 6	Joint N° 1	Joint N° 5
Amont (-55cm LBD55)	Inconnue	Décollée	Intermediaire	Collée
Aval (+55cm LBG55)	Inconnue	Inconnue	Intermediaire	Intermediaire

Les figures 3.34.C et 3.34.D confirment plutôt bien les résultats de échantillonnages avec des légères nuances. L'état de collage de l'interface à l'aplomb des deux capteurs amont (capteurs 1LBD55 et 5LBD55) et du capteur du joint 5 en aval (capteur 5LBG55) peut être défini comme étant entre parfait et intermédiaire. Les conditions de collage de l'interface sous le capteur du joint 1 en aval (capteur 1LBG55) peuvent être, quant à elles, définies comme étant entre un collage intermédiaire et un décollement parfait.

#### II.4.1.1.c. Capteurs de déformation longitudinale à 20 cm du joint

Les capteurs suivants plus proches du joint sont des capteurs mesurant aussi les déformations longitudinales. Ils sont placés à 20 cm en amont et en aval du joint. Le tableau associé à la figure 3.35 contenant les conclusions des conditions de collage faites à partir des échantillons prélevés en fin d'essai est le tableau 3.19.

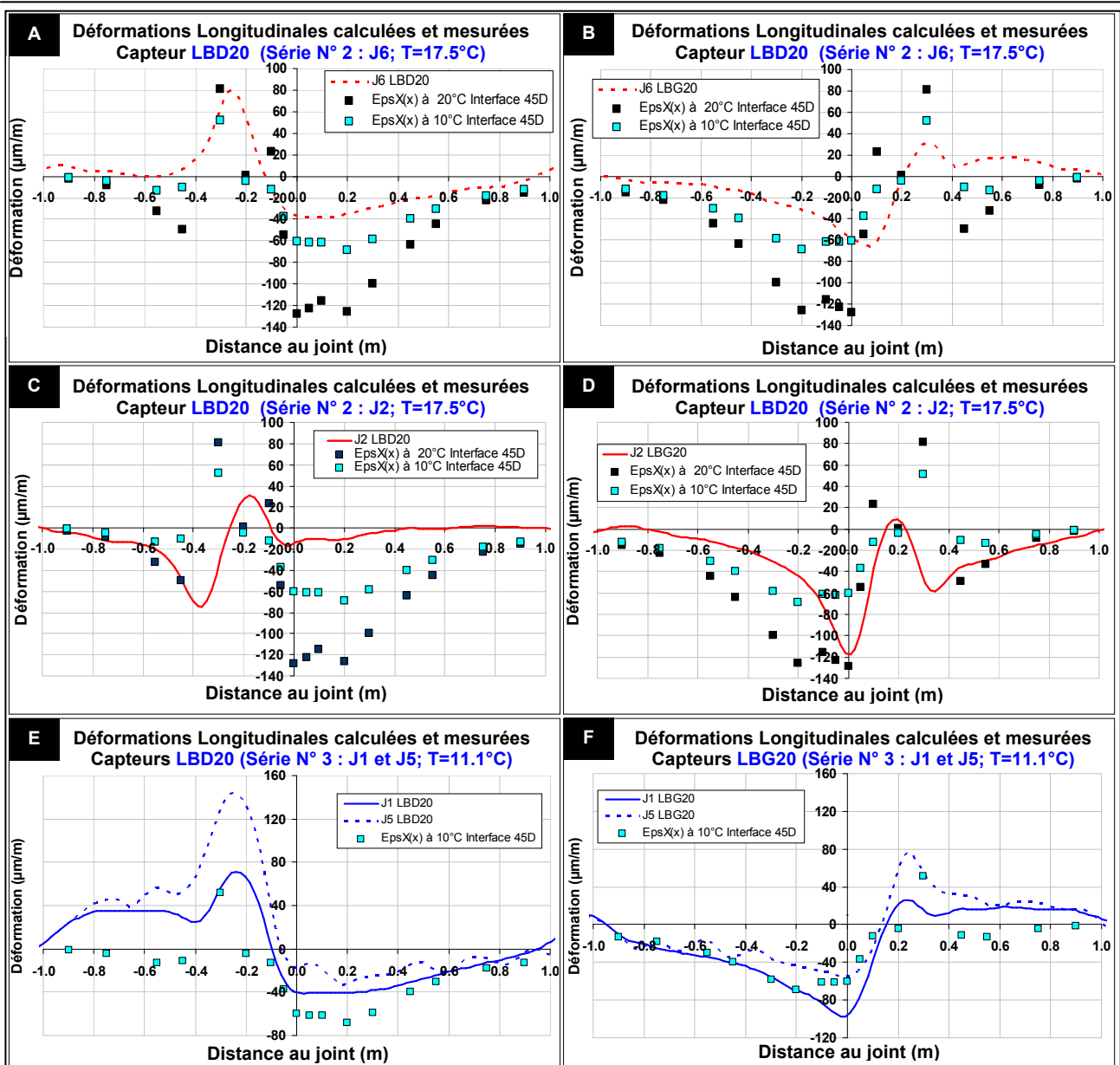


Figure 3.35 – Déformations longitudinales en bas de la couche d'enrobé mesurées et calculées à 20 cm des joints des séries d'essais N° 2 et N° 3

Tableau 3.19 – Conditions de collage de l'interface répertoriées à l'aplomb des capteurs de déformation à 20 cm de distance au joint (échantillonnage en fin d'essai - séries N° 2 et N° 3)

Position du capteur par rapport au joint	Caractéristiques du collage de l'interface de la zone proche au capteur			
	Serie d'essais N° 2		Serie d'essais N° 3	
	Joint N° 2	Joint N° 6	Joint N° 1	Joint N° 5
Amont (-20cm LBD20)	Inconnue	Décollée	Décollée	Décollée
Aval (+20cm LBG20)	Inconnue	Inconnue	Décollée	Décollée

On constate dans la figure 3.35 que les calculs des déformations longitudinales présentent des valeurs de compression et de traction lorsque la charge passe par-dessus le joint rendant plus complexe la représentation des résultats. C'est la première raison pour laquelle les quatre résultats de la série d'essais N° 2 ont été représentés cette fois chacun dans un seul graphique. La deuxième

raison est que la température de l'essai est de 17.5°C et que contrairement à ce qui se passe avec la série N° 3 dont la température de l'essai coïncide avec une température de calcul, la série d'essais N° 2 doit être toujours comparée aux résultats de deux calculs (celui à 10°C et celui à 20°C). Pour éviter donc de rendre trop complexe la représentation des résultats ils ont été séparés.

Les valeurs mesurées avec tous les capteurs à 20 cm de part et d'autre du joint ont été comparables aux calculs dont l'interface a été décollée sur une distance de 45 cm de part et d'autre du joint (cf. figures 3.35.A à 3.35.F). Les calculs réalisés avec une interface complètement décollée sont aussi assez proches mais leur valeurs étant légèrement inférieures, ils ne s'ajustaient pas aussi bien aux mesures. La conclusion de ce constat est d'une part que dans tous les cas ces capteurs sont situés dans zones où le collage à l'interface est médiocre voir inexistante et d'autre part que des zones au-delà des 45 cm peuvent aléatoirement être bien collées ou avoir un collage intermédiaire exerçant une réaction qui augmente les valeurs des déformations longitudinales. Cette conclusion confirmerait en plus les constats réalisés à travers la figure 3.34 sur les conditions de collage de l'interface à l'aplomb des capteurs à 55 cm.

En conclusion les différents graphes de la figure 3.35 confirment les résultats des conditions de collage répertoriées dans le tableau 3.19 et permettent d'établir que les collages inconnus des interfaces des joints N° 2 et N°6 à l'aplomb des capteurs sont dans les deux cas soit décollés soit peu collés.

#### II.4.1.1.d. Capteurs de déformation transversale à 5 cm du joint

Les derniers capteurs à être étudiés et comparés sont les capteurs à 5 cm du joint. Il s'agit dans ce cas des capteurs mesurant les déformations transversales en amont et en aval du joint. Les résultats des conditions de collage à 5 cm du joint retrouvés par échantillonnage en fin d'essai sont répertoriés dans le tableau 3.20.

**Tableau 3.20 – Conditions de collage de l'interface répertoriées à l'aplomb des capteurs de déformation à 5 cm de distance au joint (échantillonnage en fin d'essai - séries N° 2 et N° 3)**

Position du capteur par rapport au joint	Caractéristiques du collage de l'interface de la zone proche au capteur			
	Serie d'essais N° 2		Serie d'essais N° 3	
	Joint N° 2	Joint N° 6	Joint N° 1	Joint N° 5
Amont (-5cm TBD5)	Décollée	Décollée	Décollée	Décollée
Aval (+5cm TBG5)	Décollée	Décollée	Décollée	Décollée

Le capteur 1TBD5 étant hors service, ne fournit aucune mesure pendant la série N° 3. Les autres capteurs ont permis de confirmer que le collage à 5 cm de part et d'autre du joint est inexistant.

Tout comme dans le cas des mesures de déformation longitudinale à 20 cm, on remarque encore que les calculs qui s'ajustent le mieux aux valeurs mesurées sont ceux dont l'interface est collée au-delà de 45 cm de distance au joint. Comme dans le cas antérieur, les valeurs du calcul avec une interface entièrement décollée étaient légèrement inférieures. Cette observation confirme le fait que malgré une prédominance des décollements, ils subsistent des zones accrochées au-delà de 45 cm de distance au joint.



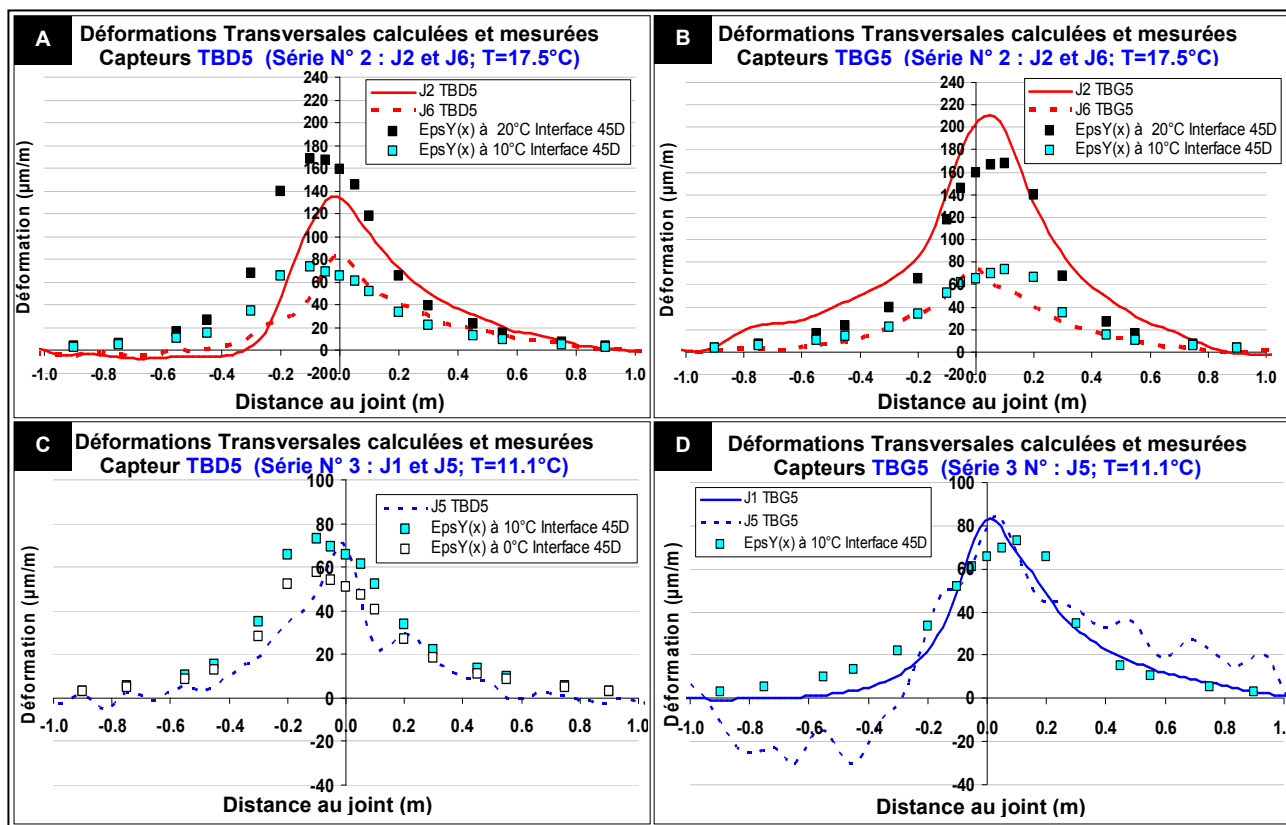


Figure 3.36 – Déformations transversales en bas de la couche d'enrobé mesurées et calculées à 5 cm des joints des séries d'essais N° 2 et N° 3

Cette dernière représentation des déformations détaillées est la plus importante. D'une part parce qu'il s'agit des capteurs les plus proches de la zone de fissuration future de l'essai et d'autre part parce que les valeurs des mesures de déformation peuvent être reproduits par le modèle d'après ce que l'on observe à travers la figure 3.36. Cette conclusion est particulièrement importante si l'on tient compte que les valeurs des mesures peuvent être reproduites malgré le nombre de facteurs qui interviennent et qui ont une influence sur les résultats d'après le modèle (la température, le collage de l'interface, la position de la charge et la proximité du joint).

#### II.4.1.2. Comparaison des résultats des capteurs de déplacement

Lors de l'interprétation des résultats théoriques de la modélisation de l'expérience dans la première partie de ce chapitre (cf. §1.9), il a été montré que les valeurs de déplacement vertical étaient moins influencées par la température et les différentes conditions de collage que les valeurs des déformations. Seule la proximité au joint a en théorie une influence sur les valeurs de déplacement vertical. L'étude des déflexions, peut donc s'avérer utile d'une part parce que l'influence de la proximité au joint est importante dans le cadre d'une fissuration par remontée, d'autre part parce qu'il s'agit d'une étude qui permet de compléter les caractéristiques du comportement de la chaussée et finalement parce qu'à travers cette étude on continue à établir les limites de l'aptitude du modèle à reproduire la réalité dans le cadre d'un essai de fissuration réflective. En plus de la comparaison des déflexions entre les mesures et les calculs, il est possible de vérifier l'aptitude du modèle à reproduire les battements et les décollements.

On présente ici dans un premier temps les résultats des comparaisons des déflexions et dans un deuxième temps celui des comparaisons des battements et des décollements.

Pour réaliser ces comparaisons, étant donné que ni les conditions de collage, ni la température ont une influence déterminante sur les valeurs théoriques des déplacements verticaux sous la charge

(cf. §I.9 de ce chapitre), on a choisi de présenter les résultats d'une seule des deux séries d'essais. La série d'essais retenue a été la série N° 3 et le joint représenté est le joint N° 5 témoin.

#### II.4.1.2.a. Déflexions

Les déflexions mesurées montrées dans la figure 3.37 ont été obtenues avec les capteurs de déplacement placés sur l'enrobé de part et d'autre du joint N° 5. Il s'agit de l'ensemble de capteurs disposés sur ce joint (ED75, ED55, ED20, ED5, EG5, EG20, EG55 et EG75). Les résultats s'ajustent bien aux prévisions réalisées avec les calculs dont l'interface est considérée comme étant décollée sur l'ensemble de la chaussée.

Les courbes obtenues à partir des mesures de l'ensemble des capteurs présentent plusieurs utilités. D'une part elles confirment les hypothèses de comportement théoriques établis à partir des calculs des déflexions EF 3D CESAR (cf. §I.9.1.2 et §II.3.2.2 de ce chapitre). Et d'autre part elles permettent de vérifier certaines des conclusions établies à travers les comparaisons déjà réalisées entre les signaux de déformations et les calculs aux éléments finis (cf. §II.4.1.1 de ce chapitre).

Les conditions de collage, comme il a été déjà montré auparavant (cf. §I.9.1.2 de ce chapitre), n'ont pas d'influence remarquable sur les valeurs de la déflexion, d'après le modèle, excepté lorsque la charge se trouve proche du joint. A partir des conditions de collage répertoriées en fin d'essai (et confirmées avec l'étude comparative menée à travers les résultats des déformations en §II.4.1.1 de ce chapitre), et à partir des résultats des déflexions sur l'ensemble des joints on est en mesure de confirmer ces conclusions.

En effet les graphes de la figure 3.37, et plus particulièrement ceux des figures 3.37.D et 3.37.E, montrent premièrement que l'influence des conditions de collage près du joint sur le comportement en déformation de la chaussée lorsque la charge se trouve à proximité du joint est vérifiée. Ces graphes montrent deuxièmement que l'instrumentation est capable de repérer cette influence.

En effet lorsqu'on observe les résultats des figures 3.37.D et 3.37.E correspondant aux comparaisons des valeurs mesurées avec les capteurs ED5 et EG5 avec les calculs, on constate que les valeurs mesurées sont proches aux valeurs des calculs réalisés sous des hypothèses de décollement parfait de l'interface. Ce constat est cohérent avec les conditions de décollement de l'interface répertoriées de part et d'autre du joint N° 5 à travers les échantillons (cf. Chapitre 2 §II.4.4 Tableau 2.15) et confirmées par les comparaisons faites entre les résultats des déformations calculées et mesurées (cf. §4.1.1 de ce chapitre).

De la même façon le comportement des déformations lorsque la charge est loin du joint a aussi été confirmé. Le comportement prévu par le modèle suggère que les déflexions ne sont pas influencées par les conditions de collage lorsque la charge se trouve à l'aplomb d'un capteur loin du joint. Cette affirmation est corroborée par les figures 3.37.H et 3.38.A. On observe dans les deux figures que les mesures du capteur 5EG75 lorsque la charge se place non loin de celui-ci peuvent être associées aux deux types de calcul : celui dont les conditions de l'interface sont décollées et celui dont elles sont collées (à proximité du capteur).

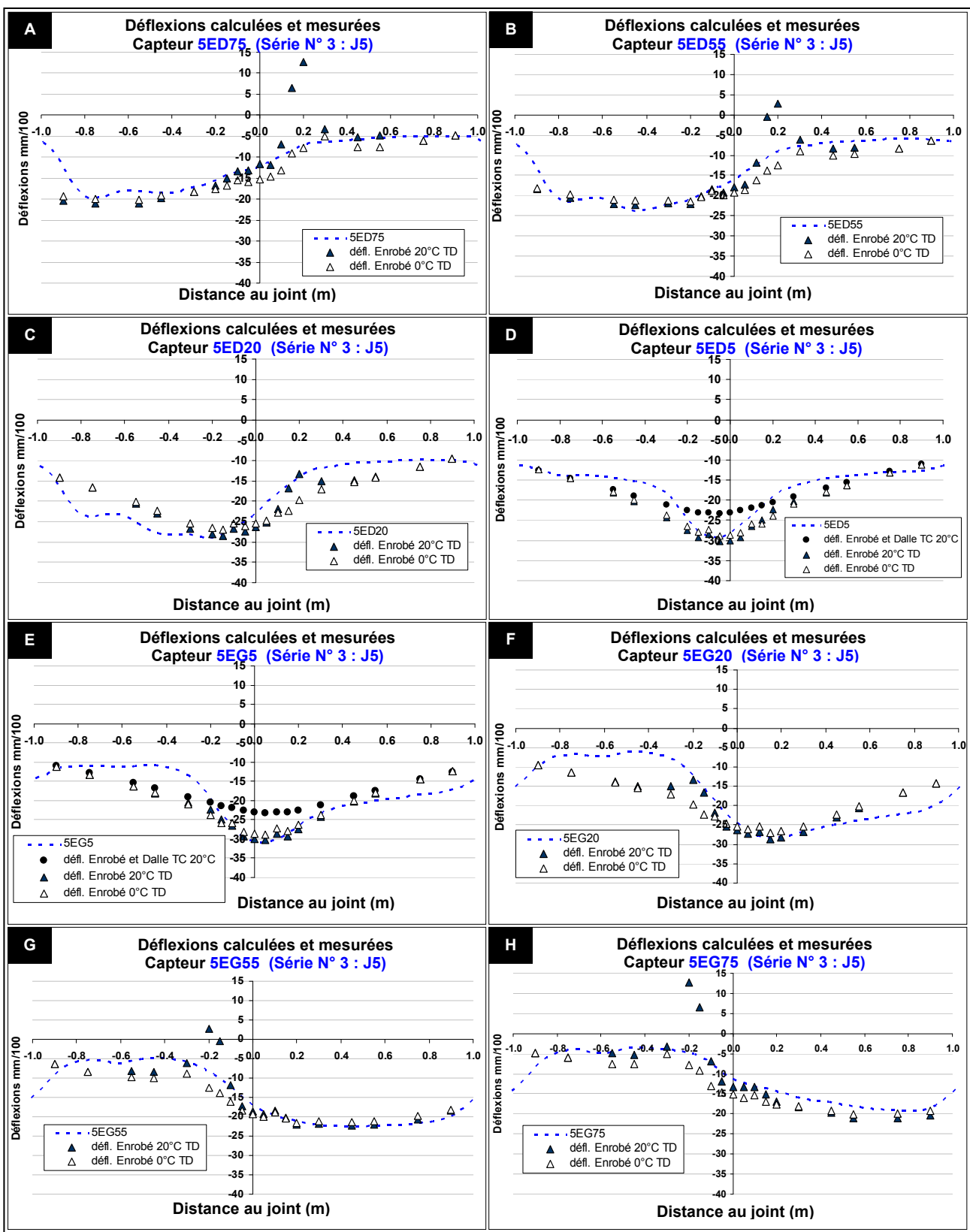


Figure 3.37 – Déflexions de l'enrobé mesurées et calculées aux différents emplacements des capteurs (à 75cm, à 55cm, à 20 cm et 5 cm de part et d'autre du joint)

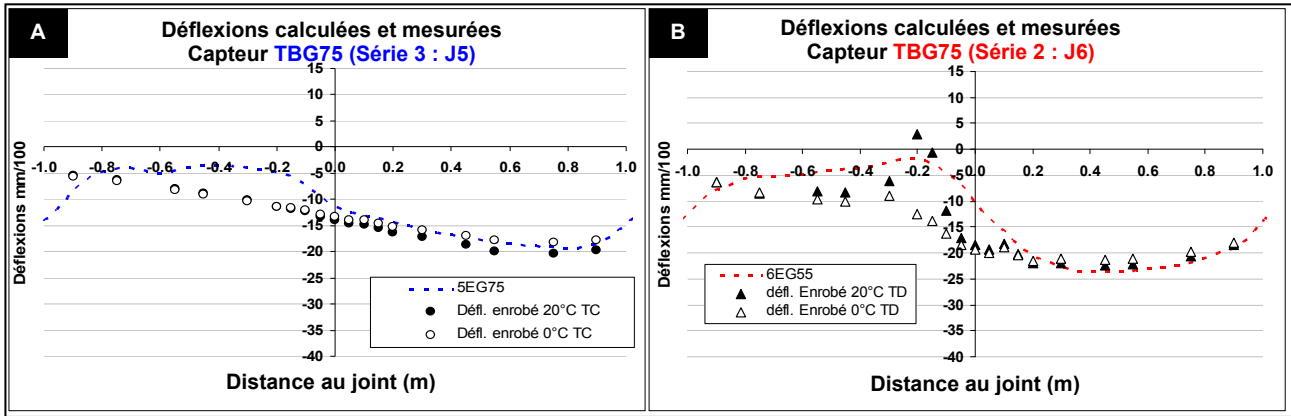


Figure 3.38 – Déflexions de l'enrobé mesurées et calculées à 75 cm en aval des joints N°5 et N°6

Concernant l'influence de la température, il avait été conclu d'après le modèle qu'elle n'été pas remarquable mise à part quand la charge se trouve de l'autre côté du joint par rapport au côté où se trouve la mesure et que l'interface est décollée.

Les figures 3.38.A et 3.38.B permettent de confirmer cette conclusion théorique. Les deux figures correspondent aux comparaisons des mesures des capteurs TBG75 placés sur le joint N° 5 et N° 6 avec les calculs.

Dans les deux cas les calculs sont les mêmes. Il s'agit des calculs à interface décollée. Alors que la température de l'essai des deux séries est différente (11°C pour la série N° 2 et 17.5°C pour la série N° 3) on constate que les deux mesures correspondent bien aux calculs auxquels ils sont comparés ici. La seule position de charge pour laquelle il est démontré qu'il existe une influence est celle où la charge se trouve à 20 cm du joint, sur la dalle opposée à celle où se trouve le capteur.

De façon générale on observe que les comportements de l'enrobé prévus par le modèle sont confirmés par les mesures.

La figure 3.39 compare les déflexions des dalles béton, mesurées et calculées. Les déflexions sont mesurées à 40 cm de l'axe central du jumelage et à 5 cm de part et d'autre du joint.

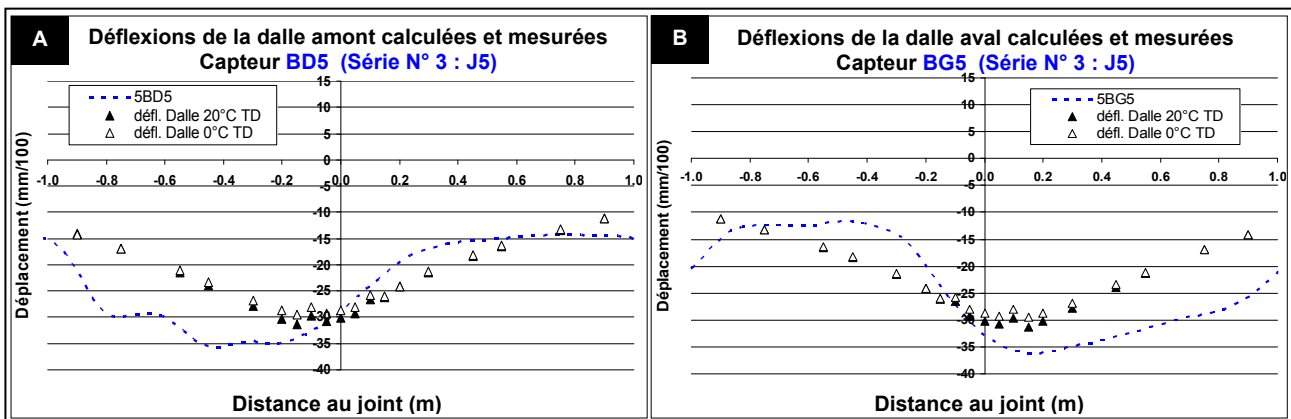


Figure 3.39 - Déflexions des dalles mesurées et calculées à 5 cm de part et d'autre des joints N°1 et N°5

On observe que pour la déflexion des dalles béton les ajustements entre les mesures et les calculs sont de moins bonne qualité que ceux obtenus pour les déflexions de l'enrobé.

Premièrement on constate, que lorsque la charge se trouve du même côté que le capteur par rapport au joint, les déplacements mesurés sont supérieurs aux déplacements calculés : écart atteignant 12 mm/100 pour une déflexion mesurée maximum de 36 mm/100. Les valeurs de

déplacements verticaux mesurés en amont par le capteur 5BD5 placé à 5 cm du joint sont supérieures à celles calculées en amont par le modèle (cf. Fig. 3.39.A et Fig. 3.40.A). De la même façon les déplacements verticaux mesurés en aval à 5 cm du joint sont supérieurs aux déplacements prévus par le calcul en aval du joint : écarts atteignant 11 mm/100 pour une déflexion maximale 36 mm/100 (cf. Fig. 3.39.B).

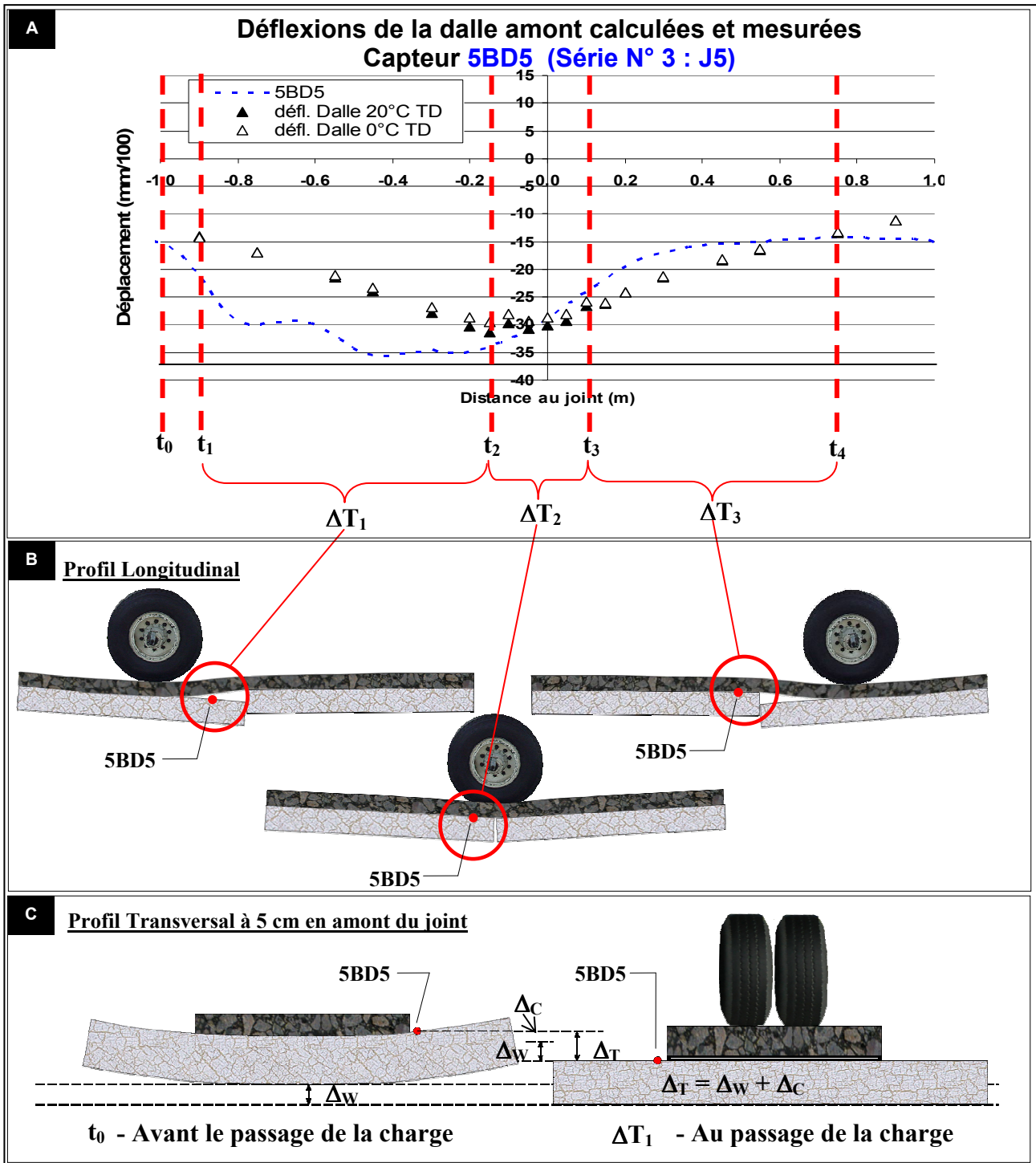


Figure 3.40 – Schématisation de la cinétique des dalles au passage de la charge

Deuxièmement lorsque la charge et le capteur considéré sont situés de part et d'autre du joint on note que les écarts entre les calculs et les mesures ne dépassent pas de 4 mm/100 ce qui est de l'ordre de la précision de la mesure.

On a cherché à justifier les écarts entre la mesure et le calcul dans le premier des deux cas précédent. La figure 3.40 montre que deux effets expliquent, sous un angle qualitatif, que le déplacement vertical du béton est supérieur à celui de l'enrobé :

- Le déplacement de « corps rigide » de la dalle béton décollée de l'enrobé présentant un comportement flexible (cf. Fig. 3.40.B). Le modèle CESAR 3D prend en compte ce premier effet (fonctionnement d'écrit plus bas §II.4.1.2.b de ce chapitre).
- Les conditions d'appui de la dalle béton sur son support. La déformation de cambrure de la dalle telle que celle reproduite par la figure 3.40.C est aujourd'hui un phénomène bien connu. Il résulte autant des profils verticaux non uniformes de température dans le béton que des gradients verticaux de teneur en eau lors de la prise. Au passage de la charge l'interstice entre le béton et sa fondation se referme ce qui vient majorer la déflexion mesurée sur le béton en comparaison de celle de l'enrobé. Cet effet de cambrure de la dalle support n'est pas pris en compte par le modèle EF-3D, à défaut d'une instrumentation plus poussée qui aurait permis de le quantifier. De ce fait, on comprend que les déplacements calculés restent inférieurs aux déplacements mesurés à la surface du béton.

#### II.4.1.2.b. Battements et décollements

Afin de compléter l'étude comparative des déplacements verticaux, il est nécessaire de montrer les mesures et calculs des battements et des décollements. Les résultats représentés dans la figure 3.39 proviennent des joints N° 1 (sable enrobé) et N° 5 (témoin) de la série d'essais N° 3. Cette figure présente la comparaison réalisée entre les décollements prévus par le modèle et ceux calculés à partir des mesures réalisées pendant l'expérience.

Les conclusions concernant les déflexions des dalles du paragraphe antérieur (cf. §II.4.1.2.a de ce chapitre), ont montré l'existence d'un écart entre les déplacements verticaux des dalles mesurés et les valeurs théoriques. De la même façon lorsque ces mesures sont utilisées pour définir les valeurs de décollement et de battement (cf. figures 3.41.A, 3.41.B et 3.42.B) on retrouve des écarts entre la théorie et la pratique pour certaines positions de charge.

En effet les écarts de valeur retrouvés lors de l'étude des décollements se présentent aussi lorsque la charge se déplace sur la dalle sur laquelle est posée le capteur. Le décollement maximal à 5 cm du joint est toujours répertorié lorsque la charge se trouve à 40 cm du joint sur la même dalle que le capteur. Même si les valeurs sont différentes, cette position du décollement maximal coïncide avec les prévisions du calcul.

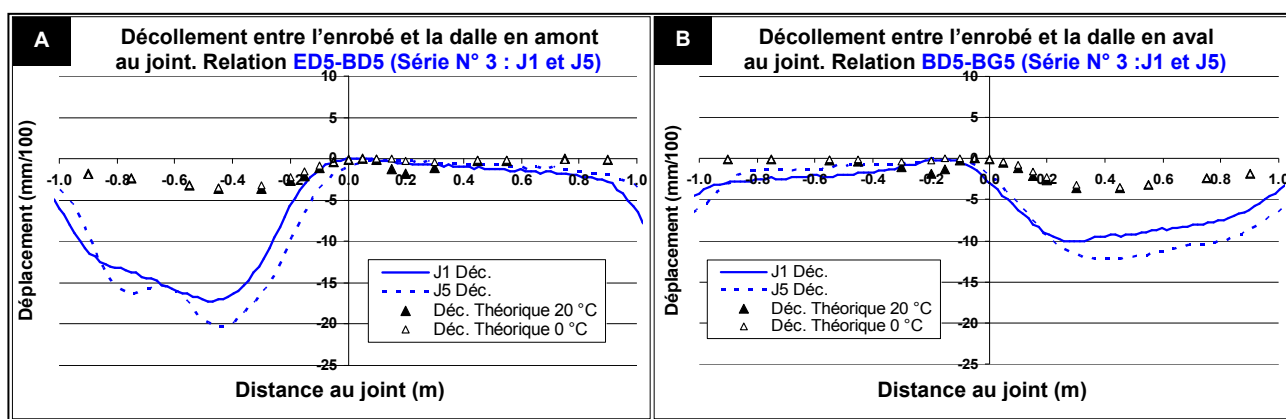


Figure 3.41 – Décollements entre l'enrobé et la dalle amont et aval calculées avec le modèle et calculées à partir des mesures obtenues avec l'ensemble des capteurs à 5 cm des joints N°1 et N°5

Les battements de l'enrobé mesurés sont très proches des battements théoriques (cf. Fig. 3.42.A), alors que les battements des dalles sont au moins deux fois plus importants que ceux déterminés par le calcul (cf. Fig. 3.42.B). Les battements de l'enrobé confirment que le calcul structural est cohérent avec le comportement global de la chaussée répertorié à travers l'étude des déformations et qu'il est cohérent avec les sollicitations internes de la couche de roulement. Le battement des dalles montre qu'il existe des différences de déplacements locaux qui ne semblent pas influencer l'état de sollicitation de l'enrobé. Par contre ils prouvent que la modélisation actuelle est susceptible d'être améliorée afin de retrouver ces conditions locales pour mieux juger leur rôle dans le processus de fissuration.

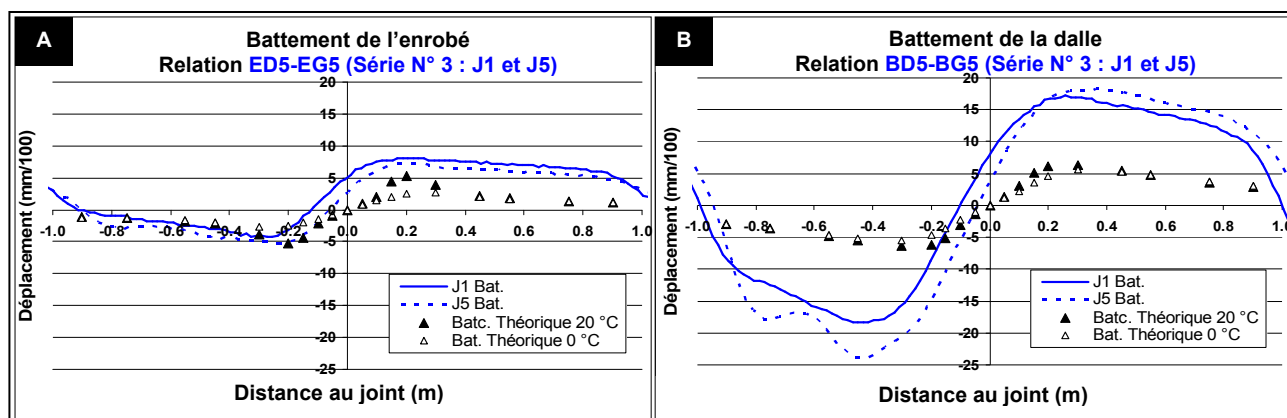


Figure 3.42 – Battements de l'enrobé et de la dalle calculées avec le modèle et calculées à partir des mesurées obtenues avec l'ensemble des capteurs à 5 cm des joints N° 1 et N° 5

## II.5. Evolution au passage de la charge

En raison du grand nombre de signaux disponibles, issus des nombreuses acquisitions réalisées tout au long des expériences avec une instrumentation considérable par joint, il a été décidé d'étudier l'évolution des déformations et des déplacements à partir des valeurs des amplitudes des signaux répertoriés (cf. §II.3.3.2 de ce chapitre). Le principal avantage est que ce genre de prétraitement peut être facilement automatisé à la différence du prétraitement détaillé du signal (cf. §II.3.3.1).

Les caractéristiques propres de cette expérience de fissuration imposent certaines difficultés d'exploitation qui représentent des obstacles pour l'étude de l'évolution des dégradations. S'agissant d'une expérience en extérieur, les conditions atmosphériques ont une influence sur le comportement des matériaux dont l'évaluation n'est pas simple.

La problématique des corrections par température des valeurs de déformation a été soulevée à travers des calculs théoriques (cf. §I.4.3.1 du Chapitre 2, cf. §I.8 et §I.9 de ce chapitre) et des essais à l'état zéro (cf. §I.4.3.1 du Chapitre 2). En effet on a constaté que les variations de température ont une influence différente sur les valeurs de déformation en fonction :

- De l'écart entre la température d'acquisition de la mesure et la température de référence. Les corrections des effets de température des déformations sont, d'après les résultats théoriques, multi-linéaires.
- Des conditions de collage de l'interface entre le matériau d'assise et l'enrobé. Il a été montré d'une part que le collage de l'interface détermine le signe des déformations (traction/compression) à la base de l'enrobé (cf. §I.9) et d'autre part que l'influence de la température est différente pour chaque condition de collage. De plus, à cela s'ajoute le fait que les conditions de collage sont variables tout au long de l'expérience. Cela veut dire qu'il

est nécessaire de faire une étude détaillée de chaque capteur pour chaque acquisition afin de connaître la qualité du collage et d'adopter la correction en température adéquate.

- De la distance au joint. Dans les figures représentant les différents états de déformations théoriques au passage de la roue, il a été observé l'influence de la proximité du joint sur les déformations (cf. Fig. 3.14 et 3.15). Cette influence ajoutée à l'influence de la température conduit à des corrections théoriques par température différentes de celles définies loin du joint.

Ces éléments conduisent à conclure que des corrections des effets de température des déformations ne peuvent être réalisées qu'après une étude préalable permettant de décrire en détail l'état de déformations internes de la couche d'enrobé par le moyen d'une analyse analogue à celle réalisée dans le paragraphe II.4 de ce chapitre. Dans le cadre de ce travail une étude détaillée des déformations sur l'ensemble des acquisitions (94 dans le cas de la série N° 2 et 84 dans le cas de la série N° 3) est difficilement envisageable.

L'étude de l'évolution des dégradations dépend aussi de la possibilité de connaître l'historique des sollicitations de la chaussée. Chaque série d'essais a été indépendante et a été testée sous des conditions différentes. Des effets cumulatifs des sollicitations sous différentes conditions de température et d'humidité jouent un rôle sur l'état de dégradation final de la chaussée ainsi que les cadences de sollicitation (arrêts prolongés, sollicitation de la chaussée pendant la nuit, entres autres). D'où l'importance de réaliser deux expériences en parallèle. Le bilan de mesures exploitables établi dans le tableau 3.13 (cf. §II.2.3 de ce chapitre) montre que seuls les résultats des joints N° 1, N° 5 et N° 6 peuvent être exploités jusqu'à la fissuration de la couche de rechargement. Sur ces joints, les joints N° 1 et N° 5 peuvent être comparés sans avoir recours ni aux corrections par température ni à une étude particulière de l'historique de sollicitation puisqu'ils ont été réalisés en parallèle. Ces deux joints sont montrés ici afin de présenter l'évolution des déformations proches du joint répertoriées pendant la série d'essais N° 3.

Le joint N° 1 est constitué d'un enrobé bitumineux et d'une couche de sable bitume (complexe anti-remontée de fissures) et le joint N° 5 est constitué d'un enrobé bitumineux (structure dite témoin). Le joint N° 1 n'a pas fissuré. Dans le cas du joint N° 5 la fissure a atteint l'ensemble de l'épaisseur de la couche bitumineuse au niveau des faces latérales où se trouvent les capteurs à 570.000 passages (fissuration initiale à 395.000 passages). On considère que l'ensemble de la couche (sur toute sa largeur et son épaisseur) est fissuré lorsque les deux réseaux de traits à la peinture d'argent des faces latérales sont complètement coupés.

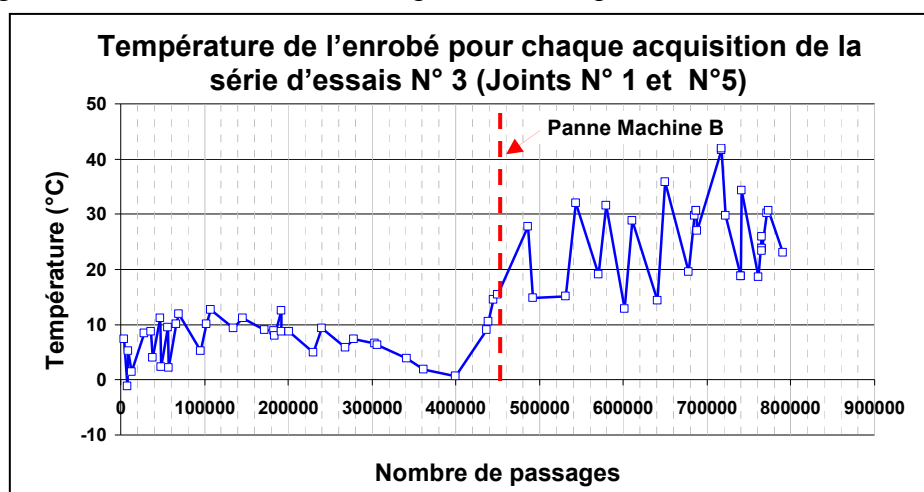


Figure 3.43 – Relevé de la température pour chaque acquisition effectuée pendant la série d'essais N° 3 – joints N° 1 et N° 5



La figure 3.43 montre les températures de l'enrobé relevées lors de chaque acquisition. Une panne de la machine B survenue à 450.000 passages a interrompu l'essai pendant une durée de un mois. Pour cette raison un changement important des températures a eu lieu. Selon le bilan de températures établi dans le paragraphe [II.2.4.2 du Chapitre 2](#), la température moyenne de l'enrobé sur l'ensemble de passages a été de 7°C avant la panne, et de 21°C après la panne. La température moyenne de l'enrobé sur l'ensemble d'acquisitions est de 7.6°C avant la panne, et de 26°C après la panne. Les températures des acquisitions avant la panne sont légèrement plus représentatives des températures qui ont eu lieu pendant l'essai que celles des acquisitions après la panne.

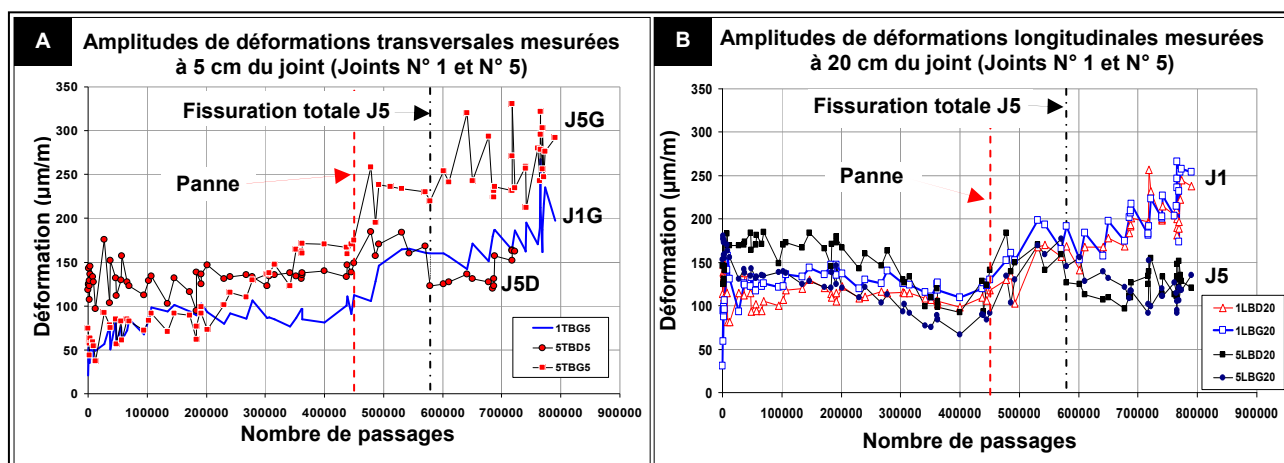


Figure 3.44 – Evolution des amplitudes déformations transversales à 5 cm du joint (A) et des déformations longitudinales à 20 cm du joint (B) – comparatif entre les joints N° 1 et N° 5

Les figures 3.44.A et 3.44.B montrent les amplitudes de déformations transversales à 5 cm du joint et longitudinales à 20 cm du joint respectivement. Ces deux positions ont été choisies parce que les conditions de collage semblent être bien définies dès le début de l'expérience. Il a été montré par les différentes méthodes d'auscultation et de mesure (auscultations Colibri, cf. [§II.4.4 Chapitre 2](#), déformations après le lancement des essais, cf. [§II.4.1.1.d](#) de ce chapitre, et échantillonnage à la fin de l'essai, cf. [§II.4.4 Chapitre 2](#)) que l'interface était décollée, ce qui rend comparables les valeurs des magnitudes des déformations. Sur ces figures sont indiquées la panne et la fissuration de la couche d'enrobé.

La figure 3.44.A montre l'évolution des amplitudes des déformations transversales mesurées par les capteurs à 5 cm de part et d'autre de chacun des joints des deux structures testées. Les courbes correspondent aux trois capteurs en service : 1TBG5 (capteur en aval du joint N° 1), 5TBD5 (capteur en amont du joint N° 5) et 5TBG5 (capteur en aval du joint N° 5).

L'évolution des déformations transversales à 5 cm de part et d'autre du joint relevées pendant la série d'essais N° 3 peut être divisée en quatre phases :

- La première phase est définie entre le lancement de l'expérience et 200.000 passages. Il s'agit de la phase initiale où les capteurs semblent être plus ou moins stables et dont la corrélation entre les variations des déformations et des températures a été bonne.
- La deuxième phase est définie entre 200.000 passages et 450.000 (panne machine B). Dans cette phase on constate une augmentation des valeurs de l'amplitude de déformation du capteur 5TBG5 malgré le fait que les températures diminuent légèrement. A 395.000 passages les trois premiers traits à la peinture d'argent de la face latéral (côté sud) ont été coupés, indiquant la présence d'une fissure remontante d'au moins 3.6 cm depuis la base de la couche d'enrobé. L'augmentation de l'amplitude de déformation répertoriée par le capteur 5TBG5 à 200.000 passages est possiblement liée à l'initiation de cette fissure sous la charge.

- La troisième phase est définie entre 450.000 et 570.000. Dans cette phase on observe des augmentations de l'amplitude des déformations répertoriées par l'ensemble des capteurs qui sont liées à une augmentation de la température.
- La quatrième phase est définie entre 570.000 et la fin de l'expérience. A partir de 570.000 passages l'enrobé peut être considérée totalement fissurée. Pendant cette phase le capteur en amont du joint N° 5 (5TBG5) continue à répertorier des amplitudes de déformations supérieures à celles du capteur en amont du joint N° 1 (1TBG5). Le capteur en aval, quant à lui, montre une diminution des valeurs des amplitudes des déformations. Les valeurs de ces amplitudes deviennent légèrement inférieures à celles mesurées avec le capteur du joint N° 1 qui n'a pas fissuré.

La figure 3.44.B montre l'évolution des amplitudes des déformations longitudinales mesurées par les capteurs à 20 cm de part et d'autre de chacun des joints des deux structures testées. Les courbes correspondent aux quatre capteurs en service : 1TBD20 (capteur en amont du joint N° 1), 1TBG20 (capteur en aval du joint N° 1), 5TBD20 (capteur en amont du joint N° 5) et 5TBG20 (capteur en aval du joint N° 5). L'évolution des déformations longitudinales à 20 cm de part et d'autre du joint relevées pendant la série d'essais N° 3 peut être divisée dans les mêmes quatre phases dans lesquelles a été divisé l'évolution des déformations transversales :

- La première phase est définie entre le lancement de l'expérience et 200.000 passages. Dans cette phase initiale, tout comme dans le cas des capteurs mesurant les déformations transversales, les capteurs des déformations longitudinales relèvent des amplitudes de déformation stables pendant cette phase.
- La deuxième phase est définie entre 200.000 passages et 450.000 (panne machine B). Dans cette phase on constate une diminution des valeurs de l'amplitude de déformation des deux capteurs du joint N° 5. Les amplitudes de déformation du joint N° 1 diminuent elles aussi mais de façon moins importante. Puisque les températures sont en diminution lors de cette phase, il n'est pas possible d'établir un lien direct avec la fissuration survenue à 395.000 passages.
- La troisième phase est définie entre 450.000 et 570.000. Tous les capteurs ont mesuré pendant cette phase des augmentations des amplitudes des déformations longitudinales. Cette augmentation est liée surtout à l'augmentation des conditions de température après la panne de la machine B.
- La quatrième phase est définie entre 570.000 (fissuration de l'enrobé joint N°5) et la fin de l'expérience. Les capteurs du joint N° 5 montrent une diminution des amplitudes des déformations longitudinales à partir du moment où la couche d'enrobé fissure complètement. Une hypothèse permettant d'expliquer cette diminution peut être établie à partir de l'influence des fissures sur la distribution des sollicitations internes. Les deux fissures se trouvent à environ 7 cm de part et d'autre du joint des dalles sous-jacentes. Lorsque la charge se place à l'aplomb des capteurs à 20 cm du joint, une partie de la charge est placée du côté amont de la fissure et une autre du côté aval. L'influence de la charge est réduite par la présence de la fissure.

Dans les deux cas une évaluation plus complète des conséquences de la fissuration sur les sollicitations internes nécessite des simulations plus poussées reproduisant la double fissuration observée dans la chaussée.

Parmi les résultats issus des mesures des déplacements verticaux, les battements ont permis de mettre en évidence, plus nettement que les mesures brutes, l'évolution des dégradations dans la chaussée. De plus, les mesures de battement semblent mieux adaptées que les mesures de déformations pour repérer l'apparition de fissures dans la chaussée parce qu'ils sont moins

influencés par les variations de température et les conditions de collage de l'interface (cf. §I.9.1.2 et §I.9.2 de ce chapitre). La figure 3.45 permet de comparer les résultats des amplitudes des battements du joint N° 1 et du joint N° 5. On constate que les amplitudes des battements du joint N°5 augmentent à partir de 200.000 passages. A 400.000 passages lorsque la fissure est repérée sur la face sud latéral de l'enrobé, l'amplitude de battement du joint N° 5 est quatre fois supérieure à celle du joint N° 1 qui n'a pas fissuré. Enfin la valeur maximale de l'amplitude est atteinte sur le joint N° 5 à 600.000 passages, c'est-à-dire 30.000 passages après la fissuration complète de l'enrobé (fissuration totale de l'enrobé établie à 570.000 passages). Après 600.000 passages l'amplitude du battement du joint N° 5 reste très importante. Le joint N° 1, quant à lui, ne présente pas des variations avant 500.000 passages. A partir de 600.000 passages on constate une légère augmentation de l'amplitude des battements qui pourrait être associée à l'initiation de dégradations.

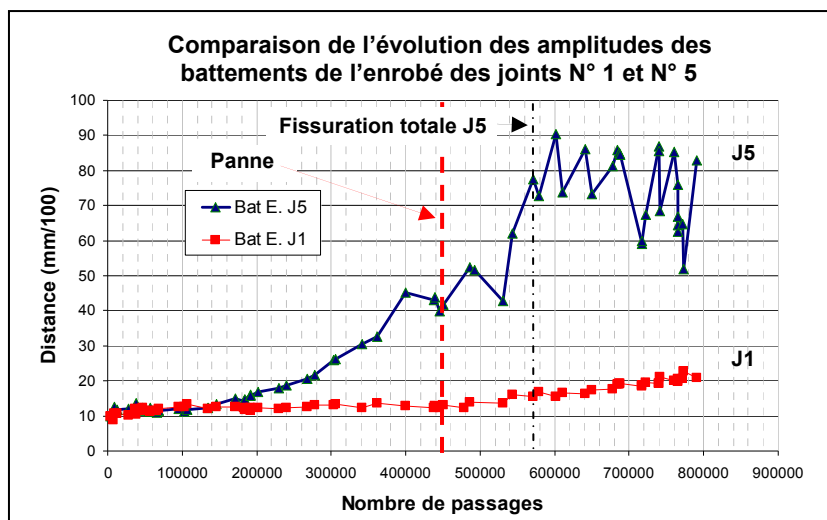


Figure 3.45 – Evolution de l'amplitude du battement de l'enrobé (joints N° 1 et N° 5)

La figure 3.46 permet de confirmer l'utilité de mesurer les amplitudes de battements pour établir l'évolution de la fissuration. Dans la figure 3.46.B l'amplitude des battements des dalles et de l'enrobé atteint les mêmes ordres de grandeurs quand l'enrobé se fissure complètement. Par contre lorsque la chaussée ne fissure pas (cf. Fig. 3.46.A joint N° 1) la différence des amplitudes de battement reste constante.

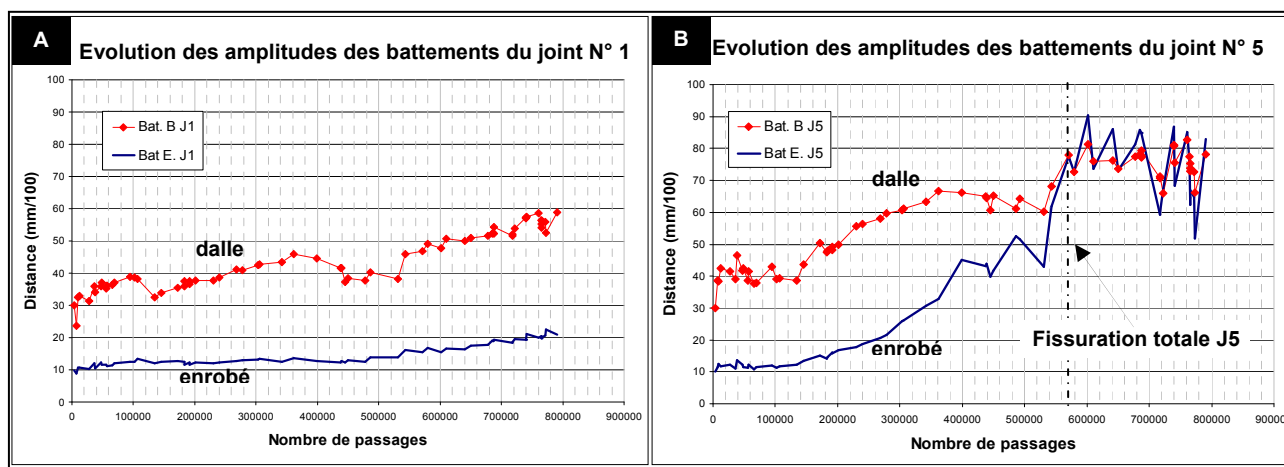


Figure 3.46 – Evolution de l'amplitude des battements de l'enrobé et des dalles (joints N°1 et N°5)

## II.6. Initiation de la fissure

A travers les modélisations réalisées, on a calculé également les valeurs des efforts longitudinaux afin d'étudier l'incidence des efforts maximaux et leur lien avec la fissuration observée dans les essais FABAC. Le sens de propagation prédominant des fissures lors des essais de fissuration a été du bas vers le haut (cf. Recoupement du comportement à la fissuration des essais [§II.5.2.2 Chapitre 2](#)). Cependant parmi les quatre joints équipés de traits à la peinture en argent (système ayant mieux fonctionné) deux ont présenté sur une des faces latérales une propagation du haut vers le bas après l'apparition d'une fissure en bas de couche. Afin d'apporter des éléments complémentaires utiles dans l'interprétation de ces phénomènes, on montre par la suite les résultats des calculs des efforts longitudinaux obtenus en bas et en haut de la couche d'enrobé au passage de la charge.

### II.6.1. Initiation par le bas

Quatre calculs de contraintes longitudinales en bas de couche ont été faits avec différentes positions de charge par rapport au joint : à 30 cm, à 20 cm et à 10 cm du joint, et sur le joint. La figure 3.47 montre les résultats de ces calculs. On a calculé les contraintes longitudinales en bas de la couche d'enrobé sous l'axe de la roue. Les calculs ont été faits pour une température de 10°C et des décollements de l'interface sur 45 cm de part et d'autre du joint. Cette condition de collage de l'interface a été retenue parce qu'elle est celle dont les valeurs de déformations ont été le mieux ajustées par rapport aux valeurs mesurées pendant l'expérience FABAC, en particulier aux valeurs mesurées près du joint (cf. [§II.4.1.1.c](#) et [§II.4.1.1.d](#) concernant des comparaisons des déformations à 20 cm et 5 cm du joint respectivement).

La figure permet d'observer que les contraintes de traction les plus importantes ont lieu lorsque la charge se trouve à 20 cm du joint. On constate que ces valeurs maximales de traction se situent d'une part à la base de l'enrobé et d'autre part à 5 cm de part et d'autre du joint. Cette position coïncide avec la localisation des fissures dans les différentes structures testées. En effet, les joints N° 3, N° 5, N° 6 et N° 7 ont tous présenté une double fissuration de part et d'autre du joint à approximativement 5 cm de celui-ci.

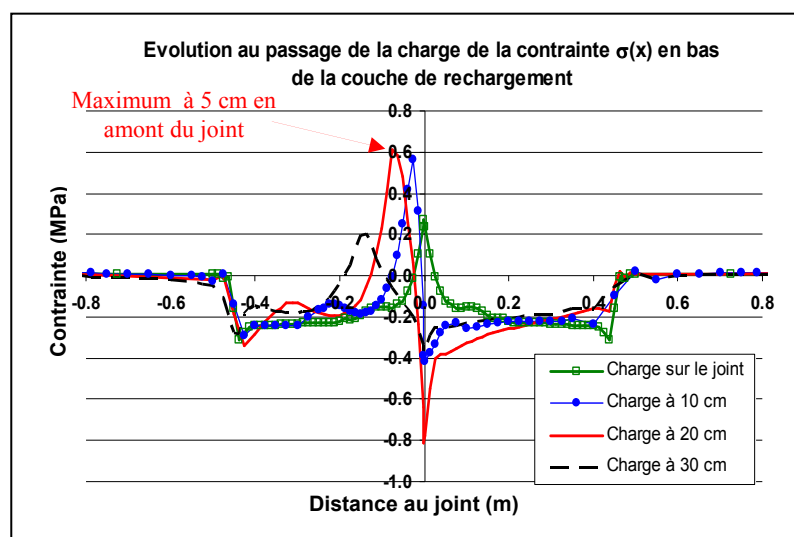


Figure 3.47 – Contraintes longitudinales en bas de la couche de rechargement calculées à 10°C et des décollements de 45 cm de part et d'autre du joint

Le mécanisme de fissuration qui ressort de notre modélisation numérique consiste en l'initiation de la fissure depuis la base de l'enrobé par rupture en fatigue sous l'effet des tractions en flexion maximales à environ 5 cm du joint entre dalles.

Cette hypothèse de fissuration déclenchée par le phénomène de fatigue en traction-flexion de l'enrobé a été débattue, en considérant maintenant le critère de valeur admissible établi par la démarche du dimensionnement rationnel des chaussées [ALIZE]. Ce critère de résistance en fatigue s'exprime dans le cas présent par la relation :

$$\varepsilon_{t,adm} = k_r \times k_\theta \times k_c \times \varepsilon_6 \left( \frac{NE}{10^6} \right)^b \quad (3.8)$$

Avec

$k_r$  : coefficient de risque. On prendra ici risque = 50% d'où  $k_r = 1$

$k_\theta$  : coefficient de correction de la température. Dans notre cas :

- à 7°C (Joint N° 5),

$$k_\theta = \sqrt{\frac{E_{10^\circ\text{C};10\text{Hz}}}{E_{7^\circ\text{C};10\text{Hz}}}} = \sqrt{\frac{14441}{16423}} = 0.94$$

- à 18 °C (Joint N° 6),

$$k_\theta = \sqrt{\frac{E_{10^\circ\text{C};10\text{Hz}}}{E_{18^\circ\text{C};10\text{Hz}}}} = \sqrt{\frac{14441}{9029}} = 1.26$$

$k_c$  : coefficient de calage pris égal à 1 dans cette application.

$\varepsilon_6$  : résistance en traction-flexion à 10°C, 25Hz, soit  $\varepsilon_6 = 90 \mu\text{def}$  (valeur de la norme pour un BB standard)

$b$  : pente de la droite de fatigue. Soit  $b=-0.2$  (valeur de la norme pour un BB standard)

Le tableau 3.21 présente pour les joint N° 5 et N° 6 les comparaisons entre les durées de vie de l'enrobé bitumineux observée et calculée selon le modèle de fatigue ci-dessus.

**Tableau 3.21 – Comparaison des durées de vie de l'enrobé bitumineux observée et calculée sous les conditions d'essais des joints N° 5 et N° 6**

Joint	Plage de calcul	Température équivalente $\theta_{eq}$	Nb. De passages conduisant à la fissuration totale	Calcul	
				$\varepsilon$ longitudinal	Nombre de passages à la rupture
N° 5	0 – 590.000	7°C	590.000	78	2.50 10 <sup>6</sup>
N° 6	0 – 174.000	18°C	174.000	145	500.000

Les calculs ont été réalisés en affectant au BB les paramètres de fatigue  $\varepsilon_6$  et  $b$  du matériau standard conformes à la norme, en l'absence de résultats d'essai de fatigue sur ce matériau. Notre démarche est donc à considérer sous un angle purement qualitatif. On observe que pour le joint N° 5 à température froide, le modèle d'endommagement par fatigue du dimensionnement classique surestime nettement (dans un rapport de 1 à 5) la dure de service observée.

Ce premier résultat est en accord avec le fait que le modèle de dimensionnement rationnel, calé sur des températures équivalentes proches de 15°C, est optimiste quand il s'agit de prédire

l'endommagement des matériaux bitumineux par températures froides. La correction de température de la forme  $\sqrt{E_{10^\circ}/E_\theta}$  est probablement à l'origine de ce défaut du modèle.

En revanche, on observe que pour le joint N° 6, la démarche de dimensionnement rationnel conduit à une estimation suffisamment réaliste de la durée de dégradation réellement observée, compte tenu du caractère hypothétique d'un certain nombre de paramètres nécessaires au calcul.

## II.6.2. Initiation par le haut

La fissuration des joints N° 5 et N° 6, a présenté, après initiation d'une fissure en bas de couche, une deuxième fissure propagée du haut vers le bas. Une approche sans prise en compte de l'évolution initiale est adoptée ici afin d'apporter une interprétation sur le mécanisme pouvant donner lieu à cette propagation des fissures par le haut. On exploite, à partir des modélisations effectuées, les résultats des valeurs de contrainte longitudinale en haut de la couche d'enrobé. La figure 3.48 montre le résultat de cette exploitation. Les calculs correspondant à quatre positions de la charge ont été représentés. Les positions de la charge sont : à 30 cm, à 20 cm et à 10 cm du joint, et sur le joint. La température prise en compte pour ces calculs a été de 10°C, et les conditions de l'interface ont été définies décollées sur 45 cm de part et d'autre du joint.

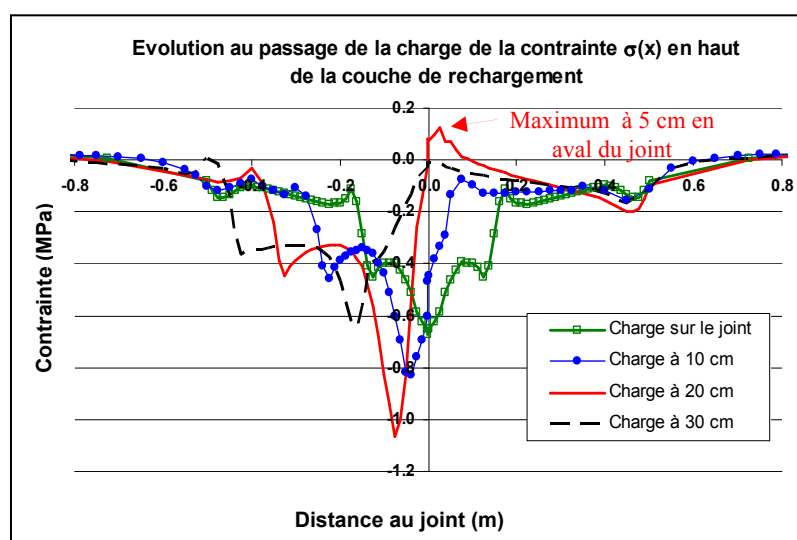


Figure 3.48 – Contraintes longitudinales en haut de la couche de rechargement calculées à 10°C et des décollements de 45 cm de part et d'autre du joint

Sur l'ensemble de passages représentés, des valeurs de traction sont constatées dans un seul cas. En effet, lorsque la charge est placée à 20 cm en amont du joint on observe l'existence d'une contrainte de traction en surface à 5 cm en aval du joint. Ce phénomène coïncide avec la présence à 5 cm de fissures de part et d'autre du joint. La valeur de contrainte en traction en haut de la couche d'enrobé est cependant 6 fois inférieure à la valeur maximal répertoriée dans le paragraphe précédent en bas de couche (cf. §II.6.1 de ce chapitre). Cette différence peut diminuer de façon importante dans le cas d'un régime de sollicitation entretenue dans lequel on observerait une augmentation des contraintes de traction due au caractère viscoélastique des matériaux bitumineux [Tamagny et al., 2004]. Ce comportement viscoélastique ajouté au fait de trouver des valeurs maximales de traction normale à 5 cm du côté aval sont susceptibles d'être à l'origine des propagations de fissures par le haut constatées pendant les essais FABAC.

## II.7. Conclusions et validation de l'utilisation du modèle 3D EF CESAR dans le cadre de la fissuration réflective

L'ensemble des conclusions présentées ici par la suite prouve que l'exercice d'analyse des

résultats des calculs et de comparaison entre les résultats des essais et des calculs permet en effet de mener une double action. D'une part il prouve que le modèle peut être validé dans le cadre de la sollicitation d'une chaussée fissurée en couche d'assise. D'autre part, une fois le modèle validé, on conclut qu'il permet de faire une interprétation particulière du comportement des différentes structures testées à travers les essais FABAC. Le modèle permet soit de confirmer des conditions de collage et de température sous lesquelles a été faite la sollicitation, soit de caractériser ces conditions lorsque l'information était incomplète, soit d'interpréter le comportement de la chaussée testée pour des conditions de sollicitation déterminées.

### II.7.1. Validation du modèle EF 3D CESAR

Les résultats des comparaisons réalisées à travers les figures 3.12 à 3.19 prouvent que les différentes mesures de déformation et de déplacement vertical, de la phase initiale de sollicitation de la chaussée, peuvent être toujours associées à des calculs réalisés à travers la modélisation EF 3D CESAR. Cela veut dire qu'à partir de ce modèle il est possible d'établir correctement l'état de contraintes et de déformations d'une chaussée fissurée en couche d'assise sollicitée par une charge de poids lourd. Etant donné qu'il a été prouvé à travers l'expérience qu'un tel chargement conduit à une dégradation par remontée de fissures de la couche d'assise, on conclut que cette sollicitation interne des matériaux, qui est reproduite grâce au modèle, constitue bien une sollicitation qui mène à la fissuration réflective de la chaussée. Le modèle utilisé peut donc être validé dans le cadre des modélisations des sollicitations initiales d'une chaussée fissurée en couche d'assise dont le mode de dégradation prédominant est la fissuration réflective.

Cette capacité à reproduire l'état de sollicitation réel des matériaux qui mène à la dégradation par remontée de fissures est d'autant plus appropriée que les calculs associés aux mesures tiennent en compte des caractéristiques précises de température et de conditions de collage de l'interface entre l'enrobé et la couche d'assise. En effet les résultats des comparaisons réalisées ont démontré que les conditions de collage de l'interface répertoriées en fin d'essai étaient cohérentes avec celles des calculs associés dans chaque cas. La température obtenue à l'aide de thermocouples installés dans la chaussée a été, elle aussi, comparable à celle des calculs dont les valeurs de déformation correspondaient aux valeurs mesurées.

### II.7.2. Conclusions des comparaisons réalisées entre les mesures et le calcul

Une fois le modèle validé, les comparaisons entre les résultats des calculs et les résultats des mesures permettent d'établir deux types de conclusions. Il est possible d'établir d'une part des conclusions sur le comportement de la chaussée soumise à une sollicitation de poids lourd et d'autre part de vérifier et compléter les informations sur certaines des conditions sous lesquelles se fait la sollicitation de la chaussée. Cette deuxième caractéristique est discutée ici en premier temps afin d'apporter plus d'éléments utiles pour l'évaluation du comportement des structures testées.

On comprend, par conditions de sollicitations, tous les paramètres susceptibles d'influencer la réponse en contrainte et en déformation de la structure. Il s'agit principalement, dans le cadre de cette étude, des conditions de collage de l'interface entre l'enrobé et la couche d'assise, les conditions de température des couches traitées aux liants bitumineux, de la géométrie de la chaussée (largeur et épaisseur des couches des structures), de la magnitude de la charge, de la position de la charge et de la distance au joint.

Sur ces conditions de sollicitation plusieurs paramètres sont propres au problème analysé. Ces paramètres fixes sont la géométrie de la chaussée, la magnitude de la charge, la longueur de chaussée testée par la charge et la position des capteurs par rapport aux joints. Par contre les conditions de collage de l'interface et les conditions de température de la couche sont variables et peuvent dans certains cas ne pas être faciles à définir. C'est notamment le cas des conditions de

collage qui, avant la validation du modèle, ne pouvaient être vérifiées qu'en fin d'essai à travers un échantillonnage de la chaussée. Avec le modèle on peut donc vérifier les conditions de collage des interfaces à l'aplomb des capteurs de déformation pour différentes positions de la charge.

### II.7.2.1. Bilan de l'état de collage des structures testées

La capacité du modèle à permettre de vérifier et compléter les conditions de décollement combinée avec les résultats des carottages et les valeurs de déformations mesurées permet d'établir un bilan des conditions initiales de décollement des différentes structures. Ce bilan permet d'avoir une meilleure compréhension de la fissuration survenue par confrontation avec les mesures obtenues avec les capteurs de fissuration. L'interprétation du comportement précis des structures testées dans le cadre de cette thèse doit être enfin établi à partir du résultat de ces confrontations. A partir des résultats des comparaisons des déformations il a été possible de définir de façon assez précise les conditions de collage de l'interface de chacune des structures testées. Dans la réalisation de cet exercice on constate que certaines structures sont comparées à des résultats issus de calculs réalisés sous différentes hypothèses globales de décollement.

**Tableau 3.22 – Bilan des conditions de collage de l'interface à l'aplomb des capteurs de déformation établies après le lancement de l'essai (par comparaison avec des déformations théoriques) et à la fin de l'essai (par échantillonnage)**

		Caractéristiques du collage de l'interface <sup>(4)</sup> de la zone proche au capteur							
		Série d'essais N° 2				Série d'essais N° 3			
		Joint N° 2 (sable bitume)		Joint N° 6 (complexe MD)		Joint N° 1 (sable bitume)		Joint N° 5 (témoin)	
		Par comparaison avec les déformations théoriques <sup>(2)</sup>	Par échantillonnage en fin d'essai	Par comparaison avec les déformations théoriques <sup>(2)</sup>	Par échantillonnage en fin d'essai	Par comparaison avec les déformations théoriques <sup>(3)</sup>	Par échantillonnage en fin d'essai	Par comparaison avec les déformations théoriques <sup>(3)</sup>	Par échantillonnage en fin d'essai
Distance au joint [cm]	Capteur								
-75	Transversal	D		D	D	I	C	C	C
-55	Longitudinal	I	--	I	I	C	I	C	C
-20	Longitudinal	D		D	D	D	D	D	D
-5	Transversal	D	D	D	D	D	D	D	D
5	Transversal	D	D	D	D	D	D	D	D
20	Longitudinal	D		D		D	D	D	D
55	Longitudinal	I	--	I	-- <sup>(1)</sup>	I	I	I	I
75	Transversal	I		D		I	C	I	I

(1) Les résultats des auscultations avec Colibri en fin d'essai suggèrent l'existence de décollements dans cette zone

(2) Comparaison entre les résultats de l'expérience après 47.000 passages et les résultats théoriques avec CESAR

(3) Comparaison entre les résultats de l'expérience après 2.500 passages et les résultats théoriques avec CESAR

(4) D : Décollée ; C : Collée ; I : Intermédiaires

Le système Colibri a mis en évidence une dégradation des structures N°3, N° 6 et N°7 qui peut être associée à une dégradation des conditions de collage de l'interface. Dans le cas de la structure N° 6 cette association est correcte d'après les résultats de l'évaluation du collage de l'interface réalisée en fin d'essai (cf. échantillonnage de la chaussée tableau 3.22 et [§II.3.4 du Chapitre 2](#)). Le



tableau 3.22 montre que cette condition dégradée de la structure N° 6 est confirmée aussi par les mesures de déformation à la base de la couche d'enrobé réalisées après le lancement de l'essai (à 47.000 passages). A partir de ces trois éléments on peut donc conclure que l'interface de la structure N° 6 n'était pas décollée avant le lancement de l'essai, et que la dégradation du collage a eu lieu avant les premiers 47.000 passages de la charge FABAC.

Dans le cas des structures sur les joint N° 1 et N° 5, les auscultations Colibri ont été réalisées uniquement avant le lancement de l'essai. Les résultats de ces auscultations montrent des dégradations qui sont associées aux conditions de collage de l'interface de part et d'autre du joint (sur une longueur de 20 cm en amont du joint et 30 cm en aval du joint – cf. Fig. 2.51). Ces résultats sont confirmés par les valeurs des déformations de l'enrobé en bas de couche obtenues à 2500 passages et par le carottage en fin d'essai (cf. Tableau 3.22). On conclut que les joints N° 1 et N°5 présentaient des décollements près du joint avant le lancement de l'essai et que ces conditions de collage se sont maintenues jusqu'à la fin de l'essai, sauf du côté aval où des légères dégradations ont été répertoriées (cf. Tableau 3.22 – condition de collage intermédiaires à 2500 passages et à la fin de l'essai).

Le tableau 3.22 montre que les structures sur les joints N° 2 et N° 7 ont des conditions de collage dégradées sur une plus longue distance de part et d'autre du joint que les structures sur les joints N° 1 et N° 5.

### II.7.2.2. Interprétation du comportement des structures testées

Puisque le modèle peut être validé dans le cadre de la fissuration réflective survenue dans cet essai à partir des comparaisons antérieures, l'interprétation théorique du comportement général des chaussées réalisée dans la première partie de ce chapitre à partir des calculs est donc valable (cf. [§I.9](#) Chapitre 3). De la même façon la réalité de l'influence de la température et des conditions de collage décrite auparavant est confirmée ainsi que la façon à travers laquelle ces deux paramètres imposent leur influence. L'influence de la température peut être confirmée et quantifiée, de la même manière que les caractéristiques de collage de l'interface enrobé/couche d'assise à travers ces différentes comparaisons.

A partir des comparaisons entre les différents résultats de déformation on confirme que les caractéristiques de collage sont déterminantes dans la distribution des efforts. Cela veut dire que lorsqu'on veut définir le principe du mécanisme de fissuration réflective il est indispensable de définir la condition de collage de l'interface aux abords de la fissure sous-jacente ; en particulier lorsque la couche de surface est de faible épaisseur (< 8 cm).

Les caractéristiques du développement des fissures réflectives sont étroitement liés aux caractéristiques de collage de l'interface (fissure réflective double ou simple cf. [Chapitre 1 §II.3.2.2](#)) on conclut que les mesures des déformations sont bien adaptées pour décrire de façon fine et complète l'état de sollicitation interne d'une chaussée soumise à des conditions de sollicitation entraînant une dégradation par fissuration réflective. On conclut aussi que les déformations constituent, comparativement par rapport aux déflexions, le paramètre permettant de connaître plus finement l'état de sollicitation interne de la chaussée.

L'étude des déformations présente cependant quelques désavantages. Le premier est que leur précision est fortement dépendante des moyens de mesure de la température. Le deuxième est que l'incrément de la déformation du à l'effet de la température ne peut pas être évalué lorsqu'on ajoute l'influence des conditions de collage (souvent inconnues et variables dans le temps). Enfin lorsqu'il s'agit de faire le suivi des sollicitations internes de la chaussée fissurée, on ne dispose pas de valeurs théoriques de déformation permettant de la caractériser.

Dans le cas des déflexions, on confirme que les résultats ne permettent pas de caractériser les conditions de collage sous lesquelles les calculs ont été réalisés. Une influence du décollement est observée uniquement lorsque la charge se trouve proche du joint. Une interprétation détaillée de l'ensemble de la chaussée liée aux conditions de sollicitation et les différentes hypothèses de calcul n'est donc pas possible. Les déflexions peuvent contribuer à la définition ou à la vérification des conditions de collage et de l'état de sollicitation de la chaussée de façon détaillée uniquement dans les cas où la charge se trouve proche au joint. Autrement une étude détaillée de l'ensemble des déflexions de la chaussée peut permettre de vérifier localement le comportement structurel sous sollicitation en comparant la valeur de la déflexion mesurée à travers l'expérience avec celle calculée à l'aide de ce modèle.



## **CHAPITRE 4**

# **DETERMINATION DES PROTOCOLES DE CHARGEMENT DE L'ESSAI MEFISTO**



# CHAPITRE 4 - DETERMINATION DES PROTOCOLES DE CHARGEMENT DE L'ESSAI MEFISTO

---

## I. DEMARCHE GENERALE

Appliquées à l'étude de la fissuration réfléctive, les potentialités des essais en vraie grandeur sous trafic accéléré ressortent des chapitres 2 et 3 qui précèdent. Mais les éléments de bibliographie présentés dans ce mémoire indiquent que ces potentialités n'ont encore guère été mises à profit en vue d'une utilisation opérationnelle de leur apport de connaissances, si l'on considère les expériences réalisées ces 30 dernières années en France comme à l'étranger.

C'est donc dans la réalisation d'essais en laboratoire à l'aide de machines de fissuration qu'est recherchée, en pratique aujourd'hui, l'évaluation opérationnelle des complexes anti-fissures. On a présenté au chapitre 1 différents équipements de laboratoire dédiés à ce type d'essais, l'une des difficultés étant d'assurer leur représentativité par rapport au comportement réel des chaussées.

Dans ce chapitre 4 nous allons nous intéresser à la machine de fissuration MEFISTO développée par le Laboratoire Régional de l'Équipement d'Autun. En particulier, nous allons nous attacher à la valorisation des résultats obtenus aux chapitres 2 et 3 qui précèdent, en proposant une démarche pour la détermination de protocoles de chargement de l'essai MEFISTO représentatifs autant que possible du comportement des chaussées.

### I.1. Description de l'équipement

La machine MEFISTO a été conçue afin de permettre l'évaluation en laboratoire de techniques anti-remontée de fissures utilisées dans les chaussées réelles. Cet équipement récent a été précédé au LR d'Autun par un banc d'essai de retrait-flexion, présenté dans le premier chapitre (cf. [§II.7.2.3.a](#)). Le banc permet de simuler la géométrie, caractéristique de couches d'assises discontinues. Il permet également de travailler à des températures basses de l'ordre de  $-5^{\circ}\text{C}$  à  $-10^{\circ}\text{C}$ .

La figure 4.1 montre une image de la machine MEFISTO et un schéma de son fonctionnement, suivant la nouvelle configuration prévue. Le corps d'épreuve est constitué de 2 plaques d'acier discontinues sur lesquelles on vient coller un barreau d'enrobé bitumineux, avec interposition éventuelle d'un complexe anti-remontée de fissure sur l'interface acier/béton bitumineux. Les dimensions de l'éprouvette sont typiquement de l'ordre de 50 mm (largeur) x 100mm (largeur) x 560 mm (longueur). L'ensemble est sollicité en flexion par deux vérins verticaux et en traction par un troisième vérin horizontal. Ces vérins de type hydraulique permettent de piloter l'essai en force, alors que la version première du banc prévoyait un pilotage à déplacements imposés.

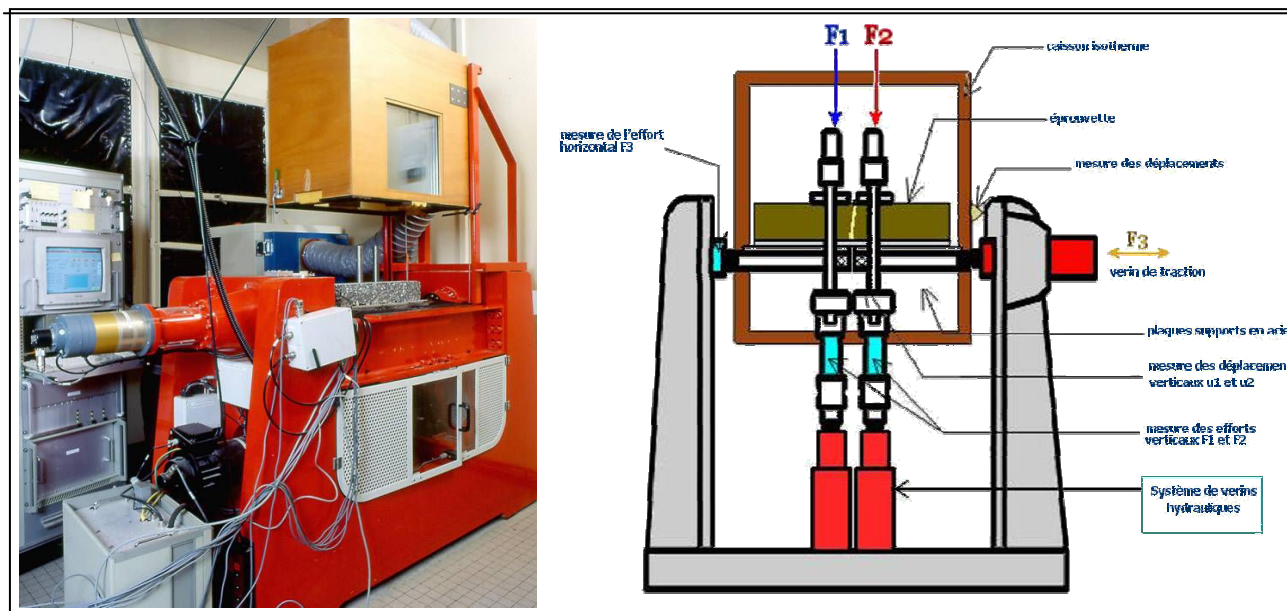


Figure 4.1 – Banc d'essai MEFISTO et schéma du banc modifié du LR d'Autun

Les éprouvettes sont instrumentées avec des jauges de déformations et des capteurs de fissuration collés sur les surfaces latérales.

Le développement de la nouvelle version du banc d'essai MEFISTO a été lancé avec l'objectif de créer des sollicitations dans l'éprouvette au plus près des sollicitations rencontrées dans les chaussées discontinues sous l'effet du trafic. A partir de l'expérience des modélisations réalisées dans le cadre des essais FABAC et présentées ci-avant, on propose dans ce chapitre une méthode de calcul des historiques de force à imprimer aux vérins de la machine MEFISTO de façon à satisfaire cet objectif.

## I.2. Méthode de calcul des sollicitations MEFISTO

Pour assurer une sollicitation de l'éprouvette proche des sollicitations réelles la démarche choisie a été de déterminer les consignes de chargement des trois vérins en s'appuyant sur une modélisation numérique du fonctionnement de la machine.

Ces modalités de chargement sont *a priori* fonction :

- de la structure de chaussée rechargée ;
- de la nature et de la consistance du recouvrement bitumineux ;
- des conditions de chargement (poids, vitesse, etc.) ;
- des conditions thermiques.

La mise au point des protocoles de chargement devra donc comporter des études visant à apprécier l'influence des différents facteurs listés ci-dessus. On devra également chercher à limiter le nombre de protocoles différents, en définissant quelques protocoles types et en évaluant leurs biais. Ces ajustements débordent du cadre de la thèse. En partant d'un exemple de chaussées neuves semi-rigide du catalogue des chaussées, on propose dans ce qui suit une démarche générale pour définir le protocole de chargement MEFISTO adapté à celle-ci. Nous allons à cette fin :

- Evaluer les sollicitations créées par la charge poids lourd de référence dans la chaussée réelle. Cette évaluation repose sur des calculs EF 3D de la chaussée réelle à l'aide du logiciel CESAR-LCPC.

- Evaluer les effets élémentaires des efforts exercés par chacun des 3 vérins  $V_1$ ,  $V_2$  et  $V_h$  sur les contraintes induites dans l'éprouvette MEFISTO. On évalue également l'influence de la position des vérins verticaux  $V_1$  et  $V_2$ . Cette évaluation repose sur des calculs EF 2D du corps d'épreuve MEFISTO à l'aide du logiciel CESAR-LCPC.
- Rechercher les signaux d'asservissement en force des trois vérins, afin d'imposer à l'éprouvette MEFISTO des sollicitations aussi proches que possible de celles supportées par le matériau dans la chaussée en vraie grandeur. Cette recherche s'effectue par une technique de minimisation des moindres carrés, dont les inconnues sont les intensités d'efforts appliqués à chaque vérin, en fonction de la position de la charge par rapport à la fissure centrale dans la chaussée réelle, qui varie donc avec le temps.

Notre étude porte aussi sur la position des vérins  $V_1$  et  $V_2$ , sachant toutefois qu'il est attendu que celle-ci ne joue pas fondamentalement sur le domaine des sollicitations potentielles de l'éprouvette d'enrobé. Compte tenu de la rigidité des plaques d'acier, l'éprouvette est avant tout soumise suivant la verticale à une cinématique de rotation de celles-ci autour de leurs points d'attache, quasi-indépendamment de la position des vérins verticaux.

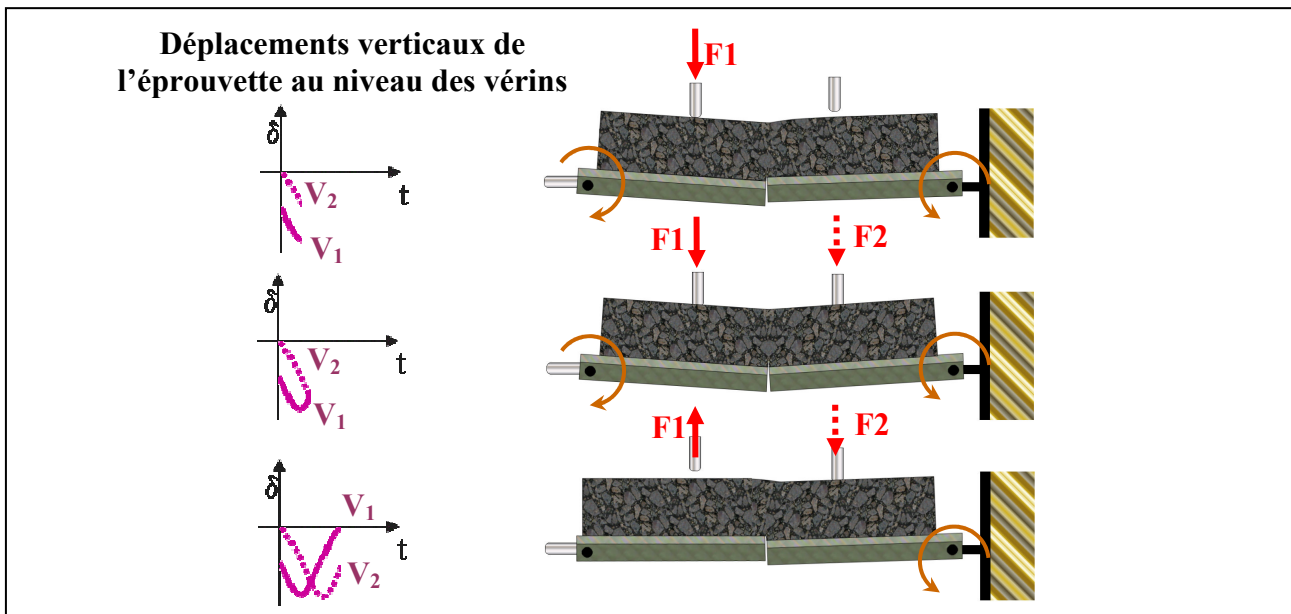


Figure 4.2 – Schématisation des mouvements de corps (quasi) rigides des plaques support illustrant la cinématique de sollicitation des éprouvettes MEFISTO

Au sein de cette démarche, on adopte une même rhéologie élastique linéaire pour la modélisation des enrobés bitumineux de la chaussée réelle et du corps d'épreuve MEFISTO. On suppose de plus ces matériaux dans leur état initial, à savoir sans dommage, ni fissure.

Ces hypothèses sont assez fortes, mais on peut penser que le fait de comparer les résultats de simulations de la chaussée réelle et du banc MEFISTO effectuées dans de mêmes conditions, relativise le choix des lois de comportement utilisées.

Les décollements observés dans les essais FABAC au très jeune âge, entre béton hydraulique et béton bitumineux posent en revanche la question plus prégnante des hypothèses à prendre en compte au niveau des interfaces béton bitumineux/béton hydraulique pour les modèles de chaussée ou plaques d'acier/béton bitumineux pour les modèles MEFISTO. Faut-il considérer ces interfaces collées tout du long ou décollées sur une certaine longueur de part et d'autre des discontinuités introduites dans les divers maillages ?



La difficulté provient essentiellement ici de la représentativité du corps d'épreuve MEFISTO vis à vis du comportement des conditions d'interface réelles rencontrées sur chaussée. Il peut y avoir à cet égard plusieurs stratégies possibles, l'une d'entre elles étant d'introduire une surface de décollement initiale entre aciers et enrobé du corps d'épreuve MEFISTO. Dans ce cas les calculs aux EF présentés ci-après devraient être menés en reproduisant ces surfaces de décollement.

Une autre possibilité serait de sophistication la fabrication du corps d'épreuve en commençant par coller par exemple des lames minces de béton hydraulique sur les plaques d'acier, de façon à pouvoir reproduire physiquement les conditions initiales d'interface totalement collé entre béton hydraulique et béton bitumineux. Dans ce cas, la procédure de calcul des sollicitations MEFISTO proposée dans la suite pourrait s'appliquer telle quelle. L'essai MEFISTO livrerait quant à lui le comportement attendu sous trafic d'un tel interface (ex : décollement rapide comme observé sur les essais FABAC).

Ces considérations sur les conditions d'interface ne sont pas discutées plus avant dans la suite, les calculs étant effectués pour des conditions d'adhérence parfaite.

### I.3. Modélisation de chaussée semi-rigide par éléments finis 3D

La modélisation de chaussées semi-rigides par EF 3D vise à caractériser sous un certain nombre d'hypothèses les champs de contraintes attendus à l'intérieur de la couche d'enrobé. On présente ci-après un tel exemple de calcul pour une structure et des propriétés matériaux données.

#### I.3.1. Choix de la structure et des propriétés matériaux

La structure choisie est une chaussée à assise traitée aux liants hydrauliques du Catalogue des chaussées neuves du réseau routier national [LCPC-SETRA, 1998] (cf. Fig. 4.3). Les valeurs des paramètres mécaniques des matériaux sont celles spécifiées pour les matériaux standard par le Catalogue (cf. Tableau 4.1).

**Tableau 4.1 – Caractéristiques des matériaux et valeurs utilisées pour le calcul**

Type de couche	Description Matériau	Epaisseur (cm)	Coeff. Poisson	Module d'Young (MPa)
Roulement	BBSG	8	0.35	5400 (10Hz, 15°C)
Assise	GC3	32	0.25	24000
Sol	PF3	360	0.35	120

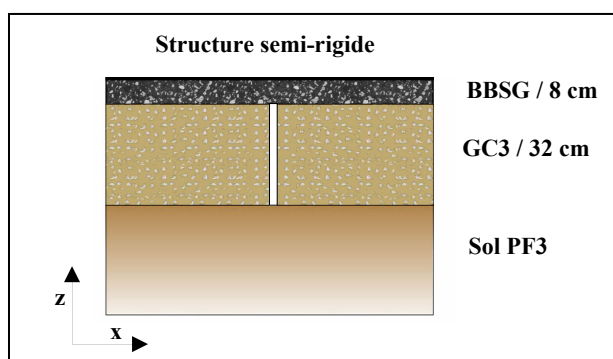


Figure 4.3 – Structure de chaussée semi-rigide du catalogue [LCPC-SETRA, 1998] modélisée

#### I.3.2. Géométrie et caractéristiques du maillage et de la charge

La longueur de chaussée adoptée est de 16 m et sa largeur de 7 m (cf. Fig. 4.4.a). Seule la moitié de la chaussée est modélisée afin de prendre en compte la symétrie du problème selon l'axe

longitudinal (cf. Fig. 4.4.b). Sept maillages différents ont été réalisés avec LICES1, chacun d'eux présentant une répartition fine des éléments dans la région de la charge et de la fissure.

Le centre de la charge a été placé successivement à 75 cm, 45 cm, 30 cm, 20 cm, 10 cm, 5 cm et 0 cm de la fissure de la couche d'assise. Le nombre de nœuds de chaque maillage est de 27000, et le nombre d'éléments parallélépipédiques à 20 nœuds de type MTH20 de 6000.

La charge de 0.542 MPa est appliquée sur une surface de 20 cm x 30 cm équivalente à la surface de contact avec la chaussée d'une roue jumelée d'un essieu de 130 kN. La symétrie longitudinale du modèle fait que l'on prend en compte le jumelage standard de 65 kN. L'ouverture de la fissure sur l'ensemble de l'épaisseur de la couche d'assise en grave ciment est de 1 mm.

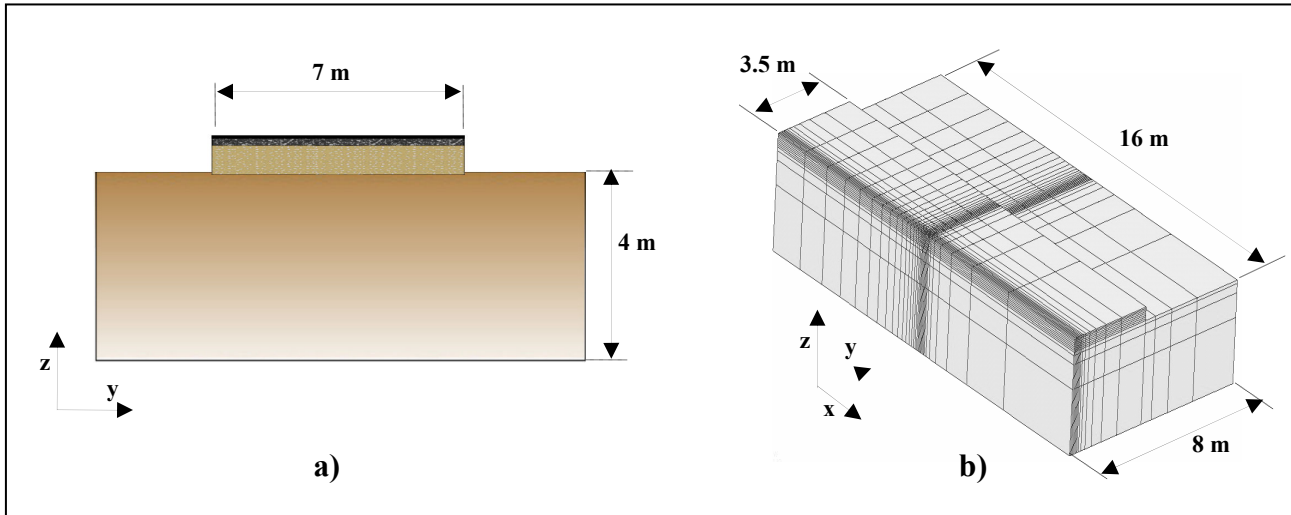


Figure 4.4 – Caractéristiques géométriques de la chaussée modélisée – a) coupe transversale de la chaussée – b) maillage pour une charge placée à l'aplomb de la fissure en couche d'assise

### 1.3.3. Critères et paramètres d'ajustement

Parmi les différentes grandeurs physiques susceptibles de représenter de façon synthétique l'état de sollicitation mécanique dans l'échantillon MEFISTO, trois efforts généralisés existant dans la couche de roulement ont été retenus. Il s'agit des quantités définies par :

$$N_X(x,t) = \int_{C(x)} \sigma_{xx}(x,y,z,t) dydz \quad (4.1)$$

$$Q(x,t) = \int_{C(x)} \sigma_{xz}(x,y,z,t) dydz \quad (4.2)$$

$$M_X(x,t) = \int_{C(x)} \sigma_{xx}(x,y,z,t) y dydz \quad (4.3)$$

Où  $C(x)$  désigne la coupe verticale de la couche d'enrobé de forme rectangulaire, située à l'abscisse  $x$  et possédant en largeur et hauteur les mêmes dimensions que l'éprouvette MEFISTO

$N_X$  = effort normal

$Q$  = effort tranchant

$M_X$  = moment de flexion de la contrainte  $\sigma_{XX}$  par rapport au plan médian de la couche d'enrobé

En ce qui concerne le choix de l'abscisse  $x$ , il a été décidé de considérer les coupes (désignés profils d'observation) situées à plus ou moins 5 cm du plan de fissure, de façon à éviter les

problèmes de concentration de contrainte posés au droit de celui-ci. On se base pour cela sur le principe de Saint-Venant en considérant qu'une bonne restitution des efforts à quelques centimètres de la fissure engendre également une restitution convenable des contraintes au niveau de celle-ci.

Ainsi on considère dans la suite qu'un essai de laboratoire « représentatif du comportement réel des chaussées semi-rigides » doit être tel qu'il permette de représenter convenablement dans un barreau d'enrobés de même épaisseur que la couche de surface bitumineuse envisagée, l'historique d'efforts généralisés ( $N_X(\pm 5cm, t)$ ,  $Q(\pm 5cm, t)$ ,  $M_{XX}(\pm 5cm, t)$ ) au passage d'une charge roulante.

## I.4. Modélisation de l'essai MEFISTO

La modélisation EF 2D du corps d'épreuve MEFISTO « associé » à la structure de chaussée (à construire ou à renforcer) considérée permet d'évaluer les effets élémentaires des efforts exercés par chacun des 3 vérins  $V_1$ ,  $V_2$ ,  $V_h$ . Le modèle EF 2D permet également d'apprécier l'influence de la position des vérins  $V_1$  et  $V_2$  sur les efforts régnant sur les deux profils d'observation. On présente ici en relation avec la structure de chaussée considérée ci-avant les caractéristiques de la géométrie de l'échantillon, du maillage utilisé pour la modélisation et des différentes sollicitations imposées à l'éprouvette. On décrit ensuite le calcul des efforts à exercer par chaque vérin.

### I.4.1. Caractéristiques du modèle EF de MEFISTO

La géométrie de l'échantillon modélisé est montrée en figure 4.5. L'échantillon mesure 56 cm de longueur, 10 cm de largeur et 10 cm de hauteur. Le matériau bitumineux a les mêmes caractéristiques mécaniques que celles adoptées pour le modèle EF 3D (cf. Tableau 4.1). La fissure de la couche d'assise est représentée par la discontinuité du support constitué des plaques en acier. Le problème étant cette fois bidimensionnel, un maillage unique serré (cf. Fig. 4.5.b) a été établi. Ceci permet de modifier entre autre le positionnement des points d'application des vérins, sans nécessiter de remaillage. Comme déjà mentionné, la condition de collage à l'interface entre le matériau bitumineux et le support en aluminium est définie collée.

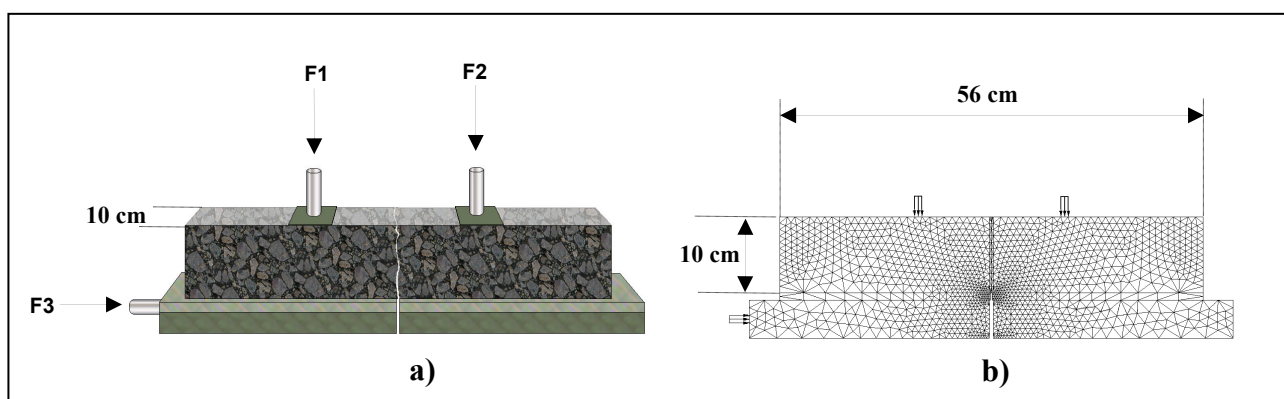


Figure 4.5 – (a) Echantillon MEFISTO et (b) maillage aux éléments finis

### I.4.2. Calcul des efforts exercés par chaque vérin de la machine MEFISTO

Deux modes de chargement du modèle sont considérés au cours de cette approche : l'application d'une force verticale simulant (à une symétrie près) l'effet du vérin  $V_1$  ou  $V_2$ , l'application d'une force horizontale simulant l'effet du vérin  $V_h$ . Les calculs sont effectués en déformations planes et en considérant plusieurs positions de vérins (17 positions envisagées). Une charge normalisée de 10 kN est appliquée. De chaque résultat de calcul, sont extraits les grandeurs généralisées  $N_X$ ,  $Q$ ,  $M_{XX}$  sur les deux profils situés à plus ou moins 5 cm du plan de fissuration. La figure 4.6 présente le maillage et les trois principaux types de calcul avec la nomenclature adoptée pour les différents résultats obtenus.

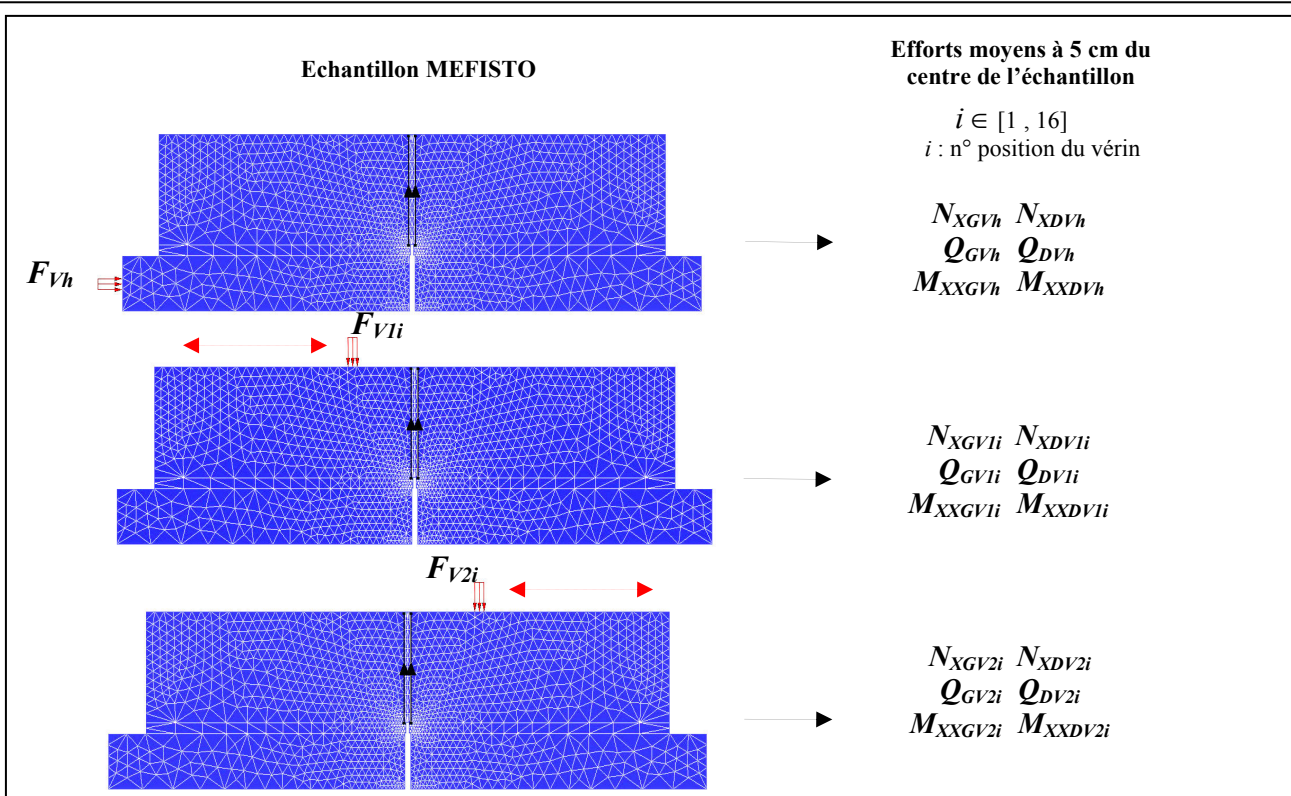


Figure 4.6 – Maillage EF 2D de l'éprouvette MEFISTO et nomenclature des efforts extraits à 5 cm de part et d'autre du centre de l'éprouvette



## II. DETERMINATION DES PROTOCOLES POUR UNE CHAUSSEE TYPE

### II.1. Mise en équation du problème

Les calculs sont élastiques linéaires. Il est donc possible de déterminer à partir des résultats des calculs élémentaires EF 2D les efforts induits dans l'éprouvette MEFISTO pour un chargement complet  $V_1$ ,  $V_2$ ,  $V_h$  et pour les deux profils d'observation retenus. Il s'agit maintenant de déterminer les intensités des efforts  $V_1(t)$ ,  $V_2(t)$ ,  $V_h(t)$  conduisant à des efforts généralisés  $N_X(t)$ ,  $Q(t)$ ,  $M_{XX}(t)$  dans l'éprouvette aussi voisins que possible des valeurs régnant dans la chaussée réelle au passage d'une charge roulante. Cette recherche de solution s'effectue en considérant une configuration unique et symétrique des vérins  $V_1$  et  $V_2$  (que l'on pourra chercher à optimiser) et 13 positions successives de la charge roulante.

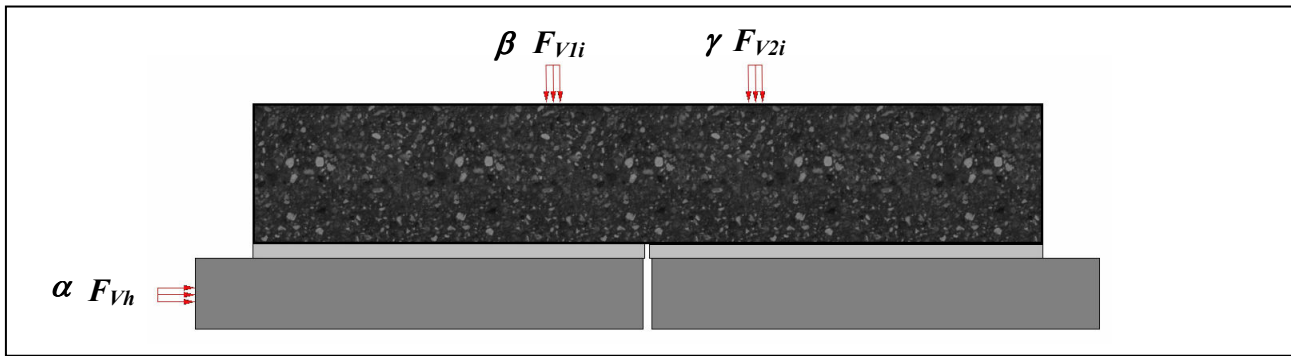


Figure 4.7 – Schéma de l'application des forces avec les inconnues associées à chacun des vérins

Ce problème donne lieu à un système de 6 équations à 3 inconnues  $\alpha, \beta, \gamma$  (cf. Fig. 4.7) de la forme suivante :

$$\begin{aligned}
 \alpha \cdot N_{XGVh} + \beta \cdot N_{XGV1i} + \gamma \cdot N_{XGV2i} &= N_{XGp} \\
 \alpha \cdot N_{XDVh} + \beta \cdot N_{XDV1i} + \gamma \cdot N_{XDV2i} &= N_{XDp} \\
 \alpha \cdot Q_{GVh} + \beta \cdot Q_{GV1i} + \gamma \cdot Q_{GV2i} &= Q_{Gp} \\
 \alpha \cdot Q_{DVh} + \beta \cdot Q_{DV1i} + \gamma \cdot Q_{DV2i} &= Q_{Dp} \\
 \alpha \cdot M_{XXGVh} + \beta \cdot M_{XXGV1i} + \gamma \cdot M_{XXGV2i} &= M_{XXGp} \\
 \alpha \cdot M_{XXDVh} + \beta \cdot M_{XXDV1i} + \gamma \cdot M_{XXDV2i} &= M_{XXDp}
 \end{aligned}$$

} **Système à 6 équations et 3 inconnues**

$N_X$  : effort normal généralisé ;  $Q$  : effort tranchant généralisé ;  $M_{XX}$  : moment de flexion de la contrainte  $\sigma_{XX}$  par rapport au plan médian de la couche d'enrobé.  $G$  et  $D$  : indices déterminants la position de la valeur calculée ( $G$  correspond à la position à 5 cm à gauche du joint et  $D$  à la position à 5 cm à droite du joint).  $v_h$  : indice indiquant que la valeur est issue du calcul EF 2D du corps d'éprouvette MEFISTO effectué avec une charge unitaire horizontale.  $v_1$  : indice indiquant que la valeur est issue du calcul EF 2D du corps d'éprouvette MEFISTO effectué avec une charge unitaire verticale à gauche du joint.  $v_2$  : indice indiquant que la valeur est issue du calcul EF 2D du corps d'éprouvette MEFISTO effectué avec une charge unitaire verticale à droite du joint.  $i$  : indice indiquant la position des vérins verticaux ( $i \in [1, 16]$  où  $i = 1$  correspond à une distance de 18,75 cm du centre de l'éprouvette et  $i = 16$  correspond à une distance de 3,75 cm du centre de l'éprouvette).  $p$  : indice indiquant la position du centre de la charge dans le cas de la modélisation EF 3D de la chaussée semi-rigide ( $p \in [1, 7]$  où  $p = 1$  correspond à une distance de 75 cm du joint et  $p = 7$

correspond au calcul réalisé lorsque la charge se trouve à l'aplomb du joint).

Qui peut être écrit sous la forme matricielle :

$$M \cdot X = V_R \quad (4.4)$$

Où :

$M$  est la matrice de taille  $[m, n]$  (en l'occurrence  $[6,3]$ ) des résultats des efforts moyens issus de l'application d'un chargement avec chacun des trois vérins,  $X \in \mathbb{R}^n$  est le vecteur des variables inconnues et  $V_R \in \mathbb{R}^p$  le vecteur des efforts moyens dans la chaussée que l'on souhaite reproduire avec MEFISTO pour une position de la charge roulante comprise entre la position 1 et la position  $p$  (avec  $p=13$ ).

$$M = \begin{bmatrix} N_{XGVh} & N_{XGV1i} & N_{XGV2i} \\ N_{XDVh} & N_{XDV1i} & N_{XDV2i} \\ Q_{GVh} & Q_{GV1i} & Q_{GV2i} \\ Q_{DVh} & Q_{DV1i} & Q_{DV2i} \\ M_{XXGVh} & M_{XXGV1i} & M_{XXGV2i} \\ M_{XXDVh} & M_{XXDV1i} & M_{XXDV2i} \end{bmatrix} \quad X = \begin{bmatrix} \alpha \\ \beta \\ \gamma \end{bmatrix} \quad V_R = \begin{bmatrix} N_{XGp} \\ N_{XDp} \\ Q_{Gp} \\ Q_{Dp} \\ M_{XXGp} \\ M_{XXDp} \end{bmatrix} \quad (4.5)$$

On propose de résoudre ce problème surdéterminé par la méthode des moindres carrés, en cherchant à minimiser la quantité :

$$\min_{X \in \mathbb{R}^n} E(X) = \|MX - V_R\|^2 \quad (4.6)$$

Et dont la solution  $X^*$  est classiquement donnée par :

$$(M^t M)X^* = M^t V_R \quad (4.7)$$

Le calcul *a posteriori* de  $E(X^*)$  fournit une mesure du degré d'approximation de résolution du système linéaire initial.

Notons qu'il est aisé dans ce formalisme d'introduire des coefficients de pondération entre les 3 efforts généralisés utilisés. En se souvenant par exemple de l'expression donnée en RDM des contraintes en fibre supérieure et inférieure d'une poutre de section rectangulaire de hauteur  $h$  en fonction de l'effort normal  $N$  et du moment  $M$ , à savoir :

$$\sigma_{xx}(\text{inf ou sup}) = N \pm \frac{6}{h} M \quad (4.8)$$

Il peut être judicieux dans le cas présent de pondérer les quantités  $M_{XX}$  introduites ci-avant par le coefficient  $\lambda = 6/h$  avec  $h$ =épaisseur de la couche de surface de la chaussée=hauteur de l'éprouvette MEFISTO. L'introduction de ce coefficient permet de donner au moment  $M_{XX}$  le poids adéquat pour une bonne restitution des contraintes en faces inférieure et supérieure de la couche de chaussée ou du barreau d'enrobé MEFISTO, qui sont les lieux, comme le montre les essais FABAC d'initiation des fissures verticales (mise à part la phase de décollement de l'interface béton hydraulique/béton bitumineux). Pour tenir compte d'une telle pondération dans nos calculs, il suffit de réécrire le système

$$M \cdot X = V_R \text{ sous la forme } M_\lambda \cdot X = V_{R\lambda} \quad (4.9)$$

Avec :

$$M_\lambda = \begin{bmatrix} N_{XGVh} & N_{XGV1i} & N_{XGV2i} \\ N_{XDVh} & N_{XDV1i} & N_{XDV2i} \\ Q_{GVh} & Q_{GV1i} & Q_{GV2i} \\ Q_{DVh} & Q_{DV1i} & Q_{DV2i} \\ \lambda M_{XXGVh} & \lambda M_{XXGV1i} & \lambda M_{XXGV2i} \\ \lambda M_{XXDVh} & \lambda M_{XXDV1i} & \lambda M_{XXDV2i} \end{bmatrix} \quad V_{R\lambda} = \begin{bmatrix} N_{XGp} \\ N_{XDp} \\ Q_{Gp} \\ Q_{Dp} \\ \lambda M_{XXGp} \\ \lambda M_{XXDp} \end{bmatrix} \quad (4.10)$$

## II.2. Définition des protocoles et sollicitation dans l'échantillon MEFISTO

Définir les protocoles de chargement des vérins revient finalement à résoudre l'équation 4.7 :

$$X^* = (M_\lambda^t M_\lambda)^{-1} M_\lambda^t V_{R\lambda} \quad (4.11)$$

pour chacune des positions de la charge roulante.

Le fonctionnement prévu pour la machine MEFISTO impose une configuration des vérins verticaux  $V_1$  et  $V_2$  fixe. Cette position fixe peut être réglée à une distance de la fissure centrale comprise entre 5 cm et 19 cm. Deux critères de sélection de la position des vérins ont été envisagés. Dans un premier temps le critère retenu est la minimisation de l'erreur  $E(X)$  des ajustements des coefficients  $\alpha, \beta, \gamma$ .

### II.2.1. Premier ajustement – efforts intérieurs $N_X, Q$ et $M_{XX}$

Une première résolution du système a été réalisée en appliquant aux trois variables  $N_X, Q, M_{XX}$  la même pondération ( $\lambda = 1$ ) ce qui revient à ne favoriser dans ce cas aucun des trois paramètres. Une feuille de calcul a été programmée afin d'obtenir les solutions  $X^*$  (cf. Equation 4.11) et les valeurs de l'erreur  $E(X)$  pour l'ensemble de positions possibles des vérins  $V_1$  et  $V_2$ . Les résultats des erreurs calculées par la méthode des moindres carrés (cf. Equation 4.6) sont présentés dans le tableau 4.2.

A partir du tableau 4.2 on observe comme attendu que l'erreur  $E(X)$  obtenue est pratiquement insensible à la position des vérins  $V_1$  et  $V_2$ . En revanche l'intensité des efforts à appliquer sur les vérins est fonction de leur position. Plus ceux-ci sont proches des points d'articulation des plaques en acier, plus les efforts à développer sont importants. La position des vérins retenue ici pour illustrer les résultats est de 10 cm. Le protocole associé à cette position des vérins est présenté sur la figure 4.8. Les figures 4.9.A à 4.9.B, 4.10.A et 4.10.D permettent de comparer les valeurs calculées de  $N_X, Q, M_{XX}$  dans la chaussée et dans l'éprouvette. Les valeurs adoptées pour le chargement des vérins sont précisées dans le tableau 4.3. Ces valeurs en kN correspondent aux valeurs  $\alpha F_{vh}, \beta F_{v1}$ , et  $\gamma F_{v2}$ .

La figure 4.8 montre que les courbes de chargement des vérins présentent des oscillations assez importantes. Le protocole permet cependant de reproduire assez bien dans l'éprouvette les valeurs des efforts moyens normaux  $N_X$  (cf. Fig. 4.9.A et Fig. 4.9.B) et de cisaillement  $Q$  calculés dans la chaussée (cf. Fig. 4.10.A et Fig. 4.10.B). En revanche on constate que l'ajustement des moments ( $M_{XX}$ ) est bien moins satisfaisant (cf. Fig. 4.10.C et Fig.4.10.D).

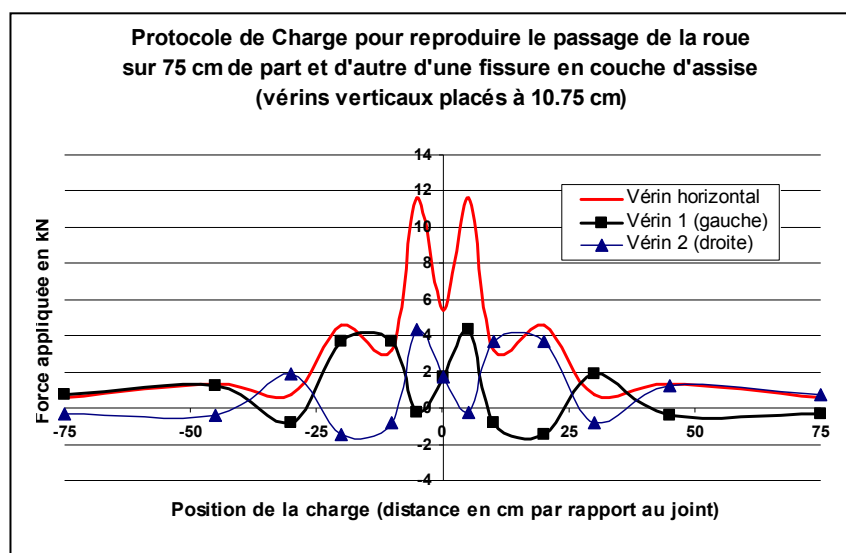


**Tableau 4.2 – Valeur de l'erreur E(X) du meilleur ajustement de  $N_X$ ,  $Q$ ,  $M_{XX}$  pour toutes les positions des vérins  $V_1$  et  $V_2$  et toutes les positions de charge roulante**

Position des vérins $V_1$ et $V_2$	Position de la charge roulante sur la chaussée (cm)						
	0	-5	-10	-20	-30	-45	-75
18.75	0.80	2.08	0.80	0.76	1.65	0.46	0.26
17.75	0.80	2.09	0.80	0.76	1.65	0.45	0.26
16.75	0.80	2.09	0.80	0.76	1.66	0.45	0.26
15.75	0.80	2.10	0.80	0.76	1.66	0.45	0.26
14.75	0.80	2.10	0.80	0.76	1.66	0.45	0.26
13.75	0.80	2.10	0.80	0.76	1.66	0.45	0.26
12.75	0.80	2.08	0.80	0.77	1.65	0.46	0.26
11.75	0.80	2.06	0.80	0.77	1.64	0.46	0.26
10.75	0.80	2.03	0.81	0.79	1.61	0.47	0.27
9.75	0.79	1.98	0.82	0.80	1.58	0.47	0.27
8.75	0.79	1.91	0.83	0.83	1.54	0.48	0.28
7.75	0.79	1.83	0.85	0.87	1.48	0.50	0.29
6.75	0.78	1.73	0.88	0.92	1.41	0.51	0.30
5.75	0.77	1.59	0.93	0.99	1.30	0.53	0.31

**Tableau 4.3 – Protocole de chargement pour simuler le passage de la charge sur 75 cm part et d'autre d'une fissure en couche d'assise avec les vérins placés à 5 cm du centre de l'éprouvette**

Position de la charge dans la chaussée par rapport à la fissure (cm)	-75	-45	-30	-20	-10	-5	0	5	10	20	30	45	75
Charge vérin horizontal (kN)	0.6	1.3	0.8	4.6	3.2	11.6	5.4	11.6	3.2	4.6	0.8	1.3	0.6
Charge vérin à droite (kN)	0.7	1.2	-0.8	3.7	3.7	-0.2	1.8	4.3	-0.8	-1.5	1.9	-0.4	-0.3
Charge vérin à gauche (kN)	-0.3	-0.4	1.9	-1.5	-0.8	4.3	1.7	-0.2	3.7	3.7	-0.8	1.2	0.7



*Figure 4.8 – Protocole de chargement des vérins de MEFISTO obtenu du calcul par moindres carrés pour un ajustement de  $N_X$ ,  $Q$  et  $M_{XX}$*

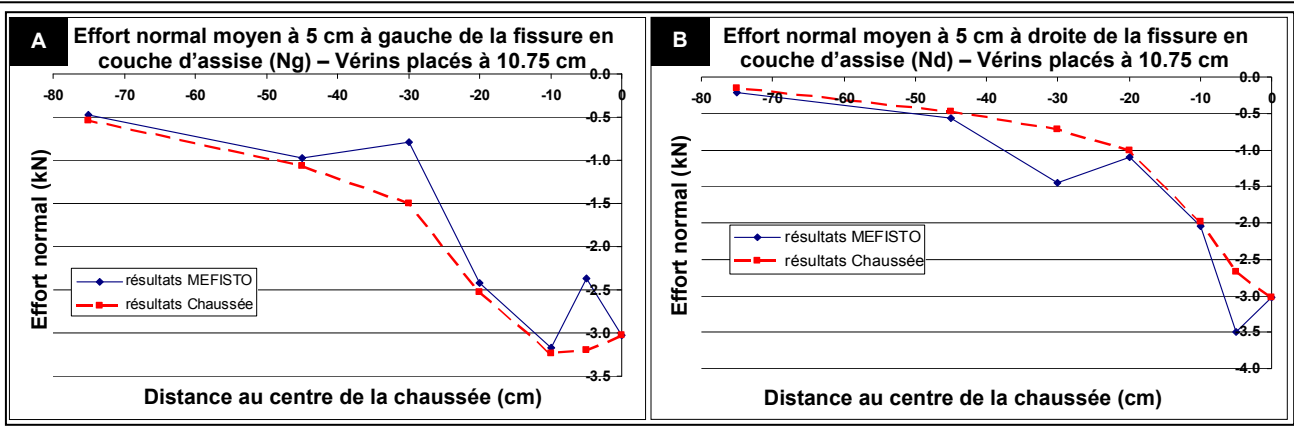


Figure 4.9 – Efforts normaux moyens dans la chaussée et dans l'éprouvette MEFISTO obtenus du calcul d'optimisation par moindres carrés

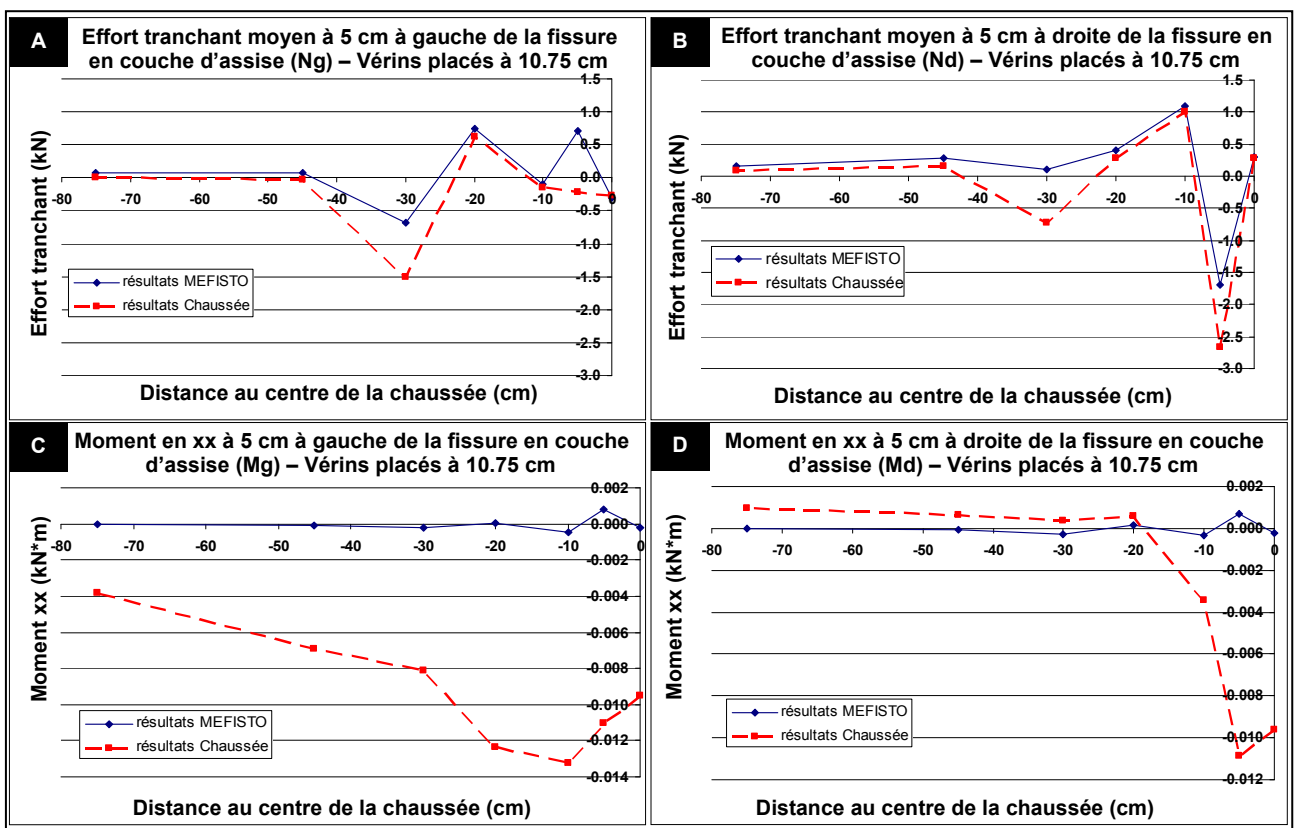


Figure 4.10 – Efforts tranchants et Moments en xx moyens dans la chaussée et dans l'éprouvette MEFISTO obtenus du calcul d'optimisation par moindres carrés

Le protocole de chargement résultant de cette approche sans pondération des valeurs cibles  $N_x$ ,  $Q$ ,  $M_{xx}$  présente deux désavantages majeurs :

- Pour reproduire le passage de la charge il est prévu de réaliser le chargement à la fréquence de 10 Hz suivie d'une phase de repos pour récupération des déplacements induits dans l'échantillon du fait de la nature viscoélastique de l'enrobé (fluage). Les oscillations présentées par les signaux d'asservissement risquent à cette fréquence de soulever des difficultés expérimentales (cf. Fig. 4.8 – valeurs des vérins verticaux entre 20 et 30 cm changent de signe). Il est à envisager qu'elles soient en fait incompatibles avec le générateur de signal force équipant la machine.
- La reproduction des moments semble défavorisée et leur ajustement pourrait ne pas être assez

représentatif de ce qui se passe dans la chaussée.

Il a donc été envisagé d'améliorer la représentativité globale du protocole de chargement par une pondération des moments par la valeur  $\lambda = 6/h$  mentionnée ci-avant.

Mais cette procédure ne conduit pas à des résultats qualitativement différents des précédents et continue de comporter des oscillations difficilement réalisables des consignes à appliquer aux vérins.

Face à ces difficultés, il a été décidé de simplifier la méthode d'ajustement par une analyse portant sur deux variables au lieu de trois. Pour donner une priorité aux contraintes  $\sigma_{xx}$  en bas (et haut) de couche bitumineuse qui déclenchent majoritairement la fissuration verticale (après décollement éventuel de l'enrobé par rapport à son support), un ajustement a été effectué sur les moments et les efforts normaux, sans prendre en compte l'effort tranchant.

### II.2.2. Ajustement simplifié – efforts intérieurs $N_X$ et $M_{XX}$

Une deuxième solution du système  $M_\lambda \cdot X = V_{R\lambda}$  a donc été réalisée en appliquant la méthode des moindres carrés seulement aux deux variables  $N_X$  et  $M_{XX}$ . Ce calcul est également disponible dans une feuille de calcul informatique. Les résultats des erreurs obtenues par ce deuxième ajustement (cf. Equation 4.6) sont présentés dans le tableau 4.4.

On remarque que les erreurs sont dans l'ensemble inférieures à celles du tableau 4.2. On observe que l'erreur  $E(X)$  est ici aussi insensible à la position des vérins  $V_1$  et  $V_2$ . La position des vérins est prise comme auparavant égale à 10 cm.

**Tableau 4.4 – Valeur de l'erreur E(X) calculé pour obtenir le meilleur ajustement de  $N_X$  et  $M_{XX}$  pour toutes les positions des vérins  $V_1$  et  $V_2$  et toutes les positions de charge roulante**

Position des vérins $V_1$ et $V_2$	Position de la charge roulante sur la chaussée (cm)						
	0	-5	-10	-20	-30	-45	-75
18.75	0.003	0.002	0.394	0.526	0.347	0.310	0.197
17.75	0.003	0.001	0.397	0.529	0.349	0.312	0.198
16.75	0.003	0.000	0.399	0.532	0.351	0.313	0.199
15.75	0.003	0.002	0.402	0.535	0.352	0.314	0.199
14.75	0.003	0.003	0.405	0.539	0.354	0.316	0.200
13.75	0.003	0.004	0.407	0.541	0.355	0.317	0.201
12.75	0.003	0.004	0.409	0.543	0.356	0.317	0.201
11.75	0.003	0.004	0.409	0.544	0.357	0.318	0.201
10.75	0.003	0.004	0.408	0.542	0.356	0.317	0.201
9.75	0.003	0.002	0.404	0.538	0.353	0.315	0.200
8.75	0.003	0.001	0.397	0.529	0.349	0.312	0.198
7.75	0.003	0.006	0.385	0.514	0.341	0.306	0.194
6.75	0.003	0.014	0.365	0.491	0.329	0.297	0.188
5.75	0.003	0.025	0.336	0.456	0.311	0.282	0.179

Les protocoles calculés pour une position des vérins à 10 cm sont présentés dans la figure 4.11 et retranscrits dans le tableau 4.5. On observe que ce protocole est nettement plus simple que celui proposé lors du premier ajustement réalisé dans le paragraphe §II.2.1 de ce chapitre.

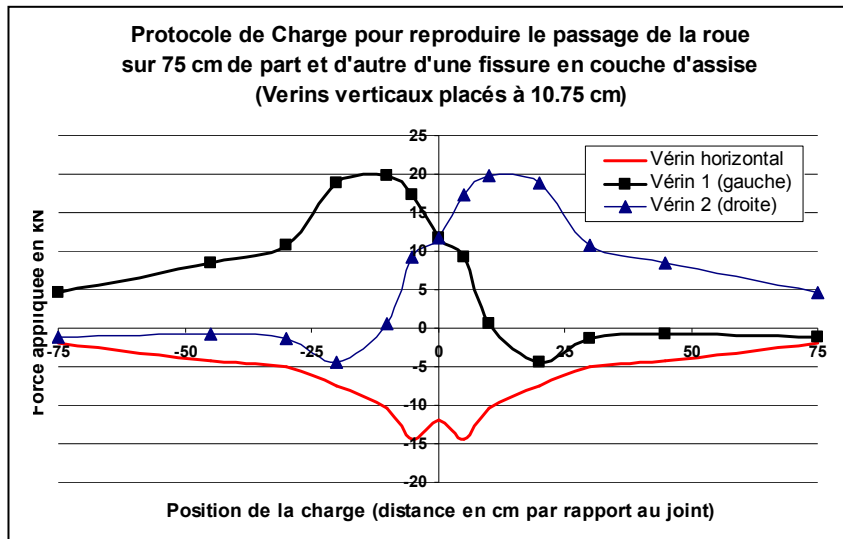


Figure 4.11 – Protocole de chargement des vérins de MEFISTO obtenu du calcul par moindres carrés pour un ajustement de  $N_x$  et  $M_{xx}$

Tableau 4.5 – Protocole atténué de chargement pour simuler le passage avec les vérins placés à 5 cm du centre de l'éprouvette

Position de la charge dans la chaussée par rapport à la fissure (cm)	-75	-45	-30	-20	-10	-5	0	5	10	20	30	45	75
Charge vérin horizontal (kN)	-1.9	-4.2	-5.0	-7.5	-10.4	-14.3	-11.9	-14.3	-10.4	-7.5	-5.0	-4.2	-1.9
Charge vérin à droite (kN)	4.6	8.4	10.7	18.9	19.9	17.3	11.8	9.3	0.6	-4.5	-1.3	-0.8	-1.2
Charge vérin à gauche (kN)	-1.2	-0.8	-1.3	-4.5	0.6	9.3	11.7	17.3	19.9	18.9	10.7	8.4	4.6

Les efforts maximums à mettre en œuvre sont de 20 kN sur les vérins  $V_1$  et  $V_2$  (compression) et de 12 kN sur le vérin  $V_h$  (en tension). Ces valeurs sont en fait compatibles avec les spécifications du cahier des charges de la machine (les vérins actuellement en construction ont été dimensionnés pour fournir 50 kN de charge).

La figure 4.12 compare les efforts internes obtenus par ce protocole de chargement et ceux calculés dans la chaussée. On observe que les courbes de chargement  $N_x$ ,  $Q$ ,  $M_{xx}$  ne présentent plus maintenant les fortes oscillations du premier protocole. On observe une excellente reproduction des efforts normaux (cf. Fig. 4.12 A et 4.12.B). L'ajustement des moments est meilleur que celui obtenu avec la première définition de protocole (cf. Fig. 4.12 E et 4.12.F). Comme attendu les efforts tranchant sont moins bien reproduits qu'avec le premier protocole. Ce protocole reste cependant acceptable du fait du meilleur ajustement des moments et des efforts normaux ainsi que du fait que les consignes des vérins sont réalisables.

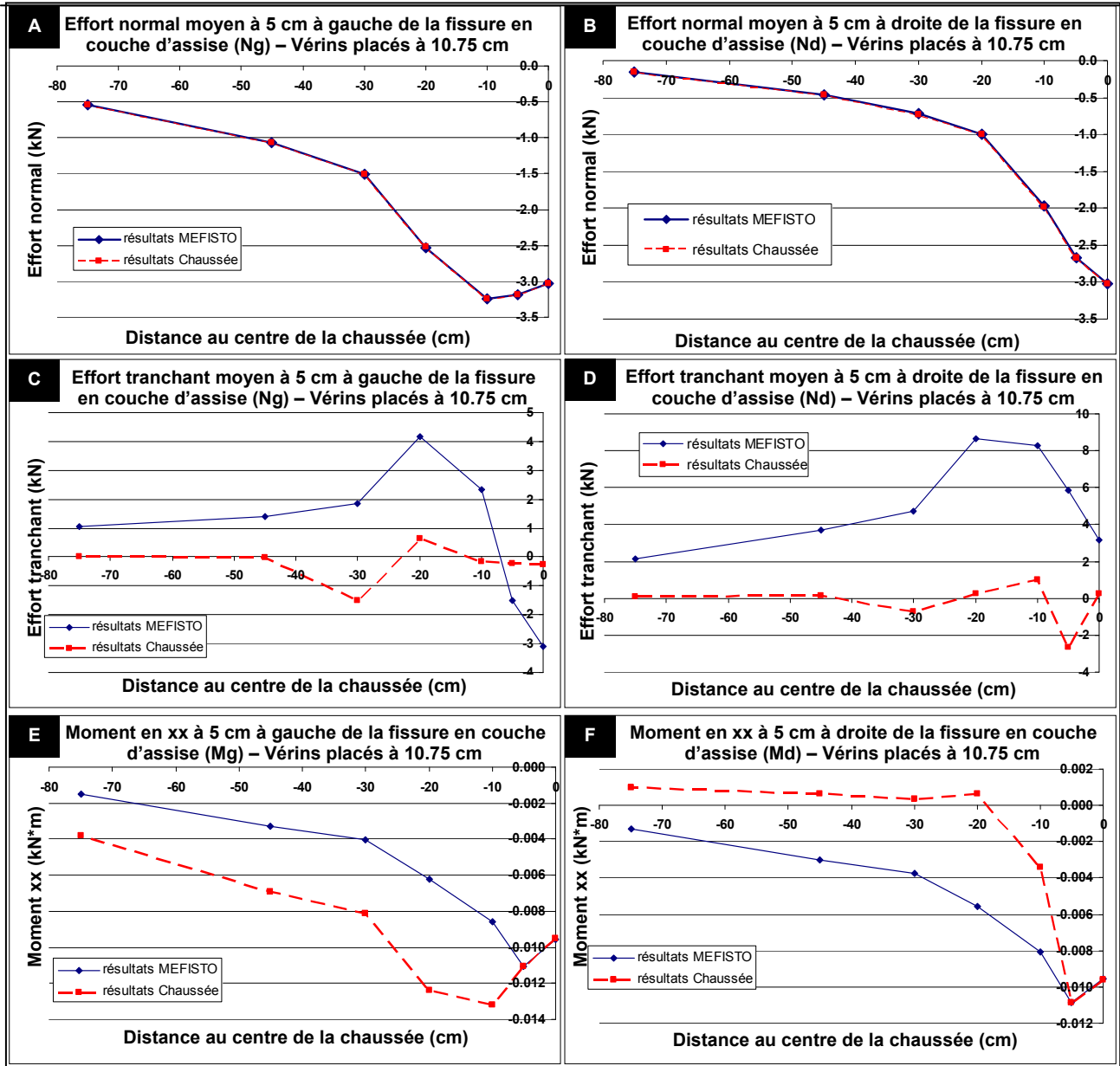


Figure 4.12 – Efforts moyens dans la chaussée et dans l'éprouvette MEFISTO obtenus du calcul d'optimisation par moindres carrés

### III. CONCLUSIONS

Ce chapitre propose une démarche de détermination des consignes de pilotage en force à appliquer sur la future version du banc MEFISTO, avec une application concrète sur un exemple de chaussée tiré du Catalogue de dimensionnement SETRA/LCPC.

Le principe est basé sur la comparaison des comportements, simulés par éléments finis, d'une chaussée semi-rigide soumise à l'effet d'une charge roulante et du corps d'épreuve MEFISTO, soumis à l'action des 3 vérins dont est dotée la machine.

Le travail résumé à travers ce chapitre a ainsi permis de mettre au point des modèles aux éléments finis 3D et 2D de chaussée semi-rigide et du corps d'épreuve MEFISTO et un certain nombre d'outils de calcul automatique des efforts à appliquer sur les vérins.

La pertinence de la démarche, qui sera à juger en fonction de la représentativité de l'essai MEFISTO par rapport au comportement de chaussées réelles, reste à être testée et validée, sans doute après quelques adaptations. Ceci sera possible lorsque le banc en cours de modification sera à nouveau opérationnel.

Le travail expérimental et de modélisation réalisé sur les essais FABAC et décrit dans les premiers chapitres de ce mémoire permet d'ores et déjà d'apporter un certain crédit au modèle de chaussée semi-rigide utilisé ici. La démarche d'ensemble pourra éventuellement être reprise pour tenir compte d'un décollement partiel survenant rapidement entre le béton bitumineux et son support au droit des discontinuités géométriques des chaussées (fissures, joints dans le béton hydraulique,...). La fabrication du corps d'épreuve pourrait être adaptée en parallèle soit en provoquant d'emblée un décollement entre le béton bitumineux et les plaques d'acier sur une certaine longueur, soit en représentant plus fidèlement l'interface physique présent sur chaussées réelles.

Compte tenu de la souplesse de pilotage des vérins prévue au cahier des charges de la machine, on peut aussi imaginer pouvoir piloter dynamiquement dans le futur le corps d'épreuve en fonction de son endommagement en cours d'essai (décollement, fatigue, fissuration,...), en conservant le principe de la plus grande représentativité possible de l'essai vis à vis du comportement réel d'une chaussée subissant les mêmes dommages.



**CONCLUSIONS**  
**ET PERSPECTIVES**





## CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

---

Le vieillissement du patrimoine routier est observé dans la plupart des pays du monde, générant des besoins croissants en matière de travaux d'entretien et de réparation des chaussées. Dans un contexte de contraintes économiques et environnementales de plus en plus exigeant, ces travaux nécessitent souvent encore le développement de solutions techniques appropriées, résistantes et durables dans le temps. Se pose alors le problème de l'évaluation prévisionnelle de ces techniques, qui doit se faire sans attendre les longs délais nécessaires aux enseignements provenant avec le temps des retours d'expérience sur chaussées réelles.

Le travail présenté ici s'inscrit dans ce contexte général. Il concerne en particulier l'entretien des chaussées semi-rigides et bitumineuses épaisses endommagées par fissuration de leurs couches d'assise. Le mode courant de réparation consiste à les recharger par une couche de matériaux bitumineux, avec interposition éventuelle d'un dispositif anti-remontée de fissure. Nombre de questions se posent encore aujourd'hui sur ce type de réparation, aussi bien sur le plan qualitatif que quantitatif. Par exemple, sous l'angle qualitatif, on connaît encore assez mal le mécanisme de propagation, à travers le renforcement et vers la surface de la chaussée, de la fissure préexistante dans les couches d'assises. Sous l'angle quantitatif, on ne sait fixer avec précision, ni l'épaisseur ni les caractéristiques mécaniques du recouvrement bitumineux à mettre en œuvre, en fonction des paramètres structurels de la chaussée en place, du type de complexe anti-fissuration qui sera réalisé, enfin en fonction des conditions d'exploitation (trafic, climat...) de la chaussée.

Cette thèse a pour objectif de répondre à quelques unes de ces questions. Sa démarche générale a été d'observer, dans un premier temps, le phénomène de fissuration réfléctive dans différentes sections de chaussée expérimentale soumises aux chargements appliqués par des simulateurs-accelérateurs de trafic lourd, les machines FABAC du LCPC. L'interprétation de ces essais a conduit, dans un second temps, à des propositions visant à affiner le protocole de chargement d'un essai de laboratoire, l'essai MEFISTO du Laboratoire Régional d'Autun. L'objet de cet essai est de mesurer et de comparer entre elles les performances des divers procédés anti-remontée de fissure, selon une procédure se voulant complètement opérationnelle, c'est à dire non réservée à de seuls travaux de recherche.

L'étude bibliographique sur laquelle s'ouvre le mémoire montre que très rares sont les expériences sous trafic accéléré appliquées à l'étude de la fissuration réfléctive, réalisées en France comme à l'étranger ces trente dernières années. La place réservée dans ce travail à la mise au point et à la réalisation d'une expérience spécifique de fissuration réfléctive avec les simulateurs FABAC constitue de ce point de vue une approche originale. La bibliographie recense également les travaux menés dans le domaine de la simulation numérique de la fissuration réfléctive dans les chaussées. Là également, on observe les limites actuelles de ces modèles qui nécessitent encore des développements. L'approche numérique du problème de la fissuration reste en fait réservée au domaine de la recherche, et elle est encore assez éloignée des applications opérationnelles. La bibliographie recense enfin les essais de laboratoire à petite échelle qui tentent de répondre en pratique aux problèmes d'évaluation des solutions de réparation. Il ressort des diverses publications sur ce sujet que la représentativité des essais de fissuration en laboratoire est relativement peu

débattue par les chercheurs et utilisateurs de ces matériels. En particulier la bibliographie reste très peu explicite sur l'établissement des protocoles de chargement de ces équipements, ce qui constitue la problématique centrale du présent travail.

La seconde partie du mémoire présente la conception et le déroulement des essais en vraie grandeur réalisés avec les simulateurs de chargements accélérés FABAC du LCPC. Six essais ont été réalisés sur une structure rigide composée de dalles de béton recouvertes d'un complexe bitumineux d'épaisseur 6 cm. Les six essais ont comporté chacun entre 600.000 et 1.000.000 de chargements lourds par le jumelage standard de 65 kN. Ils ont été menés jusqu'à fissuration du rechargement bitumineux et ont ainsi permis de tester 3 types de revêtement bitumineux différents. Les structures testées ont été l'objet d'une instrumentation relativement poussée, axée sur la mesure des déplacements et des déformations réversibles, ainsi que sur le suivi de la remontée des fissures et des décollements. Elle a permis la constitution d'une base de données très complète décrivant à la fois les états initiaux et l'évolution du comportement des structures avec le trafic. En particulier les essais ont mis en évidence de manière répétée les mécanismes de dégradation et leur cinétique, à savoir dans l'ordre chronologique :

- en tout début d'essai, décollement rapide de l'interface entre le rechargement bitumineux et son support, se propageant de part et d'autre de la discontinuité préexistante dans le support rigide ;
- le décollement ayant atteint la dizaine de centimètres, développement de 2 fissures transversales sub-verticales, s'initiant à la base du rechargement bitumineux et remontant progressivement vers la surface avec le trafic. Elles sont localisées de façon quasi-symétrique à une dizaine de centimètres de part et d'autre de la discontinuité centrale ;
- naissance à la surface de la couche de roulement, de 2 fissures transversales, chacune d'elles se dirigeant progressivement vers la fissure remontante inférieure.

La révélation d'une toute première phase de décollement très rapide de l'interface entre la couche bitumineuse et la dalle en béton est l'un des résultats forts de ces expériences en vraie grandeur. En présence de ce décollement, les charges roulantes induisent des sollicitations significatives de traction par flexion à la base et au sommet du recouvrement bitumineux, ce qui ne serait pas le cas en situation d'interface parfaitement adhérente. Ceci conduit à envisager que le mode I est le mode de fissuration gouvernant majoritairement la progression de la fissure dans l'enrobé. Passée la phase initiale de décollement, le mécanisme de dégradation de la couche bitumineuse s'apparenterait donc, finalement, à un mécanisme relativement bien connu d'endommagement par fatigue en traction par flexion. Cette proposition de mécanisme d'endommagement reste pour le moment propre aux essais réalisés ici avec les simulateurs FABAC, sur des structures de chaussées particulières. La transposition de ce résultat expérimental à d'autres structures, par exemple aux structures semi-rigides neuves, serait anticipée. Elle devra encore faire l'objet de travaux expérimentaux et théoriques, mais également de synthèses des observations et retours d'expérience en provenance des chaussées réelles.

Si ce décollement initial d'interface s'avérait effectivement être le phénomène déclencheur de la fissuration réfléctive dans les chaussées en service, il sera alors nécessaire d'en évaluer les conséquences concrètes, vis-à-vis de la réalisation de l'essai MEFISTO. L'échantillon de chaussée testé devra-t-il intégrer le matériau support entaillé, afin de reproduire le phénomène de décollement? Ou bien un décollement partiel entre le complexe bitumineux testé et les plaques support en aluminium devra-t-il être créé artificiellement lors de la préparation des corps d'épreuve?

Concernant l'efficacité respective des trois types de rechargement bitumineux différents conclusions peuvent être établies. D'une part il a été observé que, dans les conditions de fabrication et de mise en place adoptées dans cet essai, le complexe enrobé bitumineux/métal déployé (MD)

n'a pas apporté des caractéristiques de renforcement suffisantes, voir adéquates, permettant d'empêcher ou retarder le phénomène de remontée de fissures. D'autre part on constate que les complexes contenant une couche de sable bitume ont présenté une sensibilité à l'orniérage supérieure à la norme. De ce fait, ce matériau ne peut pas être appliqué dans les chaussées réelles malgré des caractéristiques améliorées dans le sens d'un renforcement anti-remontée de fissures. Enfin les structures témoin permettent de constater l'efficacité limitée d'une solution constituée par un rechargement avec une couche simple d'enrobé bitumineux.

L'interprétation de ces essais de fissuration en vraie grandeur est proposée au chapitre 3. Elle repose sur des modélisations numériques par la technique des éléments finis 3D, réalisées à l'aide du progiciel CESAR-LCPC. Les calculs sont effectués en statique et les matériaux dotés d'un comportement élastique linéaire. Le modèle intègre des éléments de contact permettant la prise en compte des surfaces de décollement entre le recouvrement bitumineux et le support rigide, ce qui le rend en fait non linéaire. En revanche il ne permet de simuler ni l'initiation, ni la propagation de la fissuration. Un ensemble très complet de modélisations EF-3D a été réalisé pour diverses hypothèses de températures et diverses positions de la charge roulante. On retiendra les deux points suivants :

- le modèle EF-3D mis en œuvre permet de reproduire avec un réalisme suffisant les champs de déformations réversibles créés par la charge dans le recouvrement bitumineux. Ces résultats considérés comme très encourageants sont obtenus moyennant la prise en compte, en tant que données de calcul, des décollements d'interface observés sur les planches d'essais ;
- en revanche le modèle EF-3D ne parvient pas à reproduire de façon satisfaisante les déplacements verticaux mesurés sur les structures expérimentales. Ces écarts peuvent sans doute s'expliquer par des conditions d'appui discontinues des dalles de béton sur leur support. En effet les déformées permanentes de cambrure des dalles rigides sont des phénomènes aujourd'hui bien connus. Elles résultent autant des gradients verticaux de température dans la structure, que des gradients verticaux de teneur en eau dans le béton pendant sa prise. Au passage de la charge, les dalles sont ainsi assujetties à des mouvements de corps rigides que le modèle numérique ne parvient pas à reproduire, car il ne prend pas en compte les cambrures des dalles, celles-ci n'étant pas connues avec précision. Cette explication devra toutefois être approfondie, en procédant en particulier dans le futur à une post-auscultation des structures testées. On cherchera à identifier les zones de décollement périphérique des dalles de leur support, ce qui a déjà été ponctuellement observé.

Le dernier chapitre aborde le problème de représentativité de l'essai de fissuration MEFISTO en laboratoire. Un mode de détermination des efforts qui devront être appliqués à l'échantillon par le système de trois vérins équipant la machine a été mis au point. Cette détermination se base sur la recherche de minimisation des écarts entre les sollicitations supportées par le matériau dans la chaussée réelle, et dans le matériau testé en laboratoire. Le modèle EF-3D CESAR-LCPC, déjà mis en œuvre et validé au chapitre 3, est utilisé afin de déterminer, d'une part, les sollicitations régnant dans la structure en service à proximité de la fissure. Il est également utilisé afin de déterminer, d'autre part, les sollicitations élémentaires engendrées dans l'éprouvette MEFISTO par chacun des trois vérins, et pour les différentes positions possibles des deux vérins verticaux. La démarche proposée pour la détermination du protocole de chargement de la machine est illustrée par un exemple détaillé, qui a conduit aux résultats et propositions suivantes :

- une première proposition de protocole obtenue à travers une optimisation par la méthode des moindres carrés permettant d'ajuster au mieux les efforts intérieurs  $N_x$ ,  $Q$  et  $M_{xx}$ . Cette proposition nécessite une amélioration du fait que les consignes des vérins semblent difficiles à réaliser par la machine MEFISTO à cause des fortes oscillations prévues, et du fait que

l'ajustement des moments  $M_{XX}$  reste encore insuffisant.

- une deuxième proposition de protocole dont les consignes des vérins sont plus faciles à réaliser que celles du premier protocole obtenue en utilisant la méthode des moindres carrés pour un ajustement de  $N_X$  et  $M_{XX}$  seulement. De plus, la reproduction des moments est favorisée et leur ajustement est plus représentatif de ce qui se passe dans la chaussée que celui obtenu avec la première proposition de protocole.

On a par ailleurs vérifié que l'application de nos propositions à ce premier cas concret d'utilisation de la machine ne remet pas en cause le cahier des charges de l'équipement, pour ce qui concerne en particulier les spécifications de chargement imposées aux trois vérins. L'exemple traité nous conduit à proposer une position optimale des vérins verticaux, ainsi que des trajets de chargements complètement définis. Ces résultats pourront être utilisés pour la réalisation prochaine des tout premiers essais. L'usage permettra par la suite d'affiner la démarche et si possible de proposer des protocoles types par nature de problèmes posés.

## **REFERENCES**



---

## REFERENCES

---

- [1] Adaska W.S., 2004. Control reflective cracking in cement stabilized pavements. 2004 RILEM publications S.A.R.L. - Portland Cement Association, USA.
- [2] AFD40 TRB Committee (formerly A2B09), 2004. Full Scale and Accelerated Pavement Testing. <http://www.k-state.edu/pavements/trb/A2B09/>
- [3] Agostinacchio M. & Fiori F., 2007. A finite element model to evaluate the role of interlayer fiberglass geogrids in retarding reflective cracking in flexible pavements. Advanced Characterisation of pavement and soil engineering materials conference - Athens, Greece. Edited by Loizos, scarpas & Al-Qadi pp.1393-1402.
- [4] Agostinacchio M., Olita S., 2007. Rheological study of bituminous mastics for the sealing of cracks of flexible and semi-rigid pavements. Advanced Characterisation of pavement and soil engineering materials conference - Athens, Greece.
- [5] Ali Ha., Tayabji Sd., Évaluation of mechanistic-empirical performance prediction models for flexible pavements. Transportation Research Board.
- [6] ALIZE. Logiciel de calcul des déflexions et des sollicitations internes dans les structures de chaussées, et aide au dimensionnement selon la méthode rationnelle française LCPC-SETRA. <http://www.lcpc.fr/fr/produits/alize/index.dml>.
- [7] Al-Qadi I.L., Elseifi M.A., 2004. Field installation and design considerations of steel reinforcing netting to reduce reflection of cracks. 2004 RILEM publications S.A.R.L. - Virginia Polytechnic Institute and State University & Virginia Tech Transportation Institute, USA.
- [8] Al-Qadi I.L., 2007. Development of viscoelastic mechanistic response model for crack sealant at low temperature. Advanced Characterisation of pavement and soil engineering materials conference. Edited by Loizos, scarpas & Al-Qadi pp.1221-1229.
- [9] Al-Qadi I.L., Tutumluer E., Dessouky S. & Kwon J., 2007. Responses of geogrid-reinforced flexible pavement to accelerated loading. Advanced Characterisation of pavement and soil engineering materials conference. Edited by Loizos, scarpas & Al-Qadi pp.1437-1444.
- [10] Artemendi I. & Khalid H.A., 2007. Effect of specimen geometry and loading rate on the fracture properties of bituminous materials. Advanced Characterisation of pavement and soil engineering materials conference. Edited by Loizos, scarpas & Al-Qadi pp.1183-1192.
- [11] Aubry D., 2007. Cours de Mécanique. Supports de cours. Ecole Centrale de Paris. <http://www.mssmat.ecp.fr/IMG/pdf/S5-ElLin-0207small.pdf>
- [12] Baillé M., 2004. Complexe anti-fissure d'efficacité démontrée à base de treillis métalliques et d'enrobés bitumineux. 2004 RILEM publications S.A.R.L. - Colas France.
- [13] Balay J-M and Mateos A., 2004. First results of the European cost 347 action: existing accelerated load testing facilities in Europe, previous and current alt European research. 2<sup>nd</sup> International Conference on Accelerated Pavement Testing, Minneapolis, Minnesota, USA.
- [14] Baron Jacques, 1999. Sciences des Matériaux de Construction - RUPTURES. Ecole Nationale Des Ponts et Chaussées (ENPC).
- [15] Bayomy F.M., Abu Abdo A.M., Ann Mull M. & Santi M.J., 2007. Evaluation of fracture resistance of hot-mix-asphalt. Advanced Characterisation of pavement and soil engineering materials conference. Edited by



- Loizos, scarpas & Al-Qadi pp.1231-1240.
- [16] Bazant Z.P., Jirasek, M., 2002. Nonlocal Integral Formulations of Plasticity and Damage: Survey of Progress, *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 128, No.11, pp.1119–1149.
- [17] Bearing Capacity Of Roads Railways And Airfields Conference, 2002. Modelling of flexible pavements - Workshop 2. Technical University of Lisbon - Instituto Superior Tecnico.
- [18] Birgisson B., Montepara A., Romeo E. & Tebaldi G., 2007. The displacement discontinuity method for predicting HMA fracture energy in the bending beam test. *Advanced Characterisation of pavement and soil engineering materials conference - Athens, Greece*.
- [19] Bocci M., Grilli A., Santagata F.A. & Virgili A., 2007. Influence of reinforcement geosynthetics on flexion behavior of double-layer bituminous systems. *Advanced Characterisation of pavement and soil engineering materials conference*. Edited by Loizos, scarpas & Al-Qadi pp.1415-1424.
- [20] Bodin D., Pijaudier-Cabot G., de La Roche C., Piau J. M., Chabot A. 2004. Continuum Damage Approach to Asphalt Concrete Fatigue Modeling. *Journal of Engineering Mechanics (ASCE)*, 130 (6), 700-708.
- [21] Bolotin V.V., Belousov I.L., 2001. Early fatigue crack growth as the damage accumulation process. *Institute of Mechanical Engineering Research, Russian Academy of Sciences, Moscow Power Eng Institute*.
- [22] Bonnaure F., Gest G., Gravois A., Ugé P., 1977. A New Method Of Predicting The Stiffness Of Asphalt Paving Mixtures. *Proceeding Association of Asphalt Paving Technologists*, vol. 47..
- [23] Bonnot J. et al., 1991. CHAUSSÉES SEMI-RIGIDES. *Association internationale permanente des Congrès de la Route*.
- [24] Bouhas F., Petit Ch. et Millien A., 2007. Modélisation par éléments finis de la remontée de fissure dans les chaussées sous trafic, 25<sup>e</sup> rencontres de l'AUGC, 23-25 mai 2007, Bordeaux.
- [25] Boucart E., Konrad J-M., Pigeon M., 2004. Modélisation de la fissure transversale d'origine thermique de chaussées souples et semi-rigides. 2004 RILEM publications S.A.R.L. - Centre d'étude et de recherche de l'industrie du béton CERIB & Dept. G. civil, université Laval, Quebec.
- [26] Bouchard P.O., Bay F. , Chastel Y. , Tovenia I., 1999. Crack propagation modelling using an advanced remeshing technique. *Ecole des Mines de Paris, Commissariat à l'Energie Atomique*,
- [27] Brooker T., Foulkes M.D. & Kennedy C.K., 1987. Influence of mix design on reflection cracking growth rates through asphalt surfacing. *Sixth International Conference on Asphalt Pavements*.
- [28] Brown S.F. et Brunton J.M., 1989. Grid reinforced overlays. 1th International RILEM Conference on Reflective Cracking in Pavements - Assessment and Control. Edited by Rigo J.M. et Degeimbre R. pp. 63–70.
- [29] Brown Dr., Jated D., Jones C., Watson D., 2000. Georgia's expérience with crumb rubber in hot -mix asphalt. *Transportation Research Board*.
- [30] Buttlar William G., Bozkurt Diyar, Dempsey Barry J., 2000. Cost-effectiveness of paving fabrics used to control reflective cracking. *Transportation Research Board record 1730 Paper N° 00-0346*.
- [31] Cailletaud G et al., 2007. Mécanique des matériaux solides. Notes de cours. Mines Paris-Paristech, pages 62-63. *Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris*.
- [32] Carreira R.P., Caron J.F., Diaz Diaz A., 2002. Model of multilayered materials for interface stresses estimation and validation by finite element calculations. *Mechanics of Material*, 34:217–230, 2002.
- [33] Cecot Christophe, 2001. Etude micromécanique par simulation numérique en éléments finis des couplages viscoélasticité -croissance des fissures dans les composites granulaires. *Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne*.
- [34] CESAR-LCPC. Progiciel général de calcul fondé sur la méthode des éléments finis et adapté à la résolution des problèmes du Génie civil et de l'Environnement. <http://www.lcpc.fr/fr/produits/cesar/index.dml>.
- [35] Chabot A & Ehlacher A., 1998. Modèles multiparticulaires des matériaux multicouches M4-5n et M4-(2n+1)M pour l'analyse des effets de bord. *Comptes-rendus aux 11eme Journées Nationales sur les Composites (JNC11)*, pages 1389–1397, 1998. Arcachon.

- [36] Chabot A., Cantournet S. & Ehlacher A., 2000. Etude du taux de restitution d'énergie d'un multicouche en traction fissuré à l'interface entre deux couches à l'aide d'un modèle simplifié. Comptes Rendus aux 12eme Journées Nationales sur les Composites (JNC12), novembre 2000. ENS de Cachan.
- [37] Chabot A., Tran Q. D., Ehlacher A. 2005, A simplified modeling for cracked pavements - Modèle simplifié pour le calcul des chaussées. Bulletin des Laboratoires des Ponts et chaussées (<http://www.lcpc.fr/en/sources/blpc/index.php>) , (258-259), 105-120.
- [38] Chabot, A., Tran Q. D., Ehlacher A., 2007, "A modeling to understand where a vertical crack can propagate in pavements". International Conference on Advanced Characterization of Pavement and Soil Engineering Materials, June 20- 22 June, Athens, Greece. Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-44882-6, 1, 431-440.
- [39] Chabot A., Pouteau B., Balay J.-M., De Larrard F., 2008. FABAC Accelerated Loading Test of Bond between Cement and Asphalt Material layers. Sixth International RILEM Conference Cracking in Pavements, June 16-18 , Chicago, US.
- [40] Chan K.S. , Davidson, D.L., Owen, T.E., Yi-Der Lee, Hudak, S.J., Jr, 2002. A fracture mechanics approach to high cycle fretting fatigue based on the worst case fret concept II experimental evaluation. International Journal of Fracture & Southwest Res. Inst., San Antonio, TX, USA.
- [41] Clauwaert C. et Francken L., 1989. Etude et observation de la fissuration réfléctive au centre de recherches routières belge. 1th International RILEM Conference on Reflective Cracking in Pavements - Assessment and Control. Edited by Rigo J.M. et Degeimbre R. pp. 170–181.
- [42] Cleveland, GS, Lytton, RL, Button, JW, 2003. Using pseudostrain damage theory to characterize reinforcing benefits of geosynthetic materials in asphalt concrete overlays. Transportation Research Record 1849.
- [43] Collop A.C., Thom N.H. and Sangiorgi C., 2003. Assessment bond condition using leutner shear test. Proceedings of the institution of civil engineers transport.
- [44] Colombier M.G., 1998. Cracking in pavements: nature and origin of cracks. RILEM REPORT 18 - VANELSTRAETE A. and FRANCKEN L. (Prevention of Reflective Cracking in Pavements).
- [45] Colombier M.G., 1993. Les procédés utilisés pour maîtriser la remontée de fissures : bilan actuel. Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées d'Autun, France.
- [46] Dado Mohammad H.F., Shpli Omar A., 2003. Crack parameter estimation in structures using finite element modelling. University of Jordan, Hashemite University (Jordan).
- [47] Dave E.V., Song S.H., Buttlar W.G. & Paulino G.H., 2007. Reflective and thermal cracking modeling of asphalt concrete. Advanced Characterisation of pavement and soil engineering materials conference - Athens, Greece. Edited by Loizos, scarpas & Al-Qadi pp.1241-1252.
- [48] De Bondt A.H., Scarpas A., 1994. Theoretical analysis of shear Interface test set-ups. Report 7-94-203-15 – Road and Railroad research Laboratory - Delft University of Technology.
- [49] De Bondt A.H., Scarpas A., 1997. Design of (reinforced) asphalt overlays. Unihorn bv & Delf university of technology - Eight International Conference on Asphalt Pavements.
- [50] De Bondt A.H., 1999. Anti-reflective cracking design of reinforced asphaltic overlays. PhD-Thesis, Faculty of Civil Engineering, Delft University of Technology.
- [51] Dempsey B.J., . Development and performance of interlayer stress-absorbing composite in asphalt concrete overlays. Transportation Research Record 1809 - Dept. Civil E., University of Illinois, USA.
- [52] Deshpande V.S. , Needleman A. , Van Der Giessen E., 2001. Discrete dislocation modelling of fatigue crack propagation. Brown University, Providence, University of Groningen, Nyenborgh, The Netherlands.
- [53] Di Benedetto H., Neji J., Antoine J.P. et Pasquier M., 1993. Apparatus for laboratory study of cracking resistance. 2th International RILEM Conference on Reflective Cracking in Pavements - State of the Art and Design Recommendations. Edited by Rigo J.M., Degeimbre R. et Francken L. pp. 179–186.
- [54] Diaz Diaz A., Caron J.F., Carreira R.P, 2001. Un modèle de stratifiés. Laboratoire d'analyse des matériaux et identification (LAMI), ENPC.
- [55] Dolbow John, Belytschko & Moës Nicolas, 2000. An extended finite element method for modelling crack growth with frictional contact. Department of Civil and Environmental Engineering of Duke university,

- Department of Mechanical Engineering of Northwestern university.
- [56] Dugdale D. S., 1960. Yielding in Steel Sheets Containing Slits, *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, Vol. 8, pp. 100-108.
- [57] Dumas P. et Vecoven J., 1993. Processes reducing reflective cracking ; synthesis of laboratory tests. 2th International RILEM Conference on Reflective Cracking in Pavements - State of the Art and Design Recommendations. Edited by Rigo J.M., Degeimbre R. et Francken L. pp. 246–253.
- [58] Ellis S., Gungeon R., 2004. Pre-cracking as a technique to minimise reflection cracking in semi-rigid pavement structures - long term performance monitoring. 2004 RILEM publications S.A.R.L. - TRL Limited & Highway agency, UK.
- [59] Elsefi M.A., Al-Qadi I.L., 2004. Effect of the thermal and vehicular loading on rehabilitated jointed concrete pavement with and without steel reinforcing netting. 2004 RILEM publications S.A.R.L. - Virginia Polytechnic Institute and State University & Virginia Tech Transportation Institute, USA.
- [60] Eltahan Ahmed A. And Lytton Robert L., 2000. Mechanistic-empirical approach for modeling reflection cracking. Transportation Research Board record 1730 Paper N° 00-0346.
- [61] Erkens S.Mj.G., Groenendijk J., Moraal J., Molenaar A.A.A. & Jacobs M.M.J., 1997. Using Paris law to determine fatigue characteristics - A discussion. Delf university of technology - Eight International Conference on Asphalt Pavements.
- [62] Espinosa H.D., Dwivedi S.K., 2002. Modelling dynamic crack propagation in fibbers reinforced composites including frictional effects. Department of Mechanical Engineering, Northwestern University.
- [63] Fock G., 1989. The use of paving felts to influence the life expectancy and permanent adhesion of asphalt road surfaces. 1th International RILEM Conference on Reflective Cracking in Pavements - Assessment and Control. Edited by Rigo J.M. et Degeimbre R. pp. 95–102.
- [64] Florence C., 2005. Étude expérimentale de la fissuration réfléctive et modélisation de la résistance de structures cellulaires. Thèse doctorale. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, ENPC.
- [65] Florence C., Foret, G., Tamagny, P., Sener, J.Y. and Ehrlacher, A. 2004. Design of a new laboratory test simulating the reflective cracking in Pavements with cement treated bases. In RILEM Proceedings PRO 37, Fifth Internat.l RILEM Conf. Cracking in Pavements, Limoges May 5-8 2004: 147-154.
- [66] Franken Louis, 2004. Prevention of cracks in pavements: achievements and open questions. RILEM - PRO 37 : Cracking in Pavements Mitigation, Risk Assessment and Prevention.
- [67] Gaarkeuken G., Scarpas A. and de Boundt A. H., 1996. Causes and Consequences of Secondary Cracking. Report 7-96-203-23, Road and Railway Research Laboratory, Delft University of Technology.
- [68] Gallego J. and Prieto J. N., 2006. New Laboratory Equipment for Study of Reflective Cracking in Asphalt Overlays. 2006 Annual Meeting of the Transportation Research Board of the National Academies. ISSN 0361-1981. Issue Volume 1970 / 2006. Category Transportation Law. DOI 10.3141/1970-25. Pages 215-222.
- [69] Gibney Amanda, Lohan Gearoid, Moore Vivian, 2002. Laboratory study of the résistance of bituminous overlays to reflective cracking. Transportation Research Board 1809.
- [70] Goacolou Honore, Marchand Jean-Pierre Et Mouratidis Anastassios, 1983. La méthode des éléments finis : application à la fissuration des chaussées et au calcul du temps de remontée des fissures. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées - Laboratoire Régional de l'Ouest de Paris.
- [71] Goulias D.G. And Ishai I., 1999. Experimental system for simulating crack propagation in asphalt pavements and effectiveness of Geosynthetic in crack retardation. *Journal of testing and evaluation (JTEVA)*. Vol 27. Mars 1999 pp 103-113).
- [72] Grzybowska W., Wojtowcz J. et Fonferko L., 1993. Application of geosynthetics to overlays in cracow region of poland. Proceedings of the 2nd RILEM-Conference on Reflective Cracking in Pavements, Liège. pp. 290–298.
- [73] Guissi G., 2005. La remontée des fissures dans les re-surfaçages : Développement d’une méthodologie de conception des re-surfaçages. Rapport de synthèse, École de Technologie Supérieure, Montréal, 2005.
- [74] Hicks R.G., Dunn K., Moulthrop Js., 2000. Frame work for selecting effective preventive maintenance treatments for flexible pavements. Transportation Research Board.

- [75] Hornyh, P., Kerzreho, J. P., Chabot, A., Bodin, D. and Balay, J. M. 2008. The LCPC's ALT facility contribution to pavement cracking knowledge. Proposed to the Sixth International RILEM Conference Cracking in Pavements, Chicago June 16-18.
- [76] Hu Sh., Zhou F. & Scullion T., 2007. Thermal reflective crack propagation. Advanced Characterterisation of pavement and soil engineering materials conference - Athens, Greece. Edited by Loizos, scarpas & Al-Qadi pp.1173-1182.
- [77] Irwin G.R., 1957. Analysis of stresses and strains near the end of a crack traversing a plate. Journal of Applied Mechanics, 1957, vol 24, pp. 223-230..
- [78] Jacobs M.M., 1990. Determination of crack growth parameters of asphalt concrete, based on uniaxial dynamic tensile tests. Proceedings of the fourth RILEM symposium on mechanical test for bituminous mixes, Budapest, pp. 483-496.
- [79] Jacobs M. M. J., De Bondt A., and Molenaar A. A. A, 1992. Cracking in asphalt concrete pavements, Proceedings of the 7<sup>th</sup> International conference on asphalt pavements (ISAP), Vol. 1 (Design).
- [80] Jacobs M. M. J., Hopman P. C., Molenaar A. A. A and Hopman P. C., 1996. Application of Fracture Mechanics in Principles to Analyze Cracking in Asphalt Concrete, Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 65, pp 1-39.
- [81] Jayawickrama P.W. & Lytton L., 1987. Methodology for predicting asphalt concrete overlay life against reflection cracking. Sixth International Conference on Asphalt Pavements.
- [82] Jenq Y. S., Liaw C. J., Liu P., 1993. Analysis of Crack Resistance of Asphalt Concrete Overlays – A Fracture Mechanics Approach, Transportation Research Record, No. 1388, pp. 160- 166.
- [83] Jenq Y. S., Perng J. D., 1991. Analysis of Crack Propagation in Asphalt Concrete Using a Cohesive Crack Model, Transportation Research Record, TRB, 1317, pp. 90-99.
- [84] Jiang Y., Darter M.I., Owusu-antwi E., . Analysis of current state rigid pavement design practices in the United States. Transportation Research Record 1525.
- [85] Jun Y., Guanhua F., Qing L., Rongsheng Ch., Xuejun D., 2004. Deep analysis on interlayer restraining revlective cracks in asphalt overlay old concrete pavement. 2004 RILEM publications S.A.R.L. - Tr. College South East university & Jiangsu providence Tr. Research College, China & University of California at Berkeley, USA.
- [86] Kim B., Roque R., Birgisson B., Kim J., 2004. Laboratory test methods to uniquely characterize the presence and contribution of SBS modifiers on the cracking performance of asphalt mixtures. 2004 RILEM publications S.A.R.L. - University of Florida.
- [87] Kim, H. and Buttlar W. G., 2005. Micromechanical Fracture Modeling of Hot-Mix Asphalt Concrete Based on a Disk-shaped Compact Tension Test, Journal of Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 75E.
- [88] Kim H., Wagoner M.P. & Buttlar W.G., 2007. Fracture modeling considered rate-dependency of asphalt concrete using discrete element method. Advanced Characterterisation of pavement and soil engineering materials conference - Athens, Greece.
- [89] Kim Jiwon And Buttlar William, 2002. Analysis of Reflective Crack Control System Involving Reinforcing Grid over base-isolating Interlayer Mixture. Journal of Transportation Engineering (july/august 2002).
- [90] Kim Kwang W., Doh Young S., Lim Sungbin, 1999. Mode I reflection cracking resistance of strengthened asphalt concretes. Kangwon National University, South Korea.
- [91] Kim Y.R., Lee H.J. et Little D.N., 1997. Fatigue characterization of asphalt concrete using viscoelasticycity and continuum damage theory.
- [92] Klingbeil, N.W., 2003. A total dissipated energy theory of fatigue crack growth in ductile solids. International Journal of Fatigue & Dept. of Mech. & Mater. Eng., Wright State Univ., Dayton, OH, USA.
- [93] Kubair Dharendra V. , Geubelle Philippe H. , Huang Yonggang Y., 2001. Analysis of a rate-dependent cohesive model for dynamic crack propagation. University of Illinois at Urbana-Champaign.
- [94] Kujawski Daniel, 2001. Utilization of partial crack closure for fatigue crack growth modelling. Western Michigan University, Kalamazoo (USA).
- [95] Kunst P.A.J.C. and Kirschner R., 1993. Investigations on the effectiveness of synthetic asphalt

- reinforcements, Reflective Cracking in Pavements, Rigo, J.M., Degeimbre R. and Francken L., Ed. RILEM.
- [96] Kuo Chen-Ming, Hsu Tsung-Rung, 2003. Traffic induced reflective cracking on pavements with geogrid-reinforced asphalt. National Cheng Kung University.
- [97] Laveissiere Delphine, 2002. Modélisation de la remontée de fissure en fatigue dans les structures routières par endommagement et macro fissuration. Thèse doctorale. Ecole Doctorale de L'université de Limoges.
- [98] LCPC-SETRA, 1998. Catalogue des structures types de chaussées neuves. Ministère de l'équipement, des Transports et du Logement. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Services Techniques des Routes et Autoroutes.
- [99] Lee H. J. and Y. R. Kim, 1998. Viscoelastic Constitutive Model for Asphalt Concrete under Cyclic Loading. Journal of Engineering Mechanics-ASCE, 124(1):32-40.
- [100] Leutner R.L., 1979. Research on adhesion between layers of flexible pavements. Bitumen 3.
- [101] Liang Robert Y., Zhou Jian, 1996. Prediction of fatigue life of asphalt concrete beams. University of Akron.
- [102] Liljedahl Bo, 1987. Theme III lecture part II Pavement Réhabilitation. Sixth International Conference on Asphalt Pavements.
- [103] Lou K.A., . Development of a novel fiber-optic strain sensor system for long-term monitoring of highway structures. Transportation Research Board.
- [104] Lugmayr R.G. & Hasslacher Th., 2007. Evaluation of the fracture behavior of asphalt road surface with a geosynthetic overlay system. Advanced Characterisation of pavement and soil engineering materials conference. Edited by Loizos, scarpas & Al-Qadi pp.1447-1454.
- [105] Lytton R.L., Shanmugham U., Garrett B.D., 1983. Design of Asphalt Pavements for Thermal Fatigue Cracking. Research Report 284-4, Texas Transportation Institute.
- [106] Marie S., Chapuliot S., 2002. 2D crack growth simulation with an energetic approach. Commissariat à l'Energie Atomique, DRN/DMT/SEMT/LISN,.
- [107] Martin Meizozo A. & Martinez Esnaola J.M., 2003. Comportamiento en servicio y prevencion de fallos - Mecanica de la fractura. Escuela Superior de Ingenieros TECNUN, Universidad de Navarra, San sebastian (ISBN 84-921312-4-1).
- [108] Mathews J.M. et Monismith C.L., 1993. Investigation of laboratory fatigue testing procedures for asphalt aggregate mixtures. Journal of Transportation Engineering, July-August, vol 119-4, pp. 634-654.
- [109] Maupin G. W. Jr. & Payne C.W., 1997. Evaluation of asphalt rubber stress-absorbing membrane. Virginia Transportation Research Council.
- [110] Max J., 1981. Méthodes et techniques de traitement du signal et applications aux mesures physiques. Masson édition, 1981. Tome I.
- [111] Metcalf John B., 1996. Application of Full-Scale Accelerated Pavement Testing. Transportation Research Board.
- [112] Miradi A., Groennedijk J., Dohen L J M, 2000. Crack development in linear tracking test pavements. Transportation Research Board.
- [113] Molenaar A.A.A., . Modelling of crack propagation in flexible pavements. Delf University of Technology, Delf - Netherlands.
- [114] Molenaar A.A.A., 1983. Structural performance and design of flexible road construction and asphalt concrete overlays. Doctoral Thesis, Delf, Netherlands.
- [115] Molenaar A.A.A., 1993. Evaluation of pavement structure with emphasis on reflective cracking. Road and Railway Research Laboratory, Delf university of Technology, Netherlands.
- [116] Molenaar A.A.A., 2004. Bottom-up fatigue cracking: myth or reality?, Delf university Technology, The Netherlands - 2004 RILEM publications S.A.R.L..
- [117] Molenaar A.A.A., and Nods M., 1996, Design Method for plain and geogrid reinforced overlays on cracked pavements. Reflective cracking in pavements, Francken L., Beuving E. and Molenaar A.A.A., Ed. RILEM.

- [118] Montestruque G., Rodrigues R., Nods M., Elsing A., 2004. Stop of reflective crack propagation with the use of pet geogrid as asphalt overlay reinforcement. 2004 RILEM publications S.A.R.L. - Huesker Ltda. & Aeronautics Technological Institute, Brazil & Huesker Synthetic GmbH, Germany.
- [119] Naciri T., Erhlicher A. & Chabot A., 1997. Interlaminar stress analysis with a new multiparticle modelization of multilayered materials (M4). *Composites Sciences and Technology*, 58:337–343, 1997.
- [120] Nantung T., Dave K., Flora B., Li S., Kim D. & Gallivan L., 2002. Considerations for implementing the 2002 M-E Design Using flexible pavement section in Indiana. TRB 2005 Annual meeting - INDOT M-E 2002 Design Guide Implementation - Indiana.
- [121] NCHRP 1-37A Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures, 2004 <http://www.trb.org/mepdg/guide.htm>.
- [122] NCHRP Synthesis 325, 2004. Significant findings from Full-scale accelerated pavement testing. National cooperative highway research program. Transportation research board.
- [123] Note d'information PCA, 2003. Reflective cracking in cement stabilized pavements. PCA - Portland Cement Association, USA. [www.cement.org](http://www.cement.org).
- [124] Paris P.C., Erdogan F., 1963. A critical analysis of crack propagation laws. *Journal of Basic Engineering Transaction of the American society of mechanical engineering, series D*, 85, n° 3.
- [125] Paulino, G. H., S. H. Song, and W. G. Buttlar, 2004. Cohesive Zone Modeling of Fracture in Asphalt Concrete, Proceedings of the 5th International Conference on Cracking in Pavements, May 5-7, Lemoges, France, pp. 63-70.
- [126] Petit Christophe, 1999. Fatigue et vieillissement des géocomposites: Etude de la fissuration et des dispositifs anti-fissures dans les structures de chaussées traitées aux liants hydrauliques. LCPC Nantes, Laboratoire génie Civil Egletons, LRPC Autun et SACER.
- [127] Piau J.M., 1996. Analyse théorique préliminaire du fonctionnement mécanique de la machine d'essai MEFISTO. LCPC.
- [128] Ponniah J., Haas R., Phang W. A. & Rothenburg L., 1987. Low-température reflection crackign through asphalt overlays. Sixth International Conference on Asphalt Pavements.
- [129] Pouteau B., 2004. Durabilité mécanique du collage blanc sur noir dans les chaussées. Thèse de l'Ecole Centrale de Nantes et l'Université de Nantes.
- [130] Pouteau B., Chabot A. and De Larrard F., 2002. Etude en laboratoire du collage béton/ matériaux bitumineux". *Matériaux 2002*, 21-25 octobre, Tours.
- [131] Pouteau, B., Balay, J.-M., Chabot A. and De Larrard F., 2004. Fatigue test and mechanical study of adhesion between concrete and asphalt. 9th International Symposium on Concrete Roads, Istanbul 3-6 April 2004.
- [132] Pouteau B., Chabot A., Balay J. M. and De Larrard F., 2005, « Essai accéléré de durabilité du collage blanc sur noir dans une chaussée composite ». 17ème Congrès Français de Mécanique, 29 Août - 2 Septembre, Troyes.
- [133] Pouteau B., Chabot A., De Larrard F., Balay J. M. (mars) 2006a, "Mécanique des chaussées Béton sur grave-bitume, étude de la tenue du collage entre béton et enrobé sur chaussée expérimentale (1re partie)". *Revue Générale des Routes et des Aérodrômes (RGRA)*, (847) 85- 90.
- [134] Pouteau, B. & Simonin J. M. & De Larrard F. 2006b. Mécanique des chaussées Béton sur grave-bitume, Suivi du chantier expérimental RN4 de chaussée composite (2ème partie). *Revue Générale des Routes et des Aérodrômes (RGRA)* (848) : 62-66
- [135] Qing-Ling Sha, 1993. Two kinds of mechanism of reflective cracking. Research Institute of highways, Beijing, P.R..
- [136] Rigo Jm., 1993. General introduction, main conclusions of the 1989 conference on reflective cracking in pavements, and future prospects. Liege University, Belgium and Belgian Road Research Centre, Brussels, Belgium.
- [137] Rigo Jm., Hendrick S., Courard L. And Costa C., 1993. Evaluation of crack propagation in an overlay subjected to traffic and thermal process. Liege University, Belgium and Belgian Road Research Centre, Brussels, Belgium.

- [138] Rilem, 1993. Réflexive Cracking in Pavements - State of the Art and Design Recommendations. Liege University, Belgium and Belgian Road Research Centre, Brussels, Belgium.
- [139] Ramsamooj D.V., 1994. Fatigue cracking and rutting in flexible pavements. Fracture mechanics applied to geotechnical engineering, Vallejo L.E. and Liang R.Y., Ed. ASCE, Geotechnical Special Publication N° 43, pp. 132-146.
- [140] Robinson, M.E. A, Crowder, M.J., 2002. The use of residuals in statistical modelling for fatigue-crack growth under constant amplitude loading. Man Investment Products Ltd., London, UK.
- [141] Rodezo M.C., Kaloush K.E, Way G., 2005. Distress assessment of conventional HMA and asphalt rubber overlays on PCC pavements using the mechanistic-empirical design of new and rehabilitated pavement structures. TRB 2005 Annual meeting.
- [142] Rodopoulos, C.A. A, De Los Rios, E.R., 2002. Theoretical analysis on the behaviour of short fatigue cracks. International Journal of Fatigue & Dept. of Mech. Eng., Univ. of Sheffield, UK.
- [143] Scarpas A., Al-Khoury R., Gurp C.A.P.M. and Erkens S.M.J.G., 1997. Finite Element Simulation of Damage Development in Asphalt Concrete Pavements, 8th Int. Conf. on Asphalt Pavements, Volume 1 Proceeding, University of Washington, Seattle, Washington, 1997, pp 673-692.
- [144] Schapery, R.A., 1975. A Theory of Crack Initiation and Growth in Viscoelastic Media I: Theory Development. International Journal of Fracture, Vol.11, No.1, pp 141-159.
- [145] Seo, Y., Y. Richard Kim, Richard. A. Schapery, Matthew W. Witzak, Ramon Bonaquist, 2004. A Study of Crack-Tip Deformation and Crack Growth in Asphalt Concrete Using Fracture Mechanics, Journal of Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 74, 2004, pp. 200-228.
- [146] Sfakiotakis V.G. , Anifantis N.K., 2000. Finite element modelling of spur gearing fractures. Mechanical & Aeronautics Engineering Department, University of Patras, Greece.
- [147] Shah A., Olek J., McDaniel R.S., 2004. Influence of binder and mixture properties on thermal cracking of asphalt pavements. 2004 RILEM publications S.A.R.L. - North central superpave center & Purdue University, USA.
- [148] Shapery R.A., 1978. A method for predicting crack growth in non homogeneous viscoelastic media. Int. Journal of fracture mechanics, pp. 293-309..
- [149] Siddique A., Hoque A. M., 1998. Crack survey and crack repair methodology for renovation of a runway pavement. Department of civil engineering, Bangladesh university of engineering and technology.
- [150] Signore J.M., Dempsey B.J., 2002. Accelerated testing procédures for evaluating séparation layer performance in open graded base courses. Transportation Research Board 1809.
- [151] Simonin J.M., 2005. Contribution à l'étude de l'auscultation des chaussées par méthode d'impact mécanique pour la détection et la caractérisation des défauts d'interface. Thèse de Doctorat INSA de Rennes.
- [152] Soares, J. B., F. A. C. de Freitas, and D. H. Allen, 2003. Considering Material Heterogeneity in Crack Modeling of Asphaltic Mixtures, Transportation Research Record, No. 1832, pp. 113-120.
- [153] Sobhan K., Crooks T., Tandon V. et Mattingly S., 2004. Laboratory simulation of the growth and propagation of reflection cracks in geogrid reinforced asphalt overlays. 5th International RILEM Conference on Cracking in Pavements - Mitigation, Risk Assesment and Prevention. Edited by Petit C., Al-Qadi I.L. et Millien A., pp. 589-596.
- [154] Sodopivec V., Ostir V., Lipoglavsek B., 2004. Cause for surface fatigue cracks on asphalt pavements. 2004 RILEM publications S.A.R.L.
- [155] Sousa J.B., Shatnawi S. & Cox J., 1996. An approach for investigation reflective fatigue cracking in asphalt-aggregate overlays. Third RILEM Conference on Reflective Cracking in Pavement – Maastricht – pp 103-112.
- [156] Sousa J.B., Pais J.C., Saim R., Way G.B., Stubstad R. N., 2002. Development of a mechanistic-empirical based overlay design method for reflective cracking. Transportation Research Board 1809.
- [157] STBA, 1999. Techniques anti-remontées de fissures - Guide d'emploi en chaussées aéronautiques.
- [158] Tamagny Ph., Wendling L. and Piau J.P., 2004. "A new explanation of pavement cracking from top to bottom: the visco-elasticity of asphalt materials?" Cracking in Pavements, Limoges (France), RILEM 5-8 may 2004.

- [159] Tighe, S, Haas, R, Ponniah, J, 2003. Life-cycle cost analysis of mitigating reflective cracking. Transportation Research Board.
- [160] Tirado-Crovetti M.R., Darter M.I., Jayawickrama P.W., Smith R.E. & Lytton L., 1988. ODE Computer Program: Mechanistic-empirical asphalt concrete overlay design. Texas A&M University, Transportation Research Board record 1207 National Research Council, Washington.
- [161] Tran Q. D., 2004. Modèle simplifié pour chaussées fissurées multicouches. Thèse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées (ENPC).
- [162] Tran Q. D., Chabot A., Ehrlacher A., Tamagny P., 2003, "Modèle simplifié pour le calcul de chaussées". 16ème Congrès Français de Mécanique, 1-3 Septembre, Nice.
- [163] Tran, Q. D. & Chabot, A. & Ehrlacher, A. & Tamagny, P. 2004. A simplified modelling for cracking in pavements. In RILEM Proceedings PRO 37, Fifth International RILEM Conference Cracking in Pavements, Limoges May 5-8 2004: 299-306.
- [164] Tran Quang Dat, Chabot Armelle, Ehrlacher Alain, Tamagny P., 2003. Modèle simplifié pour le calcul de chaussées. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées & Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.
- [165] Trevino Manuel, Dossey Terry, Mccullough B. Frank , Yildirim Yetkin, 2003. Applicability of asphalt concrete overlays on continuously reinforced concrete pavements. Texas Department of Transportation Research & Center for Transportation Research University of Texas Austin.
- [166] Turatsinze A., Bonnet S., Granju J.L., 2004. Cracking resistant cement-based material. 2004 RILEM publications S.A.R.L..
- [167] Tvergaard, V., 2002. Theoretical investigation of the effect of plasticity on crack growth along a functionally graded region between dissimilar elastic-plastic solids. Dept. of Mech. Eng., Tech. Univ. Denmark, Lyngby, Denmark.
- [168] U.S. Army Corps Of Engineers, 1985. Use of engineering fabrics and asphalt rubber interlayers to minimize reflective cracking in pavements. U.S. Army Corps of Engineers.
- [169] Uhlmeier Jeff S., Willoughby Kim,M. Pierce Lindea,Mahoney Joe P., 2000. Top-down cracking in Washington State asphalt concrete wearing courses. Transportation Research Board record 1730 Paper N° 00-0346.
- [170] Uzan J., 2000. Evaluation of fatigue cracking. Transportation Research Board.
- [171] Uzan J. & Levenberg E., 2001. Strain measurements in asphalt concrete specimens towards the development of a fracture model. International journal of pavement engineering, Vol. 2, N° 4, pp. 243-258.
- [172] Vanelstraete A., d Bondt A.H. et Courard L., 1997. Characterization of overlay systems. Prevention of Reflective Cracking in Pavements - RILEM Report 18. Edited by Vanelstraete A. et Franckien L. pp. 61-83.
- [173] Vanelstraete A. et d Bondt A.H., 1997. Crack prevention and use of overlay systems. Prevention of Reflective Cracking in Pavements - RILEM Report 18. Edited by Vanelstraete A. et Franckien L. pp. 43-60.
- [174] Vecoven J.H., 1989. Méthode d'étude de systèmes limitant la remontée de fissures dans les chaussées. 1th International RILEM Conference on Reflective Cracking in Pavements - Assessment and Control. Edited by Rigo J.M. et Degeimbre R, pp. 57-62.
- [175] Vicari M., 2007. Lessons learned from modelling and laboratory experiences on reinforcement of asphalt pavements with double twist steel wire mesh. Advanced Characterterisation of pavement and soil engineering materials conference. Edited by Loizos, scarpas & Al-Qadi pp.1425-1435.
- [176] Wagoner, M. P., W. G. Buttlar, and G. H. Paulino, 2005. Disk-shaped Compact Tension Test for Asphalt Concrete Fracture, Journal of Society for Experimental Mechanics, vol. 45, No. 3, pp. 270-277.
- [177] Wang L.B., Frost J.D., Voyiadjis G.Z., Harman T.P., 2002. Quantification of damage parameters using X-ray. Louisiana State University and Southern University, Georgia Institute of Technology, Atlanta, Federal Highway Administration.
- [178] Wang, LB, Myers, LA, Mohammad, LN, Fu, YR, 2003. Micromechanics study on top-down cracking. Transportation Research Record 1853.
- [179] Wei L.-W. ,James M.N., 2003. Numerical modelling of plasticity-induced crack closure for interfacial cracks in bi-material specimens. Department of Mechanical and Marine Engineering, University of Plymouth.



- [180] Wendling L., Wendling N. Et Piau J-M, 1999. Experimentation et modelisation de la fissuration par fatigue des enrobés bitumineux en mode I. Utilisation du banc d'essai MEFISTO. Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées et Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Nantes.
- [181] Wendling Nicolas, Wendling L., Piau J.M., . Nouveau banc de fissuration MEFISTO - Modelisation ANNEXES. Laboratoire Regional d'Autun.
- [182] Wendling Nicolas, Wendling L., Piau J.M., . Nouveau banc de fissuration MEFISTO - Fissuration par fatigue en mode I eprouvettes en béton bitumineux semi-grenu 0/10 conditionnées à +5°C (GEO) liant 35/50. Laboratoire Regional d'Autun.
- [183] Wu W.F., Ni C.C., 2003. A study of stochastic fatigue crackgrowth modelling through experimental data. Department of Mechanical Engineering, National Taiwan University, Taipei.
- [184] Wu R., Harvey J. T., and Monismith C. L., 2006. Towards a Mechanistic Model for Reflective Cracking in Asphalt Concrete Overlays, Journal of Association of Asphalt Paving Technologists.
- [185] Xiulin Zheng, 2001. On some basic problems of fatigue research in engineering. International Journal of Fatigue & Dept. of Mater. Sci. & Eng., Northwestern Polytech. Univ., Xian, China.
- [186] Yamaoka I., Yamamoto D. et Hara T., 1989. Laboratory fatigue testing of asphalt concrete pavements containing fabric interlayers and field. 1th International RILEM Conference on Reflective Cracking in Pavements - Assesment and Control. Edited by Rigo J.M. et Degeimbre R. pp. 49–56.
- [187] Zhang J. and Li V.C., 2002. Monotonic and fatigue performance in bending of fibber reinforced engineered cementitious composite in overlay system. Cement and Concrete Research, vol 32, pp. 415–423.
- [188] Zeghal M., 2004. Le rôle de la couche de base dans la propagation des fissures : confirmation et attenuation. 2004 RILEM publications S.A.R.L. - Institut de recherche en construction, Canada.
- [189] Zhongyin Guo, Quancai Zhang, 1993. Prevention of cracking progress of asphalt overlayer with glass fabric. Tongji University, shangai & Taiyuan Highway Administration, China.
- [190] Zhou F. and Sun Lijum, 2002. Réflective cracking in asphalt overlay on existing PCC. Texas transportation institute, USA & Tongji University, Dept. of road and traffic engineering, China.
- [191] Zhou F., Chen D., Scullion T. et Williammee R., 2004. Overlay tester : a simple test to evaluate the reflective cracking resistance of asphalt mixtures. 5th International RILEM Conference on Cracking in Pavements - Mitigation, Risk Assesment and Prevention. Edited by Petit C., Al-Qadi I.L. et Millien A. 2004, pp. 597–604.
- [192] Zhou Fujie and Scullion Tom, 2005. Overlay tester: a rapid performance related crack resistance test. Texas Department of Transportation - Research and Technology Implementation Office.

## **ANNEXES**



# ANNEXE 1 – ANALYSE DES ESSAIS COLIBRI REALISES POUR LE SUIVI DES JOINTS SOLLICITES AVEC FABAC

Adaptation du rapport réalisé par Jean Michel Simonin

## 1. PRESENTATION

Dans le cadre des essais de fissuration réfléctive réalisés dans cette thèse à l'aide des simulateurs de trafic lourd FABAC différentes recherches concernant l'évolution des dégradations de la piste ont été menées. Un des aspects ayant une influence certaine sur le processus de fissuration réfléctive est l'état du collage de l'interface entre la couche de surface (en béton bitumineux) et la couche d'assise (en béton ciment). Or cet état est difficile à déterminer sans employer des méthodes destructives. Afin d'apporter des éléments supplémentaires pour établir l'évolution des conditions de collage des différents joints, une auscultation à l'aide du système Colibri a été réalisée.

Les essais avec Colibri ont été réalisés avant et après fatigue de certains joints pour évaluer l'évolution de ceux-ci. Des dégradations subies par la structure de chaussée par l'application répétée de passages d'essieux ont été constatées à travers les essais Colibri. Cette annexe présente les résultats de l'auscultation par Colibri lors de l'expérimentation de fissuration réalisée avec les simulateurs de trafic lourd FABAC.

## 2. ESSAIS REALISES AVEC COLIBRI

### 2.1. Rappel du principe de Colibri

Le principe de l'essai consiste à évaluer la réponse dynamique d'une chaussée à une sollicitation mécanique dynamique. Pour cela, la maquette Colibri applique à la surface de la chaussée un choc (coup de marteau cf. Fig. 2.1) et enregistre à la fois les caractéristiques du choc appliqué, et la réponse accélérométrique en surface à une distance fixe (0,10 m) de la position du choc.

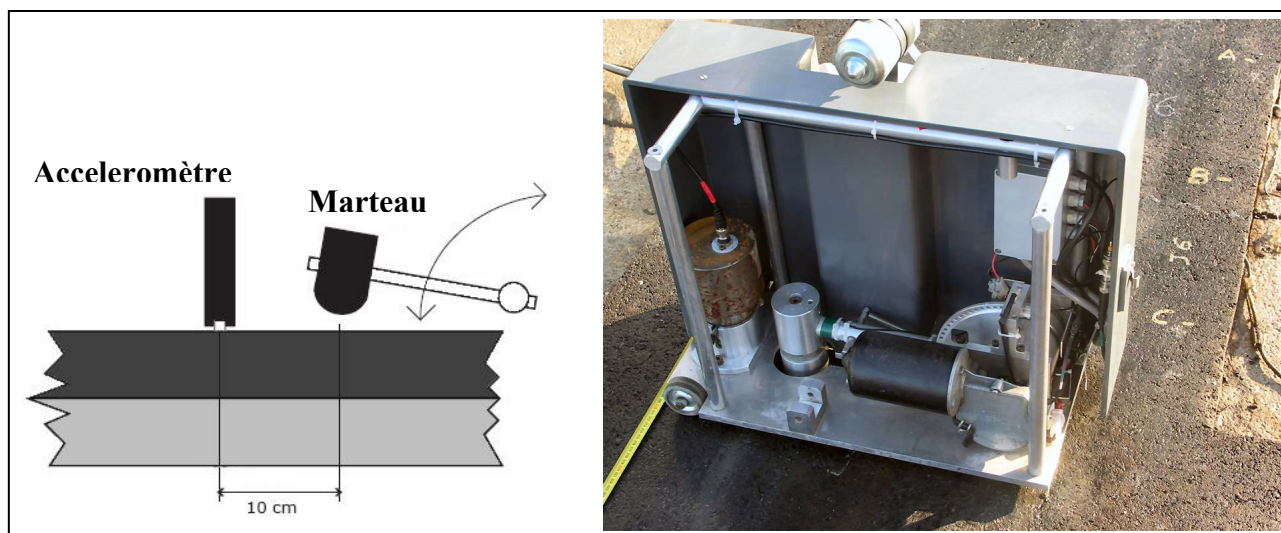


Figure 2.1 – Photo du système Colibri sur la chaussée FABAC et schéma [Pouteau, 2004]

Par analyse spectrale, on peut en déduire la courbe d'inertance de la structure sollicitée en fonction de la fréquence (fonction de transfert de l'accélération sur la force). Cette fonction globalement croissante avec la fréquence, est sensible à la structure auscultée, y compris à la présence de défauts internes dans la structure. La présence de fissures verticales ou horizontales (défaut d'interface) rend la structure plus flexible. Les fréquences de résonance de la structure sont réduites, augmentant ainsi l'inertance au voisinage de ces fréquences. La géométrie des fissures et

leur distance au point d'essai influence l'inertance mesurée. La comparaison des fonctions d'inertance permet de détecter la présence de ce type de défaut, mais aussi d'apprécier leur importance en considérant les écarts d'amplitude et la gamme de fréquences sensibles. Pour la réalisation des essais, on évitera les conditions expérimentales défavorisant les conditions de résonances comme les périodes chaudes en présence de matériaux bitumineux (amortissement plus important).

## 2.2. Réalisation des essais Colibri

L'auscultation des joints par le système Colibri a été effectuée avant et après la sollicitation du joint par la machine FABAC.

Pour chaque joint, il a été réalisé des séries d'essais dans chacune des bandes de roulement, et entre les bandes de roulement (profil de mesure). Pour chaque profil, les mesures sont effectuées sur 50 cm de part et d'autre du joint, à raison d'une mesure tous les 2 cm pour une distance au joint inférieure à 20 cm, et tous les 5 cm à une distance supérieure. Le tableau 1.1 récapitule les dates des mesures et les joints auscultés à ces différentes dates, ainsi que les éventuelles observations nécessaires à l'interprétation des essais.

**Tableau 1.1 : Récapitulatif de la date d'auscultation des joints et commentaires associés.**

Date	Joint	Commentaires
23/12/2004	3	3 profils auscultés ; avant chargement
	7	3 profils auscultés ; avant chargement
11/04/ 2005	3	3 profil auscultés ; après chargement
	7	3 profils auscultés ; après chargement
	2	3 profil auscultés ; avant chargement
	6	3 profil auscultés ; avant chargement
29/11/2005	6	3 profils auscultés ; après chargement
	2	2 profils auscultés ; après chargement ; Le profil est correct; Pour le profil sud, il y a eu un problème d'acquisition à partir de la 16ième mesure (conditionneurs de la cellule de force dérégulé).
13/01/06	1	2 profils auscultés ; avant chargement
	5	2 profils auscultés ; avant chargement

## 3. PRINCIPE D'ANALYSE DES RESULTATS

### 3.1. Principe de dépouillement des mesures

Le système d'auscultation non destructif Colibri est équipé d'un marteau instrumenté d'un capteur de force. Le spectre de fréquences ciblées pour la réponse de l'excitation dynamique appliquée par le marteau se trouve entre 0 et 5000 Hz. Le spectre du marteau choisi s'étend sur l'ensemble de cet intervalle. La réponse des impulsions dans une chaussée est riche en information concernant son état structurel dans ce spectre de fréquences. Au-delà de 7 kHz les fonctions de transfert sont instables.

Dans la pratique en chaque point d'essai d'une zone d'auscultation, on enregistre 3 impacts successifs. Le capteur placé sur le marteau permet d'établir la valeur en force du choc appliqué à la chaussée  $m(t)$  à grand contenu fréquentiel. La mesure de la réponse,  $r(t)$ , se réalise à 10 cm par un accéléromètre en contact avec la chaussée. La figure 3.1 montre un exemple des signaux de force  $m(t)$  (cf. fig. 3.1.A) et d'accélération  $r(t)$  (cf. Fig. 3.1.B) obtenus à travers un essai Colibri.

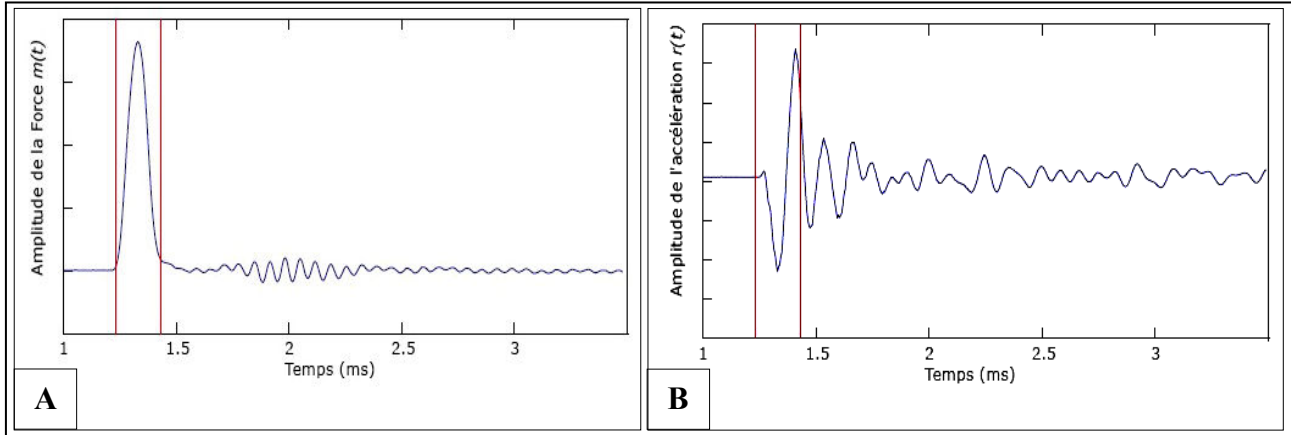


Figure 3.1 – Exemple de signaux de force  $m(t)$  et d'accélération  $r(t)$  [Pouteau, 2004]

A partir des informations recueillies par Colibri (force et accélération), on calcule en chaque point de mesure,  $i$ , les fonctions de transfert  $T(f, i)$  et de cohérence  $C(f, i)$ . On présente ici la méthode décrite selon Max [Max, 1981] pour la construction de ces deux fonctions.

Les deux fonctions de transfert se construisent en utilisant la transformée de Fourier  $X^*(\omega)$  d'une fonction  $x(t)$  avec  $f = \omega/2\pi$ :

$$X^*(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} x(t) e^{-i\omega t} dt \quad (3.1)$$

On définit :

- $M^*(\omega)$  la transformée de Fourier du signal d'entrée  $m(t)$
- $\overline{M^*(\omega)}$  la conjuguée complexe de  $M^*(\omega)$
- $R^*(\omega)$  la transformée de Fourier du signal d'entrée  $r(t)$
- $\overline{R^*(\omega)}$  la conjuguée complexe de  $R^*(\omega)$

Avec le nombre de choc  $n = 3$  pour les systèmes Colibri, et l'indice  $j$  pour définir le numéro du choc, on détermine les spectres suivants :

- $G_{yx}^*(\omega)$  le spectre complexe croisé moyen entre l'entrée et la sortie

$$G_{yx}^* = \sum_1^n \left( R_j^*(\omega) \cdot \overline{M_j^*(\omega)} \right) \quad (3.2)$$

- $G_{xx}(\omega)$  le spectre réel moyen de puissance d'entrée

$$G_{xx}^* = \sum_1^n \left( M_j^*(\omega) \cdot \overline{M_j^*(\omega)} \right) \quad (3.3)$$

-  $G_{yy}(\omega)$  le spectre réel moyen de puissance de sortie

$$G_{yy}^* = \sum_1^n \left( R_j^*(\omega) \cdot \bar{R}_j^*(\omega) \right) \quad (3.4)$$

Les fonctions de transfert (complexe) et de cohérence (réelle) sont données par les formules suivantes :

$$T^*(\omega) = \frac{G_{yx}^*(\omega)}{G_{xx}(\omega)} \quad (3.5)$$

Et

$$C(\omega) = \sqrt{\frac{|G_{yx}^*(\omega)|^2}{G_{xx}(\omega)G_{yy}(\omega)}} \quad (3.6)$$

La possibilité d'obtenir des échantillons concernant les différentes fréquences dépend de la capacité d'échantillonnage temporel. La relation qui les définit est :

$$f_k = k \frac{f_{ac}}{N_{ac}} \text{ avec } k \in [0, N-1] \quad (3.7)$$

Où  $f_{ac}$  est la fréquence d'acquisition et  $N_{ac}$  le nombre de points de discrétisation. Pour le système Colibri  $f_{ac} = 200000$  Hz et  $N_{ac} = 4096$ . Si l'analyse des signaux se centre sur une plage de fréquences entre 0 et 5000 Hz, l'équation 3.7 établi qu'il est possible d'exploiter 102 fréquences de discrétisation.

La fonction de cohérence permet de valider le résultat de mesure au point  $i$ , pour la fréquence  $f$ . On vérifie que l'accélération enregistrée est bien due à la force appliquée, et non pas à une autre sollicitation (trafic, tremblement de terre, ...) ou à du bruit de mesure. Usuellement on valide le résultat d'une mesure à une fréquence donnée si la valeur de cohérence est supérieure à 0,8. Ce seuil peut être adapté en fonction de l'étude.

Les résultats valides s'analysent soit à une fréquence fixe soit pour un ensemble de fréquences. L'analyse pour une fréquence fixe consiste d'abord à déterminer une valeur de base correspondant à la structure saine. L'inertance pour cette structure est plus faible que celle de la structure endommagée. Pour définir la valeur de base, on considère la population de l'ensemble des résultats de mesure. Le percentile 20 de cette population est pris comme valeur de base. On effectue ici l'hypothèse que la structure construite est homogène, et qu'une partie significative (20 %) est encore relativement saine. On compare ensuite l'ensemble des résultats de mesure à cette valeur de base (ou de référence). Les résultats qui sont significativement supérieurs à cette valeur de référence définissent les zones endommagées sensibles à la fréquence choisie. En calculant une valeur de référence à partir de l'ensemble des résultats de mesure, la procédure choisie permet de s'affranchir des conditions de mesure. Ainsi, la sensibilité de la rigidité de l'essai aux conditions expérimentales (matériaux bitumineux sensibles à la température) est directement prise en compte. Par contre, la comparaison de plusieurs séries de mesure, pour un suivi temporel par exemple, nécessite de vérifier la cohérence entre les différentes valeurs de bases calculées.

L'analyse mono-fréquence ne détecte que les endommagements sensibles à la fréquence choisie. C'est pourquoi on privilégie l'analyse d'une gamme (ou plusieurs) gamme(s) de fréquences profitant ainsi de la richesse d'information du système. Cette analyse nécessite de s'affranchir de la croissance de la fonction de transfert. Pour cela, on calcule un indicateur d'endommagement compris entre 0 et 1, en utilisant la valeur de base calculée pour chacune des fréquences. La procédure est la suivante :

- A partir de l'ensemble des résultats valides à une fréquence,  $f_j$ , on déduit la valeur de référence  $T_{réf}(f_j)$  égale au percentile 20 de la population considérée.
- Pour chaque essai,  $i$ , et chaque fréquence  $f_j$  on normalise l'inertance calculée en la transformant en une valeur d'endommagement :

$$E(i, f_j) = 1 - T_{réf}(f_j) / T(i, f_j) \quad \text{si } T_{réf}(f_j) \leq T(i, f_j)$$

$$E(i, f_j) = 0 \quad \text{si } T_{réf}(f_j) \geq T(i, f_j)$$

Cette valeur est proche de 0 si l'inertance est proche de la valeur de référence (structure saine). Elle augmente avec l'inertance (structure endommagée).

A partir de cette matrice d'endommagement, on peut construire une image d'endommagement en plaçant en abscisse, l'abscisse des mesures, en ordonnée, les fréquences, et en code couleur l'intensité de l'endommagement. On peut également, le long de l'itinéraire ausculté calculer un endommagement moyen dans une (ou plusieurs) bande(s) de fréquences. L'endommagement moyen en un point de mesure est pris égal à la moyenne des endommagements sur l'ensemble des fréquences incluses dans la bande. Dans la présente étude, une analyse multi-fréquences est conduite.

### 3.2. Adaptation de l'analyse des résultats aux essais FABAC

Dans cette étude, on vise à suivre l'évolution de structures similaires. Des auscultations sont conduites à des dates et des états de fatigue différents. Pour chacune des auscultations, nous allons construire deux fonctions de transfert représentatives de l'état sain et de l'état le plus endommagé. La première est construite en retenant pour chaque fréquence le percentile 20 comme décrit précédemment. Cette fonction peut servir potentiellement comme fonction de base pour calculer l'endommagement. La seconde fonction est construite en utilisant le percentile 80 à chaque fréquence d'un ensemble de mesure. Cette fonction de transfert peut être considérée comme représentative de l'état endommagé s'il existe.

S'il existe une différence significative entre les deux fonctions de transfert ainsi construites, on met en évidence l'existence d'un endommagement et la bande de fréquences sensibles à celui-ci.

En comparant les fonctions construites à partir de 2 sessions de mesures, on peut observer des différences liées :

- à la structure auscultée : type de couche de roulement ;
- à la localisation des mesures : dans ou hors des bandes de roulement ;
- à la date des mesures : joint de même nature ausculté à des dates différentes ;
- à l'état d'endommagement : auscultation avant et après fatigue du joint.

Ces éléments permettent de définir la fonction de base à choisir pour calculer la fonction dommage que l'on visualise alors sous la forme d'une image d'endommagement.



Pour terminer, on calcul un indicateur de dommage moyen sur une gamme de fréquences que l'on peut aisément tracé en fonction de la distance au joint.

## 4. ANALYSE DES RESULTATS OBTENUS SUR LES JOINTS 3 ET 7

### 4.1. Analyse des résultats sur le joint 3

Les figures 4.1 et 4.2 comparent les courbes construites à partir des percentiles 20 et 80 en début et fin d'expérimentation sur les 3 profils du joint 3. Les fonctions de bases (percentile 20) sont très voisines les unes des autres. Les conditions expérimentales (climatiques et fatigue) ont peu d'influence sur l'essai Colibri pour définir cette fonction de base. Chaque profil ausculté présente une partie significative en bon état y compris en fin d'expérimentation. Les différentes courbes peuvent être indifféremment prises comme référence pour calculer l'endommagement.

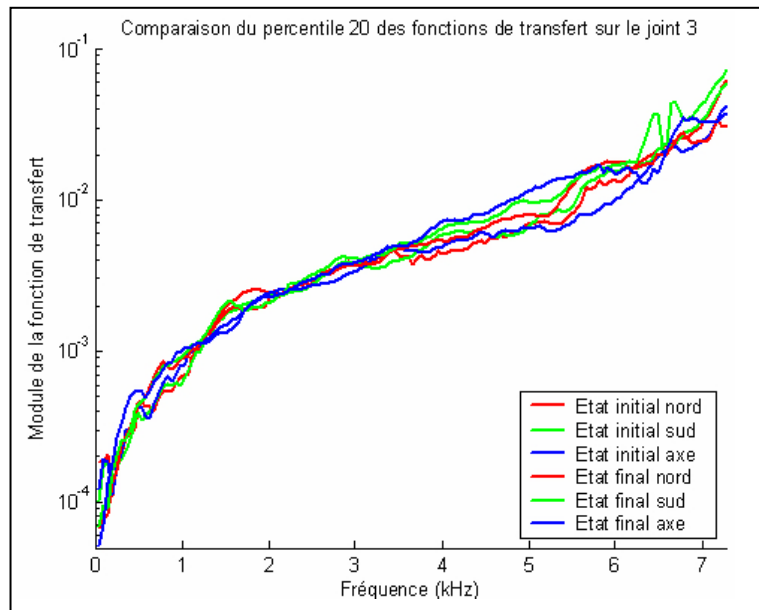


Figure 4.1 – Courbes construites à partir du percentile 20 de l'ensemble des mesures suivant chacun des profils en début et en fin d'expérimentation

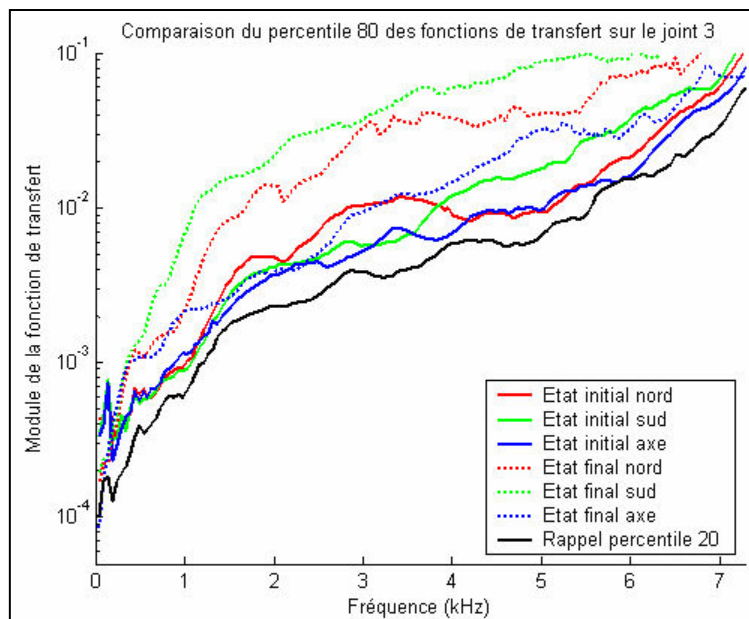
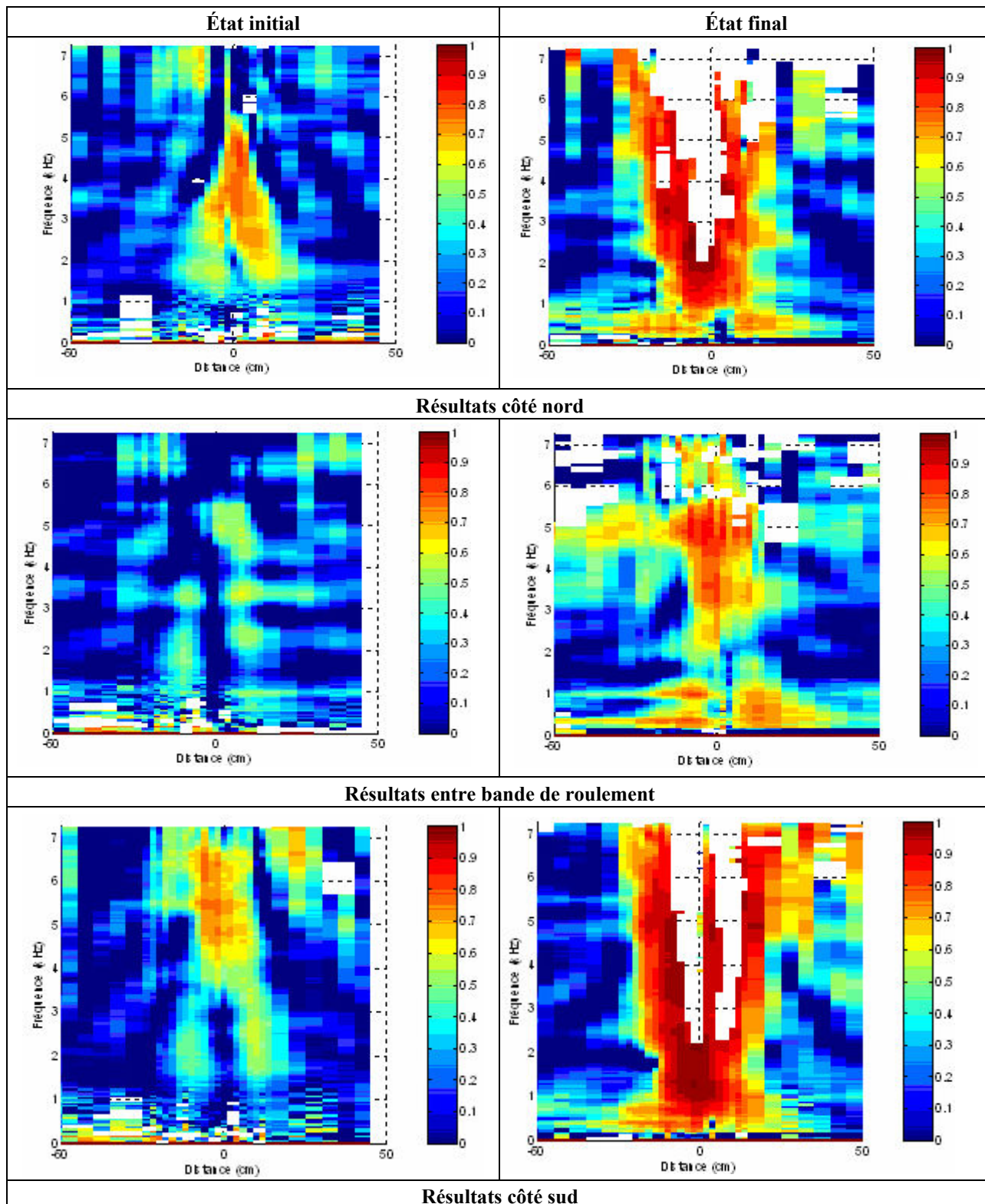


Figure 4.2 – Courbes construites à partir du percentile 80 de l'ensemble des mesures suivant chacun des profils en début et en fin d'expérimentation

Sur la figure 4.2, le percentile 20 à l'état initial sud est indiqué. Les courbes de percentiles 80 sont situées au-dessus de celle du percentile 20 montrant ainsi la présence d'un endommagement le long de chaque profil mesuré. Les courbes obtenues à l'état final sont significativement au-dessus de celles présentant l'état initial traduisant un endommagement de la structure. La différence entre l'état initial et final est plus importante dans les bandes de roulement.

**Tableau 4.1 – Image de l'endommagement estimé sur le joint 3 suivant les profils nord, centre et sud à l'état initial et à l'état final.**



Les images du tableau 4.1 présentent l'endommagement suivant les 3 profils aux états initiaux et finaux. L'endommagement a été calculé en utilisant le percentile 20 relatif à chaque session de mesure.

Les images initiales montrent une sensibilité de l'essai Colibri à la présence de la fissure pour une distance inférieure à 20 cm de celle-ci. La sensibilité de l'essai est plus grande dans les bandes de roulement. Cette sensibilité vient probablement d'un couplage entre la présence de la fissure sous jacente, et la proximité du bord de la couche de roulement (largeur réduite).

Les images à l'état final montre un état d'endommagement plus grand (plus rouge) au voisinage de la fissure, notamment dans les bandes de roulement. Colibri est sensible à une plus grande distance de la fissure. Il est difficile de dire si cette sensibilité vient de la fissure qui s'est propagée dans la couche de roulement ou de l'état d'interface décollé au voisinage de la fissuration. L'endommagement estimé par Colibri reste moins important entre les bandes de roulement.

La figure 4.3 présente l'endommagement moyen estimé par Colibri suivant les 3 profils en début et fin d'expérimentation sur la bande de fréquences 1,5 - 5 kHz. On observe un endommagement plus important sur une zone plus large en fin d'expérience. Cet endommagement est beaucoup plus important dans les bandes de roulement.

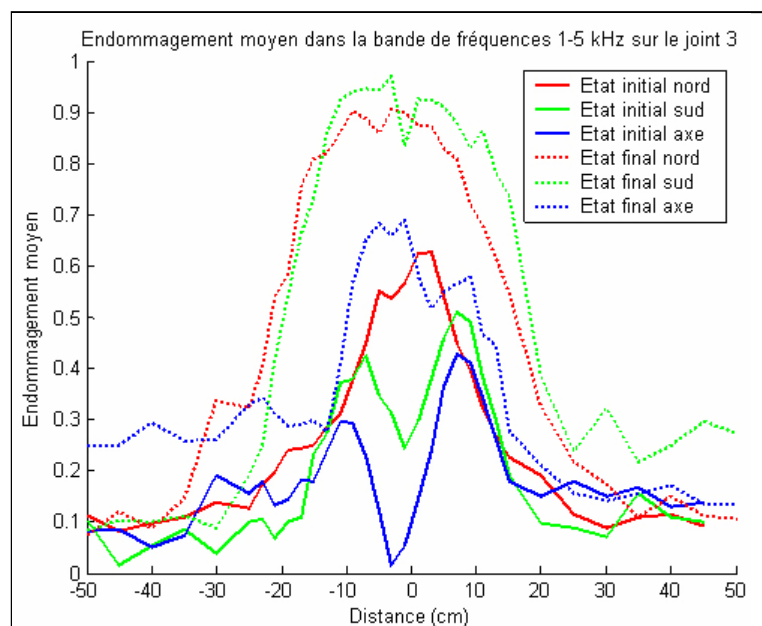


Figure 4.3 – Endommagement moyen estimé par Colibri sur les différents profils avant et après fatigue de la structure.

#### 4.2. Analyse des résultats sur le joint 7

Les figures 4.4 et 4.5 comparent les courbes construites à partir des percentiles 20 et 80 en début et fin d'expérimentation sur les 3 profils du joint 7.

Contrairement au joint 3, les fonctions de bases (percentile 20) n'apparaissent pas toutes équivalentes. Dans les bandes de roulement, l'état final conduit à une courbe de référence plus élevée que les autres courbes. Par contre entre les bandes de roulement, les courbes sont voisines indiquant que les conditions extérieures n'ont pas eu d'influence sur l'essai Colibri. La différence dans les bandes de roulement s'explique par un état de fatigue généralisé sur toute la longueur du profil ausculté. Pour calculer l'endommagement, il faut choisir une courbe de référence unique

représentative d'un état le moins fatigué possible. Par la suite, nous avons choisi comme référence la courbe déduite de l'état initial sud.

Sur la figure 4.5, le percentile 20 à l'état initial sud est indiqué. Les courbes de percentiles 80 sont situées au-dessus de celle du percentile 20 montrant ainsi la présence d'un endommagement le long de chaque profil mesuré. Les courbes obtenues dans les bandes de roulement à l'état final sont significativement au-dessus de celles présentant l'état initial traduisant un endommagement de la structure.

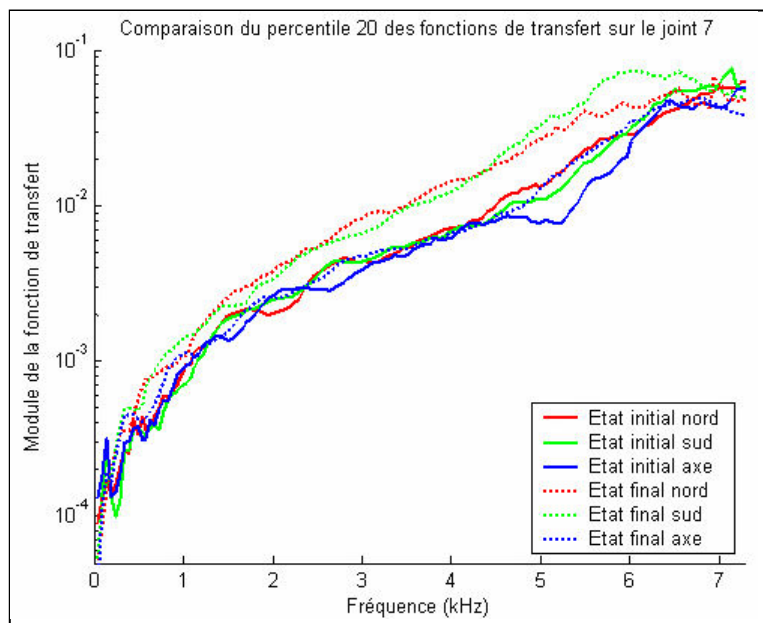


Figure 4.4 – Courbes construites à partir du percentile 20 de l'ensemble des mesures suivant chacun des profils

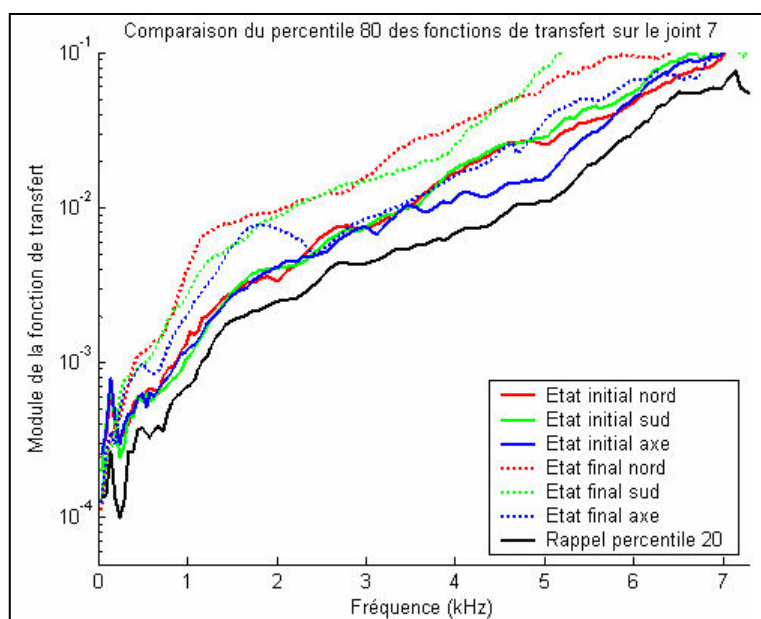
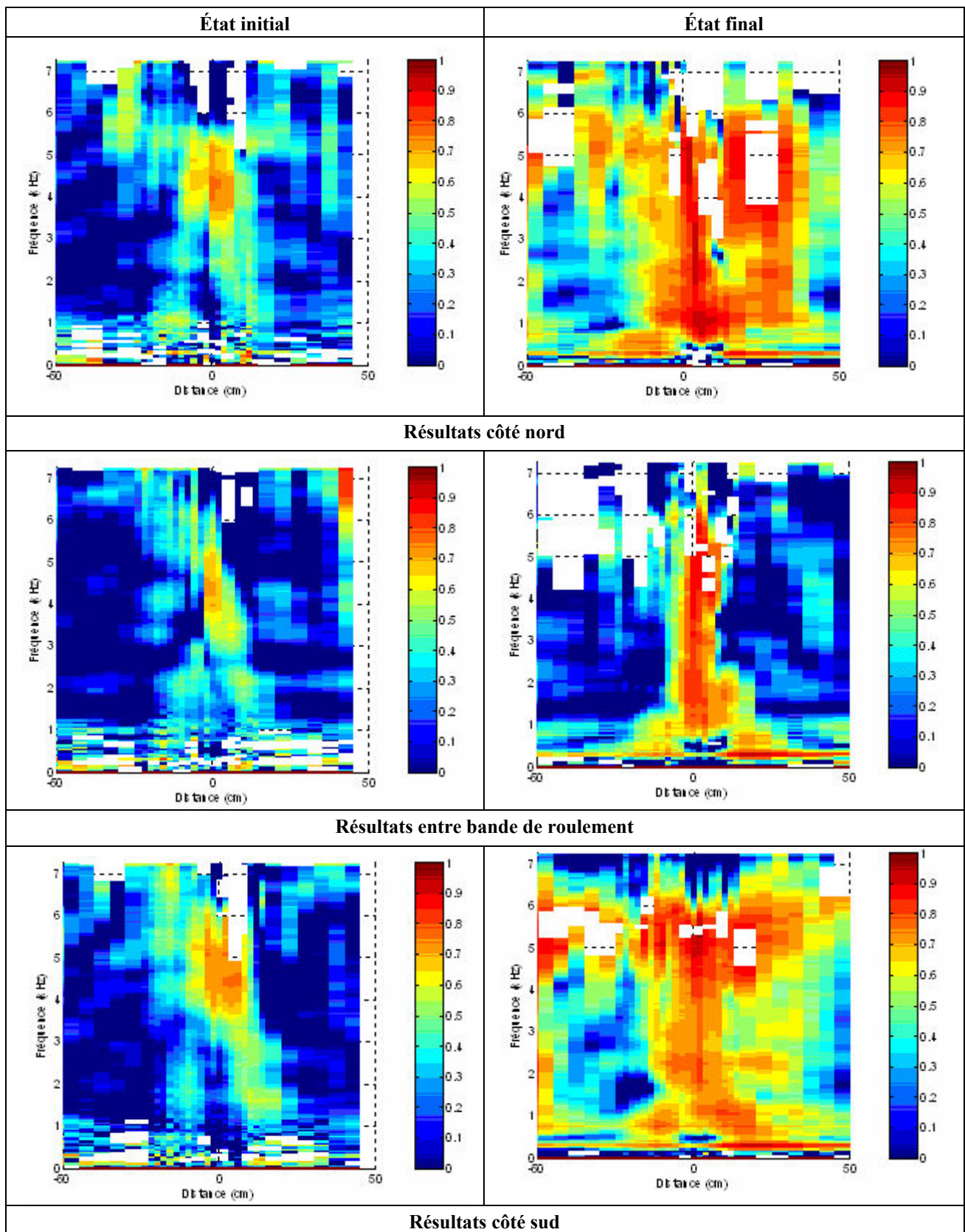


Figure 4.5 – Courbes construites à partir du percentile 80 de l'ensemble des mesures suivant chacun des profils en début et en fin d'expérimentation

**Tableau 4.2 – Image de l'endommagement estimé sur le joint 7 suivant les profils nord, centre et sud à l'état initial et à l'état final.**



Les images du tableau 4.2 présentent l'endommagement suivant les 3 profils aux états initiaux et finaux. L'endommagement a été calculé en utilisant une courbe de référence unique (percentile 20

de l'état initial sur le profil sud). Les images montrent dès l'état initial la sensibilité de Colibri à la présence de la fissure au voisinage de l'abscisse nulle. A l'état final on observe l'endommagement plus important entre les bandes de roulement, et surtout l'endommagement généralisé dans les bandes de roulement.

L'indicateur d'endommagement moyen (figure 4.6) confirme bien l'évolution de l'endommagement en intensité au voisinage de la fissure (abscisse nulle) entre les bandes de roulement, et l'endommagement généralisé dans les bandes de roulement.

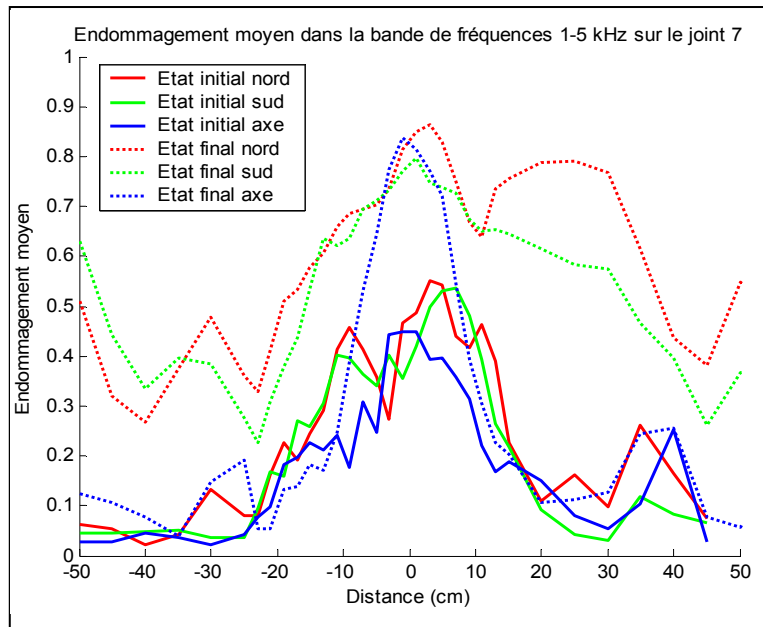


Figure 4.6 – Endommagement moyen estimé par Colibri sur les différents profils avant et après fatigue de la structure.

#### 4.3. Comparaison des résultats sur les joints 3 et 7

La figure 4.7 compare les courbes construites à partir des percentiles 20 et 80 sur les profils sud des joints 3 et 7 à l'état initial. Pour un même joint, les deux courbes sont séparées indiquant qu'il existe un endommagement le long du profil. Les courbes représentant un même percentile montre également une différence qui ne peut s'expliquer ni par l'état de fatigue, ni par les conditions extérieures de mesures. Cette différence vient de la structure auscultée. L'essai Colibri est plus réactif dès l'état initial à la couche de roulement avec métal déployé. S'agit-il d'un indice de plus grande fragilité de cette couche de roulement par rapport à la solution classique?

La figure 4.8 présente l'endommagement moyen calculé sur ces mêmes profils aux états initial et final. La courbe de référence est celle relative à la structure testée. Si nous avons choisi une courbe de référence unique (joint 3), nous aurions introduit un endommagement supplémentaire sur le joint 7 qui a une réponse plus élevée. Les courbes d'endommagement sont très similaires le long des deux profils auscultés à l'état initial. Par contre à l'état final, on observe que l'endommagement du joint 3 est concentré au voisinage du joint, tandis que celui du joint 7 est plus étendue. Cette différence s'explique par l'évolution de la qualité d'état de l'interface qui s'est dégradé sur l'ensemble du joint 7 alors que la dégradation est restée localisée pour le joint 3.

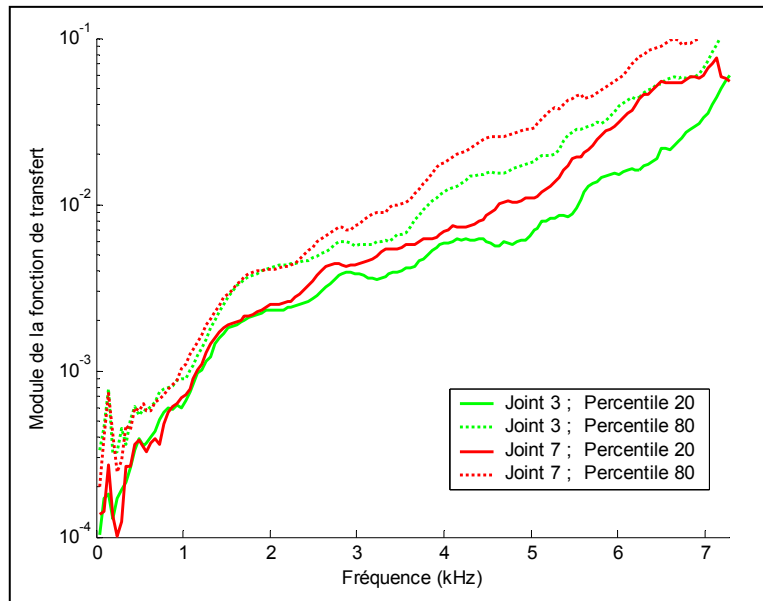


Figure 4.7 – Comparaison des courbes de percentiles 20 et 80 sur les joints 3 et 7 à l'état initial dans la bande de roulement sud

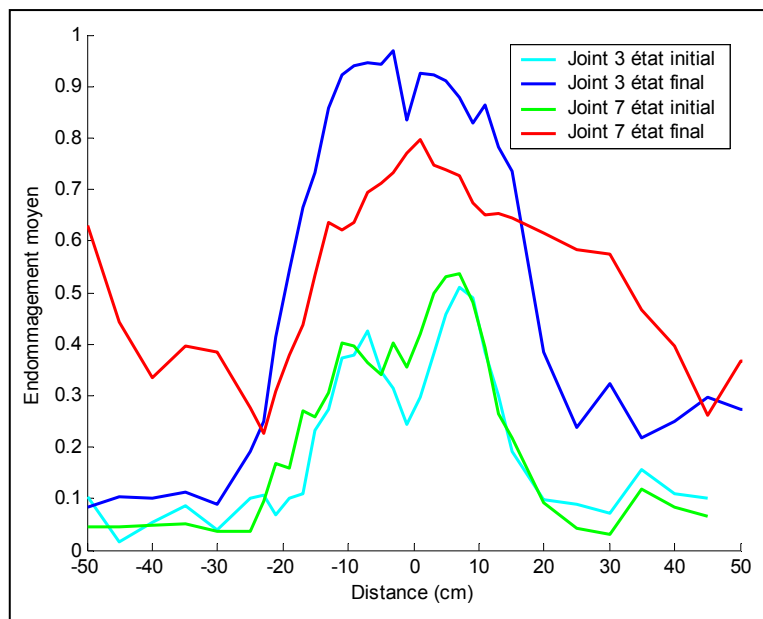


Figure 5.8 – Comparaison de l'endommagement initial et final dans la bande de roulement sud sur les joints 3 et 7.

## 5. ANALYSE DES RESULTATS OBTENUS SUR LES JOINTS 2 ET 6

### 5.1. Analyse des résultats sur le joint 2

Les mesures entre les bandes de roulement sur le joint 2 n'ont pu être réalisées en fin d'expérimentation en raison de l'orniérage important dans les bandes de roulement. Pour les mesures sur le profil sud, il y a vraisemblablement eu un problème de conditionnement des signaux de la cellule de force. Les mesures sont traitées en utilisant les signaux de la mesure n° 15 qui sont correctes. Cette procédure est acceptable en raison de la répétabilité du choc.

Les figures 5.1 et 5.2 comparent les courbes construites à partir des percentiles 20 et 80 en début et fin d'expérimentation sur les 3 profils du joint 2.

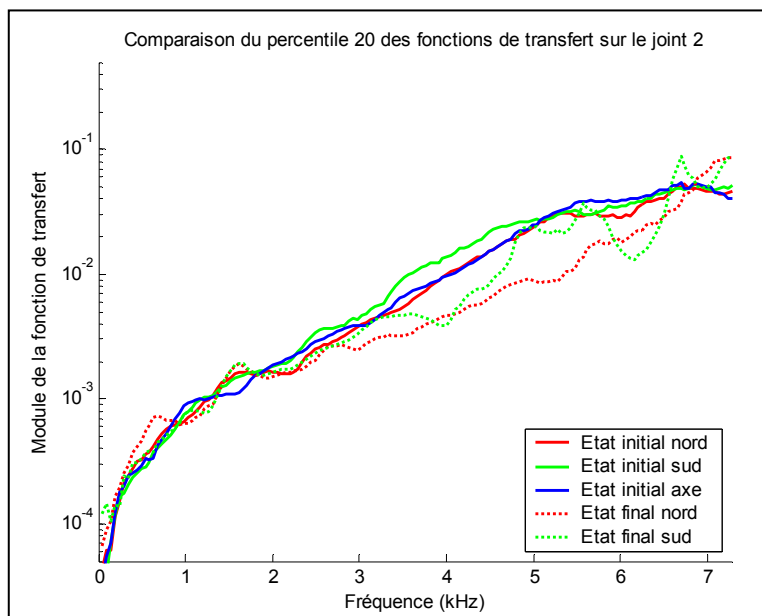


Figure 5.1 – Courbes construites à partir du percentile 20 de l'ensemble des mesures suivant chacun des profils en début et en fin d'expérimentation

Les fonctions de bases (percentile 20) sont relativement voisines les unes des autres. Les courbes à l'état final sont situées en dessous de celles obtenues à l'état initial. Ceci traduit possiblement un changement de conditions de mesure entre l'état initial et l'état final (conditions climatiques). Pour chaque profil on prendra sa courbe de base comme référence pour calculer l'endommagement.

Sur la figure 5.2, le percentile 20 à l'état initial sud est indiqué. Les courbes de percentiles 80 sont situées légèrement au-dessus de celle du percentile 20 montrant ainsi la présence d'un faible endommagement le long de chaque profil ausculté.

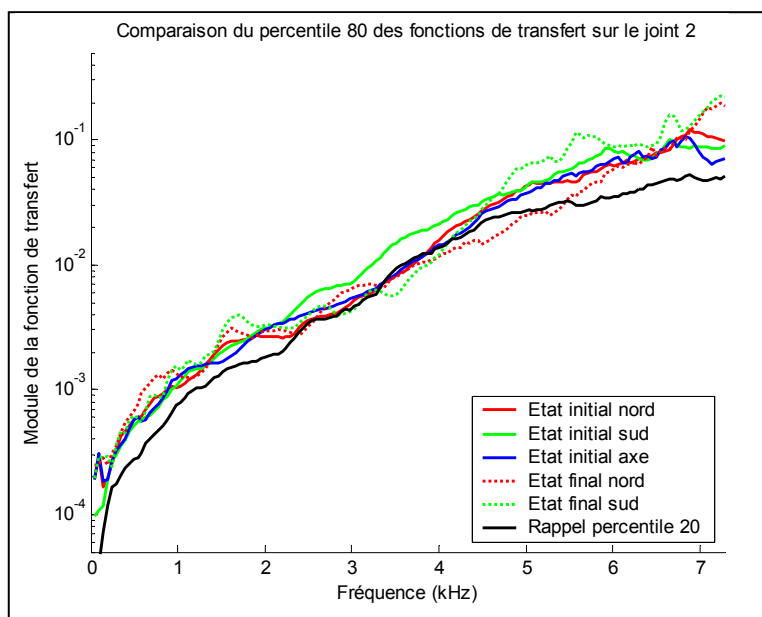
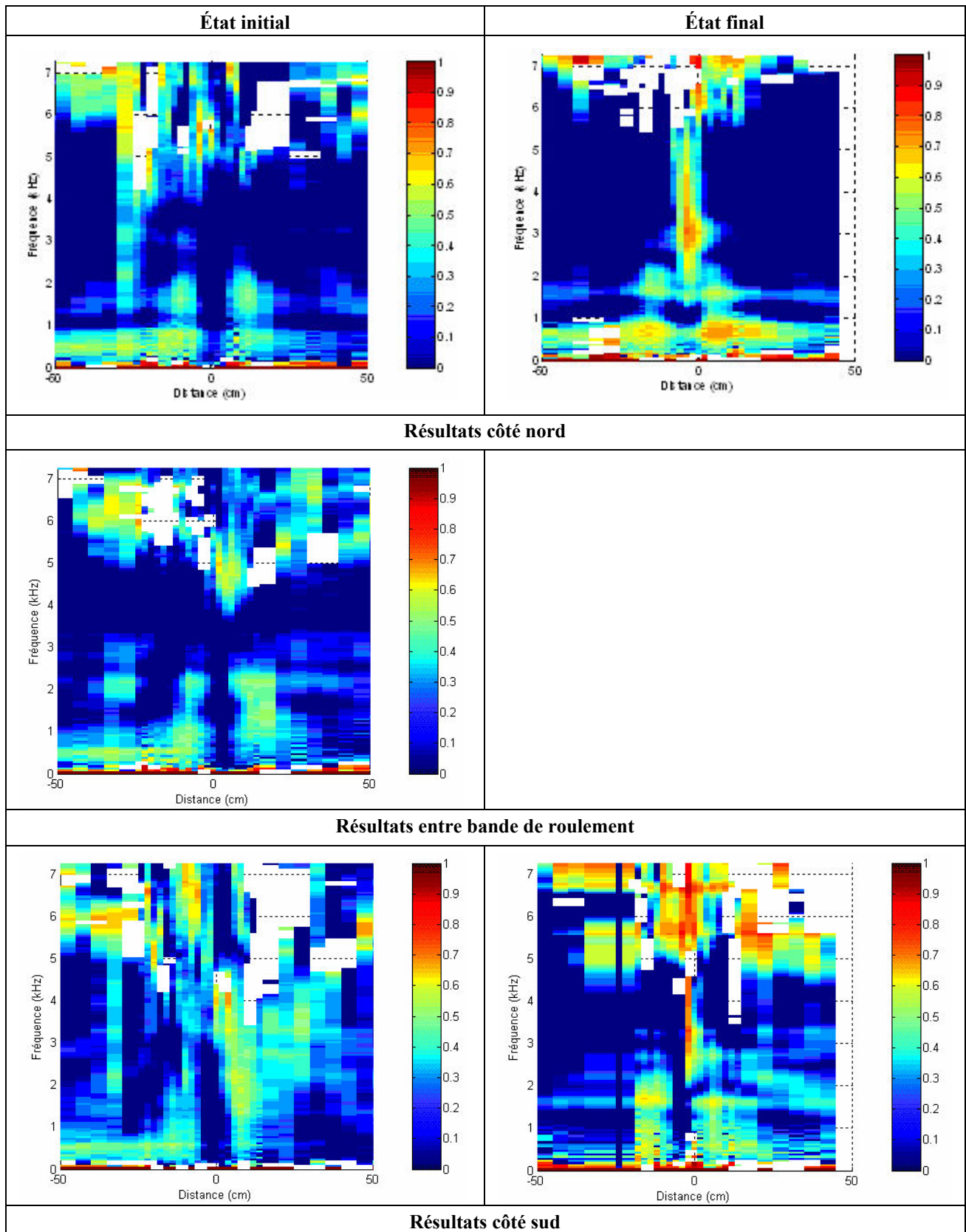


Figure 5.2 – Courbes construites à partir du percentile 80 de l'ensemble des mesures suivant chacun des profils en début et en fin d'expérimentation



**Tableau 5.1 – Image de l'endommagement estimé sur le joint 2 suivant les profils nord, centre et sud à l'état initial et à l'état final.**



Les images du tableau 5.1 présentent l'endommagement suivant les 3 profils aux états initiaux et finaux. L'endommagement a été calculé en utilisant le percentile 20 relatif à chaque session de

mesure. Les images initiales montrent une faible sensibilité de l'essai Colibri à la présence de la fissure tant en début qu'en fin d'expérimentation.

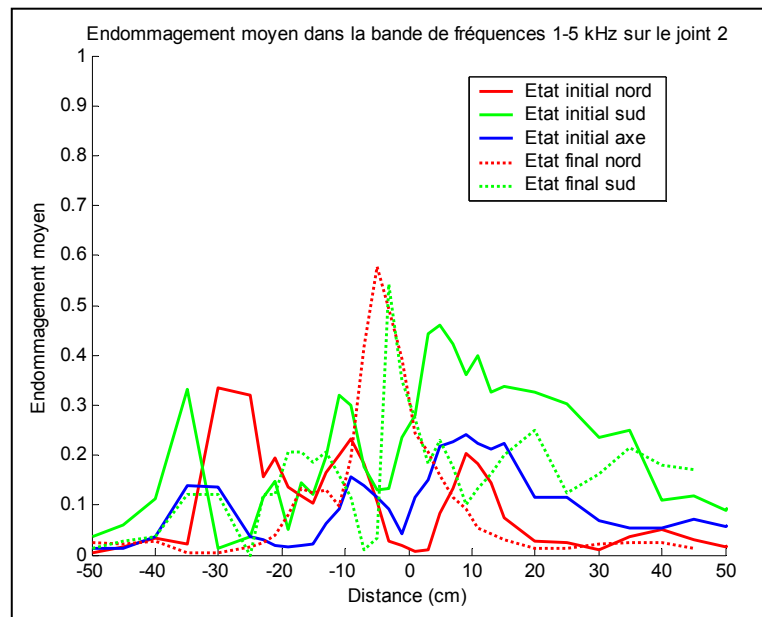


Figure 5.3 – Endommagement moyen estimé par Colibri sur les différents profils avant et après fatigue de la structure.

La figure 5.3 présente l'endommagement moyen estimé par Colibri suivant les 3 profils en début et fin d'expérimentation sur la bande de fréquences 1,5 - 5 kHz. L'endommagement reste relativement homogène et de même niveau le long des profils auscultés tant en début qu'en fin d'expérimentation.

## 5.2. Analyse des résultats sur le joint 6

Les figures 5.4 et 5.5 comparent les courbes construites à partir des percentiles 20 et 80 en début et fin d'expérimentation sur les 3 profils du joint 6.

Comme pour le joint 7, les fonctions de bases (percentile 20) n'apparaissent pas toutes équivalentes. Les courbes obtenues à l'état initial sont voisines, par contre, celles obtenues à l'état final sont situées au dessus. Pour les courbes à l'état final on observe une différence significative entre les courbes dans les bandes de roulement et celle relevée entre les bandes de roulement. Ceci indique un endommagement important et généralisé dans les bandes de roulement en fin d'expérience. La courbe obtenue entre les bandes de roulement est situé au-dessus des 3 courbes représentant l'état initial. Cette différence peut provenir soit de conditions climatiques différentes, soit d'un endommagement généralisé y compris entre les bandes de roulement.

Sur la figure 5.5, le percentile 20 à l'état initial sud est indiqué. Les courbes de percentiles 80 sont situées au-dessus de celle du percentile 20 montrant ainsi la présence d'un endommagement le long de chaque profil mesuré. Les courbes obtenues sur les 3 profils à l'état initial et à l'état final sont groupées en fonction de la période. Elles montrent que l'état d'endommagement est équivalent dans et entre bandes de roulement tant en début d'expérimentation qu'en fin d'expérimentation. La différence importante entre les courbes calculées en début et en fin d'expérience montre qu'il y a eu un endommagement important de la structure au cours de l'expérience.

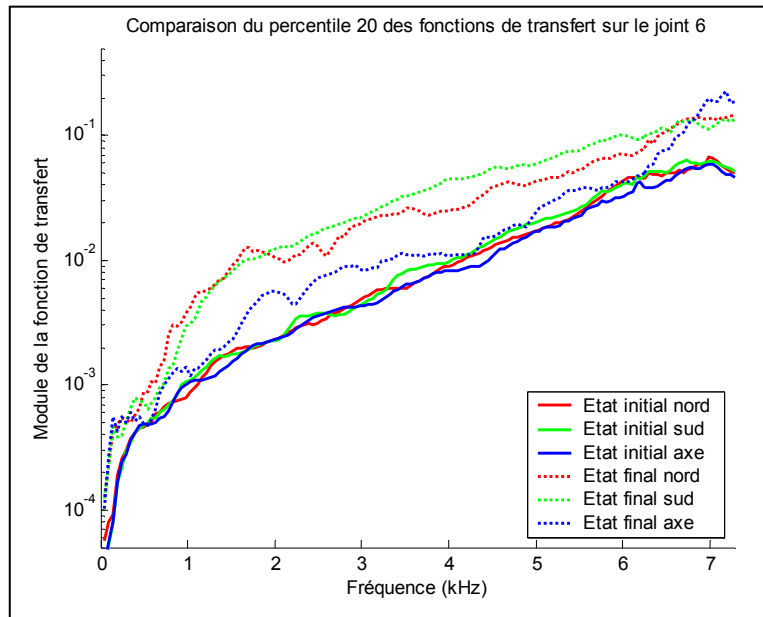


Figure 5.4 – Courbes construites à partir du percentile 20 de l'ensemble des mesures suivant chacun des profils en début et en fin d'expérimentation

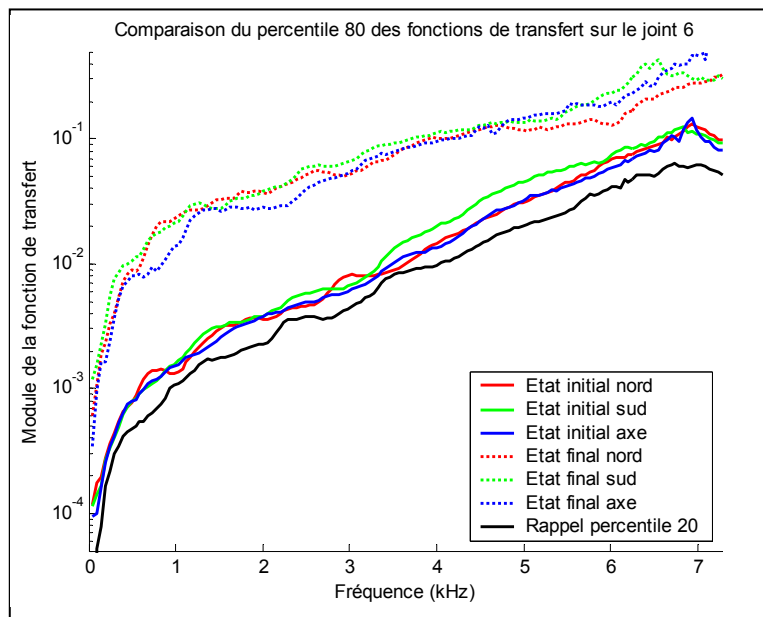
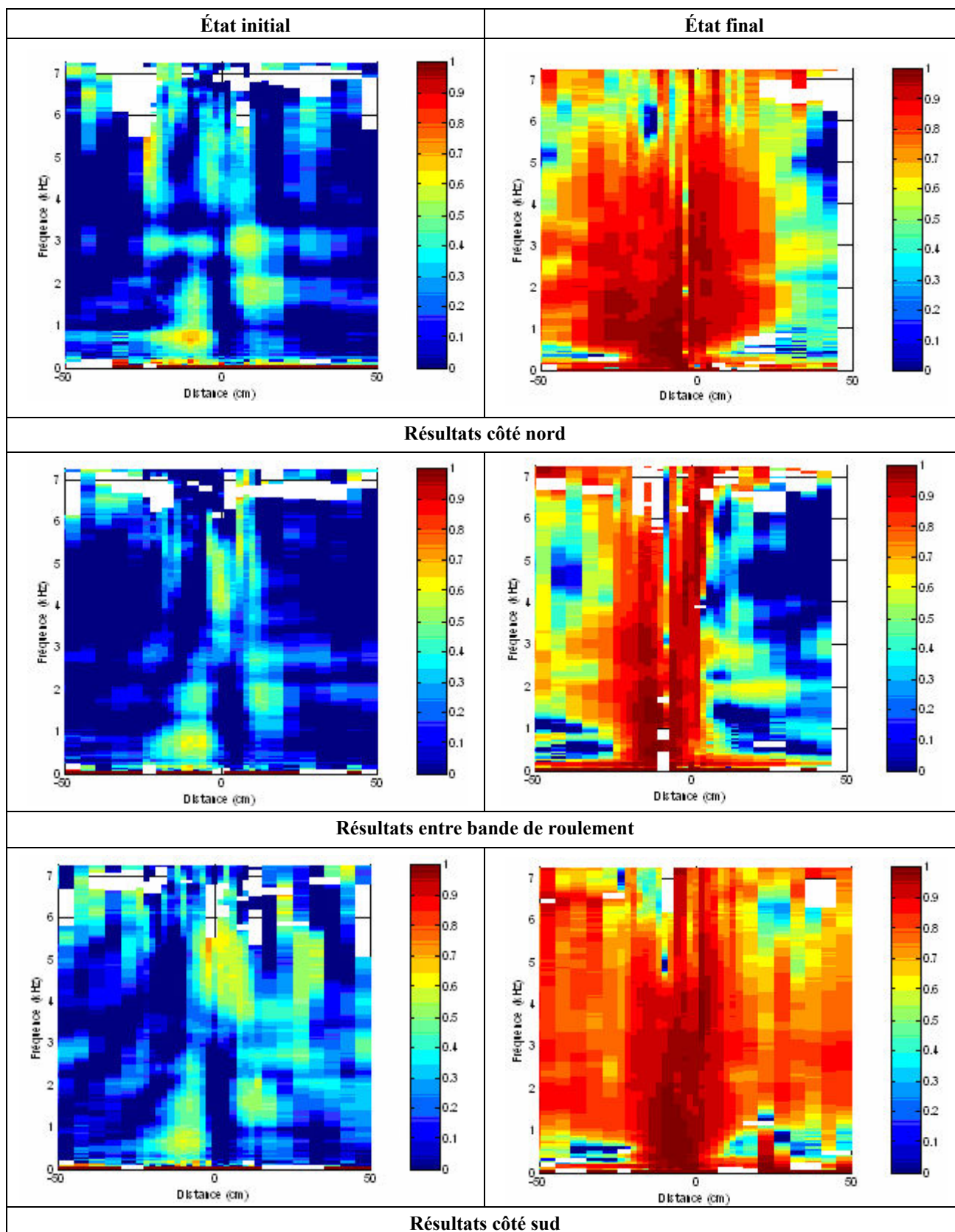


Figure 5.5 – Courbes construites à partir du percentile 80 de l'ensemble des mesures suivant chacun des profils en début et en fin d'expérimentation

Les images du tableau 5.2 présentent l'endommagement suivant les 3 profils aux états initiaux et finaux. L'endommagement a été calculé en utilisant une courbe de référence unique (percentile 20 de l'état initial sur le profil sud). Les images montrent dès l'état initial la sensibilité de Colibri à la présence de la fissure au voisinage de l'abscisse nulle. A l'état final on observe l'endommagement plus important entre les bandes de roulement, et surtout l'endommagement généralisé dans les bandes de roulement.

**Tableau 5.2 – Image de l'endommagement estimé sur le joint 6 suivant les profils nord, centre et sud à l'état initial et à l'état final**



L'indicateur d'endommagement moyen (figure 5.6) confirme l'endommagement important en fin d'expérience. On notera la dissymétrie des résultats entre les bandes de roulement où l'un des côté (abscisse négative) est plus endommagé que l'autre. Dans les bandes de roulements, l'endommagement côté sud semble plus étendu que celui côté nord pour les abscisses positives.

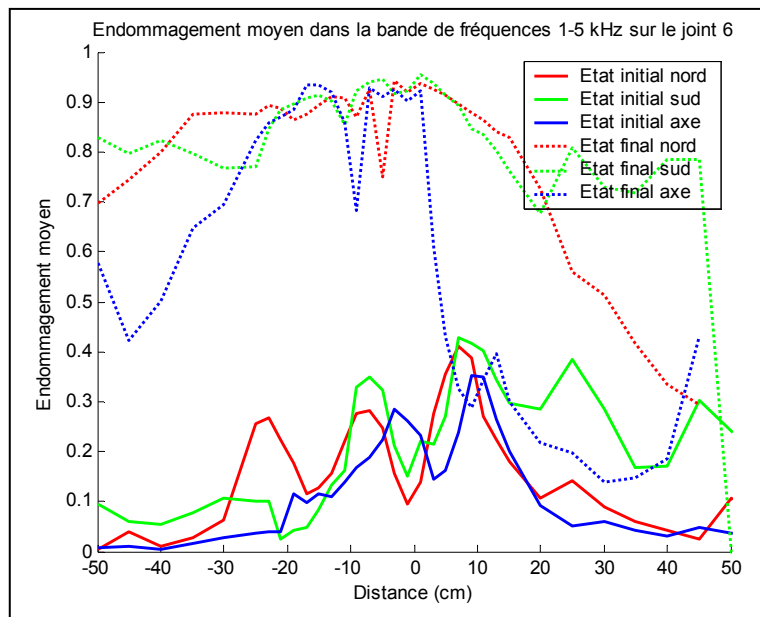


Figure 5.6 – Endommagement moyen estimé par Colibri sur les différents profils avant et après fatigue de la structure

### 5.3. Comparaison des résultats sur les joints 2 et 6

La figure 5.7 compare les états d'endommagement initial et final sur les joints 2 et 6 pour le profil sud. On observe que l'état d'endommagement est similaire à l'état initial sur les deux joints et qu'il n'a quasiment pas évolué sur le joint 2. Par contre, l'endommagement est très important en fin d'expérimentation sur le joint 6. Pour ce joint, la couche de roulement est vraisemblablement très décollée de son support, tandis que le collage au niveau du joint 2 l'interface est restée de bonne qualité. On n'oubliera pas néanmoins le fort orniérage présenté par cette couche de roulement.

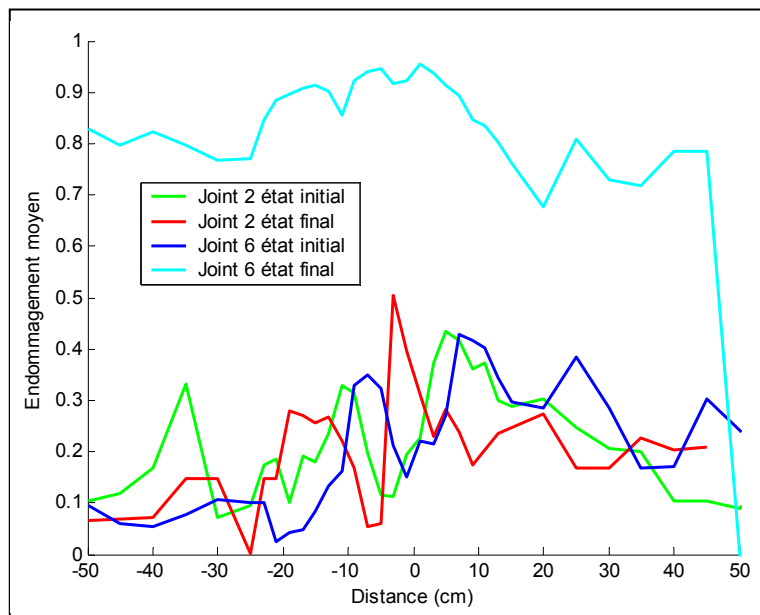


Figure 5.7 – Comparaison de l'endommagement dans la bande de roulement sud sur les joints 2 et 6 aux états initial et final.

## 6. ANALYSE DES RESULTATS OBTENUS SUR LES JOINTS 1 ET 5

Les mesures n'ont été réalisées sur les joints 1 et 5 qu'à l'état initial. Il n'est donc pas possible d'évaluer l'évolution de l'endommagement de ces joints après l'expérimentation. On peut simplement vérifier qu'à l'état initial les structures mises en place semblaient équivalentes.

Les figures 6.1 et 6.2 comparent les courbes issues des percentiles 20 et 80 le long des différents profils de mesures. On n'observe pas de différence significative de résultats entre les différents profils qu'ils soient recueillis sur un même joint ou pas. On constate que les courbes de percentiles 80 sont situées légèrement au-dessus de celles du percentile 20 traduisant ainsi un endommagement local lié à la présence de la fissure sous la couche de roulement.

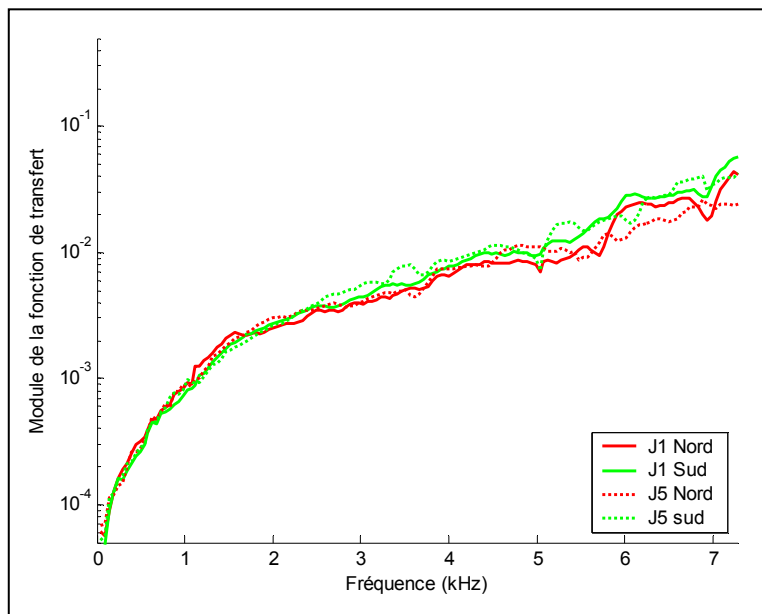


Figure 6.1 – Courbes construites à partir du percentile 20 de l'ensemble des mesures suivant chacun des profils des joints 1 et 5 en début d'expérimentation

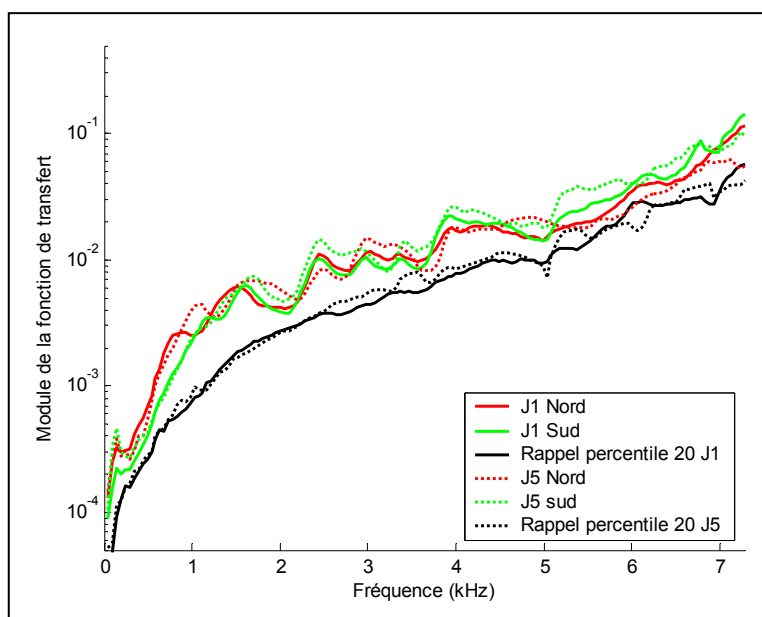
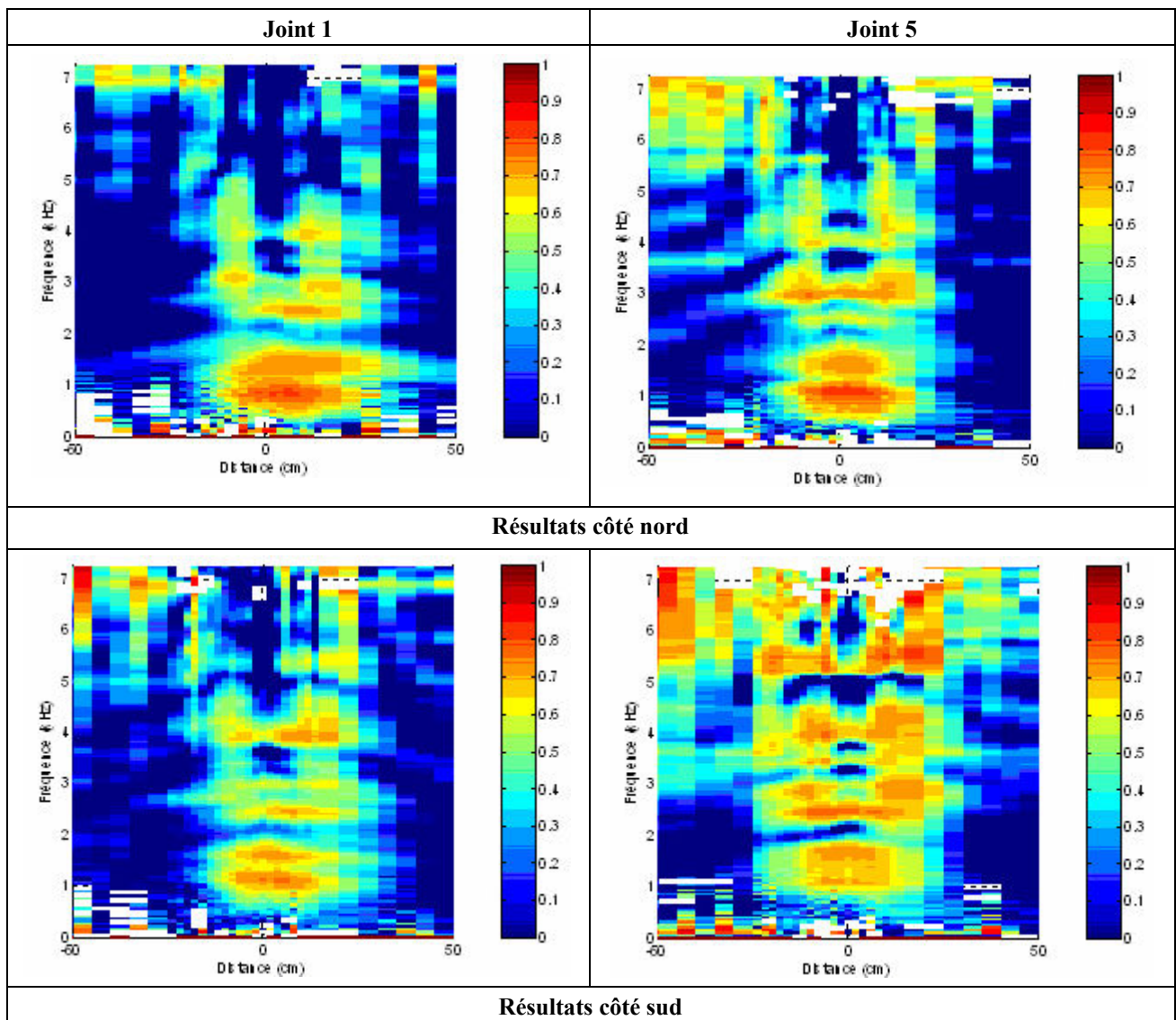


Figure 6.2 – Courbes construites à partir du percentile 80 de l'ensemble des mesures suivant chacun des profils des joints 1 et 5 en début d'expérimentation

**Tableau 6.1 – Image de l'endommagement estimé sur les joints 1 et 3 suivant les profils nord et sud à l'état initial.**



Le tableau 6.1 présente les images d'endommagement à l'état initial sur les deux joints pour les deux profils auscultés. Les images sont similaires et ne mettent pas de différence de réponse des structure à l'essai Colibri.

La figure 6.3 présente l'endommagement moyen estimé par Colibri sur chacun des 4 profils. Les courbes restent voisines les unes des autres, on observe une petite différence sur le joint 5 profil sud pour lequel Colibri est sensible à un état d'endommagement à une distance légèrement plus grande de la fissure (30 cm contre 20 cm pour les autres profils). L'interface est peut être moins bien collé de ce côté du joint.

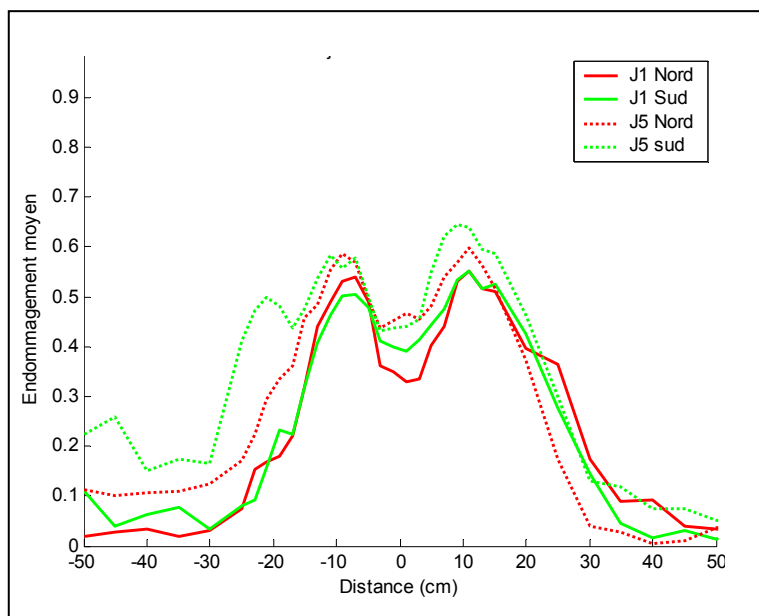


Figure 6.3 – Endommagement moyen estimé par Colibri sur les différents profils des joints 1 et 5 à l'état initial

## 7. CONCLUSION

Les essais réalisés ont montré la sensibilité de Colibri à la présence de fissures situées sous une couche de roulement. Ils permettent ainsi de disposer d'un dispositif capable de détecter la présence d'une fissure invisible en surface. Colibri est également sensible à l'état d'endommagement de la structure tant sur la qualité de l'interface que sur la propagation de la fissure en surface. On dispose ainsi d'un outil permettant le suivi de l'endommagement de la structure par une technique non destructive.

Concernant l'auscultation des joints, à l'état initial les courbes d'endommagement sont relativement similaires le long de profils auscultés à la même période. Les courbes de réponses à l'état initial (percentiles 20 et 80) diffèrent relativement peu les unes des autres ne permettant pas d'établir une classification des structures à priori.

Le joint 2 en sable bitume a été peu endommagé par l'expérimentation FABAC; Cependant, cette couche de roulement s'est montré très sensible au phénomène d'orniérage.

Les joints 6 et 7 avec métal déployé ont conduit à un endommagement de l'interface qui s'est étendu loin de la fissure initiale provoquant ainsi un décollement généralisé de l'interface.

Le joint 3 (témoin) a conduit à un endommagement localisé au voisinage de la fissure initiale.


Les joints 1 (sable bitume) et 5 (témoin) n'ont pas été auscultés en fin d'essai. Les résultats avant l'essai permettent de repérer la fissure sous l'enrobé. On observe des perturbations locales au voisinage de la fissure qui peuvent être associées à des décollements de l'interface de 20 cm de part et d'autre du joint.





## ANNEXE 2 – ESSAIS DE MODULE COMPLEXE ET D'ORNIERAGE DES MATERIAUX BITUMINEUX

### 1. MODULE COMPLEXE DU BETON BITUMINEUX UTILISE DANS LA COUCHE DE SURFACE

	<b>LCPC</b>  Section Liants et Matériaux Routiers	DETERMINATION DU MODULE COMPLEXE PAR FLEXION SINUSOIDALE (NF P 98-260-2)	EH 15
		Annexe 1 - Feuille de résultats	page 1/8


**AFFAIRE: 230**

**INTITULE :** Thèse C. FLORENCE - Thèse S. PEREZ

**N° activité:** 11B012

**COMMENTAIRES :** Formule: 10 BBC 0/6

**RESPONSABLE:** C. De la Roche

	<b>LCPC</b>	DETERMINATION DU MODULE COMPLEXE PAR FLEXION SINUSOIDALE (NF P 98-260-2)	EH 15
	Section Liants et Matériaux Routiers	Annexe 1 - Feuille de résultats	page 2/8

Date : 18/02/2005

N° d'affaire : 230

N° d'activité : 11B012

Formule testée : 10

Date de fabrication :

Enrobé testé: BBC 0/6

Date de sciage : 12/08/2004

Fabrication: Chantier

Date d'essai : 15/02/2005

## IDENTIFICATION DU MELANGE

Fraction	Origine	pourcentage
4/6	Noubleau	31.0
2/4	Noubleau	6.0
0/2	Noubleau	61.5
Fines	Airvault	1.5
Liant	35/50 Elf	6.85

MVR<sub>e</sub> = 2.564 g/cm<sup>3</sup>


## CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES EPROUVETTES

Eprouvette	Hauteur (mm)	Grande base (mm)	Petite base (mm)	Epaisseur (mm)	Masse (g)	Mva (g/cm <sup>3</sup> )	% vide
11	249.6	55.7	24.8	25.0	614.0	2.44	4.7
12	249.4	55.8	24.9	25.1	613.0	2.43	5.2

Vide moyen des éprouvettes (%) = 5.0  
M.V.A. moyenne = 2.44


Observations :

Chargés d'essais S. Bouron
-------------------------------

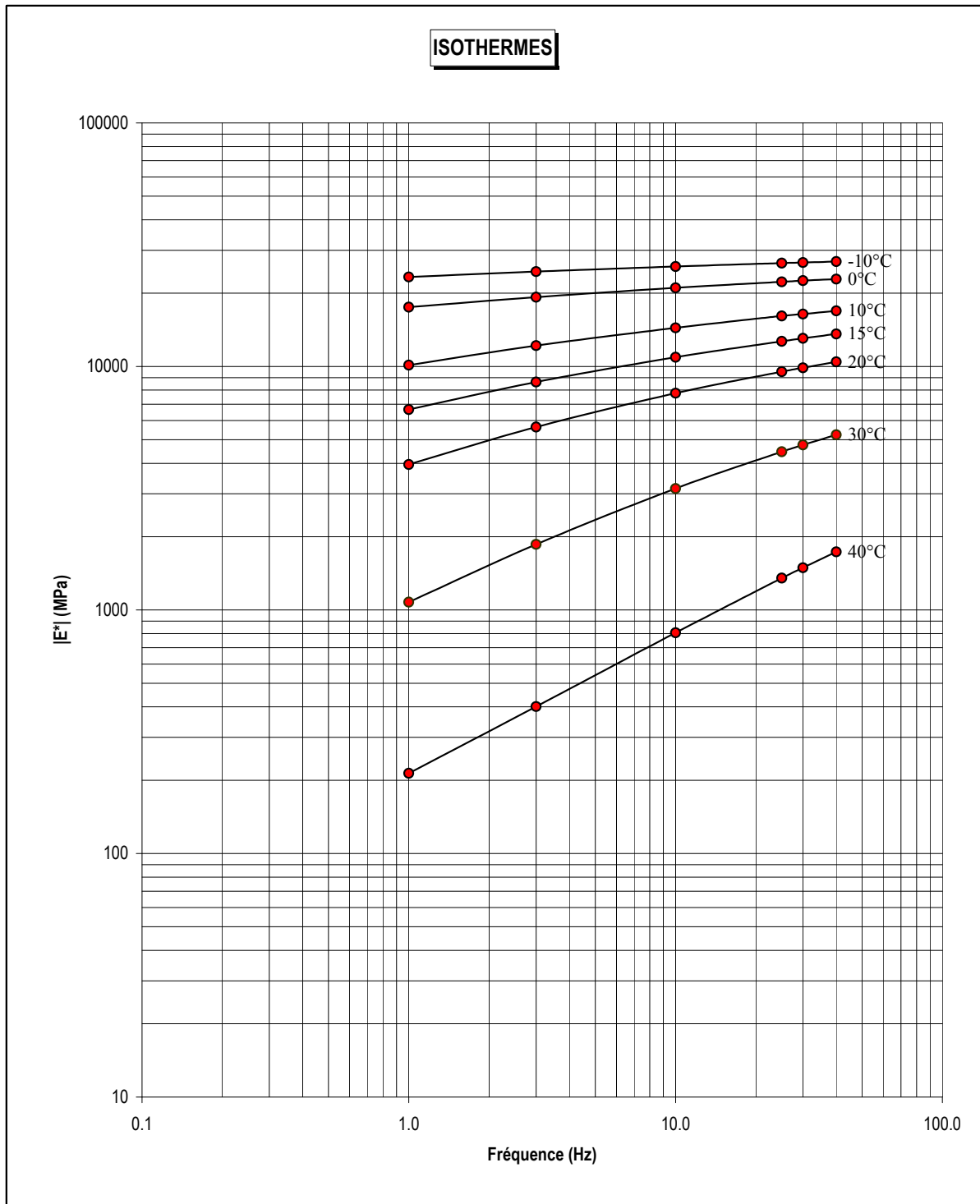
	<b>LCPC</b> Section Liants et Matériaux Routiers	DETERMINATION DU MODULE COMPLEXE PAR FLEXION SINUSOÏDALE (NF P 98-260-2)	EH 15
		Annexe 1 - Feuille de résultats	


**Affaire: 230 - Formule: 10**  
**Thèse C. FLORENCE - Thèse S. PEREZ**

Température (°C)	Fréquence (Hz)	E1 (MPa)	E2 (MPa)	E*  (MPa)	f (°)
-10	40	26937	1277	26967	2.7
-10	30	26698	1303	26729	2.8
-10	25	26553	1326	26586	2.9
-10	10	25703	1497	25746	3.4
-10	3	24473	1716	24533	4.0
-10	1	23230	1884	23306	4.7
0	40	22755	2011	22844	5.1
0	30	22428	2047	22521	5.2
0	25	22165	2074	22262	5.4
0	10	20926	2261	21047	6.2
0	3	19094	2461	19252	7.4
0	1	17344	2580	17535	8.5
10	40	16679	2822	16916	9.6
10	30	16165	2826	16410	9.9
10	25	15855	2897	16118	10.4
10	10	14101	2975	14411	12.0
10	3	11800	3035	12184	14.4
10	1	9682	2958	10124	17.0
15	40	13240	3101	13598	13.2
15	30	12674	3091	13045	13.7
15	25	12293	3123	12684	14.3
15	10	10462	3114	10916	16.6
15	3	8098	2992	8633	20.3
15	1	6082	2706	6657	24.0
20	40	9947	3191	10447	17.8
20	30	9365	3134	9875	18.5
20	25	8978	3157	9517	19.4
20	10	7174	2989	7771	22.7
20	3	4994	2616	5638	27.7
20	1	3349	2114	3961	32.3
30	40	4516	2661	5242	30.5
30	30	4049	2505	4761	31.8
30	25	3740	2440	4466	33.1
30	10	2485	1941	3154	38.0
30	3	1338	1293	1861	44.0
30	1	727	794	1077	47.6
40	40	1160	1289	1734	48.0
40	30	975	1129	1492	49.2
40	25	868	1037	1352	50.1
40	10	479	649	807	53.6
40	3	233	327	401	54.6
40	1	133	167	213	51.5

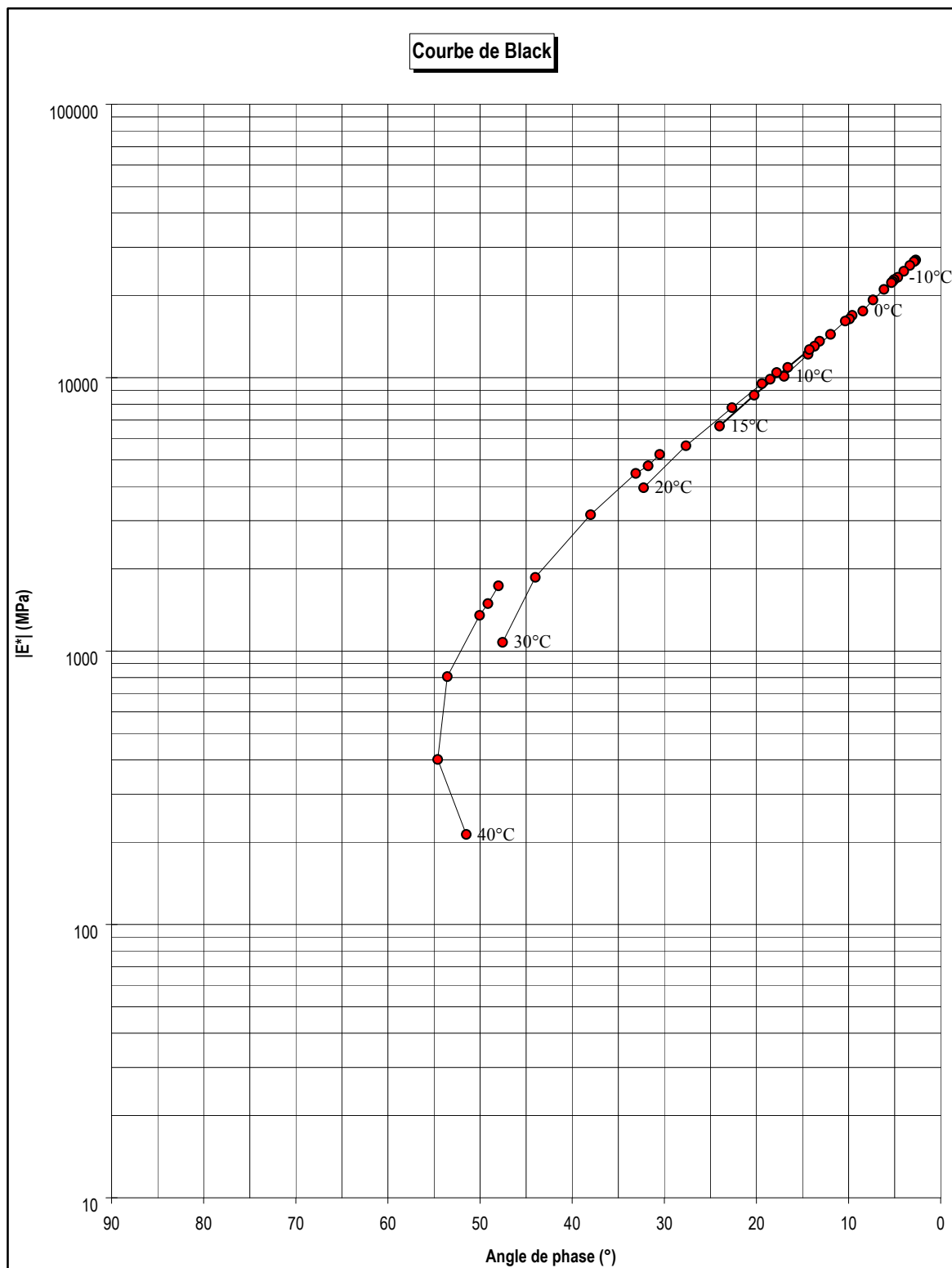
	<b>LCPC</b> Section Liants et Matériaux Routiers	DETERMINATION DU MODULE COMPLEXE PAR FLEXION SINUSOÏDALE (NF P 98-260-2)	EH 15
	Annexe 1 - Feuille de résultats		page 4/8


**Affaire: 230 - Formule: 10**  
**Thèse C. FLORENCE - Thèse S. PEREZ**



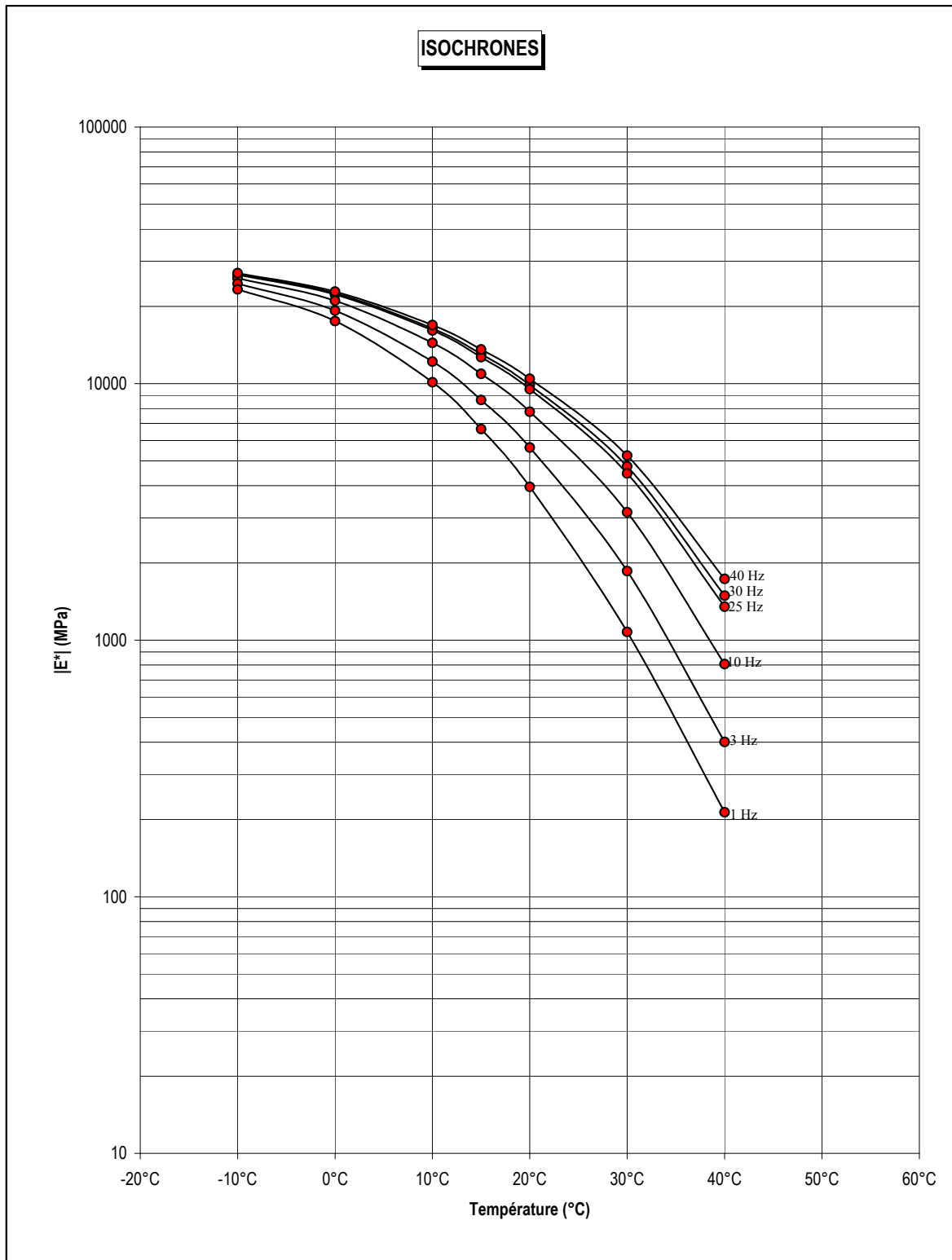
	<b>LCPC</b> Section Liants et Matériaux Routiers	DETERMINATION DU MODULE COMPLEXE PAR FLEXION SINUSOÏDALE (NF P 98-260-2)	EH 15
	Annexe 1 - Feuille de résultats		page 5/8


**Affaire: 230 - Formule: 10**  
**Thèse C. FLORENCE - Thèse S. PEREZ**



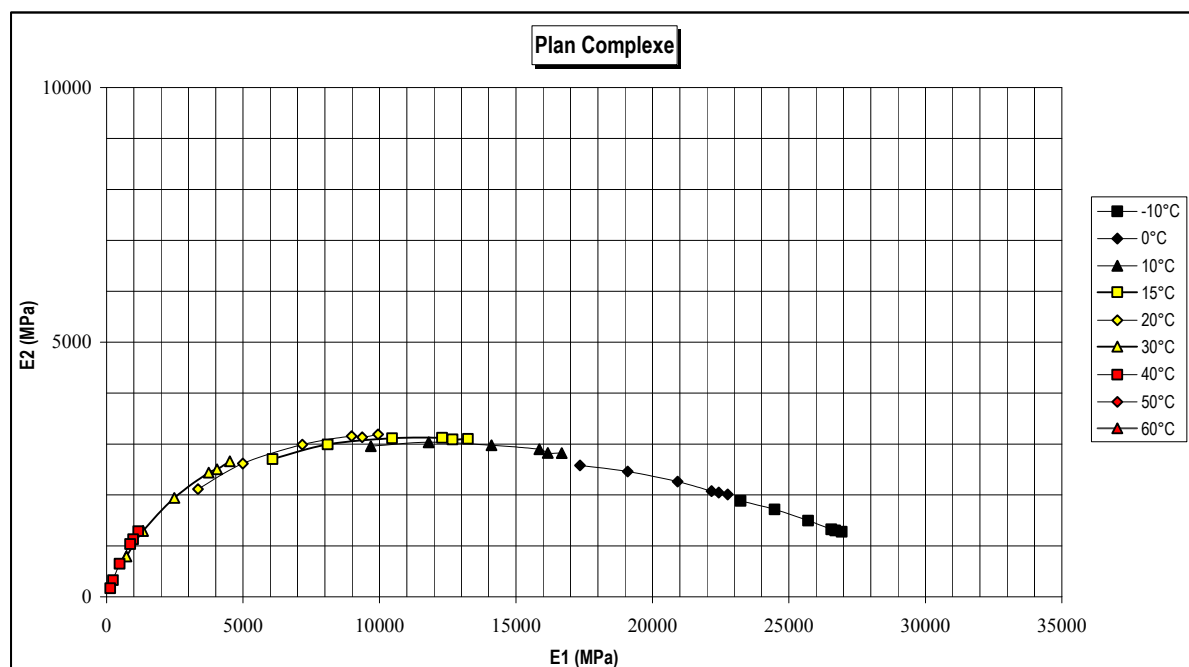
	<b>LCPC</b> Section Liants et Matériaux Routiers	DETERMINATION DU MODULE COMPLEXE PAR FLEXION SINUSOÏDALE (NF P 98-260-2)	EH 15
	Annexe 1 - Feuille de résultats		page 7/8

**Affaire: 230 - Formule: 10**  
**Thèse C. FLORENCE - Thèse S. PEREZ**




	LCPC Section Liants et Matériaux Routiers	DETERMINATION DU MODULE COMPLEXE PAR FLEXION SINUSOÏDALE (NF P 98-260-2)	EH 15
		Annexe 1 - Feuille de résultats	page 6/8

Affaire: 230 - Formule: 10  
Thèse C. FLORENCE - Thèse S. PEREZ





## 2. MODULE COMPLEXE DE LA GRAVE BITUME UTILISEE EN COUCHE D'ASSISE

	<b>Division Structures et Matériaux de Chaussées</b> <b>Section Liants et Matériaux Routiers</b>	<b>DETERMINATION DU MODULE COMPLEXE PAR FLEXION SINUSOIDALE (NF P 98-260-2)</b>	<b>EH 15</b>
		Feuille de résultats	

Date : 27/05/2002


N° d'affaire : 158 A

F10

Formule testée : 158 A


Eprouvette	Hauteur (mm)	Grande base (mm)	Petite base (mm)	Epaisseur (mm)	Mva (g/cm <sup>3</sup> )	Date de sciage	Date d'essai
101	249.8	56.3	25.4	24.7	2.48	avril-02	mai-02
102	250.2	56.4	25.5	24.9	2.46	avril-02	mai-02
103	249.8	56.4	25.2	24.9	2.49	avril-02	mai-02
104	249.9	56.1	25.3	25.2	2.47	avril-02	mai-02
Mva moyenne					2.47		

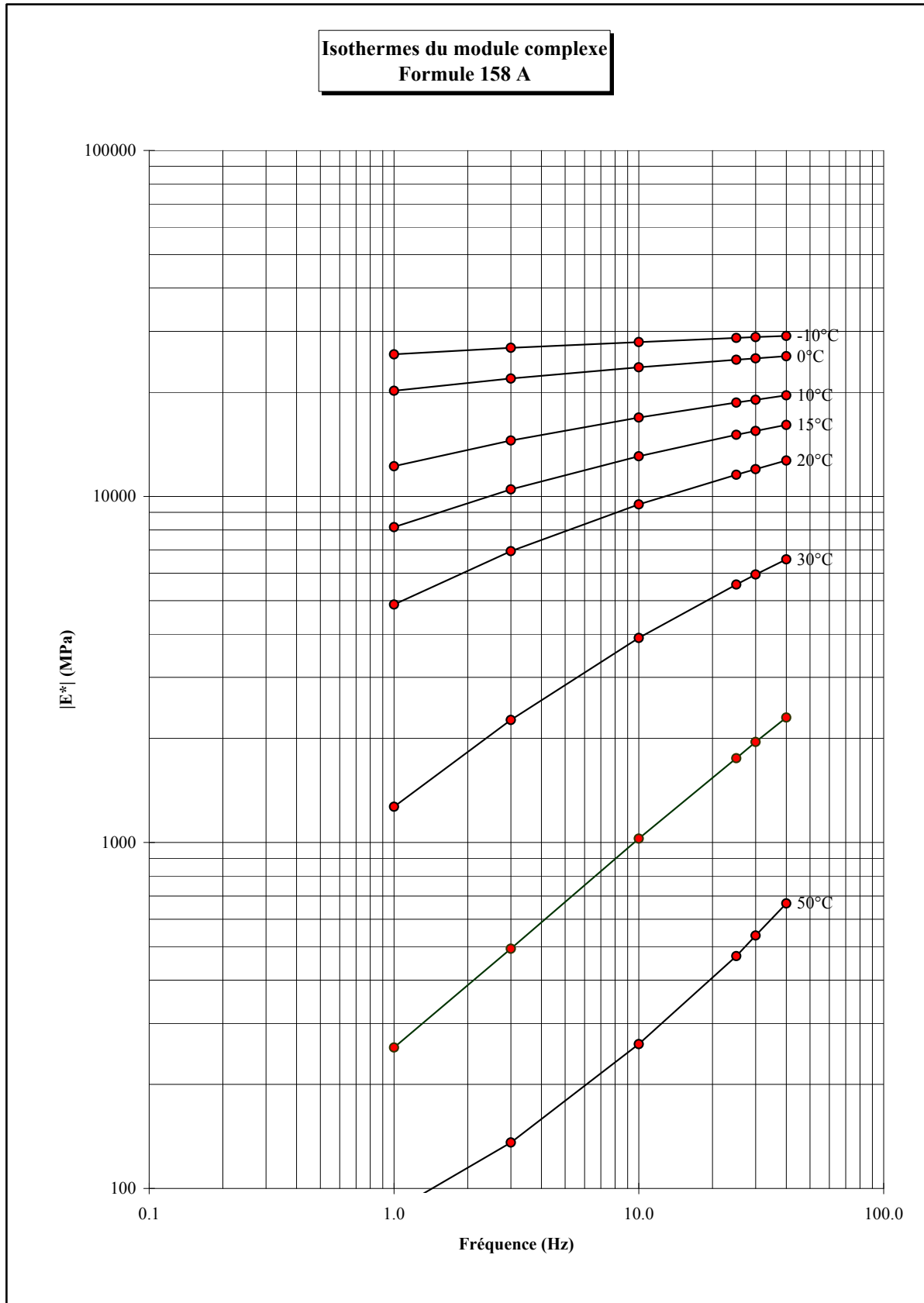
Chargé d'essai
Y. FABREGUES


	Division Structures et Matériaux de Chaussées	DETERMINATION DU MODULE COMPLEXE PAR FLEXION SINUSOIDALE (NF P 98-260-2)	EH 15
	Section Liants et Matériaux Routiers	Feuille de résultats	page 2/6

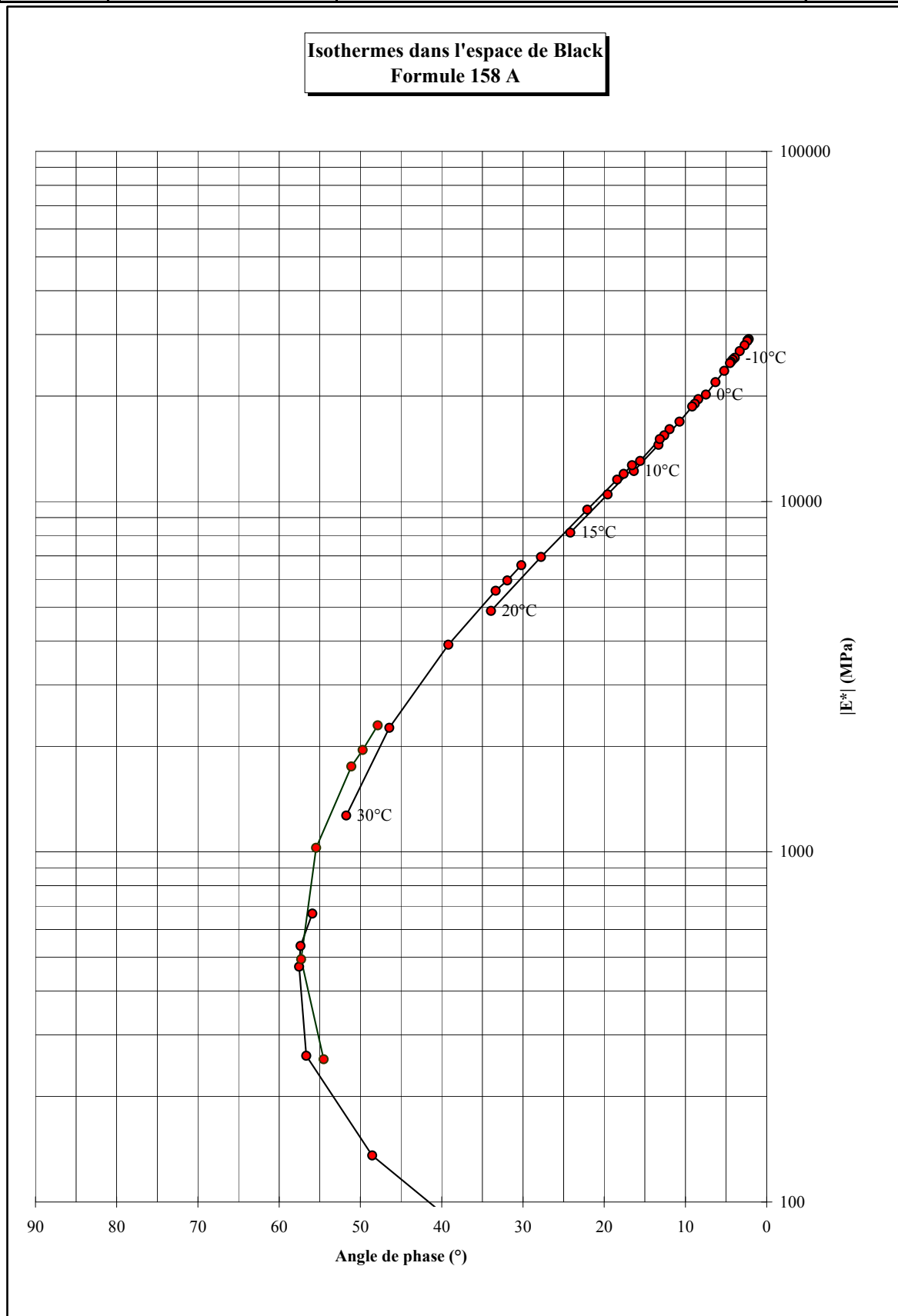
### Formule 158 A


Température (°C)	Fréquence (Hz)	E1 (Mpa)	E2 (Mpa)	E*  (MPa)	φ (°)
-10	40	29087	1117	29109	2.2
-10	30	28860	1184	28884	2.4
-10	25	28695	1190	28720	2.4
-10	10	27915	1329	27946	2.7
-10	3	26851	1560	26897	3.3
-10	1	25694	1763	25755	3.9
0	40	25363	1851	25431	4.2
0	30	24995	1923	25069	4.4
0	25	24767	1960	24844	4.5
0	10	23522	2151	23620	5.2
0	3	21794	2406	21926	6.3
0	1	20037	2629	20208	7.5
10	40	19396	2873	19607	8.4
10	30	18803	2928	19030	8.9
10	25	18442	2979	18681	9.2
10	10	16614	3147	16909	10.7
10	3	14126	3346	14517	13.3
10	1	11733	3442	12227	16.4
15	40	15750	3333	16099	12.0
15	30	15092	3373	15464	12.6
15	25	14684	3431	15079	13.2
15	10	12585	3508	13065	15.6
15	3	9877	3512	10483	19.6
15	1	7440	3340	8155	24.2
20	40	12175	3624	12702	16.6
20	30	11435	3627	11997	17.6
20	25	10964	3647	11555	18.4
20	10	8788	3564	9483	22.1
20	3	6148	3238	6949	27.8
20	1	4043	2720	4873	33.9
30	40	5687	3310	6580	30.2
30	30	5051	3147	5951	31.9
30	25	4646	3058	5562	33.4
30	10	3025	2465	3902	39.2
30	3	1557	1638	2260	46.5
30	1	785	996	1269	51.8
40	40	1540	1703	2297	47.9
40	30	1262	1490	1953	49.7
40	25	1100	1364	1752	51.1
40	10	582	845	1026	55.5
40	3	266	415	493	57.3
40	1	148	208	256	54.5
50	40	373	552	666	55.9
50	30	290	453	538	57.4
50	25	252	396	470	57.6
50	10	144	218	261	56.7
50	3	90	102	136	48.6
50	1	68	53	86	38.2

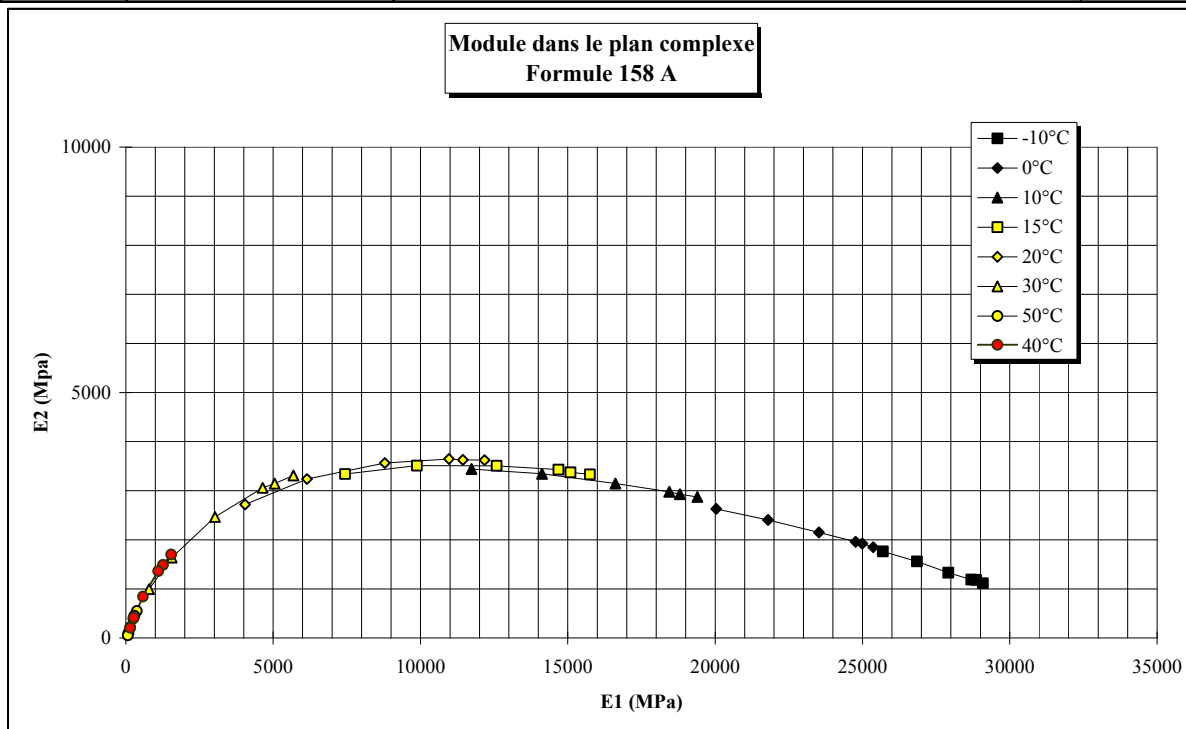
	Division Structures et Matériaux de Chaussées Section Liants et Matériaux Routiers	DETERMINATION DU MODULE COMPLEXE PAR FLEXION SINUSOÏDALE (NF P 98-260-2)	EH 15
		Feuille de résultats	page 3/6




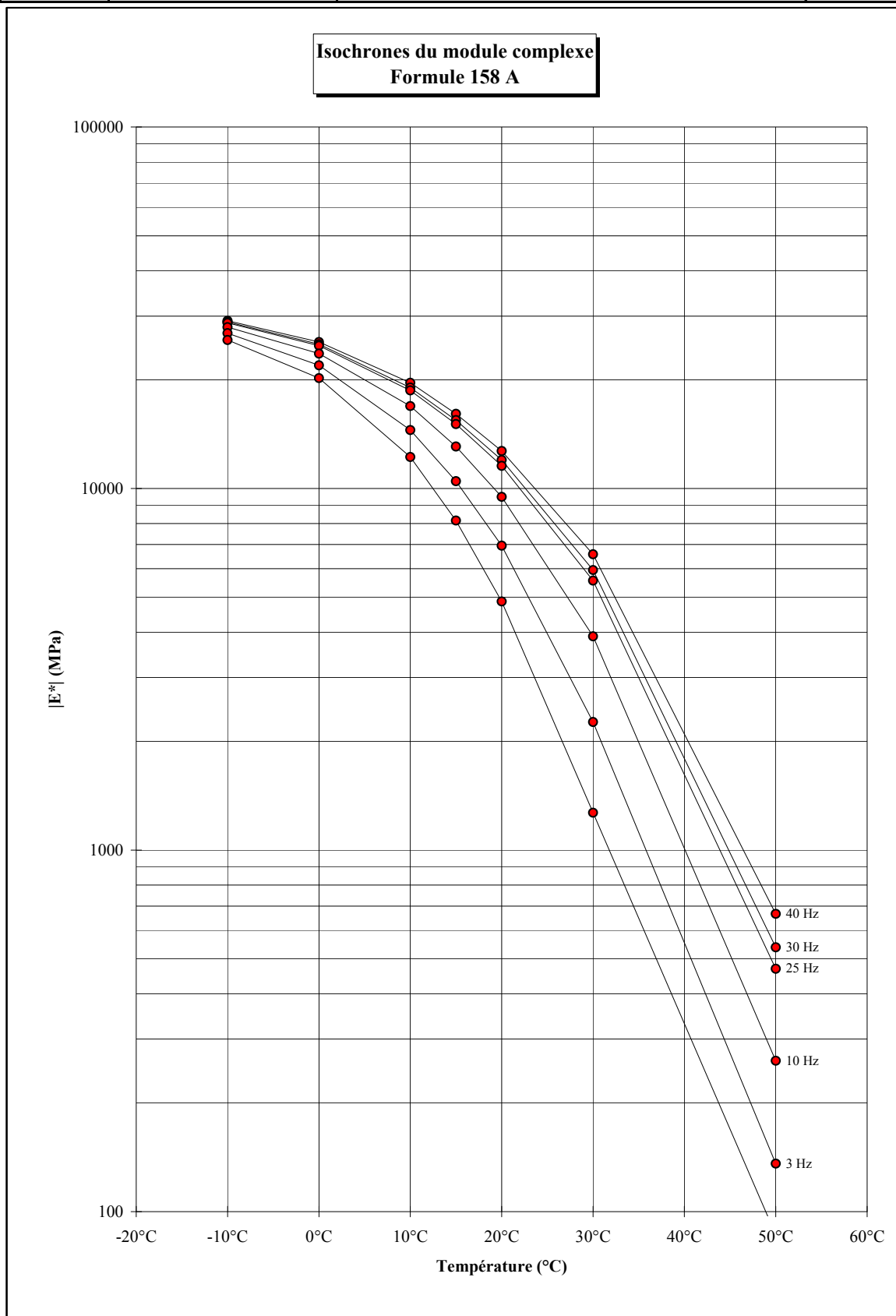
	Division Structures et Matériaux de Chaussées Section Liants et Matériaux Routiers	DETERMINATION DU MODULE COMPLEXE PAR FLEXION SINUSOÏDALE (NF P 98-260-2)	EH 15
		Feuille de résultats	



	Division Structures et Matériaux de Chaussées Section Liants et Matériaux Routiers	DETERMINATION DU MODULE COMPLEXE PAR FLEXION SINUSOÏDALE (NF P 98-260-2)	EH 15
		Feuille de résultats	



	Division Structures et Matériaux de Chaussées	DETERMINATION DU MODULE COMPLEXE PAR FLEXION SINUSOÏDALE (NF P 98-260-2)	EH 15
	Section Liants et Matériaux Routiers	Feuille de résultats	page 6/6





### 3. ESSAIS D'ORNIERAGE DU COMPLEXE SABLE BITUME UTILISE SUR LE JOINT 1 ET 2

Note d'infos orniéage BBC 0/6 FABAC

affaire 230A

Nantes le 3/02/06

Pour essayer de répondre au problème posé par l'orniéage qui a été constaté lors de l'expérience FABAC sur le complexe SB+BBC 0/6 nous avons engagé des essais d'orniéage sur l'orniéreur de la section LMR.

**1) Essai sur la formule F11**, réalisé à partir des matériaux utilisés pour la construction de la piste FABAC. Il s'agit d'un enrobé BBC 0/6 fabriqué et compacté en laboratoire l'épaisseur de la couche testée est de 10cm.

Pourcentage de vides sur les éprouvettes au banc gamma EN NF 12697-7

	MVRe	MVA	Vides %
Plaque gauche F11/1	2,564	2,472	3,60
Plaque droite F11/2	2,564	2,473	3,55

Résultat de l'essai d'orniéage suivant la norme NF EN 12697-22

Cycles	Plaque droite F11/2	Plaque gauche F11/1	moyenne
30	6,6	4,9	5,8
100	8,9	8,8	8,9
300	10,8	10,6	10,7
1000	15,4	15,6	15,5

Température moyenne de l'essai 61,6°C

Commentaires :

On constate que BBC 0/6 est particulièrement sensible à l'orniéage (15% à 1000cycles), c'est bien ce qui était prévu si l'on teint compte de la formulation. Le choix s'était porté sur cette formulation qui avait l'avantage de faciliter le repérage de la fissure en court d'essai et qui avait le mérite d'avoir un historique important notamment sur le comportement en fatigue. De plus, il était important que la couche d'enrobé ne se fissure pas dès les premiers chargements. Ce type de formule, riche en liant est adaptée à la situation mais à condition de resté en pratique en dessous de la température de ramollissement du bitume.

On attend le résultat de l'essai de module complexe mais il ne faut pas s'attendre à un miracle sur la rigidité de ce type d'enrobé.



### Essai sur la formule D1/1 réalisé à partir des matériaux prélevés sur la piste FABAC.

L'essai a été réalisé sur le complexe sable bitume + béton bitumineux clouté 0/6. Il était prévu une application du complexe à raison de 2 cm de sable bitume + 4 cm de BBC 0/6.

L'éprouvette a été préparée par sciage pour sa mise à dimension dans le moule de 5 cm de haut adapté à l'essai d'orniérage. L'épaisseur du sable bitume a été réduite à 1,5cm et le BBC 0/6 était de 3,5 cm. Les 2 couches étaient collées à l'émulsion.

Pourcentage de vides sur les éprouvettes au banc gamma EN NF 12697-7

	MVRe	MVA	Vides %
Plaque gauche D1/1 BBC0/6	2,564	2,47	3,65
Plaque gauche D1/1 sable bitume	2,474		

Résultat de l'essai d'orniérage suivant la norme NF EN 12697-22

Cycles	Plaque droite D1/1		moyenne
30	3,9		3,9
100	6,3		6,3
300	9,1		9,1
1000	13,4		13,4

Température moyenne de l'essai 60,1°C



Commentaires :

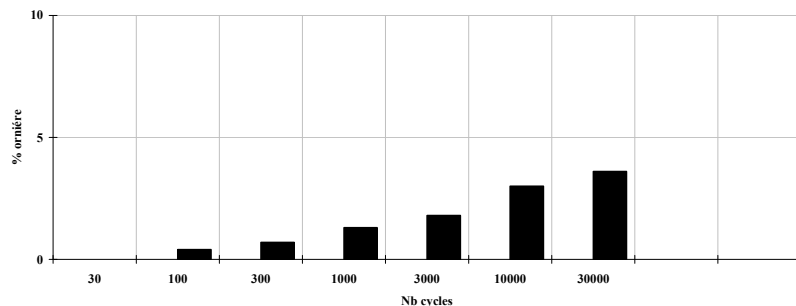
On constate que BBC 0/6 est particulièrement sensible à l'orniérage ( 13,4% à 1000cycles). Le résultat est cohérent avec l'essai de laboratoire. La toute petite différence peut s'expliquer par une sensibilité moindre du liant, on rencontre fréquemment ce phénomène pour des enrobés fabriquées dans des conditions industrielles. Une autre raison serait le temps de mûrissement, puisque depuis sa date d'application, l'enrobé a passé une période estivale.

On voit que la couche de sable bitume s'est déformée dans une proportion moindre malgré le liant modifié. Comme le BBC 0/6 est très faible en rigidité, la couche de sable bitume est très sollicitée.

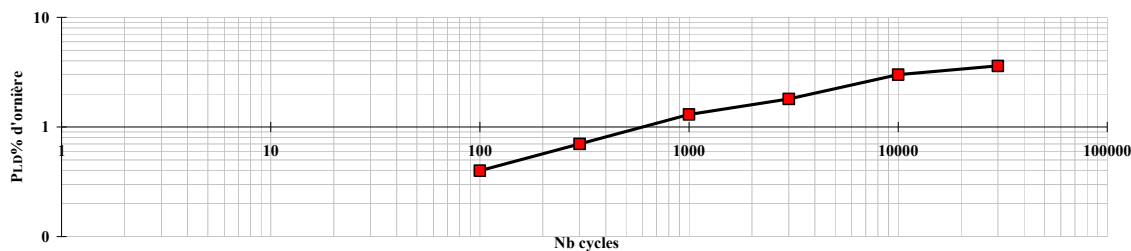
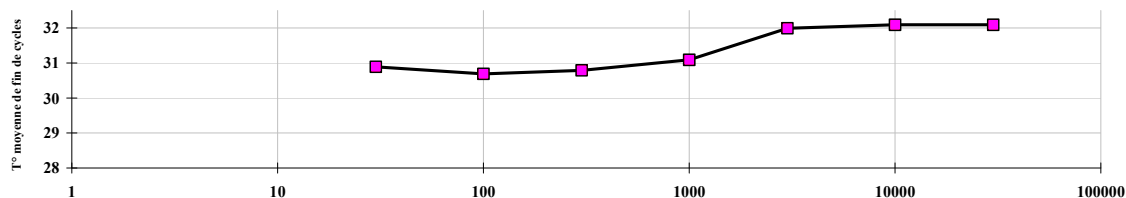
	<b>LCPC</b> Section des liants et Matériaux Routiers	<b>Produits Bitumineux</b>	<b>EH4</b>
	Feuille de résultats	<b>ESSAIS D'ORNIERAGE</b>	<b>NF EN 12697-22 - Juin 2004</b>

Intitulé de l'affaire	<b>Essai Fabac</b>
N° d'affaire	230A
Activité	11B042
N° formule	D1/2
Désignation	BBC 0/6
Date	28/02/2006

CONDITIONS D'ESSAIS				
Prélevement	sur piste Fabac			
Type de malaxeur	chantier			
Type de compactage	chantier			
Energie de compactage	chantier			
Date de fabrication	9 et 10 décembre 2004			
Épaisseur de la couche étudiée	complexe: sable bitume 16 mm + BBc 0/6 34 mm			
Dispositif	Grande dimension	Extra large	Petite dimension	X
Procédure	A	B dans l'air	B dans l'eau	
Temps de mûrissement+ condition de conservation	mûrissement sans renseignement, conservation inférieur à 25°C			
Température moyenne d'essai	31.4°C			



plaque	PLD % ornière		
	Pi droite	Pi gauche	moyenne
cycles 30	0.0	0.0	0.0
100	0.4	0.4	0.4
300	0.7	0.7	0.7
1000	1.3	1.3	1.3
3000	1.8	1.8	1.8
10000	3.0	3.0	3.0
30000	3.6	3.6	3.6

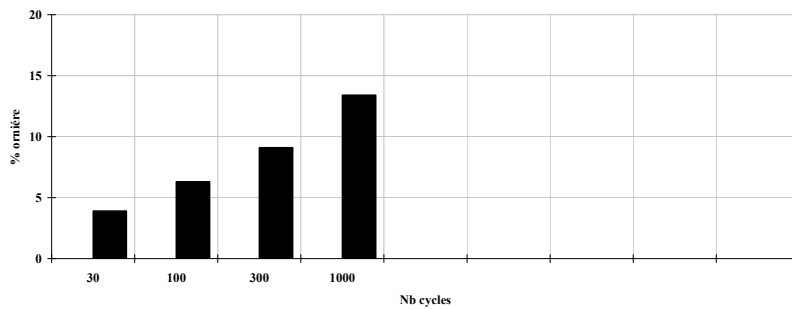
**Observations :**

(Pour la masse volumique apparente au banc gamma se reporter à annexe correspondante)  
 plaque scier au dimension voulu sans calage au platre  
 essai a température de 30°C

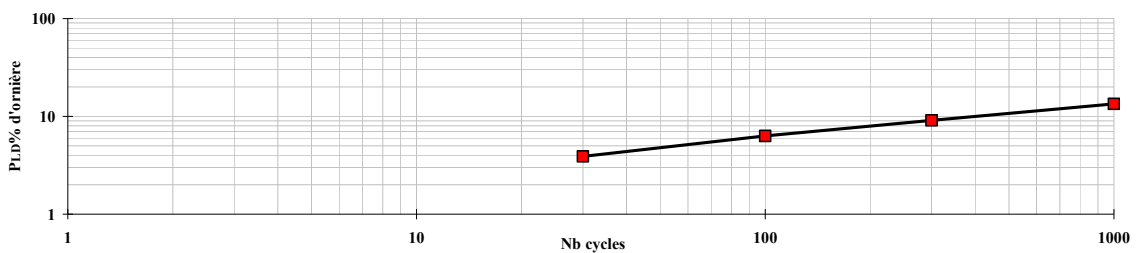
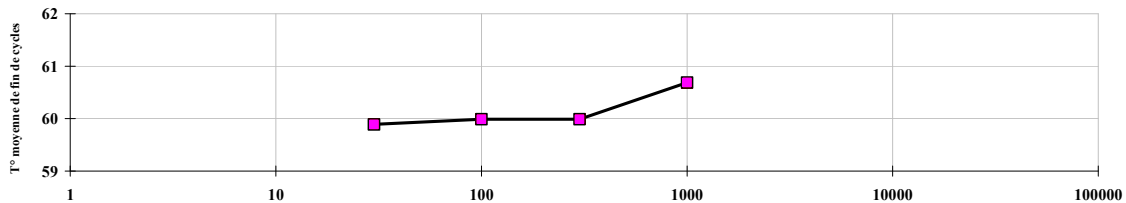
	<b>LCPC</b> Section des liants et Matériaux Routiers	Produits Bitumineux	EH4
	Feuille de resultats	ESSAIS D'ORNIERAGE	NF EN 12697-22 - Juin 2004

Intitulé de l'affaire	<b>Essai Fabac</b>
N° d'affaire	230A
Activité	11B042
N° formule	D1/1
Désignation	BBC 0/6
Date	30/01/2006

CONDITIONS D'ESSAIS				
Prélevement	sur piste Fabac			
Type de malaxeur	chantier			
Type de compactage	chantier			
Energie de compactage	chantier			
Date de fabrication	9 et 10 décembre 2004			
Epaisseur de la couche étudiée	complexe: sable bitume 15 mm + BBc 0/6 35 mm			
Dispositif	Grande dimension		Extra large	Petite dimension
Procédure	A	B dans l'air	B dans l'eau	X
Temps de mûrissement+ condition de conservation	mûrissement sans renseignement, conservation inférieur à 25°C			
Température moyenne d'essai	60.1°C			



plaque	PLD % ornière		moyenne
	Pi droite	Pi gauche	
30 cycles	3.9	3.9	3.9
100	6.3	6.3	6.3
300	9.1	9.1	9.1
1000	13.4	13.4	13.4



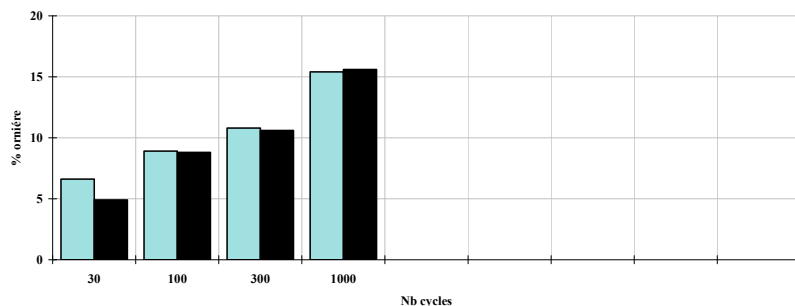
**Observations :**

(Pour la masse volumique apparente au banc gamma se reporter à annexe correspondante)  
 calage au plâtre des éprouvettes dans les moules  
 calcul exprimé seulement sur la couche du BBc

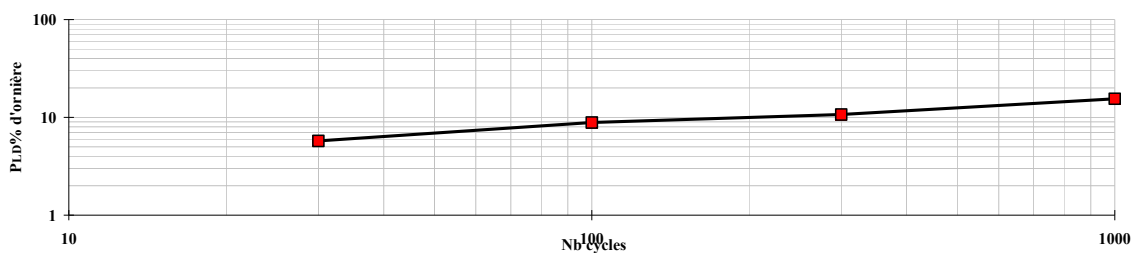
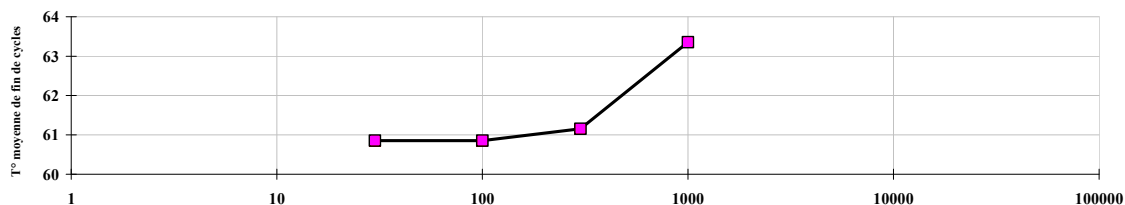
	<b>LCPC</b> Section des liants et Matériaux Routiers	<b>Produits Bitumineux</b>	<b>EH4</b>
	Feuille de résultats	<b>ESSAIS D'ORNIERAGE</b>	<b>NF EN 12697-22 - Juin 2004</b>

<i>Intitulé de l'affaire</i>	<b>Essai Fabac</b>
<i>N° d'affaire</i>	230A
<i>Activité</i>	11B042
<i>N° formule</i>	F11
<i>Désignation</i>	BBC 0/6
<i>Date</i>	25/01/2006

CONDITIONS D'ESSAIS				
<i>Prélevement</i>	stock			
<i>Type de malaxeur</i>	labo			
<i>Type de compactage</i>	fort			
<i>Energie de compactage</i>	labo			
<i>Date de fabrication</i>	07/12/2005			
<i>Epaisseur de la couche étudiée</i>	100 mm			
<i>Dispositif</i>	Grande dimension	x	Extra large	Petite dimension
<i>Procédure</i>	A	B dans l'air	B dans l'eau	
<i>Temps de mûrissement+ condition de conservation</i>	mûrissement sans renseignement, conservation inférieur à 25°C			
<i>Température moyenne d'essai</i>	61.6°C			



plaque	PLD % ornière		
	F11/2 Pi droite	F11/1 Pi gauche	moyenne
cycles 30	6.6	4.9	<b>5.8</b>
cycles 100	8.9	8.8	<b>8.9</b>
cycles 300	10.8	10.6	<b>10.7</b>
cycles 1000	15.4	15.6	<b>15.5</b>

**Observations :**

(Pour la masse volumique apparente au banc gamma se reporter à annexe correspondante)  
calage au plâtre des éprouvettes dans les moules

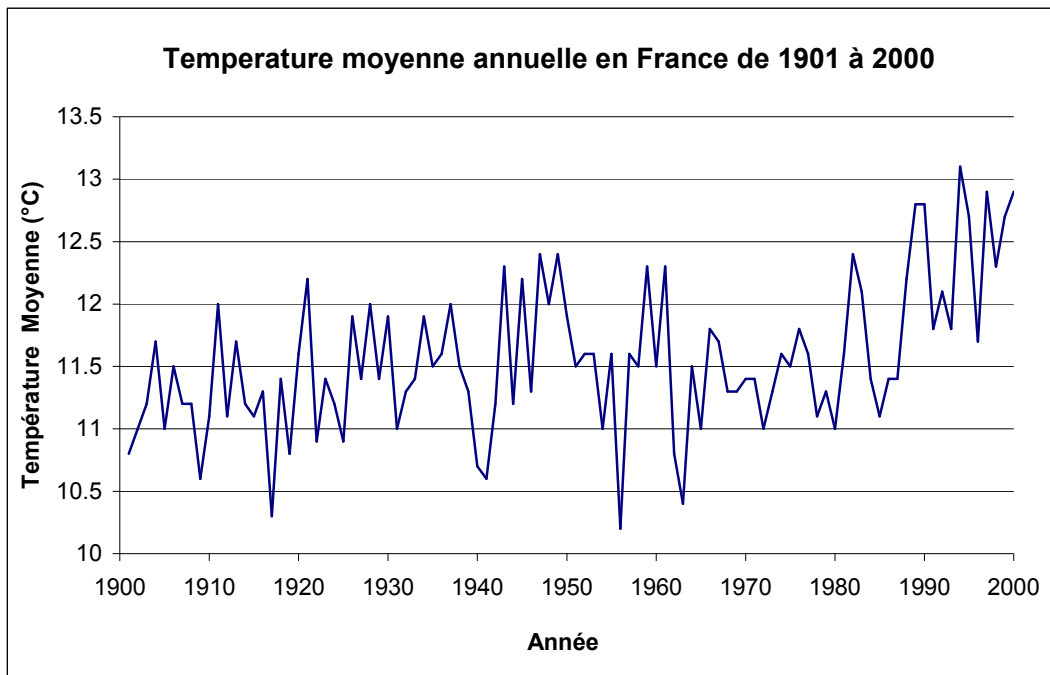


## ANNEXE 3 – TEMPERATURES MOYENNES EN FRANCE

Moyenne des températures moyennes annuelles de 66 stations homogénéisées.  
Source : Météo-France 2002

Année	Température en °C	Année	Température en °C	
1901	10.8	1951	11.5	
1902	11	1952	11.6	
1903	11.2	1953	11.6	
1904	11.7	1954	11	
1905	11	1955	11.6	
1906	11.5	1956	10.2	
1907	11.2	1957	11.6	
1908	11.2	1958	11.5	
1909	10.6	1959	12.3	
1910	11.1	1960	11.5	
1911	12	1961	12.3	
1912	11.1	1962	10.8	
1913	11.7	1963	10.4	
1914	11.2	1964	11.5	
1915	11.1	1965	11	
1916	11.3	1966	11.8	
1917	10.3	1967	11.7	
1918	11.4	1968	11.3	
1919	10.8	1969	11.3	
1920	11.6	1970	11.4	
1921	12.2	1971	11.4	
1922	10.9	1972	11	
1923	11.4	1973	11.3	
1924	11.2	1974	11.6	
1925	10.9	1975	11.5	
1926	11.9	1976	11.8	
1927	11.4	1977	11.6	
1928	12	1978	11.1	
1929	11.4	1979	11.3	
1930	11.9	1980	11	
1931	11	1981	11.6	
1932	11.3	1982	12.4	
1933	11.4	1983	12.1	
1934	11.9	1984	11.4	
1935	11.5	1985	11.1	
1936	11.6	1986	11.4	
1937	12	1987	11.4	
1938	11.5	1988	12.2	
1939	11.3	1989	12.8	
1940	10.7	1990	12.8	
1941	10.6	1991	11.8	
1942	11.2	1992	12.1	
1943	12.3	1993	11.8	
1944	11.2	1994	13.1	
1945	12.2	1995	12.7	
1946	11.3	1996	11.7	
1947	12.4	1997	12.9	
1948	12	1998	12.3	
1949	12.4	1999	12.7	<b>moyenne totale</b>
1950	11.9	2000	12.9	<b>11.6</b>

Institut français de l'environnement – données essentielles de l'environnement



## ANNEXE 4 – RESULTATS OBTENUS A PARTIR DE LA MODELISATION DE L'EXPERIENCE FABAC

Les principaux résultats comparés par la suite avec les mesures ont été ceux réalisés à partir des calculs dont les conditions de collage de l'interface sont symétriques de part et d'autre du joint. Seuls ces résultats sont mis en annexe. Etant donné que les conditions de collage de l'interface sont symétriques les graphes suivants représentent uniquement le passage de la charge du côté amont au joint.

### 1. REPRESENTATION DE TYPE LIGNE D'INFLUENCE CHARGE STATIQUE

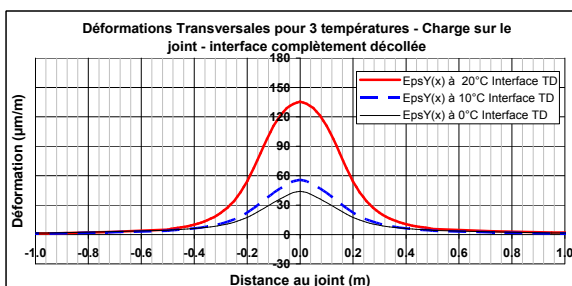
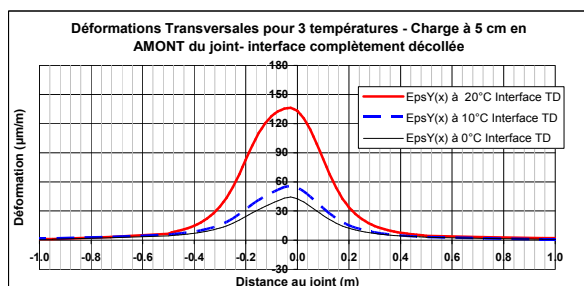
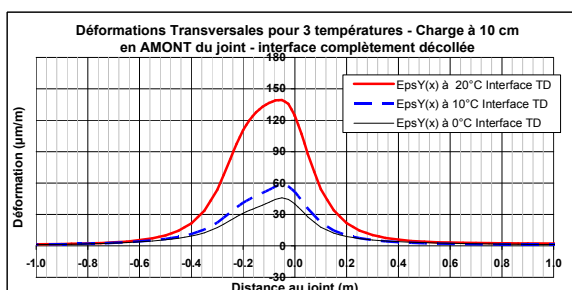
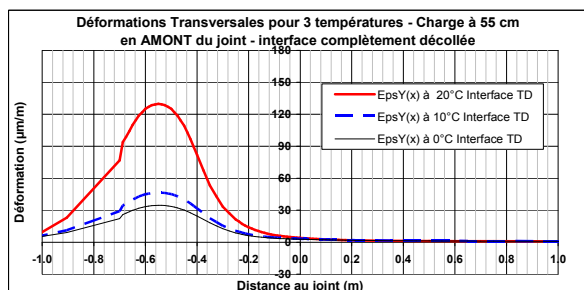
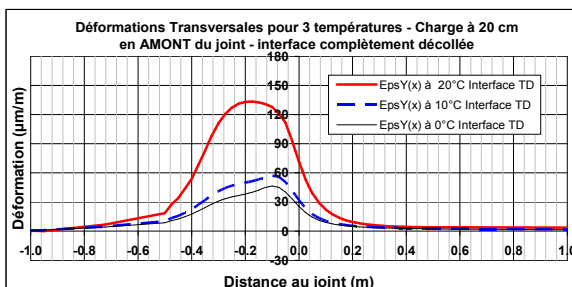
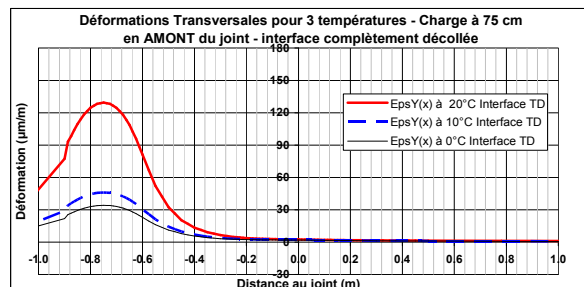
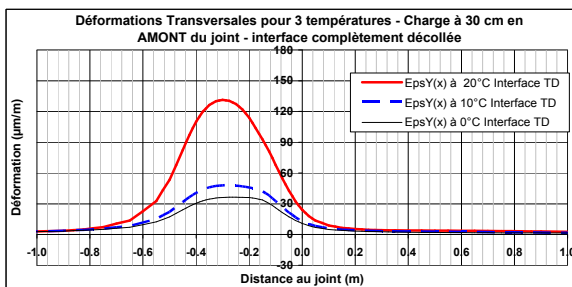
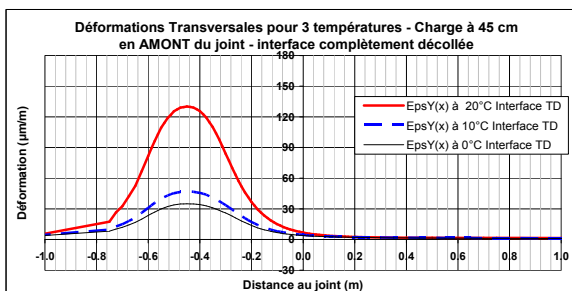
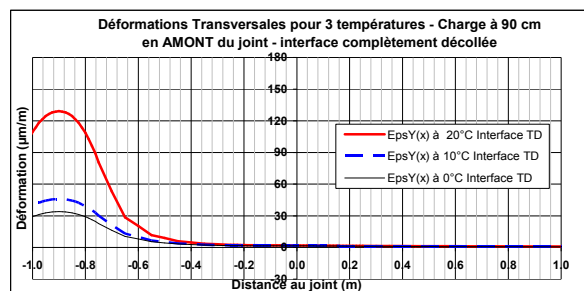
#### ÉTUDE DE L'INFLUENCE DE LA TEMPÉRATURE - INTERFACE COMPLÈTEMENT DECOLLE - DÉFORMATIONS TRANSVERSALES

Calculs réalisés à l'aide du logiciel CESAR-LCPC pour différentes positions de charge.

Decollage complet pour l'ensemble des calculs

Déformations transversales obtenues en bas de couche de surface sous une des roues jumelées

Positions de charge évalués (distance en cm au joint) : 90, 75, 55, 45, 30, 20, 10, 5 et 0 en amont et en aval du joint par rapport au sens du déplacement de la charge.





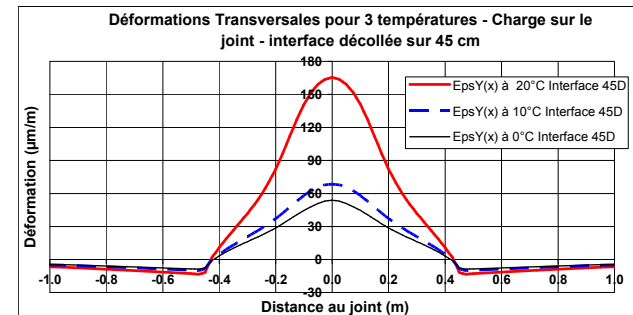
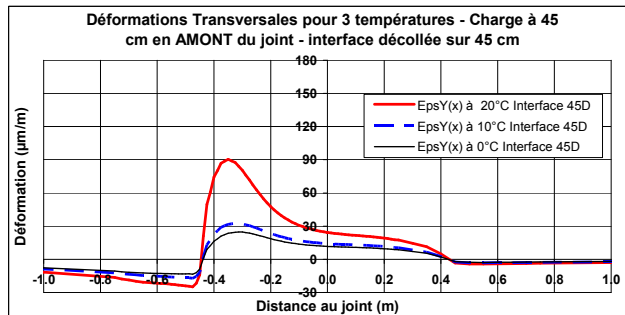
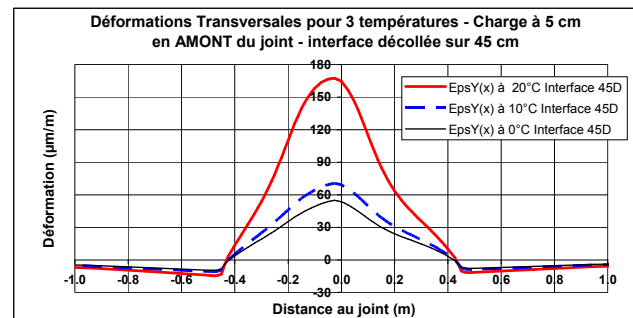
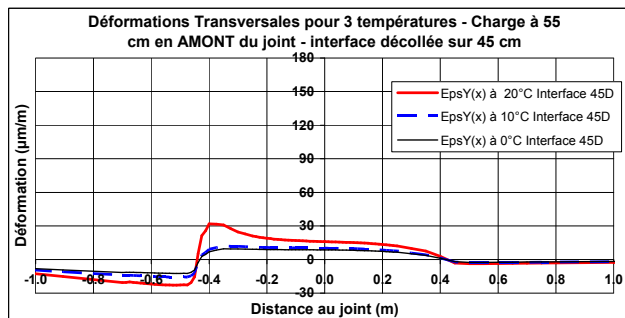
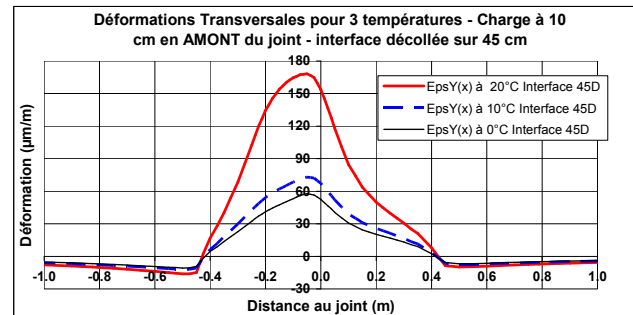
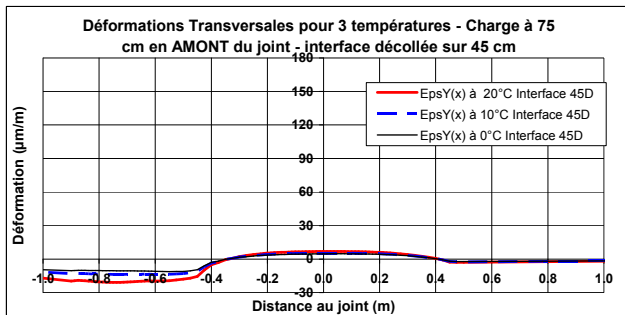
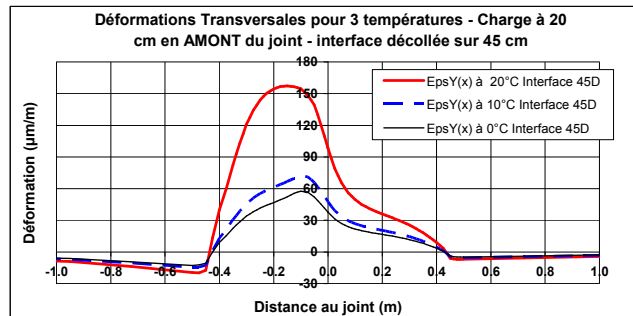
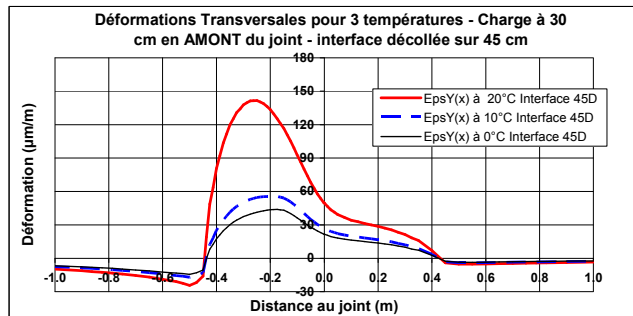
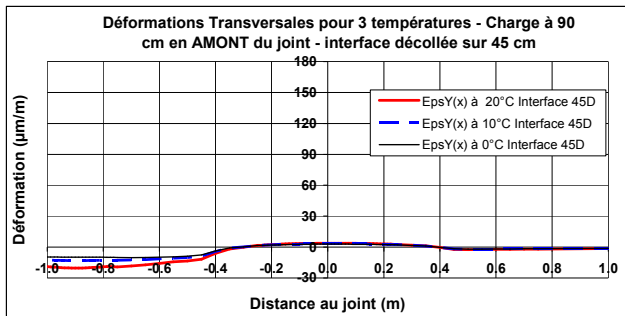
### ÉTUDE DE L'INFLUENCE DE LA TEMPÉRATURE - INTERFACE DECOLLEE DE 45 CM - DÉFORMATIONS TRANSVERSALES

Calculs réalisés à l'aide du logiciel CESAR-LCPC pour différentes positions de charge.

Decolage de 45 cm pour l'ensemble des calculs

Déformations transversales obtenues en bas de couche de surface sous une des roues jumelées

Positions de charge évalués (distance en cm au joint) : 90, 75, 55, 45, 30, 20, 10, 5 et 0 en amont et en aval du joint par rapport au sens du déplacement de la charge.



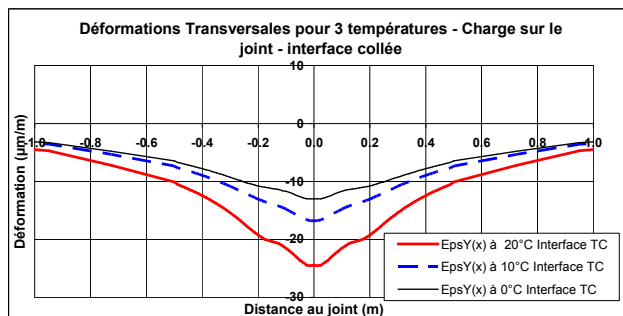
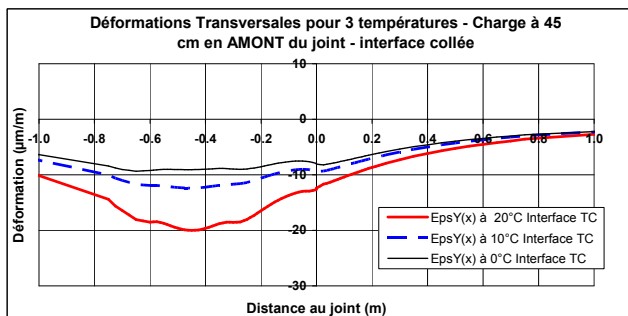
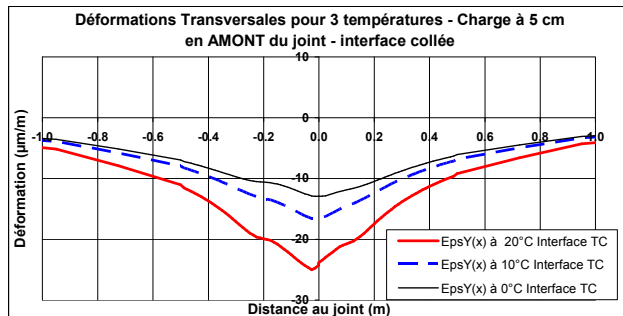
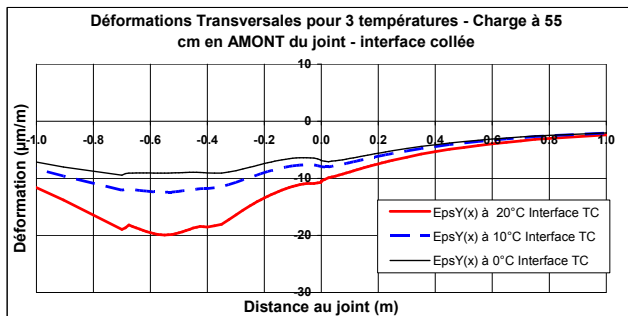
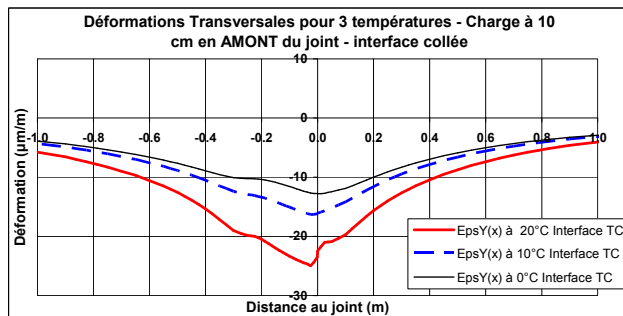
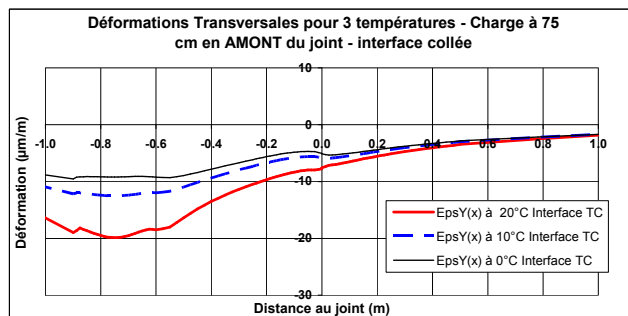
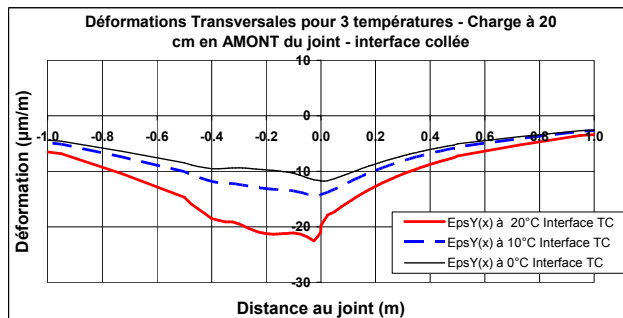
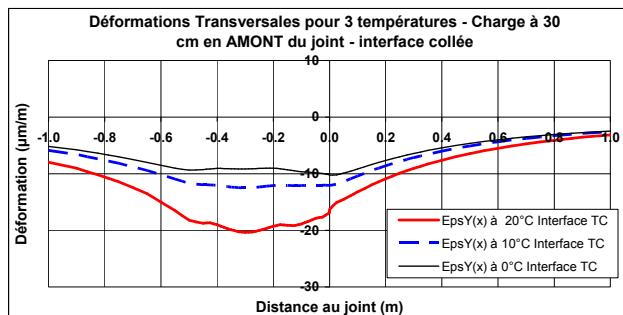
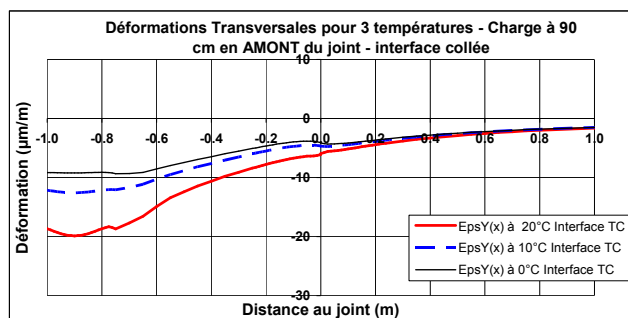
### ÉTUDE DE L'INFLUENCE DE LA TEMPÉRATURE - INTERFACE COLLEE - DÉFORMATIONS TRANSVERSALES

Calculs réalisés à l'aide du logiciel CESAR-LCPC pour différentes positions de charge.

Collage de l'interface parfait pour l'ensemble des calculs

Déformations transversales obtenues en bas de couche de surface sous une des roues jumelées

Positions de charge évalués (distance en cm au joint) : 90, 75, 55, 45, 30, 20, 10, 5 et 0 en amont et en aval du joint par rapport au sens du déplacement de la charge.



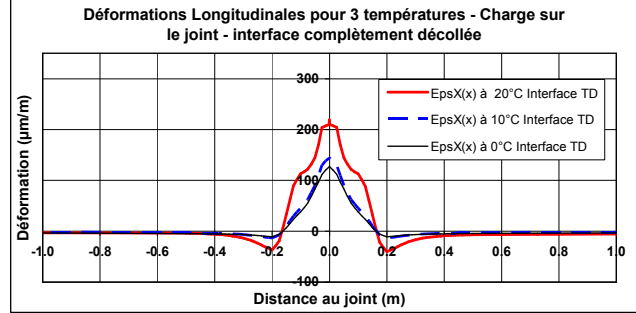
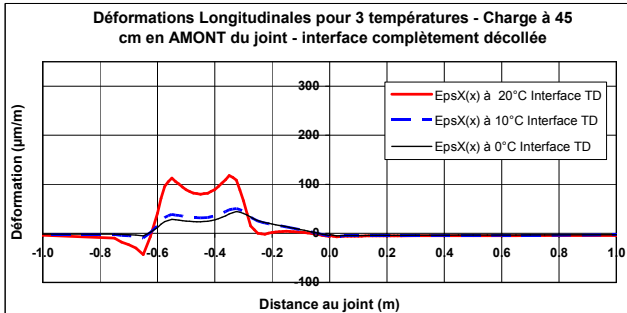
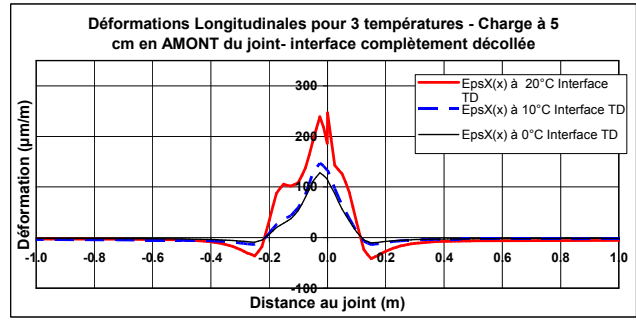
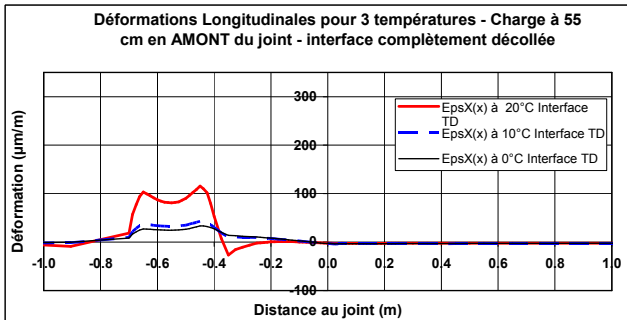
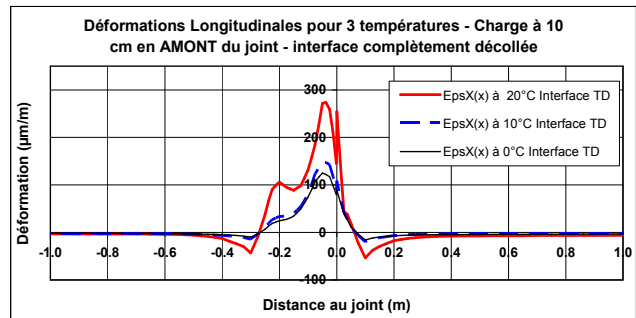
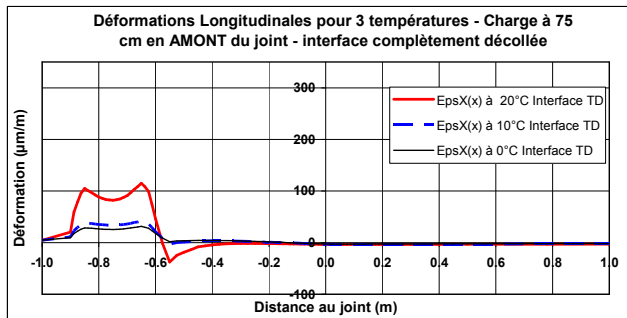
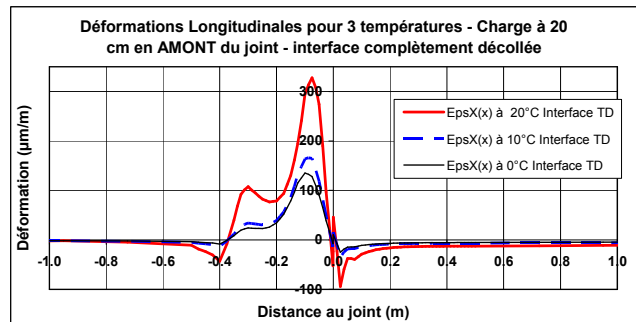
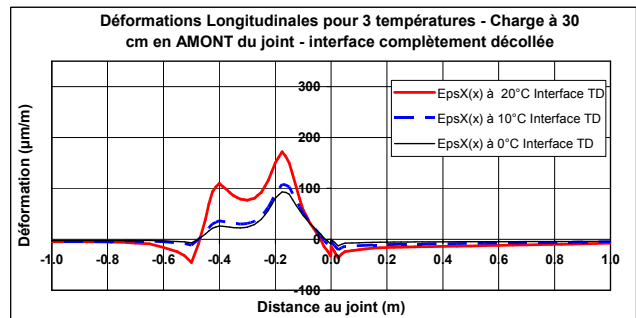
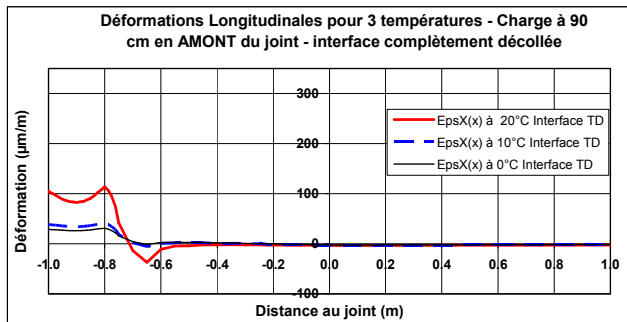
### ÉTUDE DE L'INFLUENCE DE LA TEMPÉRATURE - INTERFACE COMPLÈTEMENT DECOLLE - DÉFORMATIONS LONGITUDINALES

Calculs réalisés à l'aide du logiciel CESAR-LCPC pour différentes positions de charge.

Decolage complet pour l'ensemble des calculs

Déformations longitudinales obtenues en bas de couche de surface sous une des roues jumelées

Positions de charge évalués (distance en cm au joint) : 90, 75, 55, 45, 30, 20, 10, 5 et 0 en amont et en aval du joint par rapport au sens du déplacement de la charge.



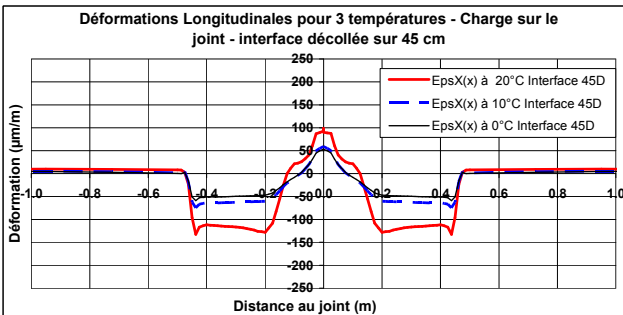
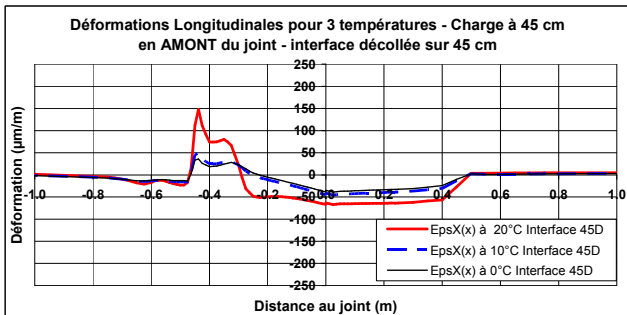
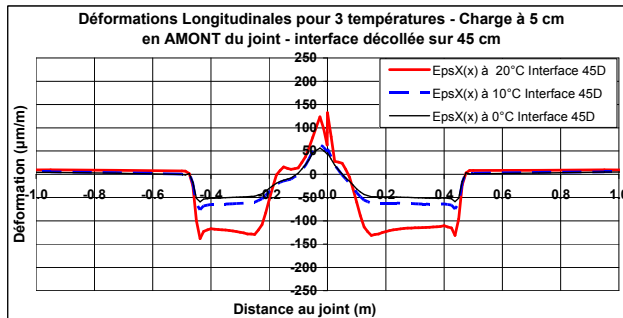
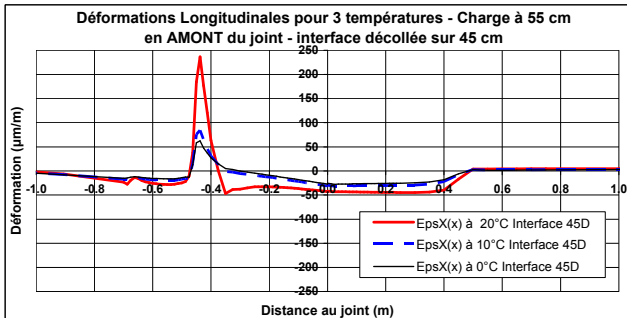
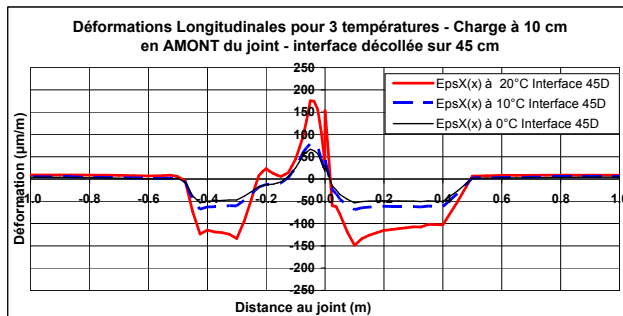
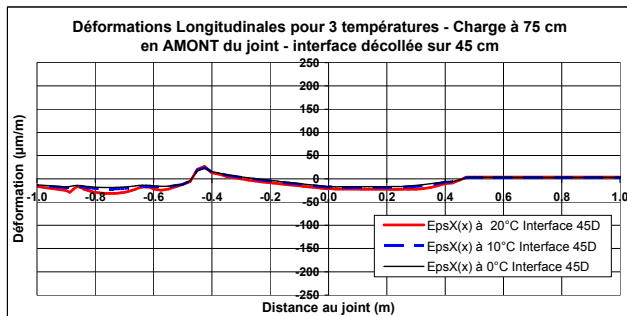
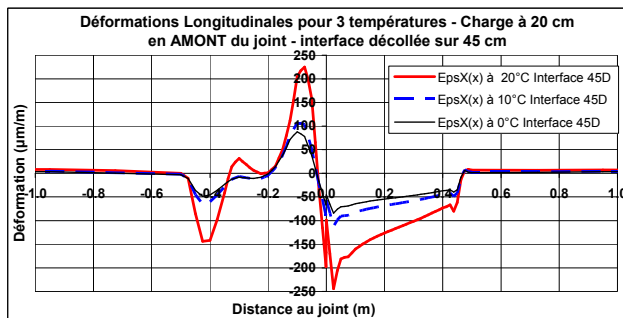
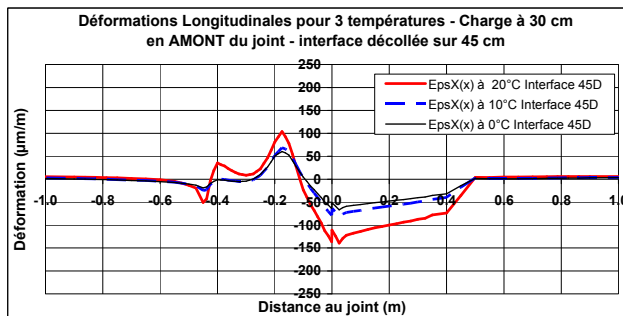
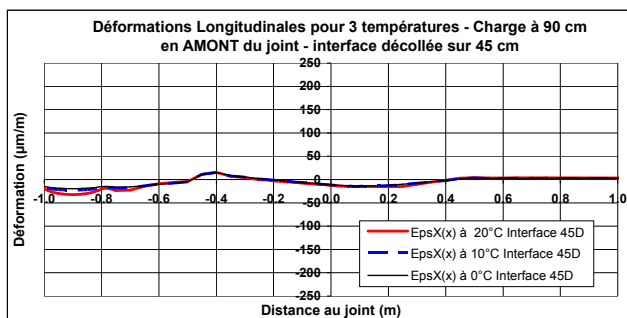
### ÉTUDE DE L'INFLUENCE DE LA TEMPÉRATURE - INTERFACE DECOLLEE DE 45 CM - DÉFORMATIONS LONGITUDINALES

Calculs réalisés à l'aide du logiciel CESAR-LCPC pour différentes positions de charge.

Decolage de 45 cm pour l'ensemble des calculs

Déformations longitudinales obtenues en bas de couche de surface sous une des roues jumelées

Positions de charge évalués (distance en cm au joint) : 90, 75, 55, 45, 30, 20, 10, 5 et 0 en amont et en aval du joint par rapport au sens du déplacement de la charge.



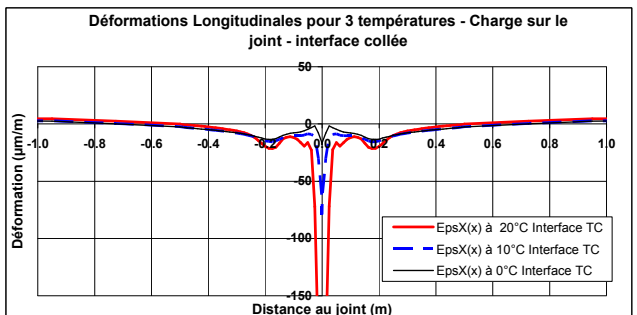
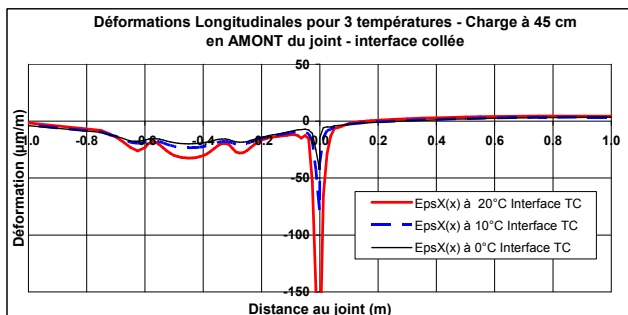
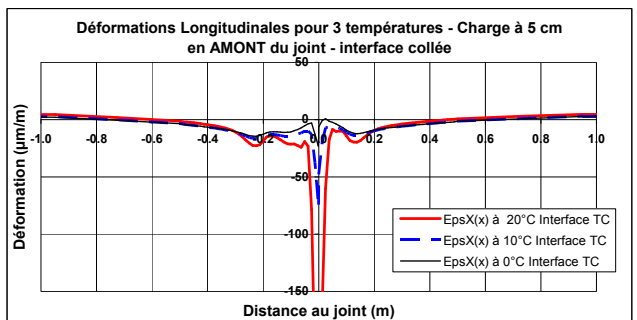
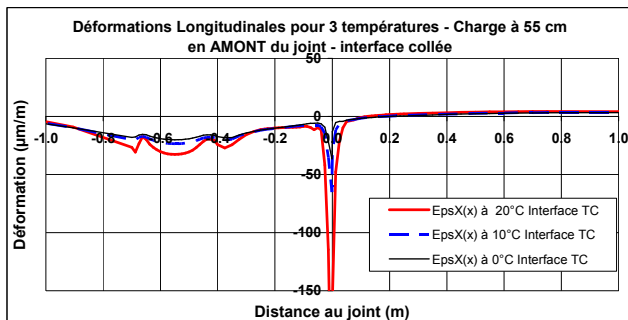
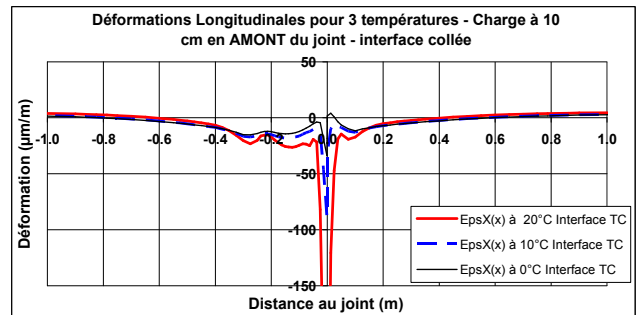
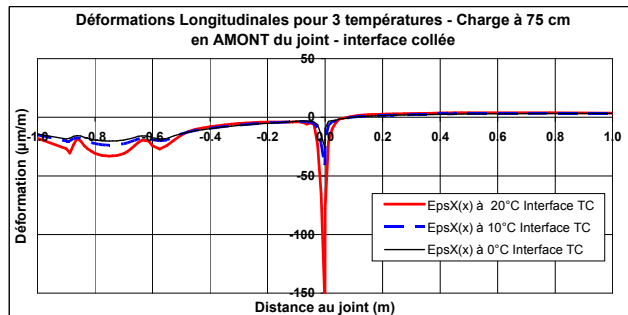
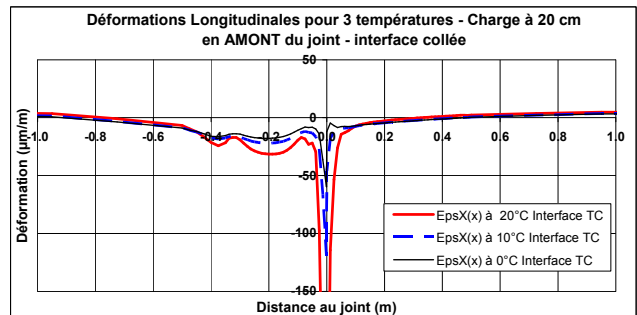
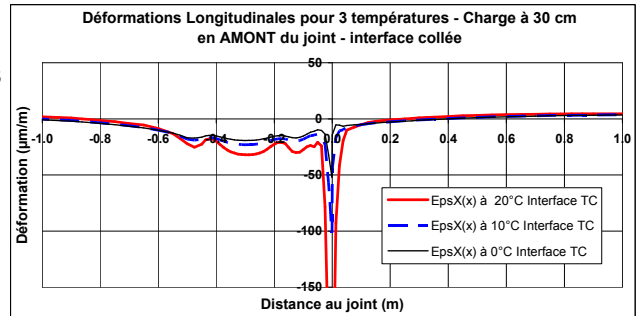
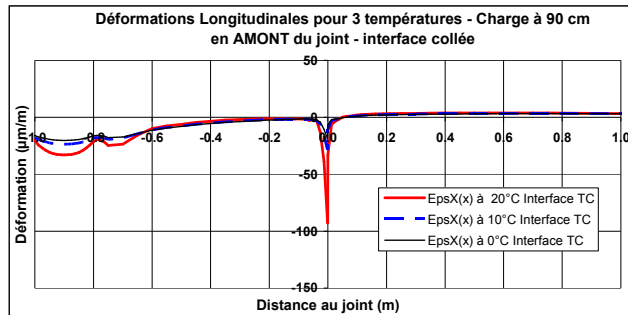
### ÉTUDE DE L'INFLUENCE DE LA TEMPÉRATURE - INTERFACE COLLEE - DÉFORMATIONS LONGITUDINALES

Calculs réalisés à l'aide du logiciel CESAR-LCPC pour différentes positions de charge.

Collage de l'interface parfait pour l'ensemble des calculs

Déformations longitudinales obtenues en bas de couche de surface sous une des roues jumelées

Positions de charge évalués (distance en cm au joint) : 90, 75, 55, 45, 30, 20, 10, 5 et 0 en amont et en aval du joint par rapport au sens du déplacement de la charge.



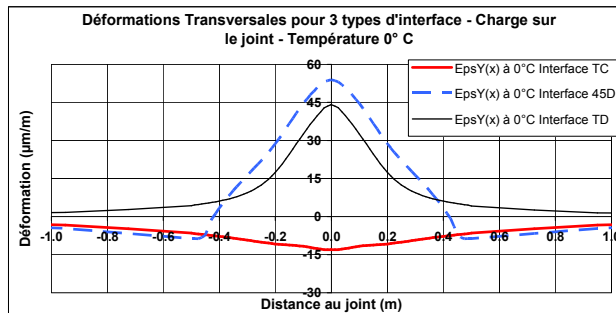
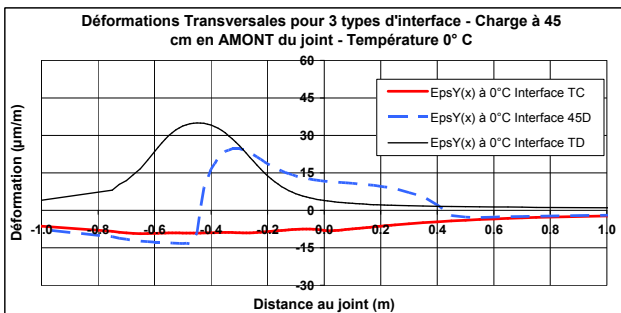
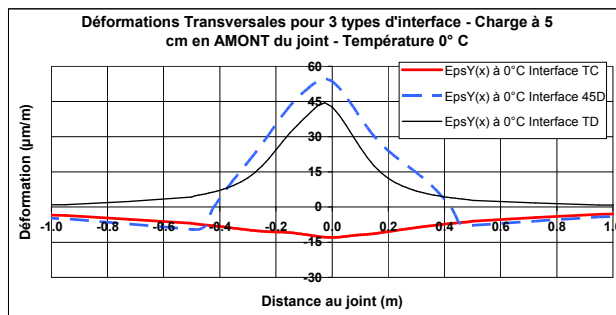
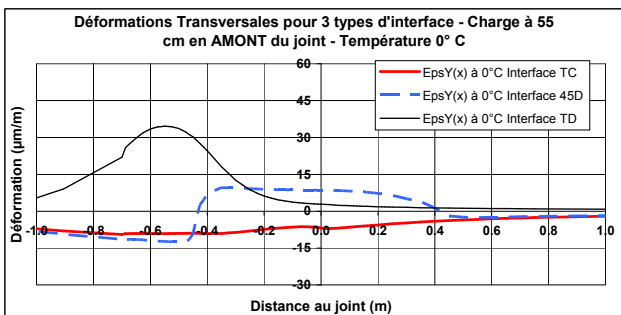
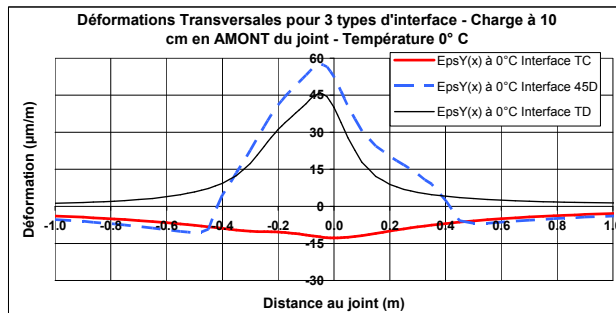
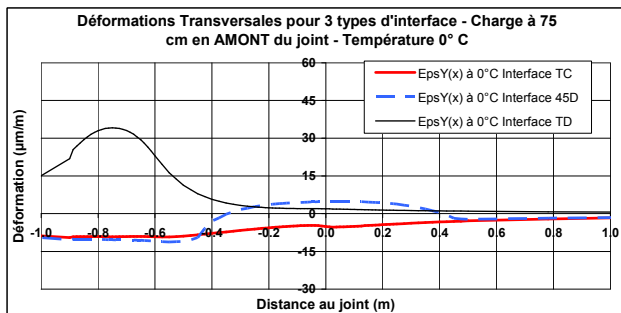
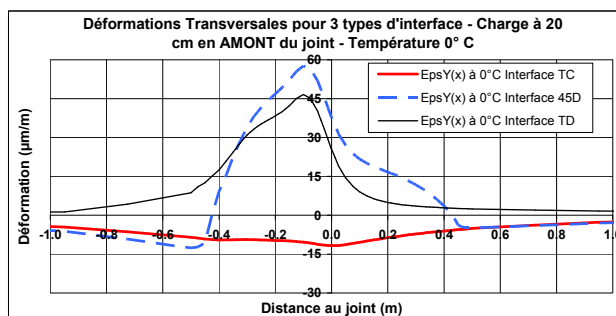
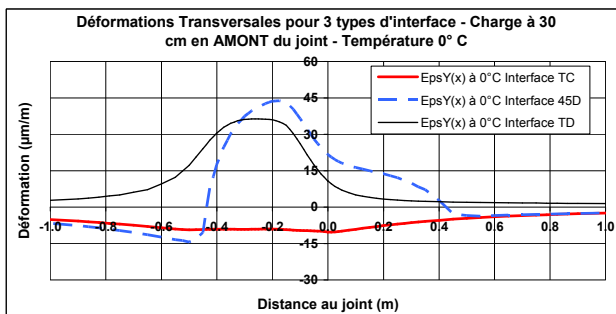
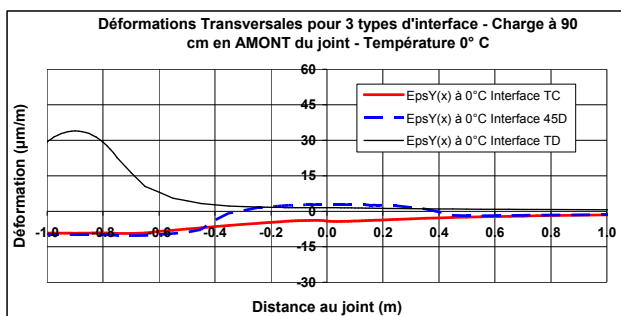
### ÉTUDE DE L'INFLUENCE DU TYPE DE COLLAGE ENTRE LA COUCHE BITUMINEUSE ET LA DALLE BÉTON - DÉFORMATIONS TRANSVERSALES

Calculs réalisés à l'aide du logiciel CESAR-LCPC pour différentes positions de charge.

Température 0 °C prise en compte pour l'ensemble des calculs (à travers les modules des matériaux)

Déformations transversales obtenues en bas de couche de surface sous une des roues jumelées

Positions de charge évalués (distance en cm au joint) : 90, 75, 55, 45, 30, 20, 10, et 0 en amont et en aval du joint par rapport au sens du déplacement de la charge.



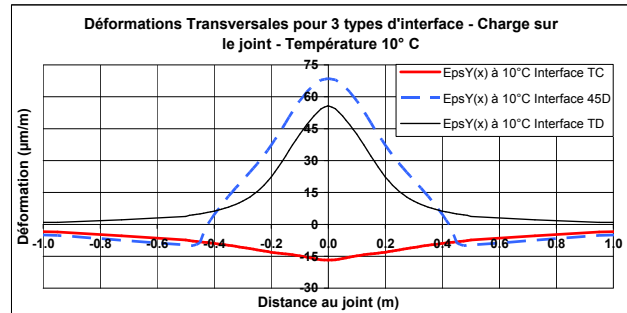
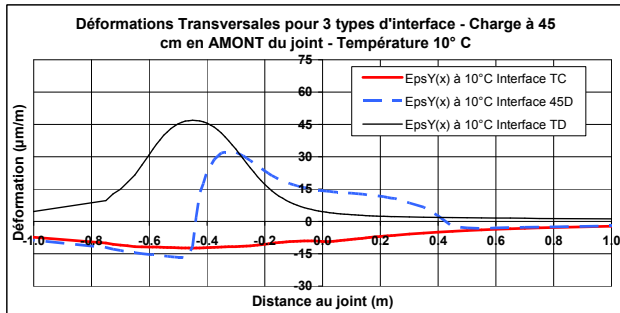
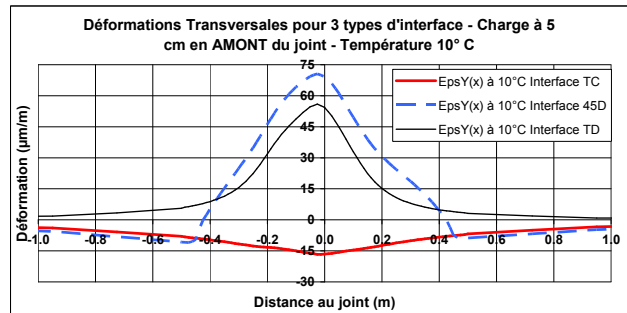
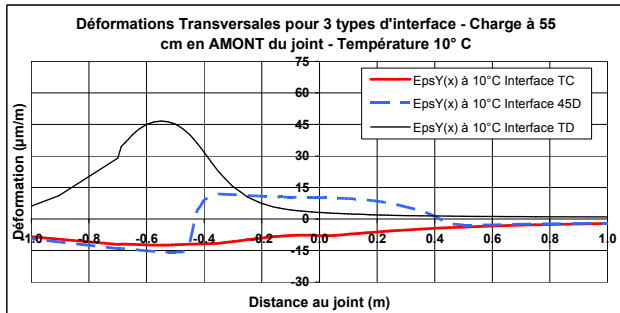
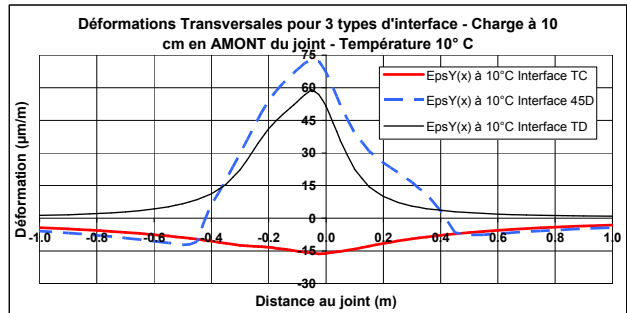
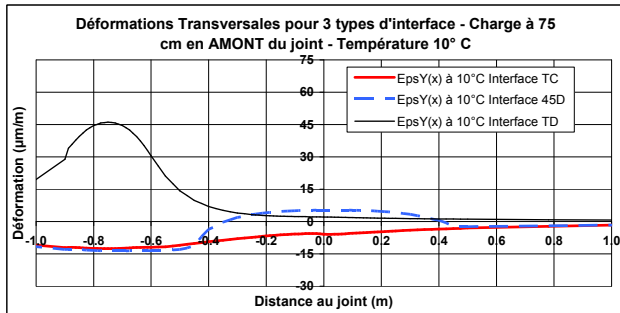
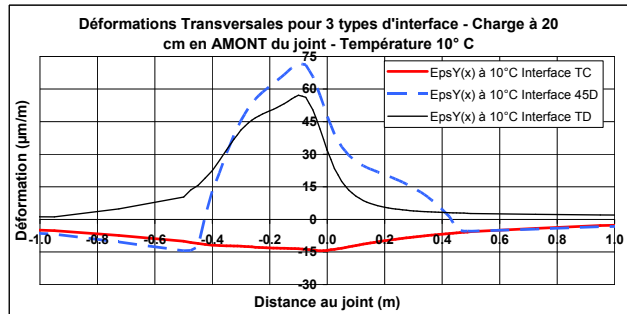
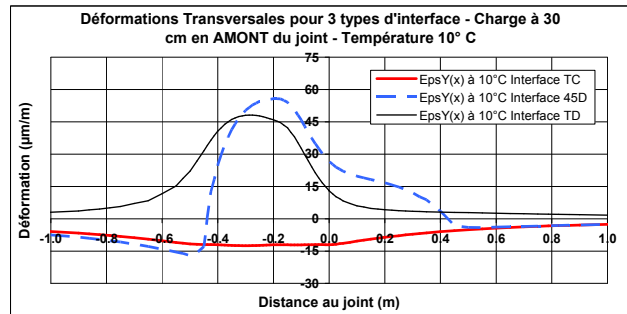
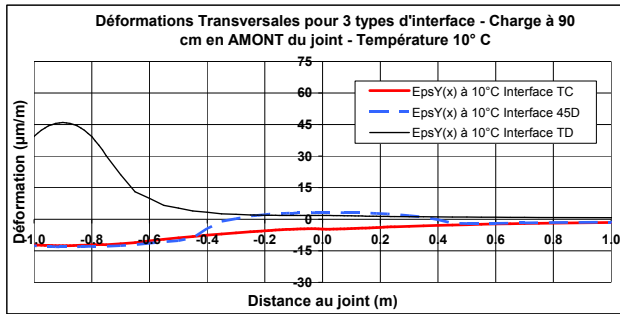
### ÉTUDE DE L'INFLUENCE DU TYPE DE COLLAGE ENTRE LA COUCHE BITUMINEUSE ET LA DALLE BÉTON - DÉFORMATIONS TRANSVERSALES

Calculs réalisés à l'aide du logiciel CESAR-LCPC pour différentes positions de charge.

Température 10 °C prise en compte pour l'ensemble des calculs (à travers les modules des matériaux)

Déformations transversales obtenues en bas de couche de surface sous une des roues jumelées

Positions de charge évalués (distance en cm au joint) : 90, 75, 55, 45, 30, 20, 10, 5 et 0 en amont et en aval du joint par rapport au sens du déplacement de la charge.



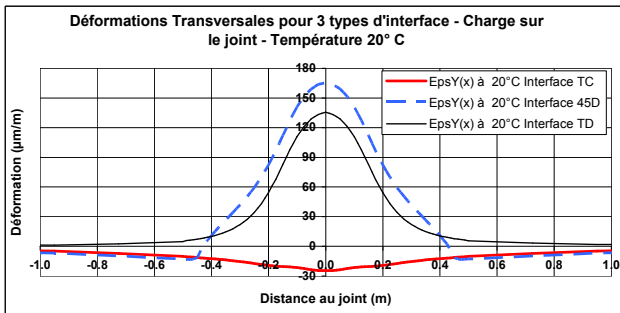
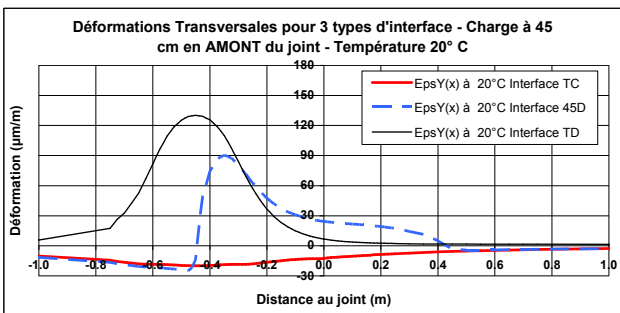
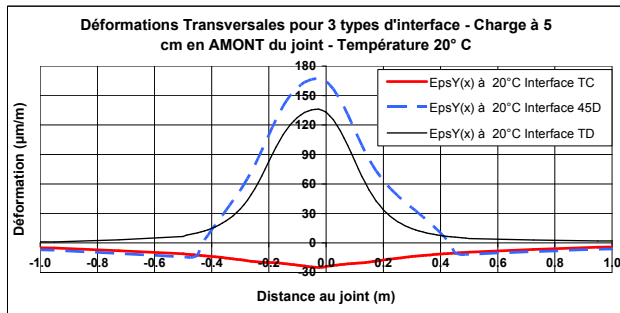
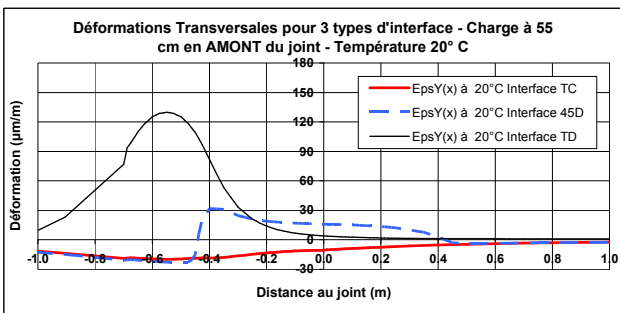
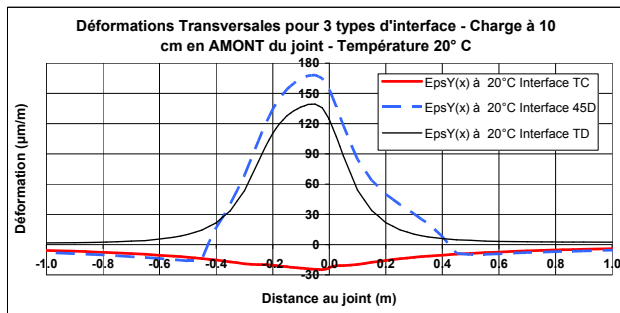
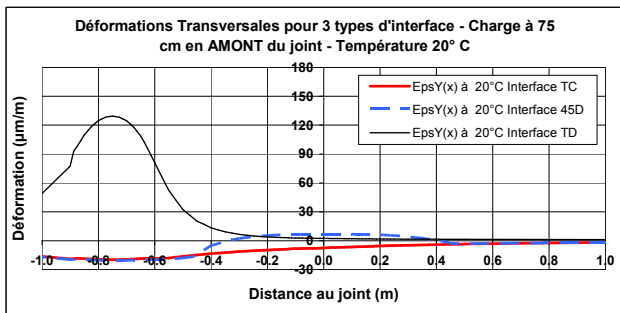
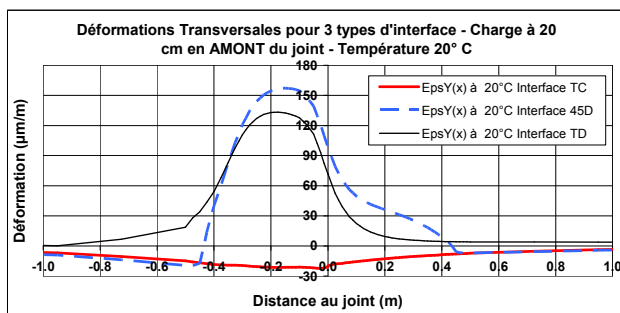
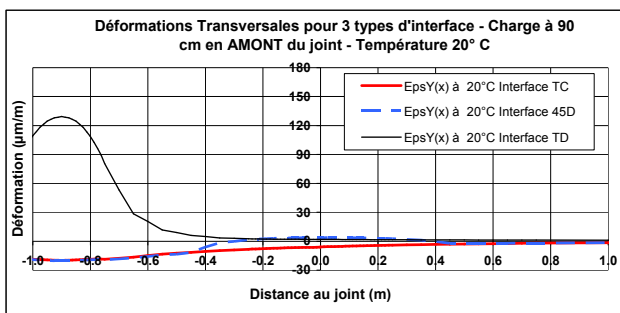
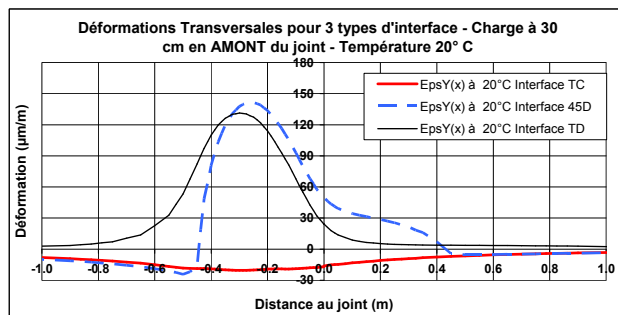
### ÉTUDE DE L'INFLUENCE DU TYPE DE COLLAGE ENTRE LA COUCHE BITUMINEUSE ET LA DALLE BÉTON - DÉFORMATIONS TRANSVERSALES

Calculs réalisés à l'aide du logiciel CESAR-LCPC pour différentes positions de charge.

Température 20 °C prise en compte pour l'ensemble des calculs (à travers les modules des matériaux)

Déformations transversales obtenues en bas de couche de surface sous une des roues jumelées

Positions de charge évalués (distance en cm au joint) : 90, 75, 55, 45, 30, 20, 10, 5 et 0 en amont et en aval du joint par rapport au sens du déplacement de la charge.

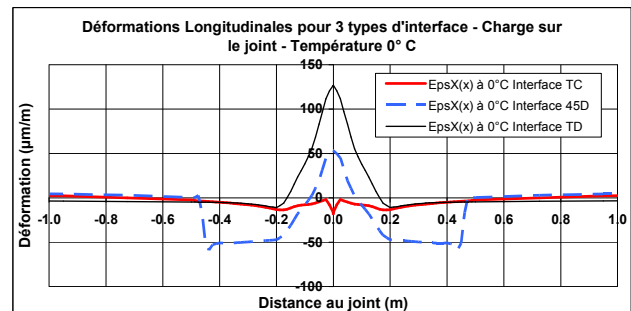
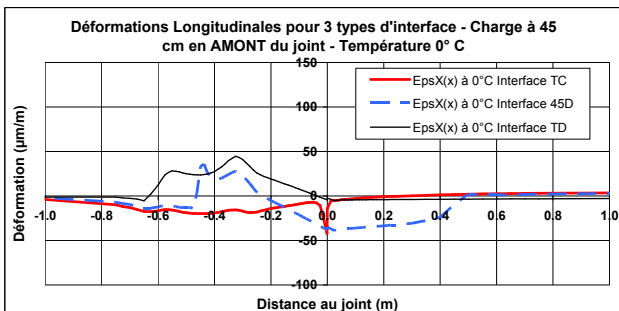
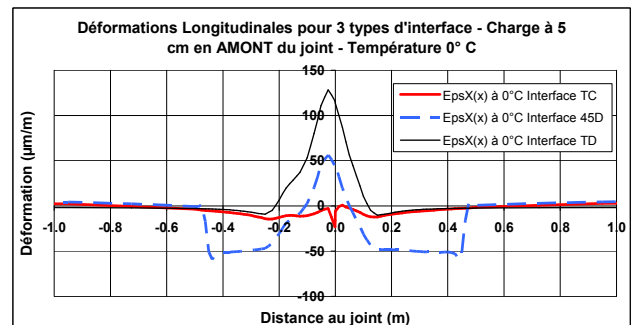
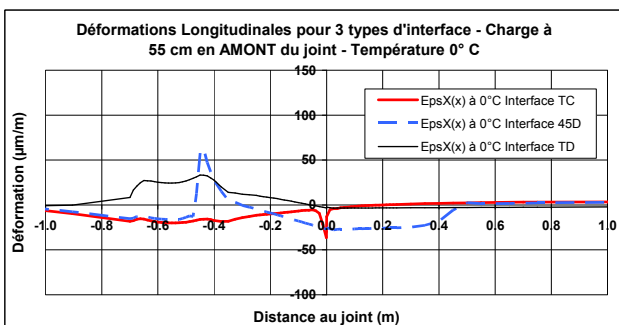
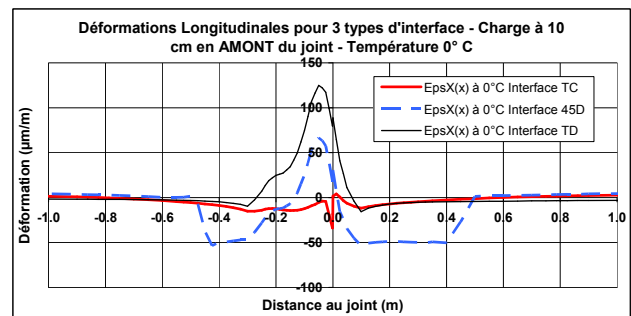
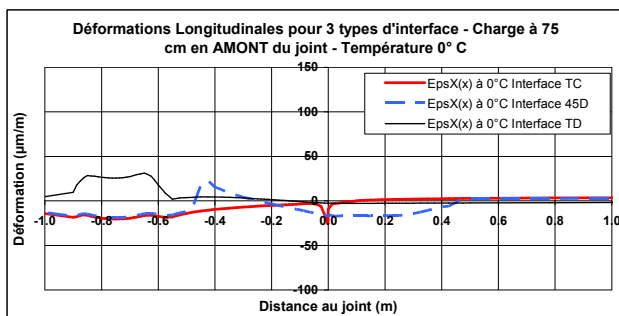
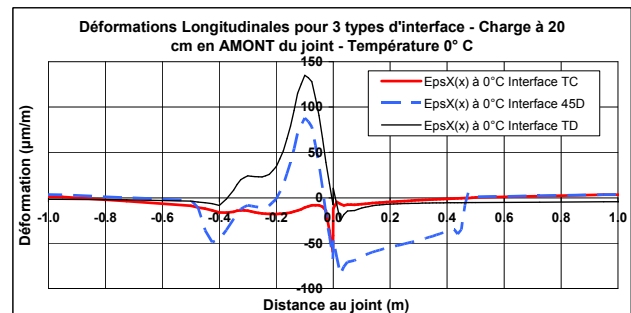
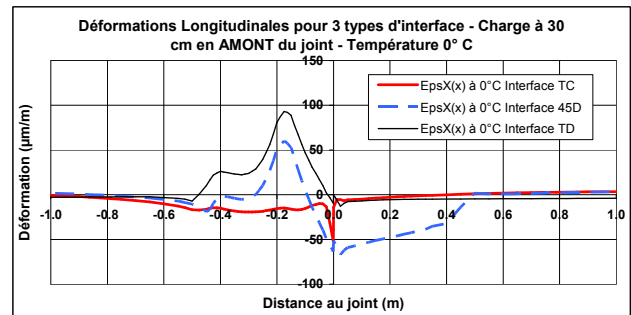
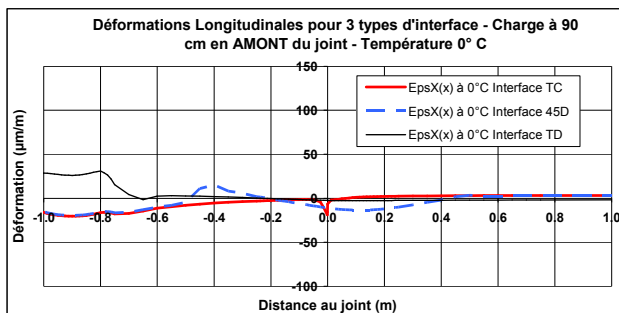




### ÉTUDE DE L'INFLUENCE DU TYPE DE COLLAGE ENTRE LA COUCHE BITUMINEUSE ET LA DALLE BÉTON - DÉFORMATIONS LONGITUDINALES

Calculs réalisés à l'aide du logiciel CESAR-LCPC pour différentes positions de charge.  
 Température 0 °C prise en compte pour l'ensemble des calculs (à travers les modules des matériaux)  
 Déformations longitudinales obtenues en bas de couche de surface sous une des roues jumelées

Positions de charge évalués (distance en cm au joint) : 90, 75, 55, 45, 30, 20, 10, 5 et 0 en amont et en aval du joint par rapport au sens du déplacement de la charge.



### ÉTUDE DE L'INFLUENCE DU TYPE DE COLLAGE ENTRE LA COUCHE BITUMINEUSE ET LA DALLE BÉTON - DÉFORMATIONS LONGITUDINALES

Calculs réalisés à l'aide du logiciel CESAR-LCPC pour différentes positions de charge.

Température 10 °C prise en compte pour l'ensemble des calculs (à travers les modules des matériaux)

Déformations longitudinales obtenues en bas de couche de surface sous une des roues jumelées

Positions de charge évalués (distance en cm au joint) : 90, 75, 55, 45, 30, 20, 10, 5 et 0 en amont et en aval du joint par rapport au sens du déplacement de la charge.

