

ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC

MÉMOIRE PRÉSENTÉ À
L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

COMME EXIGENCE PARTIELLE
À L'OBTENTION DE LA
MAÎTRISE EN GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
M. Ing.

PAR
Thomas DIFFINÉ

ANALYSE DES DÉFORMATIONS D'UNE CHAUSSÉE CONTENANT DES
MATÉRIAUX BITUMINEUX RECYCLÉS À FROID

MONTRÉAL, LE 20 AOÛT 2012

©Tous droits réservés, Thomas Diffiné, 2012

©Tous droits réservés

Cette licence signifie qu'il est interdit de reproduire, d'enregistrer ou de diffuser en tout ou en partie, le présent document. Le lecteur qui désire imprimer ou conserver sur un autre media une partie importante de ce document, doit obligatoirement en demander l'autorisation à l'auteur.

PRÉSENTATION DU JURY

CE MÉMOIRE A ÉTÉ ÉVALUÉ

PAR UN JURY COMPOSÉ DE :

M. Alan Carter, B.Ing., M.Ing., Ph.D., directeur de mémoire
Département de génie de la construction à l'École de Technologie Supérieure

M. Daniel Perraton, B.Sc.A., M.Sc.A., Doctorat, codirecteur de mémoire
Département de génie de la construction à l'École de Technologie Supérieure

M. Jean-Sébastien Dubé, B.Ing., M.Sc.A., Ph.D., Doctorat, président du jury
Département de génie de la construction à l'École de Technologie Supérieure

M. Michel Vaillancourt, ing. Ph.D., membre du jury
Département de génie de la construction à l'École de Technologie Supérieure

IL A FAIT L'OBJET D'UNE SOUTENANCE DEVANT JURY ET PUBLIC

LE 2 AOÛT 2012

À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

REMERCIEMENTS

En premier lieu je tiens à remercier mon directeur de maitrise, M. Alan Carter, pour sa disponibilité, ses conseils judicieux et son soutien qui m'ont permis de me consacrer pleinement à mes études et de mener à terme ce mémoire de maitrise.

Je tiens également à remercier mon codirecteur de maitrise, M. Daniel Perraton, pour son aide et son implication dans ce projet.

Je remercie aussi Sébastien, John, Francis, Jean-Michel et Fernando du Laboratoire sur les Chaussées et Matériaux Bitumineux, ainsi que M. Mai Lan Nguyen de l'École Nationale des Travaux Publics de l'État à Lyon, M. Simon Grenier du Groupe Qualitas et M. Luc Boisvert de l'Université de Laval pour leur disponibilité et leurs conseils.

Merci également à mes amis, Amélie, Marion, Pauline, Mathilde, Arno, Thomas, Bertrand, François, Johan, Olivier et tout Handisoccer pour leur soutien presque toujours inconditionnel. Sans vous, ces deux années n'auraient pas été les mêmes.

Enfin, j'adresse mes plus profonds remerciements à ma famille pour leurs encouragements sans relâche malgré la distance qui nous séparent.

ANALYSE DES DÉFORMATIONS D'UNE CHAUSSÉE CONTENANT DES MATÉRIAUX BITUMINEUX RECYCLÉS À FROID

Thomas DIFFINÉ

RÉSUMÉ

L'utilisation des enrobés recyclés à froid dans les chaussées bitumineuses est une tendance de plus en plus répandue pour ses aspects économiques et écologiques. A chaque nouvelle formulation, leurs performances doivent être testées afin d'évaluer d'éventuels risques de dégradations. Les déformations internes induites par le passage de charges lourdes telles que des camions peuvent nuire à l'intégrité de la chaussée si elles sont trop importantes.

Dans le cadre de ce mémoire, deux types de matériaux recyclés ont été testés en situation réelle. Des jauge de déformation ont été implantées à différents niveaux d'une structure de chaussée. Deux campagnes d'essais de déflectomètre à masse tombante (FWD) ont été menées à un an d'intervalle dans le but de comparer les résultats obtenus et en tirer des conclusions sur les performances de ces matériaux. Les déformations de surface (bassins de défexion) et internes (jauge) ont été analysées. Des calculs de modules élastiques et des modélisations ont ensuite permis de vérifier la validité des analyses.

Il a été montré que les essais de FWD sont un bon outil d'auscultation des chaussées qui permet de calculer des paramètres structuraux intéressants pour leur conception. Couplés aux jauge de déformation, ils permettent de simuler le passage d'une charge roulante à une vitesse de 70 km/h. Ainsi, les déformations longitudinales, présentant à la fois des contractions et des extensions, et les déformations transversales, uniquement des extensions, peuvent être étudiées. Le rétro-calculation des modules élastiques à partir des bassins de défexion reste une méthode incertaine de part le fait que les inconnues sont nombreuses. La variation d'un paramètre comme les épaisseurs des couches ont une grande influence sur les résultats des calculs. Mais les modélisations avec Alizé-LCPC ont permis de valider l'ordre de grandeur de ces modules calculés en les comparants aux mesures réelles des jauge.

Bien que les mesures et les modélisations correspondent dans l'ensemble, il a été démontré que le type d'enrobés recyclés étudié ne répondait pas aux exigences attendues, manquant de cohésion et rendant difficile l'interprétation des résultats. De nouvelles études sont néanmoins envisageables en gardant le même protocole d'essais adapté à ce type de projet.

Mots-clés : déflectomètre à masse tombante, défexion, déformation, enrobés bitumineux recyclés à froid, modélisation, jauge de déformation.

ANALYSE DES DÉFORMATIONS D'UNE CHAUSSÉE CONTENANT DES MATÉRIAUX BITUMINEUX RECYCLÉS À FROID

Thomas DIFFINÉ

ABSTRACT

The use of cold recycled asphalt in flexible pavement is a more and more common trend because of its economical and ecological aspects. For each new mixing design, the performances have to be tested in order to prevent risks of cracking or rutting. Internal deformations caused by heavy loads such as trucks can be harmful for the integrity of the structure if they are too high.

In the context of this research program, two kinds of recycled materials have been tested in the field. Asphalt strain gages have been placed at different depths of the road structure. Two series of falling weight deflectometer (FWD) tests have been carried out one year apart to compare the data and to analyze the performances of the cold recycled mixes. Surface deflections (deflection basins) and internal deformations (gages) have been analyzed. Elastic modulus backcalculations and modeling of the pavement behavior have enabled us to validate the analyses.

It has been shown that FWD tests are a good tool to evaluate roads and to calculate structural parameters that are interesting for pavement design. Along with the strain gages, test with FWD can simulate the action of a moving load that goes at 70 km/h. Longitudinal deformations, showing compression and tension, and transversal deformations, showing only tension, can be studied. Backcalculation of the elastic moduli using the deflection basins is still an uncertain method because there are too many unknown parameters. Variations of one of those, layer thickness for example, have an important effect on the backcalculation results. Although, modeling with Alizé-LCPC allows to validate the range of the calculated moduli and to compare them to field data.

Field data and results of modeling look basically alike but the types of cold recycled mix that has been studied do not meet the expectations. Their lack of cohesion makes the interpretations of the results difficult. New studies can still be done following the same test protocol which is adapted to this type of project.

Keywords : cold recycled mix, deflection, deformation, falling weight deflectometer, modeling, strain gages.

TABLE DES MATIÈRES

	Page
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 REVUE DE LA LITTÉRATURE	5
1.1 Les chaussées bitumineuses	5
1.1.1 La structure de la chaussée	5
1.1.2 Les enrobés bitumineux	7
1.1.2.1 Introduction	7
1.1.2.2 Le squelette granulaire	8
1.1.2.3 Le bitume	11
1.1.2.4 Le liant dans les enrobés à froid	13
1.1.3 Le recyclage à froid des enrobés bitumineux	17
1.1.3.1 Les matériaux recyclés	17
1.1.3.2 La technique du recyclage à froid	20
1.1.3.3 Performance des enrobés recyclés à froid	24
1.2 Rhéologie des enrobés et dimensionnement des chaussées bitumineuses	25
1.2.1 Rhéologie des enrobés bitumineux	26
1.2.1.1 Comportements types des enrobés bitumineux	26
1.2.1.2 Module complexe	28
1.2.1.3 Modèles de modélisation des comportements de l'enrobé en petites déformations	32
1.2.2 Dimensionnement des chaussées bitumineuses	35
1.2.2.1 Historique	35
1.2.2.2 Approche mécanistique-empirique	36
1.3 Déformations des chaussées bitumineuses	38
1.3.1 Introduction	38
1.3.2 Contraintes et déformations dans la chaussée	40
1.3.2.1 Vitesse et fréquence de sollicitation	40
1.3.2.2 Relations contraintes/déformations	40
1.3.2.3 Déformations sous charge roulante	41
1.3.3 Les dégradations des chaussées	44
1.3.3.1 La fissuration	45
1.3.3.2 L'orniérage	46
1.3.4 Instrumentation	47
1.3.4.1 Jauge de déformation	47
1.3.4.2 Déflectomètre multi-niveaux	48
1.3.4.3 Carotte instrumentée	49
1.3.5 Le déflectomètre à masse tombante (FWD)	49
1.3.5.1 Description de l'appareil	50
1.3.5.2 Principe de l'essai	52
1.3.6 Rétro-calculation des modules élastiques	55

CHAPITRE 2 PRÉSENTATION DU PROJET DE RECHERCHE.....	57
2.1 Protocole expérimental	57
2.2 Réalisation de la planche d'essai	58
2.2.1 Choix de la chaussée.....	58
2.2.2 Instrumentation	60
2.2.2.1 Travail préparatoire.....	60
2.2.2.2 Instrumentation in situ	62
2.3 Campagnes de mesures	64
2.3.1 Essais de plaque	64
2.3.2 Essai au PANDA.....	66
2.3.3 Carottages	67
2.3.4 Essais de déflectomètre à masse tombante (FWD).....	68
2.4 Traitement des données.....	71
2.4.1 Excel et Mozaïc : amplitudes des pics et bassins de déflexion.....	71
2.4.2 Evercalc : rétro-calculation des modules	73
2.4.3 Alizé : déflexions et sollicitations internes	74
CHAPITRE 3 PRÉSENTATION DES RÉSULTATS.....	77
3.1 Introduction.....	77
3.2 Capacité portante de l'infrastructure : essais à la plaque et essais de PANDA	77
3.3 Carottages et épaisseur des couches de la chaussée.....	81
3.3.1 Relevé topographique pendant les travaux	81
3.3.2 Carottages à 1 an	84
3.4 Bassins de déflexion	86
3.4.1 Exemple de résultat.....	86
3.4.2 Résultats généraux	87
3.5 Réponses des jauge lors des essais de déflectomètre à masse tombante	92
3.5.1 Données brutes récoltées.....	92
3.5.2 Profils de déformation longitudinaux	93
3.6 Rétro-calculation des modules	100
3.6.1 Données d'entrée	100
3.6.2 Calcul des modules	102
3.7 Modélisations Alizé	107
3.7.1 Paramètres d'entrée.....	107
3.7.2 Modélisations	111
CHAPITRE 4 INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS	113
4.1 Structure de la chaussée	113
4.2 Déformations des jauge	115
4.2.1 Forme des signaux expérimentaux.....	115
4.2.2 Amplitudes des déformations	116
4.2.3 Profils verticaux de déformation horizontale.....	118
4.3 Modélisations	122
4.3.1 Rétro-calculation	122
4.3.2 Modélisations avec Alizé	124

CONCLUSION.....	129
RECOMMANDATIONS	133
ANNEXE I Angles de phase de différents enrobés.....	135
ANNEXE II Choix des composants et recommandations du MTQ pour le dimensionnement des chaussées au Québec	137
ANNEXE III Caractéristiques de jauge de déformation	139
ANNEXE IV Bassins de déflexion	141
ANNEXE V Mesures des jauge de déformation lors des essais de deflectomètre à masse tombante (FWD)	153
ANNEXE VI Graphiques comparatifs des modélisations et des mesures des jauge de déformation	197
LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	213

LISTE DES TABLEAUX

	Page	
Tableau 1.1	Types d'enrobés bitumineux utilisés au Québec	8
Tableau 1.2	Exigences particulières pour les matériaux recyclés	18
Tableau 1.3	Utilisations des matériaux recyclés.....	19
Tableau 1.4	Classification des retraitements	21
Tableau 1.5	Définition des classes de trafic françaises	38
Tableau 1.6	Principaux paramètres du bassin de déflexion de l'essai FWD	54
Tableau 1.7	Condition structurale de la chaussée selon les paramètres de déflexion ..	54
Tableau 1.8	Rigidité des couches de la chaussée.....	55
Tableau 2.1	Calendrier des principales opérations du projet.....	58
Tableau 3.1	Résumé des résultats des essais à la plaque et des essais de PANDA sur la rue des Érables	79
Tableau 3.2	Comparaison épaisseurs mesurées et théoriques	83
Tableau 3.3	Épaisseurs des couches mesurées sur carottes	85
Tableau 3.4	Paramètres caractéristiques des bassins de déflexion moyens.....	91
Tableau 3.5	Amplitudes de déformation maximales des jauge lors des essais de FWD à 75 kN : voir emplacements aux Figures 2.14 et 2.15	96
Tableau 3.6	Varitions des déformations de 2011 par rapport à 2010 pour une charge de 75 kN	99
Tableau 3.7	Données d'entrée pour le rétro-calcul des modules des couches de la chaussée à l'aide d'Evercalc	101
Tableau 3.8	Résumé des valeurs moyennes des modules des couches de chaque section obtenues par rétro-calcul (température de 5°C à 50 mm de profondeur.....	107
Tableau 3.9	Amplitudes de déformation maximales des modélisations calculées à partir d'Alizé à 75 kN (paramètres des couches : Figures 3.20, 3.21, 3.22, 3.23, 3.24, 3.25 et 3.26)	112

Tableau 4.1	Calcul des pentes des droites de déformation et gains ou pertes correspondants	120
Tableau 4.2	Calcul des pentes des droites de déformation et gains ou pertes correspondants dans le cas des couches de MR5 non collées.....	121
Tableau 4.3	Rappel des paramètres de calcul des modélisations Alizé.....	124
Tableau 4.4	Comparatif des mesures et des modélisations à 75 kN.....	126

LISTE DES FIGURES

	Page
Figure 1.1	Schéma type d'une structure de chaussée souple avec terminologies québécoises et françaises6
Figure 1.2	Transmission des contraintes dans la structure de la chaussée, selon la rigidité7
Figure 1.3	Courbe de masse volumique maximale pour un enrobé de dimension de grosseur maximale de 20 mm9
Figure 1.4	Texture des enrobés10
Figure 1.5	Vides intergranulaires dans les enrobés10
Figure 1.6	Schématisation de la structure d'un enrobé bitumineux : Granulats (gris) – Liant (noir) – Vides (blanc)11
Figure 1.7	Domaines de comportement du bitume en fonction de la déformation ($ \epsilon $) et de la température (T)12
Figure 1.8	Schéma d'un tensioactif14
Figure 1.9	Formation d'une micelle dans une émulsion de bitume14
Figure 1.10	Trois étapes de la rupture d'une émulsion15
Figure 1.11	Illustration de la fabrication de la mousse de bitume16
Figure 1.12	Classification des matériaux recyclés18
Figure 1.13	Le procédé de recyclage des enrobés à froid22
Figure 1.14	Train de recyclage typique pour l'adjonction d'une suspension de ciment et d'un liant bitumineux22
Figure 1.15	Différentes options de recyclage à froid des chaussées souples dans le cas d'une correction d'un problème de surface23
Figure 1.16	Exemples de retraitements classiques pour résoudre un défaut structurel (à gauche) ou un problème de surface (à droite)24
Figure 1.17	Comportements « types » des enrobés bitumineux à température fixée27

Figure 1.18	Définition du module complexe : évolution des efforts (contraintes) et déplacements (déformations) pour un matériau viscoélastique linéaire	29
Figure 1.19	Représentation du module complexe dans le plan Cole-Cole	31
Figure 1.20	Représentation du module complexe dans l'espace de Black	31
Figure 1.21	Représentation de la courbe maîtresse d'un enrobé à partir des isothermes entre -20°C et +40°C (température de référence : 10°C)	32
Figure 1.22	Représentation analogique du modèle de Huet-Sayegh.....	33
Figure 1.23	Représentation du modèle 2S2P1D	34
Figure 1.24	Principe de la méthode de dimensionnement mécanistique-empirique.....	37
Figure 1.25	Schématisation des sollicitations induites par le trafic	42
Figure 1.26	Roue approchant une jauge axiale A placée à une profondeur d à vitesse V	42
Figure 1.27	Déformations longitudinales de la chaussée	42
Figure 1.28	Profil de déformation longitudinal au point A sous le passage de la roue	42
Figure 1.29	Profils de déformations longitudinal et transversal	43
Figure 1.30	Enregistrement de la déformation longitudinale sous le passage d'un poids lourd	44
Figure 1.31	Jauge de déformation	48
Figure 1.32	Schéma d'installation du déflectomètre dans la structure de la chaussée	48
Figure 1.33	Implantation d'une carotte instrumentée	49
Figure 1.34	Déflectomètre à masse tombante	51
Figure 1.35	Schéma du FWD	51
Figure 1.36	Historiques de chargement et de déflexions et bassin de déflexion.....	53
Figure 2.1	Localisation de l'avenue des Érables à Montréal, Qc	59
Figure 2.2	Coupe transversale de la structure de la chaussée dans les sections 1 et 2	59

Figure 2.3	Vue en plan de l'instrumentation de la section 1	61
Figure 2.4	Vue en coupe de l'instrumentation de la section 1	61
Figure 2.5	Vue en plan de l'instrumentation de la section 2	62
Figure 2.6	Vue en coupe de l'instrumentation de la section 2	62
Figure 2.7	Gabarit pour l'implantation des jauge de déformation et gaines pour les câbles	63
Figure 2.8	Vérification de l'horizontalité de la jauge	63
Figure 2.9	Compactage manuel de l'enrobé	63
Figure 2.10	Stations de mesure des essais de plaque	64
Figure 2.11	Réalisation des essais à la plaque le 13 octobre 2010	65
Figure 2.12	Plan de carottage de la section 1	67
Figure 2.13	Plan de carottage de la section 2	68
Figure 2.14	Points de mesure des essais de FWD, section 1	69
Figure 2.15	Points de mesure des essais de FWD, section 2	69
Figure 2.16	Enregistrement complet du signal d'une jauge lors d'un essai de deflectomètre à masse tombante	70
Figure 2.17	Zoom sur l'enregistrement du signal d'une jauge lors d'un impact à 75 kN : premier pic et rebonds de la charge	72
Figure 2.18	Enregistrement d'une jauge : premier pic, dont l'amplitude est retenue ...	72
Figure 2.19	Diagramme de fonctionnement des logiciels de rétro-calculation	73
Figure 3.1	Courbe type des essais à la plaque (point P2.3)	78
Figure 3.2	Modules de déformation avec les essais à la plaque et de PANDA	79
Figure 3.3	Plan du relevé topographique de la section 1 et épaisseurs des couches ...	81
Figure 3.4	Plan de relevé topographique de la section 2 et épaisseurs des couches ...	82
Figure 3.5	Carottage de l'éprouvette I-A	84

Figure 3.6	Échantillon II-B : EC-10, ESG-10 et GB-20 ; MR5-TFE-B décohésionné.....	84
Figure 3.7	Bassins de déflexion mesuré sous quatre charges au point B1, section 1 (1 ^{er} nov. 2011, température à 50 mm de profondeur : 5°C).....	87
Figure 3.8	Bassins moyens mesurés - Section 1 en 2010 (température à 50 mm de profondeur : 5°C)	88
Figure 3.9	Bassins moyens mesurés - Section 1 en 2011 (tempérautre à 50 mm de profondeur : 5°C)	88
Figure 3.10	Bassins moyens mesurés - Section 2 en 2010 (température à 50 mm de profondeur : 5°C)	89
Figure 3.11	Bassins moyens mesurés - Section 2 en 2011 (température à 50 mm de profondeur : 5°C)	89
Figure 3.12	Enregistrement brut d'un essai de FWD, point B8, novembre 2010.....	93
Figure 3.13	Mesure de la déformation de la jauge horizontale placée en H12 (section 2 en 2010) dans la GB-20 pour les essais de FWD aux quatre charges en fonction de la distance de l'impact	94
Figure 3.14	Mesure de la déformation de la jauge horizontale placée en H14 (section 2 en 2010) dans la GB-20 pour les essais de FWD aux quatre charges en fonction de la distance de l'impact	95
Figure 3.15	Comparaison entre la déformation longitudinale et transversale à 75 kN sur une même couche pour une même année.....	98
Figure 3.16	Résultats des rétro-calculs pour la section 1 en 2010	102
Figure 3.17	Résultats des rétro-calculs pour la section 1 en 2011	104
Figure 3.18	Résultats des rétro-calculs pour la section 2 en 2010	105
Figure 3.19	Résultats des rétro-calculs pour la section 2 en 2011	106
Figure 3.20	Structure de la section 1 pour les modélisations des déformations en 2010 dans Alizé.....	108
Figure 3.21	Structure de la section 1 pour les modélisations des déformations en 2011 dans Alizé.....	108
Figure 3.22	Paramétrage de la charge dans Alizé (75 kN ici).....	109

Figure 3.23	Profondeurs des modélisations (EpsilonT) pour la section 1 dans Alizé.....	109
Figure 3.24	Structure de la section 2 pour les modélisations des déformations en 2010 dans Alizé.....	110
Figure 3.25	Structure de la section 2 pour les modélisations des déformations en 2011 dans Alizé.....	110
Figure 3.26	Profondeurs des modélisations (EpsilonT) pour la section 2 dans Alizé.....	110
Figure 3.27	Modélisation de la déformation de la couche de revêtement sous la charge de 75 kN dans la section 1 dans Alizé (jauge longitudinale)	111
Figure 4.1	Comparaison pour toutes les charges entre la déformation longitudinale et transversale sur une même couche pour une même année	117
Figure 4.2	Profil vertical de déformation horizontale de la section 1 en 2010	118
Figure 4.3	Profil vertical de déformation horizontale de la section 1 en 2011	118
Figure 4.4	Profil vertical de déformation horizontale de la section 2 en 2010	119
Figure 4.5	Profil vertical de déformation horizontale de la section 2 en 2011	119
Figure 4.6	Allure des profils de déformation avec des couches de MR5 non collées	121
Figure 4.7	Résultats des rétro-calcus pour la section 1 en 2010	123
Figure 4.8	Déflexions mesurées par chaque géophone dans la section 1 en 2010....	123
Figure 4.9	Comparaison des amplitudes maximales des mesures et des modélisations à la charge de 75 kN	128

LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES

APP	Polypropylènes Atactiques
AASHO	American Association of State Highway Officials
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
BBR	Rhéomètre à flexion de poutre (<i>Bending Beam Rheometer</i>)
BCI	Indice de Courbure de la Base
BDI	Indice de Dommage de la Base
CBR	Indice de portance (<i>California Bearing Ratio</i>)
DJMA	Débit Journalier Moyen Annuel
DSR	Rhéomètre à cisaillement dynamique (<i>Dynamic Shear Rheometer</i>)
EC	Enrobé de Correction
ECAS	Équivalent Charge Axiale Simple
ECF	Enrobé Coulé à Froid
EPFL	École Polytechnique Fédérale de Lausanne
ERF	Enrobé Recyclé à Froid
ESG	Enrobé Semi-Grenu
FR	France
FWD	Déflectomètre à masse tombante (<i>Falling Weight Deflectometer</i>)
GB	Grave-Bitume
GNM	Grosseur Nominale Maximale
IFSTTAR	Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux
IRI	Indice de Rugosité International

ISM	Module de rigidité de l'impulsion
LCMB	Laboratoire sur les Chaussées et Matériaux Bitumineux
LCPC	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
M-E	Mécanistique-Empirique
MJA	Moyenne Journalière Annuelle
MR	Matériaux Recyclés
MTQ	Ministère des Transports du Québec
NCAT	National Center of Asphalt Technology
NF	Norme Française
PANDA	Pénétromètre Automatique Numérique Dynamique Assisté par ordinateur
PETT	Principe d'Équivalence Temps-Température
PF	Plate-forme
PG	Grade de performance (<i>Performance Grade</i>)
PVC	Polychlorure de Vinyle
QC	Québec
RMSE	Erreur quadratique moyenne (<i>Root Mean Square Error</i>)
RSSCE	Réseau Stratégique en Soutien au Commerce Extérieur
SBS	Styrène Butadiène Styrène
SCI	Indice de courbure
SERUL	Site Expérimental Routier de l'Université de Laval
SETRA	Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes
SFERB	Syndicat des Fabricants d'Émulsions Routières de Bitume
TCD	Traction Compression Directe

TFE	Traitemet à Froid de l'Emulsion
VAM	Vides intergranulaires
VEL	Viscoélasticité Linéaire
WDOT	Washington State Department of Transportation

Alphabet romain minuscule

a_T	Coefficient de translation des courbes isothermes/isochores
d	Diamètre
d_{ci}	Déflexion calculée pour le géophone i
d_{mi}	Déflexion mesurée pour le géophone i
e^i	Exponentielle
f	Fréquence
f_l	Flèche
h, k	Amortisseur parabolique dans le modèle de Huet-Sayegh
i	Nombre complexe ($i^2 = -1$)
l	Largeur
l_o	Largeur au repos
n	Nombre de géophones
p	Pression
r_i	Distance du géophone au centre de la plaque
t	Temps
v	Vitesse
z_2	Enfoncement de la plaque après le deuxième chargement

Alphabet romain majuscule

A_N	Aire du bassin de déflexion normalisée
C_1, C_2	Constantes des matériaux bitumineux
D_i	Déflexion à i mm
E_0, E_∞	Rigidité des ressorts dans le modèle de Huet-Sayegh
E	Module d'Young ou module élastique
E_1	Module d'élasticité : $E_1 = \text{Re}(E^*)$
E_2	Module de perte : $E_2 = \text{Im}(E^*)$
E^*	Module complexe
$ E^* $	Norme du module complexe
$ E^* _{\max}$	Maximum de la norme du module complexe
EV_2	Module sous chargement statique à la plaque
F	Force
F_o	Force maximale
H	Épaisseur/hauteur
I	Moment d'inertie
L	Longueur
L_o	Longueur au repos
M_r	Module réversible
N	Nombre de cycles
Q_d	Résistance en pointe
Q_{\max}	Charge maximale
T	Température

T_g Température de transition vitreuse

T_r Température de référence

Alphabet grec minuscule

β Constante du modèle 2S2P1D

δ Constante sans dimension

ε Déformation

ε_0 Déformation maximale

$\varepsilon_{x,y,z}$ Déformation selon l'axe x, y ou z

ε^* Déformation complexe

η Amortisseur linéaire du modèle de Huet-Sayegh

ν Coefficient de Poisson

π Pi

σ Contrainte

σ_0 Contrainte maximale

$\sigma_{x,y,z}$ Contrainte selon l'axe x, y ou z

σ^* Contrainte complexe

τ Temps de relaxation

φ Angle de phase

ω Pulsation

LISTE DES SYMBOLES ET UNITÉS DE MESURE

UNITÉS GÉOMÉTRIQUES

Longueur

m	mètre
cm	centimètre
mm	millimètre
μm	micromètre

Aire

m^2	mètre carré
mm^2	millimètre carré

UNITÉS DE MASSE

masse

t	tonne
kg	kilogramme
g	gramme
mg	milligramme

UNITÉS MÉCANIQUES

Vitesse

km/h kilomètre par heure

Angle plan

$^\circ$ degré

Déformation

μdef	microdéformation
$\mu\text{m/m}$	micromètre par mètre

Force

N	newton
kN	kilonewton
MN	méganewton

Contrainte

Pa	pascal
MPa	megapascal

UNITÉS DE TEMPS

h	heure
min	minute
s	seconde
ms	milliseconde
μs	microseconde

Fréquence

MHz	mégahertz
Hz	hertz

UNITÉS CALORIFIQUES

$^\circ\text{C}$	degré celsius
------------------	---------------

INTRODUCTION

Contexte et problématique

Le réseau routier québécois s'étend sur plus de 320 000 km, parmi lesquels 30 400 kilomètres relèvent de la compétence du ministère des Transports du Québec (réseau routier supérieur - dont 5 758 km d'autoroute), 102 000 km des municipalités (réseau routier local), 186 000 km du ministère des Ressources naturelles et de la Faune (routes d'accès au territoire), environ 3 300 km d'Hydro-Québec et environ 500 km du gouvernement fédéral. Entre le 1^{er} avril 2009 et le 31 mars 2010, 83,1% des chaussées du réseau stratégique en soutien au commerce extérieur (RSSCE) était jugées en bon état selon les critères de l'indice de rugosité international (IRI), ainsi que 62% du réseau hors RSSCE, pour un total de 69,4% du réseau routier supérieur (MTQ, 2010). C'est donc plus de 30% du réseau routier supérieur québécois qui serait en mauvais état.

Pour assurer le confort et la sécurité des usagers, la chaussée se doit d'être en parfait état. Or l'état d'une chaussée souple dépend de beaucoup de paramètres, notamment des conditions de trafic et des changements de température (SETRA, 1994 ; Perret, 2003 ; Di Benedetto et Corté, 2004). Le trafic de camions lourds provoque des contraintes et déformations dans la structure même de la chaussée. Ces contraintes et déformations peuvent à leur tour engendrer la ruine de la chaussée par fissuration, fatigue ou orniérage. Les variations importantes de la température et les cycles de gel-dégel ont également un effet préjudiciable sur l'intégrité de la structure de la chaussée.

D'autre part, les méthodes de construction et de rénovation des chaussées bitumineuses ne cessent d'évoluer et en particulier l'utilisation de matériaux recyclés. Les routes, au Québec comme partout dans le monde, se dégradent et après quelques dizaines d'années vient le temps de les reconstruire. Des techniques de recyclage à froid en centrale ou directement sur place se développent et attirent de plus en plus d'entreprises de part leurs aspects

économiques et écologiques comparativement aux techniques à chaud (Marquis et Bergeron, 1998 ; Blais, 2007). Les performances de ces matériaux se doivent cependant d'être analysées et les techniques de mise en place perfectionnées.

Objectifs

L'objectif principal de ce projet de recherche est d'analyser les déformations internes à différentes profondeurs d'une chaussée comportant des matériaux bitumineux recyclés à froid ainsi que leur modélisation.

Plus spécifiquement, les objectifs sont de :

- a) caractériser les techniques de reconstruction des chaussées en enrobés bitumineux et de leur auscultation;
- b) mesurer les déformations internes et de surface d'une chaussée ayant été reconstruite en partie à l'aide de matériaux recyclés;
- c) évaluer la capacité structurale de la chaussée au vu de ces déformations;
- d) modéliser ces déformations avec un logiciel de calcul de dimensionnement de chaussées.

Méthodologie

La méthodologie appliquée pour atteindre les objectifs principaux est composée de quatre phases :

- a) dans le but de caractériser les chaussées en enrobés bitumineux, leur reconstruction et leur auscultation, il faudra dans un premier temps passer en revue la littérature disponible sur ces sujets. Les études antérieures, les rapports d'expertise, les normes d'essais constitueront la référence sur laquelle se base ce projet;
- b) afin de mesurer les déformations d'une chaussée, deux planches d'essai de structures différentes seront réalisées en situation réelle et y seront implantées des jauge. Différentes campagnes de mesures au deflectomètre à masse tombante et d'échantillonnages seront effectuées pour récolter un maximum de données;

- c) les données récoltées seront ensuite analysées pour évaluer la capacité structurale de la chaussée comportant des matériaux recyclés et comparer les deux structures. Un logiciel de rétro-calculation, Evercalc, sera utilisé pour calculer les modules des couches d'enrobés. La pertinence des résultats sera discutée;
- d) enfin, le logiciel de calcul de dimensionnement des chaussées Alizé-LCPC sera utilisé pour modéliser les déformations à partir des modules calculés par rétro-calculation pour ensuite être comparées aux mesures expérimentales. On testera alors la fiabilité du protocole expérimental et des techniques utilisées.

Envergure et limites de l'étude

Ce projet de recherche ne prétend pas analyser tous les types de structures de chaussées ou d'enrobés recyclés. Il se concentre sur un projet routier en particulier dans une rue de Montréal. Le but est de déterminer l'intérêt que peuvent avoir les types de matériaux recyclés utilisés. L'analyse de leurs déformations permet de caractériser leurs performances propres en situation réelle. Cependant, les résultats obtenus peuvent servir de base et être réutilisés et comparés à d'autres structures similaires. Les méthodes d'analyses du deflectomètre à masse tombante sont des méthodes standards et peuvent inspirer de futurs projets comme elles ont été inspirées par des études antérieures.

Organisation du mémoire

Le présent mémoire s'articule en quatre chapitres. Le premier fait l'objet d'une revue exhaustive de la littérature existante sur les chaussées, les enrobés bitumineux et leur recyclage, leur rhéologie et le dimensionnement des chaussées ainsi que les connaissances sur les déformations, les dégradations et les techniques d'auscultation. Le deuxième chapitre présente le projet de recherche dans son ensemble, du protocole expérimental et de la réalisation des planches d'essai au traitement des données recueillies sur site en passant par la description des campagnes de mesure. Le chapitre 3 expose concrètement les résultats des aspects expérimentaux du projet, des rétro-calculs et des modélisations effectuées

informatiquement. Le chapitre 4 se consacre à l'analyse et à l'interprétation de ces résultats, jetant un regard critique sur ceux-ci et exposant les enseignements qui peuvent en être tirés. Le projet se termine par une conclusion sous forme de synthèse ainsi que des recommandations dans le cas de projets similaires futurs.

CHAPITRE 1

REVUE DE LA LITTÉRATURE

Ce chapitre présente une revue de la littérature en rapport avec les matériaux bitumineux et leur comportement dans une chaussée bitumineuse. Dans un premier temps, une présentation des structures des chaussées bitumineuses sera faite. Les caractéristiques des matériaux qui les composent seront présentées. Une sous-partie concernera les matériaux recyclés et les techniques de mise en place. Ensuite, nous nous intéresserons à la rhéologie des matériaux bitumineux et au dimensionnement des chaussées bitumineuses. Enfin, un bilan des connaissances sur les déformations internes des chaussées clôturera cette partie.

1.1 Les chaussées bitumineuses

1.1.1 La structure de la chaussée

Au Québec, les chaussées bitumineuses représentent plus de 90% du réseau routier alors que les chaussées rigides, composées d'un revêtement en béton, ne comptent que pour 4% du réseau (MTQ, 2011). Une chaussée bitumineuse est composée de différentes couches d'épaisseurs variables. On parle de structures multicouches. Dans la majorité des cas, la sous-fondation et la fondation sont en matériaux granulaires naturels ou recyclés, alors que le revêtement est traité aux liants hydrocarbonés et peut être lui-même constitué d'une ou plusieurs couches (MTQ, 2010). Ce revêtement n'excède pas 15 cm et l'épaisseur globale de la chaussée est généralement comprise entre 30 et 60 cm (SETRA-LCPC, 1994). Les terminologies québécoises et françaises diffèrent légèrement (*Voir* Figure 1.1). Dans la suite de ce travail, les termes utilisés pour différencier les couches de la chaussée seront les termes québécois.

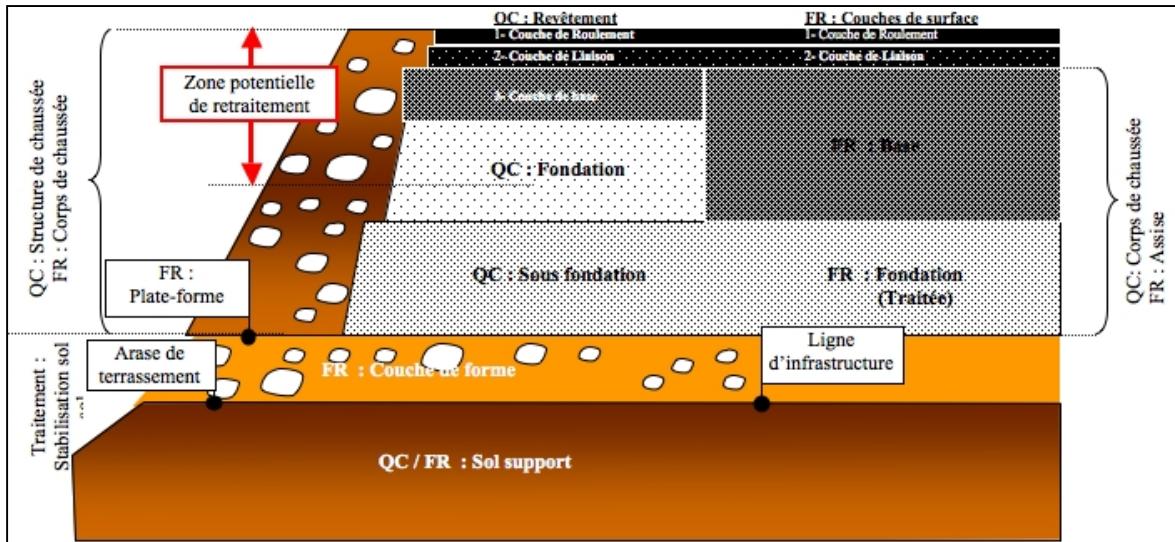


Figure 1.1 Schéma type d'une structure de chaussée souple avec terminologies québécoises et françaises

Tirée de Bitume Québec (2007, p.1)

Le rôle des couches de sous-fondation et de fondation est principalement d'apporter une résistance mécanique à l'ensemble de la chaussée pour contrer les efforts verticaux induits par les charges de trafic. Elles permettent également une répartition progressive des pressions et des contraintes qui sont transmises au sol d'infrastructure (*Voir Figure 1.2*). Le revêtement est souvent composé de plusieurs couches. La couche de roulement est la partie supérieure de la chaussée, directement en contact avec le trafic et l'environnement. Elle assure à la fois une fonction d'étanchéité vis-à-vis des intempéries, des sels de déglaçage et d'autres polluants et se doit d'apporter confort et sécurité aux usagers du réseau routier. La couche de liaison permet de compléter l'étanchéité de la structure si la couche de roulement ne remplit pas ce rôle (dans le cas de couches drainantes par exemple) et permet le lien entre cette dernière et le corps de la chaussée (SETRA-LCPC, 1994).

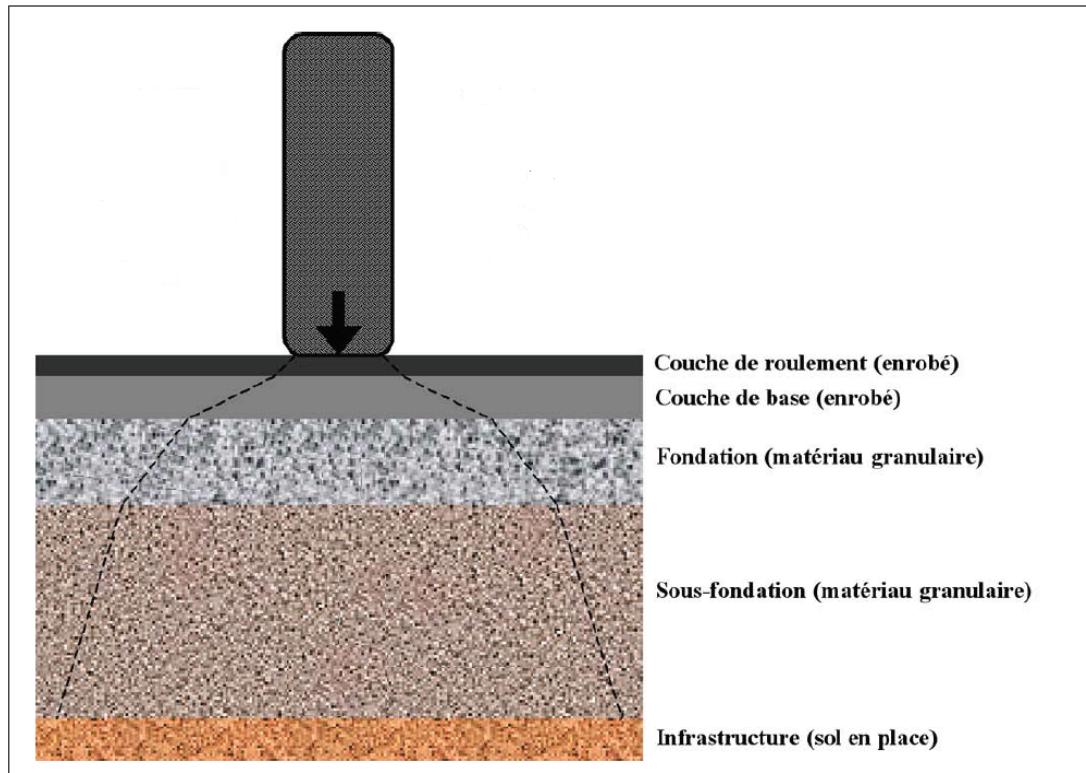


Figure 1.2 Transmission des contraintes dans la structure de la chaussée, selon la rigidité
Adaptée de Doucet et St-Laurent (2008)

1.1.2 Les enrobés bitumineux

1.1.2.1 Introduction

Un enrobé bitumineux est un mélange uniforme composé de granulats et de bitume (Langlois *et al.*, 2001). Di Benedetto et Corté (2004) précisent que ce sont des « mélanges en proportions bien définies de gravillons, de sables et de filler avec un liant bitumineux et éventuellement des additifs ». Généralement, le pourcentage massique de granulats se situe aux alentours de 95-97% et celui de bitume, entre 3 et 6%, selon l'utilisation prévue de l'enrobé (MTQ, 2005). Le Tableau 1.1 présente une synthèse des utilisations des enrobés bitumineux au Québec.

Le squelette granulaire donne à l'enrobé sa résistance mécanique à la compression. Le liant bitumineux apporte la cohésion au squelette granulaire et transmet à l'enrobé ses propriétés viscoélastiques. Les propriétés recherchées pour un enrobé bitumineux sont sa compacité après mise en œuvre, son imperméabilité et sa stabilité vis-à-vis du trafic et des intempéries (Di Benedetto et Corté, 2004). Ils doivent également remplir plusieurs fonctions, dont les plus importantes sont celles de résistance à l'orniérage et à la fissuration par fatigue ou par retrait thermique (MTQ, 2005).

Tableau 1.1 Types d'enrobés bitumineux utilisés au Québec
Tiré de MTQ (2005)

Type d'enrobé	Utilisation	Squelette granulaire	Liant bitumineux
Graves-bitumes	Couche de base, sur une ou plusieurs couches. Épaisseur variant de 60 à 150 mm.	Grosseur nominale maximale* : 20 à 28 mm	Teneur faible, entre 3,0 et 4,5%
Enrobés de liaison	Entre deux couches ou couche de base. Épaisseur approximative de 60 mm	Grosseur nominale maximale* : jusqu'à 14 mm	Teneur en bitume entre 4,0 et 5,2%
Enrobés de surface	Différents types : enrobés imperméables, denses, semi-grenus, grenus ou drainants	Grosseur nominale maximale* : entre 5 et 14 mm	Variable selon le type d'enrobé de surface

*Voir 1.1.2.2 Le squelette granulaire

1.1.2.2 Le squelette granulaire

Le squelette granulaire de l'enrobé est défini par la granularité des sables et gravillons, par leur dureté ainsi que par leur angularité (SETRA, 1994). Ce sont ces caractéristiques qui

donnent à la chaussée sa capacité portante et à transmettre les charges appliquées au revêtement. Il est nécessaire d'ajuster la granulométrie du mélange en fonction des caractéristiques physiques et mécaniques recherchées (Di Benedetto et Corté, 2004).

La granulométrie représente la distribution des tailles de granulats. Au Québec, on parle de fines lorsque la dimension des grains est comprise entre 0 et 0,080 mm, de filler pour des grains compris entre 0 et 0,630 mm, de sable entre 0 et 4 mm et de gravillons au-delà de 2 mm d'après la norme NQ 2560-114. En Amérique du Nord, on représente généralement la granulométrie par la courbe des pourcentages de passant en fonction des tamis élevés à la puissance 0,45 (*Voir Figure 1.3*). La dimension de grosseur nominale maximale (GNM) est la taille du tamis directement supérieur au tamis ayant un pourcentage retenu plus grand que 10%, dans la série normalisée de la norme 2101 (Lamothe, 2004).

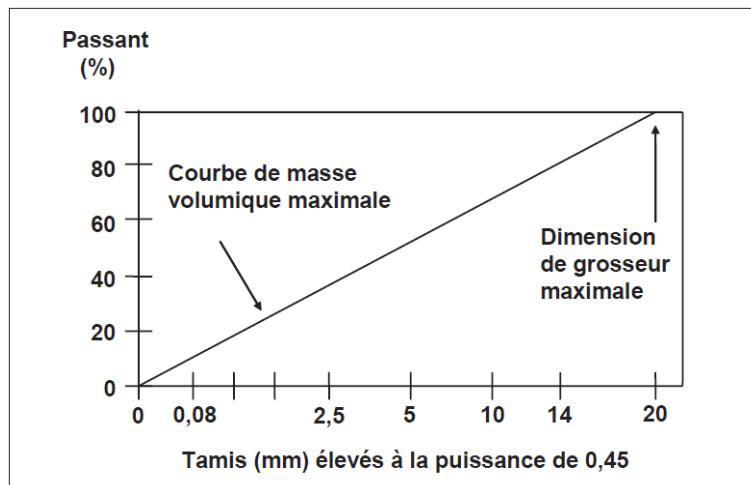


Figure 1.3 Courbe de masse volumique maximale pour un enrobé de dimension de grosseur maximale de 20 mm
Tirée de MTQ (2005)

La courbe de masse volumique maximale représente la distribution granulométrique pour laquelle il y a le moins de vides dans le cas d'un mélange granulaire à granulométrie établie. En faisant varier la courbe réelle de son mélange par rapport à cette courbe de masse maximale, on peut obtenir des enrobés à texture fermée, semi-grenue ou grenue (*Voir Figure 1.4*). Une telle courbe permet également de savoir si les vides intergranulaires (VAM) sont

faibles ou élevés (*Voir Figure 1.5*). La teneur en vides ne doit pas être trop élevée pour ne pas rendre l'enrobé perméable à l'eau et affecter la durabilité et la stabilité de la chaussée, ni trop faible pour permettre l'introduction de suffisamment de liant pour enrober tous les granulats et permettre la dilatation du bitume due aux variations de température sans qu'il n'y ait de fluege, de ressuage ou de perte de stabilité (Di Benedetto et Corté, 2004). Elle se situe généralement entre 4,0 et 7,0% du volume total de l'enrobé (MTQ, 2005).

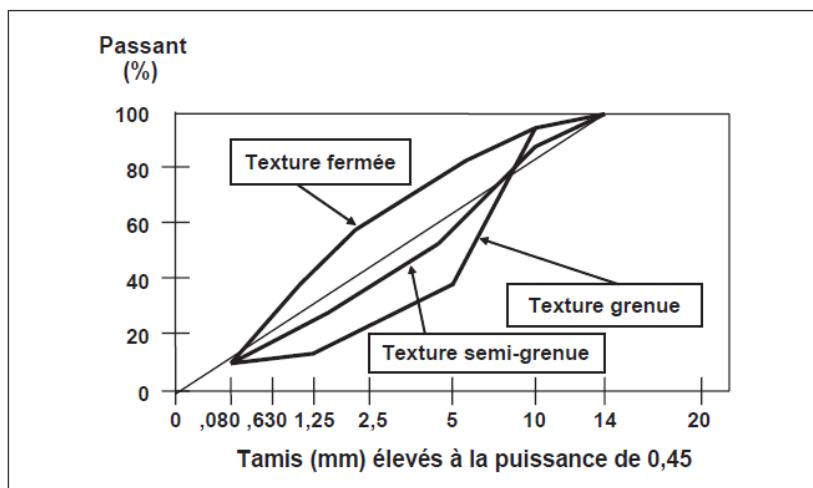


Figure 1.4 Texture des enrobés
Tirée de MTQ (2005)

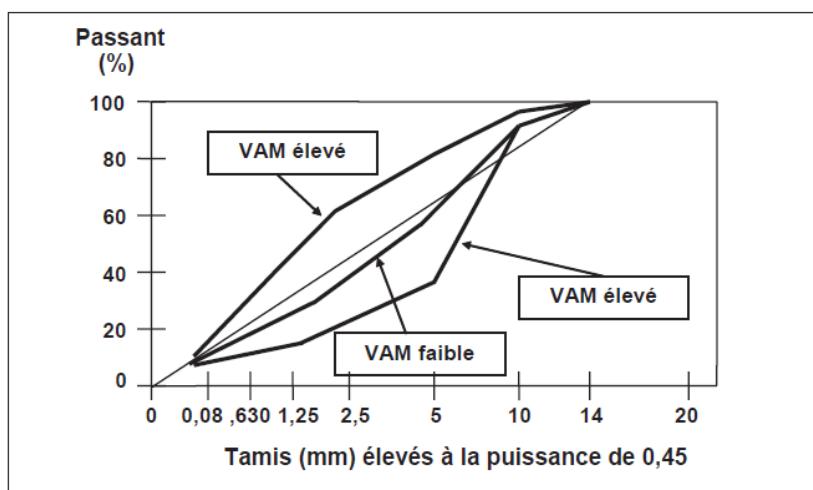


Figure 1.5 Vides intergranulaires dans les enrobés
Tirée de MTQ (2005)

Le filler, constituant habituellement entre 7 et 8% de la masse de la fraction granulaire, permet de réduire la teneur en vides et d'augmenter la surface de contact entre les particules. Il va former ce qu'on appelle le mastic en se mélangeant au liant et ainsi assurer que la pellicule recouvrant les particules ne soit pas trop épaisse et que le liant, de part son caractère visqueux, ne s'écoule pas à travers l'enrobé (Di Benedetto et Corté, 2004).

1.1.2.3 Le bitume

Le bitume est un matériau hydrocarboné à haut pouvoir agglutinant, caractéristique essentielle pour l'intégrité de la chaussée. Il apporte la cohésion au squelette granulaire en enrobant tous les granulats d'une fine pellicule (*Voir Figure 1.6*) et rend l'enrobé étanche à l'eau. Ses caractéristiques viscoélastiques sont transmises à l'enrobé et lui assurent sa flexibilité et sa résistance à la fissuration, à la fatigue et à l'arrachement (Lamothe, 2004). C'est également un matériau thermosensible ou thermosusceptible. À chaud, au-dessus de 80°C, il perd de sa viscosité et se transforme en fluide newtonien. À froid, en-dessous de 0°C, il devient un matériau élastique et ductile, puis fragile en-deçà de sa température de transition vitreuse (T_g). Entre les deux, il se trouve dans un domaine viscoélastique linéaire ou non-linéaire selon les déformations qui lui sont imposées (*Voir Figure 1.7*) (Di Benedetto et Corté, 2004).

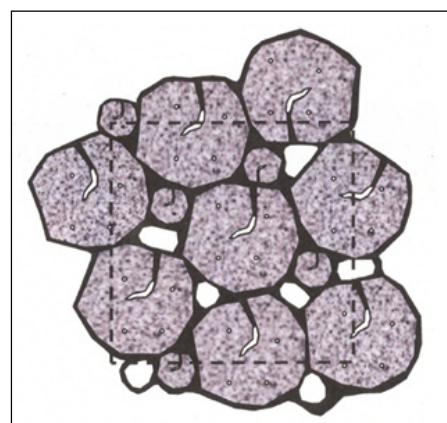


Figure 1.6 Schématisation de la structure d'un enrobé bitumineux :
 Granulats (gris) – Liant (noir) – Vides (blanc)
 Tirée de Perraton et Carter, Notes de cours MGC-922 (2011)

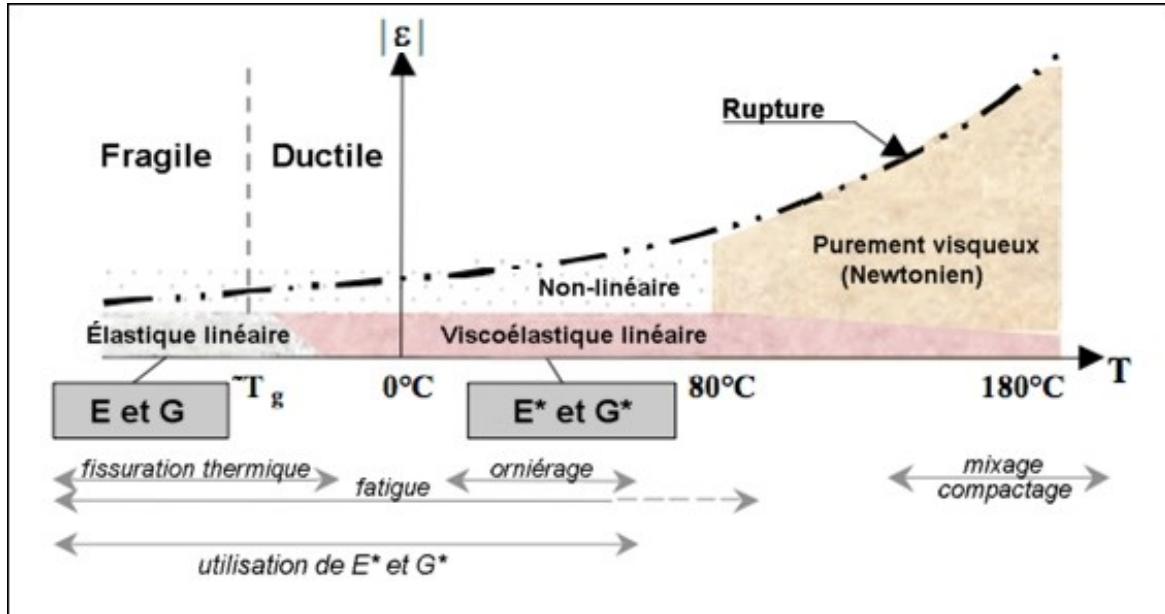


Figure 1.7 Domaines de comportement du bitume en fonction de la déformation ($|\varepsilon|$) et de la température (T)
Adaptée de Olard (2003)

Au Québec, le bitume est classé selon sa classe de performance (*Performance Grade* : abrégé PG). Pour chaque bitume, elle se note PG H-L. H correspond à la température haute, en degrés Celsius, au-delà de laquelle le bitume risque de se déformer de manière irréversible et provoquer de l'orriérage dans la chaussée. L est la température basse, au-dessous de laquelle le bitume devient trop rigide et risque de présenter de la fissuration thermique. Par exemple, un bitume PG 58-28 a une température haute de 58°C et une température basse de -28°C. Pour déterminer la température haute, on utilise l'appareil DSR (*Dynamic Shear Rheometer* ou rhéomètre à cisaillement dynamique), et l'appareil BBR (*Bending Beam Rheometer* ou rhéomètre à flexion de poutre) pour la température basse (Moreux et Leclerc, 1996).

Le bitume peut subir un processus de vieillissement pendant les phases de transport des enrobés et de la mise en place. Il est dû aux hautes températures auxquelles le bitume est soumis lors de la fabrication des enrobés à chaud et à l'oxydation par l'air. Il en résulte un durcissement du bitume et sa fragilité augmente. Différents polymères peuvent être ajoutés au bitume et apporteront des caractéristiques spécifiques. Par exemple, les styrène-butadiène-

styrène (SBS) ont un comportement élastique contrairement aux polypropylènes atactiques (APP) qui ont un comportement plastique (Di Benedetto et Corté, 2004).

1.1.2.4 Le liant dans les enrobés à froid

Pour Perret (2003), un enrobé bitumineux est un « mélange homogène constitué à chaud de granulats minéraux et de liant bitumineux ». Il existe en réalité deux techniques pour fabriquer un enrobé : à chaud ou à froid. La technique de fabrication à chaud des enrobés consiste à chauffer le bitume à des températures allant jusqu'à 180°C pour en réduire sa viscosité et l'incorporer plus facilement aux granulats et s'assurer ainsi d'un enrobage total de toutes les particules. Le mélange est habituellement effectué en centrale et acheminé sur le chantier par camion. La méthode à froid est de plus en plus utilisée en raison de la grande quantité d'énergie que demande le chauffage du bitume et des granulats pour la technique à chaud (Serfass, 2002). Le bitume est incorporé soit sous forme d'émulsion, soit de mousse de bitume.

L'émulsion de bitume

Une émulsion est un « milieu hétérogène constitué par la dispersion, sous forme de fins globules, d'un liquide dans un autre liquide en phase continue » (définition du Larousse, 2012). Ici, c'est le bitume qui est dispersé dans l'eau. Sa fraction volumique se situe entre 55 et 70%. Pour que le bitume reste sous forme de fines gouttelettes dans l'eau, l'ajout d'un tensioactif est nécessaire. Celui-ci est composé d'une tête hydrophile (un ou plusieurs hétéroatomes, elle est fortement polaire et s'ionise en présence d'eau) et d'une queue hydrophobe (longue chaîne hydrocarbonée) (*Voir Figure 1.8*) ce qui va lui permettre de former des micelles et ainsi isoler les gouttelettes de bitume les unes des autres (*Voir Figure 1.9*). En général, la taille des gouttelettes est de 0,1 µm. En-dessous, on parle de micro-émulsion (Le Bec, 2005).

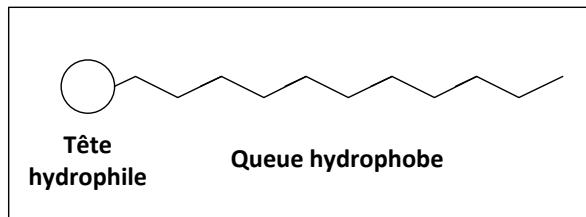


Figure 1.8 Schéma d'un tensioactif
Adaptée de SFERB (2006)

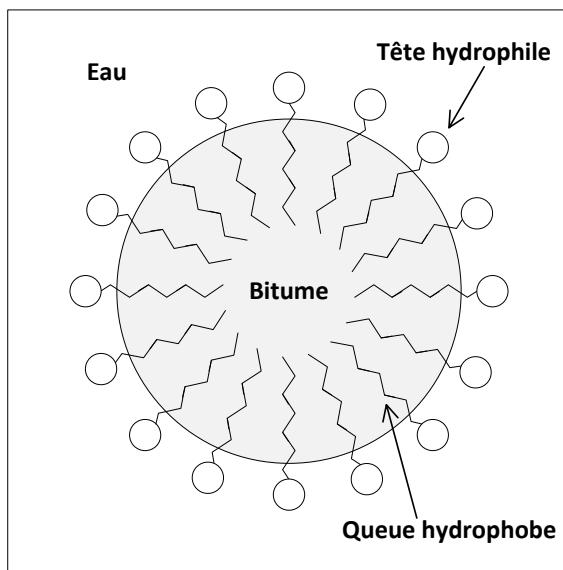


Figure 1.9 Formation d'une micelle dans une émulsion de bitume
Adaptée de SFERB (2006)

L'émulsion de bitume est ajoutée aux granulats à froid. L'eau permet une meilleure dispersion des gouttes de bitume sans avoir à chauffer les constituants de l'enrobé. La rupture de l'émulsion se produit en trois temps : la décantation, la flocculation et la coagulation (*Voir Figure 1.10*) qui conduisent à la séparation complète des deux phases (SFERB, 2006). La décantation se fait soit par sédimentation, soit par crémage : sous l'effet de la pesanteur, de la taille des gouttelettes et de la différence de densité des phases, les particules de bitume « coulent » et se déplacent vers la surface des granulats. Ce phénomène qui peut se produire lors du stockage de l'émulsion est réversible par simple agitation (Le Bec, 2005). La flocculation exprime le rapprochement des gouttes de bitume indépendamment des forces de pesanteur : les forces de Van der Waals (attractives) et électrostatiques et stériques (répulsives) font migrer les gouttelettes au sein de l'émulsion. Le réseau des gouttelettes reste

cependant lâche et ouvert (SFERB, 2006). Enfin, le phénomène de coalescence, ou coagulation, se produit au contact des granulats en raison de leur nature physico-chimique (siliceux ou alcalins, granulométrie). Contrairement à la floculation, les globules fusionnent entre eux et forment un film à la surface des granulats. L'eau est évacuée vers l'extérieur et finit par s'évaporer ou ruisseler hors de l'enrobé.

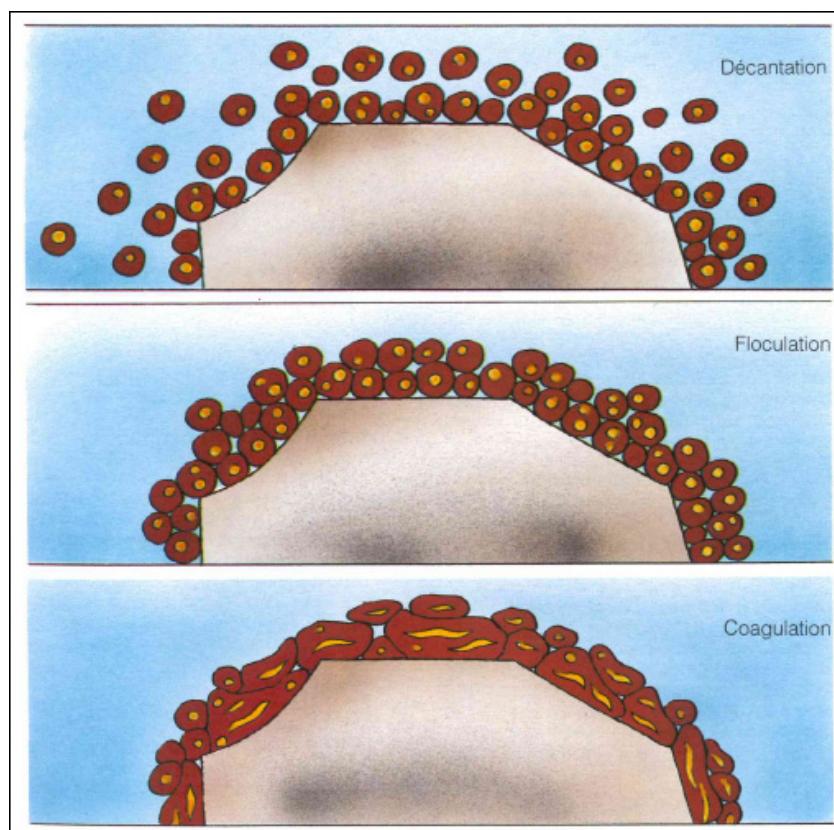


Figure 1.10 Trois étapes de la rupture d'une émulsion
Tirée de SFERB (1988, p. 29)

La mousse de bitume

La mousse de bitume est fabriquée à partir de bitume et d'eau. Le bitume chaud, aux alentours de 170-180°C, et l'eau froide sont injectés dans une chambre d'expansion (*Voir Figure 1.11*). Au contact du bitume, l'eau se vaporise instantanément et les molécules hydrocarbonées du bitume s'étirent pour former un film de 0,01 mm d'épaisseur et se transforme en mousse (Jenkins, 1999). La mousse en elle-même est composée de 97 à 98%

de bitume, de 1 à 3% d'eau et d'additifs en proportions variables selon les propriétés recherchées (Gauvain, 2006).

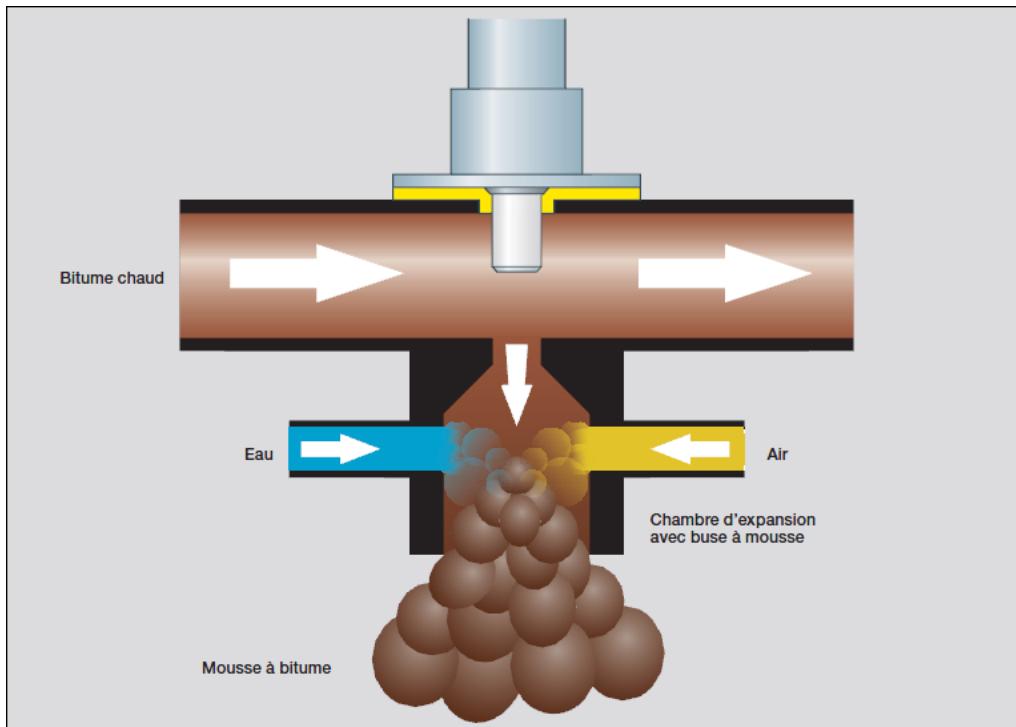


Figure 1.11 Illustration de la fabrication de la mousse de bitume
Tirée de Wirtgen (2009)

La mousse de bitume est mélangée aux granulats immédiatement après sa formation, d'une part parce que la viscosité du bitume dans la mousse est faible, et d'autre part parce que sa durée de vie est très courte (Jenkins, 1999). Les mousses de bitume sont caractérisées par leur degré d'expansion ainsi que leur demi-vie. Plus ces valeurs sont élevées, meilleure est considérée la mousse de bitume (Wirtgen, 2009). Certaines mousses peuvent prendre jusqu'à 20 fois leur volume lors de leur expansion et la demi-vie (temps pour laquelle le volume de la mousse a diminué de moitié) peut aller jusqu'à 60 secondes (Gauvain, 2006).

1.1.3 Le recyclage à froid des enrobés bitumineux

Lorsqu'il s'agit de travaux de réfection des chaussées, la réutilisation des matériaux déjà en place s'avère être un procédé économique et écologique comparé à la reconstruction totale (Marquis et Bergeron, 1998 ; Blais, 2007). Différentes techniques sont actuellement utilisées, les entrepreneurs ayant le choix entre les recyclages à chaud ou à froid, en centrale ou directement effectués sur le terrain. Et les infrastructures candidates au recyclage sont variées, allant de la route secondaire aux autoroutes et aux aéroports, de la route présentant des défauts superficiels aux chaussées dont la structure entière est défaillante (Blais, 2007).

1.1.3.1 Les matériaux recyclés

Les matériaux recyclés (MR) suivent une classification en fonction des proportions de béton de ciment concassé, de béton bitumineux concassé et de granulats conventionnels dans le mélange. On distingue sept types de matériaux recyclés, de MR-1 à MR-7 (*Voir Figure 1.12*). La norme NQ 2560-600 dresse un descriptif plus précis des pourcentages massiques requis pour les constituants des matériaux recyclés (*Voir Tableau 1.2*). En 1998, Marquis *et al.* dressaient une liste des utilisations des matériaux recyclés. Les MR-1 à MR-5 étaient utilisés « dans les couches de roulement des routes non revêtues et dans les fondations (sauf pour autoroutes), les sous-fondations, les coussins, les enrobements, les couches filtrantes et anticontaminantes ainsi que dans les remblayages de tranchées » alors que les MR-6 et MR-7 sont plutôt utilisés pour les accotements et les remblayages. Aujourd’hui, les utilisations ont été mises à jour. Le Tableau 1.3 fait un bilan des utilisations des MR préconisées par la norme NQ 2560-600. Les MR les plus utilisés aux Québec sont les MR-5 et MR-7.

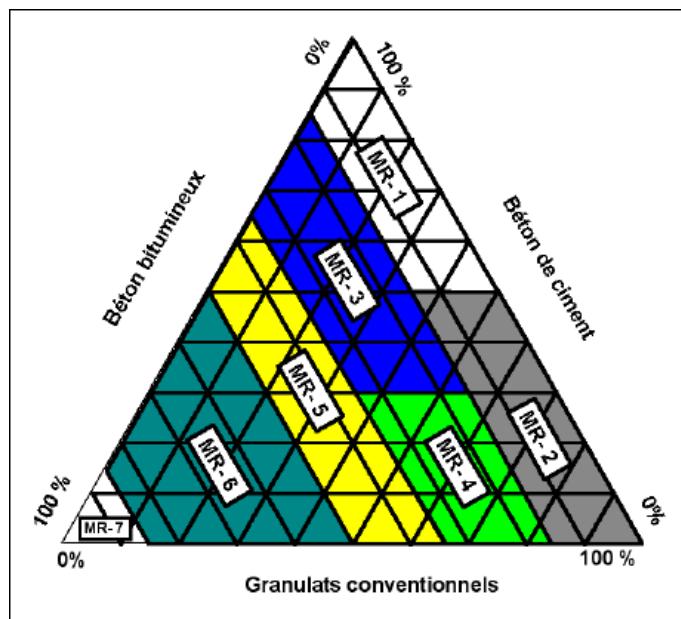


Figure 1.12 Classification des matériaux recyclés
Tirée de Marquis *et al.* (1998, p. 2)

Tableau 1.2 Exigences particulières pour les matériaux recyclés
Tiré de la norme NQ 2560-600

Catégorie de matériau recyclé	MR-1	MR-2	MR-3	MR-4	MR-5	MR-6	MR-7
Constituants	(pourcentage en masse des constituants)						
Résidus de béton %	≤ 50	> 50	≤ 30	> 30	< 65	< 50	< 15
Résidus d'enrobés %	≤ 15	≤ 15	> 15 et ≤ 35	> 15 et ≤ 35	> 35 et ≤ 50	> 50 et ≤ 85	> 85
Granulats naturels %	≥ 35	< 50	> 35 et < 85	< 55	< 65	< 50	< 15
Utilisation	Remblai, transition, couche anticontaminante, couche filtrante, coussin et enrobement de conduite, fondation, sous-fondation, couche de roulement granulaire et accotement*					Remblai et accotement*	

*Les utilisations identifiées sont données à titre informatif

Tableau 1.3 Utilisations des matériaux recyclés
Tiré de la norme NQ 2560-600

1.1.3.2 La technique du recyclage à froid

Le recyclage des chaussées bitumineuses est une technique particulièrement bien adaptée pour des corrections de profil et pour maintenir un niveau de performance acceptable. Il permet d'éliminer les problèmes de fissuration et d'orniérage en surface. Par contre, si les dégradations sont dues à des problèmes au niveau des couches profondes de fondation, cette technique n'est pas adaptée et la meilleure solution reste la démolition et la reconstruction complète de la chaussée (Lacombe, 2008). Elle permet également d'effectuer un renforcement structural en recyclant une plus grande épaisseur de l'ancienne chaussée.

Il existe deux grandes catégories de recyclage ; le recyclage à chaud et le recyclage à froid. Le recyclage à chaud des enrobés bitumineux est un procédé couteux en énergie puisque le chauffage du bitume et des granulats à des températures supérieures à 160°C est nécessaire. Le recyclage dit à froid s'avère être une alternative économique et écologique puisque le bitume est ajouté aux granulats sous forme d'émulsion ou de mousse de bitume à température beaucoup plus basse, d'où une diminution des émissions de gaz à effet de serre, moins de ressources naturelles sont consommées (granulats et bitume) et il y a également moins de rebuts (Bitume Québec, 2010). Il consomme cinq fois moins d'énergie qu'un procédé à chaud (MTQ, 2003). Il peut s'effectuer soit directement sur le terrain, à l'aide d'un train de recyclage, soit en centrale, où les matériaux sont traités avant d'être réacheminés sur le chantier.

Dans un premier temps, il est nécessaire de déterminer la profondeur sur laquelle la chaussée doit être reconstruite, selon le type de retraitement et de liant choisi (*Voir Tableau 1.4*) (SETRA-LCPC, 1994) :

- l'utilisation d'un liant hydraulique permet de restructurer le corps d'une chaussée sur 20 à 30 cm d'épaisseur;
- une émulsion de bitume ou une mousse peut servir pour un renforcement structurel lorsque le retraitement est effectué sur 10 à 15 cm de profondeur, ou pour améliorer les caractéristiques de surface sur 5 à 12 cm de profondeur;

- un liant composé permet d'obtenir une rigidité intermédiaire. Le retraitement se fait alors sur 5 à 30 cm d'épaisseur. C'est la technique utilisée au Québec (Perraton, 2011).

Tableau 1.4 Classification des retraitements
Tiré de SETRA (2004, p.9)

Classe de retraitement	Objectif	Matériau à retraiter	Épaisseur	Dosage du liant
CLASSE I	Liant bitumineux			
	Renforcement structurel	Ancienne assise + enduits	10 à 15 cm	3 à 5% (liant résiduel)
CLASSE II	Réhabilitation des couches de surface	≥ 3/4 noir	5 à 12 cm	1 à 3% (liant résiduel)
CLASSE III (TYPE I)		100% noir	5 à 12 cm	Jusqu'à 2% (liant résiduel)
CLASSE IV	Liant hydraulique			
	Renforcement structurel	Tout ou partie ancienne chaussée	20 à 30 cm	3 à 6%
CLASSE V (TYPE II et III)	Liant composé ¹			
	Renforcement structurel ou réhabilitation couches de surface	Ancienne assise ou couches de surface	10 à 30 cm	3 à 7%

¹Liant composé : mélange de bitume sous forme d'émulsion ou mousse de bitume et de liant hydraulique

Cette couche est alors fraisée et tamisée par un recycleur (*Voir Figure 1.13*) pour obtenir des granulats bitumineux de grosseur nominale maximale de 28 mm au Québec (Carter *et al.*, 2009). L'émulsion ou la mousse de bitume est ensuite ajoutée aux granulats dans un malaxeur qui se trouve directement dans le train de recyclage si la technique retenue est le recyclage en place. De l'eau peut également être injectée au mélange pour faciliter la compaction, ainsi que d'autres adjuvants comme du ciment Portland, de la chaux ou des cendres volantes pour améliorer la résistance au jeune âge. Un compacteur pneumatique et un

compacteur à tambour suivent le train de recyclage pour compacter le nouvel enrobé recyclé (*Voir Figure 1.14*). Le compactage peut se faire dans l'heure qui suit la pose car l'enrobé est froid, il est inutile de se précipiter. Dans le cas d'un recyclage en centrale, les granulats bitumineux y sont acheminés par camion, puis traités au liant et autres adjuvants puis ramenés sur le chantier pour la pose. Le trajet en camion, couteux en énergie mais également d'un point de vue économique explique le choix plus fréquent du recyclage en place.

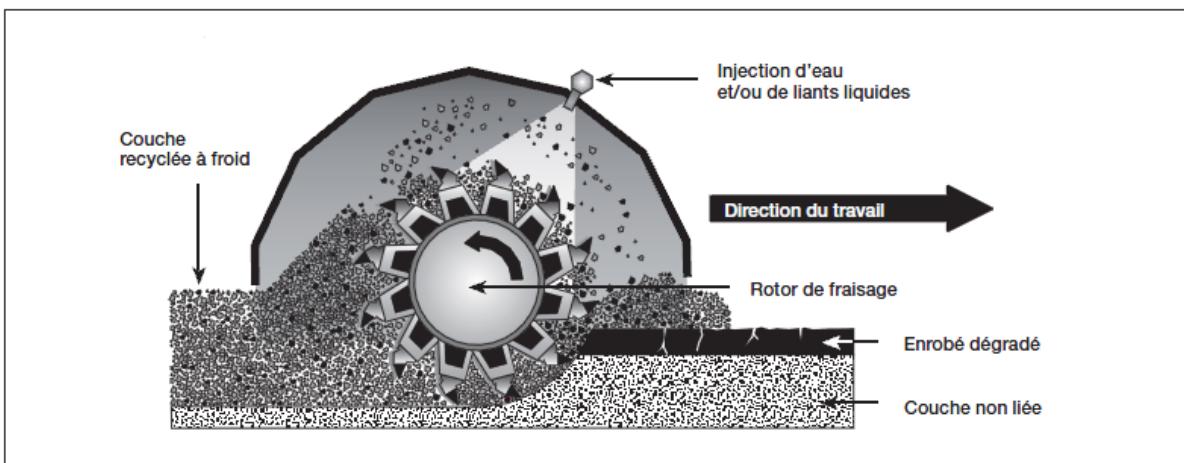


Figure 1.13 Le procédé de recyclage des enrobés à froid
Tirée de Wirtgen (2004)

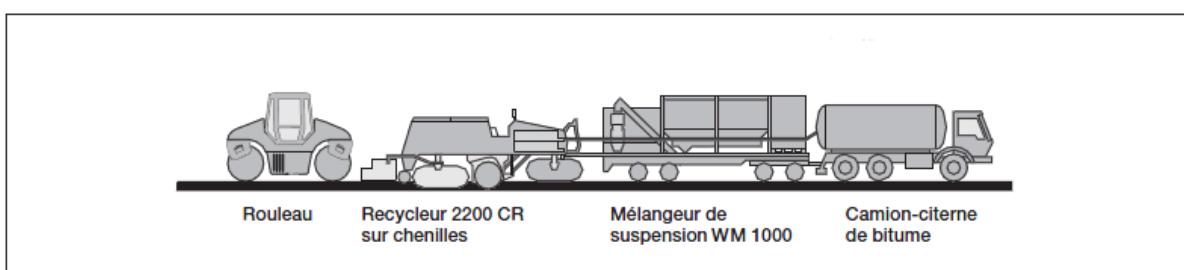


Figure 1.14 Train de recyclage typique
pour l'ajonction d'une suspension de ciment et d'un liant bitumineux
Tirée de Wirtgen (2004)

L'ajout d'émulsion de bitume est calculée à l'aide de la norme LC 26-002 (étude de formulation) du ministère des Transports du Québec. Différentes options sont possibles pour l'entrepreneur : il peut recouvrir la couche décohésionnée soit par un simple revêtement, soit en stabiliser une partie et appliquer une couche de revêtement, soit enfin effectuer un

rechargement, puis recouvrir le tout à nouveau par un revêtement (Bergeron, 2005) (*Voir Figure 1.15*). La Figure 1.16 résume les différents retraitements classiques des chaussées, soit dans le cas d'un défaut structurel, soit pour une correction d'un problème de surface.

Après la pose d'une couche d'enrobé recyclé à froid et avant le recouvrement de celle-ci par un revêtement, il est nécessaire de respecter un temps minimal de cure du matériau pendant lequel il acquiert ses propriétés mécaniques (rhéologie, résistance et durabilité). Pour les enrobés à chaud, le compactage et le refroidissement leur apportent leur résistance plus rapidement alors que les enrobés recyclés à froid (ERF) nécessitent un temps de cure plus long en raison de la quantité d'eau qu'ils contiennent et son évacuation après la coagulation des gouttelettes de bitume. Il peut durer entre quelques heures et plusieurs jours. Il faut noter que le trafic peut être rouvert pendant le temps de cure. En effet, l'application des charges des véhicules va faciliter l'évacuation de l'eau et le gain en cohésion du matériau. L'ajout de ciment Portland à l'ERF permet de raccourcir le temps de cure : il absorbe l'eau libre et entraîne une auto-dessiccation du matériau traité (Croteau et Lee, 1997).

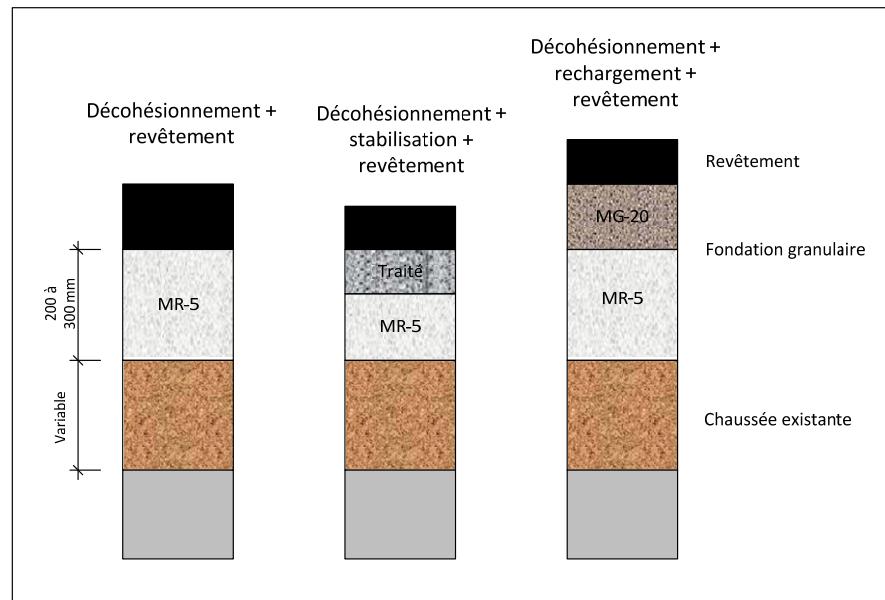


Figure 1.15 Différentes options de recyclage à froid des chaussées souples dans le cas d'une correction d'une problème de surface
Adaptée de Bergeron (2005)

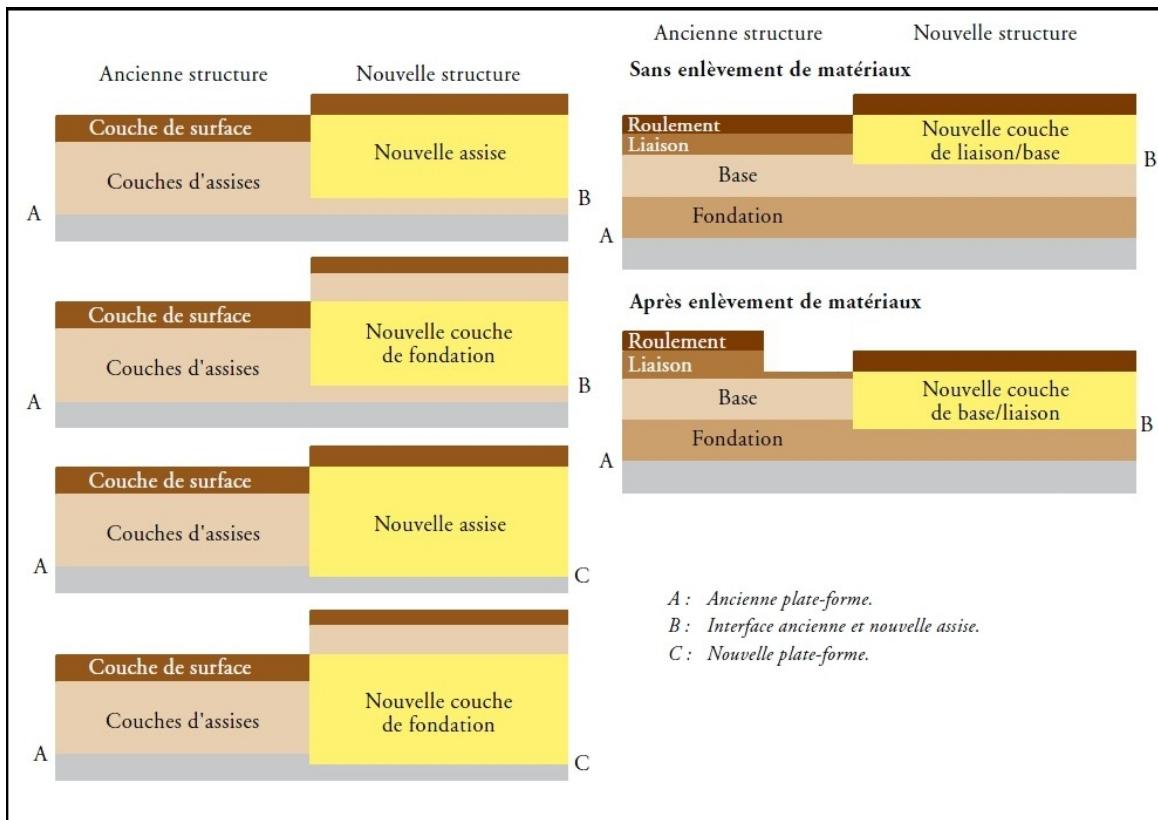


Figure 1.16 Exemples de retraitements classiques
 pour résoudre un défaut structurel (à gauche) ou un problème de surface (à droite)
 Adaptée de SETRA (2004, p. 12)

1.1.3.3 Performance des enrobés recyclés à froid

Croteau et Lee (1997) ont étudié le recyclage à froid des enrobés et ont dressé une liste de leurs performances :

Ajout de bitume

Des observations sur les chantiers et en laboratoire tendent à confirmer que deux phénomènes d'apparence contradictoire se produisent lors de la fabrication d'ERF. Une part du bitume ancien contenu dans les agrégats recyclés serait inerte. L'autre part de cet ancien bitume serait toujours active et l'ajout de nouveau bitume réactiverait ses caractéristiques originelles. La portion d'ancien bitume qui se combine avec le nouveau dépend du grade de performance et de la viscosité du bitume et de la teneur en bitume dans les agrégats recyclés.

Ajout de polymères

L'ajout de polymères dans les émulsions de bitume permet d'augmenter la force de cohésion et d'adhésion du bitume, d'utiliser des bitumes plus fluides qui auront un meilleur effet régénérateur sur l'ancien bitume ou de transporter de plus grandes quantités de bitume.

Module, fatigue et déflexion

Le module et la résistance à la fatigue des ERF augmentent dans les premiers mois en raison de la cure et de l'augmentation de la compacité. Les déflexions mesurées sont généralement du même ordre de grandeur ou plus faibles après le recyclage d'une chaussée qu'avant, ce qui confirme l'intérêt de la méthode.

Fissuration

Les ERF présentent de bonnes performances face à la fissuration dans un climat froid. Par exemple, au Québec, une chaussée très fissurée a été recouverte d'une couche de 70 mm d'ERF et de 60 mm d'enrobé traditionnel à chaud pour comparer leurs performances vis-à-vis de la remontée des fissures. Après trois ans, seules quelques fissures sont remontées à travers l'ERF alors que plus de 50% apparaissent sur la section d'enrobé à chaud.

Orniérage

Des ornières de 2 à 3 millimètres de profondeur peuvent apparaître dans les premiers mois d'utilisation d'une chaussée en ERF. Elles sont dues à la post compaction des matériaux retraités sous le trafic habituel. En effet, il est difficile d'atteindre une teneur en vides d'air inférieure à 15 ou 13% en chantier (Bergeron, 2005).

1.2 Rhéologie des enrobés et dimensionnement des chaussées bitumineuses

Lorsqu'il s'agit de dimensionner une chaussée bitumineuse, de nombreux facteurs sont pris en compte. Le trafic et le climat sont estimés pour choisir les types de matériaux qui constitueront les fondations, sous-fondations et revêtements. L'étude de la rhéologie des

enrobés bitumineux, c'est-à-dire l'étude de leurs déformations sous contraintes en fonctions de paramètres comme la température ou la fréquence, est intéressante pour comprendre le comportement des enrobés bitumineux.

1.2.1 Rhéologie des enrobés bitumineux

1.2.1.1 Comportements types des enrobés bitumineux

Dans le dimensionnement des chaussées, il est commun de considérer les enrobés bitumineux comme étant des matériaux homogènes, isotropes, viscoélastiques, linéaires et thermo-susceptibles (De La Roche, 1996). Ces termes sont définis par Perret (2003) :

- à première vue, un mélange de granulats et de mastic (bitume et particules fines) ne constitue pas un matériau homogène. Cependant, l'homogénéité est considérée d'un point de vue macroscopique, sur l'ensemble de la couche d'enrobé;
- l'isotropie, c'est-à-dire l'invariabilité des propriétés physiques selon la direction, n'est pas réellement respectée puisque lors de la mise en place des matériaux se produisent des réarrangements granulaires préférentiels. Le concept est tout de même admis pour simplifier l'interprétation du comportement des enrobés bitumineux;
- la viscoélasticité vient directement des propriétés du bitume de l'enrobé. Pour des charges lentes, il agit comme un fluide visqueux alors que pour des charges rapides son comportement devient élastique;
- la linéarité est respectée pour de petites déformations, inférieures à $100 \mu\text{def}$. S'applique alors le principe de Boltzmann qui stipule que l'état de contrainte ou de déformation d'un corps viscoélastique est fonction de toutes les sollicitations appliquées au matériau et que chaque nouvelle sollicitation contribue de manière indépendante à l'état final (De La Roche, 1996 ; Salençon, 1983);
- la thermo-susceptibilité est également une propriété du bitume (*Voir* 1.1.2.3). Elle engendre également des contraintes et des déformations au sein du matériau en raison des contractions et dilatations qu'il subit lors des changements de température et peut provoquer la fissuration thermique (Di Benedetto et Corté, 2004).

Avec toutes ces propriétés, les enrobés bitumineux présentent un comportement mécanique complexe, et qui dépend de l'amplitude et du nombre de sollicitations comme le montre la Figure 1.17, où N est le nombre de cycles et ε la déformation. La zone de viscoélasticité linéaire (VEL) est la zone de comportement en petites déformations de l'enrobé. Elle se situe approximativement entre 0 et 1000 cycles de déformations de 1 à 100 μdef ou $\mu\text{m/m}$ (microdéformations ou micromètre par mètre). Un nombre très élevé de petites déformations conduit vers la fatigue du matériau. À l'opposé, pour peu de cycles à quelques pourcents de déformations (10^{-3} à 10^{-2} m/m soit 0,1 à 1% voire plus), le comportement n'est plus linéaire et on observe des déformations non réversibles. L'orniérage apparaît avant la rupture, « lorsque des cycles déviatoires en contraintes [qui engendrent des contraintes de cisaillement] sont appliquées à partir d'une contrainte nulle » (Di Benedetto et Corté, 2004, p. 78). Il convient de noter que ne sont donnés ici que des ordres de grandeur qui peuvent varier selon le type d'enrobé, la température ou la sollicitation. En raison du comportement thermosusceptible de l'enrobé, la température a une influence sur la position de la droite de rupture au-delà de laquelle il y a ruine du matériau.

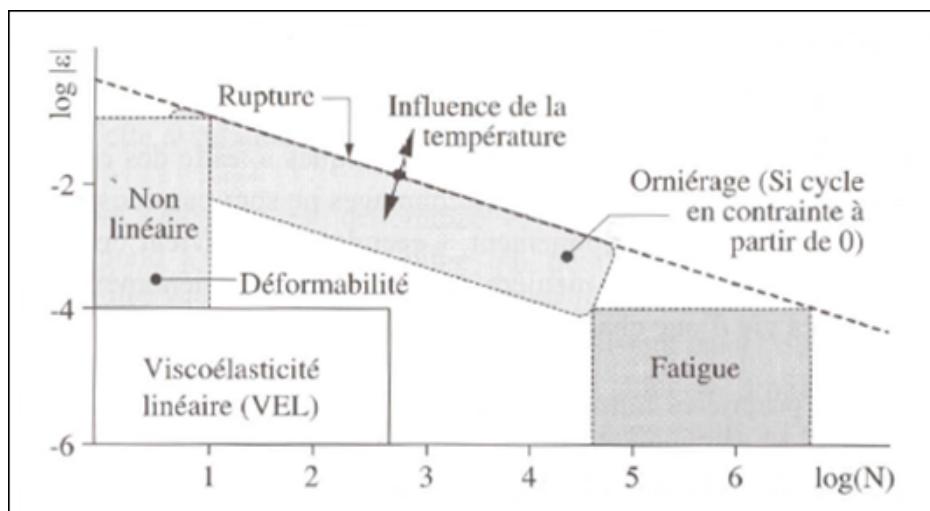


Figure 1.17 Comportements « types » des enrobés bitumineux à température fixée
Tirée de Di Benedetto et Corté (2004, p. 79)

1.2.1.2 Module complexe

Dans le domaine élastique linéaire, un matériau qui subit une sollicitation à faible amplitude, répond par une déformation linéaire. C'est la loi de Hooke. Pour un chargement uniaxial, elle relie la contrainte normale σ à la déformation linéaire ε par le module de Young E :

$$\boxed{\sigma = E\varepsilon} \quad (1.1)$$

Dans le cas des enrobés bitumineux, le caractère viscoélastique de ceux-ci tend à introduire un décalage de temps entre la sollicitation et la réponse (*Voir Figure 1.18*) (Couarrazé et Grossiord, 1991). Lorsque le matériau est soumis à une sollicitation sinusoïdale cyclique à une fréquence f , ces sollicitations (contraintes) et les déformations qui en résultent s'écrivent sous la forme :

$$\boxed{\omega = 2\pi f} \quad (1.2)$$

$$\boxed{\sigma(t) = \sigma_0 \sin(\omega t)} \quad (1.3)$$

$$\boxed{\varepsilon(t) = \varepsilon_0 \sin(\omega t - \varphi)} \quad (1.4)$$

Où ω est la pulsation, t le temps, φ l'angle de phase, σ_0 la contrainte maximale appliquée, ε_0 la déformation maximale enregistrée.

Un angle de phase de 0° traduit un comportement purement élastique (réponse instantanée) alors que celui d'un matériau purement visqueux tendra vers 90° . Pour un enrobé bitumineux, l'angle de phase varie en fonction de la fréquence de sollicitation et de la température et se situe généralement entre $0,5^\circ$ pour les basses températures et hautes fréquences et 50° (LCMB, 2012 – *Voir ANNEXE I*). Le module complexe d'un enrobé, noté E^* et s'exprimant en mégapascals (MPa), est un nombre complexe défini par le ratio des amplitudes complexes de la sollicitation sur la déformation (Di Benedetto *et al.*, 2001). Il

exprime la rigidité du matériau viscoélastique sous chargement cyclique (Doucet et Auger, 2010) et se note :

$$E^*(\omega) = \frac{\sigma^*}{\varepsilon^*} = \frac{\sigma_0 e^{i\omega t}}{\varepsilon_0 e^{i(\omega t - \varphi)}} = |E^*| e^{i\varphi} = E_1 + iE_2 \quad (1.5)$$

Où :

$$E_1 = |E^*| \cos \varphi \quad (1.6)$$

$$E_2 = |E^*| \sin \varphi \quad (1.7)$$

E_1 est appelé le module d'élasticité, il permet de quantifier l'énergie élastique emmagasinée. E_2 est le module de perte, il quantifie l'énergie dissipée dans le matériau. La norme du module complexe $|E^*|$ est désigné : module dynamique. C'est une approximation du module élastique d'un matériau viscoélastique (Di Benedetto *et al.*, 2001 ; Carter et Perraton, 2002 ; Doucet et Auger, 2010).

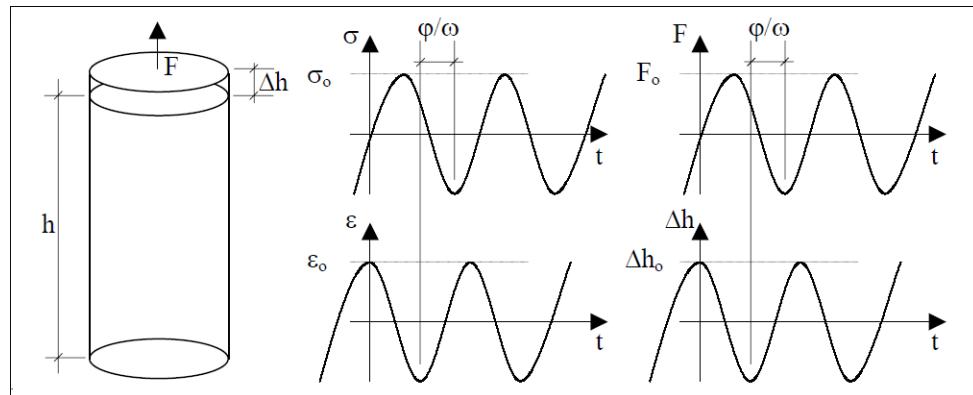


Figure 1.18 Définition du module complexe : évolution des efforts (contraintes) et déplacements (déformations) pour un matériau viscoélastique linéaire
Tirée de Di Benedetto (1998)

D'après Carter et Perraton (2002), la manière la plus simple et la plus facile à exploiter pour déterminer le module complexe d'un enrobé est « un essai axial sous une sollicitation cyclique sinusoïdale alternée (tension-compression) » comme pour la méthode d'essai LC

26-700 « Détermination du module complexe des enrobés ». L'essai de traction-compression directe (TCD) est un essai homogène qui est généralement effectué à déformation contrôlée (Doucet et Auger, 2010). La contrainte appliquée au matériau est considéré comme uniforme dans toute l'éprouvette, en raison de l'hypothèse d'homogénéité qui a été faite concernant le matériau. L'essai se fait à des températures et des fréquences variées. Cela permet de représenter les modules complexes dans un même plan complexe ou plan Cole-Cole qui exprime la valeur du module de perte E_2 en fonction du module réversible E_1 (*Voir Figure 1.19*). Le module complexe étant ainsi tracé en coordonnées polaires pour chaque température et fréquence, la norme du module complexe $|E^*|$ et l'angle de phase φ sont directement visible sur ce type de représentation, de même que le caractère visqueux de l'enrobé, par la valeur de E_2 , propriété non visible lorsque seule la norme du module complexe est représentée, comme dans l'espace de Black. La courbe obtenue, en forme d'arc de cercle, est unique. Dans l'espace de Black (*Voir Figure 1.20*), la norme maximale $|E^*|_{max}$ et l'angle de phase maximal φ_{max} de l'enrobé sont clairement identifiables. Il permet aussi de constater que l'angle de phase est plus élevé lorsque le module est faible, c'est-à-dire lorsque la fréquence est faible ou la température est élevée, et inversement. Par contre, φ diminue aux faibles valeurs de $|E^*|$, lorsque l'impact du comportement élastique des granulats surpassé le caractère viscoélastique du bitume. Une troisième représentation, la courbe maitresse d'un enrobé, donne la valeur de la norme du module complexe en fonction de la fréquence de sollicitation pour une température donnée (*Voir Figure 1.21*). L'unicité des courbes dans le plan Cole-Cole et dans l'espace de Black témoigne que le principe d'équivalence temps-température (PETT) qui stipule que l'augmentation de la fréquence de sollicitation a un effet équivalent à une diminution de la température est applicable (Carter et Perraton, 2002 ; Doucet et Auger, 2010). Si la courbe dans l'espace de Black n'est pas unique, comme cela peut être le cas pour des bitumes modifiés aux polymères, le PETT est dit partiellement respecté. Le PETT permet de tracer des courbes maitresses à des températures de référence sur une large plage de fréquences à partir des courbes isothermes acquises sur une plage de fréquences plus réduite. Des coefficients de translation a_T sont déterminés par régression pour tracer une courbe maitresse dans son ensemble à une température de référence T_r (sur la figure $T_r = 10^\circ C$). Cela permet de caractériser le

comportement rhéologique de l'enrobé à des fréquences inatteignables expérimentalement mais intéressantes dans la pratique, comme dans le cas de chocs (fréquence élevée) ou du fluage (faible fréquence). En partant des courbes isothermes, la courbe maitresse permet de juger de la susceptibilité cinétique du mélange. Elle peut également être représentée à partir de courbes isochrones qui révèlent la susceptibilité thermique de l'enrobé (Perret, 2003).

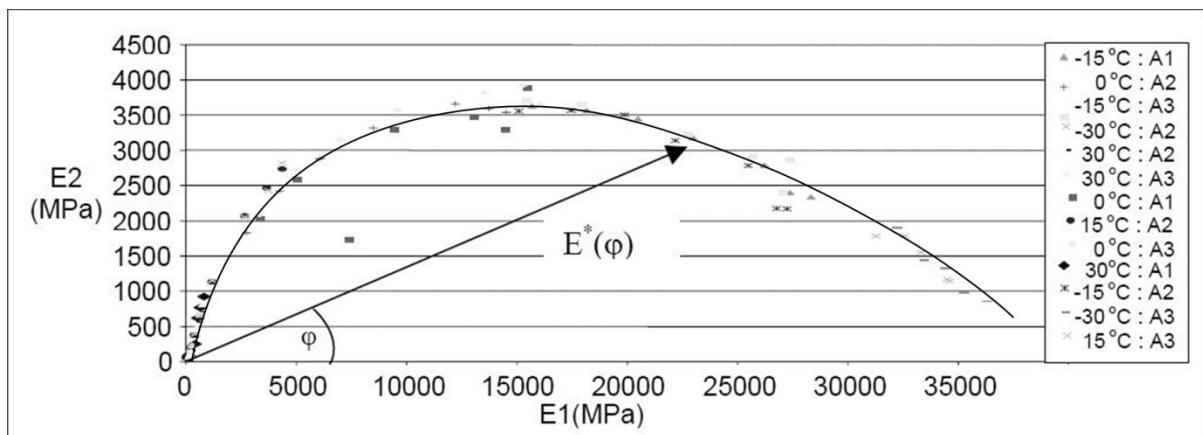


Figure 1.19 Représentation du module complexe dans le plan Cole-Cole
Tirée de Carter et Perraton (2002, p. 9)

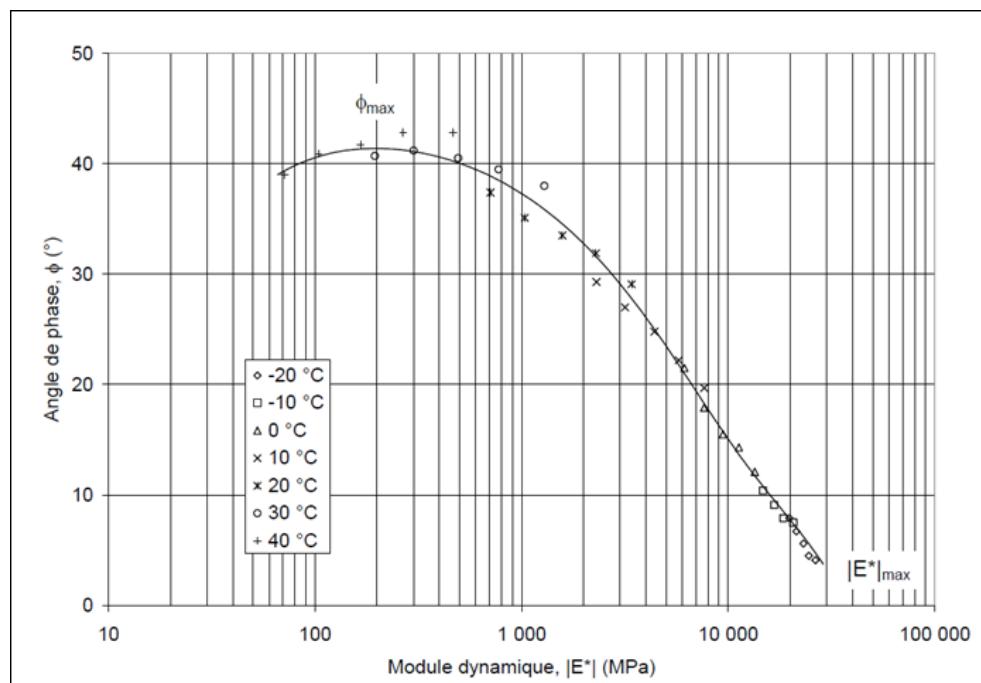


Figure 1.20 Représentation du module complexe dans l'espace de Black
Tirée de Doucet et Auger (2010, p. 26)

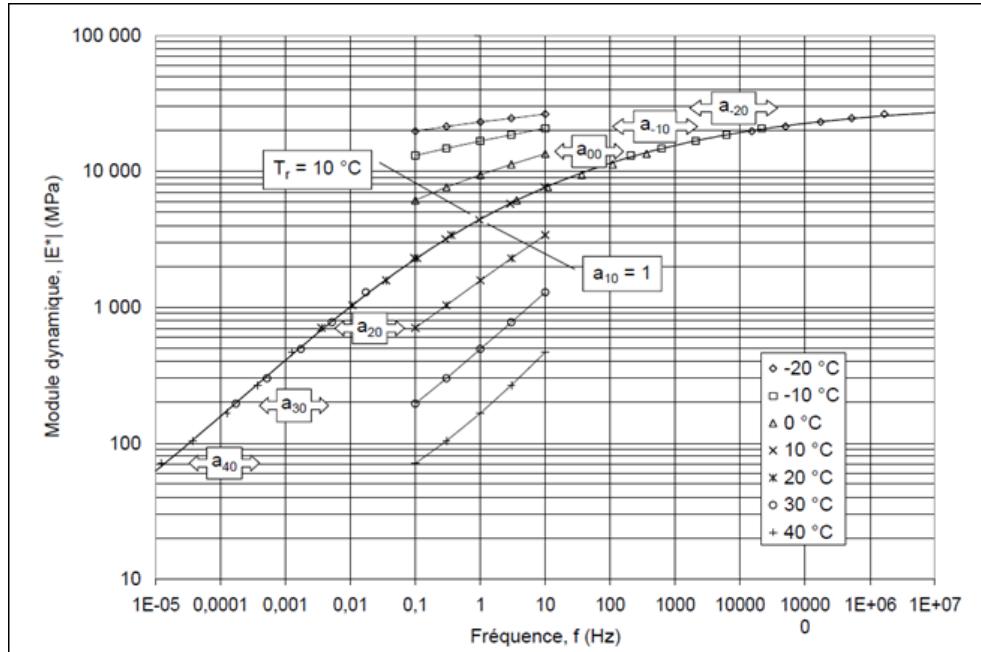


Figure 1.21 Représentation de la courbe maîtresse d'un enrobé à partir des isothermes entre -20°C et +40°C (température de référence : 10°C)
Tirée de Doucet et Auger (2010, p. 27)

1.2.1.3 Modèles de modélisation des comportements de l'enrobé en petites déformations

Des modèles permettant de modéliser le comportement en petites déformations de l'enrobé ont été proposés par plusieurs chercheurs, tels que Kelvin-Voigt, Maxwell ou Huet-Sayegh. Ils permettent de retracer les courbes de module complexe à partir de certains paramètres et ainsi de calculer le module complexe d'un enrobé pour toute température et fréquence à partir de leur équation (Perret, 2003).

Pour décrire le comportement viscoélastique en petites déformations d'un enrobé, les modèles utilisent des éléments simples, principalement des ressorts et des amortisseur associés en série ou en parallèle. Le ressort schématise le comportement élastique du solide parfait alors que l'amortisseur parabolique représente le caractère visqueux du fluide newtonien (Perret, 2003). Le modèle analogique de Huet-Sayegh (*Voir Figure 1.22*) est un

modèle performant permettant de reproduire les courbes de module complexe dans leur ensemble à partir de certains paramètres : les ressorts E_0 et E_∞ et les amortisseurs paraboliques k et h . Il en résulte les équations (1.8), (1.9) et (1.10) pour trouver le module complexe (Doucet et Auger, 2010).

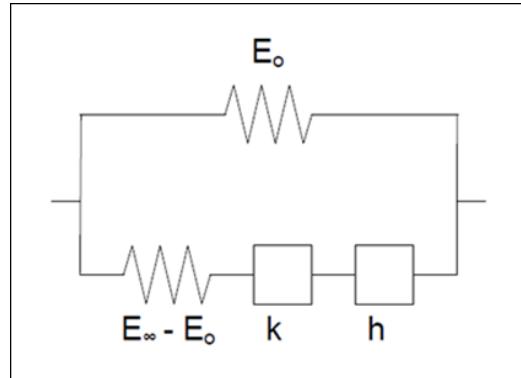


Figure 1.22 Représentation analogique du modèle de Huet-Sayegh
Tirée de Doucet et Auger (2010, p. 30)

$$E^* = E_0 + \frac{E_\infty - E_0}{1 + \delta(i\omega\tau)^{-k} + (i\omega\tau)^{-h}} \quad (1.8)$$

$$\tau = a_T * \tau_0 \quad (1.9)$$

$$\log a_T = \frac{-C_1(T - T_r)}{C_2 + (T - T_r)} \quad (1.10)$$

Où E^* = module complexe (MPa)

E_0 = constante des ressorts (module lorsque $\omega\tau \rightarrow 0$)

E_∞ = constante des ressorts (module lorsque $\omega\tau \rightarrow \infty$)

δ = constante sans dimension

k, h = constantes telles que $0 < k < h < 1$

τ = temps de relaxation (s)

a_T = facteur de translation (MPa)

ω = pulsation (rad/s)

C_1, C_2 = constantes du matériau qui varient avec T_r

T = température (°C)

T_r = température de référence

i = nombre complexe ($i^2 = -1$)

Di Benedetto et Olard (2003) ont montré que le modèle de Huet-Sayegh ne convenait pas pour certains enrobés à très basse fréquence, donc pour un comportement purement visqueux. Le modèle 2S2P1D (*2 Springs, 2 Parabolic elements, 1 Dashpot*) introduit un amortisseur linéaire de viscosité η supplémentaire en série avec le ressort ($E_\infty - E_0$) et les deux amortisseurs paraboliques k et h (*Voir Figure 1.23*) pour parer à ce manque (Nguyen, 2009).

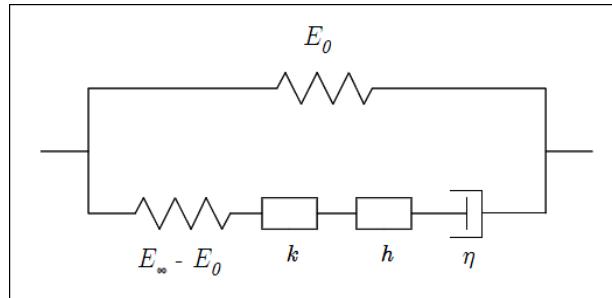


Figure 1.23 Représentation du modèle 2S2P1D
Adaptée de Nguyen (2009, p. 55)

L’expression du module complexe de la modélisation 2S2P1D devient alors :

$$E^*_{2S2P1D} = E_0 + \frac{E_\infty - E_0}{1 + \delta(i\omega\tau)^{-k} + (i\omega\tau)^{-h} + (i\omega\beta\tau)^{-1}} \quad (1.11)$$

avec les mêmes notations que pour le modèle d’Huet-Sayegh, et β une constante telle que $\eta = (E_\infty - E_0)\beta\tau$.

1.2.2 Dimensionnement des chaussées bitumineuses

1.2.2.1 Historique

Avant les années 1920, le dimensionnement des chaussées bitumineuses était qualifié d'empirique, c'est-à-dire qu'il se basait sur les observations des structures existantes et l'expérience. Les routes étaient toutes construites de la même manière, indépendamment de la nature et de la capacité portante du sol support. Quelques méthodes dites rationnelles, ou mécanistiques, ont fait leur apparition dès 1943 (Huang, 2004).

Dans les années 1960, une grande campagne de mesures a été réalisée à Ottawa, Illinois par *the American Association of State Highway Officials* (AASHO, puis AASHTO – *American Association of State Highway and Transportation Officials*). Un nombre important de structures ont été mises à l'épreuve par différents chargements et configurations d'essieux. Une grande base de données a ainsi été élaborée et permettait de déterminer empiriquement l'épaisseur d'une chaussée en fonction de la prévision du trafic et de la dégradation de celle-ci pendant une période de mise en circulation prédéfinie. Cependant, les essais sur le terrain ont été faits en un seul endroit précis (Ottawa, Illinois), ce qui limite son utilisation pour d'autres contextes géographiques et climatiques (Willis et Timm, 2009).

Vers 1970, la première ébauche de la méthode de dimensionnement française est née. C'est une méthode dite rationnelle. Elle se base sur des simulations en laboratoire et prend en compte l'orniérage des couches de surface, la remontée des fissures de retrait, la compactibilité, la tenue à l'eau et d'autres aspects liés à la durabilité des matériaux. La rupture par fatigue des couches liées, l'orniérage du support non lié et le comportement vis-à-vis du phénomène de gel-dégel est vérifié par le biais de modèles de calcul (Di Benedetto et Corté, 2004).

1.2.2.2 Approche mécanistique-empirique

D'après Perret (2003), il est impossible d'utiliser un modèle purement analytique pour le dimensionnement des chaussées en raison du trop grand nombre de paramètres à prendre en compte. Les méthodes mécanistiques-empiriques (M-E) qui se basent sur l'étude de la rigidité et de la résistance à l'endommagement de la chaussée en fonction des matériaux qui la composent permettent de calculer la distribution des contraintes et des déformations dans sa structure et de déterminer les sollicitations admissibles (Doucet et Auger, 2010 ; LCPC 2010). Le trafic, le climat et l'environnement et les propriétés des matériaux définissent empiriquement la structure de la chaussée, c'est-à-dire les types d'enrobés ou de matériaux granulaires qui constitueront les couches de la chaussée ainsi que leur épaisseur. Des lois de comportement et des analyses mécaniques en laboratoire permettent alors de prédire la réponse de la chaussée au niveau des contraintes et des déformations. Des modèles de performance et fonctions de transfert couplées à l'hypothèse de Miner qui dit que l'endommagement total correspond au cumul linéaire de tous les dommages, sont utilisées pour déterminer la performance globale et la durée de vie de la chaussée (SETRA, 1994 ; Perret, 2003 ; Willis et Timm, 2009). Il est nécessaire de connaître les déformations induites dans la chaussée et les lois de dégradations qu'elles suivent. Ce point sera abordé dans la suite de ce chapitre. La Figure 1.24 schématise le principe de la méthode M-E.

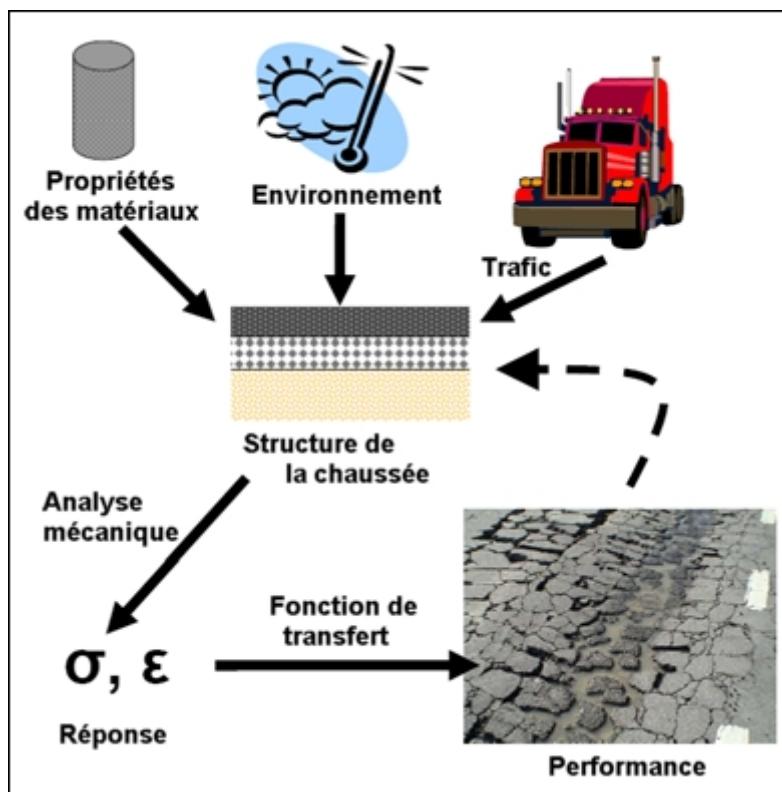


Figure 1.24 Principe de la méthode de dimensionnement mécanistique-empirique
Adaptée de Willis et Timm (2009, p. 18)

Le trafic

Seuls sont pris en compte les passages de poids lourds, les véhicules légers ayant une influence de l'ordre du million de fois inférieure sur l'intégrité de la chaussée (Bodin, 2002). Le trafic est évalué en termes d'essieux équivalents. Cela signifie que n'importe quelle charge appliquée sur la chaussée peut être modélisée par un multiple de l'essieu standard équivalent (AASHTO, 1993). Au Québec, l'équivalent charge axiale simple (ÉCAS) est de 80 kN (8 t) alors qu'en France, l'essieu équivalent est égal à 130 kN (13 t).

Le nombre de poids lourds qui empruntent la chaussée chaque jour est également estimé : c'est le débit journalier moyen annuel (DJMA) au Québec ou la moyenne journalière annuelle (MJA) en France. Il sert à définir différentes classes de trafic (SETRA, 1994). La classification française est présentée au Tableau 1.5.

Tableau 1.5 Définition des classes de trafic françaises
Tiré de SETRA (1994, p. 147)

Classe	T5	T4	T3		T2		T1		T0		TS		TEX
	T3 ⁻	T3 ⁺	T2 ⁻	T2 ⁺	T1 ⁻	T1 ⁺	T0 ⁻	T0 ⁺	TS ⁻	TS ⁺			
MJA	0	25	50	85	150	200	300	500	750	1200	2000	3000	5000

Le climat et l'environnement

Comme mentionné précédemment, la connaissance du climat local est très importante lors de la construction ou de la reconstruction d'une chaussée. En effet, le bitume étant un matériau thermosensible, son comportement varie avec les changements de température (*Voir* 1.1.2.3). A noter que l'ampleur des précipitations ainsi que la profondeur d'une éventuelle nappe phréatique et la durée des cycles de gel-dégel sont également à prendre en compte (SETRA, 1994). Au Québec, le MTQ a divisé la province en trois zones climatiques ayant chacune des recommandations spéciales pour les classes de bitume à considérer pour les couches de roulement et de base de la chaussée. Le document en ANNEXE II présente les recommandations du MTQ pour le choix des matériaux en fonction du trafic et du climat au Québec ainsi que les trois zones climatiques et les tolérances pour différents essais sur les granulats.

1.3 Déformations des chaussées bitumineuses

1.3.1 Introduction

Le dimensionnement des chaussées avec une approche mécanistique-empirique s'appuie sur des essais de laboratoire et des lois de comportement pour prédire entre autres la réponse de la chaussée aux effets de trafic. Des tests en conditions réelles doivent néanmoins être réalisés pour valider ces théories.

Les contraintes et les déformations internes de la chaussée peuvent être mesurées à l'aide de sondes et de jauge placées à l'intérieur des différentes couches. Des campagnes de mesures

sont régulièrement effectuées à travers le monde, notamment à l’Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l’Aménagement et des Réseaux (IFSTTAR) à Lyon en France (El Abd, 2006), à l’École Polytechnique Fédérale de Lausanne en Suisse (Perret, 2003), au National Center for Asphalt Technology (NCAT) à Auburn University aux États-Unis (Timm et Priest, 2004 ; Willis et Timm, 2009) et au site expérimental routier de l’université de Laval (SERUL), au Québec (Wurckler, 2010). Des camions dont le chargement et le poids par essieu est connu font des passages sur les sections instrumentées et les réponses des jauge sont enregistrées en temps réelles pour une analyse ultérieure. Ces données récoltées peuvent ensuite être comparées aux modélisations pour valider les modèles de performance et les fonctions de transfert.

Pour la suite de cette partie, il est nécessaire de définir certains termes qui seront utilisés fréquemment. Il est important de noter la différence entre les termes de contraintes et de déformations.

Directions unidimensionnelles

Longitudinale : Direction horizontale parallèle au sens de circulation et des roues

Transversale : Direction horizontale perpendiculaire au sens de circulation et des roues

Verticale : Direction perpendiculaire au plan de la chaussée

Contraintes

Traction : Contrainte qui tend à allonger l’élément sur lequel elle s’applique

Compression : Contrainte qui tend à diminuer la longueur de l’élément sur lequel elle s’applique

Déformations

Extension : Déformation qui résulte en un allongement du matériau

Contraction : Déformation qui résulte en un raccourcissement du matériau

1.3.2 Constraintes et déformations dans la chaussée

1.3.2.1 Vitesse et fréquence de sollicitation

En raison des propriétés du bitume contenu dans les enrobés bitumineux, ces derniers ont un comportement dépendant de leur fréquence de sollicitation. Il a été démontré que la vitesse d'un véhicule est directement liée à cette fréquence de sollicitation par l'Équation (1.12) (Francken, 1997). Cette relation étant linéaire, plus un véhicule est lent, plus la fréquence de sollicitation est basse et plus l'enrobé aura un comportement visqueux. Inversement, plus la vitesse est élevée, plus la fréquence est élevée, plus l'enrobé tendra vers un comportement purement élastique (Doucet et St-Laurent, 2008).

$$f = 0,45 * v \quad (1.12)$$

f est la fréquence en Hz et v la vitesse en km/h.

Cette relation permet d'établir une correspondance entre les résultats obtenus lors d'essais en situation réelle, où la vitesse des véhicules est connue, et les tests en laboratoire, comme l'essai de module complexe, où la fréquence de sollicitation est maîtrisée.

1.3.2.2 Relations contraintes/déformations

La loi de Hooke (*Voir* équation (1.1)) peut être généralisée sous forme matricielle pour les systèmes à trois dimensions pour les matériaux isotropes (*Voir* équations (1.13) et (1.14)). En plus du module d'élasticité E , le coefficient de Poisson ν est nécessaire pour définir le comportement des matériaux (Perret, 2003). Ce coefficient caractérise la contraction de la matière perpendiculairement à la direction de l'effort appliqué selon l'équation (1.15).

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_X \\ \varepsilon_Y \\ \varepsilon_Z \end{bmatrix} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\nu & -\nu \\ -\nu & 1 & -\nu \\ -\nu & -\nu & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_X \\ \sigma_Y \\ \sigma_Z \end{bmatrix} \quad (1.13)$$

$$\begin{bmatrix} \sigma_X \\ \sigma_Y \\ \sigma_Z \end{bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu \\ \nu & 1-\nu & \nu \\ \nu & \nu & 1-\nu \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_X \\ \varepsilon_Y \\ \varepsilon_Z \end{bmatrix} \quad (1.14)$$

$$\nu = \frac{\text{contraction transversale unitaire}}{\text{allongement axial unitaire}} = \frac{(l_0 - l)/l_0}{(L - L_0)/L_0} \quad (1.15)$$

Où l_0 est la largeur et L_0 la hauteur de l'éprouvette au repos, l la largeur et L la hauteur de l'éprouvette après chargement.

Le coefficient de Poisson est généralement pris égal à 0,35 pour les couches d'enrobé, 0,40 pour les graves non traitées et 0,45 pour le sol d'infrastructure (Winters, 1993).

1.3.2.3 Déformations sous charge roulante

L'application d'une charge sur une chaussée provoque des contraintes de compression et de traction dans les couches d'enrobé (*Voir Figure 1.25*). Directement sous le point d'application, les couches sont comprimées verticalement. Horizontalement, elles sont assimilées à des poutres en flexion : le bas de la couche subit une traction alors que le haut est comprimé (Perret, 2003 ; Di Benedetto et Corté, 2004 ; Nguyen, 2009). Le point le plus sensible est le bas des couches, où la traction est la plus élevée, conduisant au phénomène de fatigue et à l'apparition de fissures. Si les couches d'enrobé sont collées, l'état de contrainte horizontal dépend de la position de l'axe neutre : il se peut alors que le bas d'une couche de revêtement se trouve en compression si cet axe neutre se trouve être plus en profondeur (Perret, 2003).

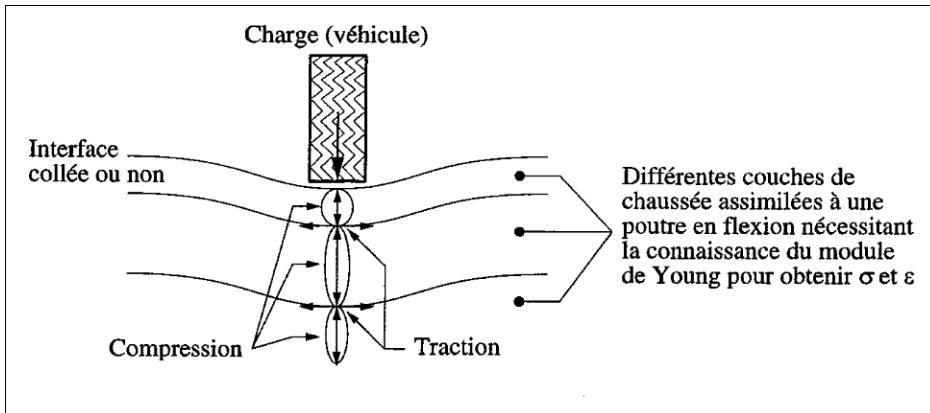


Figure 1.25 Schématisation des sollicitations induites par le trafic
Adaptée de Di Benedetto et Corté (2004, p. 77)

Lorsque la charge est en mouvement, comme dans le cas d'une roue, et se dirige vers un point de mesure A situé en bas de couche (Voir Figure 1.26), cette dernière subit une déformation horizontale de type contraction/extension/contraction dans le sens longitudinal due à l'approche, au passage et à l'éloignement de la roue (Voir Figure 1.27 et 1.28). Les déformations transversales sont quant à elles uniquement des extensions pour l'ensemble du passage de la roue (De La Roche et Odéon, 1993 ; Perret, 2003).

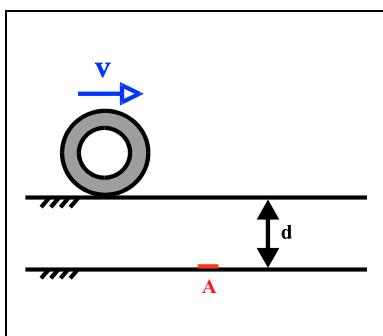


Figure 1.26 Roue approchant une jauge axiale A placée à une profondeur d à vitesse V
Tirée de Soltani (1998)

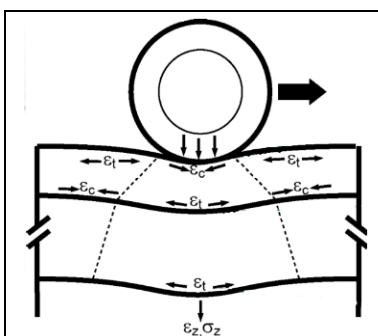


Figure 1.27 Déformations longitudinales de la chaussée
Tirée de Fachon, Grellet et Doré (2011)

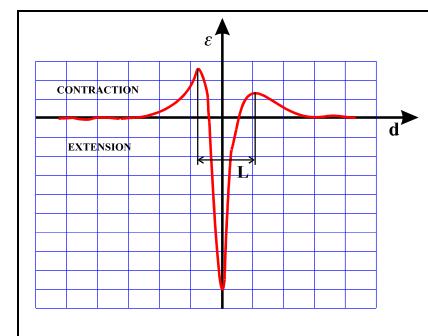


Figure 1.28 Profil de déformation longitudinal au point A sous le passage de la roue
Tirée de Soltani (1998)

Longitudinalement, la contraction précédant le pic d'extension est plus élevée que celle suivant le pic. Cette dissymétrie est attribuable au caractère viscoélastique de l'enrobé (Bodin, 2002) et est d'autant plus importante que la température est élevée (Soltani, 1998).

Une légère dissymétrie s'observe également dans le profil de déformation transversal, où le retour à l'état de repos après le pic d'extension est plus lent (*Voir Figure 1.29 : déformations transversales*). L'amplitude maximale de déformation se produit lorsque la charge est à la verticale du dispositif de mesure et elles sont égales dans les deux directions longitudinales et transversales (*Voir Figure 1.29*) (Perret, 2003).

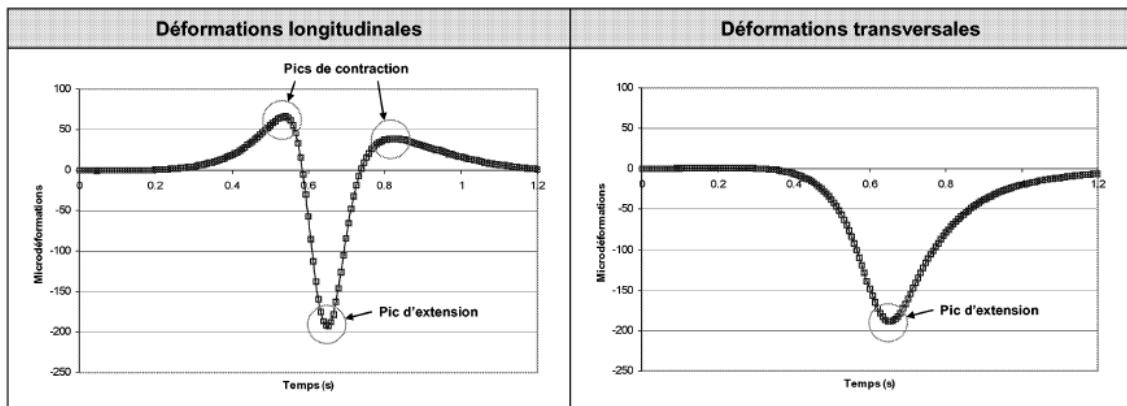


Figure 1.29 Profils de déformations longitudinal et transversal
Tirée de Perret (2003, p. 63)

Des enregistrements longs, sur toute la durée du passage du poids lourds, permettent de visualiser l'impact de chaque essieu sur les déformations internes de la chaussée (*Voir Figure 1.30*). Même si le caractère viscoélastique des enrobés bitumineux rend la chaussée plus vulnérable pour des vitesses lentes ou à l'arrêt, Perret (2003) avance qu'une vitesse très élevée ou des essieux rapprochés sont encore plus préjudiciables pour celle-ci car il peut se produire une superposition des pics d'extension si le retour au repos de l'enrobé n'est pas assez rapide.

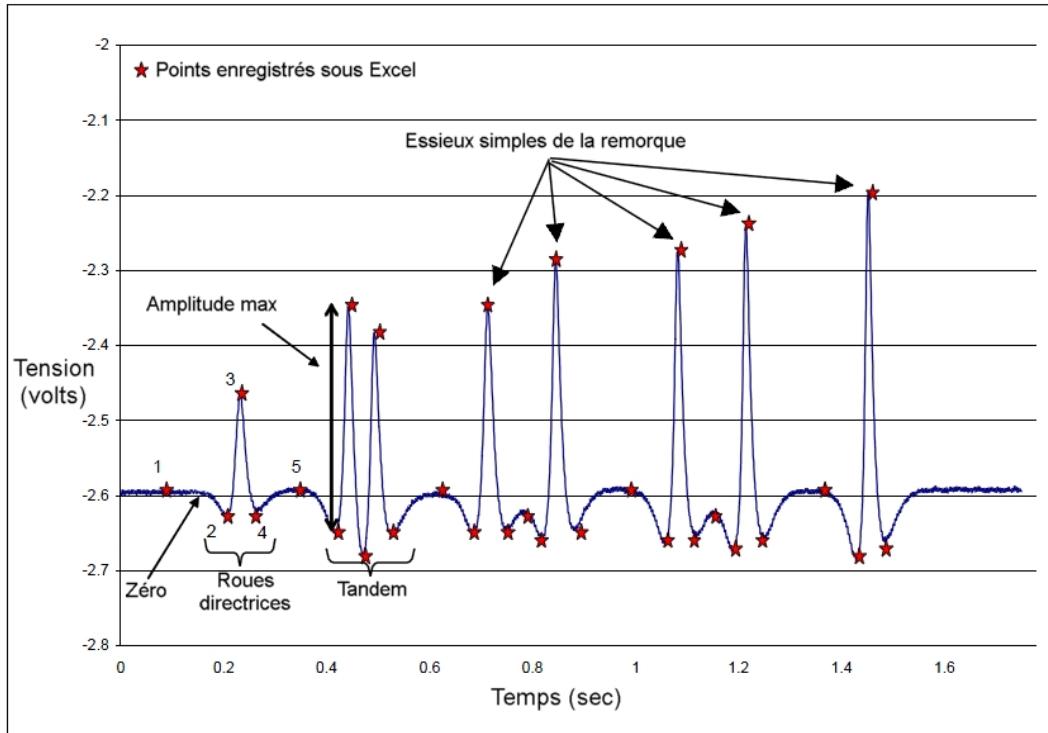


Figure 1.30 Enregistrement de la déformation longitudinale sous le passage d'un poids lourd
Adaptée de Timm et Priest (2004, p.6)

Les paramètres qui influencent le plus la déformation des chaussées sont (Perret, 2003) :

- la charge totale appliquée à la chaussée;
- l'épaisseur des couches;
- la température.

Et dans une moindre mesure :

- la fréquence de sollicitation, reliée à la vitesse des véhicules;
- le type de pneu et d'essieu (essieu simple, double, roues jumelées, pression ...).

1.3.3 Les dégradations des chaussées

Sous l'effet des charges de trafic et des conditions climatiques (changements de température, intempéries), les enrobés bitumineux peuvent subir bon nombre de dégradations. Les plus importantes et les plus préjudiciables pour la chaussée et la sécurité des usagers sont la

fissuration et l'orniérage (St-Laurent et Roy, 1995). Il convient également de citer d'autres problèmes qui peuvent survenir, comme l'arrachement des gravillons en surface, dû à une mauvaise cohésion entre le bitume et le squelette granulaire, les nids de poule qui apparaissent lorsque la structure présente des faiblesses au niveau de la fondation ou si le revêtement n'est pas assez épais, les affaissements ou encore les soulèvements différentiels (Perraton, 2011).

1.3.3.1 La fissuration

Les fissures apparentes à la surface de la chaussée sont soit des dégradations superficielles, soit une remontée de fissures depuis les couches inférieures. L'eau s'infiltra dans ces fissures et peut provoquer une réduction de la portance ainsi que le décollement des couches. Les fissures macroscopiques sont engendrées par une microfissuration préalable qui s'étend sous l'effet des contraintes et des déformations induites dans la chaussée. La vitesse de propagation est régie par trois phénomènes distincts, à savoir la propagation dans le mastic (bitume et filler), appelée décohésion, qui est le phénomène prépondérant, la propagation à l'interface entre les granulats et le liant (désadhésion) et le retard de propagation à cause de la présence des granulats qui font obstacle (Di Benedetto et Corté, 2004).

Différents types de fissures sont observés (Perraton, 2011) :

- les fissures transversales qui sont dues au retrait thermique, à un joint de construction transversal mal effectué, au vieillissement et à la fragilisation du bitume ou à la diminution de la section du revêtement (vis-à-vis des regards ou des puisards par exemple);
- les fissures parallèles à l'axe de la chaussée, qui, comme les précédentes, sont dues à des joints de construction mal réalisés pour une chaussée construite en plusieurs travées, ou au vieillissement du revêtement, ou encore à la ségrégation de l'enrobé à la pose;
- les fissures dans les bandes de roulement qui résultent de la fatigue des matériaux dans la structure de la chaussée. La fatigue correspond à l'ensemble du processus précédant la

- rupture. Elle apparaît lorsque le matériau est soumis à un grand nombre de cycles ($>10^6$) de faibles sollicitations (MTQ, 2005);
- le faïençage général qui est engendré par le vieillissement du bitume qui se fragilise, au phénomène de fatigue ou à une capacité portante insuffisante.

1.3.3.2 L'orniérage

Une ornière est un affaissement, une dépression, visible à la surface de la chaussée et localisée dans la trace des roues. Elles peuvent être de grand ou de faible rayon (Genest *et al.*, 2005). Dans tous les cas, la profondeur jugée acceptable d'une ornière, pour laquelle des travaux de réfection ne sont pas encore nécessaire est de 8 à 10 mm (Perraton, 2011).

Les ornières à grand rayon prennent leur origine dans les couches de fondation. Elles sont dues à une mauvaise estimation des épaisseurs des couches ou des charges de trafic, ou à un manque de compactage des couches inférieures, ou à un drainage insuffisant, ou au phénomène de gel-dégel ou encore à un tassement du sol d'infrastructure. Les ornières à faible rayon sont généralement des conséquences de problèmes liés aux couches supérieures, en enrobé. Les ornières dites de consolidation se produisent lorsque les enrobés se trouve à être sous-compactés ou que la teneur en bitume est trop faible pour combler assez de vides : les charges de trafic ont tendance à compacter d'avantage l'enrobé pour qu'il puisse être en mesure de leur opposer la résistance adéquate. Les agrégats subissent un réarrangement, l'enrobé se densifie (la teneur en vides peut alors passer de 8 à 4 % selon le type d'enrobé (Lamothe, 2004)) et les ornières apparaissent. Les ornières de fluages sont la suite chronologique des ornières de consolidation : l'enrobé, sur-compacté cette fois-ci, est comprimé sous la roue et, tout en gardant un volume constant, est évacué de part et d'autre de la charge en formant des bourrelets. Enfin, les ornières d'usure résultent comme leur nom l'indique, de l'usure normale des routes à grand trafic. Elles sont dues au polissage, à l'arrachement ou au désenrobage des granulats qui se trouve en surface (Parker et Brown, 1991).

1.3.4 Instrumentation

Pour mesurer les contraintes et les déformations, différents types de jauge et capteurs sont installés à l'intérieur même des couches d'enrobé. Pour cela, ils se doivent d'être résistants. À la mise en place, le passage répété des compacteurs peut s'avérer fatal ou, dans une moindre mesure, déplacer les jauge de leur position initiale. Pour parer à ces éventualités, l'utilisation de carottes instrumentées est parfois choisie. La carotte est réalisée en laboratoire et installée dans la chaussée une fois celle-ci entièrement construite. La pose de câbles ou de fibre optique est également à envisager pour relier les jauge à une boîte d'acquisition, le plus souvent placée sur le bord de la chaussée.

1.3.4.1 Jauge de déformation

Les jauge de déformation sont des capteurs en forme de H sensibles à l'extension et la contraction des matériaux qui les entourent (*Voir Figure 1.31*). Elles sont placées horizontalement, dans le sens longitudinal ou transversal, à la profondeur souhaitée. L'homogénéité du matériau dans l'environnement direct de la jauge est primordial pour que les données récoltées soient représentatives des déformations de l'ensemble de la couche (Priest et Timm, 2006).

Un défaut d'horizontalité ou de positionnement de ce type de jauge a un impact direct sur les valeurs enregistrées. Ces défauts peuvent être repérés en effectuant des passes de poids lourds dans les deux sens de circulation et en comparant les formes des signaux : s'ils sont semblables, la jauge a de plus grandes chances d'être bien positionnée (Perret, 2003).

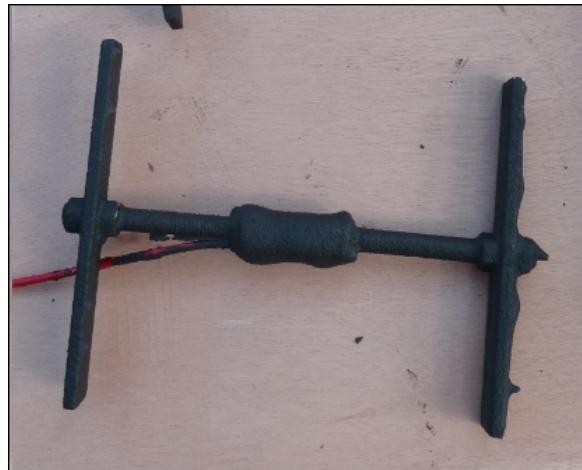


Figure 1.31 Jauge de déformation

1.3.4.2 Déflectomètre multi-niveaux

Pour mesurer les déflexions verticales en différentes profondeurs de la chaussée, un deflectomètre multi-niveaux est utilisé sur l'épaisseur totale de celle-ci. Il est composé de plusieurs parties mobiles qui suivent le tassement de chaque couche et arrivent jusqu'en surface où un capteur de mesure relève ces tassements (*Voir Figure 1.32*) (Wurckler, 2010).

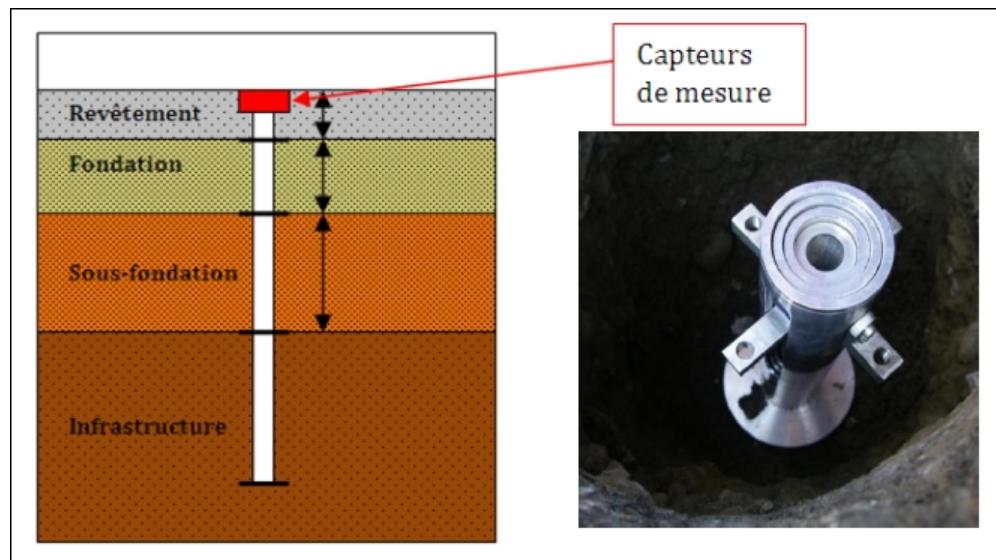


Figure 1.32 Schéma d'installation du déflectomètre dans la structure de la chaussée
Adaptée de Wurckler (2010, p. 48)

1.3.4.3 Carotte instrumentée

La carotte est extraite de la chaussée afin de maintenir une homogénéité des matériaux dans la zone de mesures, instrumentée et replacée en veillant bien à ce que l'enrobé soit bien compacté à proximité de celle-ci (*Voir Figure 1.33*). Les jauge sont collées à l'aide de colle époxy sur la carotte et reliée à la boîte d'acquisition par un réseau de fibres optiques. Il est nécessaire de calibrer ce type de jauge avec un banc de calibrage (Doré *et al.*, 2009).

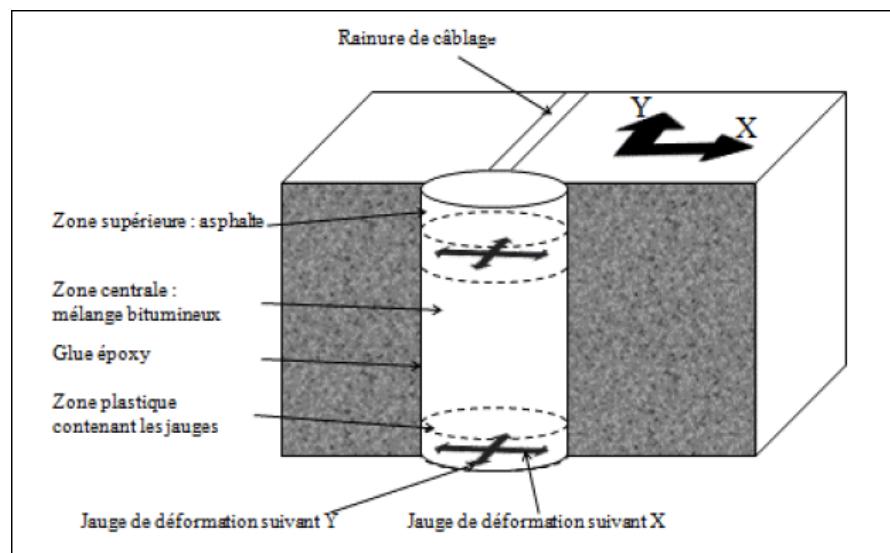


Figure 1.33 Implantation d'une carotte instrumentée
Tirée de Wurckler (2010, p. 47)

1.3.5 Le déflectomètre à masse tombante (FWD)

Une fois la chaussée instrumentée, des essais de chargement sont effectués dans le but de mesurer la réponse des couches d'enrobé. Une technique utilisée est le passage de véhicules (camions) dont la surface de contact et la pression des pneus, le poids de chaque essieu et la vitesse sont connus. Dans ce projet, un autre mode de chargement a été utilisé. Il s'agit du déflectomètre à masse tombante.

L'essai de deflectomètre à masse tombante (*Falling Weight Deflectometer* – FWD en anglais) est une technique non-destructive d'auscultation des chaussées. Il permet entre autres de quantifier *in situ* les modules élastiques des couches constitutantes d'une chaussée. Par contre, il ne reproduit pas l'effet de rotation des axes des contraintes comme c'est le cas lors du passage d'une roue (Grenier, 2007).

1.3.5.1 Description de l'appareil

Les premiers appareils datent des années 1960 et n'ont cessé d'être perfectionnés et normalisés depuis. Aujourd'hui, le dispositif de chargement dynamique est généralement installé dans une remorque (*Voir Figure 1.34*). Il est constitué d'une plaque circulaire de 300 ou 450 mm de diamètre, appelée plaque de chargement, qui est en contact direct avec le revêtement. Elle peut être segmentée en deux ou quatre sections pour une meilleure assise sur la chaussée. Un coussin de caoutchouc est présent sous la plaque pour une distribution égale et uniforme de la charge sur toute la surface de contact. La charge dynamique est créée par une masse qui tombe en chute libre sur une enclume comportant des amortisseurs et qui transmet cette charge à la plaque circulaire. Une cellule de charge est placée entre l'enclume et la plaque de chargement pour mesurer la force appliquée. Des géophones sont disposés directement sous la plaque de chargement et sur une règle graduée à des distances précises du centre de la plaque (*Voir Figure 1.35*) (Grenier, 2007). En changeant la hauteur de chute, la charge dynamique peut varier entre 7 et 120 kN pour un FWD ou 30 et 240 kN pour un *Heavy Weight Deflectometer*. La hauteur de chute et donc la force appliquée sont fixées en fonction de la nature de la structure testée (Wurckler, 2010).



Figure 1.34 Déflectomètre à masse tombante

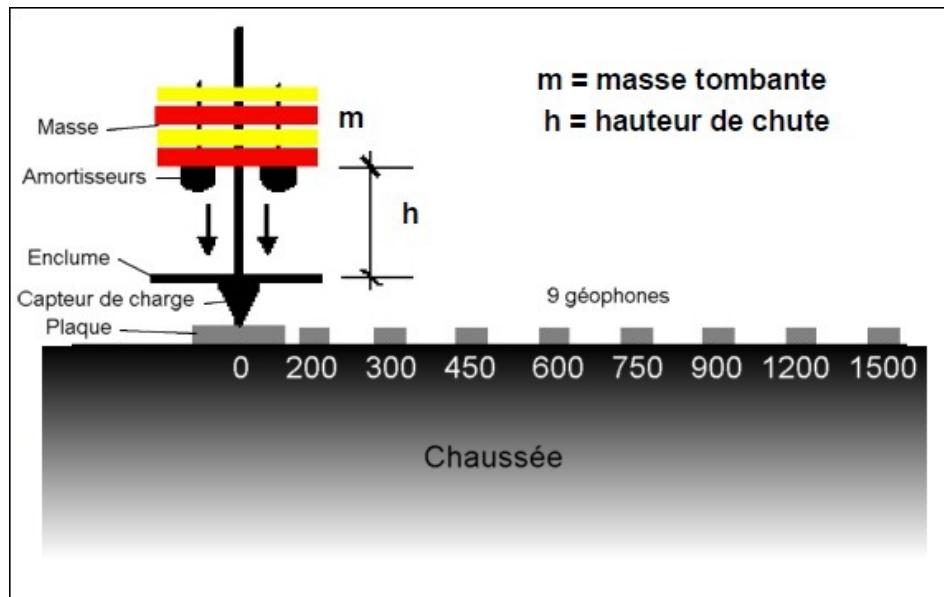


Figure 1.35 Schéma du FWD
Adaptée de Wurckler (2010, p. 19)

1.3.5.2 Principe de l'essai

L'essai de FWD présente différents intérêts concernant l'auscultation des chaussées. Il permet (COST 2005) :

- d'effectuer une comparaison relative entre les chaussées en mesurant les déflexions;
- de déterminer la capacité portante des chaussées bitumineuses, semi-rigides ou rigides;
- de quantifier les modules élastiques des différentes couches de matériaux;
- de calculer les contraintes et les déformations au sein de la chaussée;
- d'effectuer un contrôle qualité pendant la construction.

Lorsque la masse, ajustable jusqu'à 720 kg, tombe en chute libre d'une hauteur précise (jusqu'à 420 mm), les géophones, au nombre de sept ou neuf et sur une distance pouvant aller jusqu'à 2 m, mesurent la déflexion de la chaussée en temps réel, c'est-à-dire le déplacement vertical de celle-ci dû à l'impact de la masse sur la surface. Les données sont directement enregistrées sur un ordinateur par l'intermédiaire d'un système d'acquisition. La durée de l'impulsion est d'environ 28 ms, ce qui correspond à une fréquence de 30 Hz ou d'une vitesse de 70 km/h (Grenier, 2007 ; Wurckler, 2010). Mais cette durée peut varier légèrement en fonction de la masse utilisée, de la hauteur de chute, des propriétés mécaniques des amortisseurs, de la plaque de chargement et du coussin de caoutchouc (Bensten *et al.*, 1989), de la forme des amortisseurs (Lukanen, 1992) et de la profondeur (Grenier, 2007).

L'enregistrement complet d'un essai comporte plusieurs données intéressantes. L'historique de chargement permet de visualiser la charge maximale appliquée Q_{max} alors que l'historique des déflexions montre pour chaque géophone la déflexion maximale atteinte D_i . Le tracé de ces déflexions maximales D_i en fonction de la position du capteur représente le bassin de déflexion de la chaussée (*Voir Figure 1.36*). L'analyse de ce dernier constitue une approche statique de comportement et permet d'évaluer principalement la capacité structurale (Grenier, 2007), comme le montre le Tableau 1.6. Le paramètre D_i correspond à la déflexion maximale sous le géophone à la distance i (par exemple, D_{300} est la déflexion sous le

géophone placé à 300 mm du centre de la plaque de chargement). r_i est la distance du géophone au centre de la plaque ($r_{300} = 300 \text{ mm}$). Les Tableau 1.7 et Tableau 1.8 permettent d'évaluer les performances de la chaussée en fonction des résultats des calculs.

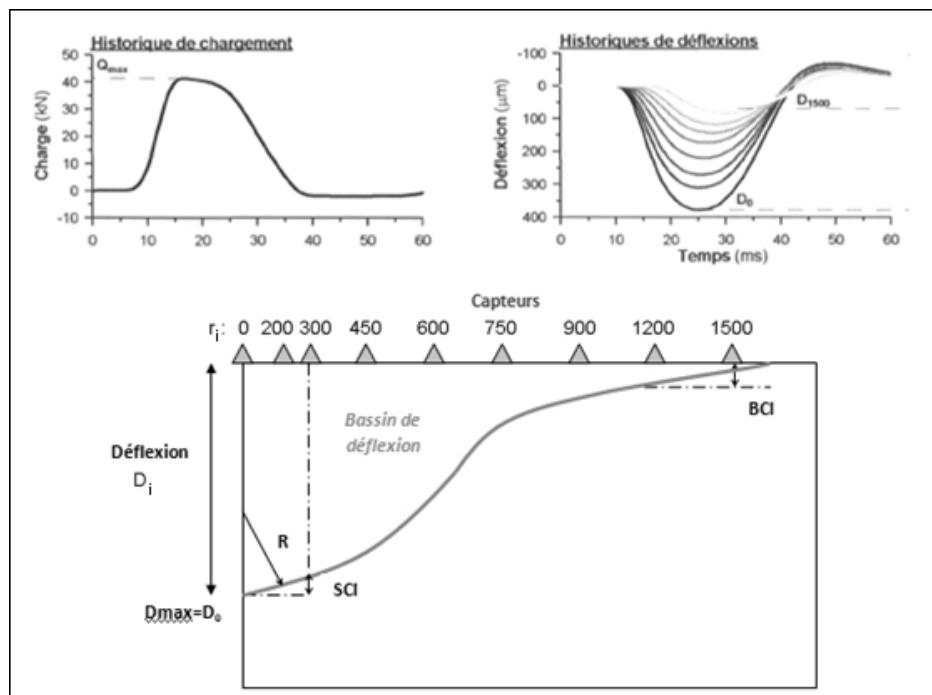


Figure 1.36 Historiques de chargement et de déflexions et bassin de déflexion
Tirée de Wurckler (2010, p.24)

Tableau 1.6 Principaux paramètres du bassin de déflexion de l'essai FWD
Adapté de Grenier (2007, p. 37)

Paramètre	Description	Enseignements
Déflexion maximale (μm)	D_0	Qualité structurale globale de la chaussée
Indice de courbure (μm)	$SCI = D_0 - D_{300}$	Rigidité des premiers 200 mm
Indice de dommage de la base (μm)	$BDI = D_{300} - D_{600}$	Rigidité de la couche de fondation supérieure entre 200 et 400 mm
Indice de courbure de la base (μm)	$BCI = D_{600} - D_{900}$	Rigidité de la couche de sous-fondation entre 400 et 800 mm
Aire du bassin de déflexion normalisée (mm)	$A_N = \frac{1}{D_0} \sum_{i=1}^{n_{capteur}-1} (D_i + D_{i+1})(r_{i+1} - r_i)$	Rigidité relative de la structure de la chaussée
Module de rigidité de l'impulsion ($\text{kN}/\mu\text{m}$)	$ISM = \frac{Q_{max}}{D_0}$	Rigidité globale de la chaussée

Tableau 1.7 Condition structurale de la chaussée selon les paramètres de déflexion
Tiré de Grenier (2007, p. 44)

A_N	D_0	Condition structurale de la chaussée
Faible	Faible	Structure faible, sol fort
Faible	Élevé	Structure faible, sol faible
Élevée	Faible	Structure forte, sol fort
Élevée	Élevé	Structure forte, sol faible

Tableau 1.8 Rigidité des couches de la chaussée
Tiré de Grenier (2007, p. 45)

Épaisseur du revêtement (mm)	> 125	62-125	13-62	< 13
Revêtement Indice de courbure $SCI = D_0 - D_{300}$ (μm)	Très rigide	< 101,6	< 152,4	< 304,8
	Rigide	101,6 - 152,4	152,4 - 254	304,8 - 457,2
	Moyen	152,4 - 203,2	254 - 381	457,2 - 609,6
	Faible	203,2 - 254	381 - 508	609,6 - 762
	Très faible	> 254	> 508	> 762
Fondations Indice de dommage de la base $BDI = D_{300} - D_{600}$ (μm)	Très rigide	< 50,8	< 76,2	< 101,6
	Rigide	50,8 - 76,2	76,2 - 127	101,6 - 203,2
	Moyen	76,2 - 101,6	127 - 203,2	203,2 - 304,8
	Faible	101,6 - 127	203,2 - 254	304,8 - 406,4
	Très faible	> 127	> 254	> 406,4
Sol D_{1500} (μm)	Très rigide	< 25,4	< 25,4	< 25,4
	Rigide	25,4 - 35,6	25,4 - 35,6	25,4 - 35,6
	Moyen	35,6 - 45,7	35,6 - 45,7	35,6 - 45,7
	Faible	45,7 - 55,9	45,7 - 55,9	45,7 - 55,9
	Très faible	> 55,9	> 55,9	> 55,9

1.3.6 Rétro-calculation des modules élastiques

Avec des données expérimentales de déformation ou de déflexion, une méthode très utilisée pour calculer les modules élastiques des matériaux est un concept de calcul inverse (Ullitzd, 1998). A partir de ces données, du type et des épaisseurs des couches, des coefficients de Poisson et de la nature de l'interface (collé ou non collé), des modèles calculent les modules de chaque couche par itérations afin d'obtenir un bassin de déflexion théorique proche du réel.

Les modèles utilisés peuvent prendre en compte le caractère viscoélastique des enrobés (modèle de Huet-Sayegh) ou uniquement considérer le côté élastique du matériau. Dans le deuxième cas, les signaux de déformation sous charge roulants sont symétriques, ce qui ne correspond pas aux résultats expérimentaux, mais la concordance reste acceptable puisqu'ils fournissent « une bonne estimation des amplitudes maximales des déformations et de leur répartition latérale » (Perret, 2003). L'introduction du comportement viscoélastique ne suffit pas à lui seul pour améliorer les concordances mesures/modélisations mais permet une meilleure description de la forme générale des signaux. Parmi les logiciels, citons WESDEF, MODULUS 5.0, ELMOD5, EVERCALC, ...

Le rétro-calcul est cependant un moyen controversé pour calculer les modules élastiques de matériaux, les résultats d'un logiciel à l'autre ou d'un modèle de calcul à l'autre pouvant varier considérablement. Les essais en laboratoires sont généralement plus fiables (Perret, 2003). Actuellement, les données de FWD sont analysées à l'aide d'approches statiques (élastiques linéaires et non linéaires) alors que les conditions de chargement sont dynamiques. Des analyses dynamiques sont en cours d'élaboration, utilisant des analyses fréquentielles de Fourier qui transforment le signal complexe du FWD en une série d'ondes harmoniques pour comprendre le comportement dynamique du milieu (Grenier, 2007).

CHAPITRE 2

PRÉSENTATION DU PROJET DE RECHERCHE

L'objectif principal de ce travail de recherche est l'étude des déformations internes des couches d'une chaussée en matériaux recyclés. Dans ce chapitre, le protocole expérimental sera rapidement présenté dans un premier temps. Puis nous aborderons plus en détails la réalisation de la planche d'essai avec le choix de la chaussée et son instrumentation. Les campagnes de mesures seront ensuite présentées et les différents essais réalisés seront décrits. Enfin, sera abordé le traitement des résultats expérimentaux en décrivant les logiciels utilisés et la démarche entreprise afin d'analyser les données.

2.1 Protocole expérimental

Le présent projet de recherche se compose de trois phases principales : a) une première phase expérimentale, qui consiste en la réalisation d'une planche d'essai et en son instrumentation, puis b) la réalisation de différents essais tels que l'essai à la plaque pour mesurer la capacité portante du sol support, l'essai de pénétromètre automatique numérique dynamique assisté par ordinateur (PANDA), l'essai de deflectomètre à masse tombante (FWD) et différents carottages pour mesurer les épaisseurs réelles de couches de la chaussée, et enfin c) une phase d'exploitation de ces mesures par traitement informatique.

Les dates des principales opérations sont présentées dans le Tableau 2.1.

Tableau 2.1 Calendrier des principales opérations du projet

Date	Opération	Température
13 octobre 2010	Réalisation des essais de plaque et de PANDA sur le sol d'infrastructure avant la construction de la chaussée	-
Mi-octobre à mi-novembre 2010	Construction de la chaussée et instrumentation	-
22 novembre 2010	Première campagne d'essai du déflectomètre à masse tombante (FWD)	5°C
28 octobre 2011	Carottages	-
1 ^{er} novembre 2011	Deuxième campagne d'essai du déflectomètre à masse tombante (FWD) et carottages	5°C

2.2 Réalisation de la planche d'essai

2.2.1 Choix de la chaussée

Dans le cadre de ce projet, deux sections de route ou planches d'essai ont été instrumentées. Elles se situent à Montréal, sur l'avenue des Érables, entre les rues de Sherbrooke Est et de Rouen (*Voir Figure 2.1*). C'est une rue résidentielle ne présentant pas beaucoup de trafic lourd. Dans la suite, les deux planches d'essai seront différenciées par les noms « section 1 » et « section 2 ». La section 1 est la plus proche de la rue de Rouen et la section 2, de la rue de Sherbrooke Est.

Outre leur nom, les deux sections se différencient également par la structure de la chaussée, comme le montre la Figure 2.2. Dans les deux sections, la couche de sous-fondation est composée de MR5-TFE-A (Matériau Recyclé de type 5, avec Traitement à Froid de l'Émulsion, nommé « A ») sur une épaisseur de 240 mm. La fondation est en MR5-TFE-B (nommé « B ») sur 200 mm d'épaisseur dans la section 1 et 100 mm dans la section 2. Cette dernière comporte en plus une couche de GB-20 (Grave-Bitume) sur 100 mm. Le revêtement

est dans les deux cas fait d'une couche de 50 mm d'ESG-10 (Enrobé Semi-Grenu) surmonté de 40 mm d'EC-10 (Enrobé de Correction) et comporte la GB-20 dans la section 2. L'épaisseur totale de la chaussée est donc de 530 mm pour les deux sections.

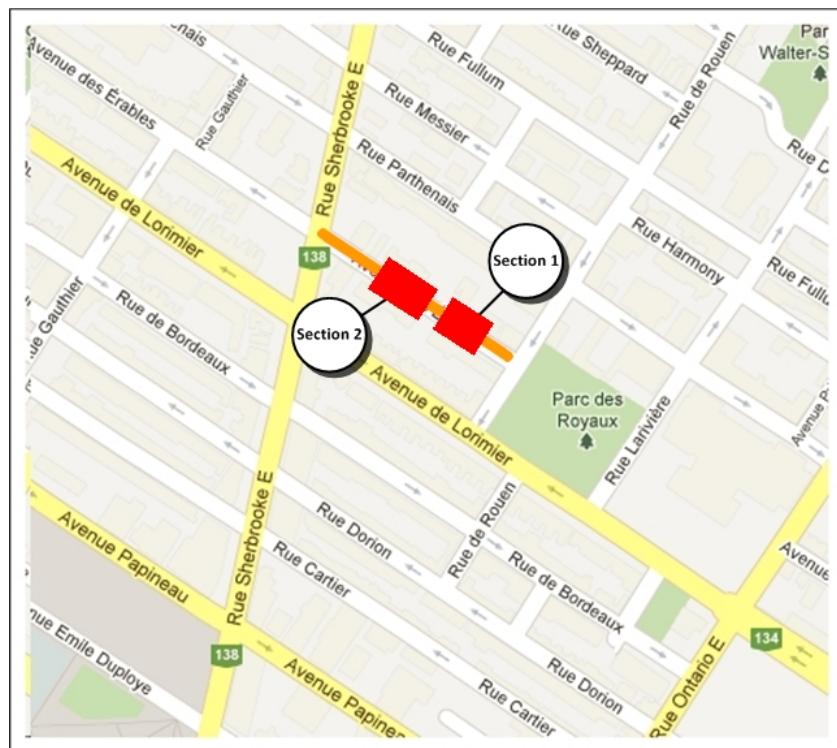


Figure 2.1 Localisation de l'avenue des Érables à Montréal, QC
Adaptée de Google Map

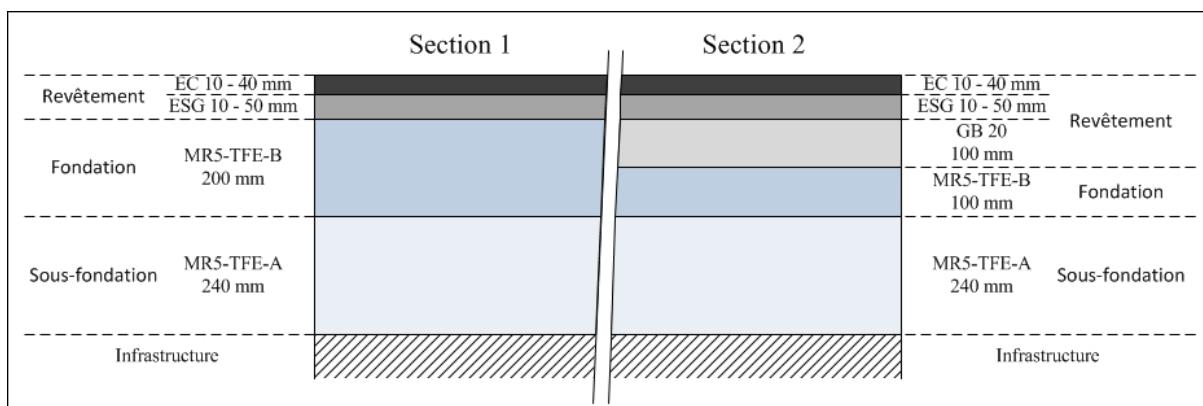


Figure 2.2 Coupe transversale de la structure de la chaussée dans les sections 1 et 2

2.2.2 Instrumentation

Dans le but ultime de mesurer la déformation des différentes couches, le choix a été fait d'implanter des jauge de déformations directement dans la chaussée. Les jauge choisies sont celles en forme de H présentées brièvement dans le premier chapitre de ce mémoire. Leurs caractéristiques plus détaillées sont fournies en ANNEXE III.

2.2.2.1 Travail préparatoire

Étalonnage des jauge

Les jauge de déformation ont été calibrées par le fabricant. Seuls les câbles de raccordement ont été remplacés car les originaux ne mesuraient que 9 m de long. Des vérifications ont ensuite été réalisées au niveau du voltage et de la résistance pour assurer le bon fonctionnement du nouveau câblage.

Choix de l'implantation des jauge

Les jauge de déformation ont été implantées à la verticale de la trace de roue supposée, soit à 2,80 m du trottoir, ce qui correspond à 2,50 m de stationnement et 0,30 m de débord. Un couple de jauge (une jauge placée longitudinalement et une jauge placée transversalement) est implanté au bas de chaque couche de la chaussée dans les sections 1 et 2 (*Voir Figures 2.3 à 2.6*). Ce qui fait un total de 6 jauge pour la section 1 dans les couches de MR5-TFE-A, MR5-TFE-B et ESG-10 et 8 jauge pour la section 2 dans les couches de MR5-TFE-A, MR5-TFE-B, GB-20 et ESG-10.

La section 1 comporte également des jauge d'humidité (WCR1, WCR2 et WCR3) ainsi que des thermocouples (T1, T2 et T3). Les mesures relevées ont fait l'objet d'un autre projet de recherche.

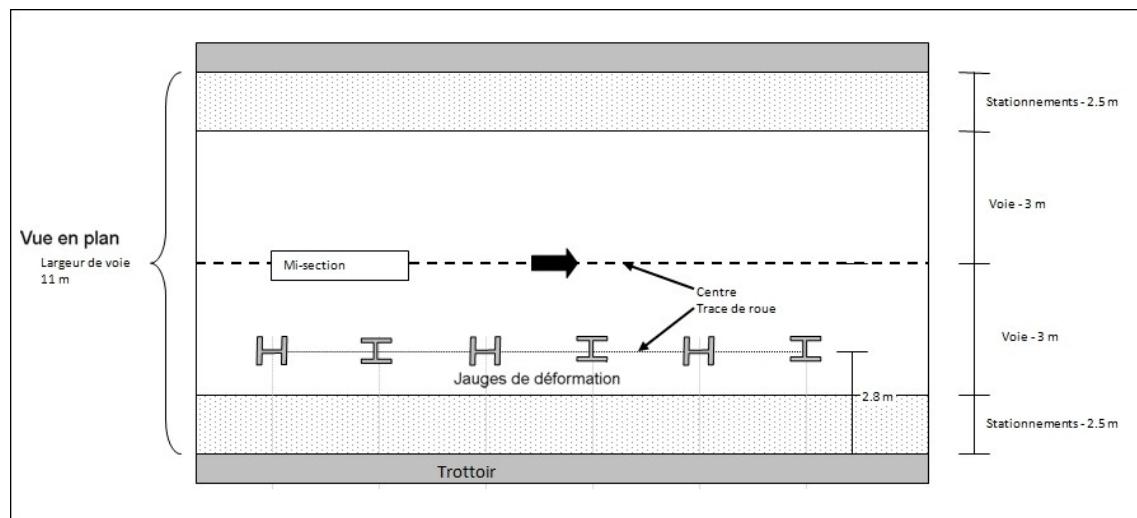


Figure 2.3 Vue en plan de l'instrumentation de la section 1

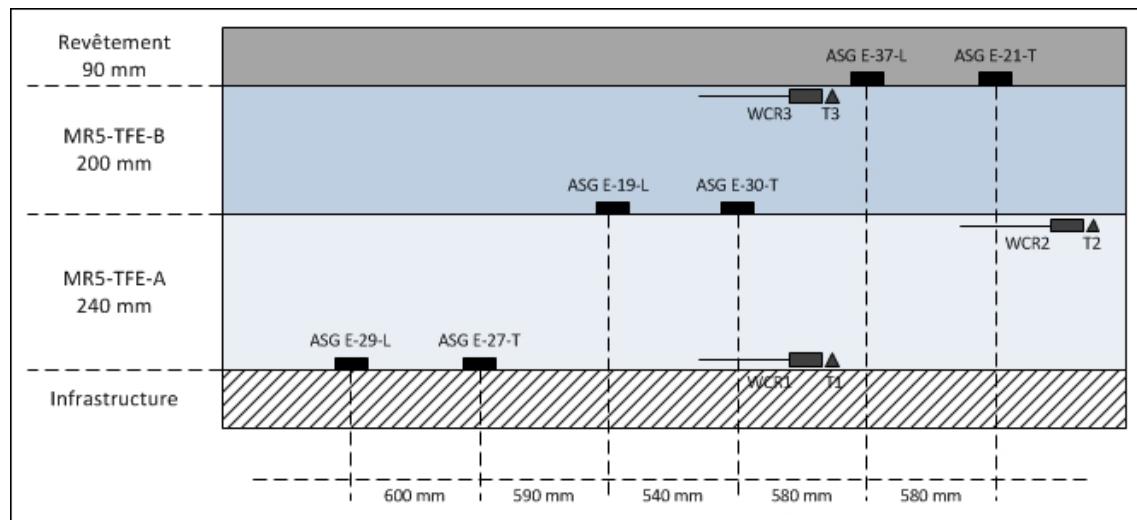


Figure 2.4 Vue en coupe de l'instrumentation de la section 1

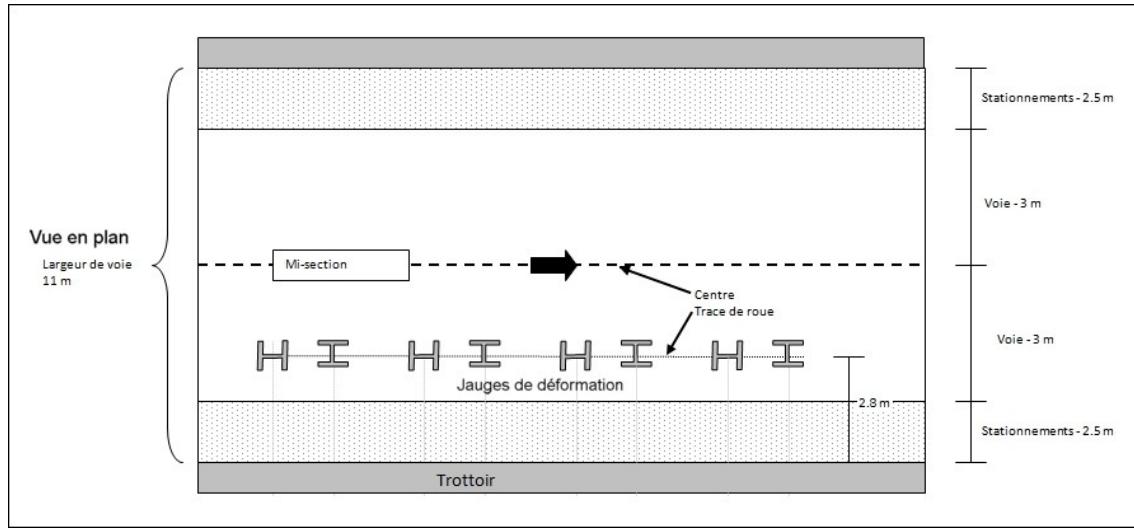


Figure 2.5 Vue en plan de l'instrumentation de la section 2

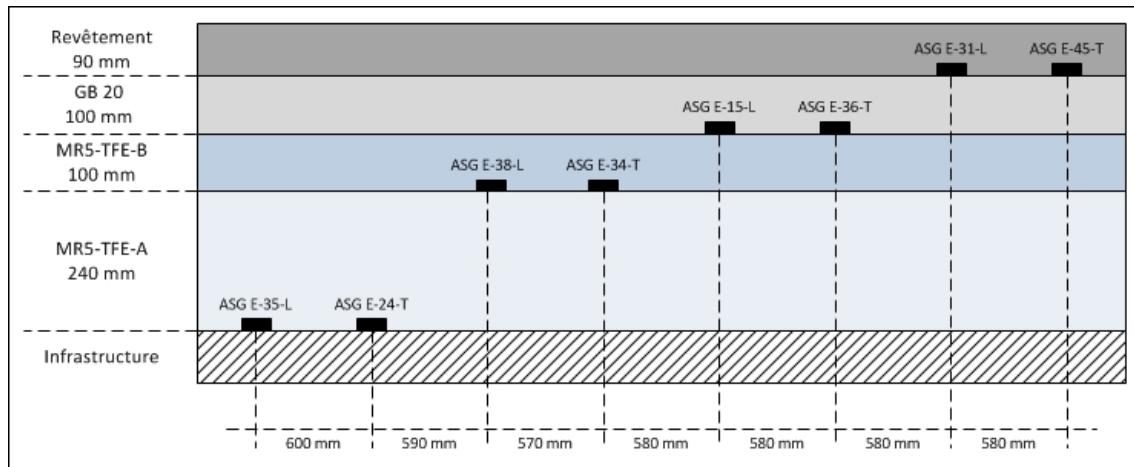


Figure 2.6 Vue en coupe de l'instrumentation de la section 2

2.2.2.2 Instrumentation in situ

L'instrumentation des planches d'essai de la rue des Érables a été réalisée en même temps que la construction de la chaussée, en octobre 2010. Un gabarit permet de localiser rapidement l'emplacement prévu de chaque jauge pour ne pas ralentir le travail des équipes d'ouvriers (*Voir Figure 2.7*). Des tuyaux métalliques et/ou en PVC protègent les câbles reliant les jauge à la boîte d'acquisition située au bord de la chaussée, sur le trottoir. Les jauge sont collées à la base de chaque couche à l'aide d'un mastic bitumineux de type ECF-

CSS-1. L'horizontalité, condition primordiale pour la mesure des déformations dans les sens transversal et longitudinal, est contrôlée à l'aide d'un niveau à bulle (*Voir Figure 2.8*). Une fois la jauge bien orientée, elle est recouverte du matériau constituant la couche de la chaussée puis un compactage est réalisé, d'abord à l'aide d'un dameur manuel (*Voir Figure 2.9*), puis le passage des rouleaux compacteurs vibrant finalisent le compactage de la couche entière d'enrobé.



Figure 2.7 Gabarit pour l'implantation des jauge de déformation et gaines pour les câbles



Figure 2.8 Vérification de l'horizontalité de la jauge



Figure 2.9 Compactage manuel de l'enrobé

2.3 Campagnes de mesures

Dans cette partie, seuls seront présentés les essais et leur réalisation. Les résultats feront l'objet du chapitre 3.

2.3.1 Essais de plaque

Avant la reconstruction de la chaussée, des essais à la plaque ont été faits pour mesurer le module sous chargement statique à la plaque (EV_2) du sol d'infrastructure, appelé module de Westergaard, qui permet de mesurer quantitativement la portance du sol analysé. Sur le site, différents endroits suivant l'axe longitudinal du tronçon instrumenté ont été testés. Les stations de mesure sont présentées à la Figure 2.10 (points P1.1 à P1.5 et P2.2 à P2.4). L'essai n'a pas été réalisé aux points P2.1 (très proche du point P1.5) et P2.5 (erreur de manipulation).

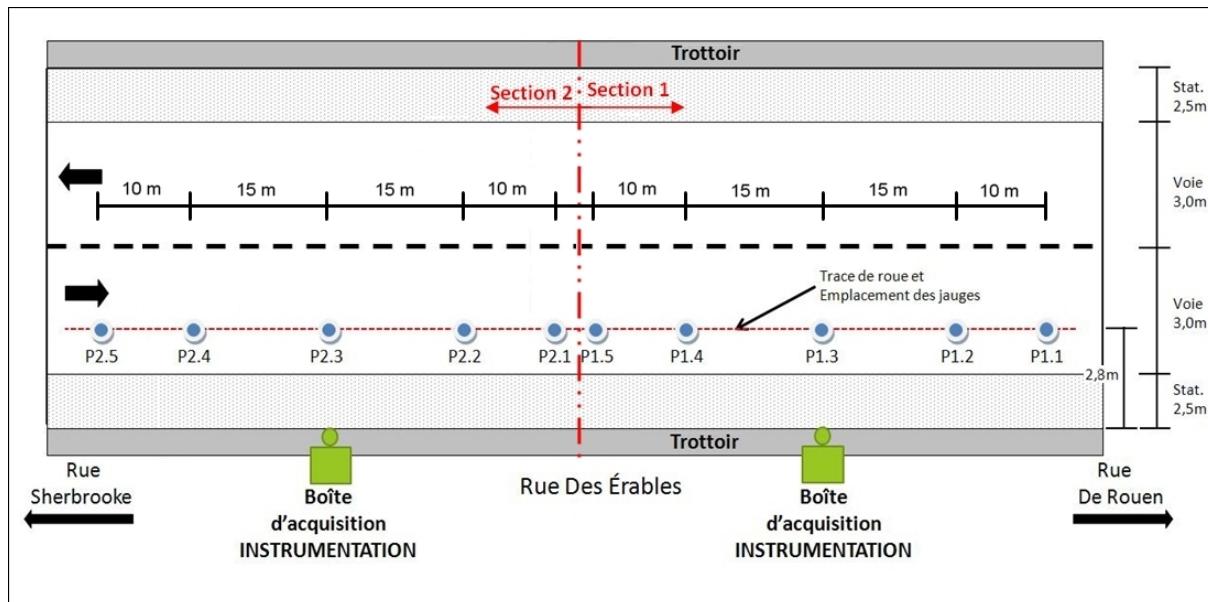


Figure 2.10 Stations de mesure des essais de plaque

Les essais de plaque ont été réalisés en octobre 2010 en suivant les prescriptions de la norme NF P 94-117-1 (*Voir Figure 2.11*). L'essai consiste à appliquer suivant deux séquences de chargement successif une charge au sol support à l'aide d'une plaque de chargement de 600 mm de diamètre. Le chargement se fait en continu jusqu'à constatation de la stabilisation de l'enfoncement de la plaque (mois de 0,02 mm en 15 secondes). L'enfoncement de la plaque est mesuré à différentes charges prédéfinies (1000, 2000, 3000, 4000, 5000, 6000 et 7000 kg) pendant moins de 30 secondes. L'enfoncement à la fin du second cycle de chargement est utilisé pour mesurer la portance du sol en MPa à l'aide de l'équation (2.1) (NF P 94-117-1).

$$EV_2 = \frac{\pi}{4} * (1 - \nu^2) * \frac{p * d}{z_2} \quad (2.1)$$

où

EV_2 est le module de déformation de la plate-forme au point d'auscultation, en MPa

ν est le coefficient de Poisson du matériau

p est la pression moyenne exercée, en MPa

d est le diamètre de la plaque de chargement, en mm

z_2 est l'enfoncement de la plaque lors du deuxième chargement, en mm



Figure 2.11 Réalisation des essais à la plaque le 13 octobre 2010

2.3.2 Essai au PANDA

Le PANDA (pénétromètre automatique numérique dynamique assisté par ordinateur) est un pénétromètre dynamique à énergie variable permettant d'évaluer la résistance en pointe (Q_d) dans les sols (norme XP P 94-105). L'énergie variable est fournie par le choc d'un marteau sur une tête de battage solidaire d'un train de tiges munie d'une pointe. L'enfoncement de la pointe à chaque coup varie selon la résistance du sol à la pénétration dynamique. La mesure de l'énergie imputée à la tige et l'enfoncement de la pointe à chaque coup permettent de connaître le profil en profondeur de la résistance en pointe.

Le module réversible du sol support peut être déterminé à partir de la résistance en pointe par l'intermédiaire de l'indice de portance CBR (California Bearing Ratio). Gourvès et Barjot (1995) proposent une corrélation entre la résistance en pointe Q_d et l'indice de portance CBR (équation (2.2)).

$$\log_{10} CBR = 0,352 + 1,057 \log_{10} Q_d \quad (2.2)$$

La corrélation entre l'indice de portance CBR et le module réversible M_r est proposée dans le manuel de conception Chaussée II du MTQ (équations (2.3) et (2.4)).

$$M_r = 14,49 * CBR^{0,63093} \text{ si } 2 < CBR < 17 \quad (2.3)$$

$$M_r = 40,18 * CBR^{0,276627} \text{ si } CBR > 17 \quad (2.4)$$

Les mesures au PANDA ont été effectuées aux mêmes emplacements que l'essai de plaque dans le but de vérifier les résultats obtenus précédemment.

2.3.3 Carottages

Des carottes ont été prélevées à plusieurs endroits de la chaussée, à proximité des jauge de déformation dans le but de vérifier l'épaisseur réelle de chaque couche d'enrobé bitumineux. La Figure 2.12 présente les lieux des carottages I-A et I-B dans la section 1 et la Figure 2.13 ceux des carottages II-A, II-B et II-C dans la section 2. Le prélèvement des échantillons s'est fait le 28 octobre 2011.

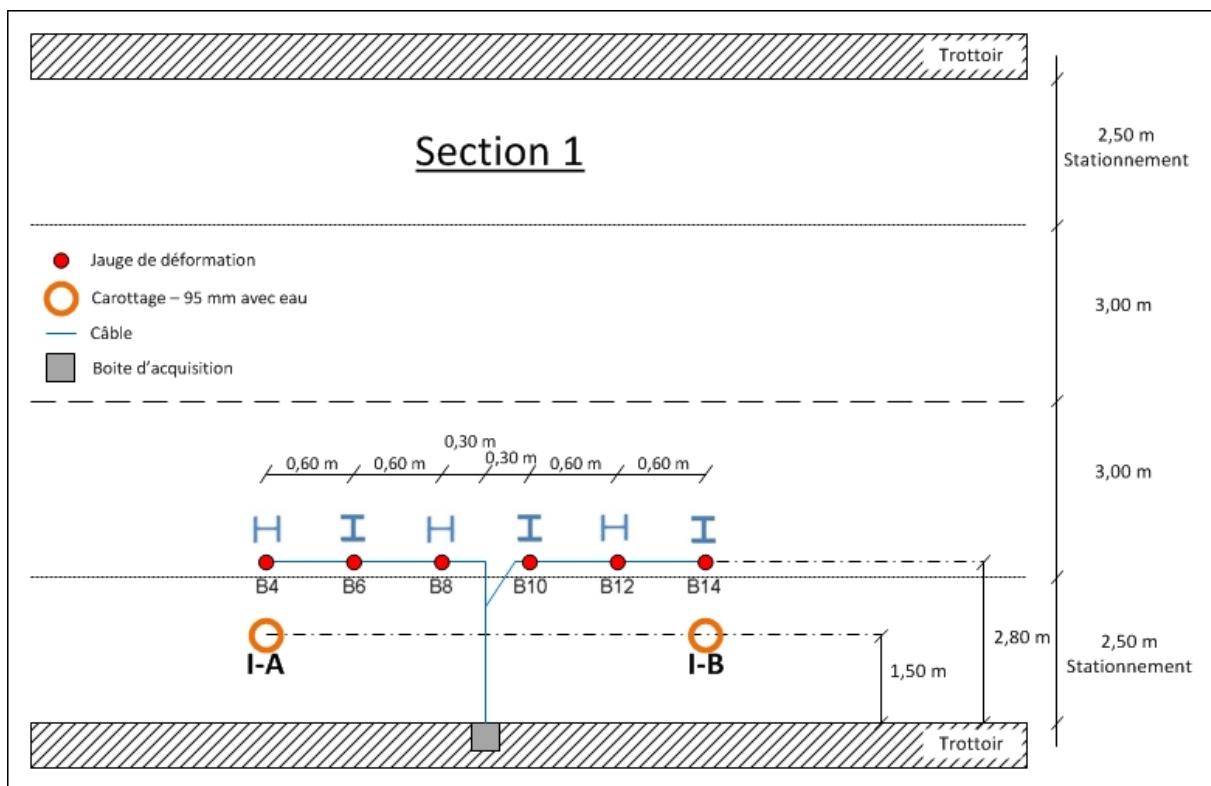


Figure 2.12 Plan de carottage de la section 1

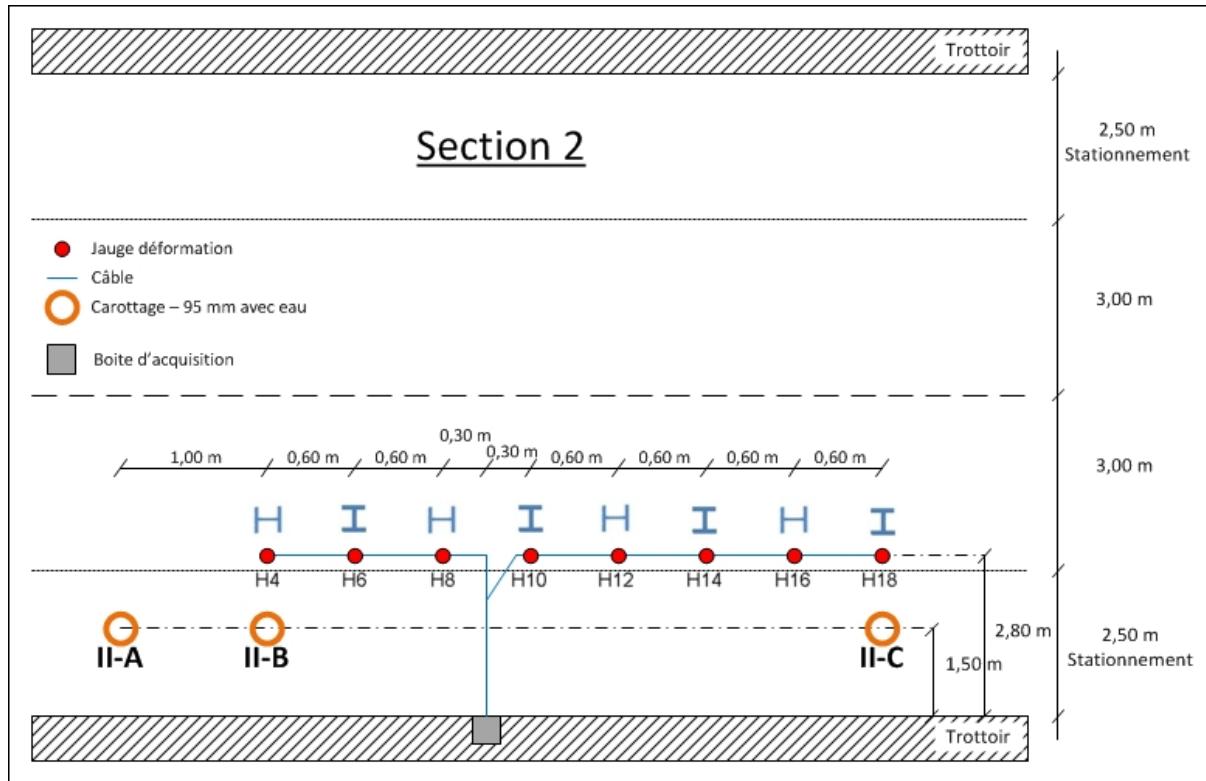


Figure 2.13 Plan de carottage de la section 2

2.3.4 Essais de déflectomètre à masse tombante (FWD)

Deux campagnes d'essai de déflectomètre à masse tombante ont été réalisées, à environ un an d'intervalle, le 22 novembre 2010 et le 1^{er} novembre 2011. La procédure des essais a été la même lors des deux campagnes dans le but de pouvoir comparer les résultats.

Procédure d'essai

Le choix des points de mesure de l'essai de FWD prend en compte l'emplacement des jauge de déformation. Ils ont été définis à la verticale de chaque jauge ainsi que de part et d'autre de celles-ci, comme le montre les Figures 2.14 et 2.15. Il y a 17 points de mesure pour la section 1 (de B1 à B17) et 21 pour la section 2 (H1 à H21).

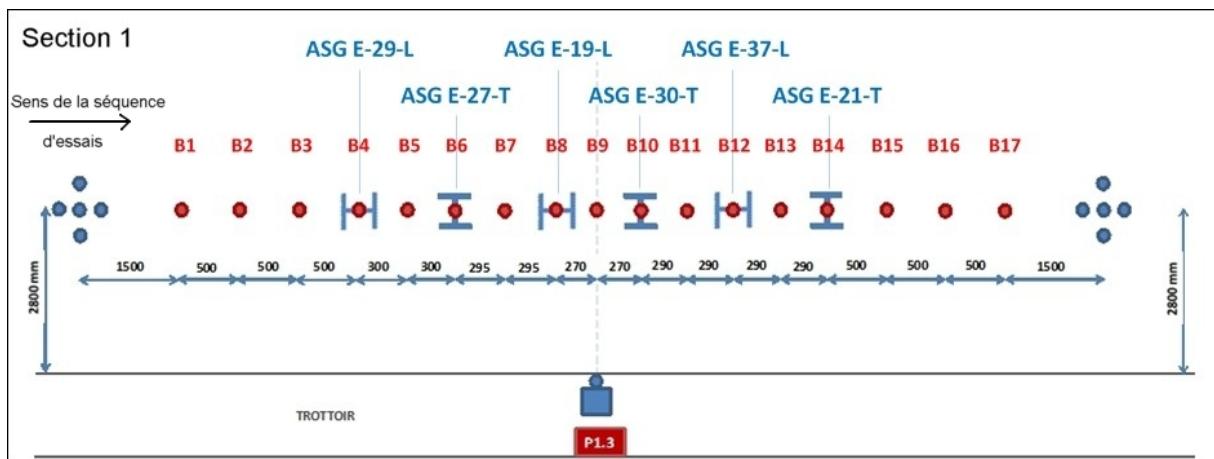


Figure 2.14 Points de mesure des essais de FWD, section 1

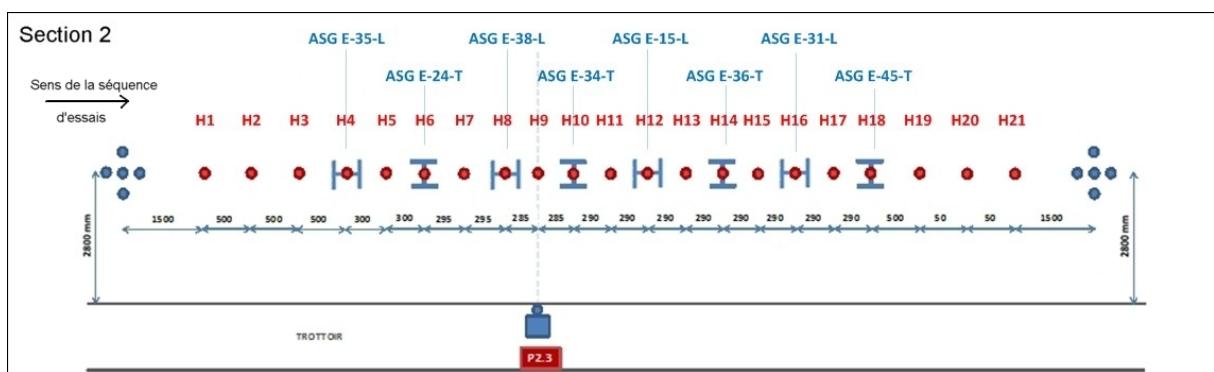
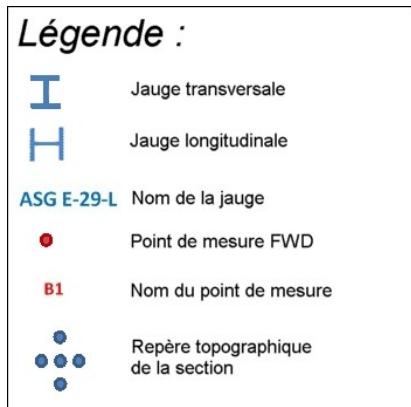


Figure 2.15 Points de mesure des essais de FWD, section 2



Lors de chaque campagne, l'appareil de FWD effectue une séquence d'essai sur chaque point de mesure, progressant du point B1 au point B17 et H1 à H21 respectivement pour les sections 1 et 2. La séquence à proprement dit se décompose en quatre phases :

- la mise en station de l'appareil, de la plaque de chargement et des géophones;
- un premier chargement de la chaussée dont le but est à la fois de calibrer le déflectomètre et d'asseoir la plaque de chargement sur la chaussée;
- les essais à force mesurée. Pour chaque point de mesure, la charge est appliquée pour une force de 30 kN, puis 40 kN, 50 kN et 75 kN. A chaque valeur de force, l'essai est réalisé trois (2010) ou quatre (2011) fois pour assurer la validité des mesures et calculer une moyenne. C'est à ce moment que les mesures des jauge de déformation sont enregistrées par un système d'acquisition (*System 7000*) relié au logiciel *StrainSmart* qui permet la sauvegarde des données;
- le déchargement de la chaussée, la progression de l'appareil au point de mesure suivant et la répétition de ces étapes.

La Figure 2.16 montre un enregistrement brut de cette série d'essai où les étapes ci-dessus sont clairement visibles.

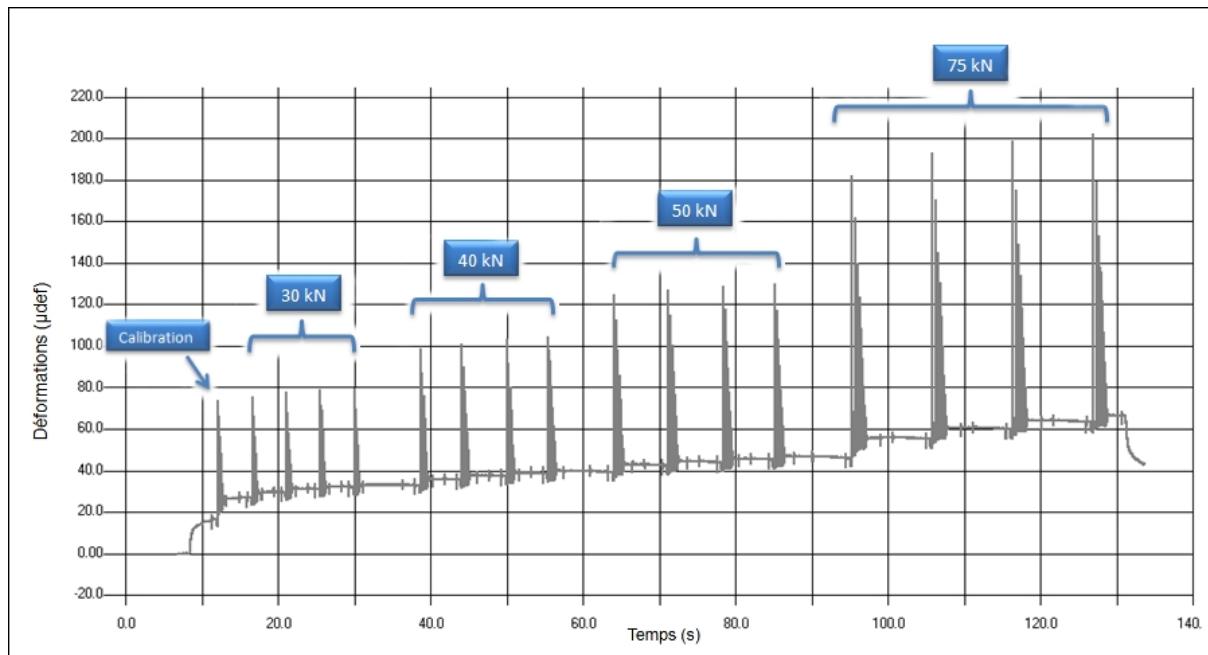


Figure 2.16 Enregistrement complet du signal d'une jauge lors d'un essai de déflectomètre à masse tombante (point B12, revêtement, 1^{er} novembre 2011)

2.4 Traitement des données

Les données brutes récoltées lors des campagnes de mesures ont été traitées à l'aide des logiciels suivants :

- Excel (Microsoft - tableur);
- Mozaic (LCPC – visualisation des fichiers comportant beaucoup de données);
- Evercalc (Washington State Department of Transportation – rétro-calculation des modules);
- Alizé (LCPC/SETRA – calcul des déflexions et des sollicitations internes dans les structures de chaussées et aide au dimensionnement selon la méthode rationnelle française).

2.4.1 Excel et Mozaic : amplitudes des pics et bassins de déflexion

Pour chaque impact de la charge lors des essais de FWD, plusieurs pics sont enregistrés (*Voir Figure 2.17*). Seule l'amplitude du premier est conservée car la charge appliquée à la chaussée est connue à ce moment. Les pics suivants correspondent aux rebonds de la masse sur les amortisseurs et la charge appliquée est aléatoire et n'est donc pas mesurée. On voit sur la Figure 2.18, qui présente un zoom sur le premier pic d'un impact sur la jauge ASG E-37-L située au bas de la couche d'ESG-10 (point B12 des mesures FWD), que la durée de l'impulsion est d'environ 30 ms – ce qui est proche de la valeur de 28 ms avancée dans la littérature par Grenier (2007) et Wurckler (2010).

Les valeurs de tous les premiers pics sont relevées (7560 valeurs pour les 14 jauge dans les deux sections et sur les deux années). A chaque point de mesure, une moyenne des trois (2010) ou quatre (2011) valeurs est calculée pour une même charge de 30, 40, 50 ou 75 kN.

Les bassins de déflexion sont mesurés directement par les géophones et compilés en un fichier texte. Excel a été utilisé pour tracer les profils des bassins. Mozaic est un logiciel de visualisation pour des fichiers de données relativement lourds. Il est très utile lorsqu'on atteint les limites d'Excel en matière de graphiques (36 000 valeurs maximum).

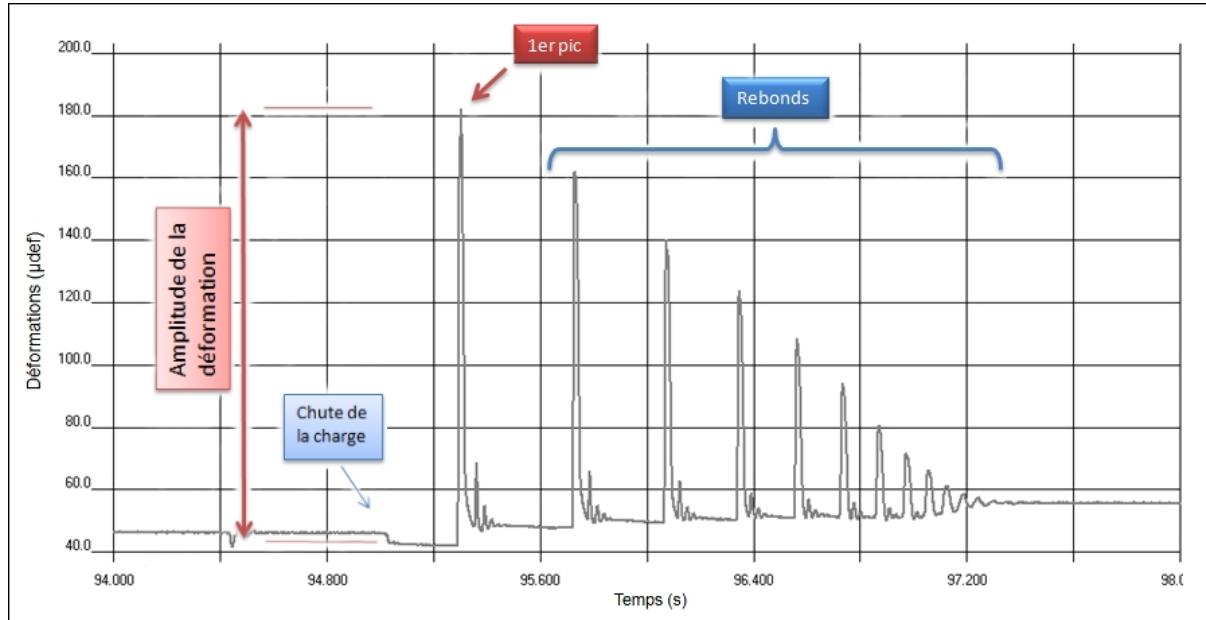


Figure 2.17 Zoom sur l'enregistrement du signal d'une jauge lors d'un impact à 75 kN : premier pic et rebonds de la charge (point B12, revêtement, 1^{er} novembre 2011)

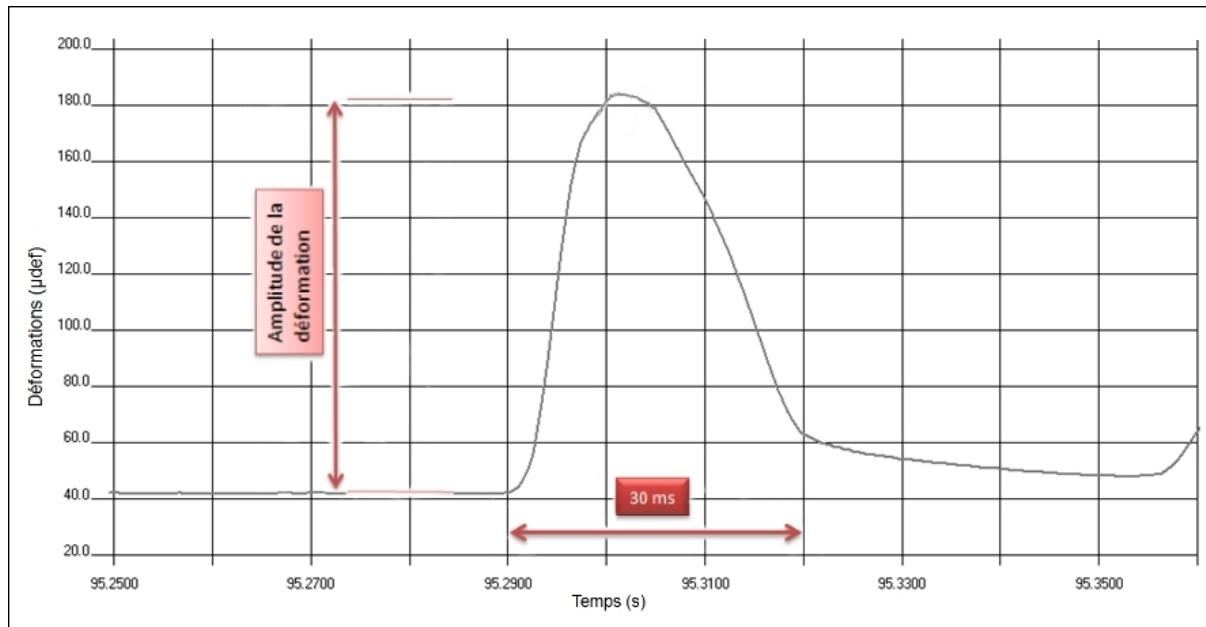


Figure 2.18 Enregistrement d'une jauge : premier pic, dont l'amplitude est retenue (point B12, revêtement, 1^{er} novembre 2011)

2.4.2 Evercalc : rétro-calculation des modules

Le logiciel de rétro-calculation Evercalc se base sur les bassins de déflexion mesurés sur le site pour calculer les modules élastiques de chaque couche d'enrobé à l'aide du modèle WESLEA. Ces modules, associés aux épaisseurs, aux modules de Poisson, à la charge appliquée et à une première estimation des modules (expérience ou équations), lui permettent de calculer un bassin de déflexion théorique. Il est souvent nécessaire de faire quelques itérations pour que le bassin théorique corresponde au bassin mesuré. La Figure 2.19 montre le diagramme suivi par Evercalc.

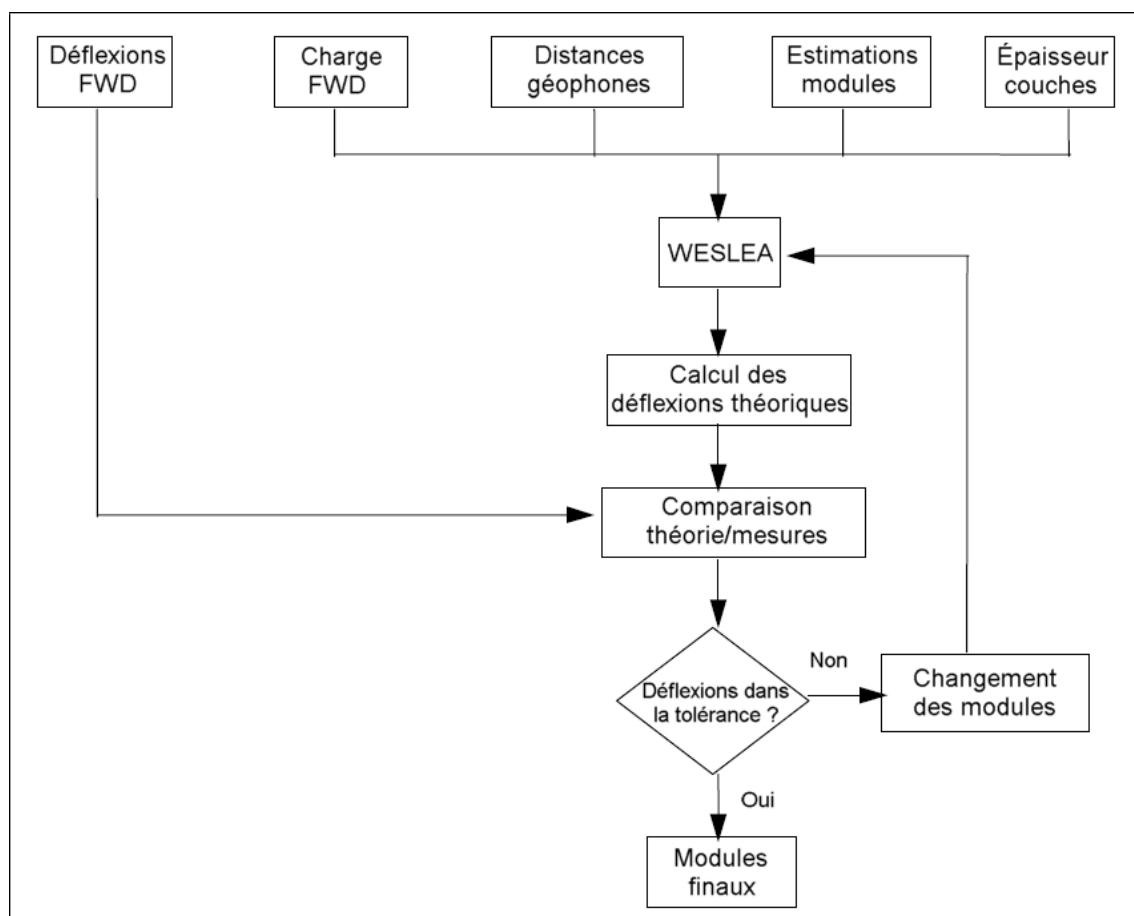


Figure 2.19 Diagramme de fonctionnement des logiciels de rétro-calculation
Adaptée de WSDOT (2005)

WESLEA est un modèle de calcul élastique des couches de la chaussée. Il utilise les hypothèses suivantes : les couches sont infinies sur un plan horizontal, les épaisseurs sont constantes, la couche d'infrastructure est semi-infinie dans la direction verticale et les matériaux sont homogènes, isotropes, élastiques et linéaires, caractérisés par leur module élastique et le coefficient de Poisson (WSDOT, 2005). Pour vérifier la convergence des modules, le logiciel utilise l'erreur RMS ou *Root Mean Square Error*, dont la formule est donnée par l'équation (2.5).

$$RMSE (\%) = \sqrt{\frac{1}{n} * \sum_{i=1}^n \left(\frac{d_{ci} - d_{mi}}{d_{mi}} \right)^2} * 100 \quad (2.5)$$

où :

$RMSE$ est l'erreur RMS, en français : erreur quadratique moyenne

n est le nombre de géophones utilisés

d_{ci} est la déflexion calculée pour le géophone i

d_{mi} est la déflexion mesurée pour le géophone i

2.4.3 Alizé : déflexions et sollicitations internes

Alizé, développé par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), modélise la chaussée pour les calculs mécaniques selon une démarche de dimensionnement rationnelle et s'appuie sur la représentation de la structure par un massif multicouche à comportement élastique, isotrope et linéaire. Les autres hypothèses sont les mêmes que pour Evercalc, à savoir l'épaisseur constante et la surface infinie dans le plan horizontal. La seule différence est la dimension infinie du sol support dans la direction verticale, au lieu de semi-infinie (LCPC, 2010).

Les paramètres nécessaires pour le fonctionnement mécanique des couches de la chaussée se résument à l'épaisseur H, le module d'Young E du matériau, le coefficient de Poisson v du

matériau et les conditions d'interface au sommet et à la base de chaque couche (collée, semi-collée ou glissante). La condition semi-collée donne en réalité une moyenne des deux calculs dans les cas d'interface collé et glissant. Le logiciel permet bien évidemment de modéliser la charge appliquée par le deflectomètre à masse tombante.

Les résultats des déformations en différentes profondeurs de la chaussée sont donnés sous forme de profils de déformation. L'utilisateur peut choisir le sens (longitudinal ou transversal), l'étendue, le pas de calcul et la profondeur.

Ce chapitre a présenté les grandes lignes de ce projet de recherche. Dans le chapitre 3, les résultats obtenus pour les différents essais et modélisations seront exposés.

CHAPITRE 3

PRÉSENTATION DES RÉSULTATS

3.1 Introduction

Dans ce troisième chapitre, nous présenterons les résultats obtenus par les différents essais, compilations et modélisations effectués. L'analyse et l'interprétation proprement dite de ces résultats feront l'objet du chapitre suivant.

Toujours dans l'optique de la mesure des déformations dans les couches de la chaussée, et principalement dans les couches de matériaux recyclés, ainsi que leur modélisation, nous aborderons d'abord plusieurs points qui sont en relation directe avec ces objectifs, tels que les résultats des essais sur la capacité portante de l'infrastructure qui joue un rôle important dans le comportement mécanique de la chaussée, et les données recueillies concernant les épaisseur des couches de matériaux par relevé topographique pendant la construction de la chaussée et par carottage par la suite. Puis nous nous concentrerons plus spécifiquement sur les déformations, dans un premier temps de surface, avec les bassins de défexion, qui révèlent tout de même un bon nombre de comportements internes de la chaussée, puis les déformations des jauge au cœur même des couches d'enrobés bitumineux. Enfin, nous nous intéresserons aux moyens informatiques de calcul des modules (rétro-calculation) et la modélisation des déformations.

3.2 Capacité portante de l'infrastructure : essais à la plaque et essais de PANDA

Comme nous l'avons souligné précédemment, les essais à la plaque et les essais de pénétromètre automatique numérique dynamique assisté par ordinateur (PANDA) ont été réalisés aux mêmes points pour comparer les résultats obtenus par ces deux essais différents. Les points de mesure P1.3 et P2.3 correspondent respectivement à l'emplacement des sections 1 et 2. Le reste des points de mesure est réparti plus ou moins régulièrement le long de la rue des Érables (*Voir Figure 2.10*).

La Figure 3.1 représente les courbes types obtenues lors des essais à la plaque. La valeur de z_2 est utilisée pour calculer le module de Westergaard ou module sous chargement statique à la plaque EV_2 à l'aide de la formule (2.1). Le coefficient de Poisson ν est pris égal à 0,45, le diamètre d de la plaque de chargement est de 600 mm et la pression moyenne p est égale à 0,20 MPa lorsque la charge atteint $5654 \text{ daN} \pm 110$ comme le prévoit la norme NF P 94-117-1 dans le cas d'une plaque rigide posée sur un massif semi-infini de module E . Cette même norme dit que la valeur maximale du module pouvant être mesurée par l'essai est de 250 MPa. Les valeurs des modules de Westergaard du sol d'infrastructure aux points de mesures sont présentées dans le Tableau 3.1, où les résultats des essais de PANDA sont également compilés.

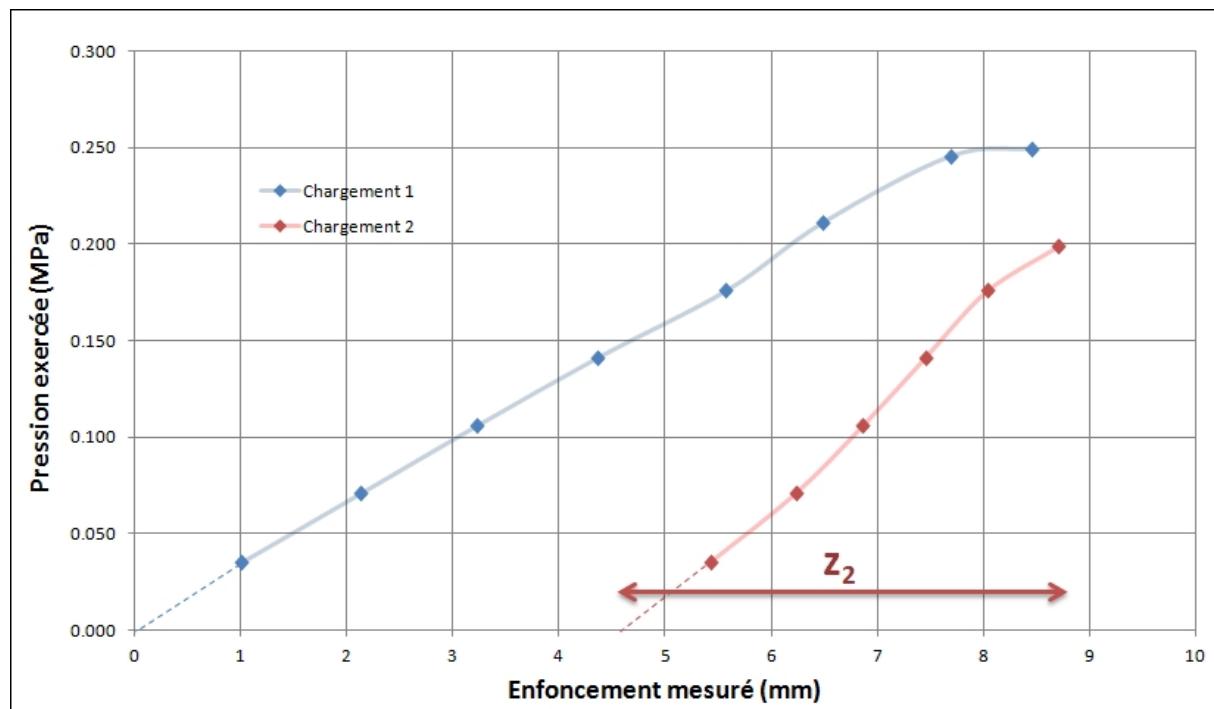


Figure 3.1 Courbe type des essais à la plaque (point P2.3)

Tableau 3.1 Résumé des résultats des essais à la plaque et des essais de PANDA sur la rue des Érables

Point	Module de Westergaard Essai à la plaque (MPa)	Résistance en pointe Q_d (MPa)	Indice de portance CBR	Module réversible M_r Essai de PANDA (MPa)
P1.1	47,2	5,50	14	77,0
P1.2	55,5	4,50	11	66,0
P1.3	193,7	5,50	14	77,0
P1.4	20,2	5,00	12	69,0
P1.5	22,8	6,00	15	80,0
P2.2	406,4	5,50	14	77,0
P2.3	18,4	3,50	8	54,0
P2.4	29,4	25,00	68	129,0

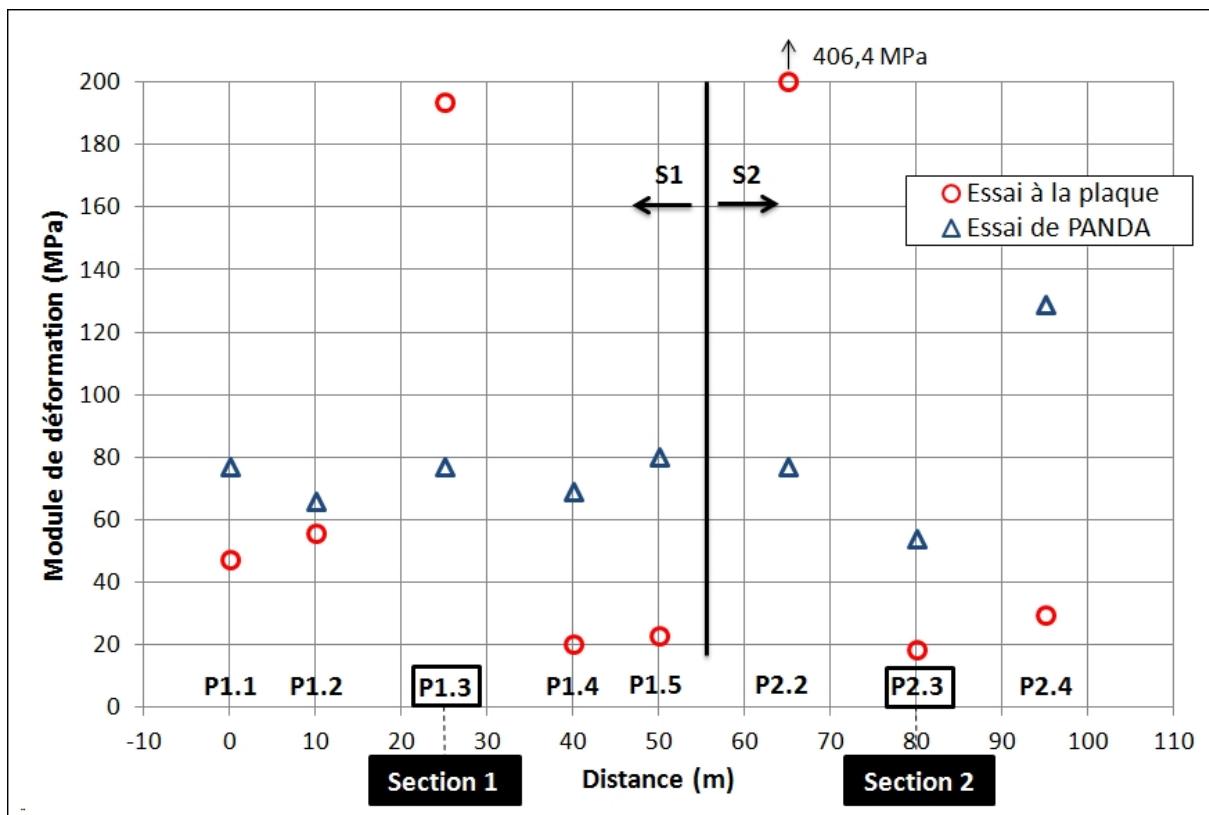


Figure 3.2 Modules de déformation avec les essais à la plaque et de PANDA

La Figure 3.2 montre que les deux essais ne donnent pas exactement les mêmes valeurs de modules. Les valeurs données par l'essai de PANDA sont généralement plus élevées que l'essai à la plaque. Dans la section 1, la moyenne des essais à la plaque est de 36,4 MPa et celle des essais de PANDA de 73,8 MPa ; dans la section 2, les moyennes valent respectivement 23,9 et 86,7 MPa, si on écarte les deux valeurs des points P1.3 (193,7 MPa) et P2.2 (406,4 MPa – valeur calculée même si la norme NF P 94-117-1 stipule que le maximum est de 250 MPa). La valeur du point P1.3 donnée par l'essai à la plaque est élevé par rapport aux autres points de mesure. Il est possible que l'essai ait été réalisé au-dessus d'un massif rocheux ou d'une canalisation, ce qui peut expliquer en partie une telle différence d'avec les autres points.

Les différences entre les essais à la plaque et de PANDA s'explique par la nature différentes des deux essais. L'essai de PANDA mesure un module instantané, élastique et ne mobilise qu'une faible surface et donc un faible volume de sol par rapport à l'essai à la plaque où la plaque de chargement est nettement plus grande et mobilise une surface et par conséquent un volume de sol plus important. L'essai à la plaque est par ailleurs un chargement statique et tient compte de la déformation initiale. Les résultats sont moins élevés que l'essai de PANDA car sa petite vitesse de déplacement peut entraîner une déformation plastique qui peut résulter à une sous-estimation du module.

Pour rappel, une classification est proposée par SETRA-LCPC (1992) :

- $20 < EV_2 < 50 \text{ MPa}$, plate-forme PF1;
- $50 < EV_2 < 120 \text{ MPa}$, plate-forme PF2;
- $120 < EV_2 < 200 \text{ MPa}$, plate-forme PF3;
- $EV_2 > 200 \text{ MPa}$, plate-forme PF4.

3.3 Carottages et épaisseur des couches de la chaussée

3.3.1 Relevé topographique pendant les travaux

Pendant la réalisation de la chaussée, un relevé topographique a permis de vérifier les épaisseurs des couches de matériaux au fur et à mesure de l'avancée des travaux. La Figure 3.3 et la Figure 3.4 présentent respectivement les plans des relevés dans la section 1 et 2, ainsi que les épaisseurs mesurées à chacun des points de contrôle.



Figure 3.3 Plan du relevé topographique de la section 1 et épaisseurs des couches

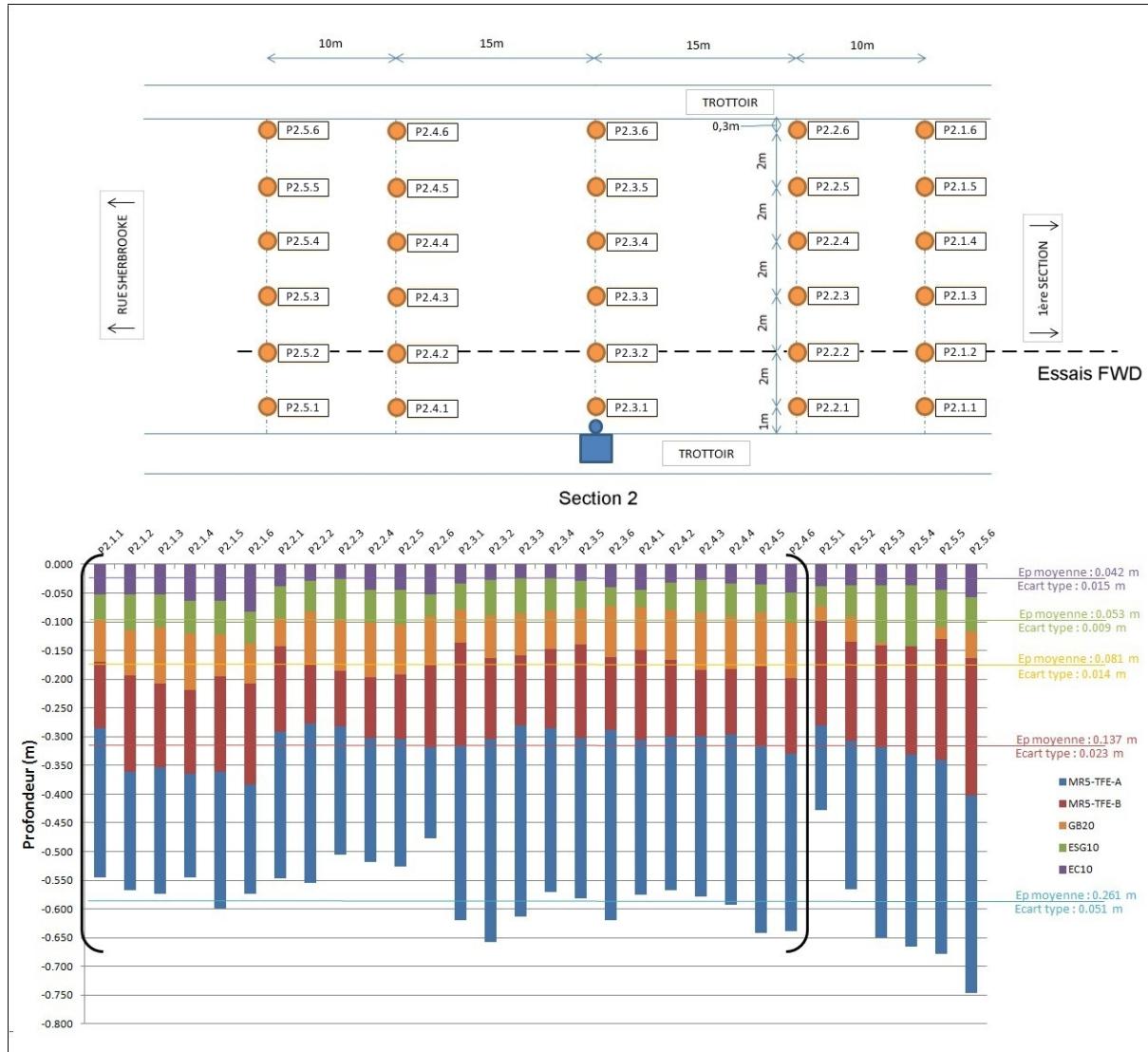


Figure 3.4 Plan de relevé topographique de la section 2 et épaisseurs des couches

On remarque que les épaisseurs sont loin d'être constantes. Les moyennes des épaisseurs sont relativement proches des valeurs prévues (rappelées dans le Tableau 3.2), mais les écarts-types restent élevés. A noter que dans la section 2, les points P2.5.x n'ont pas été pris en compte car ils se situent dans la zone de transition entre les deux structures différentes où les couches d'ESG-10 et de GB-20 sont irrégulières.

Pour la section 1, le point à retenir est le point P1.3.2, situé à trois mètres en face du poteau d'acquisition. C'est le point de plus proche de la zone où les jauges ont été posées et

correspond à la ligne de mesures au FWD. De même pour la section 2 avec le point P2.3.2. Les valeurs théorique des deux sections et les valeurs réelles des épaisseurs à ces points ainsi que les moyennes des lignes P1.3.x et P2.3.x et de l'ensemble de chaque section sont rappelées dans le Tableau 3.2.

Tableau 3.2 Comparaison épaisseurs mesurées et théoriques

	Section 1				Section 2			
	Réelle (mm)			Théo- rique (mm)	Réelle (mm)			Théo- rique (mm)
	Tous points	Ligne P1.3.x	Point P1.3.2		Tous points	Ligne P2.3.x	Point P2.3.2	
EC-10	33	30	35	40	42	29	27	40
ESG-10	57	54	50	50	53	52	62	50
GB-20	-	-	-	-	81	70	75	100
MR5-TFE-B	195	181	196	200	137	145	141	100
MR5-TFE-A	266	300	309	240	261	314	352	240
Total	551	565	590	530	574	610	657	530

Dans la section 1, les épaisseurs des couches d'EC-10, ESG-10 et MR5-TFE-B sont relativement proches de la structure théorique de la chaussée. La différence de 69 mm de la couche de MR5-TFE-A peut s'expliquer par les irrégularités de l'infrastructure et de la membrane isolante placée au-dessus. Dans la section 2, les écarts sont un peu plus importants, variant de 13, 12 et 25 mm respectivement pour les couches d'EC-10, d'ESG-10 et de GB-20. Des différences encore plus grandes sont observées pour les couches de matériaux recyclés : 41 mm pour le MR5-TFE-B et 112 mm pour le MR5-TFE-A.

D'après Grenier (2007), ces variations dans les épaisseurs des couches de la chaussée ont un impact important sur les valeurs des modules obtenues par rétro-calculation à partir des bassins de déflection.

3.3.2 Carottages à 1 an

Pour obtenir des valeurs d'épaisseurs plus précises dans la zone directe de l'implantation des jauges de déformation, deux carottes ont été prélevées dans la section 1 et trois dans la section 2 après un an de mise en service de la chaussée et quelques jours avant la deuxième campagne de mesures du deflectomètre à masse tombante. Le plan de forage est présenté dans le CHAPITRE 2, aux Figures 2.12 et 2.13.

Les carottages ont été réalisés avec apport d'eau (*Voir* Figure 3.5). Cela n'affecte pas les échantillons d'enrobé prélevés. L'extraction des couches d'EC-10, d'ESG-10 et de GB-20 s'est déroulée sans problème. Par contre, les matériaux recyclés ne présentaient aucune cohésion, empêchant toute mesure de leur épaisseur (*Voir* Figure 3.6). Les résultats sont présentés dans le Tableau 3.3.



Figure 3.5 Carottage de l'éprouvette I-A le 28 octobre 2011



Figure 3.6 Échantillon II-B : EC-10, ESG-10 et GB-20 ; MR5-TFE-B décohésionné

Tableau 3.3 Épaisseurs des couches mesurées sur carottes

Échantillon	EC-10 (mm)	ESG-10 (mm)	GB-20 (mm)	MR5-TFE-B (mm)	MR5-TFE-A (mm)
Cibles	40	50	- (S1) 100 (S2)	200 (S1) 100 (S2)	240
Section 1 (mm)					
I-A	40	50	-	Non mesurée	Non mesurée
I-B	40	40	-	Non mesurée	Non mesurée
Moyenne	40	45	-	Non mesurée	Non mesurée
Relevé topo	35	50	-	196	309
Section 2 (mm)					
II-A	41	48	91	Non mesurée	Non mesurée
II-B	40	49	96	Non mesurée	Non mesurée
II-C	38	55	95	Non mesurée	Non mesurée
Moyenne	40	51	94	Non mesurée	Non mesurée
Relevé topo	27	62	75	141	352

Ces carottages montrent que les épaisseurs des couches d'enrobés à chaud sont très proches des épaisseurs voulues au départ. Les moyennes des carottages du Tableau 3.3 seront gardées pour tout ce qui concerne les modélisations dans la suite car elles sont plus représentatives des épaisseurs réelles que les relevés en chantier. En effet, l'évacuation de l'eau s'opère encore après la mise en circulation ce qui peut faire varier les épaisseurs des couches et en particulier des couches de MR5. Malheureusement, ces épaisseurs des couches de matériaux recyclés MR5-TFE-A et B n'ont pas pu être relevées lors des carottages à cause du manque de cohésion des matériaux. Ces épaisseurs seront prises égales mesures du relevé topographique pendant le chantier.

3.4 Bassins de déflexion

A chaque essai de FWD, l'appareil enregistre les bassins de déflexion mesurés par les 9 géophones situé à 0, 200, 300, 450, 600, 750, 900, 1200 et 1500 mm du centre de la plaque de chargement. La déformation de surface est tracée en fonction de la distance du géophone, et ce pour chacune des quatre charges de 30, 40, 50 et 75 kN.

3.4.1 Exemple de résultat

La Figure 3.7 montre les bassins de déflexion mesurés au point B1 dans la section 1 lors de la deuxième campagne d'essais en novembre 2011. Dans cet exemple, les paramètres décrits au paragraphe 1.3.5.2 sont calculés pour la charge de 40 kN en suivant les recommandations de la littérature (Grenier, 2007). L'épaisseur du revêtement dans cette section est de 85 mm. Les appréciations de rigidité forte ou faible feront donc référence à la deuxième colonne du Tableau 1.8. L'indice de courbure de surface $SCI = D_0 - D_{300}$ est de 77 μm , ce qui révèle un revêtement très rigide (entre 0 et 200 mm de profondeur). L'indice de dommage de la base $BDI = D_{300} - D_{600}$ vaut 35 μm , signifiant une fondation très rigide (entre 200 et 400 mm de profondeur). L'indice de courbure de la base $BCI = D_{600} - D_{900}$ est égal à 20 μm , correspondant à une sous-fondation très rigide (entre 400 et 800 mm de profondeur). Enfin, la portance du sol est appréciée en fonction de la valeur enregistrée par le dernier géophone situé à 1500 mm. La déflexion est de 63 μm dans ce cas-ci, correspondant à un sol à portance très faible.

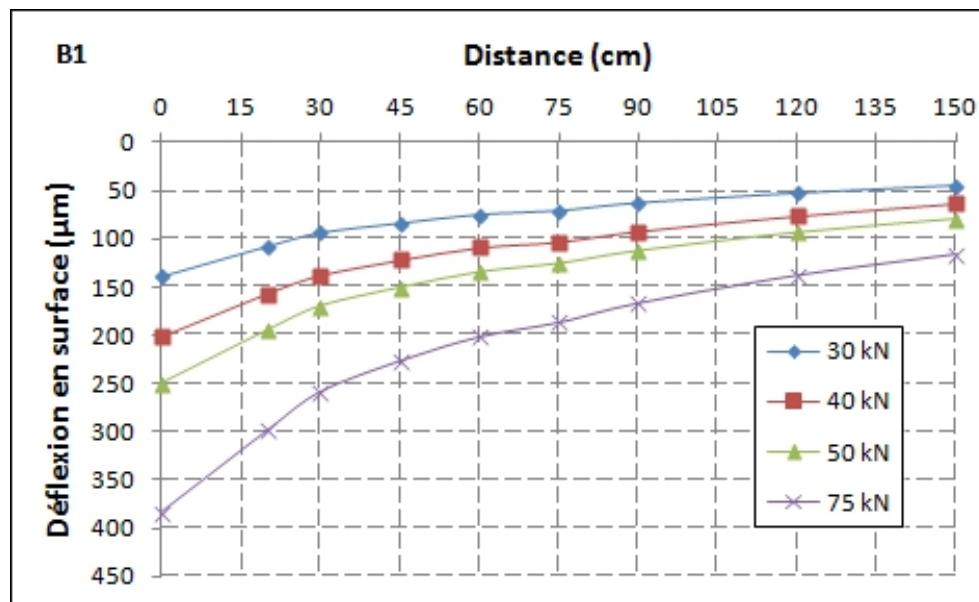


Figure 3.7 Bassins de déflexion mesuré sous quatre charges au point B1, section 1
(1^{er} nov. 2011, température à 50 mm de profondeur : 5°C)

Les bassins de déflexion de tous les points de mesure et des deux années sont disponibles en ANNEXE IV.

3.4.2 Résultats généraux

Les bassins moyens pour chaque section ont été tracés en calculant la moyenne de tous les bassins d'une même section. Les résultats sont présentés aux Figures 3.8 et 3.9 pour la section 1 et aux Figures 3.10 et 3.11 pour la section 2. Les graphes présentent les bassins moyens à chaque charge pour les deux années de mesures ainsi que les écart-types des valeurs mesurées par chaque géophone.

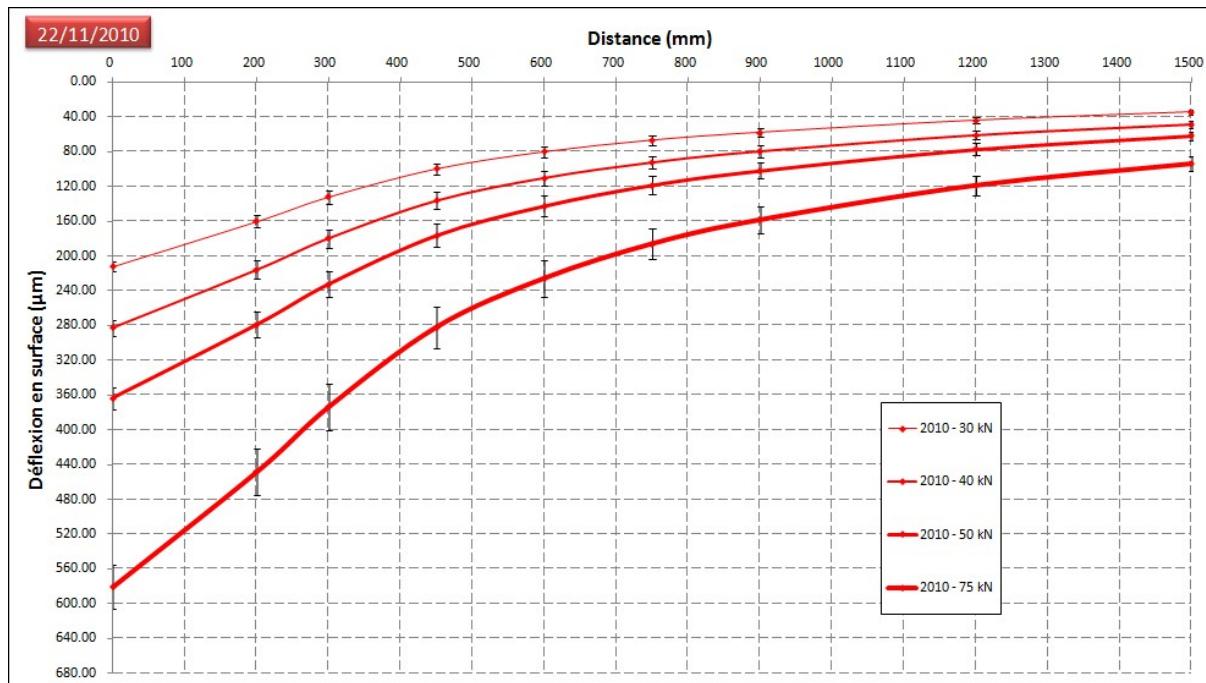


Figure 3.8 Bassins moyens mesurés - Section 1 en 2010
(température à 50 mm de profondeur : 5°C)

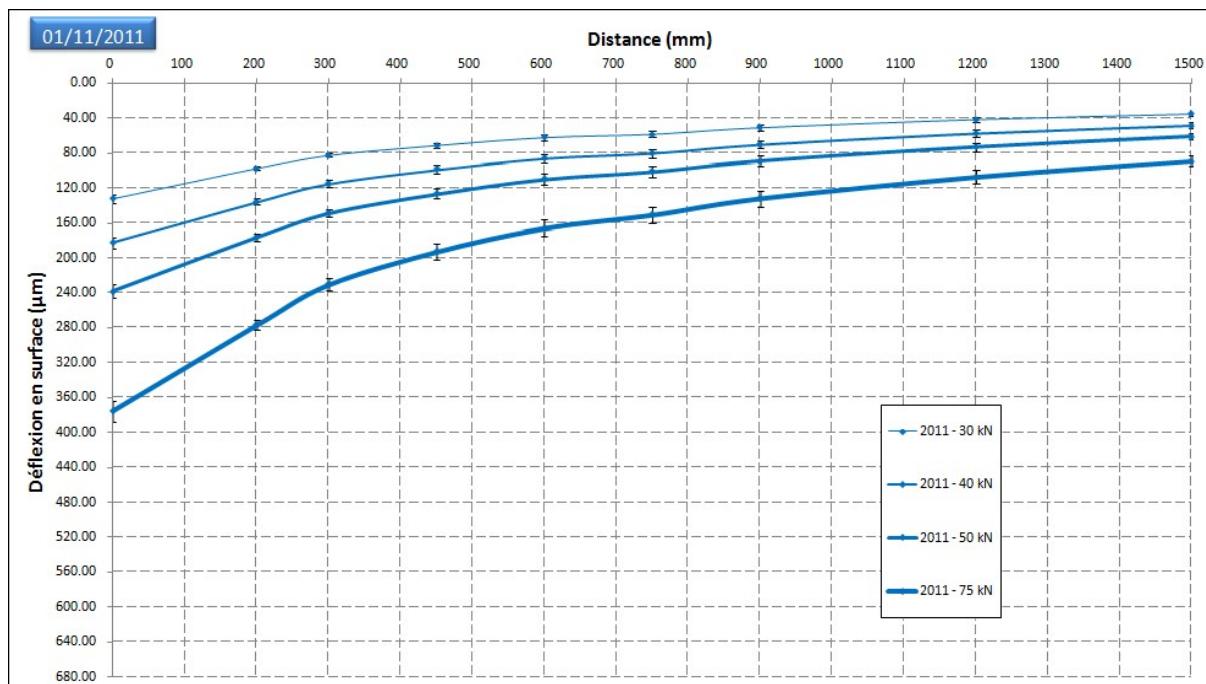


Figure 3.9 Bassins moyens mesurés - Section 1 en 2011
(température à 50 mm de profondeur : 5°C)

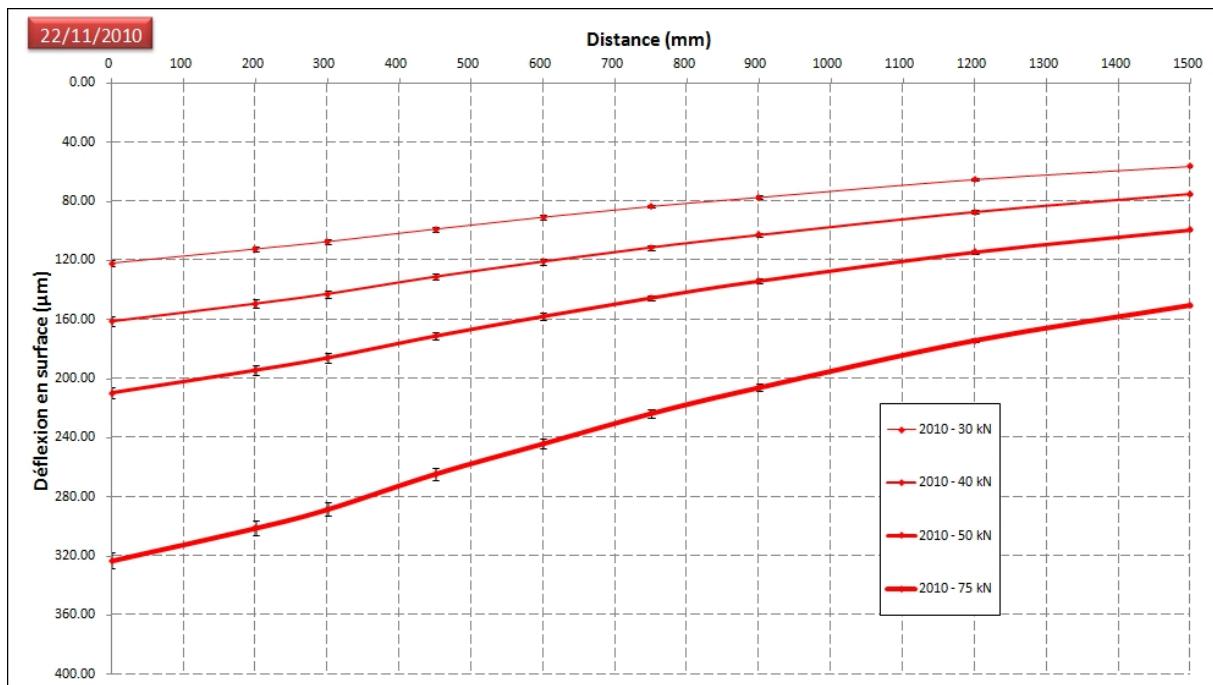


Figure 3.10 Bassins moyens mesurés - Section 2 en 2010
(température à 50 mm de profondeur : 5°C)

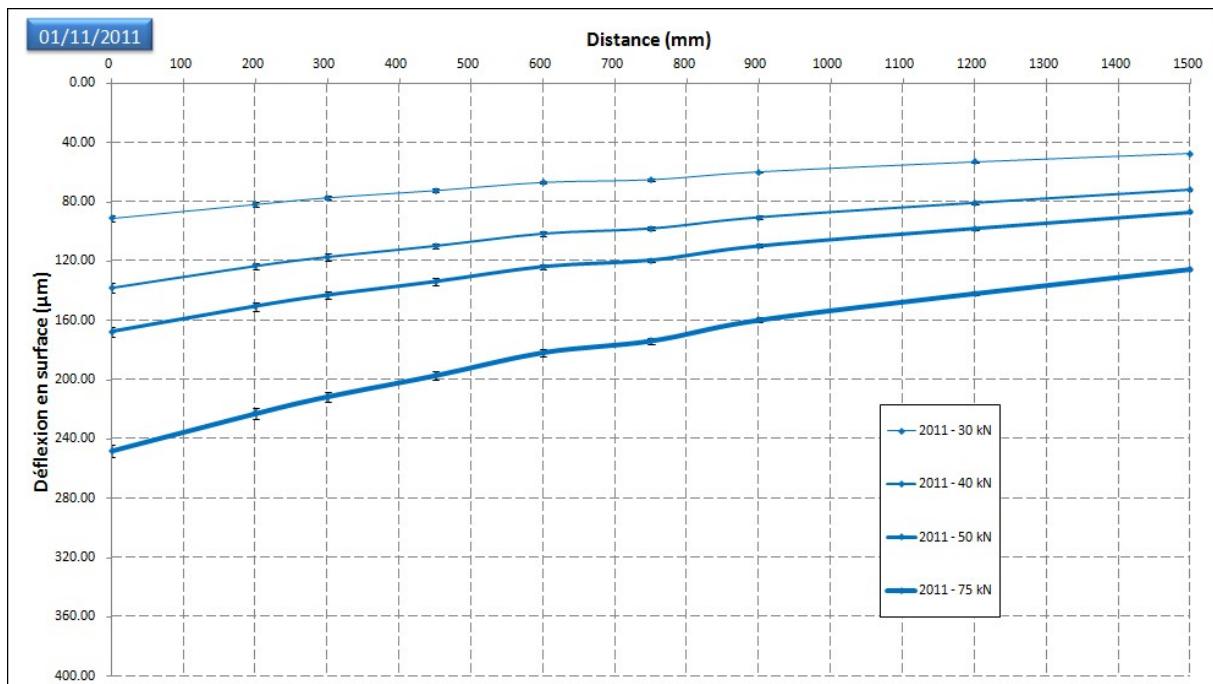


Figure 3.11 Bassins moyens mesurés - Section 2 en 2011
(température à 50 mm de profondeur : 5°C)

On note dans un premier temps plusieurs grandes différences entre la section 1 et la section 2. Indépendamment des années, les déflexions sont plus fortes dans la section 1 pour les géophones proches de la plaque de chargement du FWD, entre 0 et 300 mm, allant jusqu'à une déflexion 55% plus forte directement sous la plaque (en 2010, charge à 75 kN : 375 μm pour la section 2 et 580 μm pour la section 1). Ce résultat démontre que le revêtement de la section 2 est plus rigide que celui de la section 1. Ceci s'explique par la couche de 100 mm de grave-bitume (GB-20) qui remplace 100 mm de MR5-TFE-B dans la section 2 par rapport à la section 1. A l'inverse, les déflexions sont de 20 à 60% plus élevées dans la section 1 entre 750 et 1500 mm et la différence est d'autant plus grande que la distance du centre de la plaque de chargement est élevée. Il en résulte que la capacité portante des couches profondes et de l'infrastructure est plus élevée dans la section 1. Ce résultat est en accord avec les mesures de portance du sol d'infrastructure des essais à la plaque et de PANDA (*Voir 3.2*) où le module réversible de la section 1 est de 77 MPa contre 54 MPa dans la section 2 (essais de PANDA).

Si on compare maintenant les résultats de 2010 et de 2011, on note, dans les deux sections, des bassins plus faibles après un an de mise en service. En sachant que les essais de FWD ont été effectués dans des conditions climatiques comparables (température de 5°C à 50 mm de profondeur les deux années), cette rigidification de la chaussée peut être attribuée au mûrissement des enrobés bitumineux et à l'évacuation de l'eau après la mise en circulation. Dans la section 1, la déflexion est globalement 35 % moindre en 2011 pour les géophones directement sous la plaque de chargement à qui on attribue la rigidité de la chaussée entière et ceux placés à 200 et 300 mm (rigidité du revêtement). L'écart des déflexions décroît avec l'éloignement pour atteindre 23 % à 600 mm (rigidité de la fondation), 10 % à 900 mm (rigidité de la sous-fondation) et presque 0 % au dernier géophone, à 1500 mm (rigidité du sol). Dans la section 2, l'écart entre les déflexions de 2010 et 2011 est quasiment constant sur tous les géophones, allant de 21 % sous la plaque à 15 % à l'autre extrémité.

Pour compléter cette analyse des bassins de déflexion, les différents paramètres présentés précédemment (*Voir 1.3.5.2*) ont été calculés sur les bassins moyens pour la charge de 40 kN et sont résumé dans le Tableau 3.4.

Tableau 3.4 Paramètres caractéristiques des bassins de déflexion moyens
Section 1 et 2, 2010 et 2011

	Section 1		Section 2	
	2010	2011	2010	2011
Indice de courbure de surface SCI (μm) ($D_0 - D_{300}$)	124 <i>Très rigide</i>	82 <i>Très rigide</i>	23 <i>Très rigide</i>	25 <i>Très rigide</i>
Indice de dommage de la base BDI (μm) ($D_{300} - D_{600}$)	83 <i>Rigide</i>	35 <i>Très rigide</i>	26 <i>Très rigide</i>	19 <i>Très rigide</i>
Indice de courbure de la base BCI (μm) ($D_{600} - D_{900}$)	37 <i>Très rigide</i>	19 <i>Très rigide</i>	22 <i>Très rigide</i>	13 <i>Très rigide</i>
Sol (μm) (D_{1500})	49 <i>Faible</i>	48 <i>Faible</i>	75 <i>Très faible</i>	72 <i>Très faible</i>

Ces résultats montrent à nouveau que la structure de la section 2 est plus forte que celle de la section 1 et qu'inversement, le sol a une meilleure capacité portante dans la section 1. Les gains en rigidité en un an sont également clairement visibles.

3.5 Réponses des jauge lors des essais de déflectomètre à masse tombante

3.5.1 Données brutes récoltées

En plus des bassins de déflexion, les réponses des jauge de déformation ont été enregistrées lors des essais de FWD. Chacune d'entre-elles est reliée au système d'acquisition (*System 7000*) et l'enregistrement des données se fait à l'aide du logiciel *StrainSmart*. Il est possible de visualiser graphiquement et en direct les déformations de chaque jauge sur un ordinateur portable relié au système. Cela permet de s'assurer en temps réel du bon fonctionnement des appareils de mesure. Lors des deux campagnes de novembre 2010 et 2011, toutes les jauge ont toujours répondu, aucune perte matérielle n'a été constatée.

L'enregistrement brut d'un essai de FWD en un point se compose des réponses de toutes les jauge de la section, à savoir 6 pour la section 1 et 8 jauge pour la section 2. Les jauge subissent une déformation, ce qui entraîne une tension dans le capteur central qui est transmise au système d'acquisition qui la convertit en déformation. Ces déformations sont obtenues en fonction du temps. La Figure 3.12 montre l'un de ces enregistrements bruts, pour l'essai de FWD sur le point B8 (section 1) en novembre 2010. Les réponses des six jauge sont clairement visibles, ainsi que les groupements de trois impacts pour une même charge (30, 40, 50 et 75 kN) pour un total de douze impacts. Lors des essais en 2011, ce sont quatre impacts par charge pour un total de seize impacts par essai qui ont été réalisés. Le point B8 est situé à la verticale de la jauge ASG-E-19 qui se trouve dans la couche de MR5-TFE-B. Son signal est relativement marqué et présenté en bleu dans la Figure 3.12. D'autres réponses de jauge sont également visibles. Il s'agit principalement des jauge de la couche de MR5-TFE-A, les jauge ASG-E-29 et ASG-E-27 (respectivement en marron et vert). L'amplitude de déformation de la jauge E-29 est plus forte que celle de la jauge E-27 car elle est plus proche de la zone d'impact. La jauge ASG-E-30 qui se trouve dans la même couche de MR5-TFE-B présente un signal très faible donc quasiment aucune déformation. On remarque également des variations de signe entre les réponses de certaines jauge. Une amplitude positive correspondant à une extension (exemple pour les jauge E-27 et E-19), certaines

jauge se trouvent être en contraction (exemple pour la jauge E-29). Sur l'ensemble de toutes les données récoltées, seules les jauge placées longitudinalement par rapport à la direction des roues présentent des amplitudes de déformation négatives et donc des contractions.

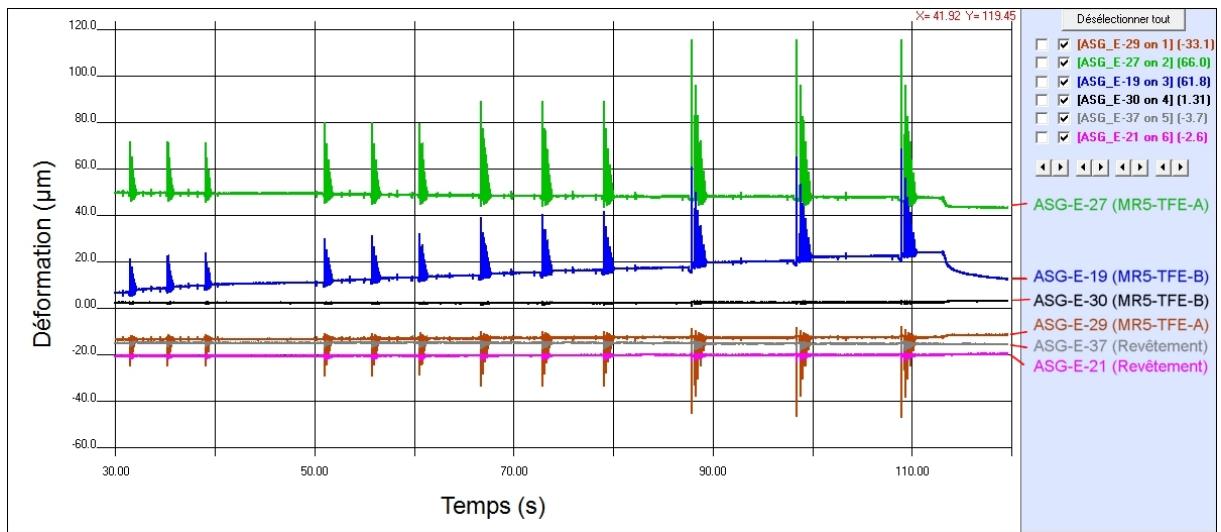


Figure 3.12 Enregistrement brut d'un essai de FWD, point B8, novembre 2010

3.5.2 Profils de déformation longitudinaux

Au vu de ces résultats et des variations de contraction et d'extension, des profils de déformations longitudinaux de chaque jauge ont été tracés. Pour un profil, il s'agit de la réponse d'une jauge spécifique en fonction du cheminement du FWD le long des points de mesure définis aux Figures 2.14 et 2.15 (de B1 à B17 dans la section 1 ou de H1 à H21 dans la section 2). Un point sur le graphique est donc la réaction (contraction ou extension) de la jauge à une sollicitation de la chaussée par l'essai de FWD à une distance donnée.

Concrètement une moyenne est faite pour les trois (2010) ou quatre (2011) impacts à une même valeur de charge pour la jauge et la valeur est tracée en ordonnée en fonction de la distance à laquelle s'est produit l'essai de FWD et l'intensité de la charge appliquée. Par exemple une moyenne sur les trois premiers pics de la jauge ASG-E-19 sur la Figure 3.12 ci-dessus est calculée et correspond à la réponse de cette jauge au point B8 pour une charge de 30 kN. La moyenne des trois suivants représente toujours la réponse de cette jauge au point

B8 mais pour une charge de 40 kN, et ainsi de suite. De même, la moyenne des trois premiers pics de la jauge ASG-E-29 représente la réponse de cette jauge pour 30 kN et toujours au point B8. En relevant toutes les valeurs des pics et en calculant toutes les moyennes pour des mêmes groupements aux mêmes valeurs de charge, on trace ces profils de déformation présentés par deux exemple dans les Figures 3.13 et 3.14.

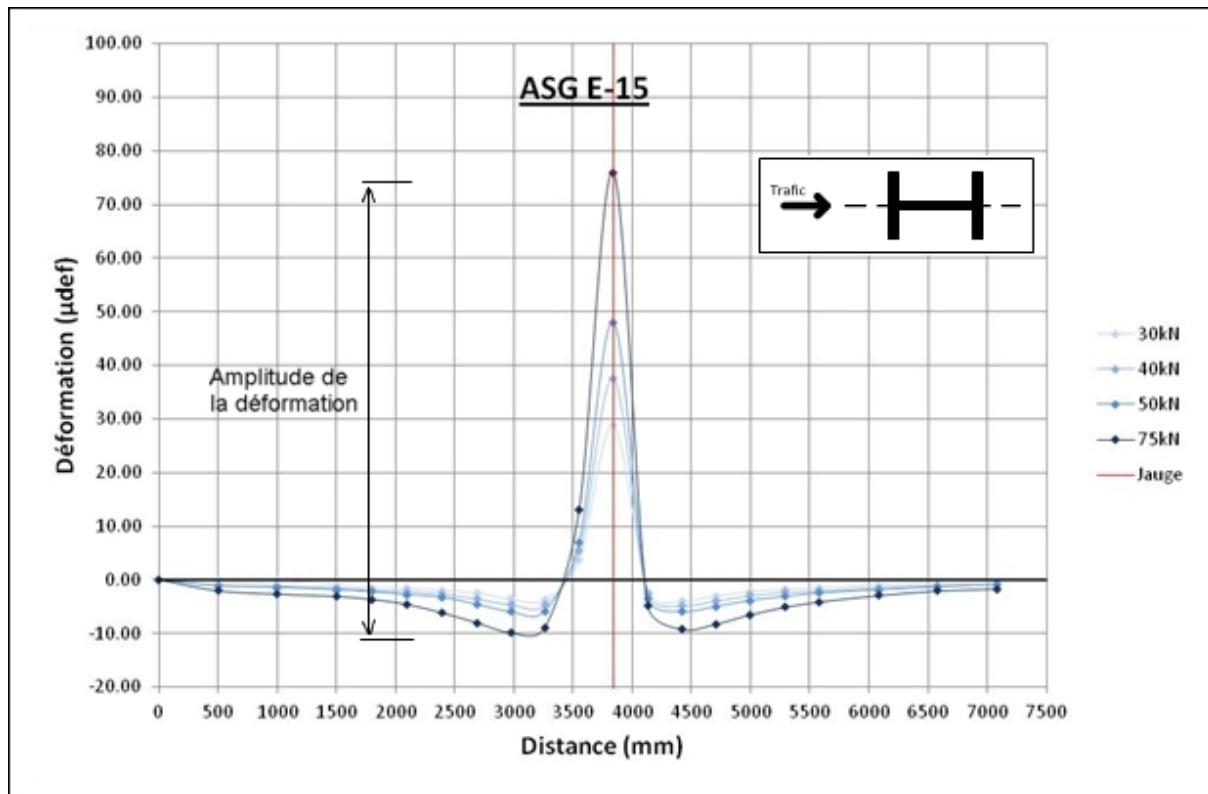


Figure 3.13 Mesure de la déformation de la jauge horizontale placée en H12 (section 2 en 2010) dans la GB-20 pour les essais de FWD aux quatre charges en fonction de la distance de l'impact

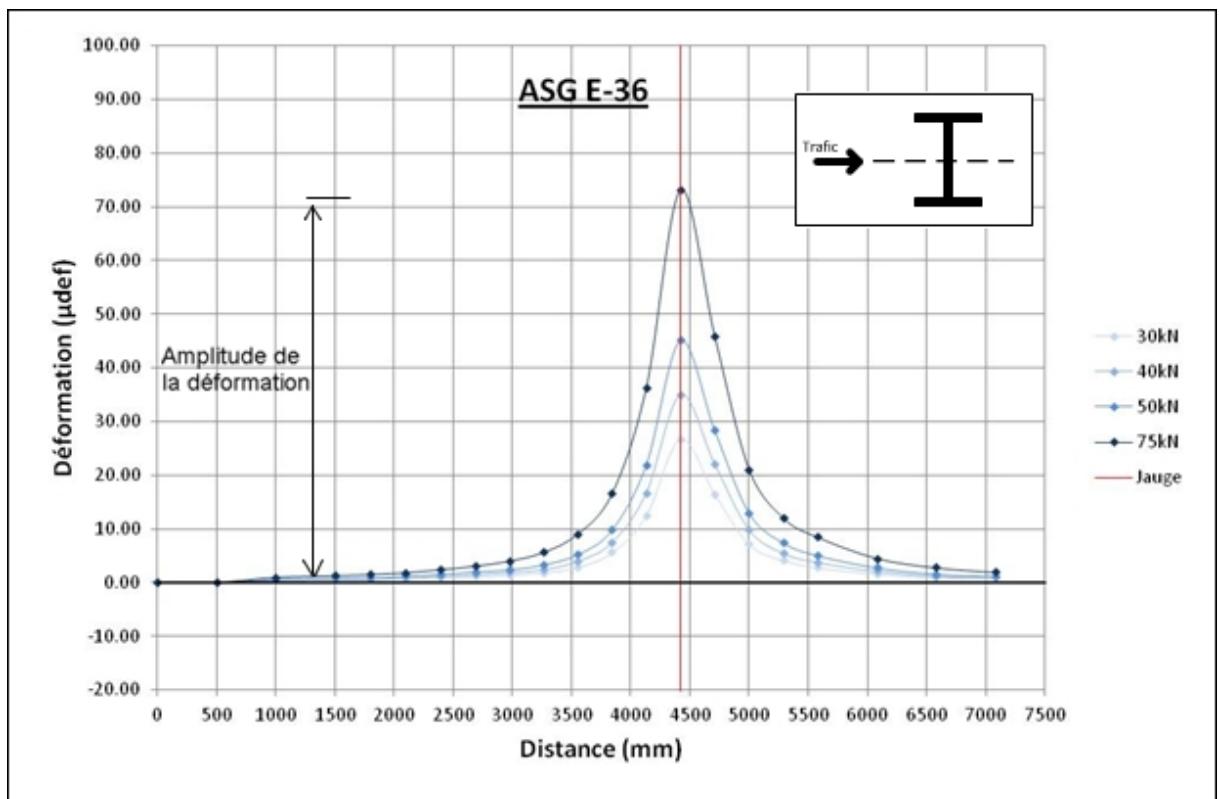


Figure 3.14 Mesure de la déformation de la jauge horizontale placée en H14 (section 2 en 2010) dans la GB-20 pour les essais de FWD aux quatre charges en fonction de la distance de l'impact

Tous les profils des jauge sont disponibles dans l'ANNEXE V. Les deux jauge E-15 et E-36 sont situées à la même profondeur dans la même couche de GB-20, et les courbes des Figure 3.13 et 3.14 ont été enregistrées le même jour, à savoir le 22 novembre 2010. La seule différence est que la jauge E-15 est placée longitudinalement alors que la jauge E-36 l'est transversalement. Ceci explique les zones de contraction de part et d'autre du pic d'extension au droit de la jauge E-15 et leur absence pour la jauge E-36. Le trait rouge représente la position théorique de la jauge, celle définie lors de son implantation. Théorique car pour certaines jauge, la symétrie n'est pas parfaite des deux côtés de cette position ce qui laisse à croire qu'elles se sont déplacées lors des phases de construction de la route, soit pendant la pose des couches supérieures, soit lors du compactage (*Voir ANNEXE V, jauge ASG-E-27 par exemple*). Lorsque l'on parle d'amplitude de déformation, il s'agit de la différence entre le point d'extension maximal, au sommet du pic, et celui de contraction maximale, si

contraction il y a, c'est-à-dire au creux de la courbe pour les jauge longitudinales ou la valeur nulle pour les jauge transversales.

Le Tableau 3.5 résume les maxima atteints pour toutes les jauge et permet une comparaison entre les sections mais aussi entre les années de mesure. Les valeurs présentées sont les déformations sous la charge de 75 kN, la plus élevée.

Tableau 3.5 Amplitudes de déformation maximales des jauge lors des essais de FWD
à 75 kN : voir emplacements aux Figures 2.14 et 2.15

		Section 1			Section 2		
		Jauge et point de mesure	2010	2011	Jauge et point de mesure	2010	2011
Déformations mesurées avec les jauge (μdef)	ESG-10	E-37-L B12	255	192	E-31-L H16	-31*	- 23*
		E-21-T B14	280	145	E-45-T H18	17	16
Déformations mesurées avec les jauge (μdef)	GB-20	-	-	-	E-15-L H12	86	63
		-	-	-	E-36-T H14	73	59
Déformations mesurées avec les jauge (μdef)	MR5-TFE-B	E-19-L B8	51	23	E-38-L H8	68	35
		E-30-T B10	27	40	E-34-T H10	54	23
Déformations mesurées avec les jauge (μdef)	MR5-TFE-A	E-29-L B4	230	124	E-35-L H4	69	35
		E-27-T B6	185	116	E-24-T H6	64	50

* un signe négatif signifie une contraction

E-XX-L : jauge longitudinale

E-XX-T : jauge transversale

La première chose à noter est la présence des deux valeurs négatives pour la jauge E-31-L dans la section 2. Cette jauge longitudinale est située dans la couche d'ESG-10, à 90 mm de la surface. En-dessous d'elle se trouvent 100 mm de GB-20 et 340 mm de matériaux recyclés traités à l'émulsion. Il est possible qu'elle se situe au-dessus de l'axe neutre de la chaussée, dans la zone de contraction (déformation) ou compression (contrainte). Cette hypothèse semble se confirmer par les valeurs faibles obtenues par la jauge E-45 qui se situe à la même hauteur dans la même couche mais à une abscisse différente dans le profil de la chaussée. Elle serait proche de l'axe neutre, juste en-dessous, dans la zone d'extension (déformation) ou traction (contrainte). Une différence d'épaisseur des couches ou de positionnement vertical entre ces deux jauge peut expliquer la variation de la position de l'axe neutre et donc le changement de signe des déformations.

Concernant un couple de jauge dans une même couche, à savoir une jauge longitudinale et une jauge transversale, l'ordre de grandeur des déformations de l'une par rapport à l'autre est relativement bien observé, même si les déformations longitudinales sont globalement légèrement plus élevées que les déformations transversales en raison de la zone de contraction qui précède le pic d'extension de la jauge. La Figure 3.15 illustre ces propos. Chaque point permet de comparer les déformations longitudinales et transversales d'une même couche une même année : l'abscisse d'un point de représente la déformation longitudinale, l'ordonnée, la déformation transversale.

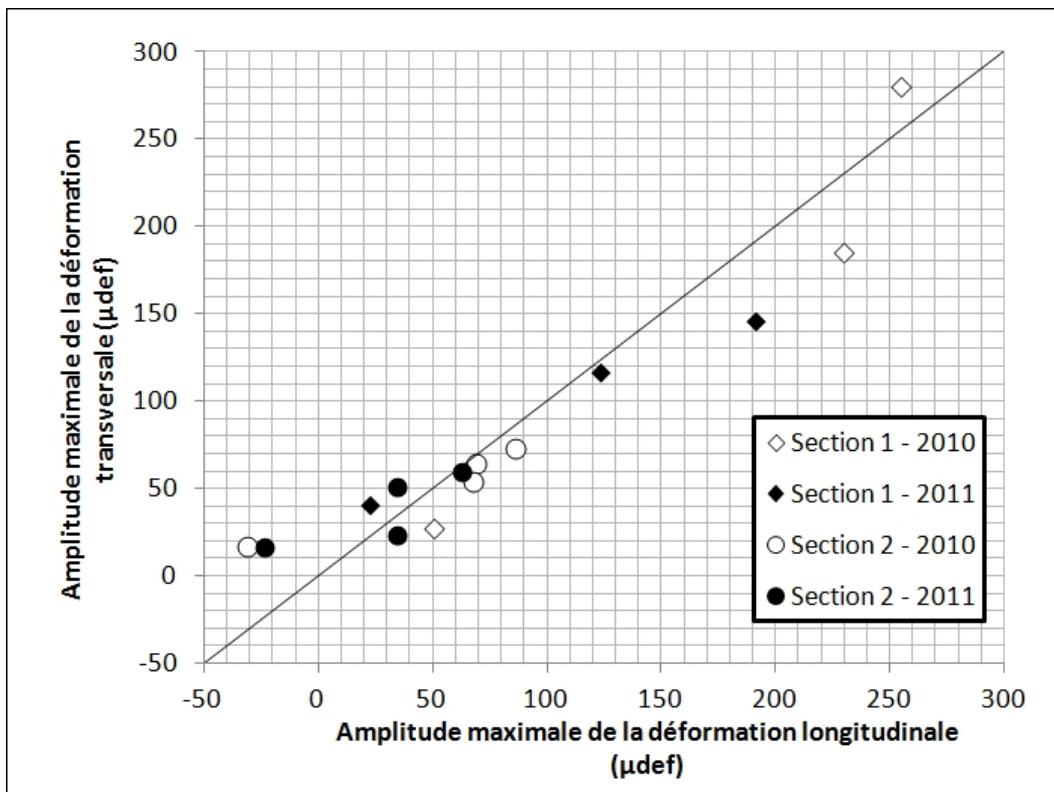


Figure 3.15 Comparaison entre la déformation longitudinale et transversale à 75 kN sur une même couche pour une même année

La comparaison peut aussi être faite après une année de mise en service. Dans l'ensemble, les déformations observées en 2011 sont plus faibles que celles mesurées en 2010 sauf pour la jauge transversale dans la couche de MR5-TFE-B dans la section 1. Pour toutes les autres couches, cette diminution des déformations peut être assimilée à une rigidification du matériau. Le Tableau 3.6 présente les variations de déformations pour chaque jauge lors de l'impact de la charge à 75 kN.

Tableau 3.6 Variations des déformations de 2011 par rapport à 2010 pour une charge de 75 kN

	Section 1		Section 2	
	Jauge et point de mesure	Rapport 2011/2010*	Jauge et point de mesure	Rapport 2011/2010*
ESG-10	E-37-L B12	0,75 (gain 25%)	E-31-L H16	0,74 (gain 26%)
	E-21-T B14	0,52 (gain 48%)	E-45-T H18	0,94 (gain 6%)
GB-20	-	-	E-15-L H12	0,73 (gain 27%)
	-	-	E-36-T H14	0,81 (gain 19%)
MR5-TFE-B	E-19-L B8	0,45 (gain 55%)	E-38-L H8	0,51 (gain 49%)
	E-30-T B10	1,48 (perte 48%)	E-34-T H10	0,43 (gain 57%)
MR5-TFE-A	E-29-L B4	0,54 (gain 46%)	E-35-L H4	0,51 (gain 49%)
	E-27-T B6	0,63 (gain 37%)	E-24-T H6	0,78 (gain 22%)

$$*1 - \frac{\varepsilon_{2010} - \varepsilon_{2011}}{\varepsilon_{2010}}$$

Des tendances générales sont difficiles à trouver dans ce cas-ci pour les comparaisons d'une section à l'autre, même si pour les couches de MR5-TFE-A et ESG-10, soit la sous-fondation et le revêtement, les gains en rigidité sont comparables (sauf pour la jauge transversale de l'ESG-10 avec un gain de 48% dans la section 1 et seulement 6% dans la section 2). Par contre, pour les couches intermédiaires, c'est-à-dire de MR5-TFE-B pour la section 1 et MR5-TFE-B et GB-20 pour la section 2, le comportement est totalement différent entre les deux sections. Dans la section 2, les deux couches ont connu un gain relativement important, soit en moyenne 23% pour la GB-20 et 53% pour le MR5-TFE-B, tandis que les

déformations transversales de la couche de MR5-TFE-B de la section 1 ont augmenté et diminué dans le sens longitudinal.

Pour une même couche, le gain est la plupart du temps comparable entre la jauge longitudinale et la jauge transversale.

Les résultats de cette partie ont été présentés pour les valeurs obtenues à 75 kN pour éviter la surcharge d'informations. Les mêmes tableaux et graphiques pour les autres charges sont dévoilés dans l'ANNEXE V. Les tendances d'une charge à l'autre restent généralement les mêmes, mais elles sont plus visibles pour une forte charge. Un graphique comparatif des réponses des jauge longitudinales par rapport aux jauge transversal regroupant toutes les mesures à toutes les charges (Figure-A V-33) ainsi qu'un tableau général des gains et pertes à chaque jauge (moyennes des toutes les charges – Tableau-A V-9) sont également disponibles dans l'ANNEXE V.

3.6 Rétro-calculation des modules

Les modules des couches sont calculés à l'aide du logiciel Evercalc. Il se base sur les bassins de déflexion mesurés par les géophones lors des essais de deflectomètre à masse tombante pour calculer le module de chaque couche en une ou plusieurs itérations, en déduire un nouveau bassin de déflexion théorique et vérifier sa concordance avec le bassin réel en calculant l'erreur quadratique moyenne entre les deux.

3.6.1 Données d'entrée

Le logiciel a tout d'abord besoin qu'on lui définit la structure de la chaussée : le nombre de couches, leur épaisseur H , leur coefficient de Poisson ν ainsi qu'un module fixe s'il est connu ou un module initial pour les calculs. Dans notre cas, ces données d'entrée sont résumées dans le Tableau 3.7.

Tableau 3.7 Données d'entrée pour le rétro-calc
des modules des couches de la chaussée à l'aide d'Evercalc

	Section 1			Section 2		
	H (mm)	ν	$ E^* $ (MPa) 30 Hz, 5°C	H (mm)	ν	$ E^* $ (MPa) 30 Hz, 5°C
ESG-10 et EC-10	85	0,35	14000	90	0,35	14000
GB-20	-	-	-	95	0,35	22000
MR5-TFE-B	200	0,35	50*	140	0,35	50*
MR5-TFE-A	300	0,35	50*	350	0,35	50*
Infrastructure	Infinie	0,40	20*	Infinie	0,40	20*

* module initial : la valeur réelle est calculée par Evercalc en partant de ce module

Les modules de l'ESG-10, de l'EC-10 et de la GB-20 sont issus d'essai de module complexe réalisés en laboratoire sur des éprouvettes des matériaux compactées en laboratoire. Un module équivalent pour le revêtement, composé d'EC-10 et d'ESG-10, a été calculé en pondérant le module de chaque couche en fonction de l'épaisseur de chacun dans l'épaisseur totale (4 cm d'EC-10 et 5 cm d'ESG-10 pour 9 cm au total). La raison en est que plus le nombre de couches est élevé, plus le logiciel aura du mal à aboutir à un résultat acceptable. Il a donc été décidé de combiner ces deux matériaux et de le considéré comme un seul, car leurs modules sont relativement proches : 14 700 MPa pour l'EC-10 et 13 500 MPa pour l'ESG-10. Ces modules ont été calculés pour une fréquence de 30 Hz, fréquence du FWD (Grenier 2007, *Voir 1.3.5.2*), et une température de 5°C, température à 50 mm de profondeur les jours des essais.

Les épaisseurs de l'EC-10 et l'ESG-10 résultent des mesures effectuées sur les carottes extraites de la chaussée (*Voir 3.3*), de même que pour la GB-20. Pour les couches de MR5, la détermination des épaisseurs par carottage n'ayant pas été possible, ce sont les valeurs obtenues par le relevé topographique.

Ce sont ensuite les données physiques du FWD qui sont entrées, telles que le diamètre de la plaque (30 cm), le nombre de géophones (9) et la distance entre ceux-ci et le centre de la plaque (0, 200, 300, 450, 600, 750, 900, 1200 et 1500 mm).

Pour terminer, les bassins de déflexion sont ajoutés. Le logiciel traite tous les points de mesure d'une même section et définit donc des modules des couches à chacun de ces points..

3.6.2 Calcul des modules

Section 1 – 2010

Les modules calculés pour les différentes couches de la section 1 à partir des essais de 2010 sont présentés à la Figure 3.16. L'erreur quadratique moyenne varie entre 0,44% et 3,24% pour une moyenne à 1,64% pour l'ensemble des rétro-calculs à cette section. Ce résultat est jugé plausible (RMSE < 2).

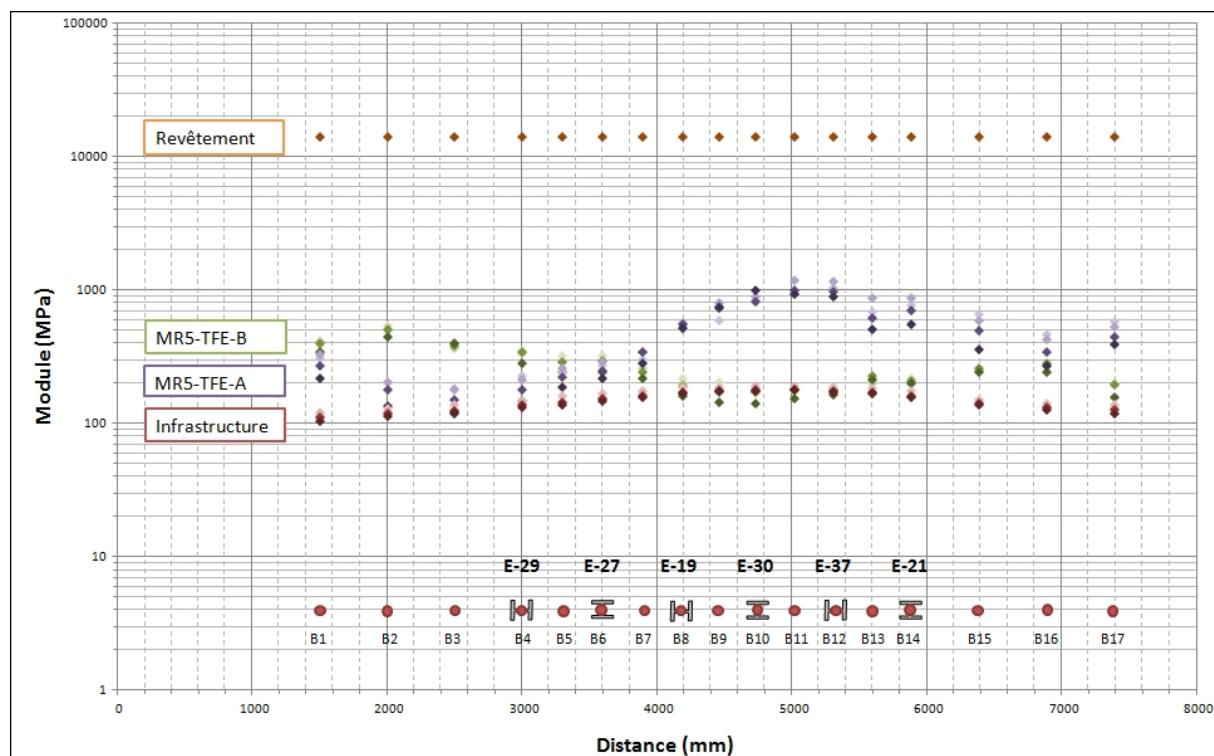


Figure 3.16 Résultats des rétro-calculs pour la section 1 en 2010

La Figure 3.16 montre un profil longitudinal des modules. En abscisse, les distances correspondent aux localisations des points. Les positions des points de mesure et des jauge de déformation sont détaillées sur le graphique. Pour une même teinte, les points les plus clairs représentent les modules calculés pour la charge de 30 kN. Puis 40 kN, 50 kN et 75 kN pour les points les plus foncés. Pour les quatre charges, les modules d'une couche sont du même ordre de grandeur.

Le revêtement étant fixé à 14000 MPa, les points sont tous alignés. Pour l'infrastructure, les modules calculés sont compris entre 104 et 191 MPa et sont plutôt réguliers le long du profil avec une moyenne de 153 MPa. Pour le MR5-TFE-A (sous-fondation), il oscille entre 117 et 1184 MPa et entre 140 et 536 MPa pour le MR5-TFE-B (fondation). Les moyennes sont respectivement de 503 et 260 MPa. Les modules sont beaucoup plus irréguliers pour les couches de matériaux recyclés. Des inversions sont observables avec un temps un module supérieur pour le MR5-TFE-B, puis il diminue et c'est le MR5-TFE-A qui augmente.

Les calculs n'ont pas été fait en fixant la valeur de l'infrastructure, d'une part parce que les deux moyens de mesures du module donnaient des résultats totalement différents (228 MPa pour l'essai à la plaque et 77 MPa pour l'essai de PANDA, *Voir Figure 3.2*) et d'autre part car même en fixant une valeur, le logiciel n'était pas capable de calculer des valeurs pour les modules des MR5 (valeurs supérieures à 100 000 MPa, ce qui est totalement improbable).

Section 1 – 2011

Les modules calculés pour les différentes couches de la section 1 à partir des essais de 2011 sont présentés à la Figure 3.17. L'erreur quadratique moyenne varie entre 1,52% et 4,02% pour une moyenne de 2,52%. Le résultat peut être remis en question avec une RMSE supérieure à 2.

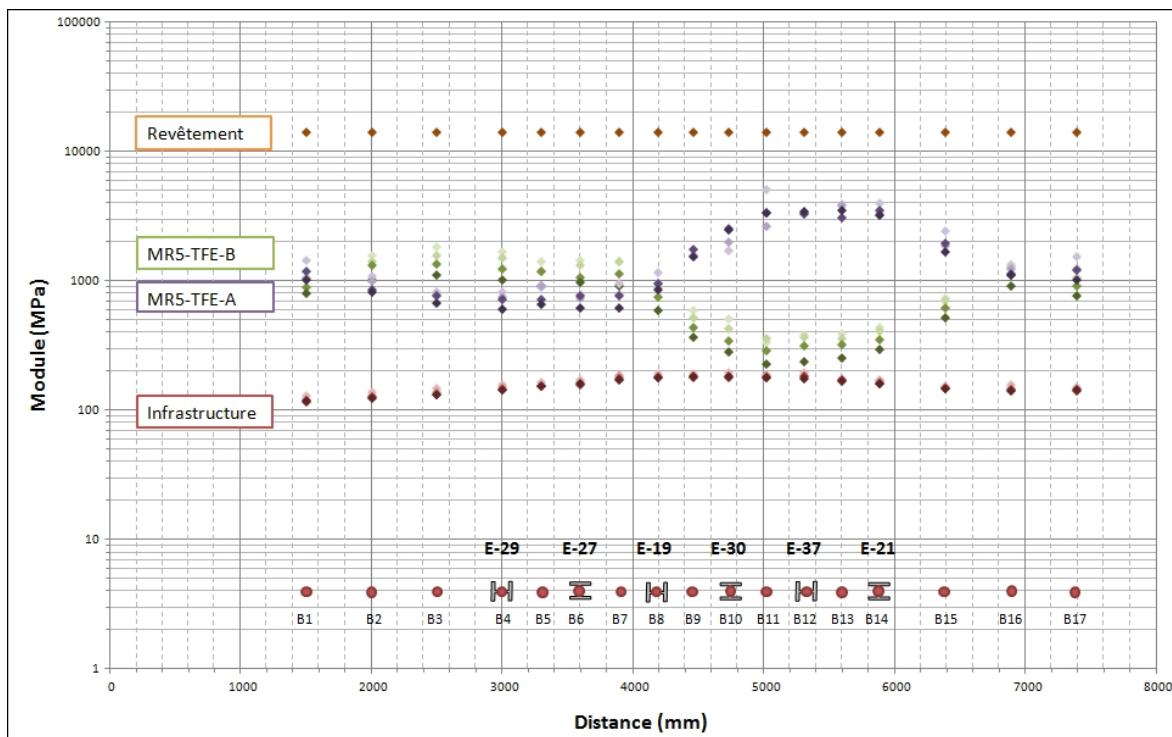


Figure 3.17 Résultats des rétro-calculs pour la section 1 en 2011

Le module de la couche d'infrastructure varie de 115 à 196 MPa pour une moyenne de 160 MPa. Ces valeurs sont légèrement plus élevées qu'en 2010 (moyenne de 153 MPa). Les couches de MR5-TFE-A et B fluctuent à nouveau beaucoup, variant respectivement entre 601 et 5110 MPa pour une moyenne de 1710 MPa et entre 227 et 1840 MPa pour une moyenne de 848 MPa. Ces valeurs sont beaucoup plus fortes qu'en 2010. On note cependant que les formes des courbes restent semblables, avec une inversion entre les couches de MR5 après le point B8.

Section 2 – 2010

Les modules calculés pour les différentes couches de la section 2 à partir des essais de 2010 sont présentés à la Figure 3.18. Dans ce cas-ci, l'erreur quadratique moyenne varie entre 0,20% et 0,99% pour une moyenne à 0,48% sur tous les rétro-calculs. Ce résultat est très plausible ($RMSE < 1$).

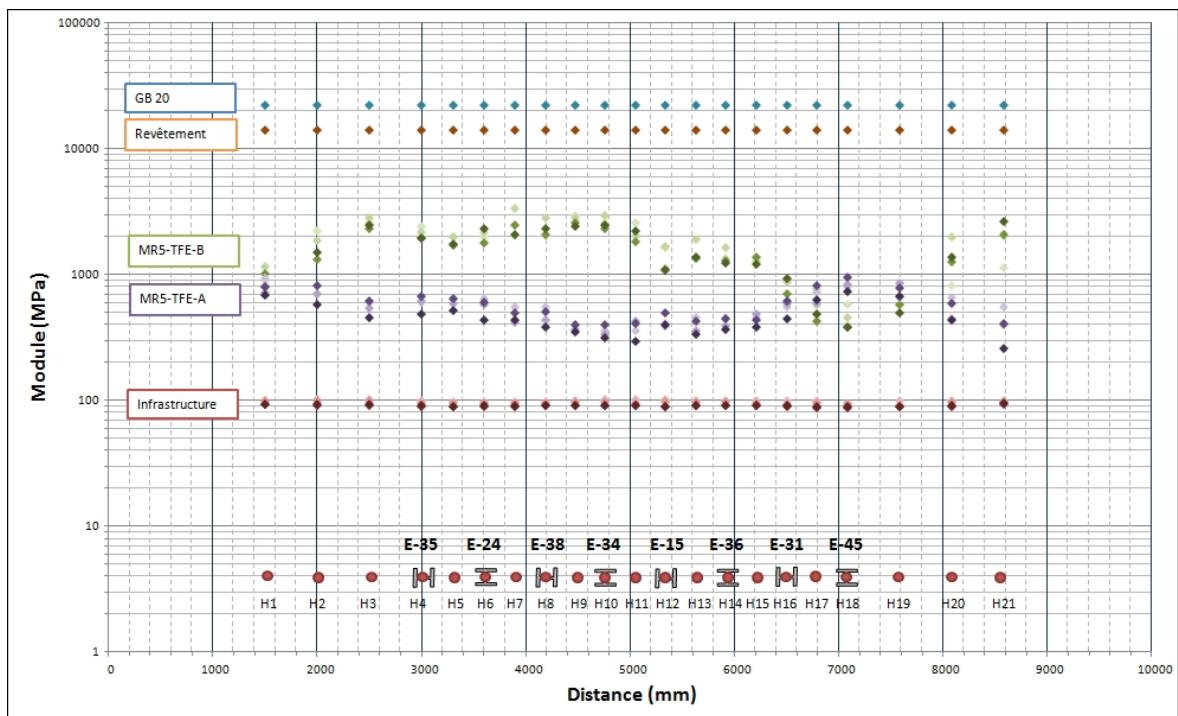


Figure 3.18 Résultats des rétro-c算s pour la section 2 en 2010

Ici ce sont les couches de revêtement et de GB-20 qui sont fixées, respectivement à 14000 et 22000 MPa. La couche d'infrastructure est quasi constante entre 88 et 102 MPa pour une moyenne de 94 MPa. Cette valeur est plus élevée que les modules mesurée au point P2.3 (Voir Figure 3.2) par les essais de PANDA (52 MPa) et à la plaque (23 MPa) mais proche de la moyenne du module de l'infrastructure sur tout la longueur de la chaussée par l'essai de PANDA (78,6 MPa de moyenne). Ici, la moyenne du module de la couche de MR5-TFE-B de 1660 MPa (entre 384 et 3375 MPa) est plus élevée que celle de la couche de MR5-TFE-A de 536 MPa (entre 258 et 953 MPa), ce qui est l'inverse de la section 1. Les modules varient également fortement dans cette section pour les couches de matériaux recyclés.

Section 2 – 2011

Les modules calculés pour les différentes couches de la section 2 à partir des essais de 2011 sont présentés à la Figure 3.19. L'erreur quadratique moyenne varie entre 0,67% et 1,40% pour une moyenne de 0,98%. Le résultat est très plausible avec une RMSE inférieure à 1.

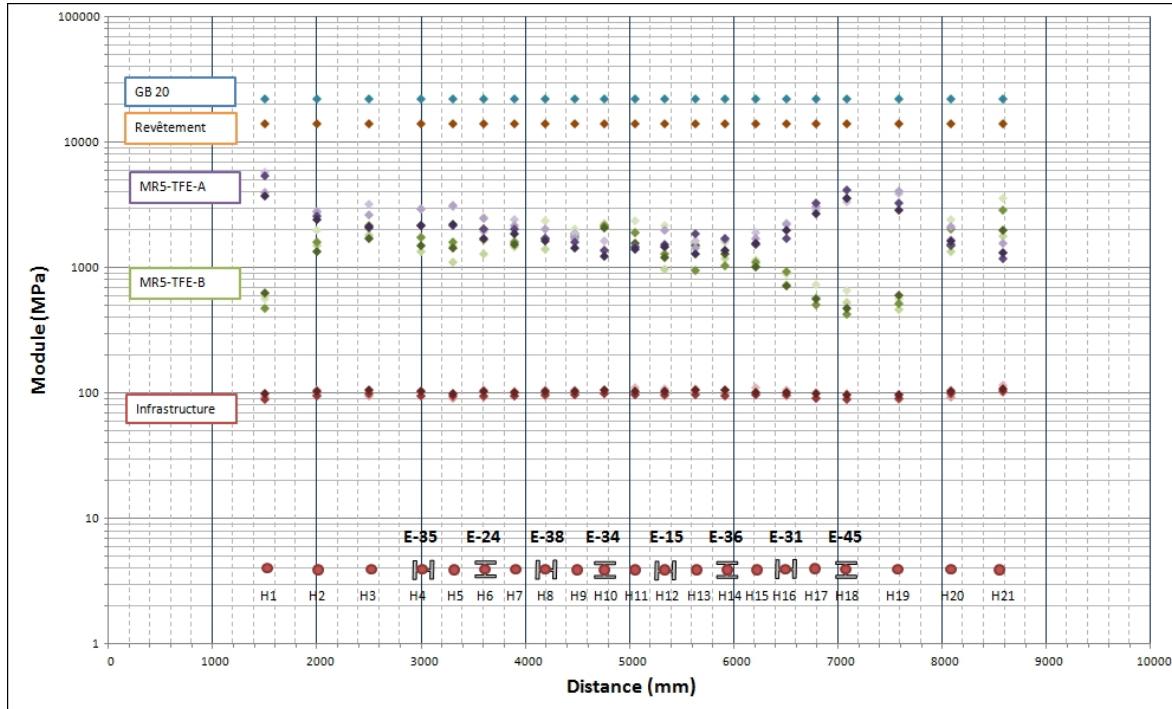


Figure 3.19 Résultats des rétro-c算culs pour la section 2 en 2011

Le module de la couche d'infrastructure varie de 89 à 115 MPa pour une moyenne de 100 MPa. Ces valeurs sont légèrement plus élevées qu'en 2010 (moyenne de 94 MPa). Les couches de MR5-TFE-A et B fluctuent à nouveau beaucoup, variant respectivement entre 1184 et 5703 MPa pour une moyenne de 2253 MPa et entre 429 et 3567 MPa pour une moyenne de 1440 MPa. Ces valeurs sont beaucoup plus fortes qu'en 2010. Et d'après ces rétro-c算culs, le MR5-TFE-A a un module plus élevé que le MR5-TFE-B alors que c'était l'inverse en 2010.

Résumé

Le Tableau 3.8 résume les valeurs moyennes des modules de chaque couche pour les section 1 et 2 en 2010 et 2011.

Tableau 3.8 Résumé des valeurs moyennes des modules des couches de chaque section obtenues par rétro-calcul (température de 5°C à 50 mm de profondeur)

		Section 1 (17 points de calcul)		Section 2 (21 points de calcul)	
		2010	2011	2010	2011
Revêtement*		14000	14000	14000	14000
GB-20*		-	-	22000	22000
MR5-TFE-B	Moyenne	260	848	1660	1440
	Minimum	140	227	384	429
	Maximum	536	1840	3375	3567
	Écart-type	93	434	738	624
MR5-TFE-A	Moyenne	503	1710	536	2253
	Minimum	117	601	258	1184
	Maximum	1185	5110	953	5703
	Écart-type	292	1116	156	917
Infrastructure	Moyenne	153	160	94	100
	Minimum	104	115	102	89
	Maximum	191	196	88	115
	Écart-type	24	21	4	5

*valeur fixée

3.7 Modélisations Alizé

Le but des modélisations avec Alizé est de valider les modules calculés par rétro-calculation en comparant les amplitudes des déformations mesurées par les jauge avec celles des modélisations.

3.7.1 Paramètres d'entrée

Section 1

La structure de la chaussée doit être définie avant toute chose. La Figure 3.20 montre les paramètres retenus pour la structure pour la section 1 en 2010 et la Figure 3.21 en 2011. De bas en haut nous avons l'infrastructure, le MR5-TFE-A, le MR5-TFE-B et le revêtement. On a choisi les mêmes épaisseurs et coefficients de Poisson que lors des rétro-calcus (*Voir* 3.6.1). Les modules ont été pris d'après les résultats des retro-calcus correspondants à la section. Ce sont les moyennes sur l'ensemble de la section (*Voir* Tableau 3.8). Une interface glissante entre le revêtement et les couches de matériaux recyclés a été préférée en raison de l'écart important entre les modules de ces couches qui se traduit par une discontinuité des efforts de cisaillement à l'interface. Les autres interfaces sont collées par défaut.

Structure de base				
	épais. (m)	module (MPa)	Nu	matériaux type
glissant	0.085	14000	0.35	autre
collé	0.200	260	0.35	autre
collé	0.300	503	0.35	autre
	infini	153	0.45	autre

Figure 3.20 Structure de la section 1 pour les modélisations des déformations en 2010 dans Alizé

Structure de base				
	épais. (m)	module (MPa)	Nu	matériaux type
glissant	0.085	14000	0.35	autre
collé	0.200	848	0.35	autre
collé	0.300	1710	0.35	autre
	infini	160	0.45	autre

Figure 3.21 Structure de la section 1 pour les modélisations des déformations en 2011 dans Alizé

La valeur de la charge est ensuite paramétrée (*Voir* Figure 3.22, exemple à 75 kN) ainsi que les profondeurs auxquelles les modélisations des déformations doivent être faites (*Voir* Figure 3.23).

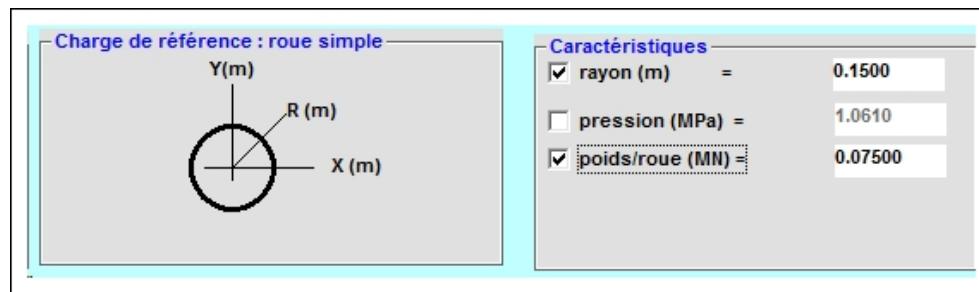


Figure 3.22 Paramétrage de la charge dans Alizé (75 kN ici)



Figure 3.23 Profondeurs des modélisations (EpsilonT) pour la section 1 dans Alizé

Section 2

La Figure 3.24 présente les paramètres retenus pour la structure de la section 2 en 2010 et la Figure 3.25, en 2011. La couche de revêtement est toujours fixée à 14000 MPa et celle de GB-20, à 22000 MPa. Les autres valeurs de modules sont à nouveau les moyennes des résultats obtenus par les rétro-calculs : 1660 MPa pour la couche de MR5-TFE-B, 536 MPa pour le MR5-TFE-A et 94 MPa pour l'infrastructure. L'interface entre la GB-20 et le MR5-TFE-B est glissante comme pour la section 1. Par contre, elle est collée entre la GB-20 et le revêtement.

Structure de base				
	épais. (m)	module (MPa)	Nu	matériaux type
collé	0.090	14000	0.35	autre
glissant	0.095	22000	0.35	autre
collé	0.140	1660	0.35	autre
collé	0.350	536	0.35	autre
collé	infini	94	0.45	autre

Figure 3.24 Structure de la section 2 pour les modélisations des déformations en 2010 dans Alizé

Structure de base				
	épais. (m)	module (MPa)	Nu	matériaux type
collé	0.090	14000	0.35	autre
glissant	0.095	22000	0.35	autre
collé	0.140	1440	0.35	autre
collé	0.350	2253	0.35	autre
collé	infini	100	0.45	autre

Figure 3.25 Structure de la section 2 pour les modélisations des déformations en 2011 dans Alizé

Les profondeurs des modélisations sont exposées à la Figure 3.26.

épaisseur (m)	module (MPa)	coefficient Poisson	niveaux interface (m)	niveaux de calcul (m)	critères (au choix)	paramétrage de la grille, symétrie(s)
0.090	14000.0	0.350	0.000	0.000		<input type="checkbox"/> axe xx à y (m) =
collé			0.090	0.090	EpsilonT	<input type="checkbox"/> axe yy à x (m) =
0.085	22000.0	0.350		0.175	EpsilonT	<input type="checkbox"/> débord (m) = 5.00
glissant			0.175	0.175		<input type="checkbox"/> pas (m) = 0.05
0.140	1660.0	0.350		0.315	EpsilonT	<input type="checkbox"/> Option profils verticaux
collé			0.315	0.315		xmin (m) = -5.0000
0.350	536.0	0.350		0.665	EpsilonT	xmax (m) = 5.0000
collé			0.665	0.665		ymin (m) = -5.0000
infini	94.0	0.400				ymax (m) = 5.0000
						nb pts = 201x201 = 40 401

Figure 3.26 Profondeurs des modélisations (EpsilonT) pour la section 2 dans Alizé

3.7.2 Modélisations

Alizé permet ensuite de visualiser directement les modélisations. Un exemple est présenté à la Figure 3.27, il s'agit de la jauge longitudinale située dans le bas de la couche de revêtement. En abscisse, les distances en mètres et en ordonnées, la déformation de la couche en μdef . La déformation modélisée est parfaitement symétrique car le logiciel ne modélise pas l'approche d'une charge roulante.

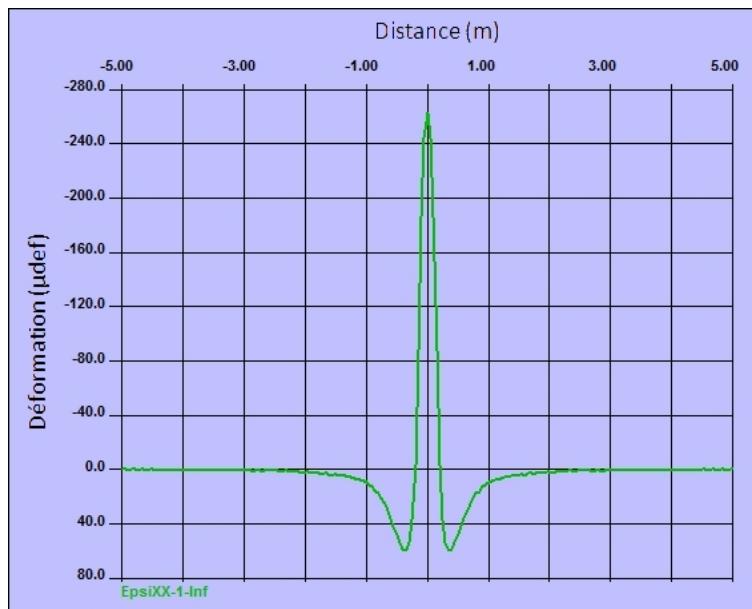


Figure 3.27 Modélisation de la déformation de la couche de revêtement sous la charge de 75 kN dans la section 1 dans Alizé (jauge longitudinale)

Toutes les modélisations des déformations des deux sections et des deux années sont présentées dans l'ANNEXE VI. Elles seront analysées et comparées aux valeurs expérimentales des jauge dans le chapitre suivant. Le Tableau 3.9 présente uniquement les valeurs maximales des amplitudes des modélisations à 75 kN avec Alizé.

Tableau 3.9 Amplitudes de déformation maximales des modélisations calculées à partir d'Alizé à 75 kN (paramètres des couches : Figures 3.20, 3.21, 3.22, 3.23, 3.24, 3.25 et 3.26)

		Section 1			Section 2		
		Jauge et point de mesure	2010	2011	Jauge et point de mesure	2010	2011
Déformation des couches (μdef)	ESG-10	E-37-L B12	322	221	E-31-L H16	7	8
		E-21-T B14	263	174	E-45-T H18	3	4
GB-20		-	-	-	E-15-L H12	93	73
		-	-	-	E-36-T H14	85	70
MR5-TFE-B		E-19-L B8	90	45	E-38-L H8	45	10
		E-30-T B10	63	30	E-34-T H10	35	7
MR5-TFE-A		E-29-L B4	186	115	E-35-L H4	108	70
		E-27-T B6	147	97	E-24-T H6	90	60

CHAPITRE 4

INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS

Ce dernier chapitre se concentre sur l'analyse et l'interprétation des résultats présentés au chapitre 3. La plupart des commentaires se réfèrent aux graphiques ou tableaux situés en annexes : l'ANNEXE IV pour ce qui concerne les bassins de déflexion, l'ANNEXE V pour les mesures de jauge de déformation et l'ANNEXE VI pour les modélisations des déformations avec Alizé-LCPC. Par souci de ne pas surcharger les pages qui vont suivre, ils ne seront pas tous reproduits dans le texte mais la référence sera faite lorsque nécessaire.

4.1 Structure de la chaussée

D'après ce que nous avons vu dans le chapitre précédent par la mesure des bassins de déflexion, il a été conclu que les deux sections de cette rue des Érables présentaient une structure rigide voire très rigide mais une portance du sol support relativement faible (*Voir Tableau 3.5*). Mais la section 2 présente à la fois des déflexions de surface et des déformations internes plus faible que la section 1. Ces résultats s'expliquent par la couche de 100 mm de GB-20 dans la section 2 qui remplace les 100 mm supérieurs de MR5-TFE-B de la section 1. L'impact sur les déformations des jauge lors des essais de deflectomètre à masse tombant s'en fait également ressentir. Le Tableau 3.5 est rappelé ci-dessous.

Tableau 3.5 Amplitudes de déformation maximales des jauge lors des essais de FWD à 75 kN : voir emplacements aux Figures 2.14 et 2.15

		Section 1			Section 2		
		Jauge et point de mesure	2010	2011	Jauge et point de mesure	2010	2011
Déformations mesurées avec les jauge (μdef)	ESG-10	E-37-L B12	255	192	E-31-L H16	-31*	- 23*
		E-21-T B14	280	145	E-45-T H18	17	16
GB-20		-	-	-	E-15-L H12	86	63
		-	-	-	E-36-T H14	73	59
MR5-TFE-B		E-19-L B8	51	23	E-38-L H8	68	35
		E-30-T B10	27	40	E-34-T H10	54	23
MR5-TFE-A		E-29-L B4	230	124	E-35-L H4	69	35
		E-27-T B6	185	116	E-24-T H6	64	50

* un signe négatif signifie une contraction

Les déformations diminuent également après un an de trafic. Ce phénomène est tout à fait normal car les enrobés recyclés à froid (ERF) n'atteignent leur rigidité maximale qu'après plusieurs semaines voire plusieurs mois de mise en service en raison de la quantité d'eau présente lors de la mise en œuvre en chantier. Ceci explique une plus grande rigidité après le passage de nombreux véhicules pendant cette année 2011.

4.2 Déformations des jauge

4.2.1 Forme des signaux expérimentaux

Typiquement, lorsqu'une charge roulante passe sur une chaussée, les déformations horizontales longitudinales et transversales en un point présentent un certain nombre de similitudes mais également des différences notables. L'intensité maximale d'extension, lorsque la roue est à la verticale du point, est égale dans les deux situations. Par contre, longitudinalement, la déformation passe par deux pics de contraction avant et après le passage de la roue, phénomène qui n'est pas observé dans le sens transversal (*Voir* 1.3.2.3, Figure 1.29).

Les profils de déformation tracés avec les résultats des essais de deflectomètre à masse tombante ont ces mêmes allures caractéristiques des déformations longitudinales et transversales (*Voir ANNEXE V*). L'essai de FWD permet donc de simuler le passage d'une roue lorsque les points de mesure suivent un tracé longitudinal dans l'alignement des jauge de déformation. Dans la littérature il est mentionné qu'il peut s'apparenter aux interactions produites par un véhicule roulant à 70 km/h (Grenier, 2007 ; Wurckler, 2010).

Les formes des signaux obtenus sont globalement conformes à la théorie, à savoir que les jauge longitudinales présentent des pics de contraction alors que les jauge transversales restent toujours en extension. Les commentaires des déformations de chaque jauge à chaque année sont disponibles dans les fiches individuelles de chaque jauge de l'*ANNEXE V*.

Un des principaux défauts de certaines courbes est que le maximum d'extension n'est pas toujours aligné avec la position de la jauge (par exemple pour la jauge ASG-E-27, *Voir Figure-A V-2*). Il se peut alors que l'extension maximale soit plus élevée que l'approximation faite par le lissage des points. Ceci peut s'expliquer par la position de l'essai de FWD sur le point d'impact par rapport à la position de la jauge, même si une attention particulière a été portée lors de l'identification des points et du positionnement de la plaque

du deflectomètre ou par un déplacement de la jauge par rapport à sa position initiale. Lors du compactage des couches d'enrobé, elles subissent de fortes contraintes et le mastic qui est sensé les maintenir en place peut avoir failli à sa tâche.

Par ailleurs, les courbes devraient être symétriques de part et d'autre de la jauge car l'essai de FWD est ponctuel, il n'y a pas d'effet dynamique horizontal comme dans le cas d'une charge roulante. Cependant, certaines courbes de déformations sont totalement dissymétriques, comme pour la jauge ASG-E-19 (*Voir Figure-A V-3 et Figure-A V-17*) : la contraction juste avant le pic d'extension est quasi nulle alors qu'elle est clairement plus prononcée juste après. Une explication pourrait être la non-homogénéité du matériau dans l'environnement direct de la jauge. Un gros granulat peut empêcher le mouvement d'une jauge, surtout dans un matériau qui manque de cohésion. Un vide important peut également être la cause du phénomène. Ceci reste cependant une hypothèse, aucun moyen n'a été trouvé pour la vérifier sans détruire la chaussée et par conséquent les jauge.

Malgré ces quelques irrégularités, la plupart des courbes présentent une allure plutôt conventionnelle.

4.2.2 Amplitudes des déformations

Les amplitudes des déformations sont des valeurs expérimentales. Il est difficile de les interpréter individuellement directement à l'état brut. Mais si on compare un couple de jauge qui se trouve à la même profondeur, donc dans la même couche, comme le montre la Figure 4.1, il est possible de constater que deux jauge associées produisent des déformations très proches.

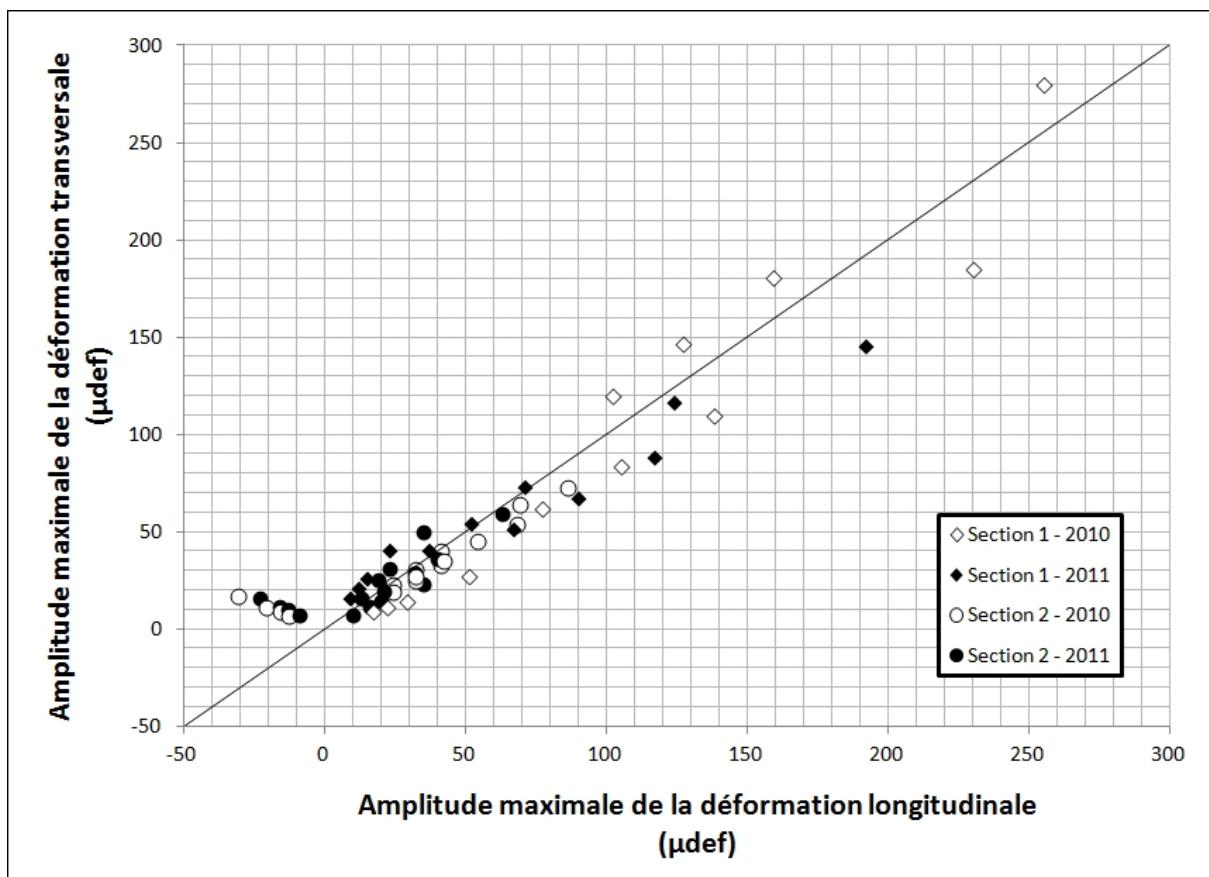


Figure 4.1 Comparaison pour toutes les charges entre la déformation longitudinale et transversale sur une même couche pour une même année

Chaque point représente en abscisse la valeur de la déformation de la jauge longitudinale et en ordonnées celle de la déformation de la jauge transversale du même couple à la même année. La droite a une pente égale à 1 et correspondrait à des valeurs identiques de déformations pour les deux jauge d'un couple. On note que les points sont relativement proches de cette droite. Ils sont globalement légèrement sous la droite, ce qui signifie une déformation longitudinale mesurées supérieure à la déformation transversale mesurée. Ce phénomène est tout à fait logique puisque la déformation longitudinale prend en compte le pic de compression qui précède le pic d'extension.

4.2.3 Profils verticaux de déformation horizontale

Une approximation des déformations dans toute la structure peut être faite en traçant les profils verticaux de déformation horizontale comme le montre les Figures 4.2, 4.3, 4.4 et 4.5. Un graphique correspond à une section à une année. Sont représentées les déformations du couple de jauge de chaque couche ainsi que la moyenne des deux valeurs. L'hypothèse a été faite que les déformations sont linéaires, d'où la représentation par des droites.

Section1

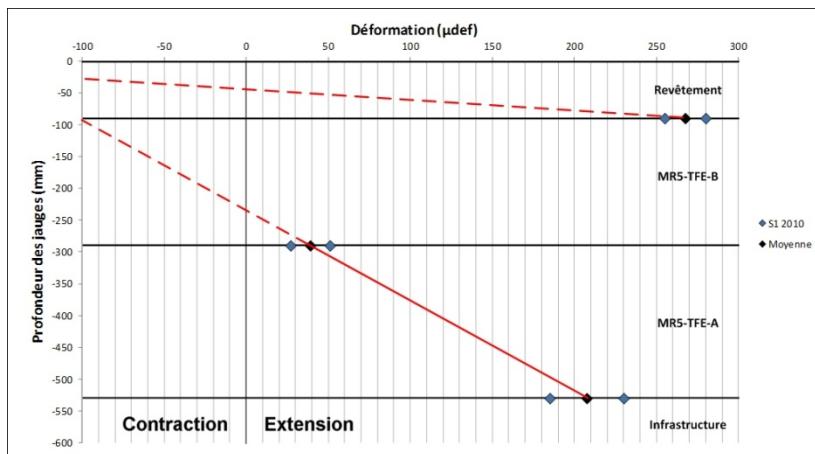


Figure 4.2 Profil vertical de déformation horizontale de la section 1 en 2010

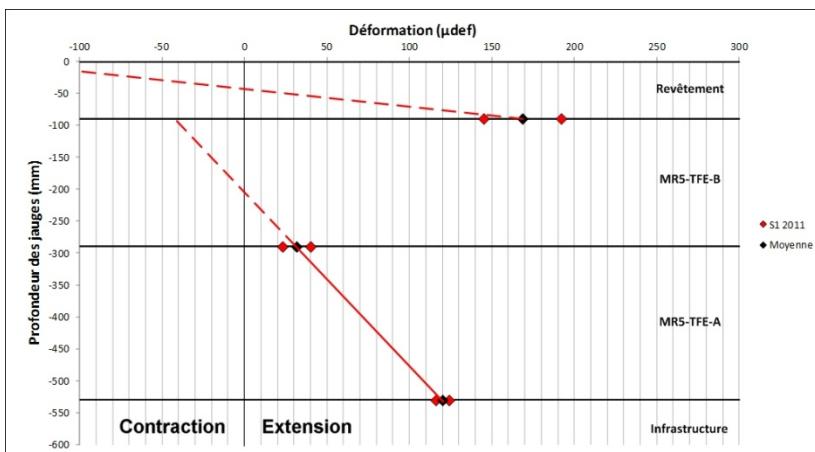


Figure 4.3 Profil vertical de déformation horizontale de la section 1 en 2011

Dans la section 1, le revêtement et le MR5-TFE-B sont considérés comme non collés : il y a une discontinuité des déformations à l'interface. Cette hypothèse a été formulée d'après les valeurs de déformation plus faible dans les couches de MR5. Dans le revêtement, la droite est approximée en supposant que les déformations horizontales du haut de la couche valent l'opposé de la valeur mesurée en bas de couche, à savoir $-267,5 \mu\text{def}$ en 2010 et $-168,5 \mu\text{def}$ en 2011, et donc que l'axe neutre est situé à mi-hauteur. En considérant les deux couches de matériaux recyclés MR5 collées, car de même nature, et en supposant que les déformations sont linéaires, les droites permettent de déterminer une valeur de contraction au haut de la couche de MR5-TFE-B : $-100 \mu\text{def}$ en 2010 et $-43 \mu\text{def}$ en 2011.

Section 2

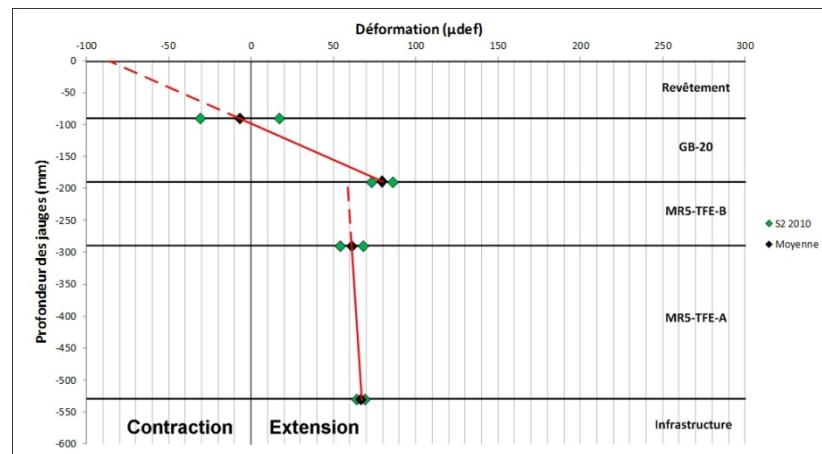


Figure 4.4 Profil vertical de déformation horizontale de la section 2 en 2010

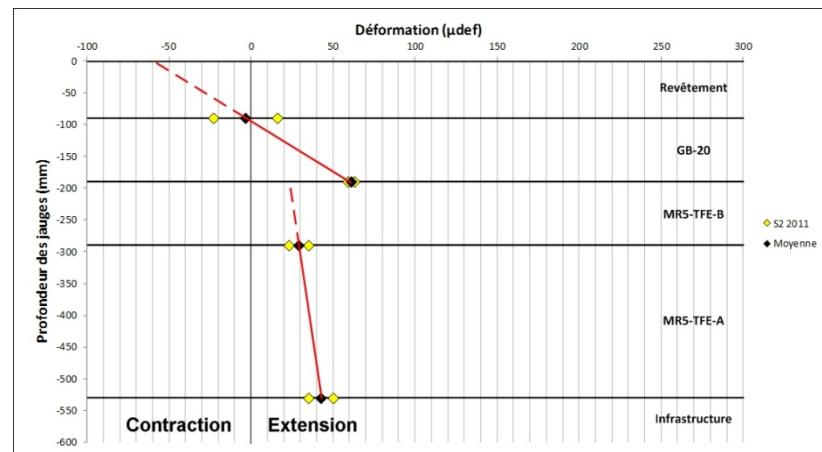


Figure 4.5 Profil vertical de déformation horizontale de la section 2 en 2011

Dans la section 2, le revêtement (ESG-10 et EC-10) et la couche de GB-20 sont considérés collés : la déformation est continue. La remarque des déformations négatives des jauge dans le revêtement (*Voir 3.5.2*) est interprétée ici par un positionnement vertical de celles-ci au-dessus de l'axe neutre de cette partie de la chaussée (revêtement et GB-20). En 2010, la déformation en surface (ordonnée 0) est de -85 μdef et elle vaut 59 μdef au haut de la couche de MR5-TFE-B. En 2011, ces deux valeurs sont respectivement de -58 μdef et 23 μdef . Pour les couches de MR5, les déformations laissent à croire qu'il n'y a que de l'extension dans les couches si l'hypothèse des couches collées est maintenue.

Le calcul des pentes des droites des figures ci-dessus est présenté dans le Tableau 4.1. La pente est définie ici comme le rapport entre la différence d'abscisses et d'ordonnées entre deux points de la droite et s'exprime en $\mu\text{def}/\text{mm}$.

Tableau 4.1 Calcul des pentes des droites de déformation et gains ou pertes correspondants

		Section 1		Section 2	
		2010	2011	2010	2011
Pente ($\mu\text{def}/\text{mm}$)	Revêtement	5,88	3,70	0,87	0,64
	Gain/perte	-37%		-26%	
	MR5	0,70	0,36	0,03	0,06
	Gain/perte	-49%		+100%	

Les mêmes calculs de pente ont été effectués en considérant les deux couches de MR5 comme étant non collées. La Figure 4.6 schématisé l'allure des droites dans ce cas-ci et le Tableau 4.2, le calcul des pentes correspondantes. Il est toujours supposé que l'axe neutre d'une couche passe par son milieu et donc que la valeur de la déformation du haut de la couche est l'opposée du bas.

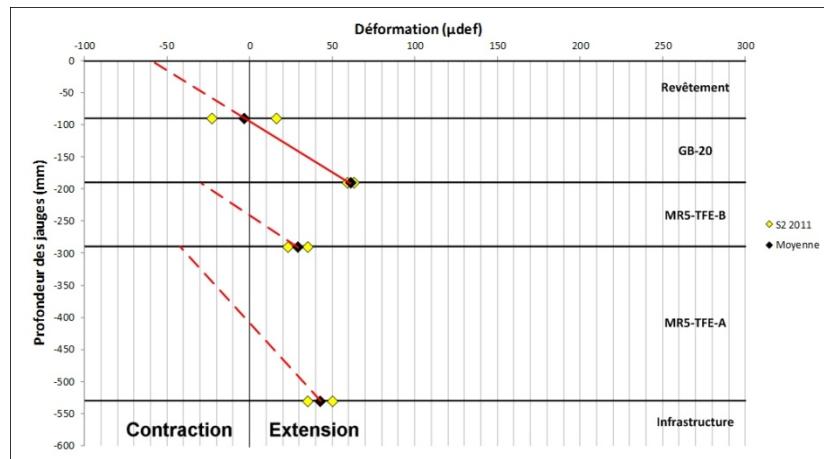


Figure 4.6 Allure des profils de déformation avec des couches de MR5 non collées

Tableau 4.2 Calcul des pentes des droites de déformation et gains ou pertes correspondants dans le cas des couches de MR5 non collées

	Section 1		Section 2		
	2010	2011	2010	2011	
Pente ($\mu\text{def}/\text{mm}$)	Revêtement	5,88	3,70	0,87	0,64
	<i>Gain/perte</i>	<i>-37%</i>		<i>-26%</i>	
	MR5-TFE-B	0,39	0,34	1,22	0,58
	<i>Gain/perte</i>	<i>-13%</i>		<i>-52%</i>	
	MR5-TFE-A	1,72	1,00	0,56	0,36
	<i>Gain/perte</i>	<i>-42%</i>		<i>-36%</i>	

Les interprétations précédentes ne sont cependant pas à prendre pour acquises. Ce ne sont que des hypothèses et ne reflètent peut être pas la réalité des déformations dans toute la chaussée. Il se peut que les déformations ne soit pas linéaires dans les couches de la chaussée, ou que l'hypothèse d'un axe neutre positionné au milieu de la couche soit erronée et donc que les déformations du haut de chaque couche ne soit pas l'opposé de la déformation du bas mesurée par les jauge. Les seules valeurs certaines sont les mesures des jauge.

4.3 Modélisations

4.3.1 Rétro-calcus

Les résultats des rétro-calcus pour les modules des couches de MR5-TFE-A et B ne donnent pas de module unique pour chacune d'entre-elles, comme le montre les Figures 3.16, 3.17, 3.18 et 3.19.

Ceci est dû au fait que même des petites variations de certains paramètres ont un impact considérable sur les valeurs calculées par le logiciel Evercalc. Une variation d'épaisseur des couches de quelques dix ou quinze millimètres peut affecter la valeur du module de 15 à 20% (constatation faite en modifiant les épaisseurs de certaines couches). Comme les couches de la chaussée n'ont pas une épaisseur parfaitement constante tout le long du cheminement des essais de FWD, ces variations sont constatées.

Par ailleurs, la solution d'un rétro-calcu n'est jamais unique en raison du nombre important d'inconnues dans les équations. Le calcul des erreurs quadratiques moyennes permet de s'assurer qu'il s'agit d'une solution plausible. Pour la section 1 en 2010, l'erreur vaut 1,64%, le résultat est jugé plausible. En 2011, 2,52% remet en question la solution. Pour la section 2 en 2010, avec une erreur de 0,48%, la solution est jugée très plausible. En 2011, une erreur de 0,98% donne à nouveau une solution très plausible. Dans l'ensemble, les résultats sont jugés plausibles même si une certaine incertitude reste présente. Les moyennes des modules ont tout de même été calculées pour chaque section et chaque année pour les modélisations des déformations avec Alizé-LCPC.

Enfin, il est intéressant de comparer la Figure 4.7 et la Figure 4.8. La Figure 4.7 présente les résultats des rétro-calcus dans la section 1 en 2010. La Figure 4.8 montre les déflexions enregistrées par chacun des géophones à chaque essai du FWD.

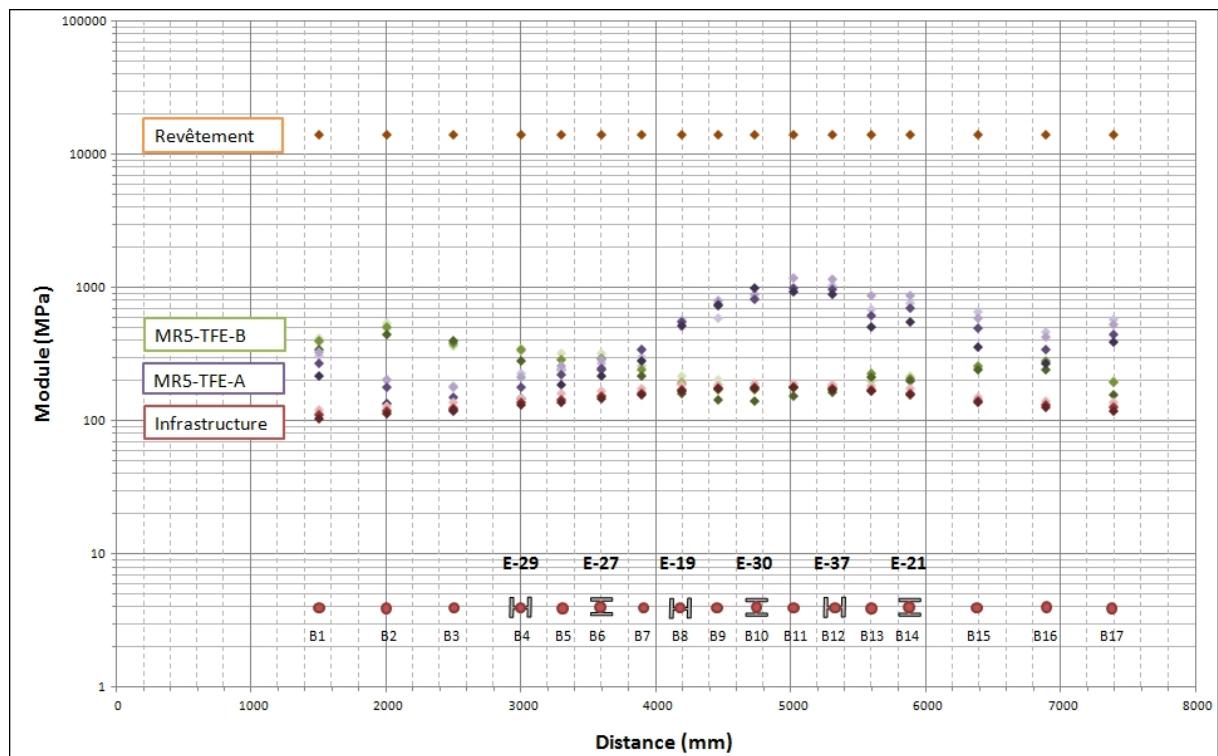


Figure 4.7 Résultats des rétro-c算s pour la section 1 en 2010

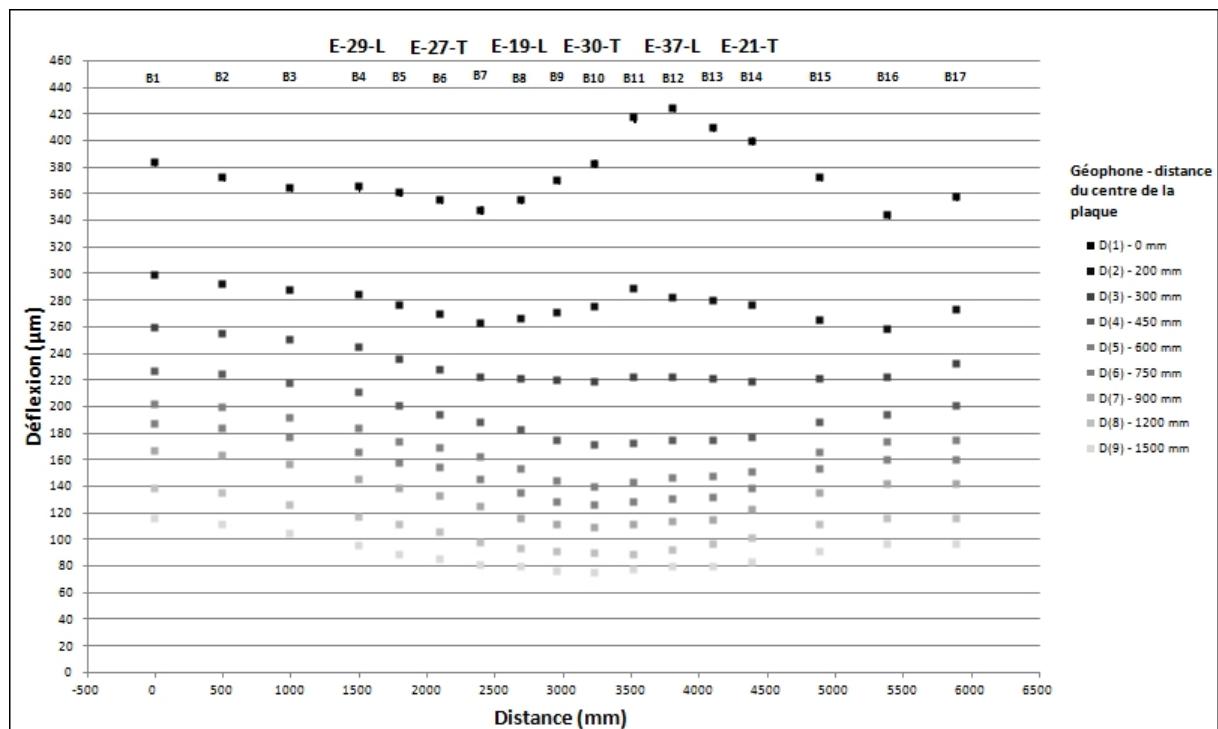


Figure 4.8 Déflexions mesurées par chaque géophone dans la section 1 en 2010

On observe une corrélation entre les deux graphiques : les déflexions de surface expliquent la variation dans les calculs des modules surtout entre les points B7 et B15. Ceci montre que les résultats des rétro-calculs ont une certaine cohérence avec les observations de terrain.

4.3.2 Modélisations avec Alizé

L'utilisation des moyennes des modules issus des rétro-calculs permet d'une part d'avoir concrètement une valeur pour modéliser les déformations internes et d'autre part de vérifier leur validité si les modélisations sont proches des mesures sur terrain. Le Tableau 4.3 rappelle les épaisseurs, les coefficients de Poisson, les modules des couches et la nature des interfaces pour les deux sections et les deux années.

Tableau 4.3 Rappel des paramètres de calcul des modélisations Alizé

	Coeff. de Poisson	Section 1			Section 2		
		Épaiss. (mm)	Module 2010 (MPa)	Module 2011 (MPa)	Épaiss. (mm)	Module 2010 (MPa)	Module 2011 (MPa)
Revêtement	0,35	85	14 000	14 000	90	14 000	14 000
Interface		Glissant			Collé		
GB-20	0,35	-	-	-	95	22 000	22 000
Interface		-			Glissant		
MR5-TFE-B	0,35	200	260	848	140	1660	1440
Interface		Collé			Collé		
MR5-TFE-A	0,35	300	503	1710	350	536	2253
Interface		Collé			Collé		
Infra	0,45	Infinie	153	160	Infinie	94	100

Allure des courbes

Les courbes modélisées avec Alizé-LCPC ont dans l'ensemble une allure qu'on peut quantifier de conventionnelle : contraction/extension/contraction pour les jauge longitudinales et extension uniquement pour les jauge transversales.

Quelques exceptions sont tout de même à relever :

- la jauge transversale du MR5-TFE-B de la section 1 présente des contractions de part et d'autre du pic d'extension (*Voir Figure-A VI-7 et Figure-A VI-8*);
- les jauge de la couche de revêtement de la section 2 ont des déformations très faibles, ce qui confirme la théorie de la présence de l'axe neutre dans un voisinage proche (*Voir Figure-A VI-13, Figure-A VI-14, Figure-A VI-15 et Figure-A VI-16*);
- les modélisations de 2011 pour la couche de MR5-TFE-B de la section 2 ne présentent pas d'extension. Un pic est présent mais il reste dans la zone de contraction (*Voir Figure-A VI-22 et Figure-A VI-24*).

Comparaison modélisation/mesures

Le Tableau 4.4 fait le comparatif des amplitudes de déformation des modélisations et des mesures réelles des jauge.

Tableau 4.4 Comparatif des mesures et des modélisations à 75 kN

		Section 1				Section 2			
				2010	2011			2010	2011
Déformations moyennes mesurées et modélisées (μdef)	ESG-10	E-37-L B12	mes	255	192	E-31-L H16	mes	-31*	-23*
			mod	322	221		mod	7	8
			rap	+26%	+15%		rap	-122%	-135%
		E-21-T B14	mes	280	145	E-45-T H18	mes	17	16
			mod	263	174		mod	3	4
			rap	-6%	+20%		rap	-82%	-75%
	GB-20	-	-	-	-	E-15-L H12	mes	86	63
			-	-	-		mod	93	73
			-	-	-		rap	+8%	+16%
		-	-	-	-	E-36-T H14	mes	73	59
			-	-	-		mod	85	70
			-	-	-		rap	+16%	+19%
	MR5-TFE-B	E-19-L B8	mes	51	23	E-38-L H8	mes	68	35
			mod	90	45		mod	45	10
			rap	+76%	+96%		rap	-34%	-71%
		E-30-T B10	mes	27	40	E-34-T H10	mes	54	23
			mod	63	30		mod	35	7
			rap	+133%	-25%		rap	-35%	-70%
	MR5-TFE-A	E-29-L B4	mes	230	124	E-35-L H4	mes	69	35
			mod	186	115		mod	108	70
			rap	-19%	-7%		rap	+57%	+100%
		E-27-T B6	mes	185	116	E-24-T H6	mes	64	50
			mod	147	97		mod	90	60
			rap	-21%	-16%		rap	+41%	+20%

* un signe négatif signifie une contraction ; mes = mesure ; mod = modélisation ;

$$rap = \frac{(mod - mes)}{mes} * 100\%$$

Dans la section 1, les mesures et les modélisations de chaque jauge de déformation sont du même ordre de grandeur même si certains rapports peuvent paraître élevés comme dans le MR5-TFE-B où elles sont dues à l'absence du pic de contraction avant le pic d'extension pour la jauge longitudinale E-19 (d'où une amplitude plus petite). Les modélisations semblent donc satisfaisantes.

Dans la section 2, les déformations modélisées et mesurées ne peuvent pas être comparées dans le revêtement, les formes des signaux sont beaucoup trop différents en raison de la position des jauge par rapport à cet axe neutre (*Voir Figure-A VI-13 à VI-16*). Dans la GB-20, les modélisations et les mesures correspondent relativement bien. Dans le MR5-TFE-B, les mesures sont globalement plus élevées que les modélisations alors que c'est l'inverse dans le MR5-TFE-A. Cette constatation peut mener à l'hypothèse que le module du MR5-TFE-B serait en réalité plus faible que la valeur qui a servi de base de calcul dans le logiciel Alizé (inférieur à 1660 MPa en 2010 et 1440 MPa en 2011 – *Voir Tableau 3.8*) et inversement que le module du MR5-TFE-A serait plus élevé que dans Alizé (supérieur à 536 MPa en 2010 et 2253 MPa en 2011 – *Voir Tableau 3.8*). D'autres modélisations en changeant un peu certains paramètres comme les épaisseurs des couches n'ont cependant pas donné de résultats plus satisfaisants.

La Figure 4.9 permet de visualiser une comparaison entre les amplitudes maximales des mesures de chaque jauge et des modélisations présentées dans le Tableau 4.4. En définitive, les résultats présentés à la Figure 4.9 montrent que la distribution des points est relativement proche de cette droite et donc qu'il y a une certaine concordance entre les mesures et les modélisations.

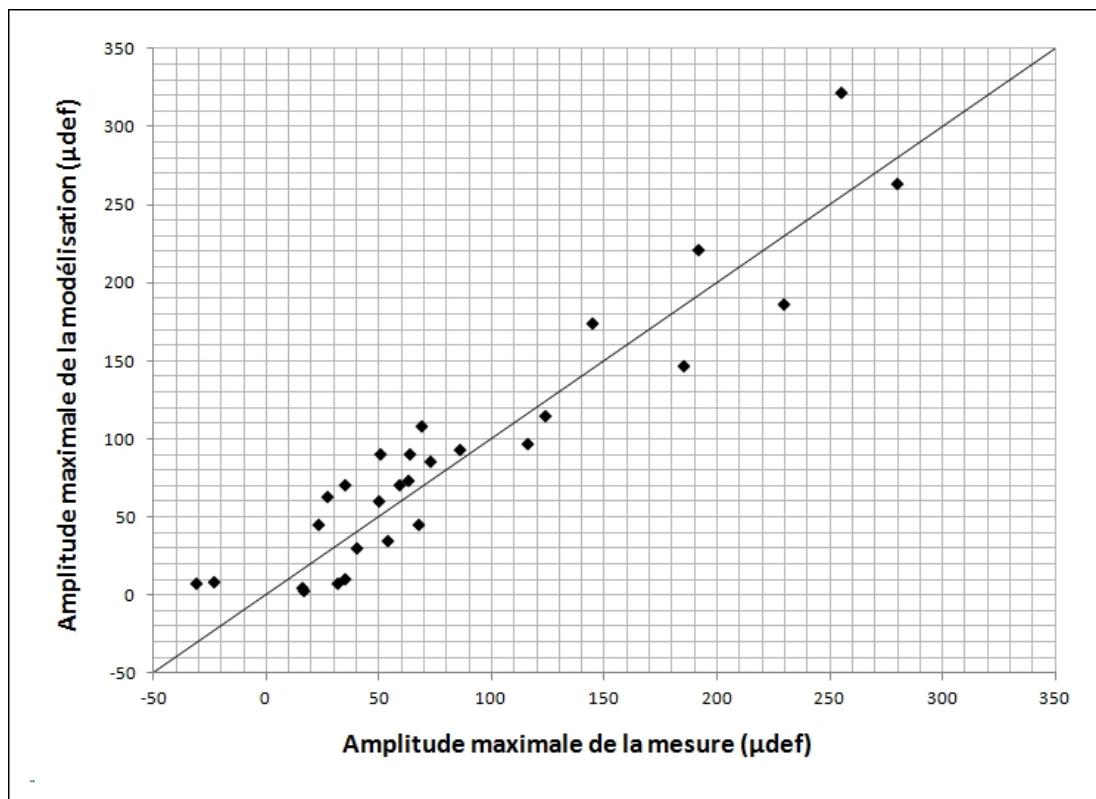


Figure 4.9 Comparaison des amplitudes maximales des mesures et des modélisations
à la charge de 75 kN

CONCLUSION

L'objectif principal de ce mémoire était d'évaluer les performances d'une chaussée construite en partie avec des enrobés recyclés à froid du point de vu des déformations internes de la structure.

Dans le cadre de cette étude, une revue de la littérature existante nous a appris un certain nombre de points, dont :

- les techniques de recyclage à froid des chaussées souples sont avantageuses d'un point de vue économique puisqu'elles peuvent être effectuées directement sur place, donc économisent le transport éventuel des matériaux, ne nécessitent pas l'apport de granulats nouveaux, réutilisent une partie du bitume existant dans la couche recyclée et consomme moins d'énergie. Ce dernier point représente également l'attrait écologique de la méthode puisque le bitume et les granulats n'ont pas besoin d'être chauffés, l'utilisation d'une émulsion ou d'une mousse de bitume permettant de lier le bitume au squelette granulaire;
- le comportement des enrobés bitumineux dépend d'un certain nombre de paramètres dont les principaux sont la température, la fréquence et l'amplitude de sollicitation. Le module complexe est une grandeur qui les caractérise, soit en définissant un module élastique E_1 et un module de perte E_2 dans son expression $E^* = E_1 + iE_2$, soit avec une norme $|E^*|$ et un angle de phase φ exprimant le retard de sa réponse sous sa forme $E^* = |E^*|e^{i\varphi}$;
- le dimensionnement des chaussées par des méthodes mécanistiques-empiriques combine à la fois les observations en situation réelle et l'expérience (empirique) et des modèles de performance et des essais de laboratoire (mécanistique);
- la déformation des chaussées sous charge lourde et les contraintes qui s'ensuivent peuvent entraîner des dégradations telles que l'orniérage ou la fissuration;

- le deflectomètre à masse tombante (FWD) est un appareil permettant l'auscultation des chaussées en surface. Couplé à une instrumentation adéquate, il permet l'évaluation des performances internes de la structure;
- les rétro-calculs permettent, à partir des résultats des essais de FWD, de calculer les modules des différentes couches de la chaussée.

Afin de mener à bien l'étude des déformations dans une chaussée, une instrumentation en situation réelle a été faite. Le chapitre 2 a présenté tous les aspects du projet de recherche, la présentation du protocole expérimental, la réalisation de deux planches d'essai, les campagnes de mesure et le traitement des données. Plus précisément, des jauge de déformation ont été installées à différentes profondeurs de la chaussée, dans différentes couches de revêtement, fondation et sous-fondation. Deux planches d'essais ont été réalisées dans des structures différentes. La première est faite d'un revêtement mince classique traité à chaud et des couches de fondations et de sous-fondation en matériaux recyclés à froid. La deuxième section remplace la partie supérieure de la couche de fondation en matériaux recyclés par une couche de grave-bitume. Des essais de portance du sol d'infrastructure, de vérification des épaisseurs des couches et de deflectomètre à masse tombante à deux reprise à un an d'intervalle ont été effectués. Les modélisations sont expliquées en fin de chapitre. Le chapitre 3 présente tous les résultats obtenus par tous ces essais et modélisations. L'accent est mis sur la comparaison des déformations entre les deux structures mais également sur le fait que les mesures ont été prises une première fois rapidement après la mise en circulation de la rue et la seconde fois après un an de mise en service. Cette comparaison est possible en raison des conditions similaires de température et d'humidité lors des deux campagnes.

L'analyse de ces résultats a conduit aux conclusions suivantes :

- l'utilisation de jauge de déformation et leur mise en place selon un protocole minutieux (décrit dans le chapitre 2) donne un très bon résultat puisqu'aucune jauge n'a été perdue, toutes ont toujours répondu et envoyé un signal;
- le deflectomètre à masse tombante est un bon appareil pour l'auscultation des chaussées et l'analyse de leur performance. Il permet également de simuler le passage d'une charge

roulante en effectuant une série d'essais le long d'un axe longitudinal qui passe par la verticale des jauge. Les jauge posées longitudinalement, c'est-à-dire dans le sens du trafic, présentent les zones de contraction avant et après le pic d'extension caractéristiques des déformations longitudinales du bas des couches d'enrobés bitumineux. Les jauge transversales, perpendiculaires au sens du trafic travaillent quant à elles uniquement en extension;

- les bassins de défexion sont plus faibles après un an de mise en service, ce qui se traduit par une plus grande rigidité de la chaussée due au post-compactage par le trafic et au murissement des matériaux. Leur analyse permet de connaître les performances structurales des chaussées étudiées;
- les déformations internes des couches sont également plus faibles en 2011 qu'en 2010, pour tous les matériaux, le revêtement, la grave-bitume et les deux couches de matériaux recyclés. Les raisons sont les mêmes qu'indiqué précédemment : le post-compactage et le murissement des matériaux;
- le rétro-calcu des modules élastiques des matériaux reste une science approximative. Les inconnues sont souvent trop nombreuses et les solutions ne sont pas uniques. En calculant des erreurs quadratiques moyennes, une solution peut au maximum être jugée plausible. Par ailleurs, de petites variations sur les épaisseurs par exemple changent de manière drastique les résultats obtenus. Et comme les épaisseurs constatées par les mesures en chantier et les carottages ne sont pas constantes et qu'il a été impossible de connaître précisément toutes les épaisseurs pour tous les points de mesure sans détruire la chaussée et les jauge, les modules calculés ne peuvent pas être d'une précision parfaite;
- pour essayer de valider les modules issus des rétro-calcu, le logiciel de modélisation Alizé-LCPC est un bon outil. Il permet de choisir le type de structure en définissant les épaisseurs des couches de matériaux, leur module, leur coefficient de Poisson, la nature des interfaces, le type et l'intensité de la charge appliquée et les profondeurs de calcul. Globalement, dans ce projet, les résultats des comparaisons entre les modélisations et des mesures sont proches. Les formes des signaux avaient la plupart du temps la même allure et les amplitudes des déformations étaient proches, ce qui a permis de conclure à

des modules calculé acceptables également. Les écarts entre ces modélisations et les mesures des jauge peut être attribué à une erreur dans les modules comme il a été mentionné précédemment ou bien à une imperfection dans le positionnement physique de la jauge. En effet, le compactage des couches d'enrobé imposant des contraintes importantes et du déplacement de matériaux, il se peut que les jauge aient bougé, soit dans leur orientation dans un plan horizontal soit dans un plan vertical et ne sont plus à niveau. Ces déplacements, même minimes, peuvent fausser les déformations enregistrées. Il n'y a cependant malheureusement pas moyen de vérifier les positions des jauge sans détruire la chaussée et même en la détruisant il serait difficile de retrouver les jauge entières plongées dans ces matériaux très résistants.

Malgré des résultats parfois difficiles à interpréter, ce projet nous a permis de mieux comprendre les performances de la chaussée étudiée et des matériaux recyclés qui la composent. Les méthodes d'analyses des essais de deflectomètre à masse tombante sont une bonne base en ce qui concerne l'approfondissement des connaissances des performances des chaussées.

RECOMMANDATIONS

Les résultats de l'étude ont montré qu'il peut être difficile d'analyser des résultats lorsque les matériaux ne remplissent pas le rôle qui leur a été attribué, comme les couches de matériaux recyclés présentées ici à cause de leur manque de cohésion. Il serait intéressant de refaire une planche d'essai avec des matériaux retraités à froid ayant une bonne cohésion, afin d'être en mesure de les carotter et d'évaluer leur module en laboratoire, ce qui n'a pas été possible dans ce projet. La connaissance de ces modules améliorerait certainement les modélisations et de fait les analyses qui s'en suivent.

Cependant, la méthode d'analyse des performances peut être reprise pour des projets semblables. L'implantation de jauge de déformation et l'essai de FWD sont de bons procédés pour mieux comprendre les mécanismes des chaussées. Des recommandations peuvent être formulées à ce sujet :

- un nombre plus important de jauge peut être utilisé. Dans une même couche, il serait intéressant de poser deux voire trois jauge dans le même sens (longitudinal ou transversal) pour comparer les signaux émis par celles-ci et éventuellement déceler des défauts d'implantation;
- des jauge peuvent également être positionnées ailleurs que dans la trace de roue, pour mesurer les déformations latérales;
- des mesures à différentes périodes de l'année ou sous différentes conditions météorologiques (pluie, sécheresse, ...) permettraient d'en apprendre plus sur les performances des chaussées et des matériaux recyclés tout au long de l'année;
- les essais de FWD peuvent être validés par le passage d'un camion dont la charge et la vitesse sont connues.

Enfin, il est bien sûr nécessaire de continuer à faire des essais sur la chaussée présentée dans ce mémoire pour connaître l'évolution des matériaux à long terme.

ANNEXE I

Angles de phase de différents enrobés

Des exemples d'angles de phase de différents enrobés sont présentés dans cette annexe. Ils sont issus de documents internes au Laboratoire sur les Chaussées et Matériaux Bitumineux (LCMB, 2012). Ils ont été calculés pour un intervalle de température entre -35°C et +35°C et des fréquences allant de 0,01 Hz à 100 Hz.

Température (°C)	Fréquence (Hz)	Angle de Phase		
		ESG-10 PG 70-28	GB-20 PG 64-28	EC-10 PG 58-22
-35	0,01	2,6	3.4	1.7
-35	0,1	2,0	2.4	1.1
-35	1	1,5	1.6	0.7
-35	10	1,1	1.1	0.5
-35	100	0,8	0.8	0.3
-25	0,01	5.4	6.4	4.6
-25	0,1	4.2	4.7	3.2
-25	1	3.3	3.4	2.1
-25	10	2.5	2.4	1.4
-25	100	1.9	1.7	0.9
-15	0,01	9.2	11.0	10.9
-15	0,1	7.5	8.3	7.4
-15	1	6.0	6.2	5.1
-15	10	4.7	4.6	3.5
-15	100	3.7	3.3	2.4
-5	0,01	14.0	18.9	28.2
-5	0,1	11.5	13.8	17.3
-5	1	9.4	10.3	11.0
-5	10	7.6	7.7	7.5
-5	100	6.1	5.8	5.2
5	0,01	18.9	30.3	48.0
5	0,1	16.0	22.9	38.3
5	1	13.3	16.6	25.2
5	10	11.0	12.2	15.5
5	100	9.0	9.2	10.0
15	0,01	22.8	38.0	48.4
15	0,1	20.1	33.3	50.3
15	1	17.2	26.2	44.1
15	10	14.4	19.2	31.9
15	100	11.9	14.0	19.9
25	0,01	25.3	36.8	28.6
25	0,1	23.0	38.6	46.1
25	1	20.3	35.1	50.7
25	10	17.4	28.4	46.4
25	100	14.6	21.1	35.4
35	0,01	26.6	25.8	9.9
35	0,1	24.7	36.0	28.3
35	1	22.2	38.7	45.9
35	10	19.4	35.8	50.7
35	100	16.5	29.4	46.5

CONSTRUCTION NEUVE - RECONSTRUCTION

GB-20 • ESG-14 • EG-10¹ • ESG-10 • EGA-10² • SMA-10² • EB-20 • EB-14 • EB-10S • EB-10C³

Choix des composants • Recommandations

Type de route	Débit de circulation**	Couche de roulement						Couche de base						Bitume						Zone 1 PC		Zone 2 PC		Zone 3 PC		Gros Granulats		Granulats fins		Essais spectaux	
		Zone 1 PC	Zone 2 PC	Zone 3 PC	Gros granulats	Granulats fins	Essais spectaux	Zone 1 PC	Zone 2 PC	Zone 3 PC	Gros Granulats	Granulats fins	Zone 1 PC	Zone 2 PC	Zone 3 PC	Gros Granulats	Granulats fins	Zone 1 PC	Zone 2 PC	Zone 3 PC	Gros Granulats	Granulats fins	Zone 1 PC	Zone 2 PC	Zone 3 PC	Gros Granulats	Granulats fins	Essais spectaux			
DIMA	ECAS annuel	Zone 1 PC	Zone 2 PC	Zone 3 PC	Gros granulats	Granulats fins	Essais spectaux	Zone 1 PC	Zone 2 PC	Zone 3 PC	Gros Granulats	Granulats fins	Zone 1 PC	Zone 2 PC	Zone 3 PC	Gros Granulats	Granulats fins	Zone 1 PC	Zone 2 PC	Zone 3 PC	Gros Granulats	Granulats fins	Zone 1 PC	Zone 2 PC	Zone 3 PC	Gros Granulats	Granulats fins	Essais spectaux			
Autoroute	> 20 000	> 1 000 000	70-28	64-34	S.O.	1	a	1	Orniéreux, CPP	64-28	64-34	S.O.	2	c	1	Orniéreux															
	< 20 000	< 1 000 000	70-28	64-34	S.O.	1	a	1	Orniéreux, CPP	64-28	58-34	S.O.	3	c	1	Orniéreux															
	> 5 000	> 500 000	70-28	64-34	S.O.	2	b	1	Orniéreux, CPP	64-28	58-34	S.O.	3	c	2	Orniéreux															
	< 5 000	< 500 000	70-28	64-34	S.O.	1	a	1	Orniéreux, CPP	64-28	58-34	S.O.	3	c	1	Orniéreux															
Nationale	> 20 000	> 500 000	70-28	64-34	S.O.	2	b	2	Orniéreux*, CPP	64-28	58-34	S.O.	3	c	2	Orniéreux															
	< 20 000	< 500 000	70-28*	64-34*	S.O.	2	b	2	Orniéreux*, CPP	64-28	58-34	S.O.	3	c	2	Orniéreux*															
	> 5 000	> 300 000	64-28	58-34	S.O.	3	c	2				58-28	58-34	52-40	3	c	2	Orniéreux													
	< 5 000	< 300 000	64-28	58-34	S.O.	3	c	2				58-28	58-34	52-40	3	c	2	Orniéreux													
Régionale et collective	> 20 000	> 300 000	70-28	64-34	S.O.	2	b	1	Orniéreux, CPP	64-28	58-34	S.O.	3	c	2	Orniéreux															
	< 20 000	< 300 000	70-28*	64-34*	S.O.	3	b	2	Orniéreux, CPP*	64-28*	58-34	S.O.	3	c	2	Orniéreux*															
	> 5 000	> 150 000	64-28	58-34	S.O.	3	c	2				58-28	58-34	52-40	3	c	2	Orniéreux*													
	< 5 000	< 150 000	58-28	58-34	S.O.	3	c	2				58-28	58-34	52-40	3	c	2	Orniéreux*													

* Réseau de camionnage.

Notes

1. Seuls les bitumes PG 70-28 et PG 64-34 peuvent être utilisés pour l'enrobé EG-10.
2. Seuls les bitumes PG 58-28 et PG 58-34 peuvent être utilisés pour les enrobés EGA-10 et SMA-10.
3. Les caractéristiques (classes de bitumes et de granulats) de la couche de roulement sont applicables à la couche de correction.

Lorsque la présence d'ornières justifie une intervention sur la couche d'usure, l'essai de résistance à l'ombrage est recommandé. L'utilisation d'un bitume différent en couche de base n'est pas recommandé si la quantité d'enrobé de cette couche est inférieure à 1 000 tonnes.

ECAS annuel : ECAS cumulé pour la durée de vie au moment de la conception, divisé par le nombre d'années correspondant, de la voie la plus sollicitée.

CONSTRUCTION NEUVE - RECONSTRUCTION

Tableau 1
Catégories de gros granulats selon leurs caractéristiques intrinsèques de résistance à l'usure et aux chocs

Caractéristiques intrinsèques	Méthodes d'essai	Catégories de gros granulats					
		1	2	3	4	5	6
Micro-Deval (MD)	LC 21-070	≤ 15	≤ 20	≤ 25	≤ 30	≤ 35	≤ 40
Los Angeles (LA)	LC 21-400	≤ 35	≤ 45	≤ 50	≤ 50	≤ 50	≤ 50
(MD+LA)	(MD+LA)	≤ 40	≤ 55	≤ 70	≤ 75	≤ 80	≤ 85

Tableau 2
Zones climatiques

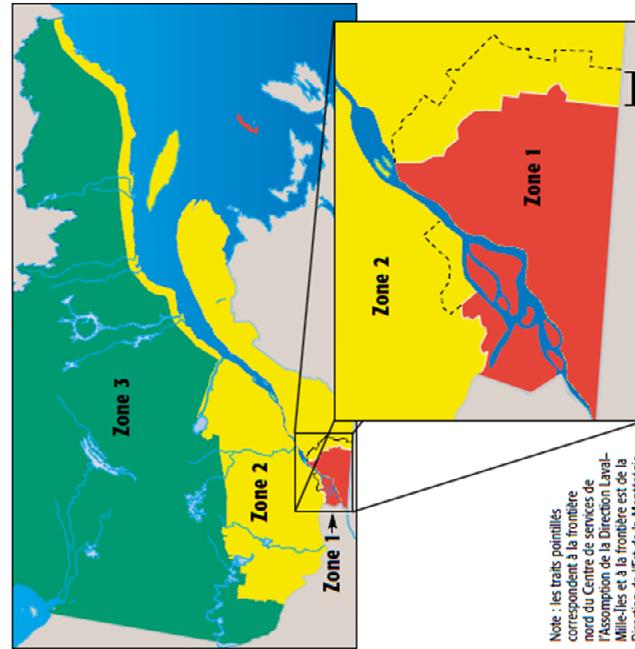


Tableau 2
Catégories de gros granulats selon leurs caractéristiques de fabrication

Caractéristiques de fabrication	Méthodes d'essai	Catégories de gros granulats					
		a	b	c	d	e	
Fragmentation (%)	LC 21-100	100	≥ 75	≥ 60	≥ 60	≥ 50	
Particules plates (%)	LC 21-265	≤ 25	≤ 25	≤ 25	≤ 30	–	
Particules allongées (%)	LC 21-265	≤ 40	≤ 40	≤ 45	≤ 50	–	

Note : les traits pointillés correspondent à la frontière nord du Centre de services de l'Assomption et la frontière est de la Direction Laval-Milleiles et la frontière de l'Est-de-la-Montérégie.

Tableau 3
Catégories de granulats fins selon leurs caractéristiques intrinsèques de résistance à l'usure et de friabilité et selon leurs caractéristiques de fabrication

Caractéristiques intrinsèques	Méthodes d'essai	Catégories de granulats fins		
		1	2	3
Micro-Deval (MD)	LC 21-101	≤ 30	≤ 35	≤ 35
Friabilité (%)	LC 21-080	≤ 40	≤ 40	–

Tableau 4
Caractéristiques complémentaires des granulats pour enrobés à chaud selon les usages

Caractéristiques complémentaires	Méthodes d'essai	Couche de base			Couche de roulement
		≤ 1,0	≤ 1,5	≥ 1,5	
Gros granulats	Propriété (particules < 80 µm) (% max) ¹ (gravière et sablière) Propriété (particules < 80 µm) (% max) ¹ (carrière) Coefficient de polissage par projection (minimum) ²	CSA-A23.2-5A CSA-A23.2-5A LC 21-02	–	–	≥ 0,45
Granulats fins	Teneur en mottes d'argile (% max) ³ Coefficient d'écoulement ⁴ Teneur en particules inférieures à 5 µm (% max) ⁵	CSA-A23.2-3A LC 21-075 NQ 2501-025	≤ 2,0 ≤ 80 ≤ 4	≤ 2,0 ≤ 80 ≤ 4	–

Notes 1. Cette caractéristique s'applique à chaque classe granulaire.

2. Uniquement pour les gros granulats de caractéristiques intrinsèques de catégorie 1 ou 2.

3. Pour des granulats fins de catégorie 1 uniquement.

4. Le pourcentage est établi par rapport au passant 5 mm.

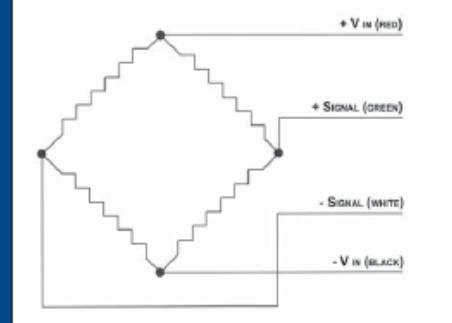
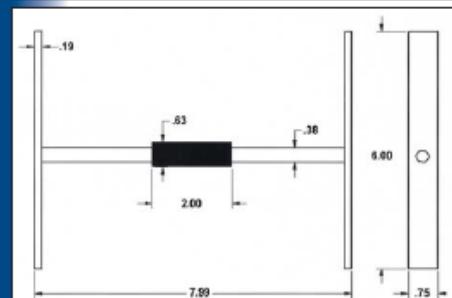
Les exigences contenues dans ces tableaux sont conformes à la norme NQ 2550-114/2002 « Travaux de génie civil - Granulats ».

Transports Québec 

ANNEXE III

Caractéristiques de jauge de déformation

CTL **ASPHALT STRAIN GAGE ASG-152**



GENERAL SPECIFICATIONS

Bridge Completion Full bridge, no completion required
Gage Resistance 350 Ohm
Excitation up to 10 Volts
Output $\approx 2 \text{ mV/V}$ @ 1500 μstrain
Calibration Factor Individually provided
Grid Area 0.133 cm^2
Gage Area 1.22 cm^2 overall
Fatigue Life $<10^5$ repetitions @ $\pm 1500 \mu\text{strain}$
Modulus $\approx 340,000 \text{ psi}$
Cell Material Black 6/6 nylon
Coating Two-part polysulfide liquid polymer, encapsulated in silicone with butyl rubber outer core

QUALITY ASSURANCE

Water Submersion 1 ft for 24 hours at 24°C (75°F)
Temperature -34°C (-30°F) to 204°C (400°F)
Lead Wire 30 ft of 22 AWG braided shield four wire

BACKGROUND INFORMATION

CTL's Asphalt Strain Gages are designed to withstand the high temperatures and compaction loads associated with asphalt pavement construction. The ASG-152 is a field-proven design that uses durable materials to ensure accurate long-term data collection. Its full-bridge configuration reduces costs by eliminating the need for expensive data-acquisition and signal-conditioning systems to provide bridge completion. Braided shielding protects the lead wire from electrical noise, while an abrasion-resistant, Teflon polymer coating withstands temperatures up to 205°C (400°F). This all leads to longer sensor life and long-term savings, by reducing redundancy in your instrumentation plan.

PRICE

Call for pricing.

CONTACT

Asad.Bassam
Sensors & Structural Diagnostics
847.972.3198
ABassam@CTLGroup.com

ANNEXE IV

Bassins de déflexion

Chaque bassin de chaque essai de FWD de 2010 et 2011 est présenté dans cette annexe. Les points B1 à B17 et H1 à H21 se réfèrent aux points sur la Figure 2.14 et la Figure 2.15.

Bassins de déflexion – Section 1 – 22 novembre 2010

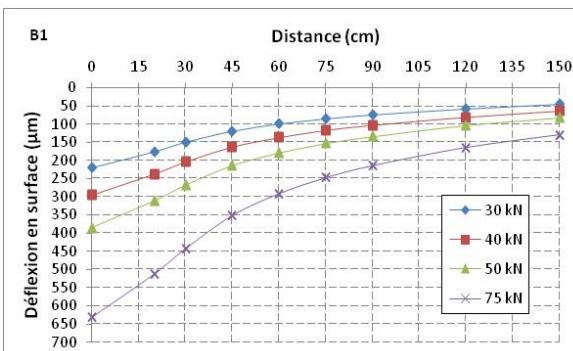


Figure-A IV-1 Bassin de déflexion B1 2010

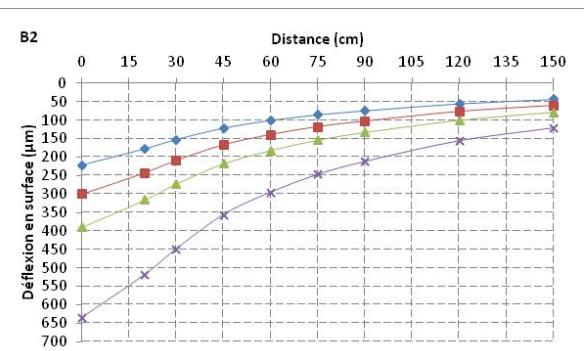


Figure-A IV-2 Bassin de déflexion B2 2010

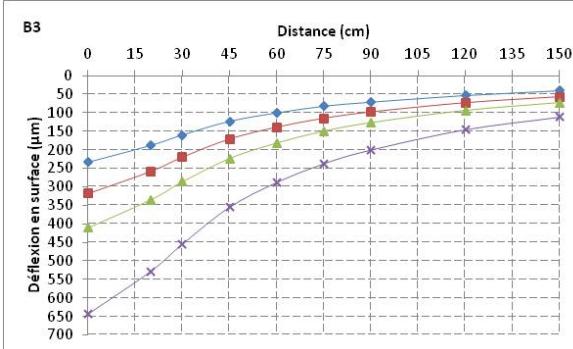


Figure-A IV-3 Bassin de déflexion B3 2010

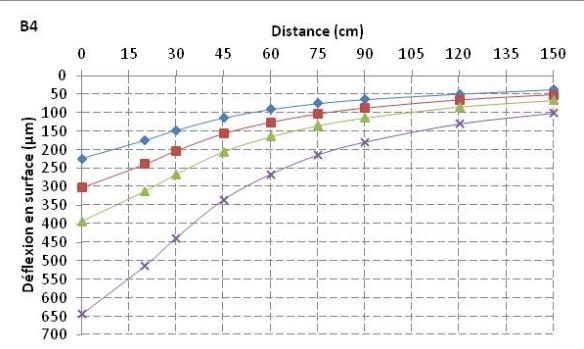


Figure-A IV-4 Bassin de déflexion B4 2010

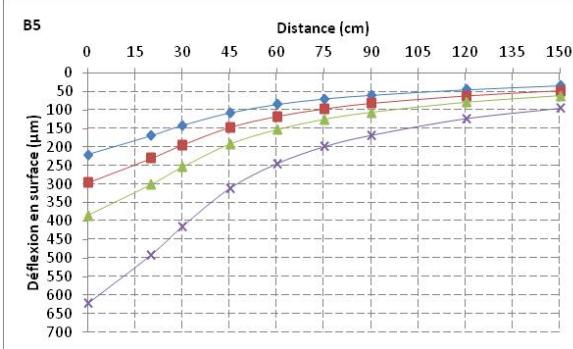


Figure-A IV-5 Bassin de déflexion B5 2010

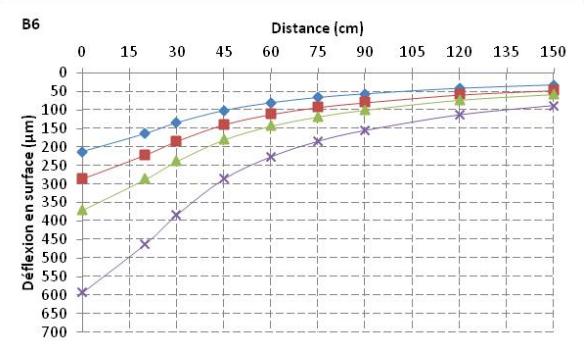


Figure-A IV-6 Bassin de déflexion B6 2010

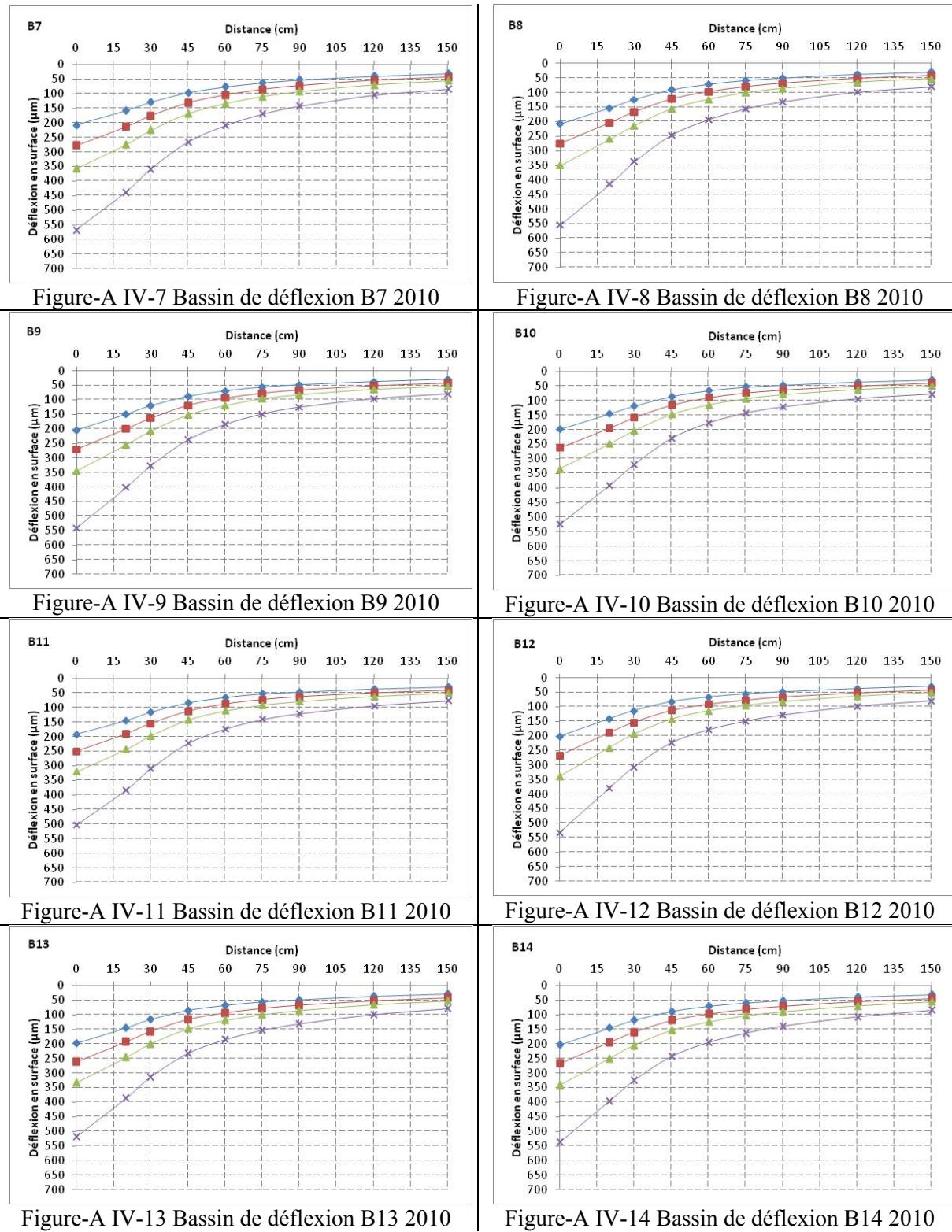


Figure-A IV-7 Bassin de déflexion B7 2010

Figure-A IV-8 Bassin de déflexion B8 2010

Figure-A IV-9 Bassin de déflexion B9 2010

Figure-A IV-10 Bassin de déflexion B10 2010

Figure-A IV-11 Bassin de déflexion B11 2010

Figure-A IV-12 Bassin de déflexion B12 2010

Figure-A IV-13 Bassin de déflexion B13 2010

Figure-A IV-14 Bassin de déflexion B14 2010

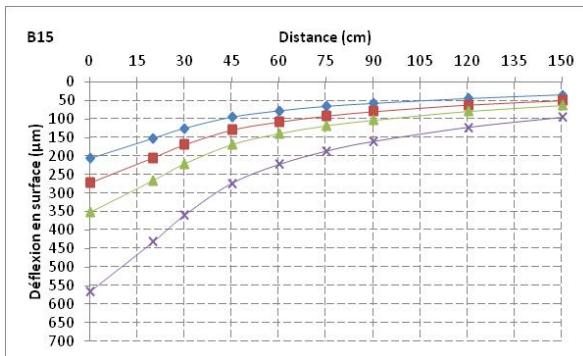


Figure-A IV-15 Bassin de déflexion B15 2010

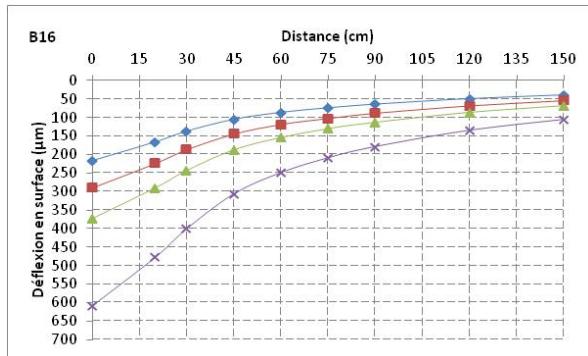


Figure-A IV-16 Bassin de déflexion B16 2010

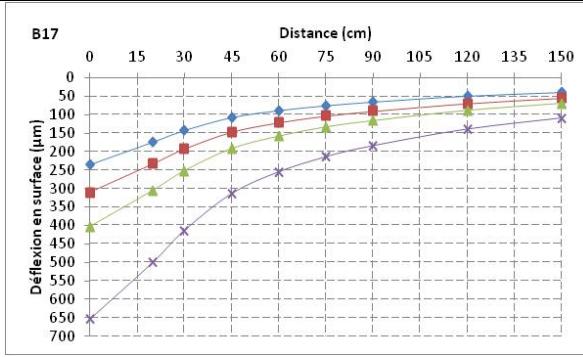


Figure-A IV-17 Bassin de déflexion B17 2010

Bassins de déflexion – Section 1 – 1^{er} novembre 2011

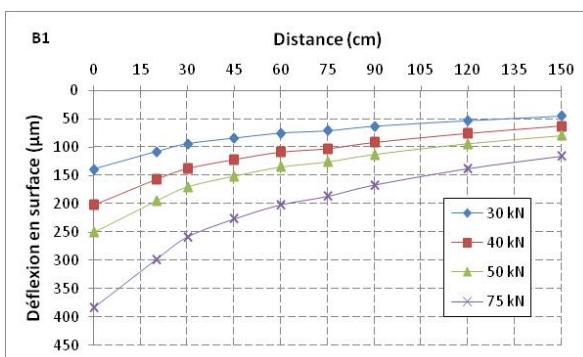


Figure-A IV-18 Bassin de déflexion B1 2011

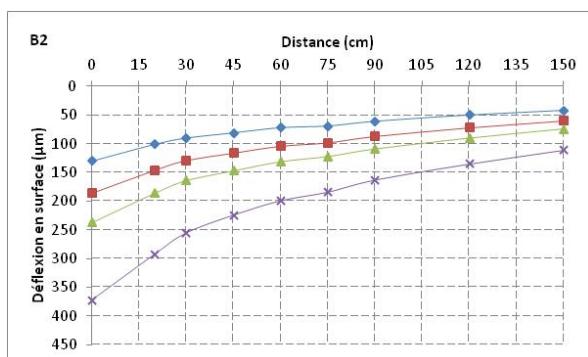


Figure-A IV-19 Bassin de déflexion B2 2011

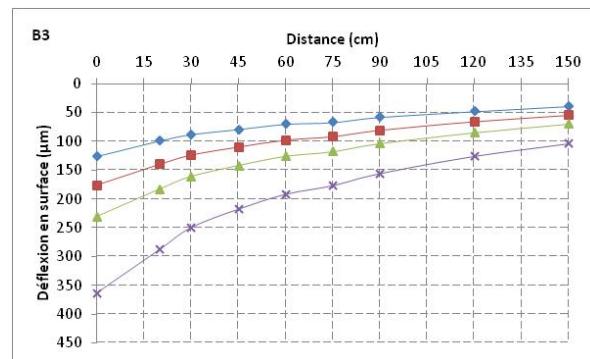


Figure-A IV-20 Bassin de déflexion B3 2011

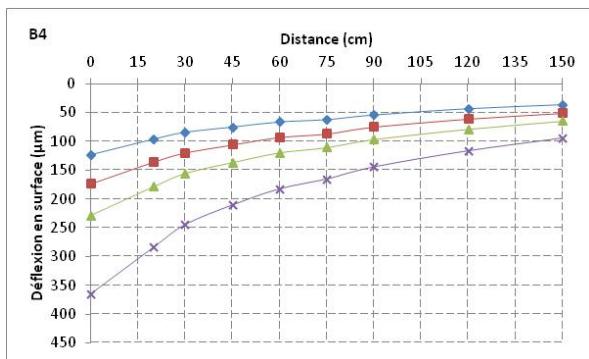


Figure-A IV-21 Bassin de déflexion B4 2011

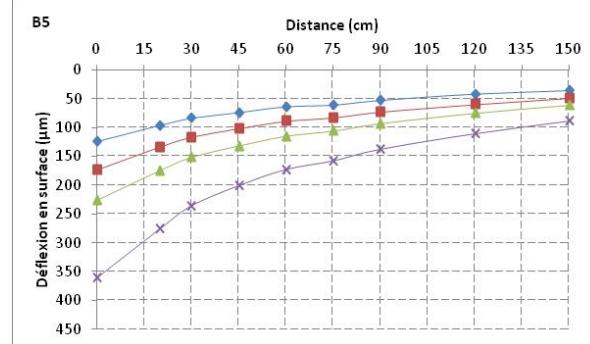


Figure-A IV-22 Bassin de déflexion B5 2011

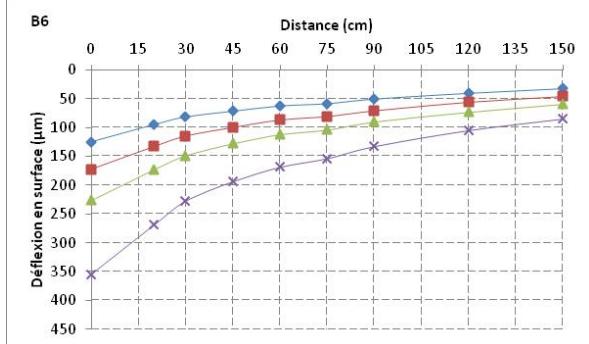


Figure-A IV-23 Bassin de déflexion B6 2011

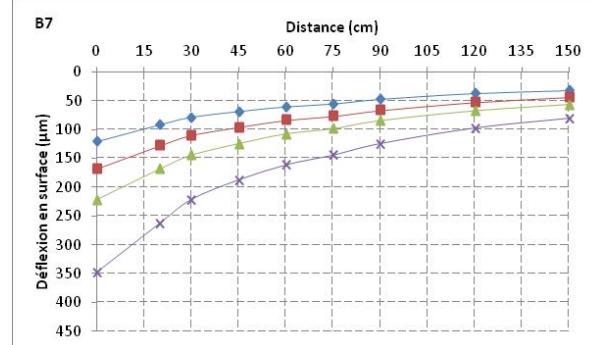


Figure-A IV-24 Bassin de déflexion B7 2011

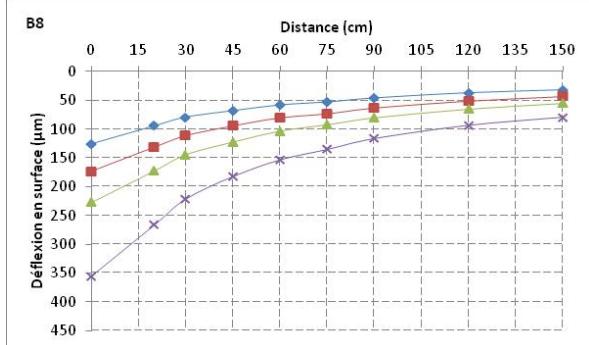


Figure-A IV-25 Bassin de déflexion B8 2011

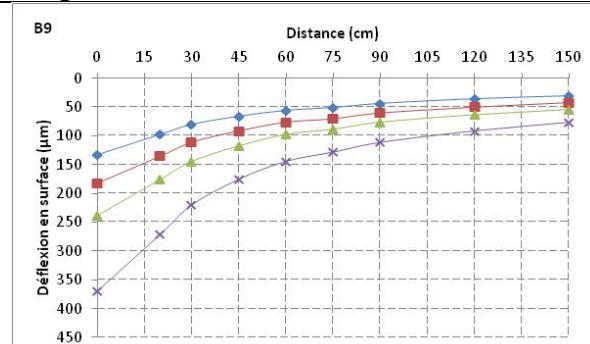


Figure-A IV-26 Bassin de déflexion B9 2011

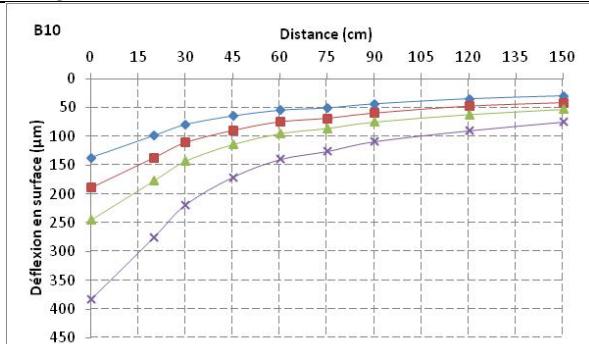


Figure-A IV-27 Bassin de déflexion B10 2011

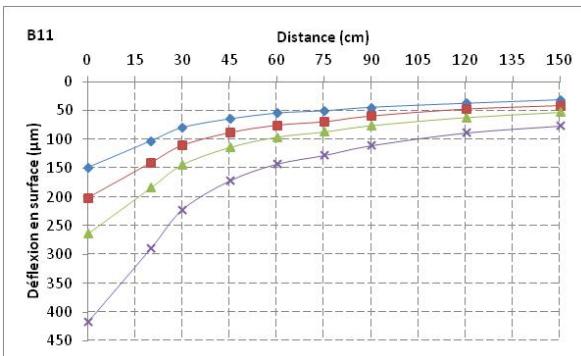


Figure-A IV-28 Bassin de déflexion B11 2011

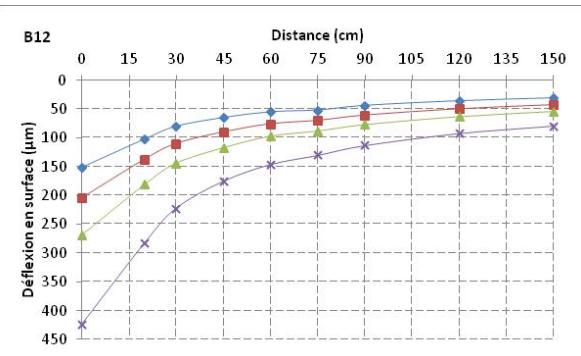


Figure-A IV-29 Bassin de déflexion B12 2011

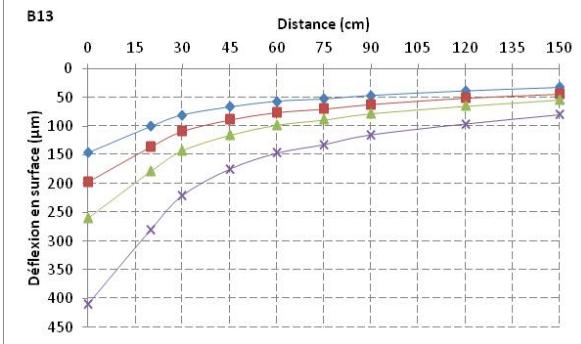


Figure-A IV-30 Bassin de déflexion B13 2011

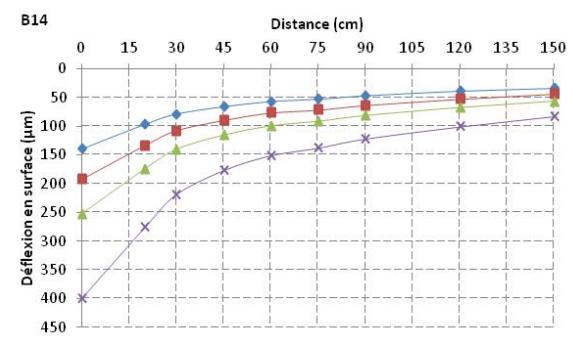


Figure-A IV-31 Bassin de déflexion B14 2011

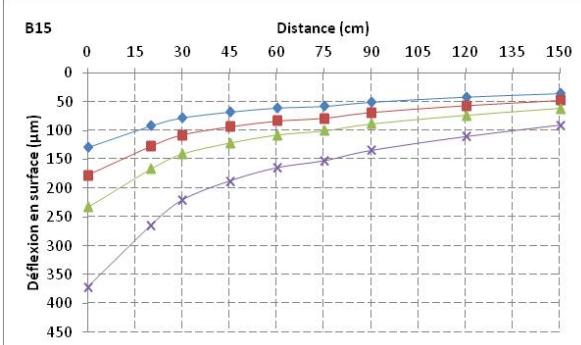


Figure-A IV-32 Bassin de déflexion B15 2011

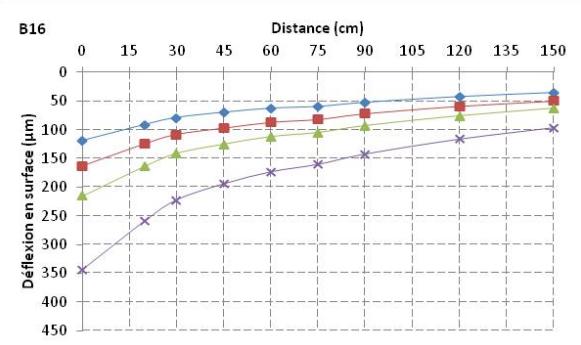


Figure-A IV-33 Bassin de déflexion B16 2011

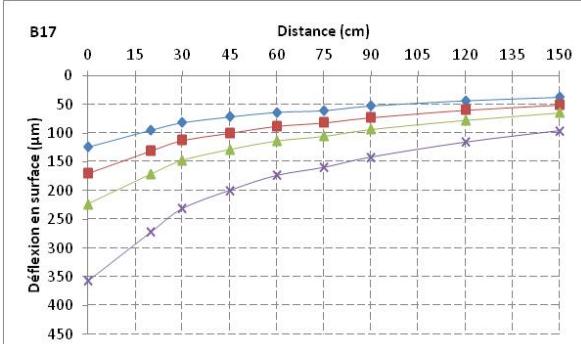


Figure-A IV-34 Bassin de déflexion B17 2011

Bassins de déflexion – Section 2 – 22 novembre 2010

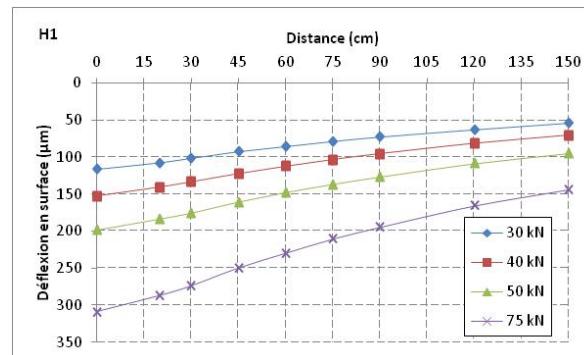


Figure-A IV-35 Bassin de déflexion H1 2010

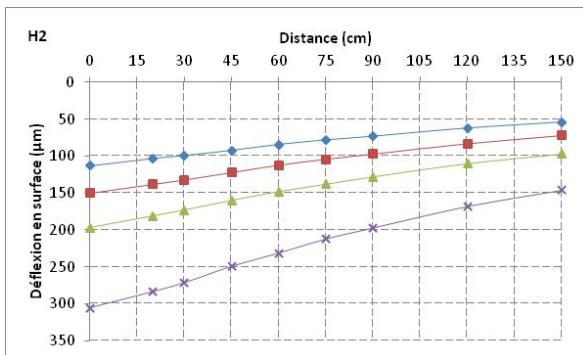


Figure-A IV-36 Bassin de déflexion H2 2010

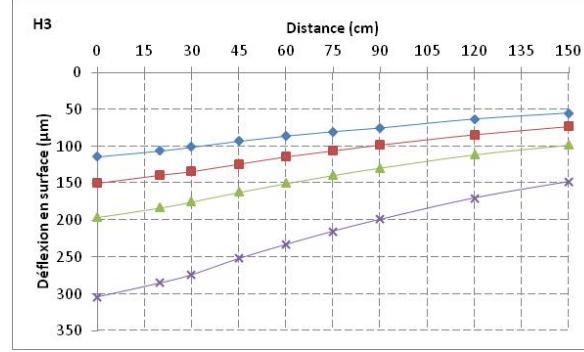


Figure-A IV-37 Bassin de déflexion H3 2010

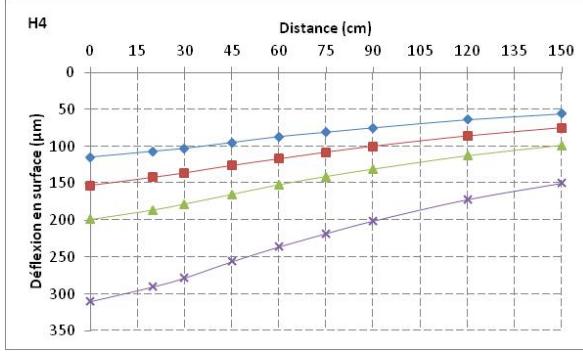


Figure-A IV-38 Bassin de déflexion H4 2010

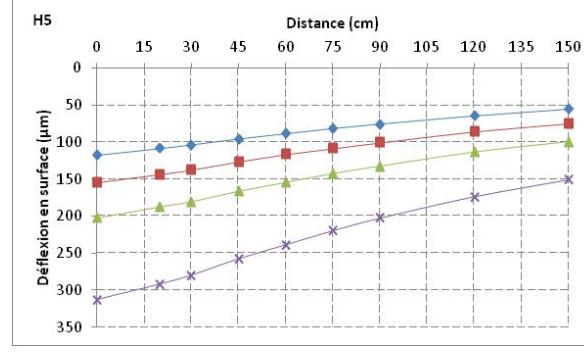


Figure-A IV-39 Bassin de déflexion H5 2010

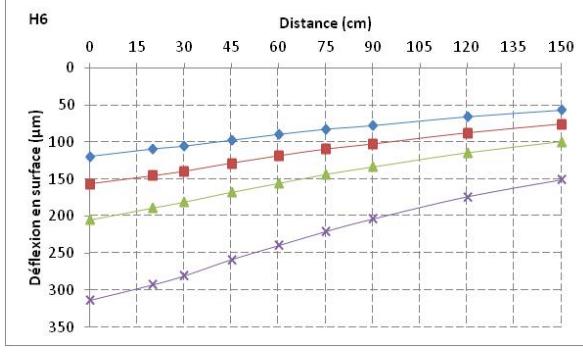


Figure-A IV-40 Bassin de déflexion H6 2010

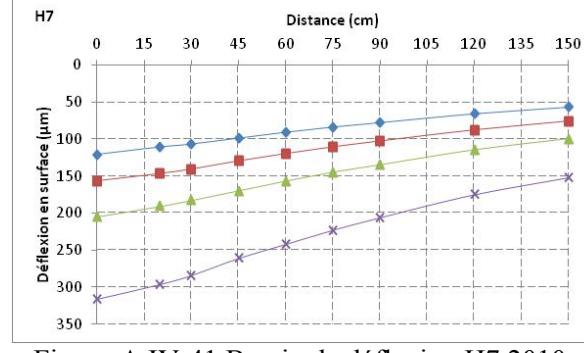


Figure-A IV-41 Bassin de déflexion H7 2010

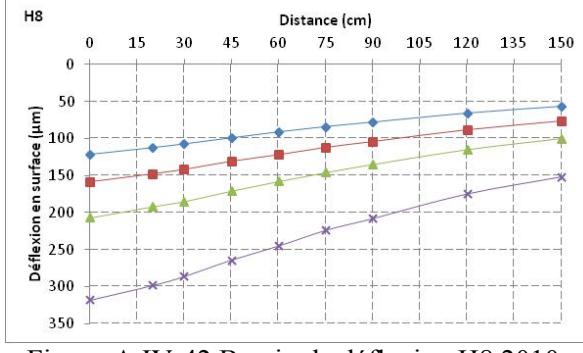


Figure-A IV-42 Bassin de déflexion H8 2010

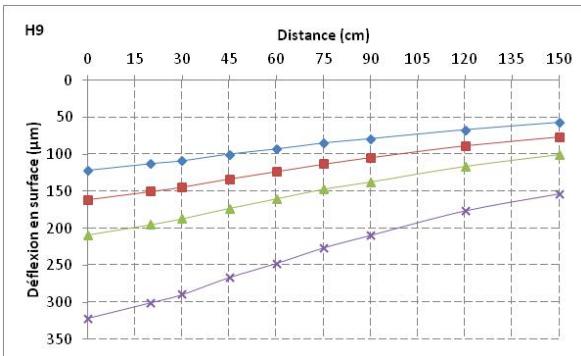


Figure-A IV-43 Bassin de déflexion H9 2010

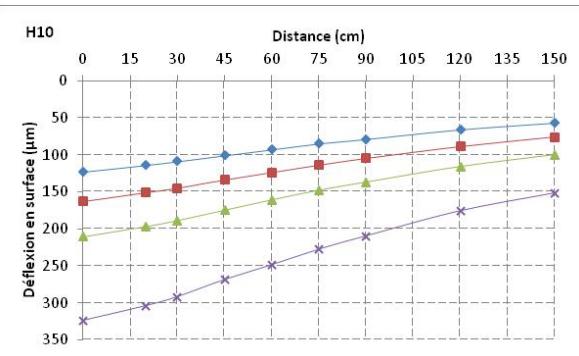


Figure-A IV-44 Bassin de déflexion H10 2010

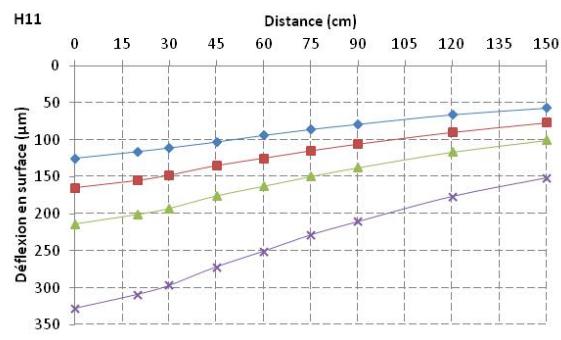


Figure-A IV-45 Bassin de déflexion H11 2010

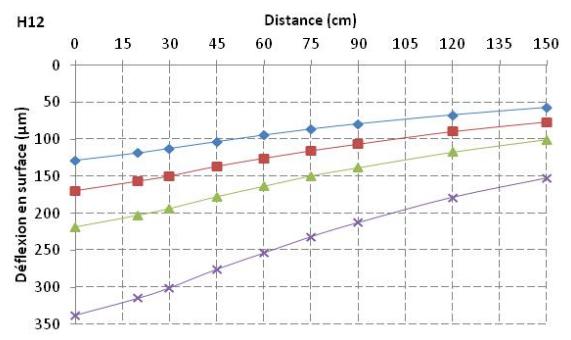


Figure-A IV-46 Bassin de déflexion H12 2010

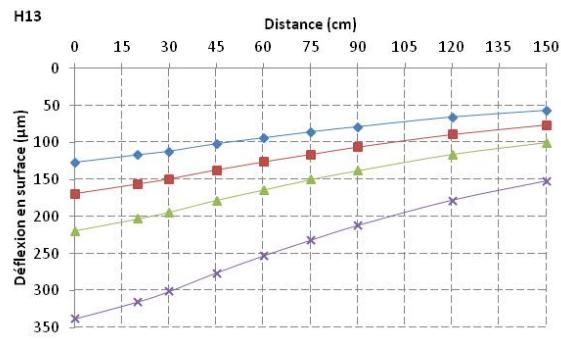


Figure-A IV-47 Bassin de déflexion H13 2010

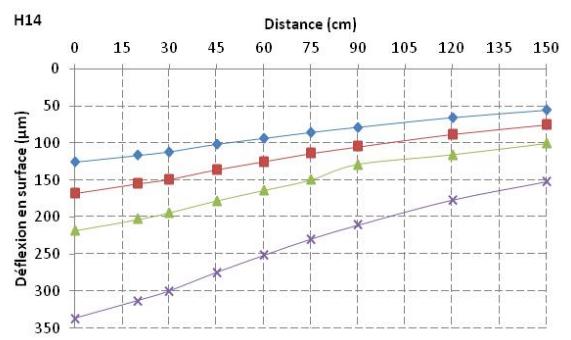


Figure-A IV-48 Bassin de déflexion H14 2010

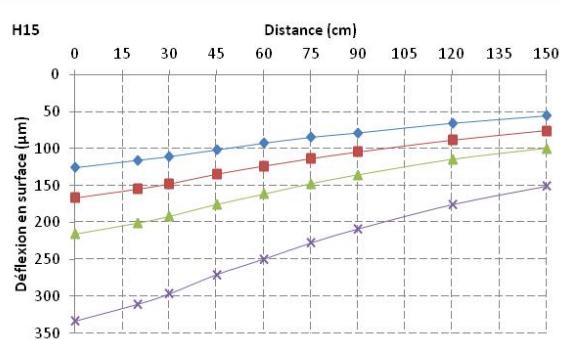


Figure-A IV-49 Bassin de déflexion H15 2010

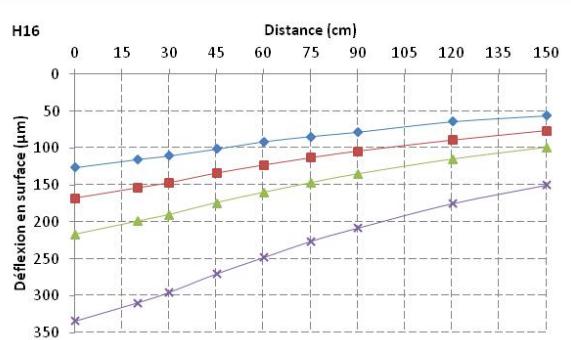


Figure-A IV-50 Bassin de déflexion H16 2010

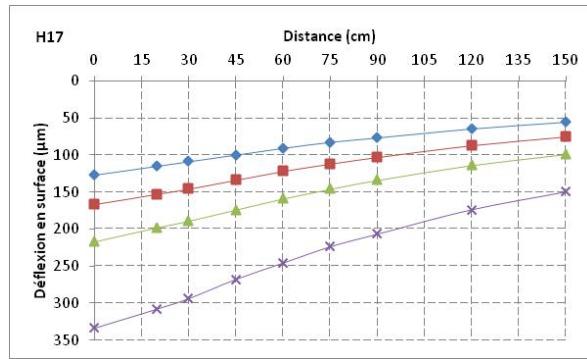


Figure-A IV-51 Bassin de déflexion H17 2010

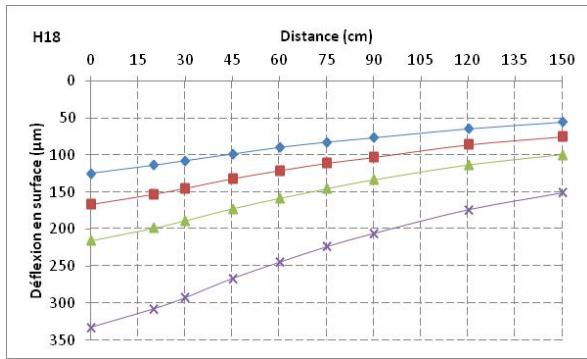


Figure-A IV-52 Bassin de déflexion H18 2010

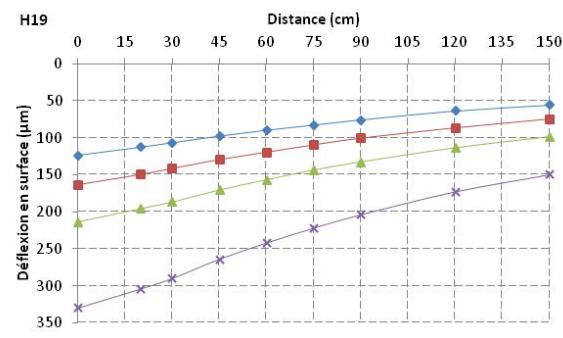


Figure-A IV-53 Bassin de déflexion H19 2010

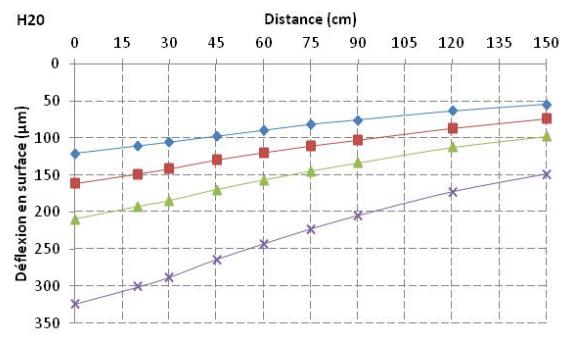


Figure-A IV-54 Bassin de déflexion H20 2010

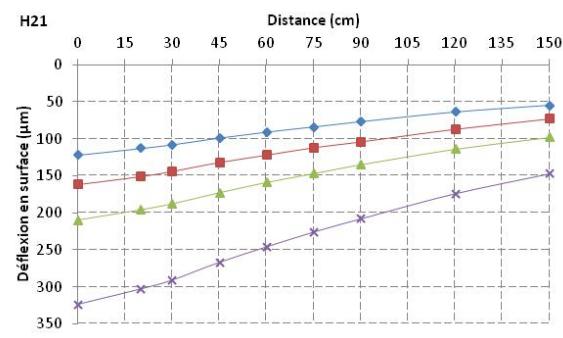


Figure-A IV-55 Bassin de déflexion H21 2010

Bassins de déflexion – Section 2 – 1^{er} novembre 2011

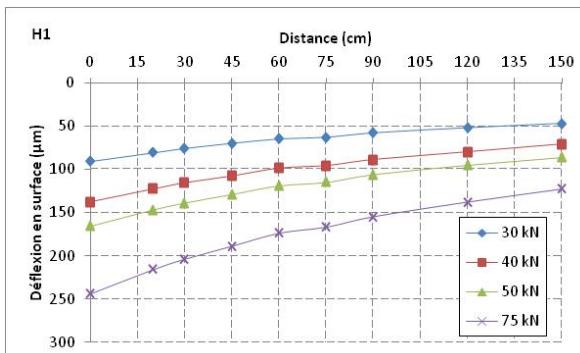


Figure-A IV-56 Bassin de déflexion H1 2011

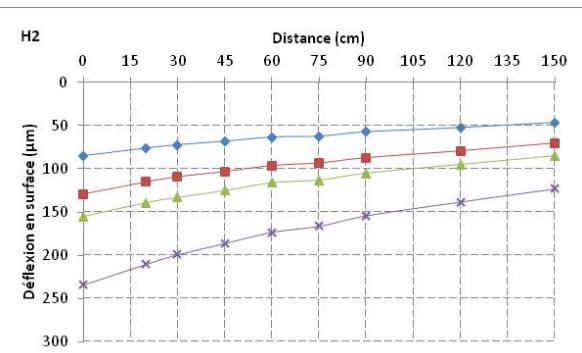


Figure-A IV-57 Bassin de déflexion H2 2011

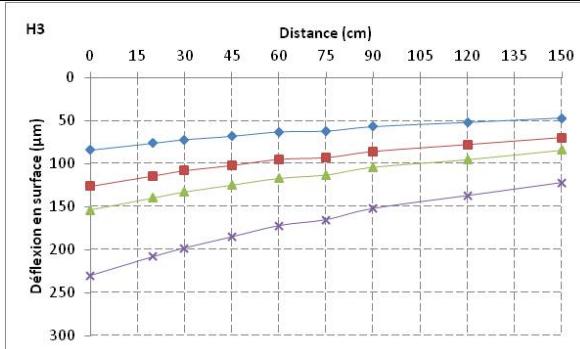


Figure-A IV-58 Bassin de déflexion H3 2011

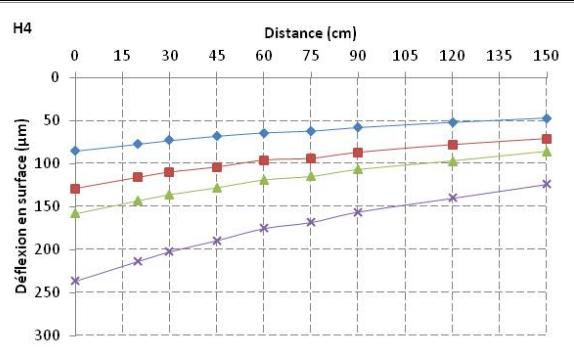


Figure-A IV-59 Bassin de déflexion H4 2011

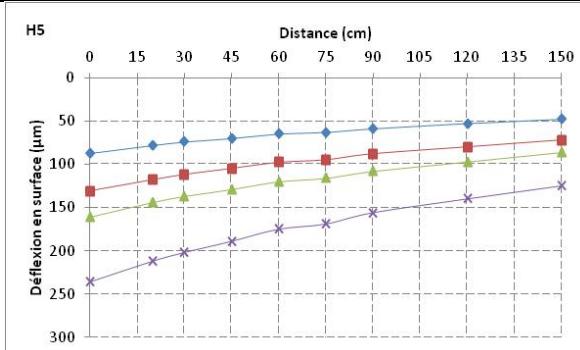


Figure-A IV-60 Bassin de déflexion H5 2011

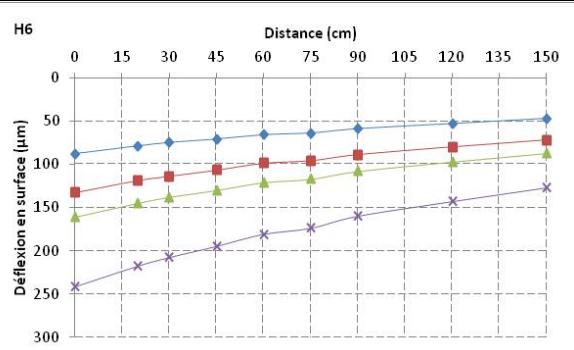


Figure-A IV-61 Bassin de déflexion H6 2011

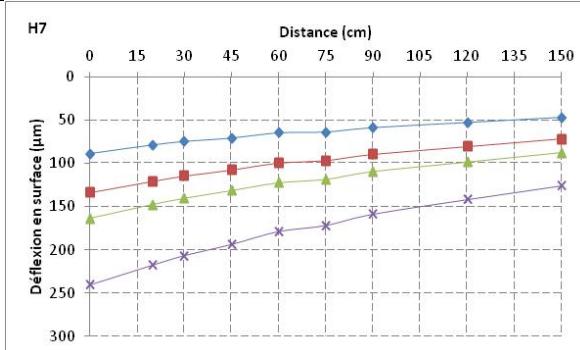


Figure-A IV-62 Bassin de déflexion H7 2011

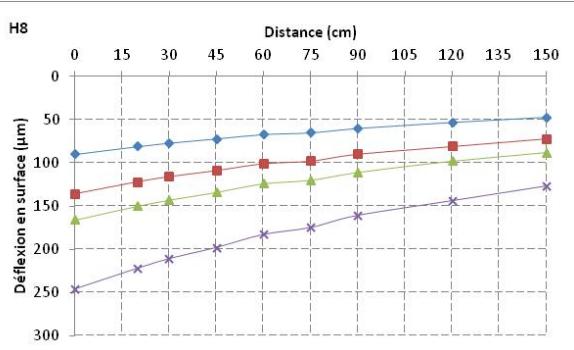


Figure-A IV-63 Bassin de déflexion H8 2011

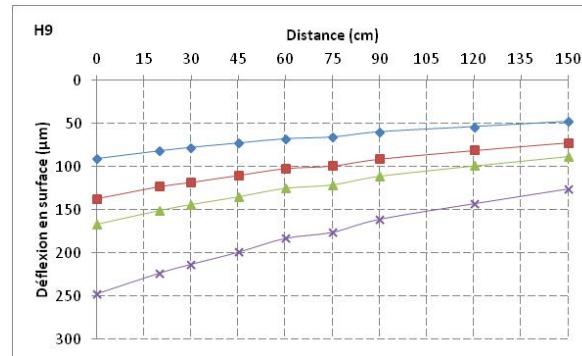


Figure-A IV-64 Bassin de déflexion H9 2011

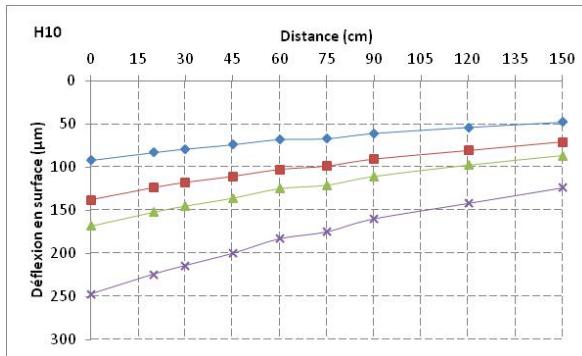


Figure-A IV-65 Bassin de déflexion H10 2011

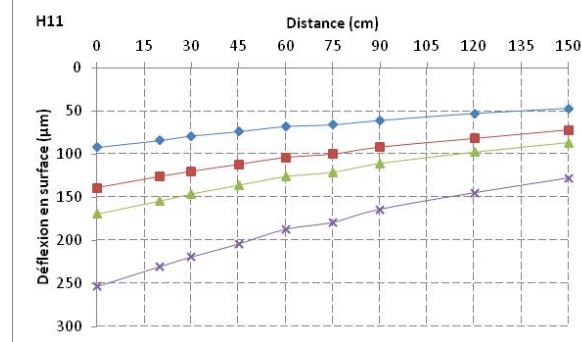


Figure-A IV-66 Bassin de déflexion H11 2011

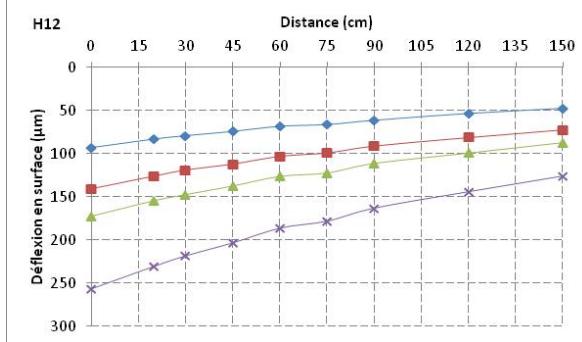


Figure-A IV-67 Bassin de déflexion H12 2011

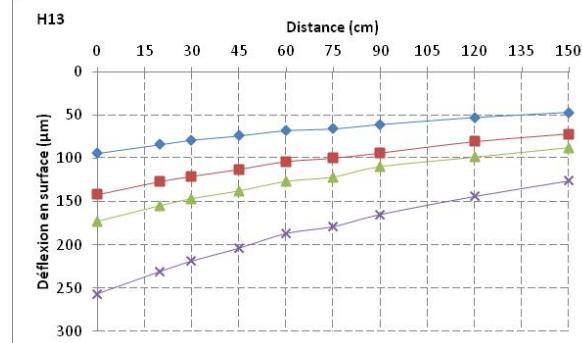


Figure-A IV-68 Bassin de déflexion H13 2011

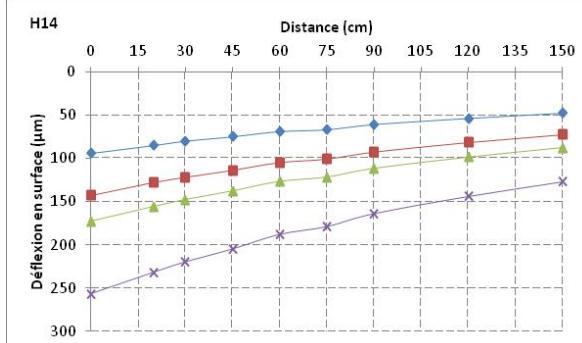


Figure-A IV-69 Bassin de déflexion H14 2011

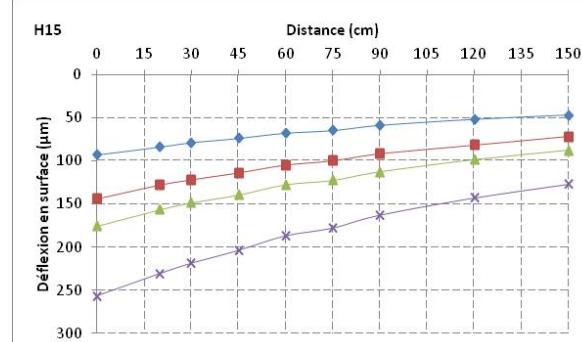


Figure-A IV-70 Bassin de déflexion H15 2011

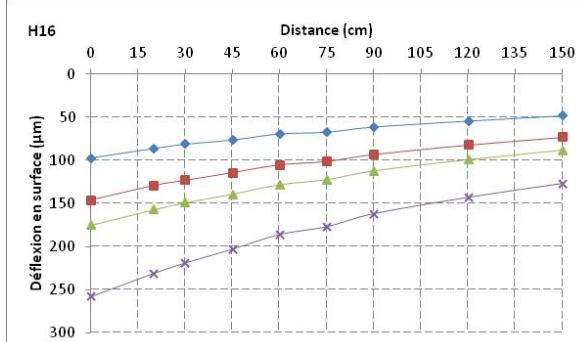


Figure-A IV-71 Bassin de déflexion H16 2011

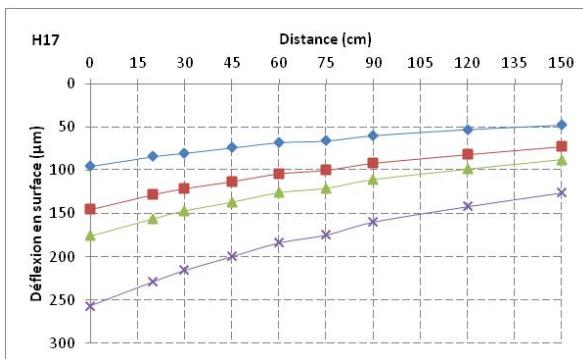


Figure-A IV-72 Bassin de déflexion H17 2011

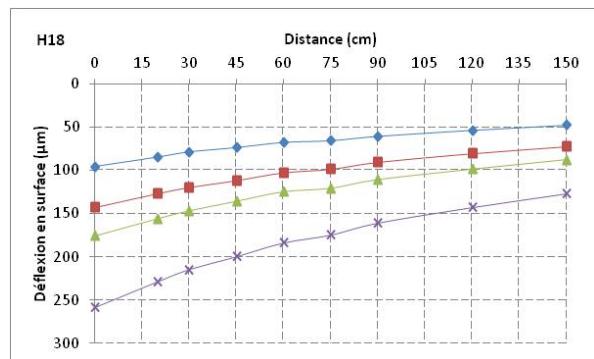


Figure-A IV-73 Bassin de déflexion H18 2011

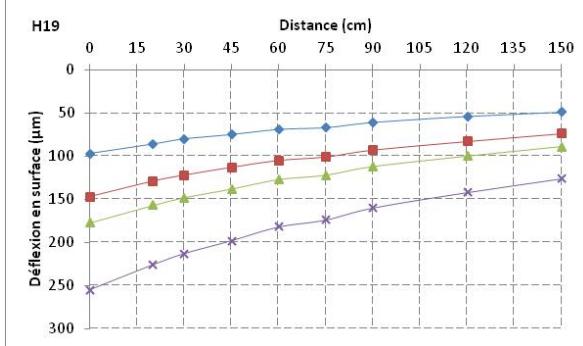


Figure-A IV-74 Bassin de déflexion H19 2011

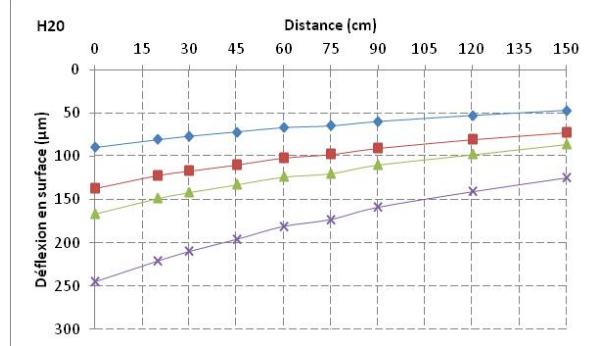


Figure-A IV-75 Bassin de déflexion H20 2011

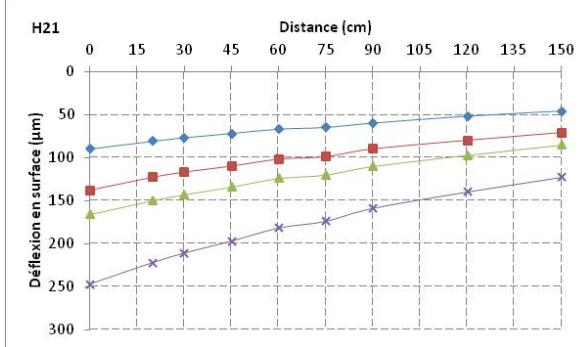


Figure-A IV-76 Bassin de déflexion H21 2011

ANNEXE V

Mesures des jauge de déformation lors des essais de deflectomètre à masse tombante (FWD)

Cette annexe présente toutes les données obtenues lors des essais de deflectomètre à masse tombante : les profils de déformation longitudinaux, les amplitudes maximales pour toutes les charges et les tableaux comparatifs des différentes jauge

1. Profils de déformation longitudinaux

Les profils de déformation de toutes les jauge des deux sections (six dans la section 1 et huit dans la section 2) sont présentés ci-dessous.

Il est intéressant de noter que les formes des courbes sont les mêmes d'une année à l'autre. L'amplitude est cependant plus faible en 2011 après une année de mise en service. Le compactage par le trafic et le mûrissement des matériaux peut en être la cause, résultant à la rigidification de la chaussée.

Pour les mesures de la section 2 en 2011, les acquisitions des trois derniers point ont été malheureusement perdues.

<u>Section</u>	1-2010	<u>Nom</u>
<u>Couche</u>	MR5-TFE-A	ASG E-29
<u>Type</u>	Longitudinale	

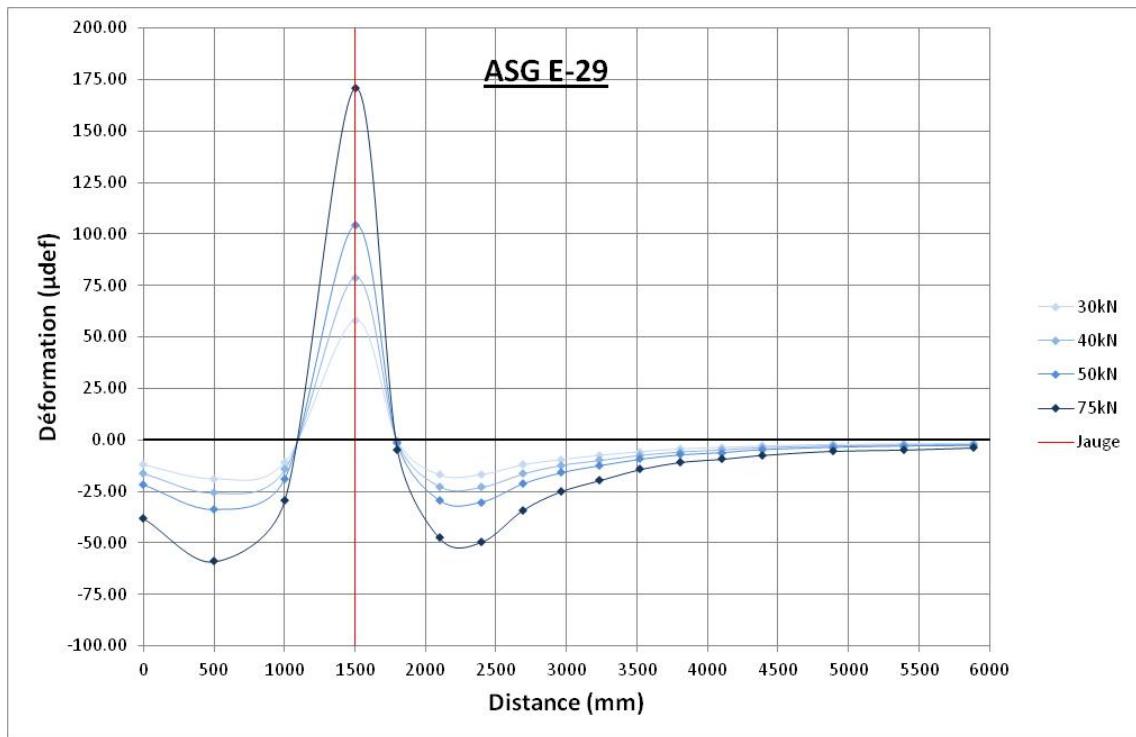


Figure-A V-1 Profil de déformation longitudinal E-29 (2010)

Commentaires :

Le maximum d'extension de la jauge est à 170 μdef à 75kN (la jauge transversale correspondante est à 185 μdef). Le maximum de compression avant le pic est à -60 μdef . La jauge semble avoir été placée correctement (pic aligné avec la position de la jauge).

<u>Section</u>	1-2010	<u>Nom</u>
<u>Couche</u>	MR5-TFE-A	ASG E-27
<u>Type</u>	Transversale	

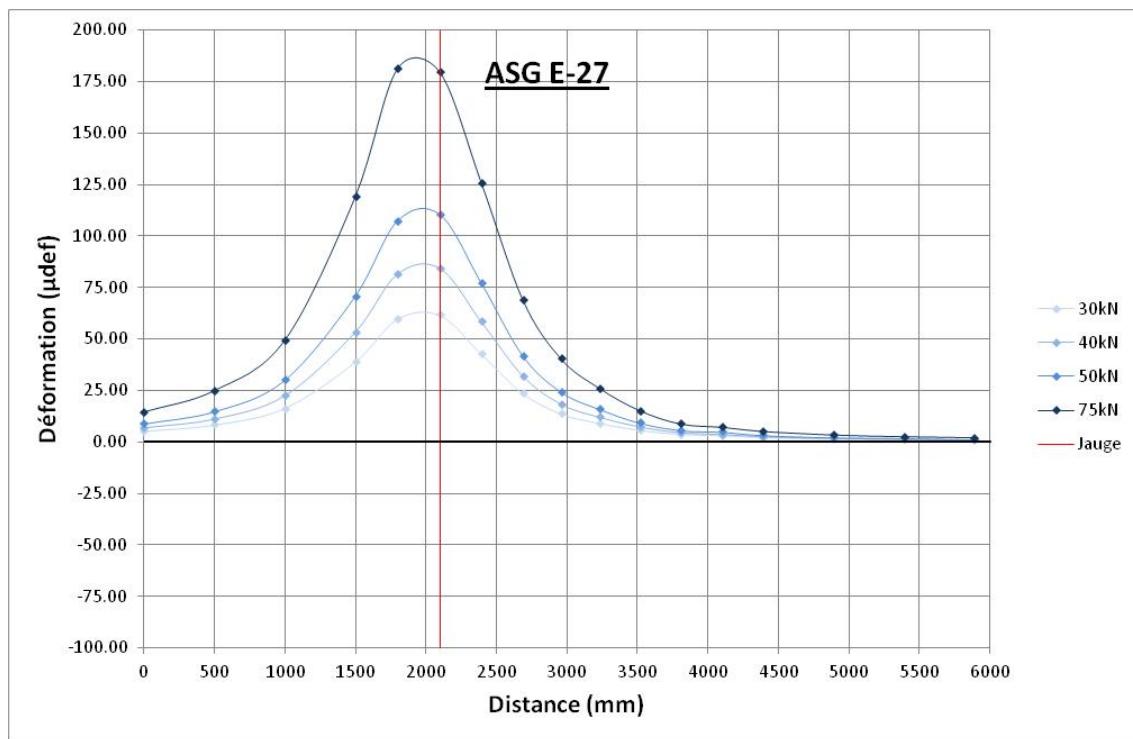


Figure-A V-2 Profil de déformation longitudinal E-27 (2010)

Commentaires :

Le maximum d'extension de la jauge est à 185 μdef à 75kN (la jauge longitudinale correspondante est à 170 μdef).

Le pic d'extension n'est pas aligné avec la position de la jauge (trait vertical rouge). Il se peut que la jauge ait été déplacée lors de la mise en place de la chaussée ou lors de la phase de compactage. Il est donc possible que le maximum d'extension soit plus élevé que les 185 μdef approximés par le lissage de la courbe.

<u>Section</u>	1-2010	<u>Nom</u>
<u>Couche</u>	MR5-TFE-B	ASG E-19
<u>Type</u>	Longitudinale	

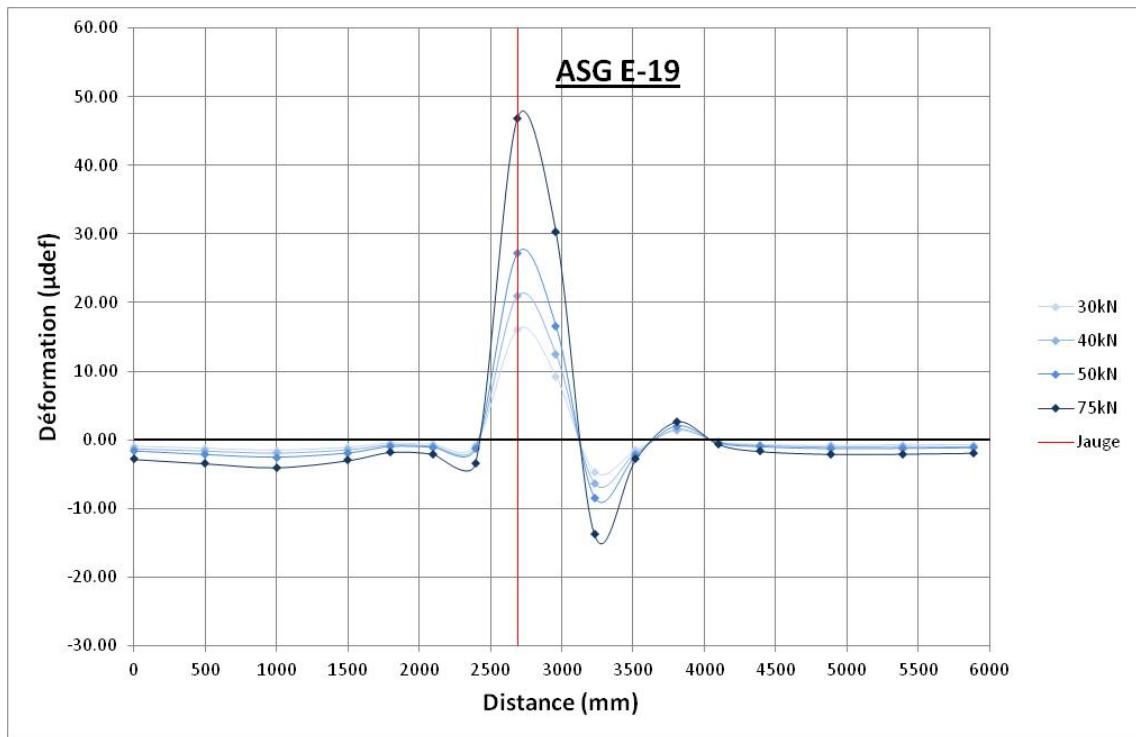


Figure-A V-3 Profil de déformation longitudinal E-19 (2010)

Commentaires :

Le maximum d'extension de la jauge est à 47 μdef à 75 kN (la jauge transversale correspondante est à 27 μdef). Le maximum de compression avant le pic est à -4 μdef à 75kN.

Le pic d'extension est plutôt bien aligné avec la position de la jauge. La forme de la courbe n'est pas tout à fait conventionnelle. Par rapport à la théorie, on n'observe pas réellement de contraction en amont de la jauge ici (avant le trait rouge). Le retour à une zone d'extension en aval de la jauge (faible, quelques μdef) est également à noter.

<u>Section</u>	1-2010	<u>Nom</u>
<u>Couche</u>	MR5-TFE-B	ASG E-30
<u>Type</u>	Transversale	

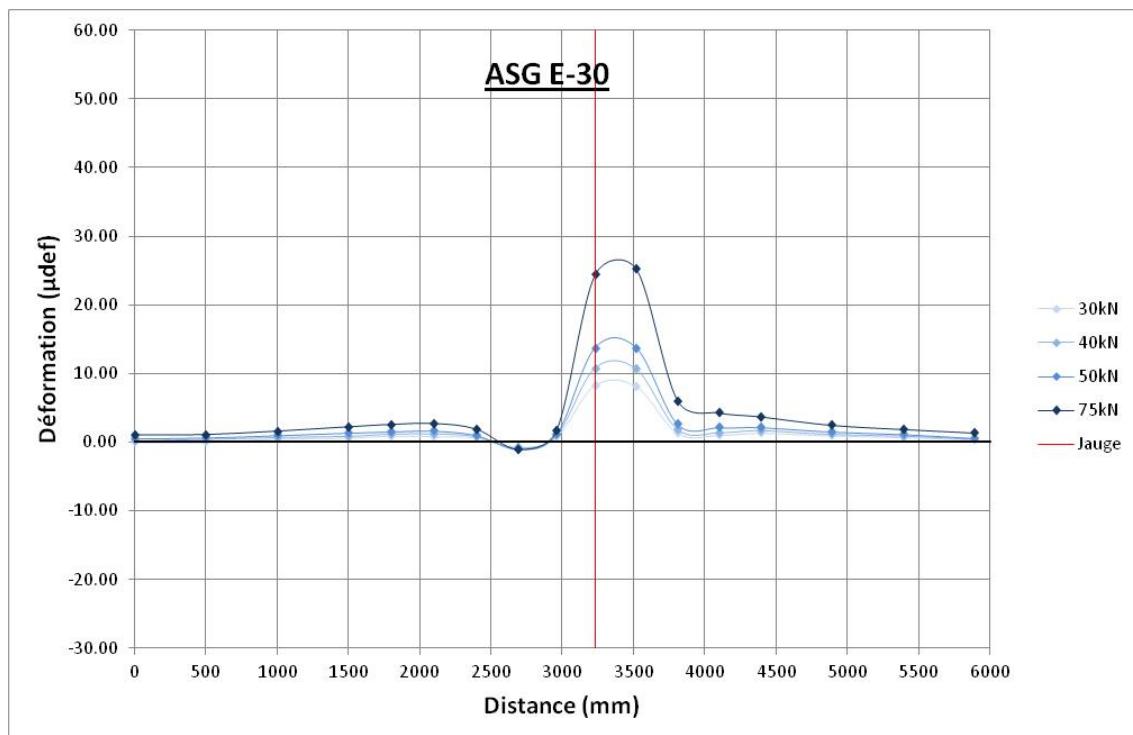


Figure-A V-4 Profil de déformation longitudinal E-30 (2010)

Commentaires :

Le maximum d'extension de la jauge est à 27 μdef à 75kN (la jauge longitudinale correspondante est à 47 μdef).

Le pic d'extension n'est pas aligné avec la position de la jauge. Il se peut que la jauge ait été déplacée lors de la mise en place de la chaussée ou lors de la phase de compactage. Il est donc possible que le maximum d'extension soit plus élevé que les 27 μdef approximés par le lissage de la courbe.

Un passage en zone de contraction peu avant le pic est également à noter, bien que faible (moins de 2 μdef).

<u>Section</u>	1-2010	<u>Nom</u>
<u>Couche</u>	ESG-10	ASG E-37
<u>Type</u>	Longitudinale	

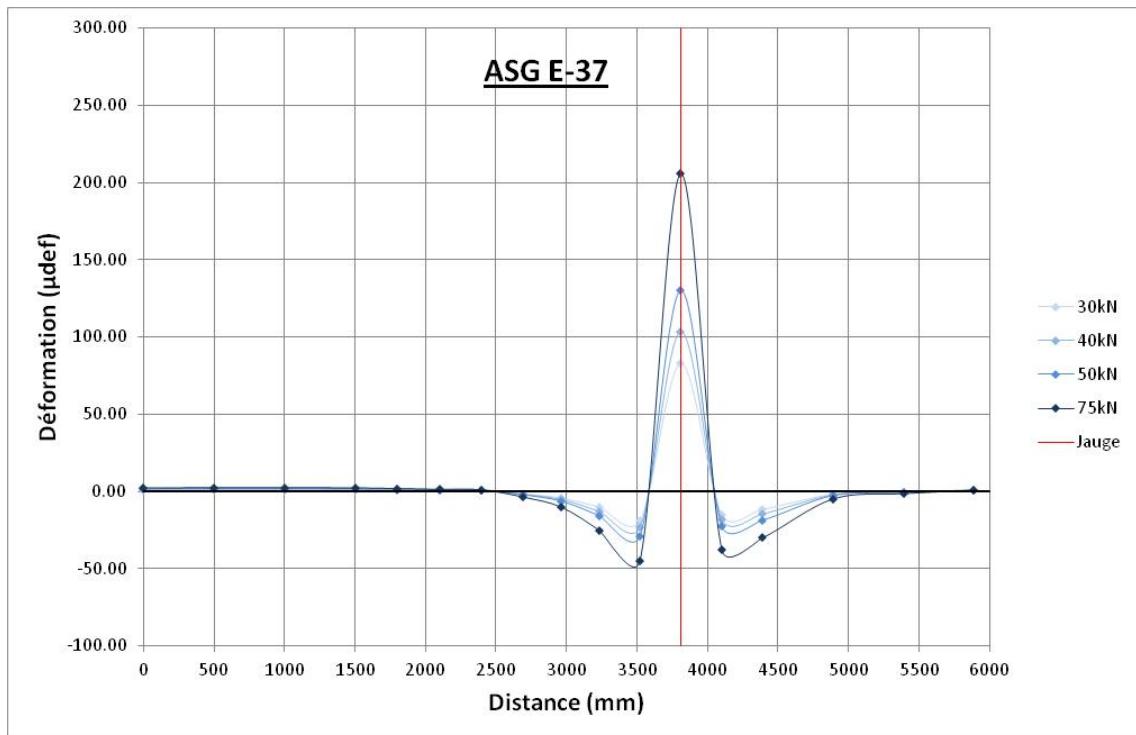


Figure-A V-5 Profil de déformation longitudinal E-37 (2010)

Commentaires :

Le maximum d'extension de la jauge est à 205 μdef à 75kN (la jauge transversale correspondante est à 280 μdef). Le maximum de contraction avant le pic est à -50 μdef . Le pic d'extension est aligné avec la position de la jauge.

<u>Section</u>	1-2010	<u>Nom</u>
<u>Couche</u>	ESG-10	ASG E-21
<u>Type</u>	Transversale	

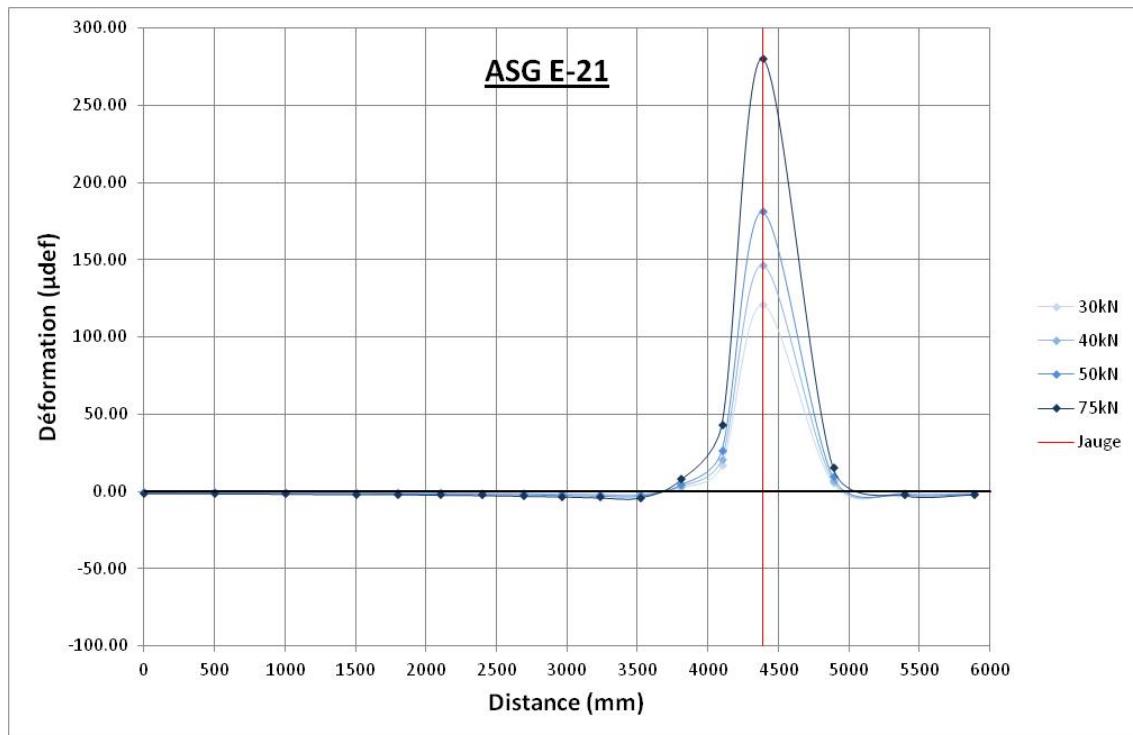


Figure-A V-6 Profil de déformation longitudinal E-21 (2010)

Commentaires :

Le maximum d'extension de la jauge est à 280 μdef à 75kN (la jauge longitudinale correspondante est à 205 μdef).

Le pic d'extension est aligné avec la position de la jauge.

Un passage en zone de contraction peu avant le pic est également à noter, bien que faible (moins de 4 μdef).

<u>Section</u>	2-2010	<u>Nom</u>
<u>Couche</u>	MR5-TFE-A	ASG E-35
<u>Type</u>	Longitudinale	

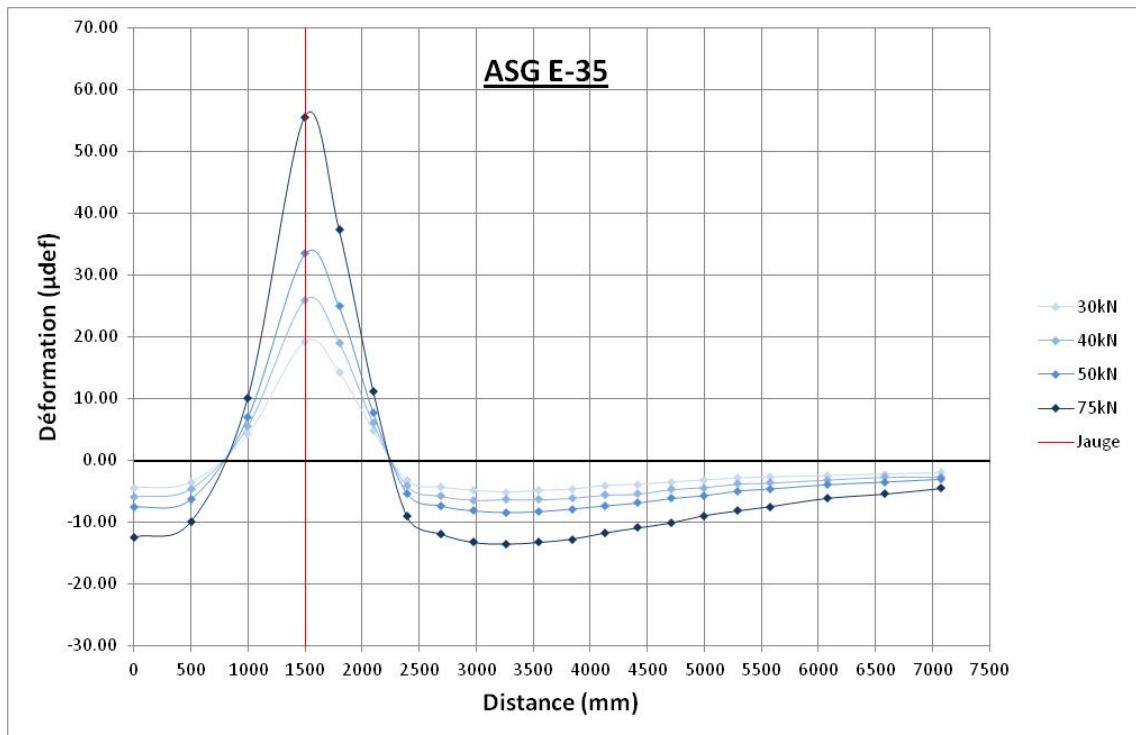


Figure-A V-7 Profil de déformation longitudinal E-35 (2010)

Commentaires :

Le maximum d'extension de la jauge est à 56 μdef à 75kN (la jauge transversale correspondante est à 64 μdef). Le maximum de contraction avant le pic est à -13 μdef . La jauge semble avoir été placée correctement (pic presque aligné avec la position de la jauge).

<u>Section</u>	2-2010	<u>Nom</u>
<u>Couche</u>	MR5-TFE-A	ASG E-24
<u>Type</u>	Transversale	

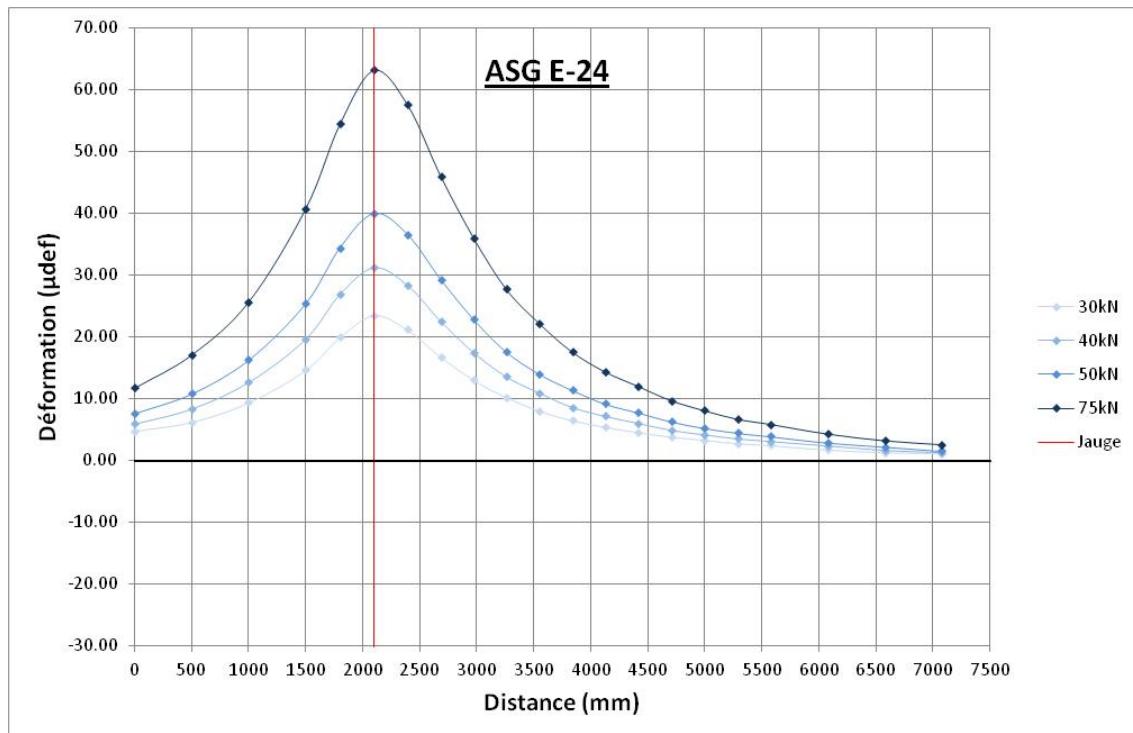


Figure-A V-8 Profil de déformation longitudinal E-24 (2010)

Commentaires :

Le maximum d'extension de la jauge est à 64 μdef à 75kN (la jauge longitudinale correspondante est à 56 μdef).

La jauge semble avoir été placée correctement (pic aligné avec la position de la jauge).

<u>Section</u>	2-2010	<u>Nom</u>
<u>Couche</u>	MR5-TFE-B	ASG E-38
<u>Type</u>	Longitudinale	

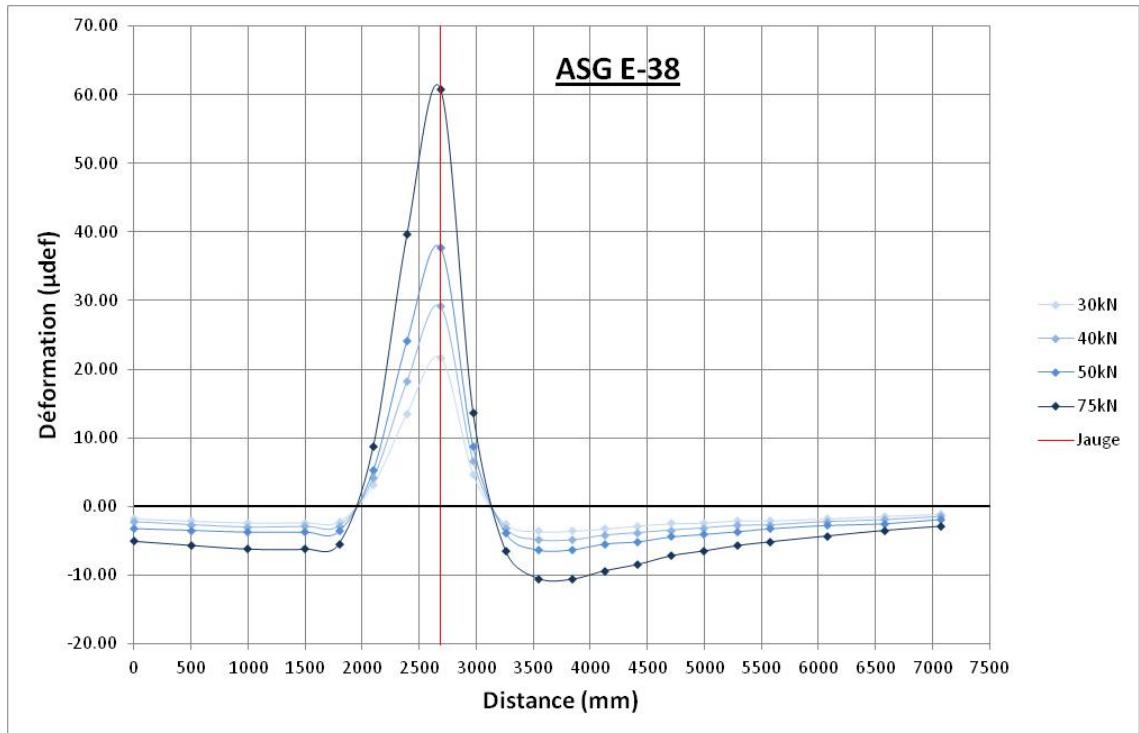


Figure-A V-9 Profil de déformation longitudinal E-38 (2010)

Commentaires :

Le maximum d'extension de la jauge est à $61 \mu\text{def}$ à 75kN (la jauge transversale correspondante est à $54 \mu\text{def}$). Le maximum de contraction avant le pic est à $-7 \mu\text{def}$. La jauge semble avoir été placée correctement (pic presque aligné avec la position de la jauge).

<u>Section</u>	2-2010	<u>Nom</u>
<u>Couche</u>	MR5-TFE-B	ASG E-34
<u>Type</u>	Transversale	

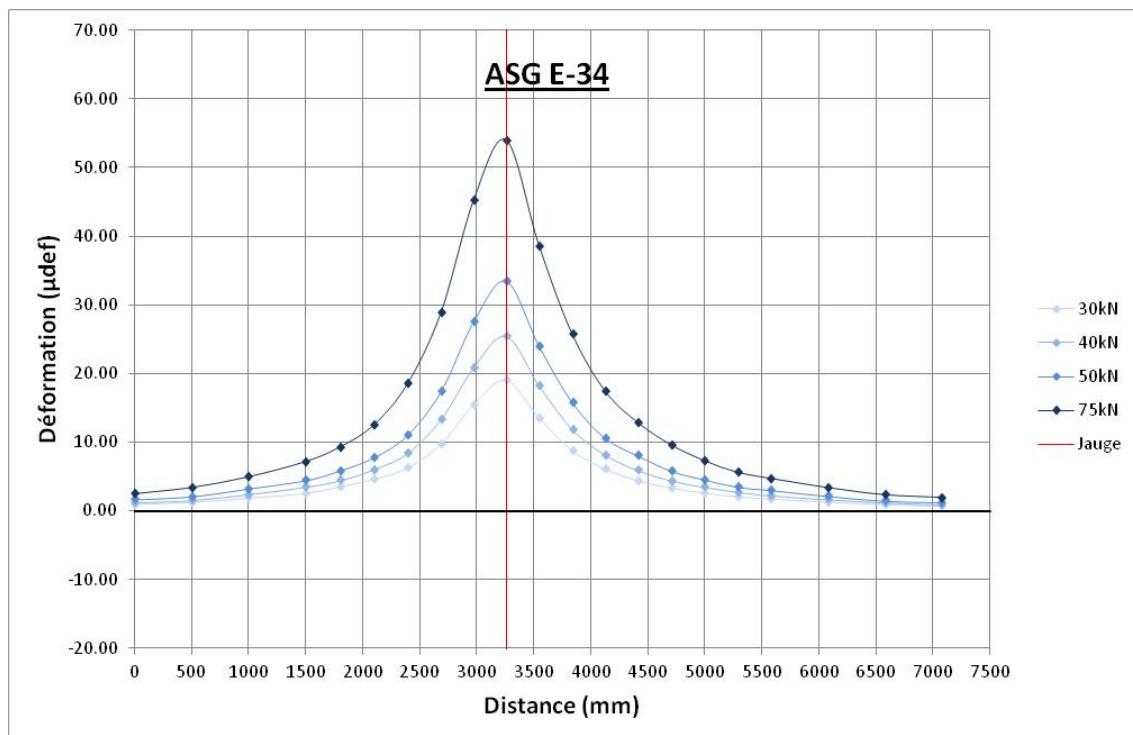


Figure-A V-10 Profil de déformation longitudinal E-34 (2010)

Commentaires :

Le maximum d'extension de la jauge est à 54 μdef à 75kN (la jauge longitudinale correspondante est à 61 μdef).

La jauge semble avoir été placée correctement (pic presque aligné avec la position de la jauge).

<u>Section</u>	2-2010	<u>Nom</u>
<u>Couche</u>	GB-20	ASG E-15
<u>Type</u>	Longitudinale	

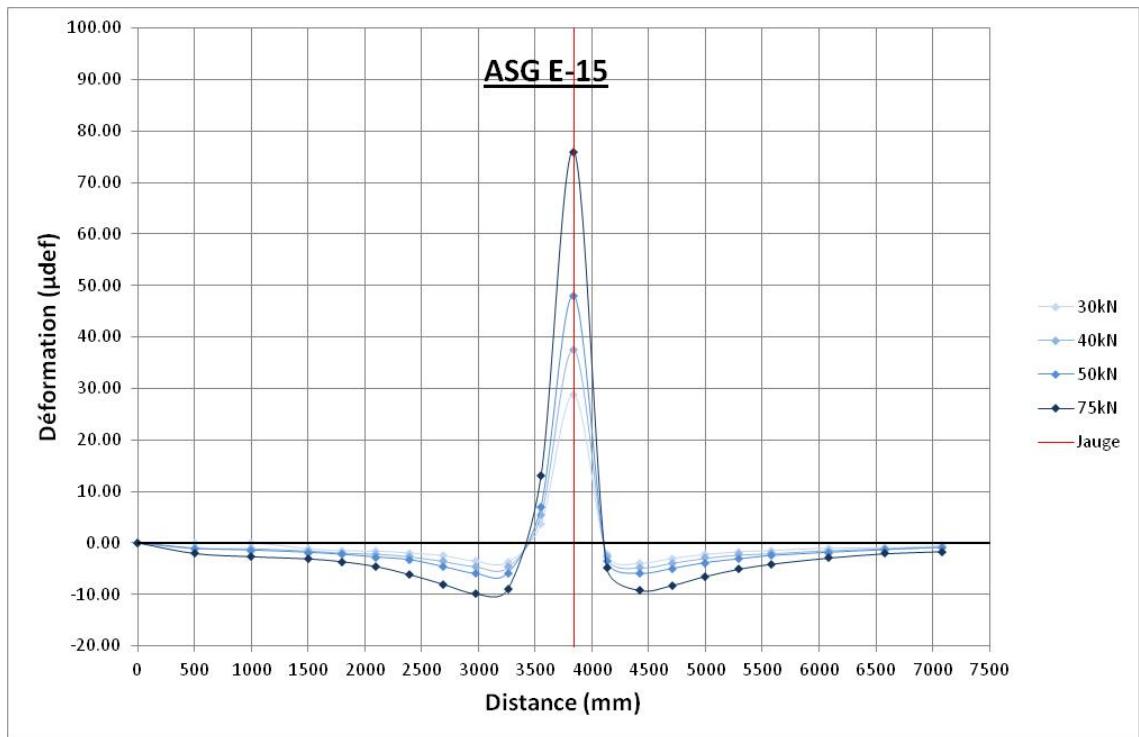


Figure-A V-11 Profil de déformation longitudinal E-15 (2010)

Commentaires :

Le maximum d'extension de la jauge est à 76 μdef à 75kN (la jauge transversale correspondante est à 73 μdef). Le maximum de contraction avant le pic est à -10 μdef. La jauge semble avoir été placée correctement (pic aligné avec la position de la jauge).

<u>Section</u>	2-2010	<u>Nom</u>
<u>Couche</u>	GB-20	ASG E-36
<u>Type</u>	Transversale	

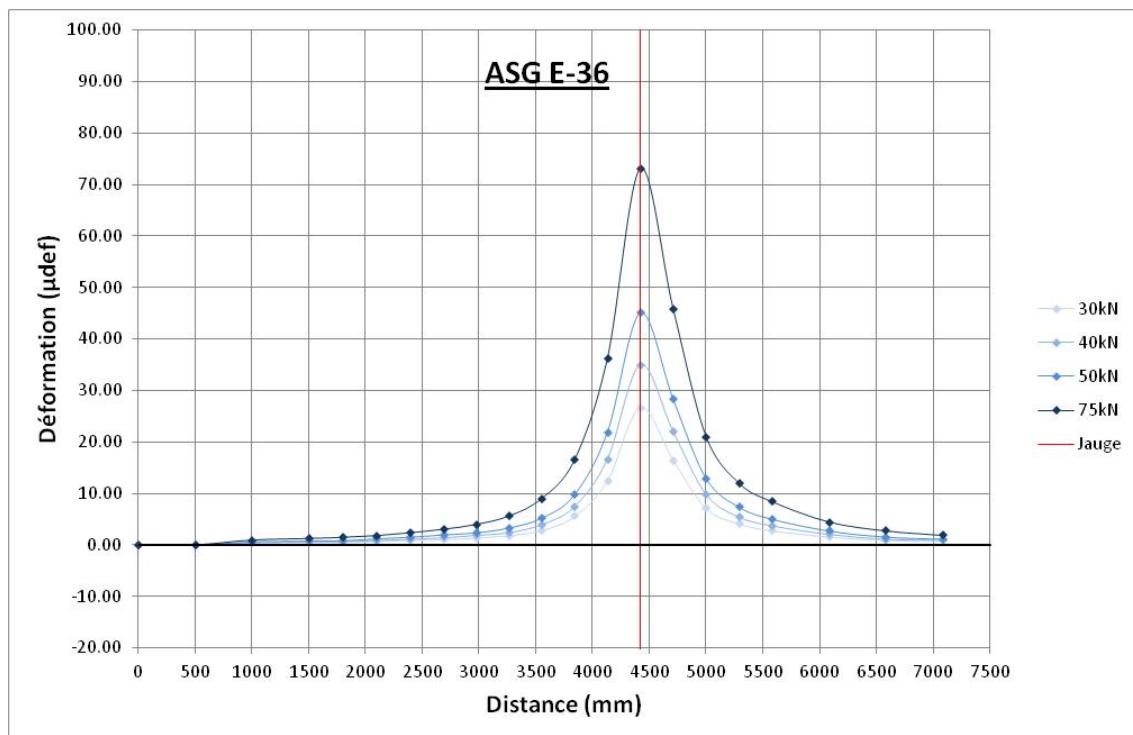


Figure-A V-12 Profil de déformation longitudinal E-36 (2010)

Commentaires :

Le maximum d'extension de la jauge est à 73 μdef à 75kN (la jauge longitudinale correspondante est à 76 μdef).

La jauge semble avoir été placée correctement (pic aligné avec la position de la jauge).

<u>Section</u>	2-2010	<u>Nom</u>
<u>Couche</u>	ESG-10	ASG E-31
<u>Type</u>	Longitudinale	

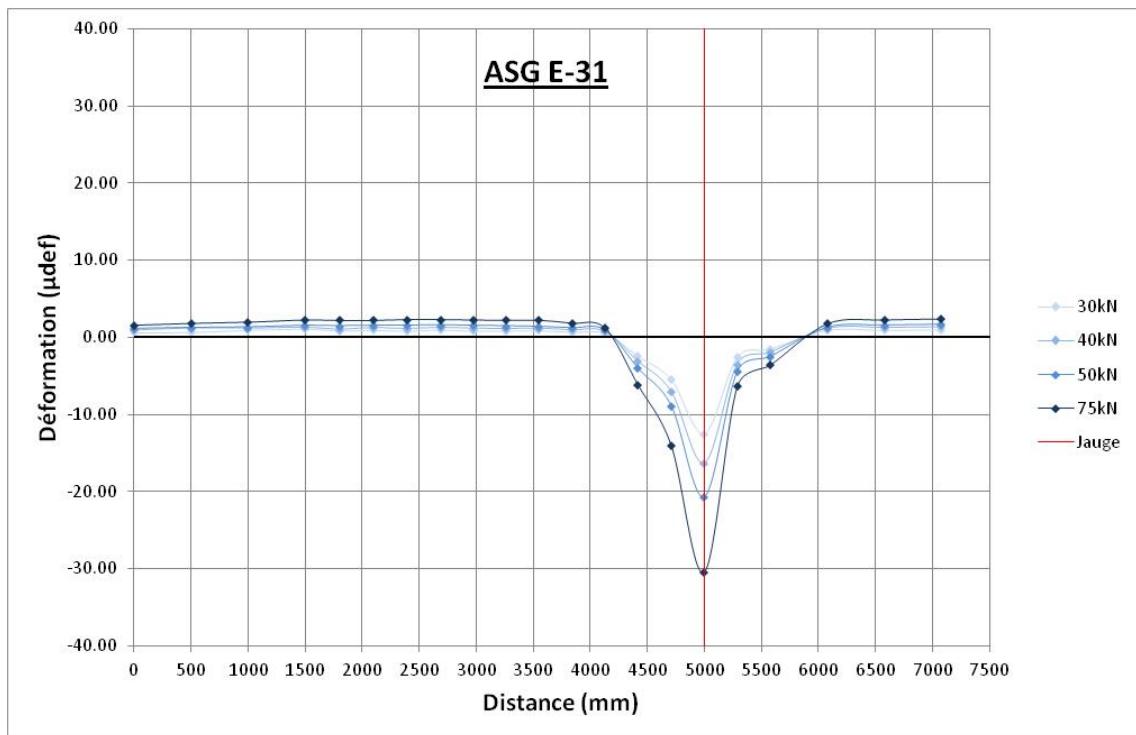


Figure-A V-13 Profil de déformation longitudinal E-31 (2010)

Commentaires :

Il se peut que la jauge soit trop proche de la surface, et qu'elle soit dans une zone de contraction en tout temps (extension de quelques μdef négligeable).
Le minimum de contraction est de -31 μdef à 75kN.

<u>Section</u>	2-2010	<u>Nom</u>
<u>Couche</u>	ESG-10	ASG E-45
<u>Type</u>	Transversale	

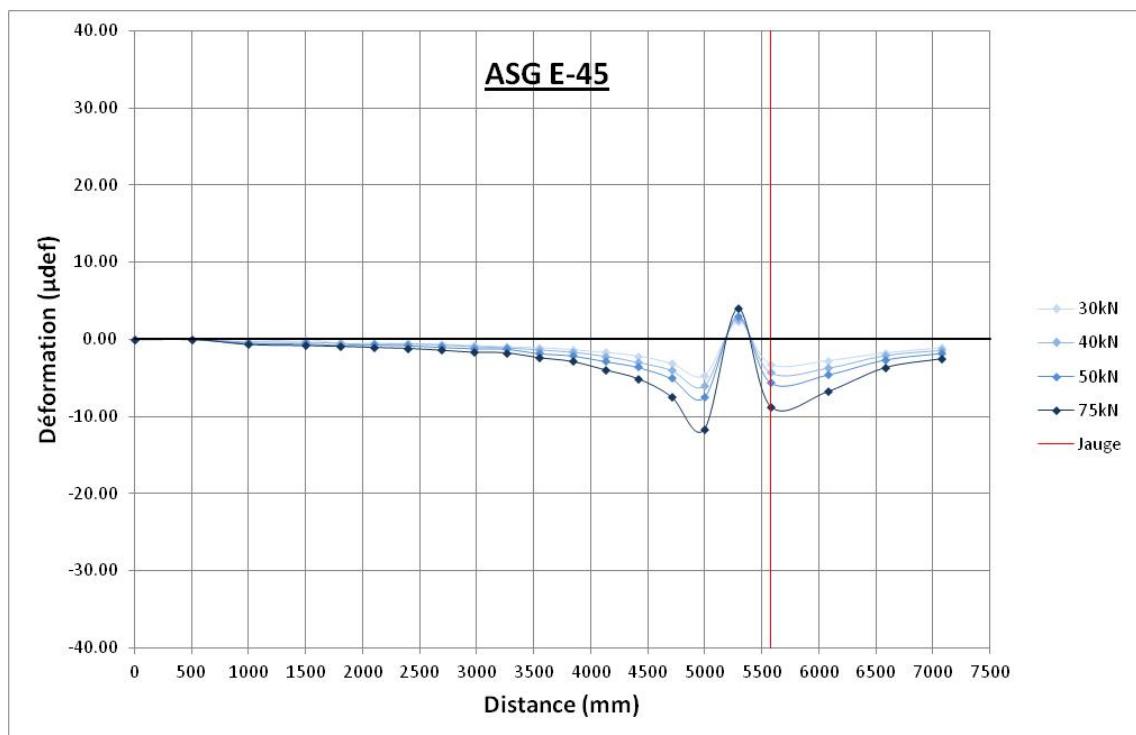


Figure-A V-14 Profil de déformation longitudinal E-45 (2010)

Commentaires :

Il se peut que la jauge soit trop proche de la surface, et qu'elle soit dans une zone proche de la fibre neutre, ayant pour résultat des contractions et une extension très faibles (maximum de 10 μdef).

Le pic ne semble pas non plus aligné avec la jauge, il se pourrait qu'elle ait bougé.

<u>Section</u>	1-2011	<u>Nom</u>
<u>Couche</u>	MR5-TFE-A	ASG E-29
<u>Type</u>	Longitudinale	

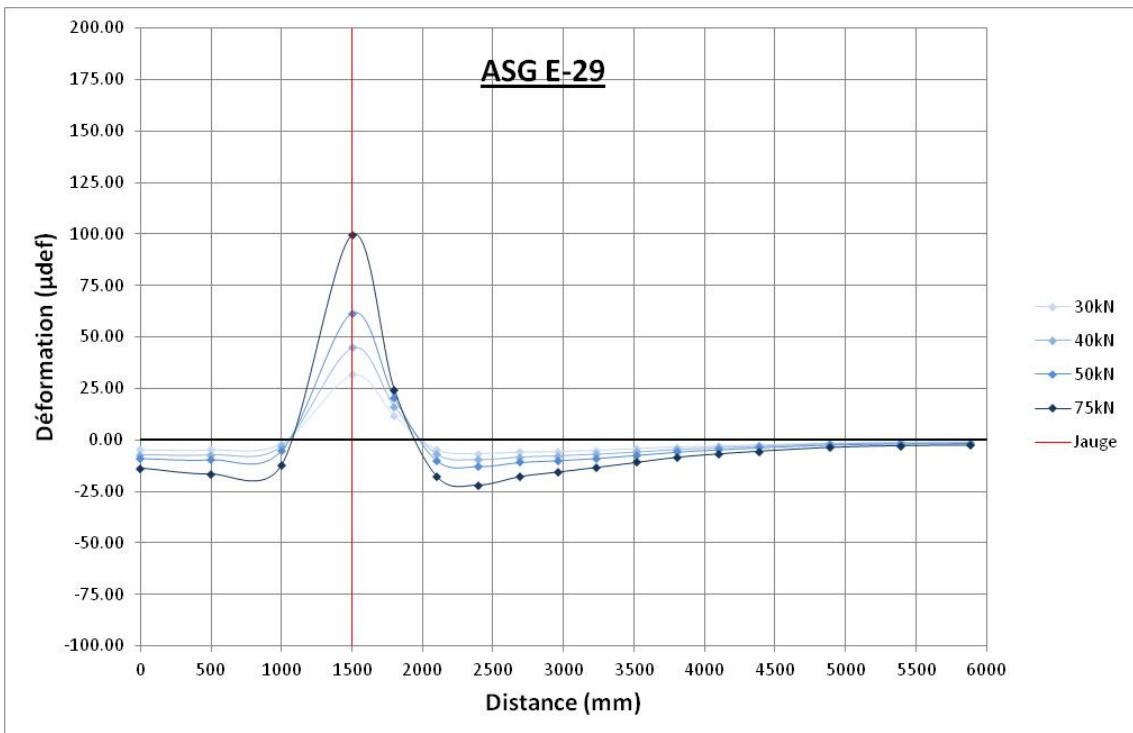


Figure-A V-15 Profil de déformation longitudinal E-29 (2011)

Commentaires :

Le maximum d'extension de la jauge est à 99 μdef à 75kN (la jauge transversale correspondante est à 116 μdef). Le maximum de compression avant le pic est à -25 μdef . La jauge semble avoir été placée correctement (pic aligné avec la position de la jauge).

<u>Section</u>	1-2011	<u>Nom</u>
<u>Couche</u>	MR5-TFE-A	ASG E-27
<u>Type</u>	Transversale	

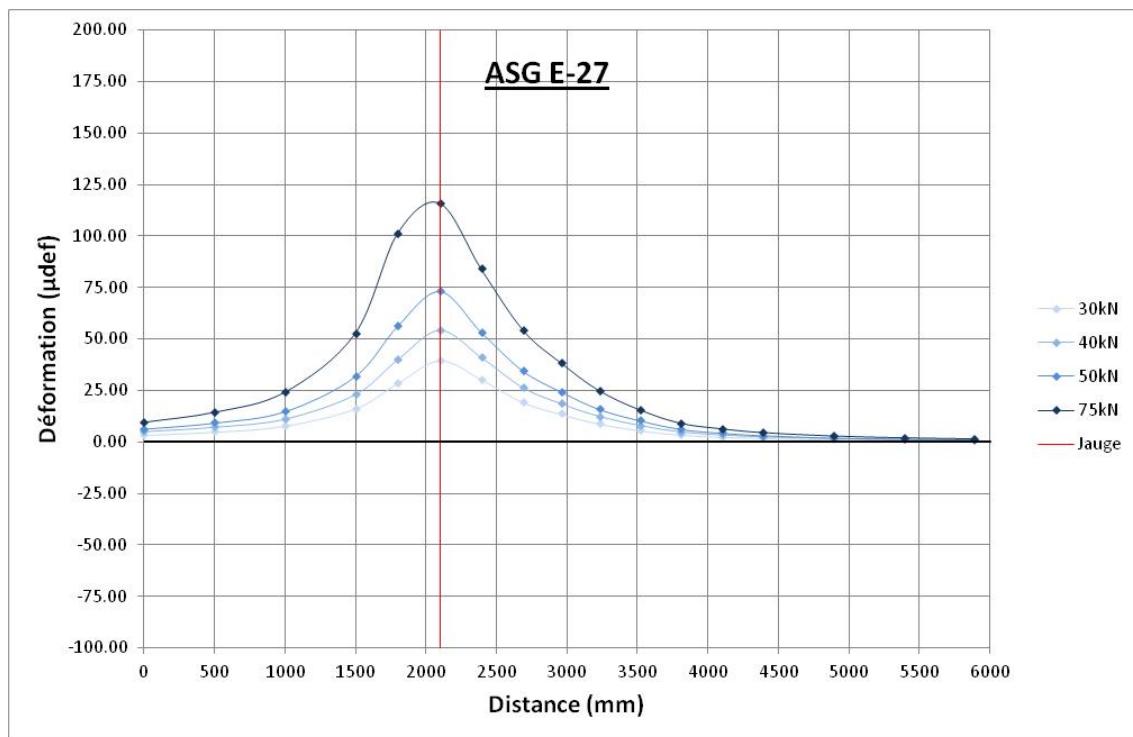


Figure-A V-16 Profil de déformation longitudinal E-27 (2011)

Commentaires :

Le maximum d'extension de la jauge est à 116 μdef à 75kN (la jauge longitudinale correspondante est à 99 μdef).

La jauge semble avoir été placée correctement (pic aligné avec la position de la jauge).

<u>Section</u>	1-2011	<u>Nom</u>
<u>Couche</u>	MR5-TFE-B	ASG E-19
<u>Type</u>	Longitudinale	

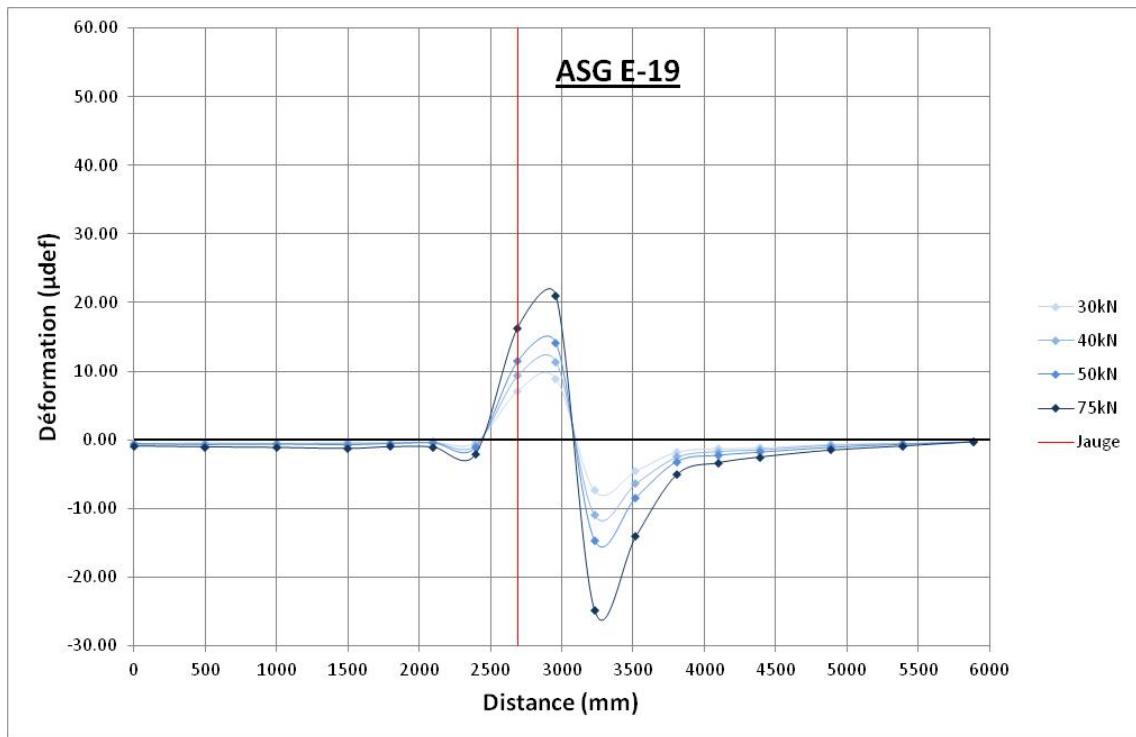


Figure-A V-17 Profil de déformation longitudinal E-19 (2011)

Commentaires :

Le maximum d'extension de la jauge est à 22 μdef à 75 kN (la jauge transversale correspondante est à 40 μdef). Le maximum de compression avant le pic est à -25 μdef à 75kN.

Le pic d'extension n'est pas aligné avec la position de la jauge. Il se peut que la jauge ait été déplacée lors de la mise en place de la chaussée ou lors de la phase de compactage. La forme de la courbe n'est pas tout à fait conventionnelle. Par rapport à la théorie, on n'observe pas réellement de contraction en amont de la jauge ici (avant le trait rouge). Le fort retour à une zone d'extension en aval de la jauge est également à noter.

La forme de la courbe correspond cependant beaucoup à la forme obtenue en 2010.

<u>Section</u>	1-2011	<u>Nom</u>
<u>Couche</u>	MR5-TFE-B	ASG E-30
<u>Type</u>	Transversale	

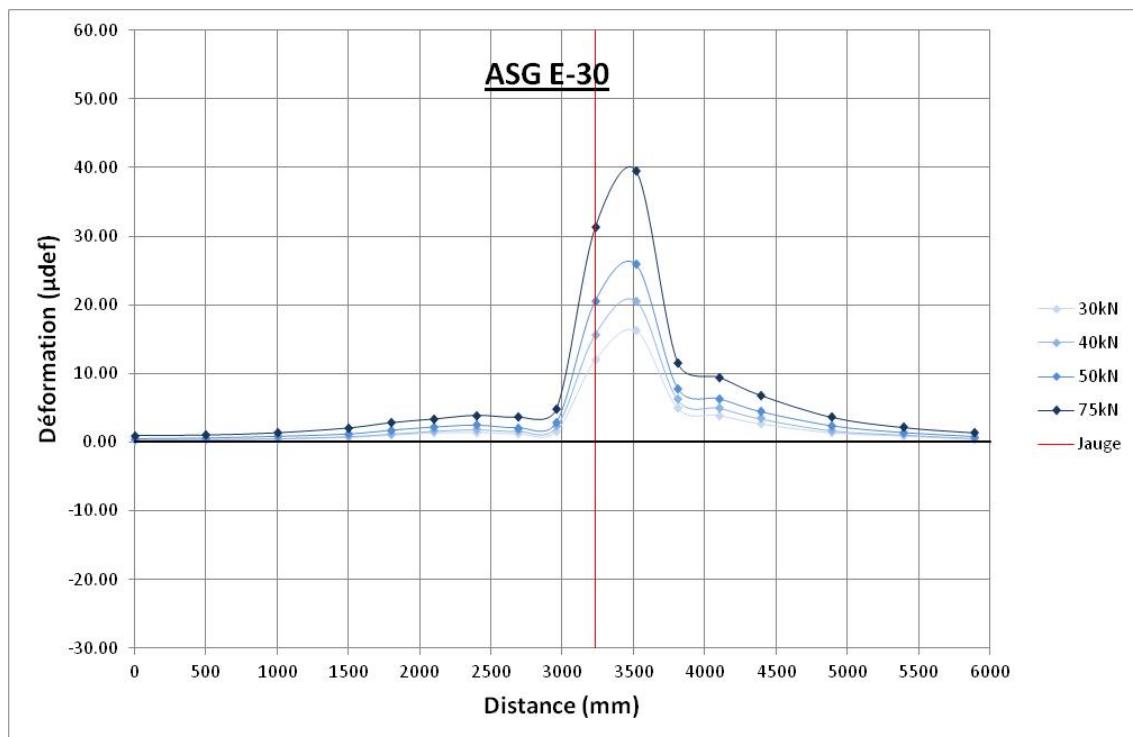


Figure-A V-18 Profil de déformation longitudinal E-30 (2011)

Commentaires :

Le maximum d'extension de la jauge est à 40 μdef à 75kN (la jauge longitudinale correspondante est à 22 μdef).

Le pic d'extension n'est pas aligné avec la position de la jauge. Il se peut que la jauge ait été déplacée lors de la mise en place de la chaussée ou lors de la phase de compactage. Il est donc possible que le maximum d'extension soit plus élevé que les 40 μdef approximés par le lissage de la courbe.

<u>Section</u>	1-2011	<u>Nom</u>
<u>Couche</u>	ESG-10	ASG E-37
<u>Type</u>	Longitudinale	

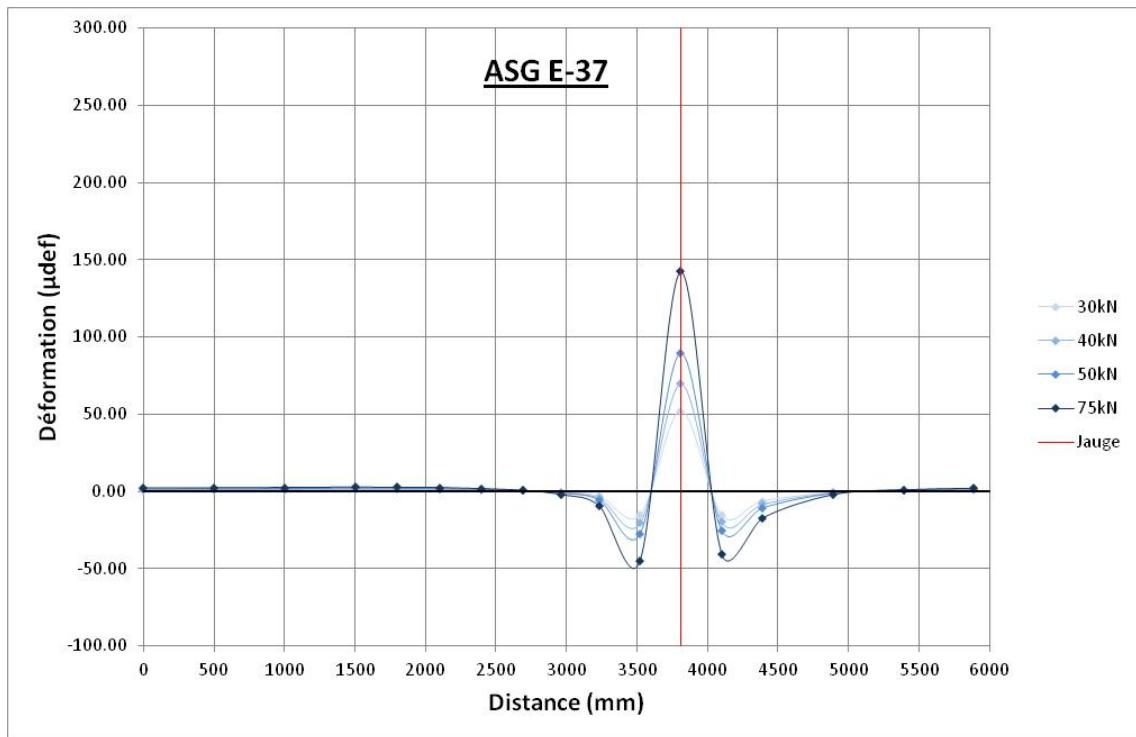


Figure-A V-19 Profil de déformation longitudinal E-37 (2011)

Commentaires :

Le maximum d'extension de la jauge est à 142 μdef à 75kN (la jauge transversale correspondante est à 145 μdef). Le maximum de contraction avant le pic est à -50 μdef . Le pic d'extension est aligné avec la position de la jauge.

<u>Section</u>	1-2011	<u>Nom</u>
<u>Couche</u>	ESG-10	ASG E-21
<u>Type</u>	Transversale	

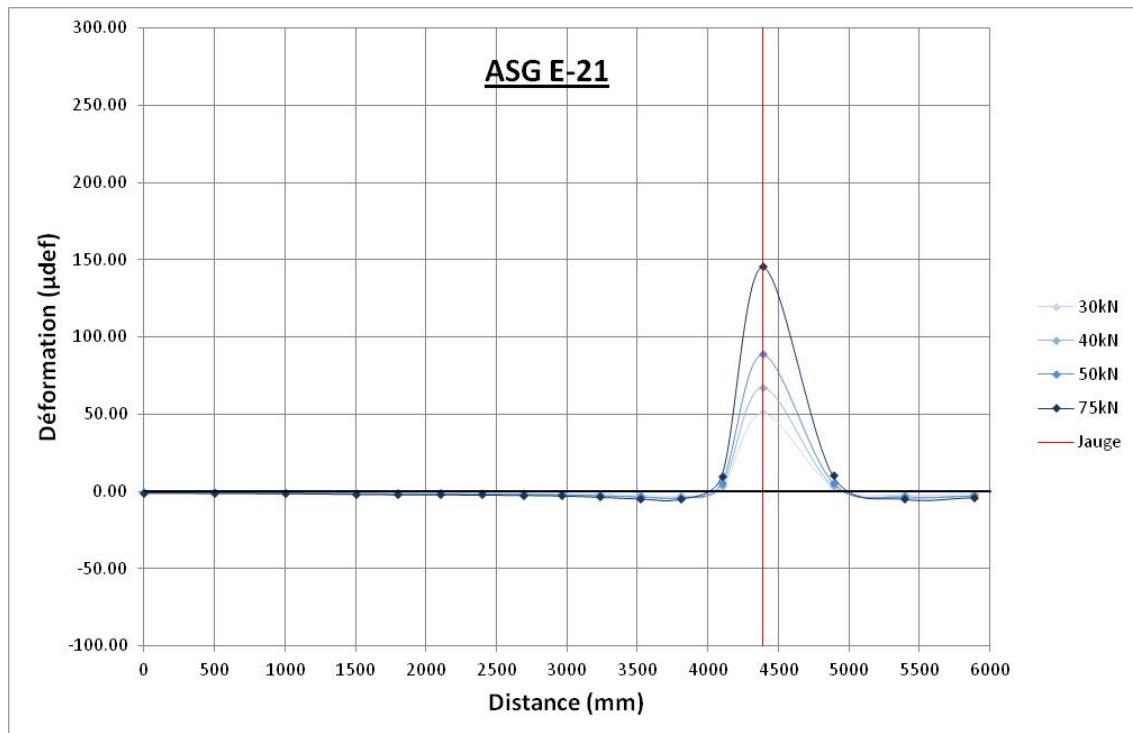


Figure-A V-20 Profil de déformation longitudinal E-21 (2011)

Commentaires :

Le maximum d'extension de la jauge est à 145 μdef à 75kN (la jauge longitudinale correspondante est à 142 μdef).

Le pic d'extension est aligné avec la position de la jauge.

Un passage en zone de compression peu avant le pic est également à noter, bien que faible (moins de 5 μdef).

<u>Section</u>	2-2011	<u>Nom</u>
<u>Couche</u>	MR5-TFE-A	ASG E-35
<u>Type</u>	Longitudinale	

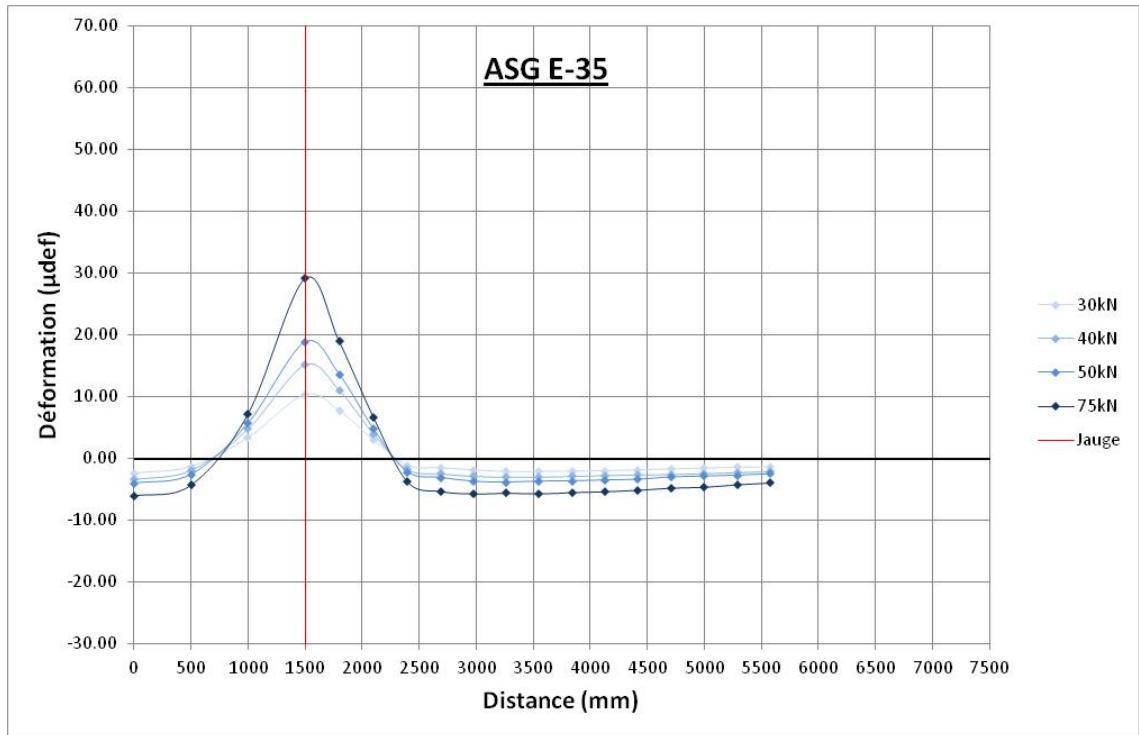


Figure-A V-21 Profil de déformation longitudinal E-35 (2011)

Commentaires :

Le maximum d'extension de la jauge est à 29 μdef à 75kN (la jauge transversale correspondante est à 50 μdef). Le maximum de contraction avant le pic est à -6 μdef . La jauge semble avoir été placée correctement (pic presque aligné avec la position de la jauge).

<u>Section</u>	2-2011	<u>Nom</u>
<u>Couche</u>	MR5-TFE-A	ASG E-24
<u>Type</u>	Transversale	

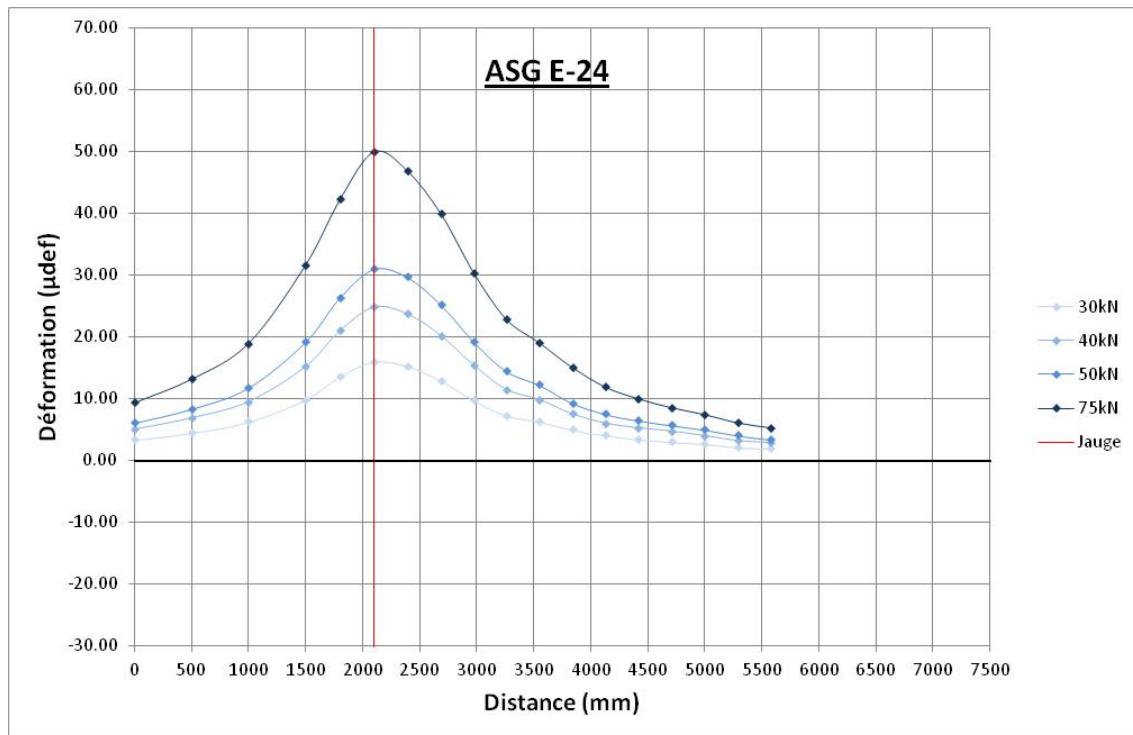


Figure-A V-22 Profil de déformation longitudinal E-24 (2011)

Commentaires :

Le maximum d'extension de la jauge est à 50 μdef à 75kN (la jauge longitudinale correspondante est à 29 μdef).

La jauge semble avoir été placée correctement (pic aligné avec la position de la jauge).

<u>Section</u>	2-2011	<u>Nom</u>
<u>Couche</u>	MR5-TFE-B	ASG E-38
<u>Type</u>	Longitudinale	

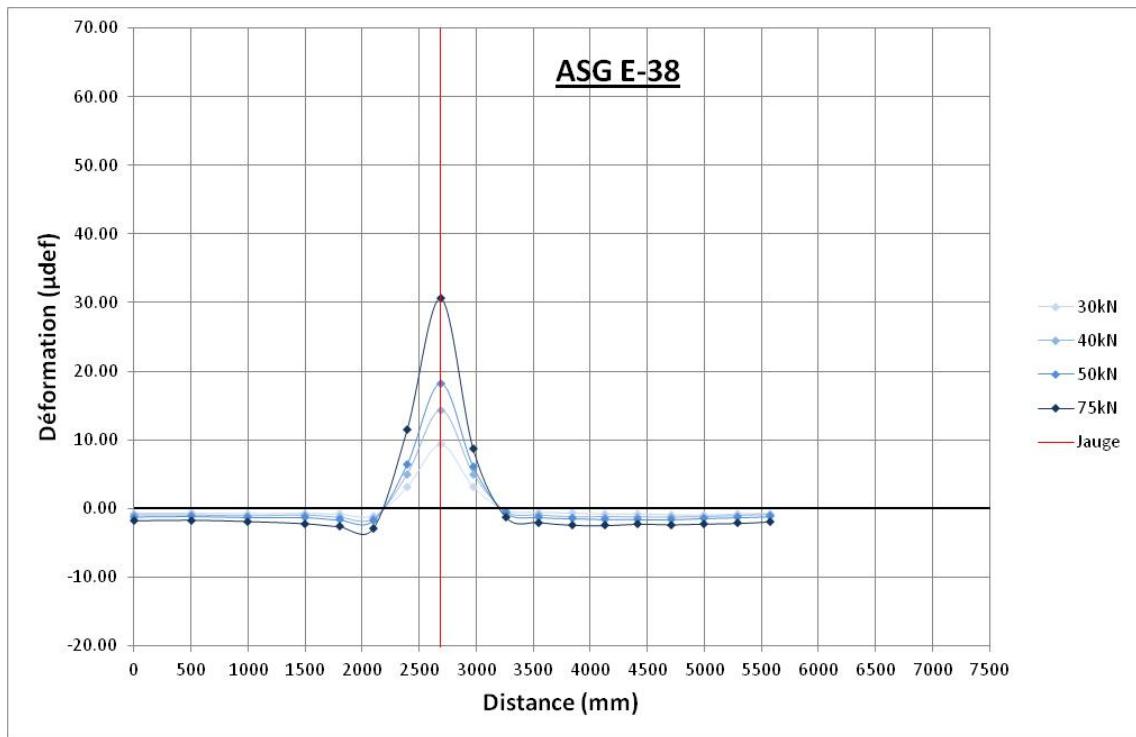


Figure-A V-23 Profil de déformation longitudinal E-38 (2011)

Commentaires :

Le maximum d'extension de la jauge est à 31 μdef à 75kN (la jauge transversale correspondante est à 23 μdef). Le maximum de contraction avant le pic est à -4 μdef. La jauge semble avoir été placée correctement (pic presque aligné avec la position de la jauge).

<u>Section</u>	2-2011	<u>Nom</u>
<u>Couche</u>	MR5-TFE-B	ASG E-34
<u>Type</u>	Transversale	

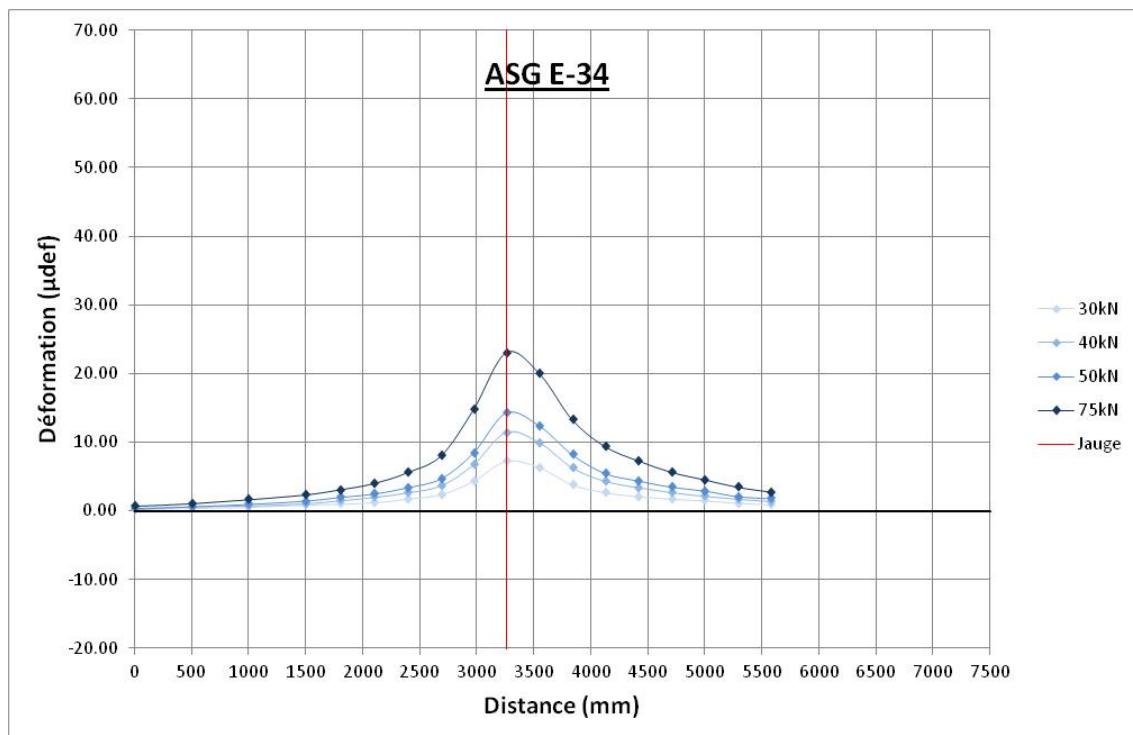


Figure-A V-24 Profil de déformation longitudinal E-34 (2011)

Commentaires :

Le maximum d'extension de la jauge est à 23 μdef à 75kN (la jauge longitudinale correspondante est à 31 μdef).

La jauge semble avoir été placée correctement (pic presque aligné avec la position de la jauge).

<u>Section</u>	2-2011	<u>Nom</u>
<u>Couche</u>	GB-20	ASG E-15
<u>Type</u>	Longitudinale	

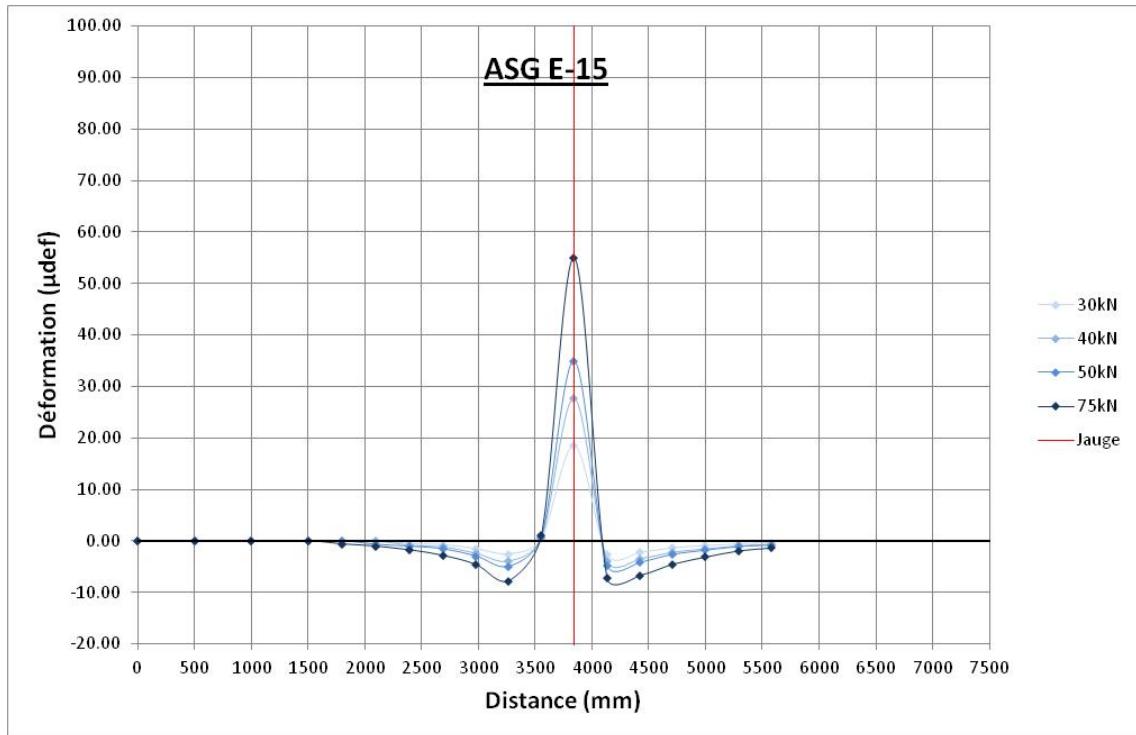


Figure-A V-25 Profil de déformation longitudinal E-15 (2011)

Commentaires :

Le maximum d'extension de la jauge est à 55 μdef à 75kN (la jauge transversale correspondante est à 59 μdef). Le maximum de contraction avant le pic est à -8 μdef . La jauge semble avoir été placée correctement (pic aligné avec la position de la jauge).

<u>Section</u>	2-2011	<u>Nom</u>
<u>Couche</u>	GB-20	ASG E-36
<u>Type</u>	Transversale	

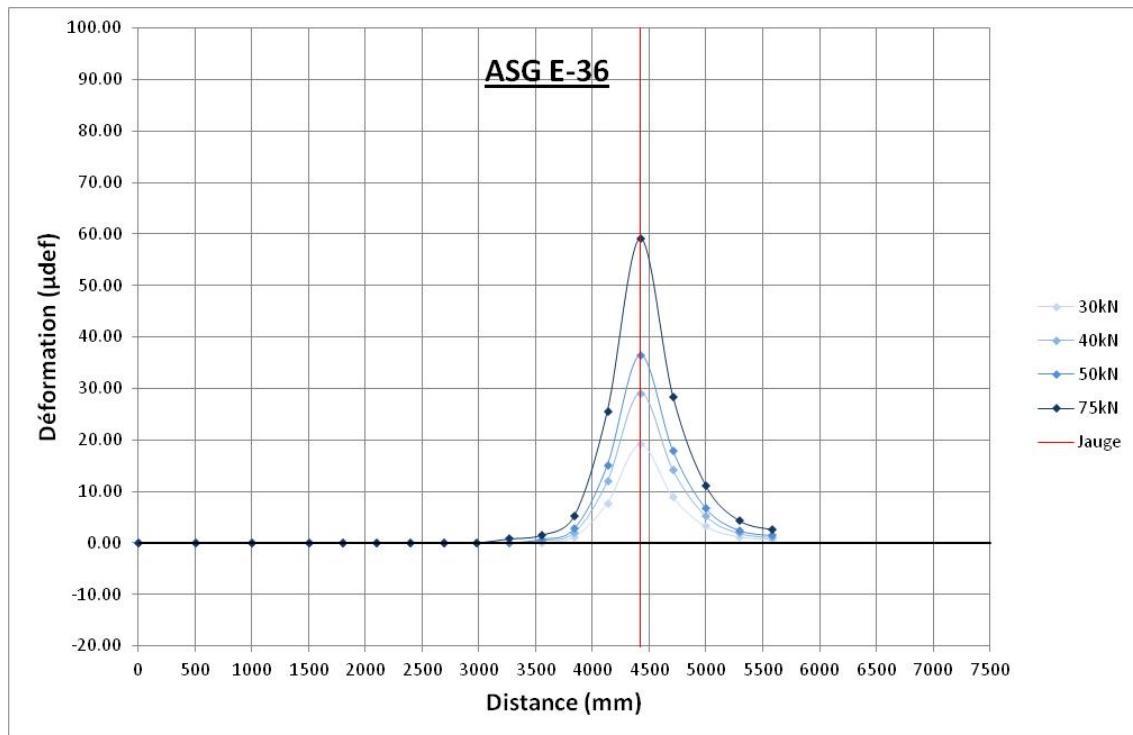


Figure-A V-26 Profil de déformation longitudinal E-36 (2011)

Commentaires :

Le maximum d'extension de la jauge est à 59 μdef à 75kN (la jauge longitudinale correspondante est à 55 μdef).

La jauge semble avoir été placée correctement (pic aligné avec la position de la jauge).

<u>Section</u>	2-2011	<u>Nom</u>
<u>Couche</u>	ESG-10	ASG E-31
<u>Type</u>	Longitudinale	

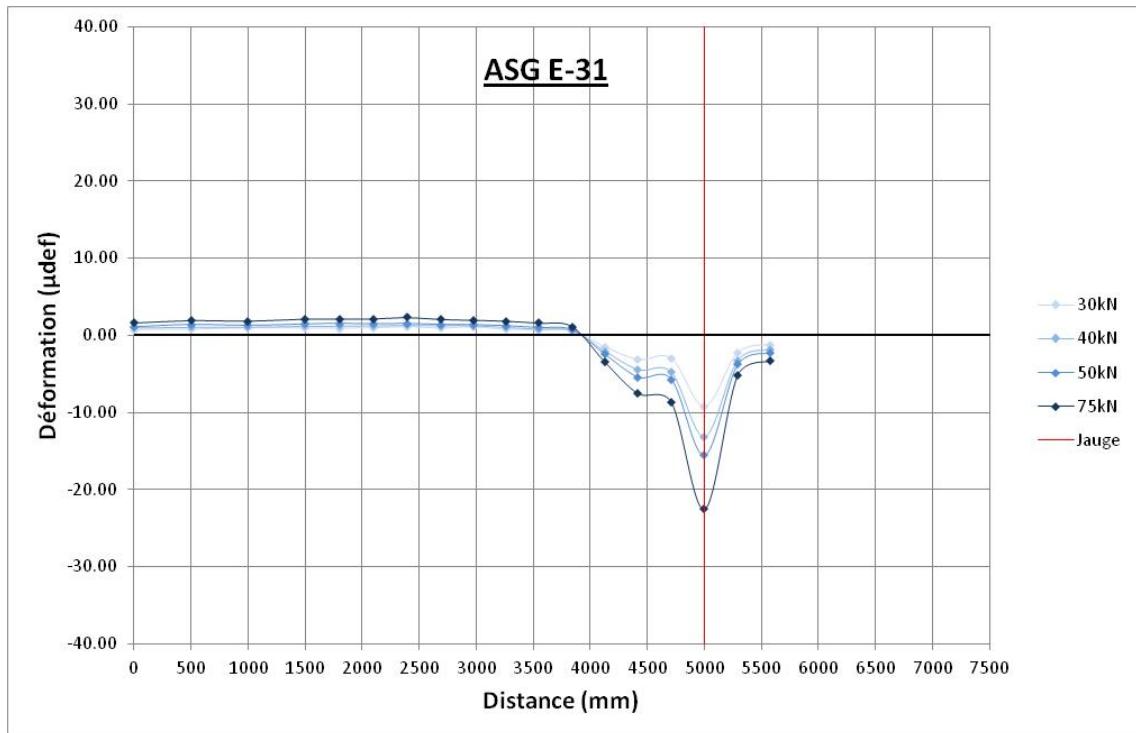


Figure-A V-27 Profil de déformation longitudinal E-31 (2011)

Commentaires :

Il se peut que la jauge soit trop proche de la surface, et qu'elle soit dans une zone de contraction en tout temps (extension de quelques μdef négligeable).
Le minimum de contraction est de -23 μdef à 75kN.

<u>Section</u>	2-2011	<u>Nom</u>
<u>Couche</u>	ESG-10	ASG E-45
<u>Type</u>	Transversale	

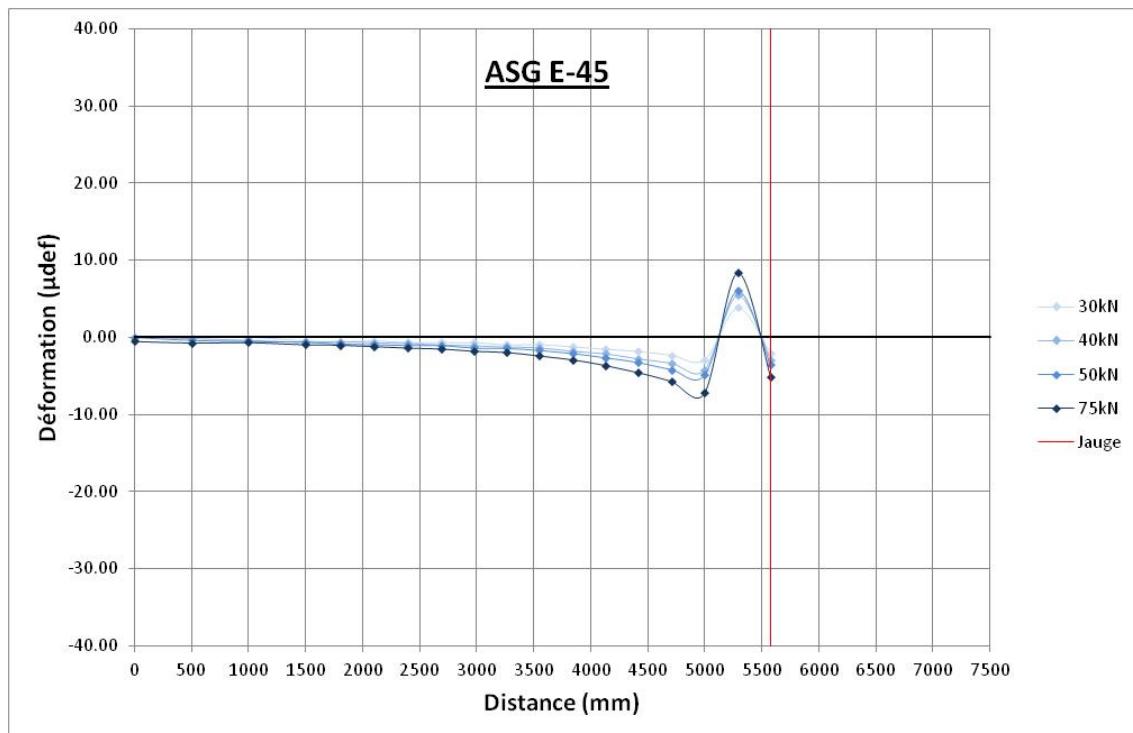


Figure-A V-28 Profil de déformation longitudinal E-45 (2011)

Commentaires :

Il se peut que la jauge soit trop proche de la surface, et qu'elle soit dans une zone proche de la fibre neutre, ayant pour résultat des contractions et une extension très faibles (maximum de 8 μdef).

Le pic ne semble pas non plus aligné avec la jauge, il se pourrait qu'elle ait bougé.

2. Amplitudes maximales et comparaisons

- **75 kN**

Tableau-A V-1 Amplitudes de déformations maximales des jauge
lors des essais de FWD (75 kN)

		Section 1			Section 2		
		Jauge et point de mesure	2010	2011	Jauge et point de mesure	2010	2011
Déformations mesurées avec les jauge (μdef)	ESG-10	E-37-L B12	255	192	E-31-L H16	-31	-23
		E-21-T B14	280	145	E-45-T H18	17	16
GB-20	GB-20	-	-	-	E-15-L H12	86	63
		-	-	-	E-36-T H14	73	59
MR5-TFE-B	MR5-TFE-B	E-19-L B8	51	23	E-38-L H8	68	35
		E-30-T B10	27	40	E-34-T H10	54	23
MR5-TFE-A	MR5-TFE-A	E-29-L B4	230	124	E-35-L H4	69	35
		E-27-T B6	185	116	E-24-T H6	64	50

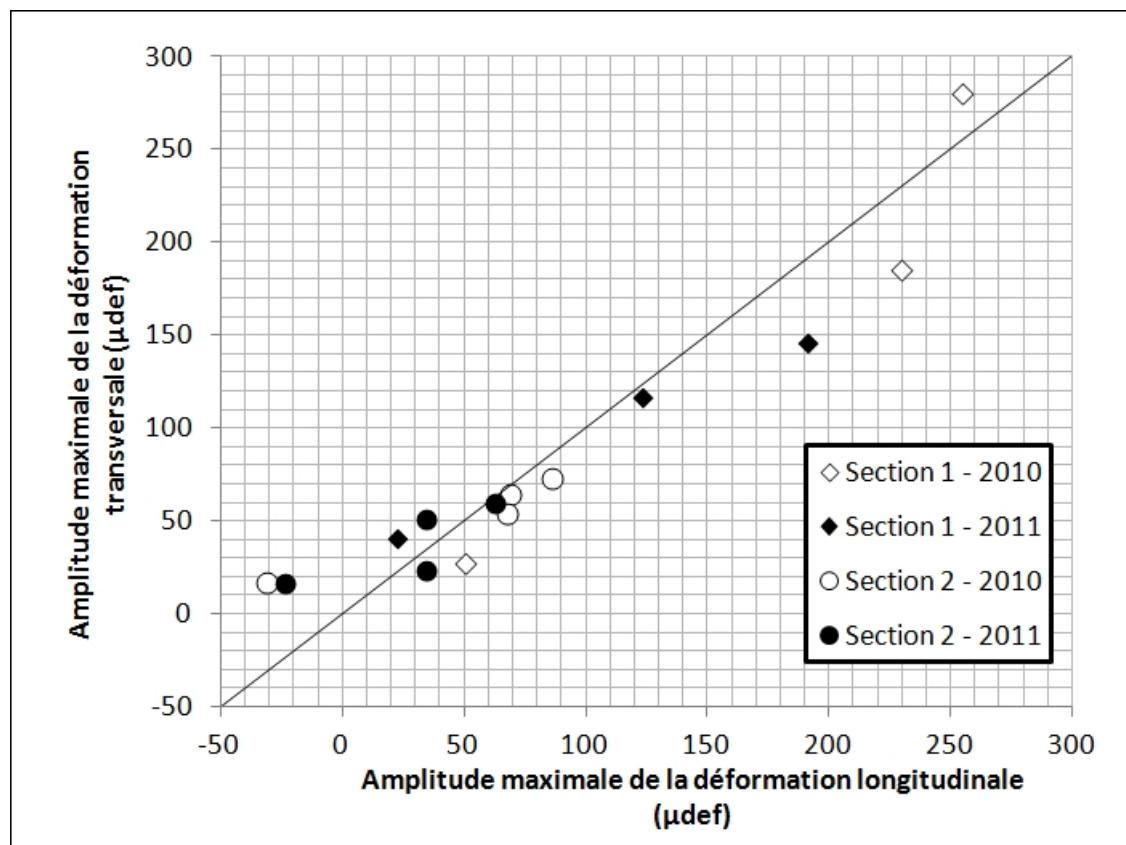


Figure-A V-29 Comparaison entre la déformation longitudinale et transversale à 75 kN sur une même couche pour une même année

Tableau-A V-2 Variations des déformations de 2011 par rapport à 2010
pour une charge de 75 kN

	Section 1		Section 2	
	Jauge et point de mesure	Rapport 2011/2010*	Jauge et point de mesure	Rapport 2011/2010*
ESG-10	E-37-L B12	0,75 (gain 25%)	E-31-L H16	0,74 (gain 26%)
	E-21-T B14	0,52 (gain 48%)	E-45-T H18	0,94 (gain 6%)
GB-20	-	-	E-15-L H12	0,73 (gain 27%)
	-	-	E-36-T H14	0,81 (gain 19%)
MR5-TFE-B	E-19-L B8	0,45 (gain 55%)	E-38-L H8	0,51 (gain 49%)
	E-30-T B10	1,48 (perte 48%)	E-34-T H10	0,43 (gain 57%)
MR5-TFE-A	E-29-L B4	0,54 (gain 46%)	E-35-L H4	0,51 (gain 49%)
	E-27-T B6	0,63 (gain 37%)	E-24-T H6	0,78 (gain 22%)

$$*1 - \frac{\varepsilon_{2010} - \varepsilon_{2011}}{\varepsilon_{2010}}$$

- **50 kN**

Tableau-A V-3 Amplitudes de déformations maximales des jauge
lors des essais de FWD (50 kN)

Déformations mesurées avec les jauge (μdef)		Section 1			Section 2		
		Jauge et point de mesure	2010	2011	Jauge et point de mesure	2010	2011
	ESG-10	E-37-L B12	159	117	E-31-L H16	-21	-16
		E-21-T B14	181	88	E-45-T H18	11	11
	GB-20	-	-	-	E-15-L H12	54	40
		-	-	-	E-36-T H14	45	36
	MR5-TFE-B	E-19-L B8	29	15	E-38-L H8	41	20
		E-30-T B10	14	26	E-34-T H10	33	14
	MR5-TFE-A	E-29-L B4	138	71	E-35-L H4	41	23
		E-27-T B6	110	73	E-24-T H6	40	31

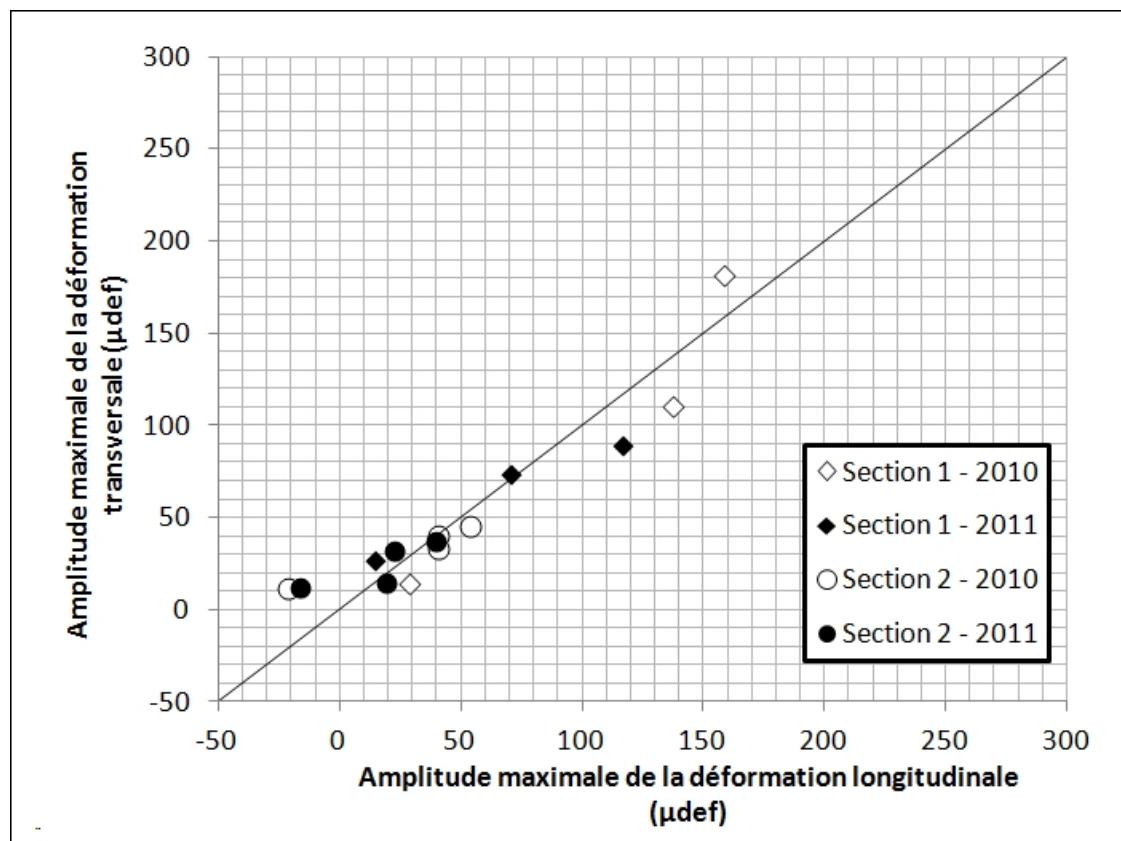


Figure-A V-30 Comparaison entre la déformation longitudinale et transversale à 50 kN sur une même couche pour une même année

Tableau-A V-4 Variations des déformations de 2011 par rapport à 2010
pour une charge de 50 kN

	Section 1		Section 2	
	Jauge et point de mesure	Rapport 2011/2010*	Jauge et point de mesure	Rapport 2011/2010*
ESG-10	E-37-L B12	0,74 (gain 26%)	E-31-L H16	0,76 (gain 24%)
	E-21-T B14	0,49 (gain 51%)	E-45-T H18	1,00 (même déformation)
GB-20	-	-	E-15-L H12	0,74 (gain 26%)
	-	-	E-36-T H14	0,80 (gain 20%)
MR5-TFE-B	E-19-L B8	0,52 (gain 48%)	E-38-L H8	0,49 (gain 51%)
	E-30-T B10	1,86 (perte 86%)	E-34-T H10	0,42 (gain 58%)
MR5-TFE-A	E-29-L B4	0,51 (gain 49%)	E-35-L H4	0,56 (gain 44%)
	E-27-T B6	0,66 (gain 34%)	E-24-T H6	0,78 (gain 22%)

$$*1 - \frac{\varepsilon_{2010} - \varepsilon_{2011}}{\varepsilon_{2010}}$$

- **40 kN**

Tableau-A V-5 Amplitudes de déformations maximales des jauge
lors des essais de FWD (40 kN)

Déformations mesurées avec les jauge (μdef)		Section 1			Section 2		
		Jauge et point de mesure	2010	2011	Jauge et point de mesure	2010	2011
ESG-10	E-37-L B12	127	90	E-31-L H16	-16	-13	
	E-21-T B14	147	67	E-45-T H18	9	9	
GB-20	-	-	-	E-15-L H12	42	32	
	-	-	-	E-36-T H14	35	29	
MR5-TFE-B	E-19-L B8	22	12	E-38-L H8	32	16	
	E-30-T B10	11	21	E-34-T H10	25	11	
MR5-TFE-A	E-29-L B4	105	52	E-35-L H4	32	19	
	E-27-T B6	84	54	E-24-T H6	31	25	

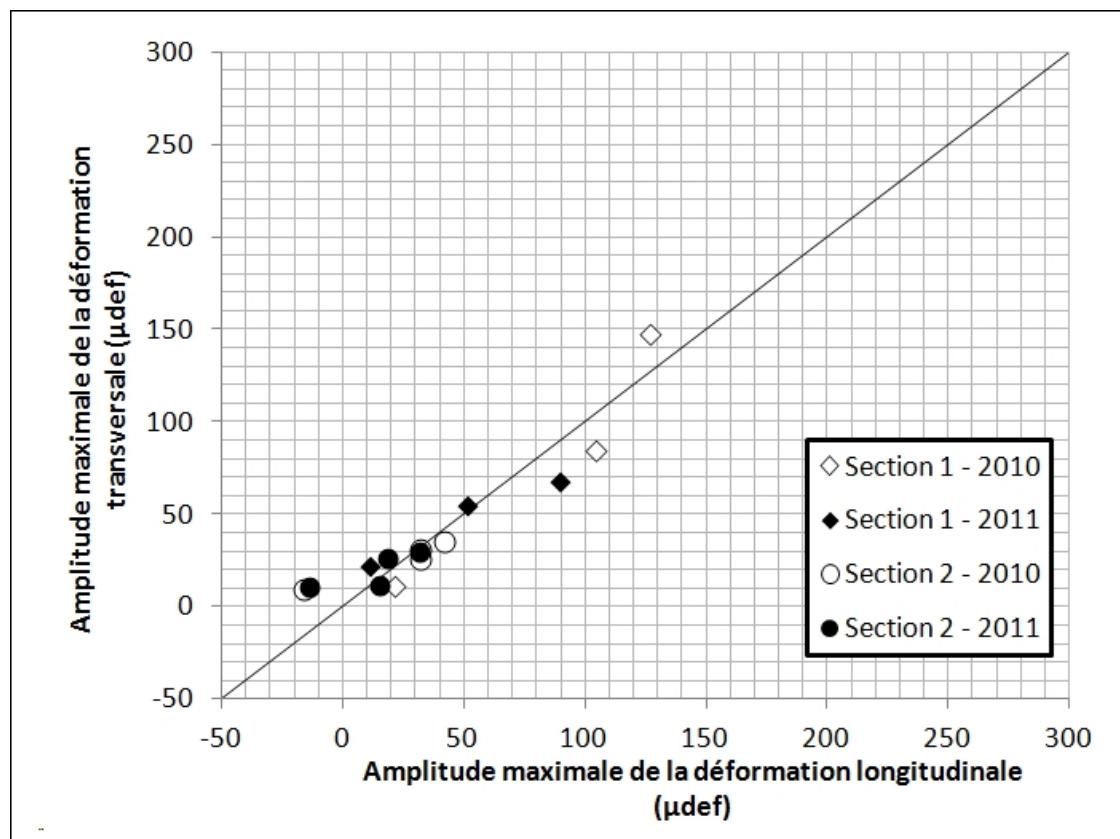


Figure-A V-31 Comparaison entre la déformation longitudinale et transversale à 40 kN sur une même couche pour une même année

Tableau-A V-6 Variations des déformations de 2011 par rapport à 2010
pour une charge de 40 kN

	Section 1		Section 2	
	Jauge et point de mesure	Rapport 2011/2010*	Jauge et point de mesure	Rapport 2011/2010*
ESG-10	E-37-L B12	0,71 (gain 29%)	E-31-L H16	0,81 (gain 19%)
	E-21-T B14	0,46 (gain 54%)	E-45-T H18	1,00 (même déformation)
GB-20	-	-	E-15-L H12	0,76 (gain 24%)
	-	-	E-36-T H14	0,83 (gain 17%)
MR5-TFE-B	E-19-L B8	0,54 (gain 46%)	E-38-L H8	0,50 (gain 50%)
	E-30-T B10	1,91 (perte 91%)	E-34-T H10	0,44 (gain 56%)
MR5-TFE-A	E-29-L B4	0,50 (gain 50%)	E-35-L H4	0,59 (gain 41%)
	E-27-T B6	0,64 (gain 36%)	E-24-T H6	0,81 (gain 19%)

$$*1 - \frac{\varepsilon_{2010} - \varepsilon_{2011}}{\varepsilon_{2010}}$$

- **30 kN**

Tableau-A V-7 Amplitudes de déformations maximales des jauge
lors des essais de FWD (30 kN)

Déformations mesurées avec les jauge (μdef)		Section 1			Section 2		
		Jauge et point de mesure	2010	2011	Jauge et point de mesure	2010	2011
ESG-10	E-37-L B12	102	67	E-31-L H16	-13	-9	
	E-21-T B14	120	51	E-45-T H18	7	7	
GB-20	-	-	-	E-15-L H12	32	21	
	-	-	-	E-36-T H14	27	19	
MR5-TFE-B	E-19-L B8	17	9	E-38-L H8	24	10	
	E-30-T B10	9	16	E-34-T H10	19	7	
MR5-TFE-A	E-29-L B4	77	37	E-35-L H4	24	13	
	E-27-T B6	62	40	E-24-T H6	23	16	

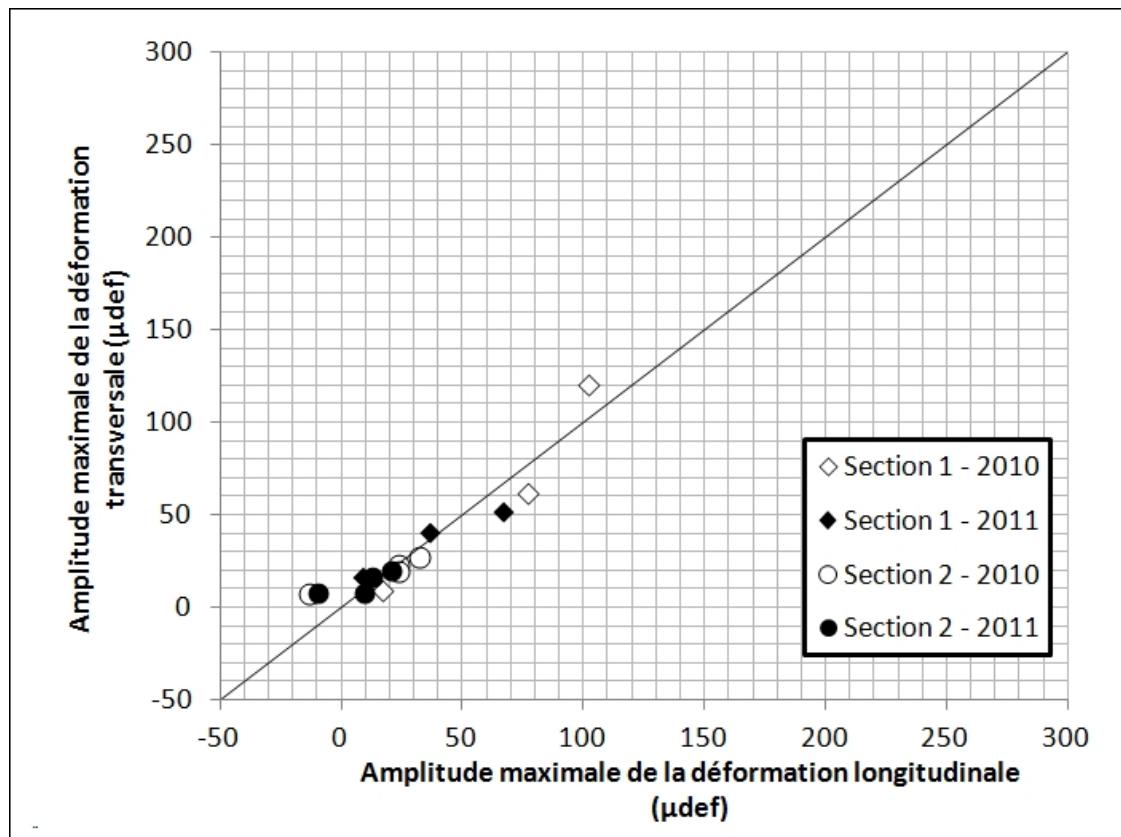


Figure-A V-32 Comparaison entre la déformation longitudinale et transversale à 30 kN sur une même couche pour une même année

Tableau-A V-8 Variations des déformations de 2011 par rapport à 2010
pour une charge de 30 kN

	Section 1		Section 2	
	Jauge et point de mesure	Rapport 2011/2010*	Jauge et point de mesure	Rapport 2011/2010*
ESG-10	E-37-L B12	0,66 (gain 34%)	E-31-L H16	0,69 (gain 31%)
	E-21-T B14	0,43 (gain 57%)	E-45-T H18	1,00 (même déformation)
GB-20	-	-	E-15-L H12	0,66 (gain 34%)
	-	-	E-36-T H14	0,70 (gain 30%)
MR5-TFE-B	E-19-L B8	0,53 (gain 47%)	E-38-L H8	0,42 (gain 58%)
	E-30-T B10	1,78 (perte 78%)	E-34-T H10	0,37 (gain 63%)
MR5-TFE-A	E-29-L B4	0,48 (gain 52%)	E-35-L H4	0,54 (gain 46%)
	E-27-T B6	0,65 (gain 35%)	E-24-T H6	0,70 (gain 30%)

$$*1 - \frac{\varepsilon_{2010} - \varepsilon_{2011}}{\varepsilon_{2010}}$$

- **Moyennes toutes charges**

Tableau-A V-9 Variations moyennes des déformations de 2011 par rapport à 2010 pour toutes les charges

	Section 1		Section 2	
	Jauge et point de mesure	Rapport 2011/2010*	Jauge et point de mesure	Rapport 2011/2010*
ESG-10	E-37-L B12	0,72 (gain 28%) Écart-type : 0,03	E-31-L H16	0,75 (gain 25%) Écart-type : 0,04
	E-21-T B14	0,48 (gain 52%) Écart-type : 0,03	E-45-T H18	0,99 (gain 1%) Écart-type : 0,03
GB-20	-	-	E-15-L H12	0,72 (gain 28%) Écart-type : 0,04
	-	-	E-36-T H14	0,79 (gain 21%) Écart-type : 0,05
MR5-TFE-B	E-19-L B8	0,51 (gain 49%) Écart-type : 0,04	E-38-L H8	0,48 (gain 52%) Écart-type : 0,04
	E-30-T B10	1,76 (perte 76%) Écart-type : 0,17	E-34-T H10	0,42 (gain 58%) Écart-type : 0,03
MR5-TFE-A	E-29-L B4	0,51 (gain 49%) Écart-type : 0,02	E-35-L H4	0,55 (gain 45%) Écart-type : 0,03
	E-27-T B6	0,65 (gain 35%) Écart-type : 0,01	E-24-T H6	0,77 (gain 23%) Écart-type : 0,04

$$*1 - \frac{\varepsilon_{2010} - \varepsilon_{2011}}{\varepsilon_{2010}}$$

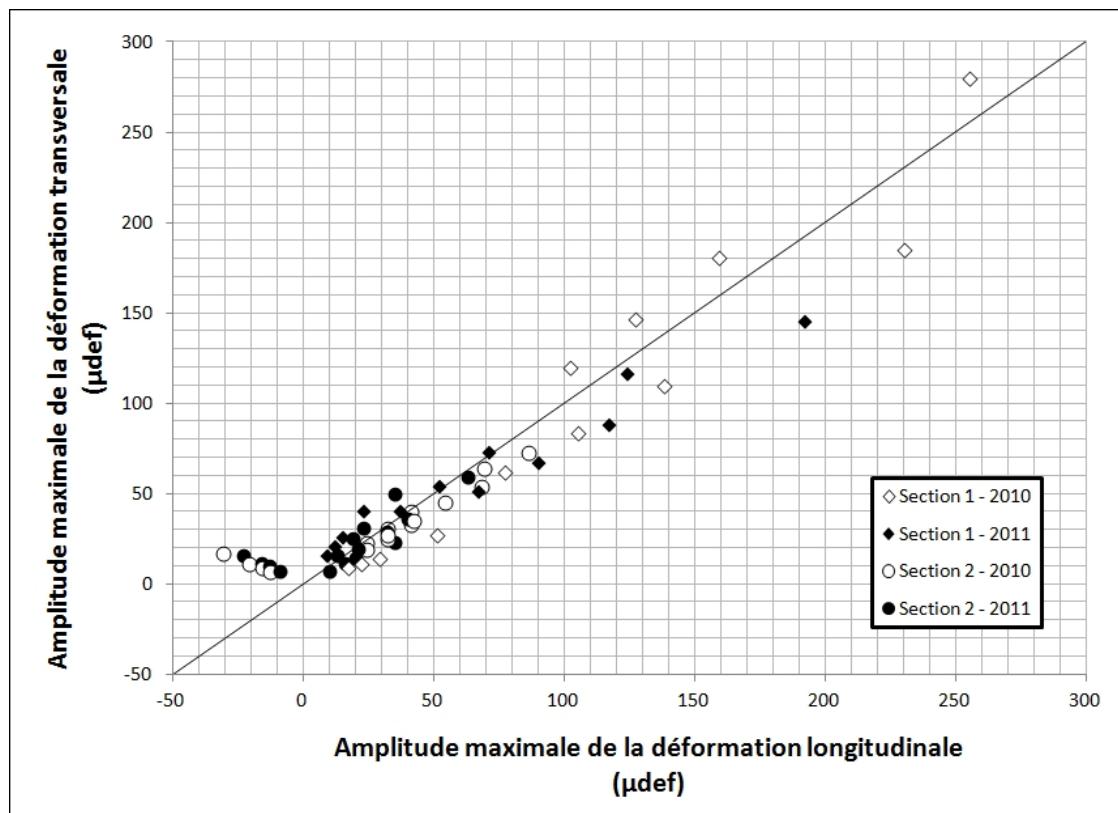


Figure-A V-33 Comparaison pour toutes les charges entre la déformation longitudinale et transversale sur une même couche pour une même année

ANNEXE VI

Graphiques comparatifs des modélisations et des mesures des jauge de déformation

Cette annexe présente les graphiques permettant la comparaison entre les modélisations faites avec le logiciel Alizé-LCPC et les mesures de terrain des jauge de déformation. Les données d'entrée des modélisations sont disponibles dans le chapitre 3, partie 3.7.

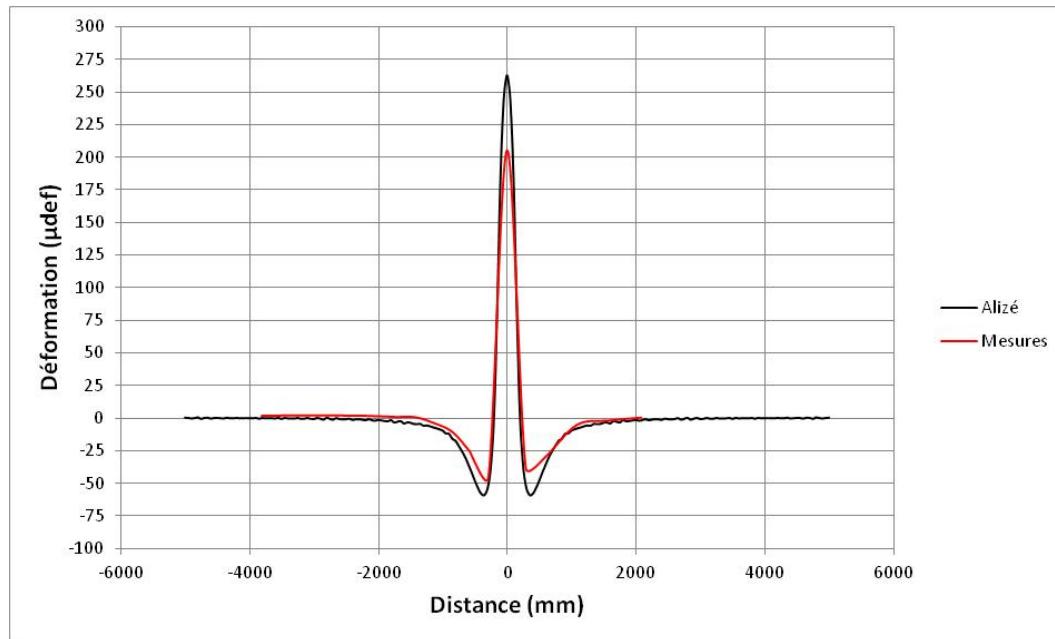


Figure-A VI-1 Comparaison modélisation/mesure pour la jauge E-29 longitudinale dans le revêtement de la section 1 en 2010

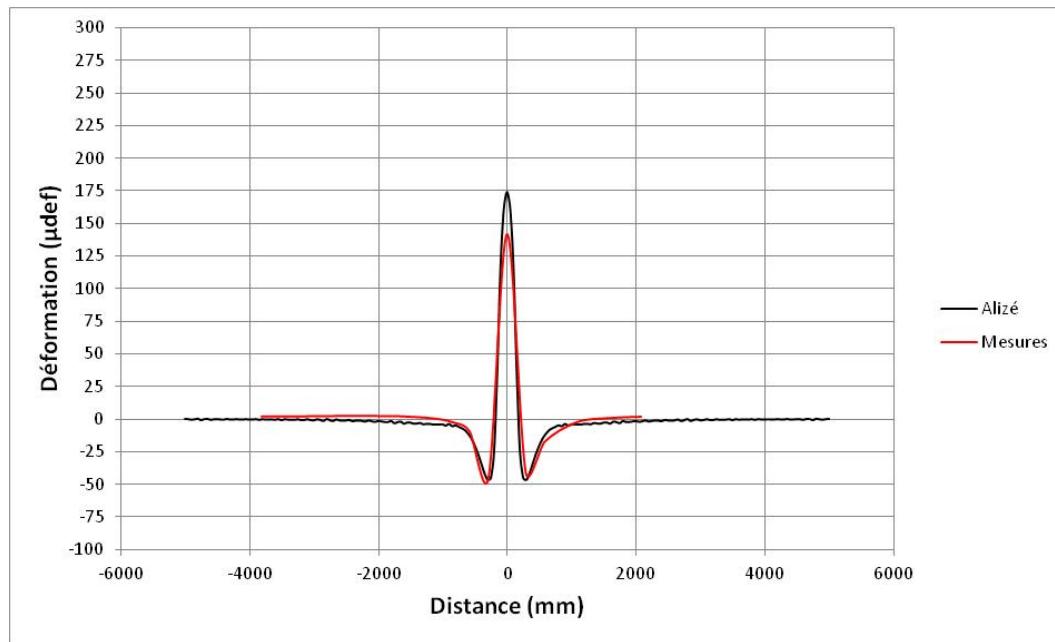
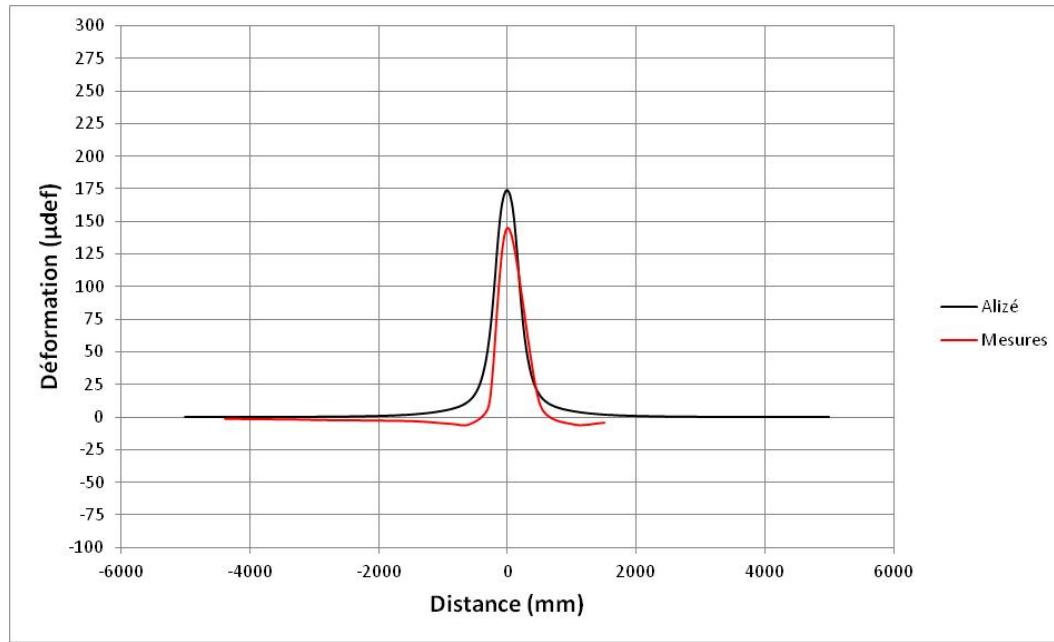
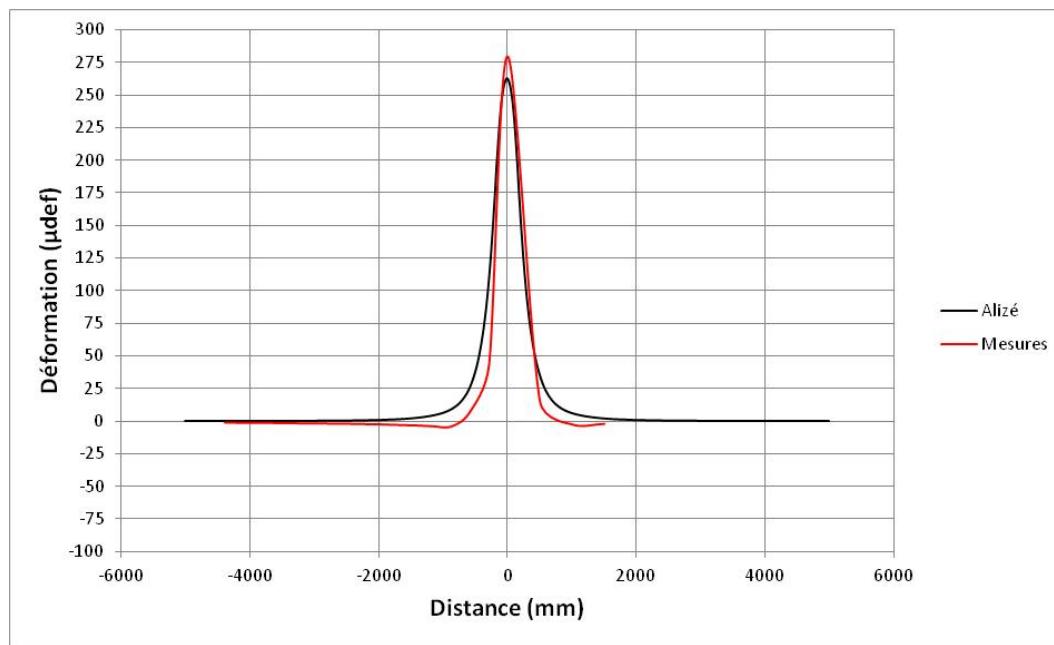


Figure-A VI-2 Comparaison modélisation/mesure pour la jauge E-29 longitudinale dans le revêtement de la section 1 en 2011



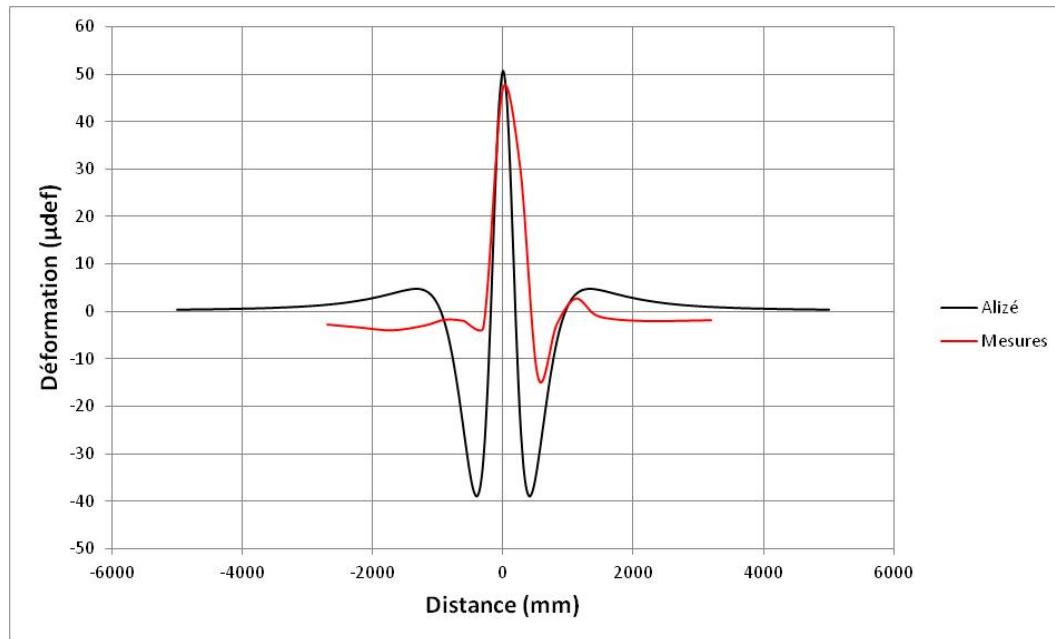


Figure-A VI-5 Comparaison modélisation/mesure pour la jauge E-19 longitudinale dans le MR5-TFE-B de la section 1 en 2010

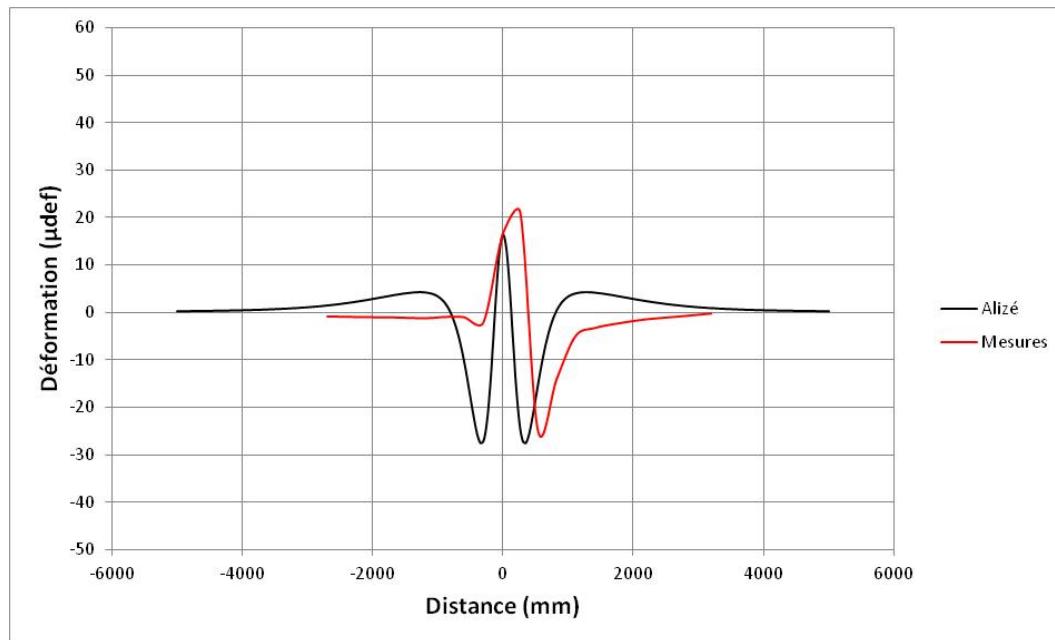


Figure-A VI-6 Comparaison modélisation/mesure pour la jauge E-19 longitudinale dans le MR5-TFE-B de la section 1 en 2011

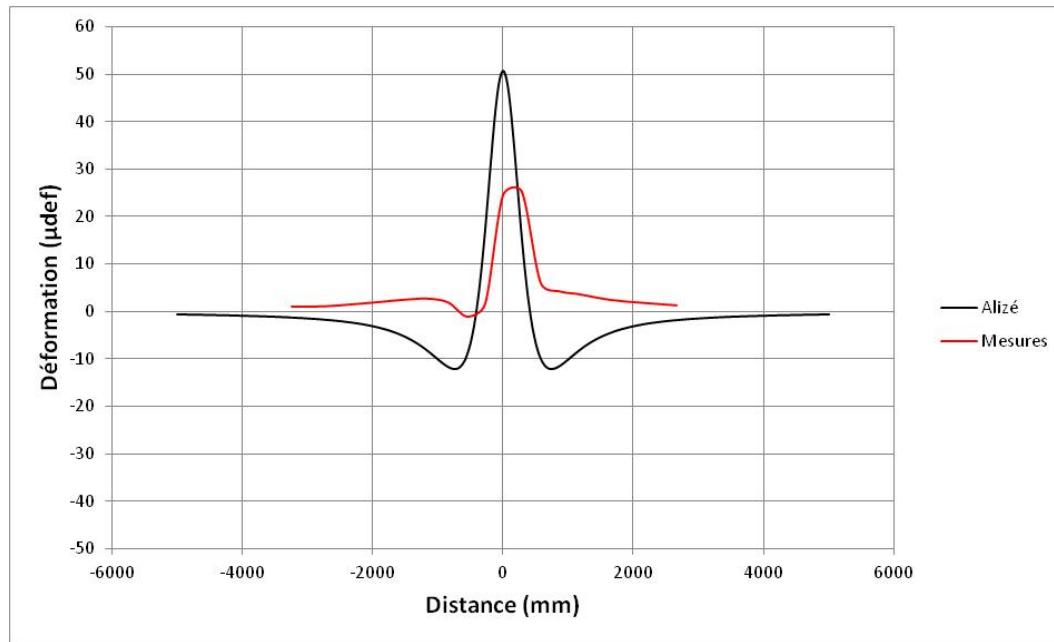


Figure-A VI-7 Comparaison modélisation/mesure pour la jauge E-30 transversale dans le MR5-TFE-B de la section 1 en 2010

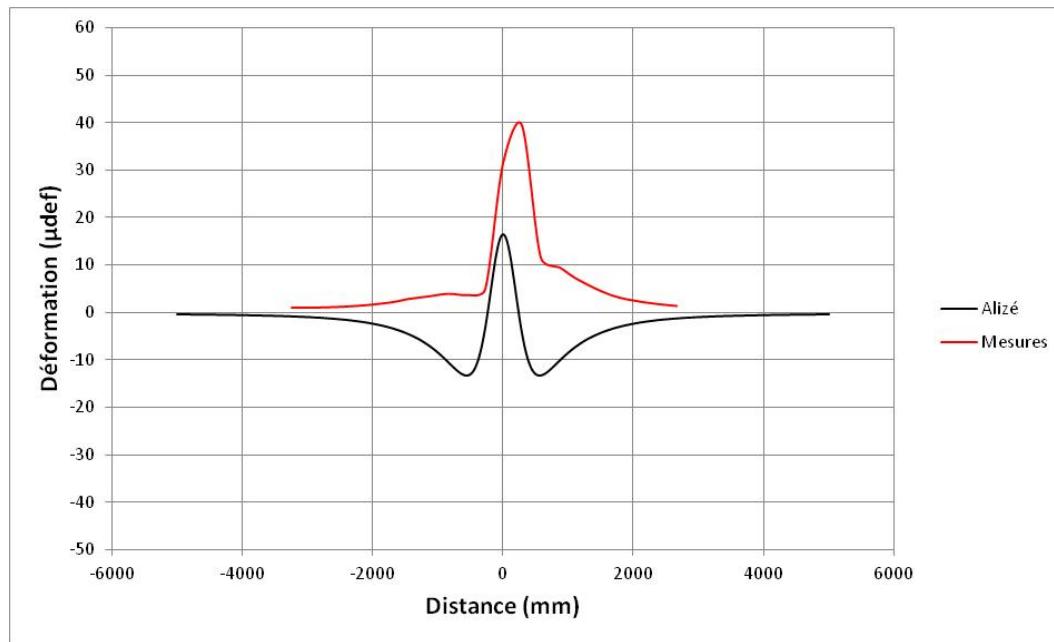


Figure-A VI-8 Comparaison modélisation/mesure pour la jauge E-30 transversale dans le MR5-TFE-B de la section 1 en 2011

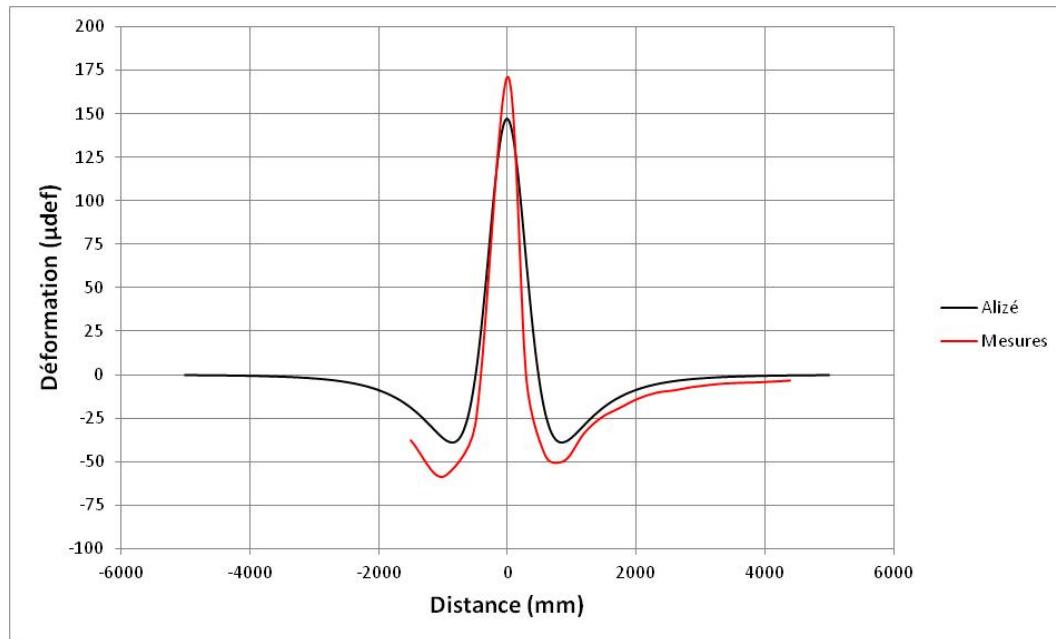


Figure-A VI-9 Comparaison modélisation/mesure pour la jauge E-37 longitudinale dans le MR5-TFE-A de la section 1 en 2010

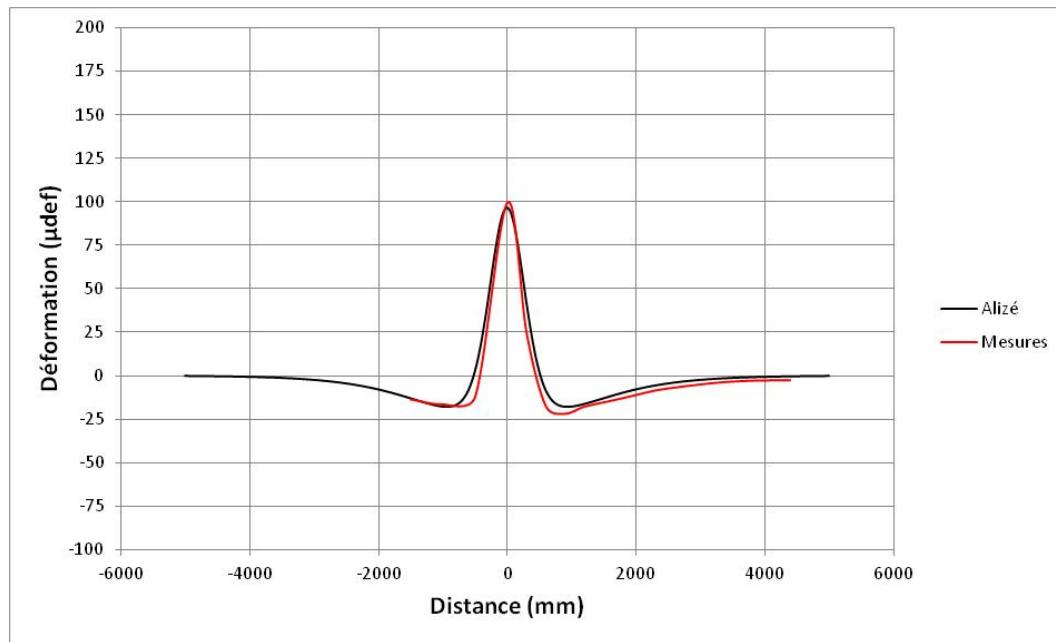


Figure-A VI-10 Comparaison modélisation/mesure pour la jauge E-37 longitudinale dans le MR5-TFE-A de la section 1 en 2011

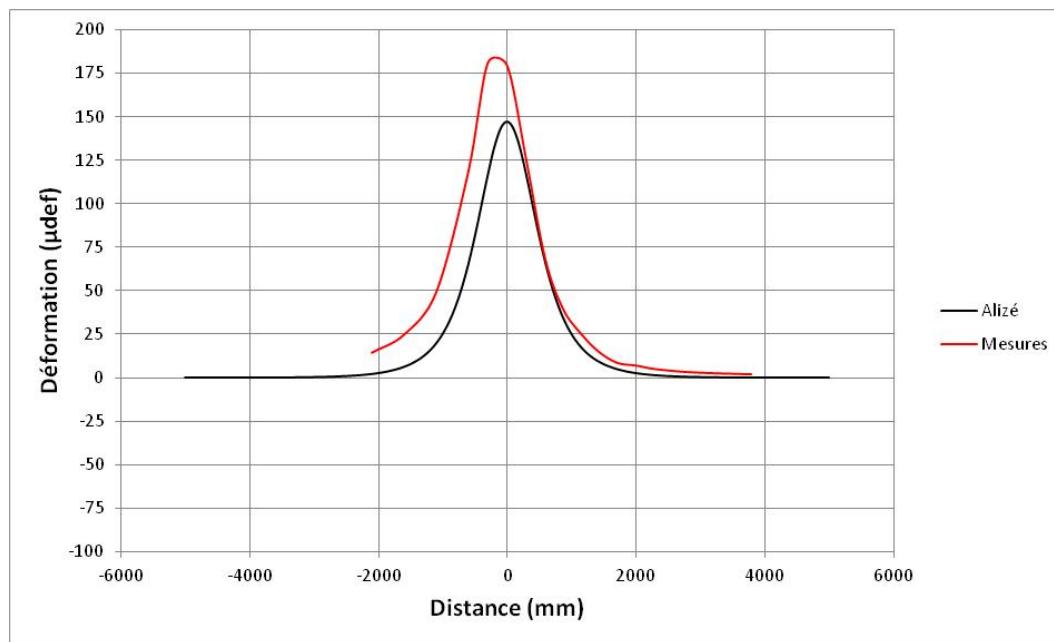


Figure-A VI-11 Comparaison modélisation/mesure pour la jauge E-21 transversale dans le MR5-TFE-A de la section 1 en 2010

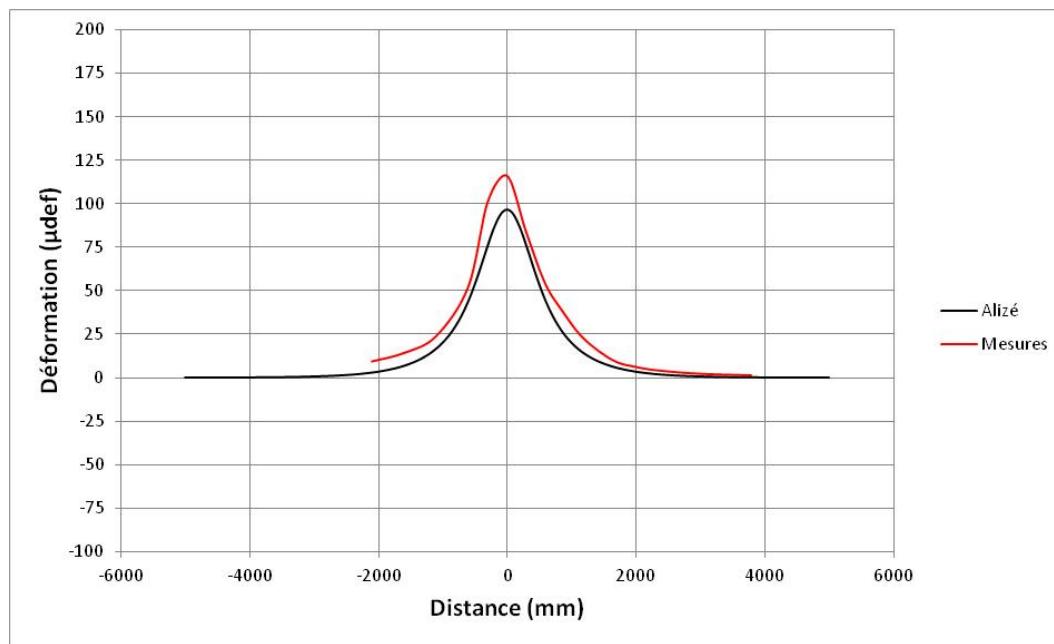


Figure-A VI-12 Comparaison modélisation/mesure pour la jauge E-21 transversale dans le MR5-TFE-A de la section 1 en 2011

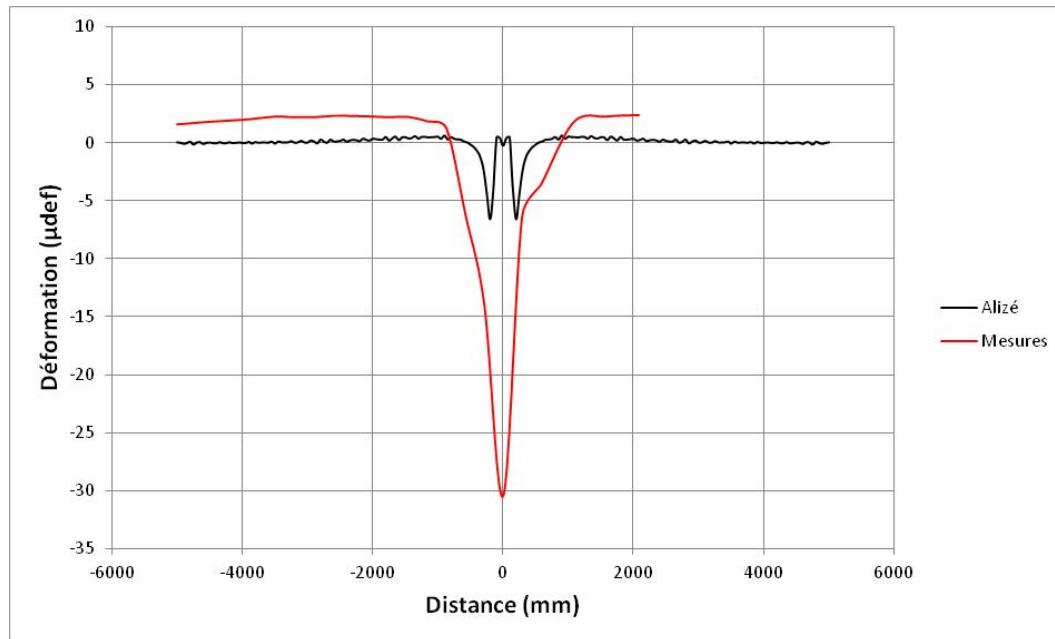


Figure-A VI-13 Comparaison modélisation/mesure pour la jauge E-35 longitudinale dans le revêtement de la section 2 en 2010

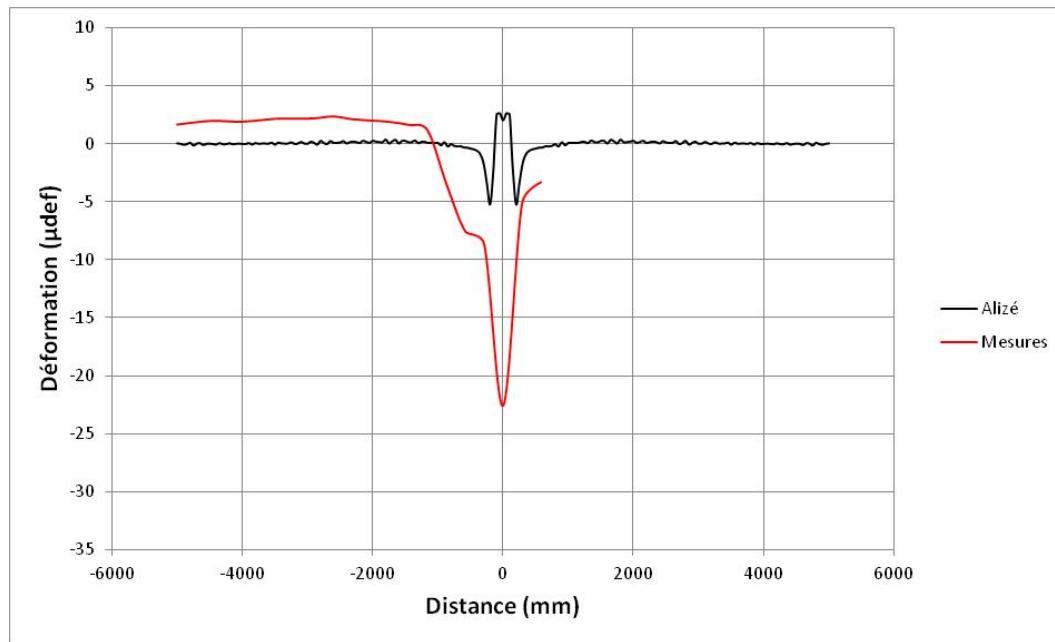


Figure-A VI-14 Comparaison modélisation/mesure pour la jauge E-35 longitudinale dans le revêtement de la section 2 en 2011

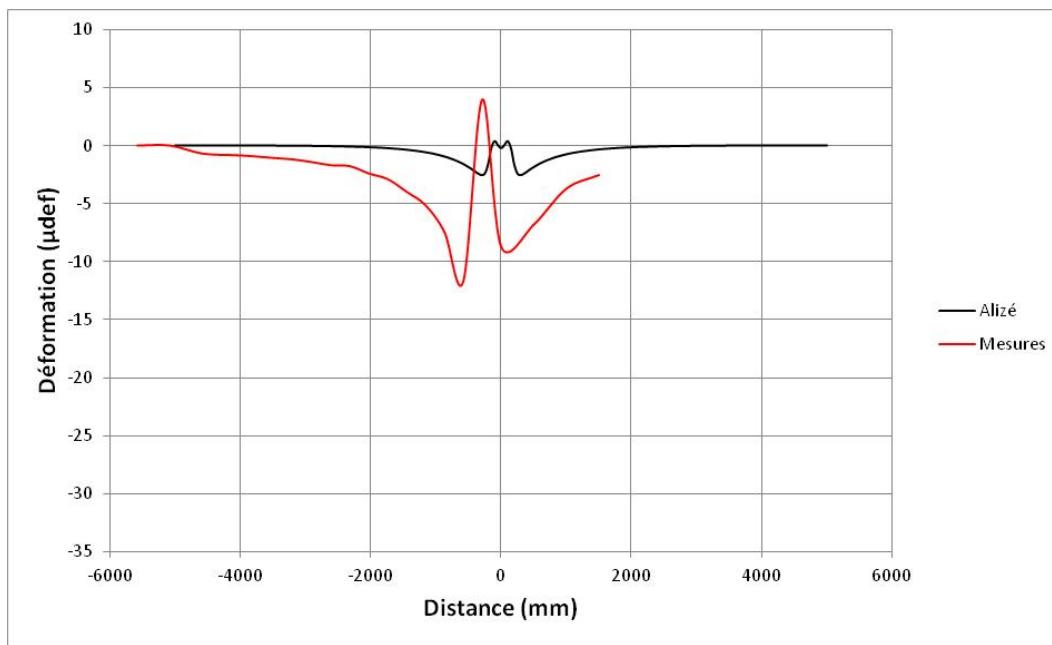


Figure-A VI-15 Comparaison modélisation/mesure pour la jauge E-24 transversale dans le revêtement de la section 2 en 2010

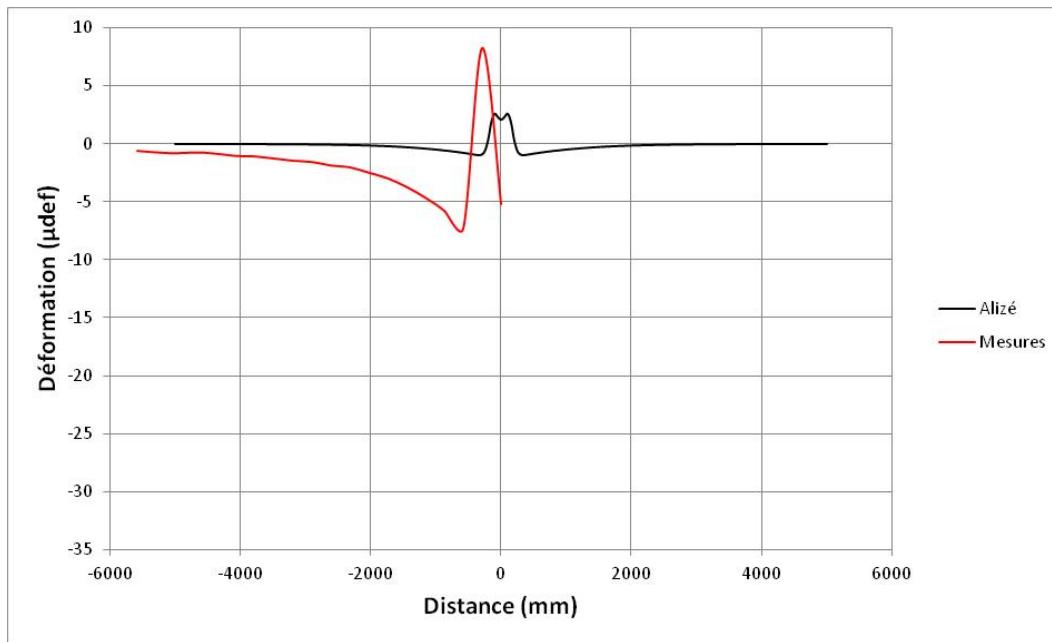


Figure-A VI-16 Comparaison modélisation/mesure pour la jauge E-24 transversale dans le revêtement de la section 2 en 2011

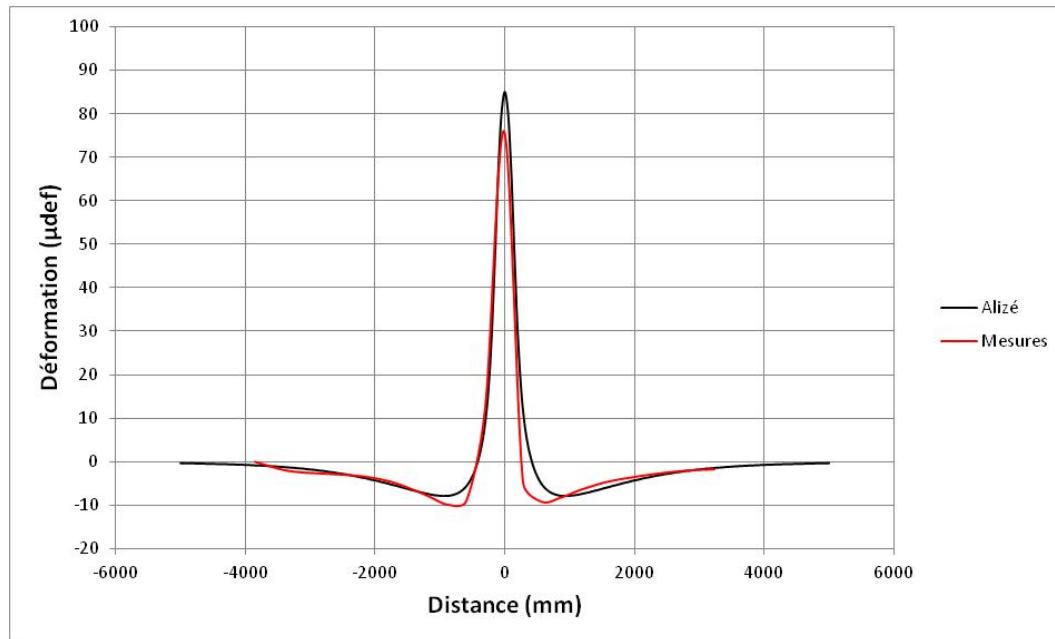


Figure-A VI-17 Comparaison modélisation/mesure pour la jauge E-38 longitudinale dans la GB-20 de la section 2 en 2010

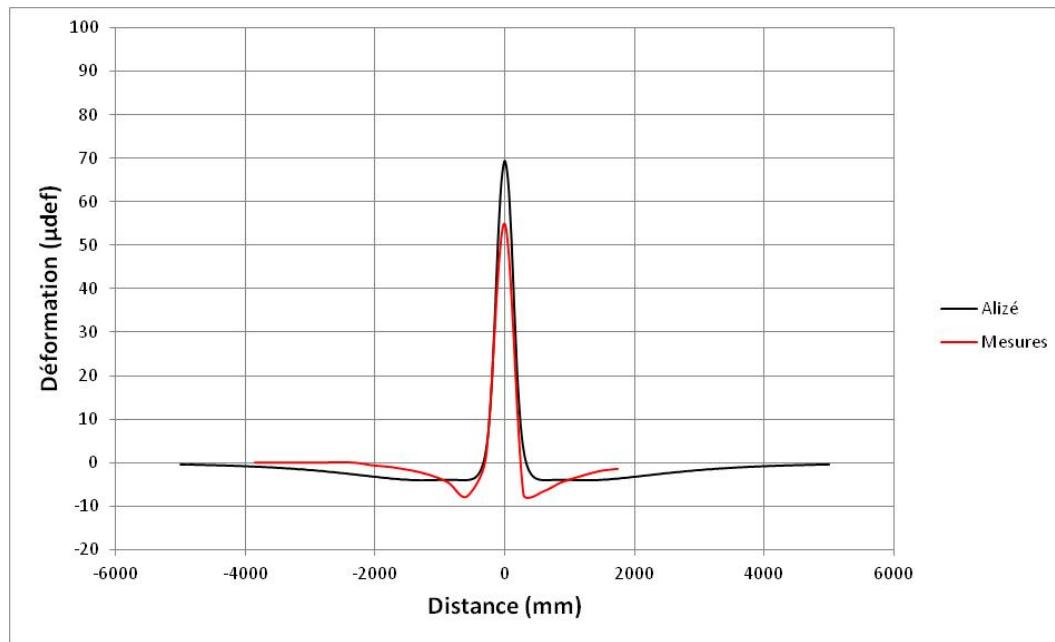


Figure-A VI-18 Comparaison modélisation/mesure pour la jauge E-38 longitudinale dans la GB-20 de la section 2 en 2011

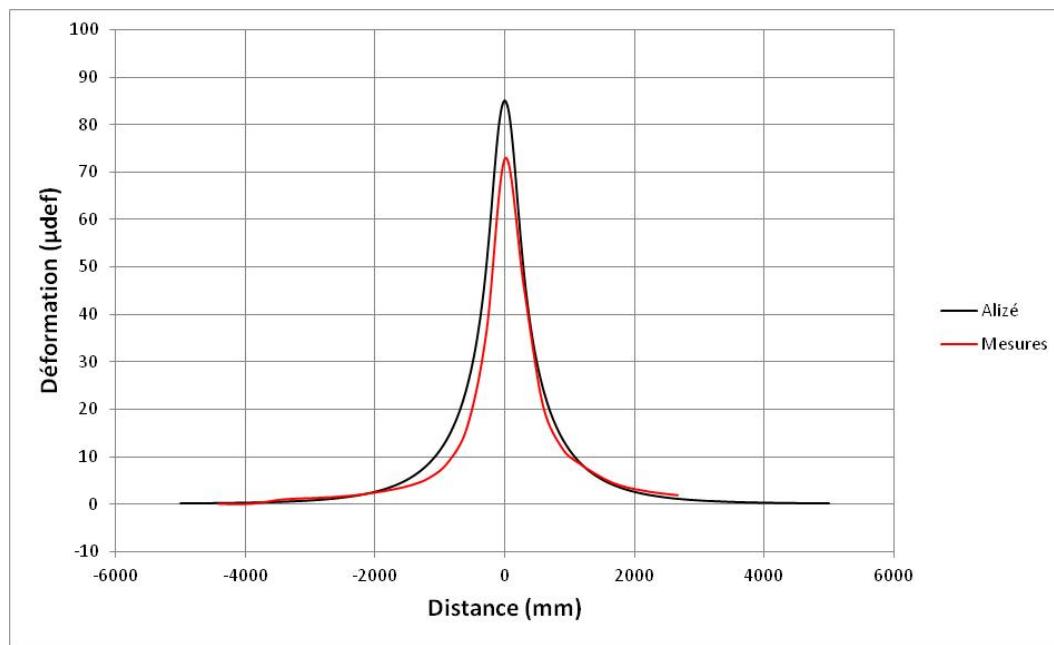


Figure-A VI-19 Comparaison modélisation/mesure pour la jauge E-34 transversale dans la GB-20 de la section 2 en 2010

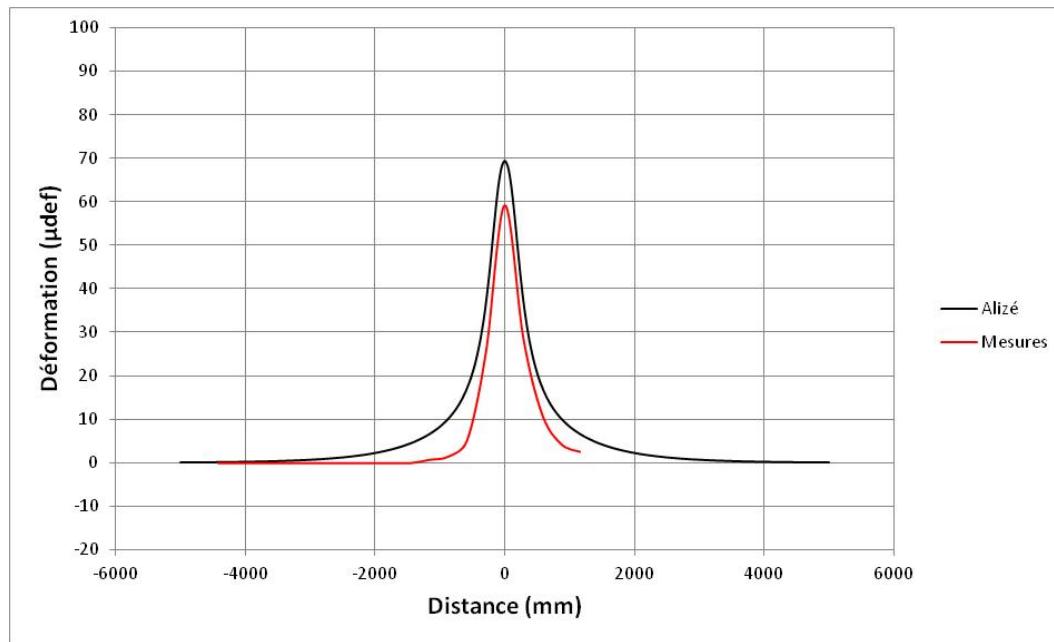


Figure-A VI-20 Comparaison modélisation/mesure pour la jauge E-34 transversale dans la GB-20 de la section 2 en 2011

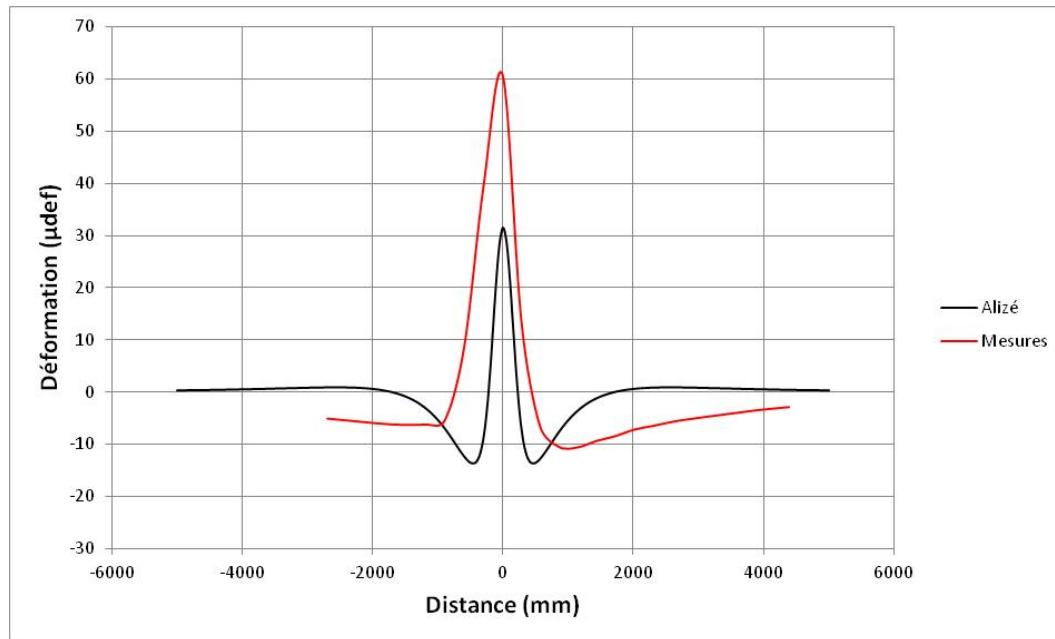


Figure-A VI-21 Comparaison modélisation/mesure pour la jauge E-15 longitudinale dans le MR5-TFE-B de la section 2 en 2010

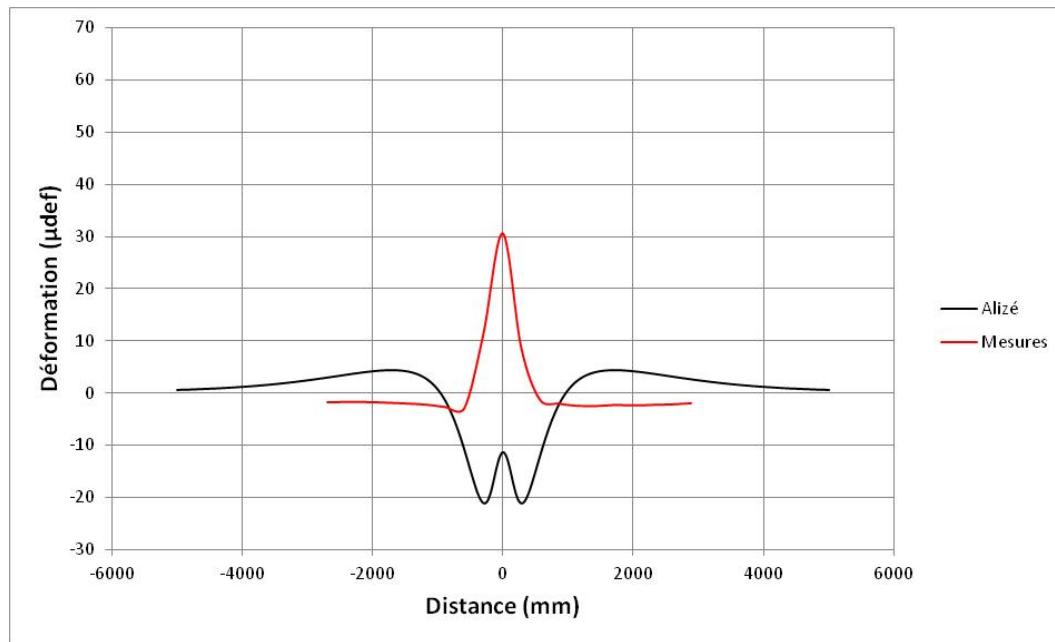
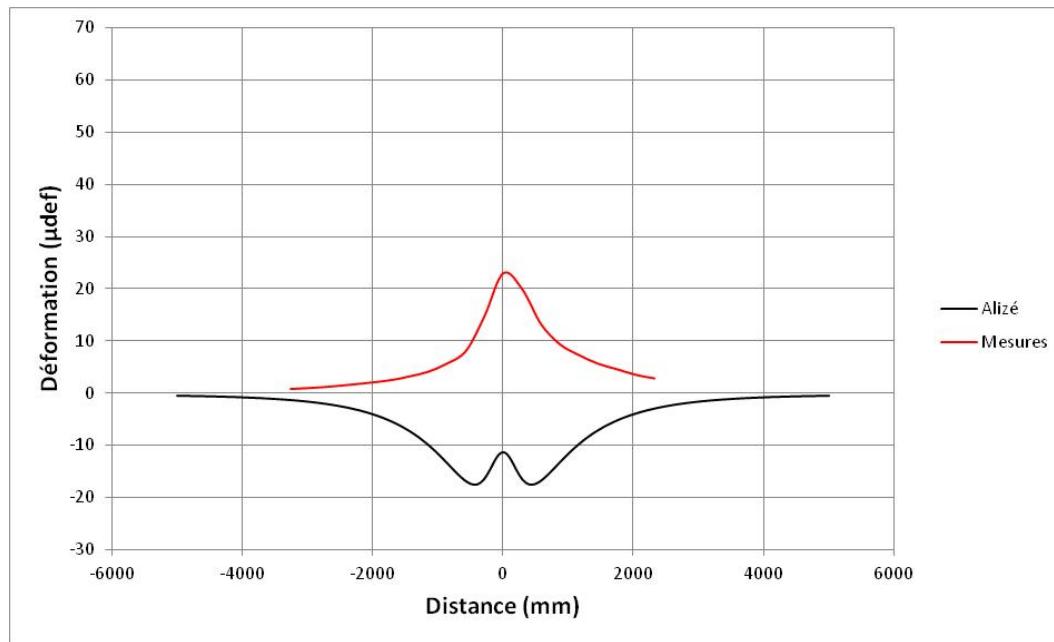
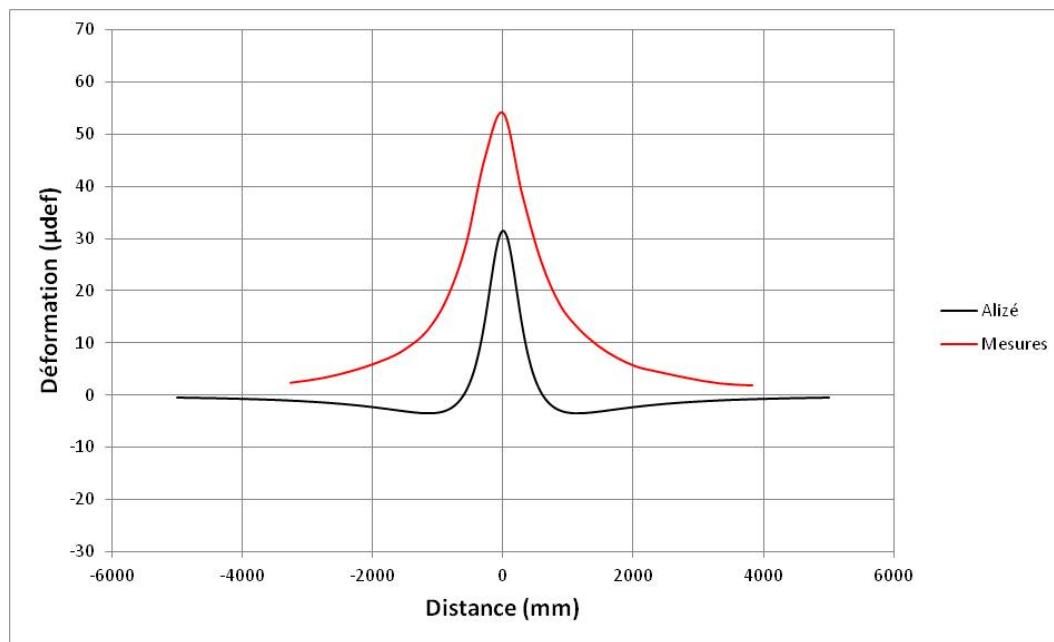


Figure-A VI-22 Comparaison modélisation/mesure pour la jauge E-15 longitudinale dans le MR5-TFE-B de la section 2 en 2011



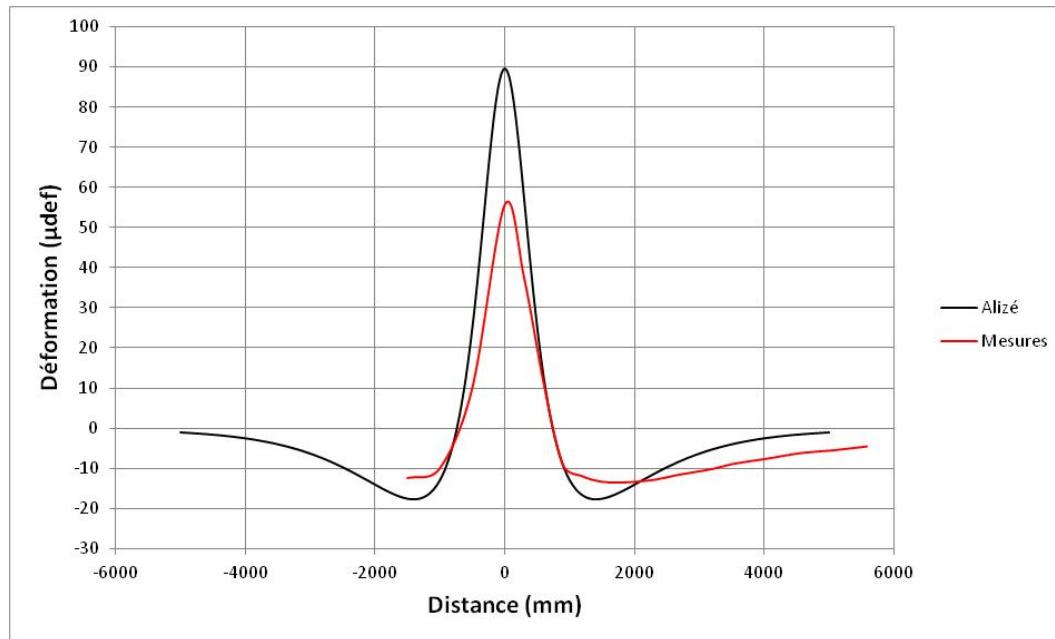


Figure-A VI-25 Comparaison modélisation/mesure pour la jauge E-31 longitudinale dans le MR5-TFE-A de la section 2 en 2010

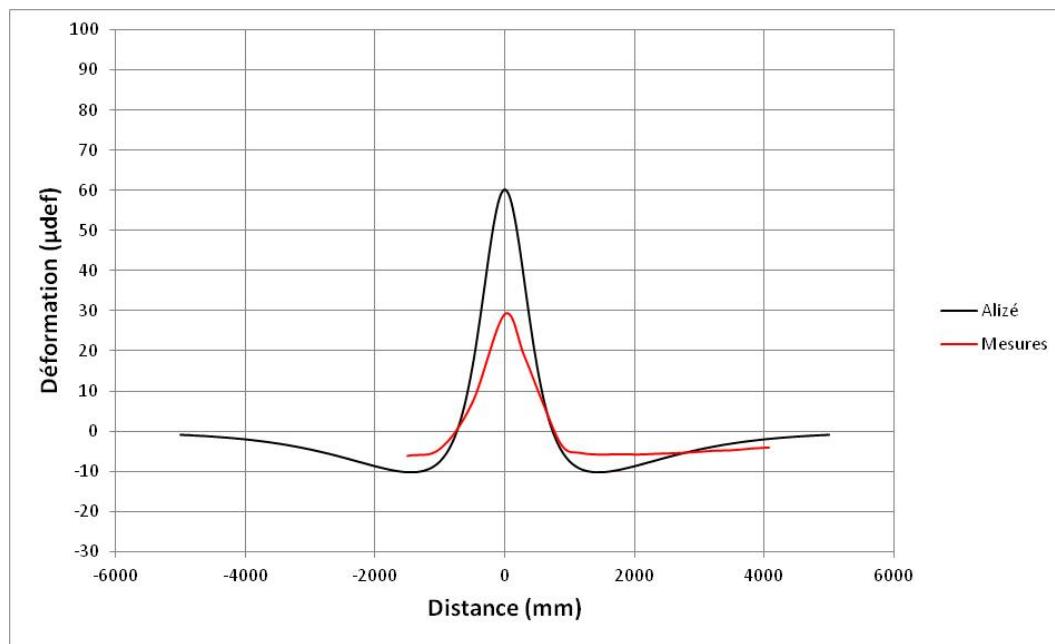


Figure-A VI-26 Comparaison modélisation/mesure pour la jauge E-31 longitudinale dans le MR5-TFE-A de la section 2 en 2011

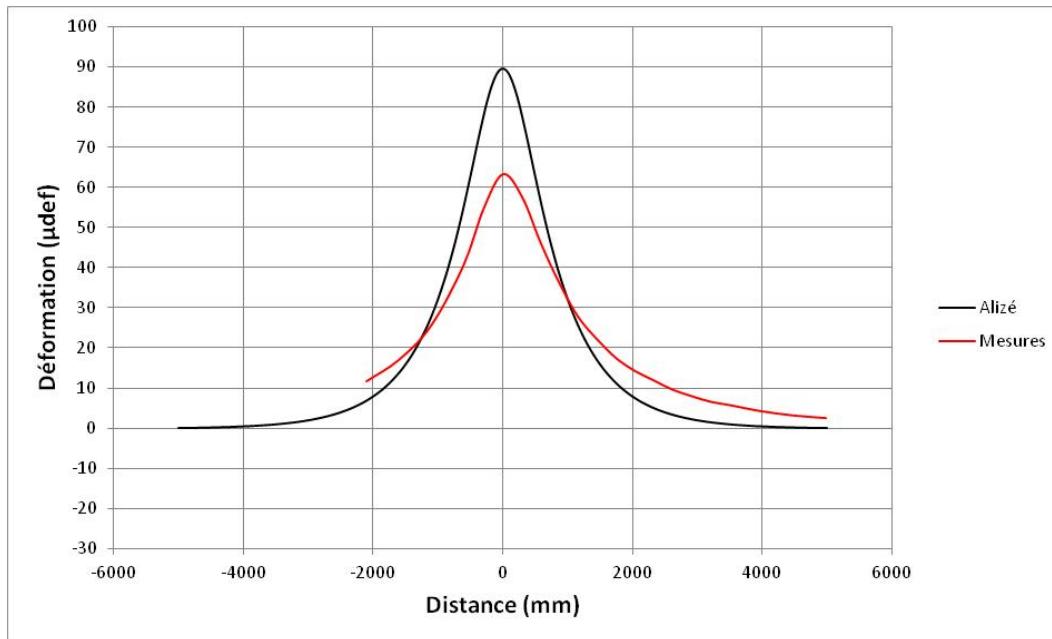


Figure-A VI-27 Comparaison modélisation/mesure pour la jauge E-45 transversale dans le MR5-TFE-A de la section 2 en 2010

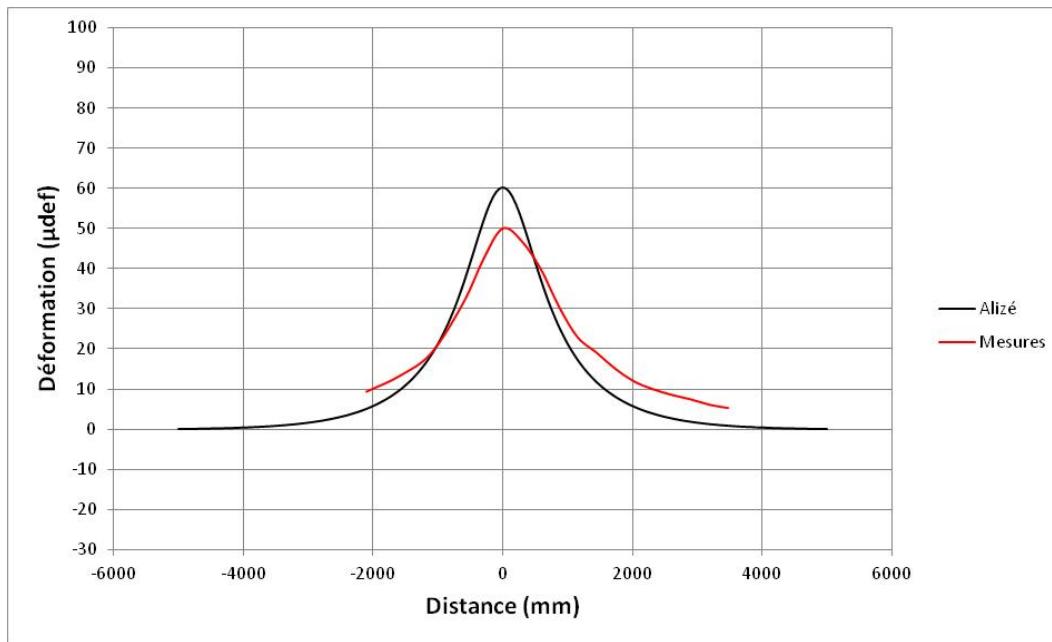


Figure-A VI-28 Comparaison modélisation/mesure pour la jauge E-45 transversale dans le MR5-TFE-A de la section 2 en 2011

LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- AASHTO. 1993. *Guide for design of pavement structures*. Washington : American Association of State Highway and Transportation Officials, 624 p.
- Association Française de Normalisation (AFNOR). 2000. *Module sous chargement statique à la plaque (EV2)*. Norme française, NF P 94-117-1. Paris : Association Française de Normalisation, avril 2000, 8 p.
- Association Française de Normalisation (AFNOR). 2000. Contrôle de la qualité du compactage. Norme française, XP P 94-105. Paris : Association Française de Normalisation, mai 2000, 33 p.
- Bensten, Ross A., Soheil Nazarian et J. Andrew Harrison. 1989. « Reliability Testing of Seven Nondestructive Pavement Testing Devices ». *Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli*, ASTM STP 1026, Edition A.J. Bust III et G.Y. Baladi. American Society for Testing and Materials, Philadelphie, p. 41-58.
- Bergeron, Guy. 2001. « Bulletin d'information technique : Recyclage à froid des enrobés ». *Info DLC Direction du laboratoire des chaussées*, vol. 6, n°4, avril 2001, 2 p.
- Bergeron, Guy. 2005. « Performance des techniques de retraitement en place et de recyclage à froid au Québec ». In *Congrès annuel de l'Association des transports du Canada*, Calgary, Canada, 30 p.
- Bitume Québec. 2007. « Le retraitement à froid des chaussées souples ». In *Session annuelle de formation spécialisée*. Montréal, 4 au 6 décembre 2007, 2 p.
- Bitume Québec. 2010. « Le recyclage des enrobés bitumineux ». *Techno-Bitume - Bulletin Technique*, n°3, octobre 2010, 8 p.
- Blais, Claude. 2007. « Intervention de retraitement en place à froid – Critères de sélection ». In *Conférence sur le retraitement en place des chaussées*. Montréal, 4 au 6 décembre 2007.
- Bodin, Didier. 2002. « Modèle d'endommagement cyclique : Application à la fatigue des enrobés bitumineux ». Thèse de doctorat en génie civil, Nantes, France, École Centrale de Nantes, 192 p.
- Carter, Alan et Daniel Perraton. 2002. « La mesure du module complexe des enrobés bitumineux ». In *2^e Conférence spécialisée en génie des matériaux de la Société canadienne de génie civil*, Montréal, Québec, Canada, 5-8 juin 2002, 10 p.

- Carter, Alan, Antoine Herman, Daniel Perraton et Fernando Ortega. 2009. « Caractéristiques des matériaux bitumineux retraités à froid de type I ». In *44^e Congrès annuel de l'AQTR, Montréal*, Avril 2009, 22 p.
- Couarraze, Guy et Jean-Louis Grossiord. 1991. *Initiation à la rhéologie*, 2^e Ed. Coll. « Lavoisier ». Tec&Doc, 288 p.
- COST. 2005. *Use of Falling Weight Deflectometers in Pavement Evaluation*, 2nd Edition. COST 336, Final Report of the Action, Main Report. Europe, 392 p.
- Croteau, Jean-Martin et Stephen Q.S. Lee. 1997. « Cold in-place recycling : performance and practices ». In *the Road Construction, Rehabilitation and Maintenance Session of the 1997 XIIIth IRF World Meeting*. Toronto, 1997, 13 p.
- De La Roche, Chantal et Hugues Odéon. 1993. *Expérimentation USAP/LCPC/Shell : Fatigue des enrobés Phase 1 Rapport de synthèse*. « Document de recherche LCPC », sujet n°2.01.05.2. Lyon (France).
- De La Roche, Chantal. 1996. « Module de rigidité et comportement en fatigue des enrobés bitumineux – expérimentation et nouvelles perspectives d'analyse ». Thèse de doctorat, Paris, École Centrale Paris.
- Di Benedetto, Hervé. 1998. *Modélisation : écart entre état des connaissances et applications*. Journée LAVOC : École Polytechnique Fédérale de Lausanne. Septembre 1998, Suisse, 28 p.
- Di Benedetto, Hervé, Manfred N. Partl, Louis Francken et Chantal De La Roche. 2001. « Rilem TC 182-PEB performance testing and evaluation of bituminous materials : Stiffness testing for bituminous mixtures ». *Materials and Structures/Matériaux et Constructions*, vol. 34, mars 2010, p. 66-70.
- Di Benedetto, Hervé et Jean-François Corté. 2004. *Matériaux routiers bitumineux 1 : description et propriétés des constituants*. Coll. « Lavoisier », 234 p.
- Di Benedetto, Hervé, et Jean-François Corté. 2004. *Matériaux routiers bitumineux 2 : constitution et propriétés thermomécaniques des mélanges*. Coll. « Lavoisier », 288 p.
- Doré, Guy, Jérôme Fachon et Damien Grellet. 2009. « Évaluation de l'impact de la pression et des types de pneus sur la résistance des chaussées souples en condition printanières et estivales ». Projet 2A-2, Université de Laval, 34 p.
- Doucet, Félix et Denis St-Laurent. 2008. « Détermination du comportement mécanique des matériaux de chaussées souples au MTQ ». *Innovation transport : bulletin innovation transport*, n°32, (février), p. 19-27.

- Doucet, Félix et Bruno Auger. 2010. *Matériaux et infrastructures : Détermination du module complexe des enrobés au ministère des Transports du Québec*. Étude et recherches en transport. MTQ, 154 p.
- El Abd, Absamad. 2006. « Développement d'une méthode de prédiction des déformations de surface des chaussées à assises non traitées ». Thèse de doctorat en génie mécanique, France, Université de Bordeaux 1, 254 p.
- Fachon, Jérôme, Damien Grellet et Guy Doré. 2011. « Évaluation de l'impact de la pression et des types de pneus sur la résistance en fatigue des chaussées souples ». In 46^e congrès de l'AQTR. Montréal, 12 avril, 17 p.
- Francken, Louis. 1997. *PRADO*. Logiciel de calcul. Centre de recherches routières (CRR), Bruxelles, Belgique.
- Gauvain, Pierre. 2006. « Adaptation de la « Grave Mousse » pour son emploi par l'agence Eurovia de Reims ». Rapport de projet de fin d'étude pour l'obtention du diplôme d'ingénieur, INSA Strasbourg, 42 p.
- Genest, Stéphane, Guy Bergeron et Martin Boucher. 2005. « Bulletin d'information technique : Classification automatique des ornières ». *Info DLC Direction du laboratoire des chaussées*, vol. 10, n°1, janvier 2005, 2 p.
- Gourvès, R. et R. Barjot. 1995. « The Panda ultralight dynamic penetrometer ». In *Eleventh European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (XI ECSMFE)*. Copenhagen 28 May – 1 June 1995, p 83-88.
- Grenier, Simon. 2007. « Analyse dynamique du déflectomètre à masse tombante ». Thèse de doctorat en génie civil, Québec, Université de Laval, 780 p.
- Huang, Yang Hsien. 2004. *Pavement Analysis and Design*, 2nd éd. Coll. « Pearson ». University of Kentucky, 775 p.
- Jenkins, KJ, MFC van de Ven et JLA de Groot. 1999. « Characterisation of foamed bitumen ». In *7th conference on asphalt pavements for Southern Africa*. Victoria Falls, août-septembre 1999, p. 1-18.
- Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC). 2010. *Manuel d'utilisation du logiciel ALIZÉ-LCPC*. Version 1.3, 84 p.
- Lacombe, Jean-Sébastien. 2008. « Caractérisation des enrobés recyclés à froid et dimensionnement de la couche de roulement ». Mémoire de maîtrise en sciences appliquées, Sherbrooke (Québec), Université de Sherbrooke, 218 p.

Lamothe, Sébastien. 2004. « Enrobé grenu : influence du dosage en filler et de l'ajout d'un sable roulé sur le couple ouvrabilité-ornièrage ». Mémoire de maîtrise en génie de la construction, Montréal, École de Technologie Supérieure, 169 p.

Langlois, Pierre, Anne-Marie Leclerc, Guy Tremblay et Guy Tourangeau. 2001. *GCI-718 : Enrobés, Introduction, bitumes granulats, enrobés*. Programme de baccalauréat en génie de la construction. Université de Sherbrooke.

LCMB. 2012. « Compilation Huet-Sayegh – Master Curves ». Documentation interne du Laboratoire sur les Chaussées et Matériaux Bitumineux, École de Technologie Supérieure de Montréal, Qc.

Le Bec, Sabine. « Les émulsions de bitume : généralités, composition et applications ». Présentation à Montréal le 17 novembre 2005. En ligne. <http://www.bitumequebec.ca/assets/application/events/files/a13658c238a4b06_file.pdf>. Consulté le 18 janvier 2012.

Lepert, Philippe. 2006. « Évolution de la déflexion observée sur les chaussées souples modernes ». *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, no 265 (octobre, novembre, décembre), p. 35-42.

Lukanen, Erland O. 1992. « Effects of Buffers on Falling Weight Deflectometer Loadings and Deflections ». *Transportation Research Record 1355*, TRB, National Research Council, Washington, D.C., p. 37-51.

Marquis, Bruno et Guy Bergeron. 1998. « Bulletin d'information technique : Matériaux recyclés dans les chaussées ». *Info DLC Direction du laboratoire des chaussées*, vol. 3, n°3, mars 1998, 2 p.

Ministère des Transports du Québec (MTQ). 2003. « Le retraitement à froid : technique de recyclage pour la réhabilitation à long terme des chaussées ». En ligne <http://www.bitumequebec.ca/assets/application/events/files/d765f3963be6a56_file.pdf>. Consulté le 13 février 2012.

Ministère des Transports du Québec (MTQ). 2005. « Enrobés – Formulation selon la méthode LC », 111 p.

Ministère des Transports du Québec (MTQ). 2010. *Normes. Tome II – Construction routière. Structures de chaussées*, 18 p.

Ministère des Transports du Québec (MTQ). 2010. *Rapport Annuel de Gestion 2009 – 2010*. Ministère des Transports du Québec, Gouvernement du Québec, 226 p.

Ministère des Transports du Québec (MTQ). 2011. « Les chaussées et le climat Québécois ». En ligne. <http://www.mtq.gouv.qc.ca/portal/page/portal/grand_public/vehicules>

[promenade/reseau_routier/chaussees/les_chaussees_et_le_climat_quebecois](#).
Consulté le 9 septembre 2011.

Moreux, Jean-Claude et Anne-Marie Leclerc. 1996. « Bulletin d'information technique : Les liants hydrocarbonés PG H-L 1996-1997 ». *Info DLC Direction du laboratoire des chaussées*, vol. 1, n°8, avril 1996, 2 p.

Nguyen, Mai Lan. 2009. « Étude de la fissuration et de la fatigue des enrobés bitumineux ». Thèse de doctorat en génie civil, Lyon (France), École Nationale des Travaux Publics de l'État (ENTPE) – Université de Lyon, 314 p.

Olard, François. 2003. « Comportement thermomécaniques des enrobés bitumineux à basses températures : relations entre les propriétés du liant et de l'enrobé ». Thèse de doctorat en génie civil, Lyon (France), Institut National des Sciences Appliquées (INSA), 226 p.

Parker, Frazier et E. Ray Brown. 1991. « Effects of aggregate properties on flexible pavement rutting in Alabama ». In *Transportation Research Board 70th annual meeting*, 1991, 40 p.

Perraton, Daniel. 2010. *MGC-805 : Matériaux de construction : notes du cours MGC-805*. Programme de Maîtrise en génie de la construction. Montréal : École de Technologie Supérieure, pagination multiple 300 p.

Perraton, Daniel. 2011. *MGC-922 : Les enrobés bitumineux : formulation, fabrication et mise en œuvre : notes du cours MGC-922*. Programme de Maîtrise en génie de la construction. Montréal : École de Technologie Supérieure, pagination multiple 450 p.

Perret, Jacques. 2003. « Déformation des couches bitumineuses au passage d'une charge de trafic ». Thèse de doctorat en génie civil, Lausanne, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, 263 p.

Priest, Angela et David Timm. 2006. *Methodology and calibration of fatigue transfer functions for mechanistic-empirical flexible pavement design*. Coll. « NCAT Report », NCAT Report 06-03, Auburn, Alabama : Auburn University, 25 p.

Salençon, Jean. 1983. *Cours de calcul des structures anélastiques – Viscoélasticité*. Paris, Ed. Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées.

Serfass, Jean-Pierre. 2002. « Avantages, particularités et mystères des enrobés à l'émulsion ». Extrait de *Revue générale des routes et des aérodromes*, janvier à juillet-août 2002, p. 3-11.

SETRA – LCPC. 1992. *Réalisation des remblais et couches de forme*. Laboratoire central des ponts et chaussées – Service d'études techniques des routes et autoroutes. Ministère de l'équipement, des transports et du tourisme (France), 211 p.

SETRA – LCPC. 1994. *Conception et dimensionnement des structures de chaussée – Guide technique*. Laboratoire central des ponts et chaussées – Service d'études techniques des routes et autoroutes. Ministère de l'équipement, des transports et du tourisme (France), 249 p.

SETRA. 2004. *Retraitements des chaussées et recyclage des matériaux bitumineux de chaussées – Guide technique*. Service d'études techniques des routes et autoroutes. Ministère de l'équipement, des transports, de l'aménagement du territoire, du tourisme et de la mer (France), juillet 2004, 36 p.

SFERB. 1988. *Les émulsions de bitume – Généralités, applications*. Syndicat des Fabricants d'Émulsions Routières de Bitume, 248 p.

SFERB. 2006. *Les émulsions de bitume*. Syndicat des Fabricants d'Émulsions Routières de Bitume, 339 p.

Soltani, Mohammad Ali Ashayer. 1998. « Comportement en fatigue des enrobés bitumineux ». Thèse de doctorat en génie civil, Lyon (France), Institut National des Sciences Appliquées (INSA), 293 p.

St-Laurent, Denis et Marius Roy. 1995. *Évaluation structurale de chaussées souples dans un contexte climatique nordique*. Recherche contractuelle pour le Ministère des Transports du Québec, Rapport GCS-95-05, octobre 1995, 332 p.

Timm, David et Angela Priest. 2004. *Dynamic pavement response data collection and processing at the NCAT Test Track*. Coll. « NCAT Report », NCAT Report 04-03, Auburn, Alabama : Auburn University, 25 p.

Ullidtz, Per. 1998. *Modeling flexible pavement response and performance*. Ed. Polyteknisk Forlag, Lyngby, Technical University of Denmark, 205 p.

Washington State Department of Transportation (WSDOT). 2005. *Everseries User's Guide – Pavement Analysis Computer Software and Case Studies*. Environmental and Engineering Programs : Materials Laboratory – Pavement Division, August 2005, 170 p.

Willis, Richard et David Timm. 2009. *Field-based strain thresholds for flexible perpetual pavement design*. Coll. « NCAT Report », NCAT Report 09-09. Auburn, Alabama : Auburn University, 124 p.

Winters, Brian Christopher. 1993. « The PACCAR Pavement Test Section – Instrumentation and Validation ». Mémoire de maîtrise en génie civil, Washington, D.C., University of Washington, 238 p.

Wirtgen GmbH. 2004. *Manuel du recyclage à froid*. Manuel technique, 2^e édition, novembre 2004, Wirtgen GmbH, 275 p.

Wirtgen GmbH. 2009. *Le laboratoire mobile WLB 10 S pour la mousse à bitume*. Fiche technique, Wirtgen GmbH.

Wurckler, Sébastien. 2010. « Développement de techniques d'auscultation de chaussées ». Projet de fin d'étude en génie civil, Strasbourg, Institut National des Sciences Appliquées (INSA), 63 p.

