



HAL
open science

Modélisation dynamique de la thermo-viscoélasticité des matériaux bitumeux : Application aux essais FWD sur les structures des chaussées

Rémi Tautou

► **To cite this version:**

Rémi Tautou. Modélisation dynamique de la thermo-viscoélasticité des matériaux bitumeux : Application aux essais FWD sur les structures des chaussées. Matériaux composites et construction. Université de Limoges, 2016. Français. NNT : 2016LIMO0031 . tel-01347463

HAL Id: tel-01347463

<https://theses.hal.science/tel-01347463v1>

Submitted on 21 Jul 2016

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

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

UNIVERSITÉ DE LIMOGES
ÉCOLE DOCTORALE SI MMEA
FACULTÉ DES SCIENCES ET TECHNIQUES

Année : 2016

Thèse N° X

Thèse

pour obtenir le grade de

DOCTEUR DE L'UNIVERSITÉ DE LIMOGES

Discipline : Génie Civil

présentée et soutenue par

Rémi TAUTOU

le 19 mai 2016

**Modélisation dynamique de la
thermo-viscoélasticité des matériaux
bitumineux**

-
**Application aux essais FWD
sur les structures de chaussées**

Thèse dirigée par Christophe PETIT et Benoit PICOUX

JURY :

Juan MARTINEZ

Professeur, INSA de Rennes

Président du jury

Gaëlle LEFEUVE-MESGOUEZ

Maître de Conférences - HDR, Université d'Avignon

Rapporteur

Michaël BROUTIN

Chef du programme auscultation des chaussées - STAC

Rapporteur

Frédéric DUBOIS

Professeur, Université de Limoges

Examineur

Benoit PICOUX

Maître de Conférences, Université de Limoges

Examineur

Christophe PETIT

Professeur, Université de Limoges

Co-directeur de thèse

Jean-Michel SIMONIN

Chargé de Recherche, IFSTTAR - Département MAST

Directeur de thèse

invité

« Lire, c'est refuser de mourir... »

C. HANOUNA

*Dans la vie, le plus important c'est la **recherche** du bonheur.
Mais moi, passer toute ma vie dans un bureau...*

Remerciements

Je tiens tout d'abord à remercier mon directeur de recherche, Christophe PETIT, Professeur au département Génie Civil et Construction Durable de l'Université de Limoges, pour m'avoir fait confiance dès le début dans ce projet ambitieux. Je me dois de lui exprimer ma gratitude pour ses conseils avisés dont il m'a fait part tout au long de cette expérience.

Je souhaite également remercier mon co-encadrant, Benoit PICOUX, Maître de conférence au sein de l'Université de Limoges, pour sa disponibilité et sa rigueur infaillible ainsi que pour m'avoir guidé et soutenu le long de ce cheminement doctoral.

Je tiens à exprimer ma reconnaissance à Gaëlle LEFEUVE-MESGOUEZ, Maître de conférence - HDR à l'Université d'Avignon et des Pays de Vaucluse qui m'a permis de valoriser et d'élever le niveau scientifique de mon travail, et qui a accepté de réaliser un rapport minutieux et perspicace de ce document.

Mes remerciements vont également à l'endroit du Professeur Juan MARTINEZ, de l'INSA de Rennes qui m'a fait l'honneur d'accepter d'être le rapporteur de mes travaux ainsi que le président de mon jury de thèse.

Je tiens aussi à remercier le professeur Frédéric DUBOIS de l'Université de Limoges, et Michaël BROUTIN, Chef du programme auscultation des chaussées du Service Technique de l'Aviation Civile (STAC) qui ont bien voulu accepter d'être les examinateurs de ce travail.

Je souhaiterais remercier particulièrement Jean Michel SIMONIN, chargé de recherche à l'Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux (IFSTTAR) de Nantes travaillant au sein du département MATériaux et STructures (MAST) qui a permis de valoriser ce travail par ses remarques pertinentes ainsi que par son apport lors de la correction de mon manuscrit.

Ce travail n'aurait jamais vu le jour sans le soutien de l'ensemble des membres du Centre Universitaire Génie Civil (CUGC) d'Egletons, à savoir :

mes collègues enseignants, qui m'ont soulagé quand j'en avais besoin en prenant pour eux un peu de ma charge pédagogique. J'aimerais exprimer plus particulièrement ma gratitude à Francis, qui a su accepter ce collègue de bureau souvent occupé (peut être envahissant !), qui a supporté ses réunions de thèse dans son espace de travail et qui la soutenu, motivé et déchargé de quelques préparations et corrections.

mes collègues chercheurs, pour les solutions évidentes que l'on ne peut trouver qu'au détour d'un couloir ou au coin café.

mes collègues doctorants, compagnons de galère...

mes collègues techniciens, merci Hamidou pour nos échanges "résonnés" sur les parasites de mes signaux et merci à Michaël pour son aide précieuse en ce qui concerne l'environnement expérimentale et les solutions matérielles apportées.

Je remercierais également, à travers ces quelques lignes, l'ensemble de mes amis qui ont toujours cru en moi, pour leurs considérations et leurs soutiens quant il le fallait. Je ne citerais pas de nom, car mes amis proches savent que je parle d'eux... et pour que les autres continuent à croire qu'ils le sont...

Je terminerais par remercier ma famille, ceux qui m'ont le plus côtoyé durant ces dernières années, et ont subit malgré eux et par mon choix cette charge supplémentaire. Merci à mon père et mon petit frère d'être présent chaque instant et merci à ma mère d'avoir lu ces quelques pages qui suivent sans forcément les comprendre toutes et d'avoir corrigé les quelques fautes (de frappes surement !) qui traînaient.

Ma plus grande tendresse ira vers ma chérie Alex qui, de par sa compréhension et son écoute, sa patience et sa tolérance, a permis à ces travaux de voir le jour. Au milieu de cette épreuve tu m'as offert le plus beau des cadeaux, notre petite Lison, qui me rappelle tout les jours pourquoi je me lève les matins. Tu m'as permis de tenir bon les jours difficiles et trouves ici, dans ces quelques mots, l'expression de ma reconnaissance éternelle...

à mes chéries...

Table des matières

Table des matières	1
Table des figures	5
Liste des tableaux	9
Introduction générale	11
Chapitre 1 : Revue bibliographique	16
1.1 La chaussée	17
1.1.1 Matériaux bitumineux	17
1.1.1.1 Les bitumes	17
1.1.1.2 Les granulats	20
1.1.2 Sollicitations sous l'effet du trafic	21
1.1.3 Les matériaux non-liés	22
1.1.4 Les méthodes classiques de dimensionnement	23
1.1.5 Effets de la température	25
1.1.6 Structures de chaussées	28
1.2 Comportement et Modélisation	31
1.2.1 La couche de surface	31
1.2.1.1 Mise en évidence de la viscoélasticité	32
1.2.1.2 Définition du module complexe	33
1.2.1.3 Caractérisation dans le domaine fréquentiel - Essais	35
1.2.1.4 Principe d'Equivalence Temps-Température (PETT)	38
1.2.1.5 Éléments et modèles de base de la viscoélasticité linéaire	42
1.2.1.6 Modèles de Maxwell et Kelvin-Voigt généralisés	44
1.2.1.7 Modèles de Huet et Huet-Sayegh	45
1.2.1.8 Modèle 2S2P1D	48
1.2.2 Les couches d'assises et la couche de forme	49
1.2.2.1 Comportement mécanique	49
1.2.2.2 Définition des modules	49
1.2.2.3 Domaine non-linéaire	50
1.2.3 Le sol support et la couche rigide	51
1.2.3.1 Module de Boussinesq	51
1.2.3.2 Profondeur du substratum	52
1.3 Les outils CND par méthodes d'impact à basses fréquences	54
1.3.1 Les outils de simulation d'une charge usuelle - Méthode d'impédance mécanique	54
1.3.1.1 Falling Weight Deflectometer (FWD)	54
1.3.1.2 Interprétation statique des essais FWD	56
1.3.2 Les outils de détection de défauts - Méthode de propagation d'ondes mécaniques	57
1.3.2.1 Impact Echo (IE)	57
1.3.2.2 Colibri	58
1.3.2.3 Radar de chaussée	61
1.4 Présentation de l'analyse dynamique	62
1.4.1 Approche temporelle	62

1.4.1.1	Principes communs	62
1.4.1.2	Méthode numérique - FEM	63
1.4.1.3	Applications à l'essais FWD	65
1.4.2	Approche fréquentielle	67
1.4.2.1	Domaine d'application	67
1.4.2.2	Principe général	68
1.4.2.3	Fonction de réponse fréquentielle du système	68
1.4.3	Notion d'amortissement - Modèles dissipatifs	69
1.4.3.1	Amortissement visqueux	71
1.4.3.2	Amortissement de Rayleigh	71
1.4.3.3	Amortissement hystérétique (ou structural)	72
1.4.3.4	Amortissement hystérétique viscoélastique	73
1.5	Principe d'analyse inverse	75
1.5.1	Schémas d'inversion	75
1.5.2	Fonction objective	76
1.5.3	Nombre et position des observations	77
1.5.4	Techniques d'inversion et programmes dynamique	79

Chapitre 2 : Modélisation thermo-viscoélastique dynamique de l'essai FWD 82

2.1	Objectif de la modélisation	83
2.1.1	Structure type	83
2.1.1.1	Hypothèses	83
2.1.1.2	La Plate-Forme Support de Chaussée (PFSC)	85
2.1.1.3	Le corps de chaussée	85
2.1.1.4	Choix des paramètres intrinsèques des matériaux de la structure de référence	86
2.1.1.5	Le chargement	89
2.1.2	Discrétisation structurelle	92
2.1.2.1	Code éléments finis	92
2.1.2.2	Maillage	93
2.1.3	Résolution fréquentielle du problème dynamique	95
2.1.3.1	Discrétisation	95
2.1.3.2	Algorithme utilisé	97
2.1.3.3	Résultats	98
2.1.3.3.1	Critères de satisfaction (Post-traitement) :	98
2.1.3.3.2	Contributions modales :	100
2.1.3.3.3	Stabilité de l'algorithme	103
2.2	Analyses paramétriques	105
2.2.1	Paramètres structurels internes	105
2.2.1.1	Paramètres géométriques	105
2.2.1.1.1	Finesse du maillage :	105
2.2.1.1.2	Largeur et profondeur du maillage :	110
2.2.1.1.3	Profondeur du substratum :	112
2.2.1.2	Paramètres mécaniques	114
2.2.2	Paramètres environnementaux externes	119
2.2.2.1	Paramètres du chargement	119

2.2.2.2	Paramètres de température	123
2.3	Confrontation avec une méthode Semi-Analytique	125
2.3.0.3	Présentation de la méthode	125
2.3.0.4	Comparaisons et Résultats	129
Chapitre 3	: Validation expérimentale	132
3.1	Chaussée expérimentale d'Égletons	133
3.1.1	Présentation du site	133
3.1.1.1	Situation	133
3.1.1.2	Données expérimentales	134
3.1.2	Synthèse des données expérimentales	136
3.1.2.1	Schéma mécanique	136
3.1.2.2	Essais FWD	138
3.1.2.3	Paramètres thermiques	139
3.1.2.4	Résultats des essais	141
3.1.3	Comparaisons numériques	145
3.1.3.1	Premiers critères retenus	145
3.1.3.2	Méthode de calage	146
3.1.3.3	Résultats	148
3.1.4	Optimisation de la modélisation	151
3.2	Chaussée expérimentale de Toulouse	153
3.2.1	Présentation du site	153
3.2.2	Schémas mécanique et données d'entrée de la modélisation	158
3.2.3	Résultats	160
3.2.4	Discussion	161
Conclusion générale	163
Bibliographie	168

Table des figures

1	Un exemple de voie pavée via munita à Pompéi	13
1.1	Distillation des bitumes [Don05]	18
1.2	Représentation schématique de la structure des bitumes [She95]	21
1.3	Charge de référence	22
1.4	Schématisation des sollicitations induites par la température	27
1.5	Représentation schématique d'une structure de chaussée (selon la NF P98-086 - [NF 11])	31
1.6	Comportements "types" des enrobés bitumineux à température fixée, (ϵ) déformation - (N) nombre de chargement [DB90]	32
1.7	Essai de fluage - Comportement à contrainte constante [Ola03]	32
1.8	Essai de relaxation - Comportement à déformation constante [Ola03]	33
1.9	Facteurs de formes et facteurs de masse pour des éprouvettes sous diverses conditions de chargement	36
1.10	Courbes isothermes obtenues suite à un essai de module complexe sur un BBC 0/6	37
1.11	Courbes isochrones obtenues suite à un essai de module complexe sur un BBC 0/6	38
1.12	Principe de superposition Temps-Température [Ren08]	40
1.13	Présentation de résultats expérimentaux obtenus pour le BBC 0/6	41
1.14	Modèles viscoélastiques élémentaires	42
1.15	Modèles viscoélastiques "améliorés"	43
1.16	Modèles viscoélastiques évolués	45
1.17	Modèles viscoélastiques à spectres continus	46
1.18	Exemple de courbes de module complexe des modèles de Huet et de Huet-Sayegh dans le plan de Cole-Cole [Say65]	47
1.19	Modèle 2S2P1D	48
1.20	Calage des valeurs expérimentales du BBC0/6 sur le modèle 2S2P1D dans le plan de Cole-Cole	49
1.21	Définition des modules élastiques lors d'essais triaxiaux cyclique [Gre07].	50
1.22	Influence de la présence d'un substratum à 3,00 m de profondeur sur le module apparent [Gre07].	53
1.23	Détermination de la profondeur du roc (adapté d'Irwin)	54
1.24	Schéma de principe	55
1.25	Principe de la méthode IE	58
1.26	Système Colibri [Sim05]	59
1.27	Exemple de résultats obtenus par le système Colibri ([Sim05])	60
1.28	Radar de sol - GPR	61
1.29	Répartition des noeuds dans les éléments linéaires (gauche) et quadratiques (droite)	64
1.30	Fonction de réponse en fréquence d'une structure complexe [Che05]	68
1.31	Évolution de l'amortissement réduit en fonction de la pulsation pour le modèle d'amortissement de Rayleigh [Com06]	72
1.32	Cycle contrainte/déformation elliptique pour un matériau viscoélastique linéaire dans le cas d'une excitation harmonique [Gro08].	73
1.33	Amortissement hystérétique (Structural)	73
1.34	Variation du module de stockage E' et du facteur de perte ψ d'un matériau viscoélastique en fonction de la température à fréquence constante [Gro08].	74

1.35	Schémas d'analyse inverse des essais FWD [Gre07], adapté de Uzan [Uza94a]	76
2.1	Structure type modélisée, référence pour les analyses paramétriques	84
2.2	Linéarisation des données expérimentales via le modèle 2S2P1D	88
2.3	Comparaison du signal modélisé et réel	91
2.4	Utilisation de la TFR par Cast3M	93
2.5	Maillage utilisé pour la structure de référence	95
2.6	Calculs harmoniques ou fréquentiels	98
2.7	Déflexions obtenues par les différents géophones	99
2.8	Exemple d'un bassin de déflexion	100
2.9	Modes Propres de la structure de référence	101
2.10	Influence des modes propres sur la réponse de la structure	102
2.11	Impact de ζ sur la réponse temporelle de la modélisation	103
2.12	Mise en évidence de l'instabilité	104
2.13	Influence du nombre de points de la FFT sur la causalité de l'algorithme .	105
2.14	Différentes progressions géométriques de la densité du maillage en fonction de la largeur	106
2.15	Différentes progressions géométriques de la densité du maillage en fonction de la profondeur	107
2.16	Maillages représentatifs parmi ceux étudiés	107
2.17	Réponse temporelle des géophones en fonction de κ	109
2.18	Évolution du temps de calcul en fonction de la précision des résultats . . .	110
2.19	Réponse des géophones en fonction de la largeur du maillage	111
2.20	Réponse des géophones en fonction de la Profondeur du substratum	113
2.21	Effets des différents facteurs sur les déflexions minimales	116
2.22	Effets des différents facteurs sur les déflexions maximales	116
2.23	Corrélation entre les facteurs et réponses de notre modélisation	118
2.24	Dispersion des résultats pour YT1min	118
2.25	Dispersion des résultats pour YT8max	118
2.26	Bassin de déflexion pour les trois types de chargement	120
2.27	Réponses du premier géophone (G1) pour différentes hauteurs de chute . .	121
2.28	Réponses du premier géophone (G1) pour différentes fréquences de sollicitation	122
2.29	Réponses du dernier géophone (G8) pour différentes fréquences de sollicitation	122
2.30	Gradients de température utilisés pour la comparaison	123
2.31	Résultats de la modélisation sur le premier géophone obtenus pour les différents gradients étudiés	124
2.32	Résultats de la modélisation sur le dernier géophone obtenus pour les différents gradients étudiés	124
2.33	Comparaison entre l'intégration d'un gradient et la prise en compte d'une température moyenne sur une structure aux épaisseurs doublées	125
2.34	Comparaison des résultats obtenus pour la structure de référence entre un calcul éléments finis et semi-analytique	130
3.1	Descriptif de la chaussée expérimentale d'Égletons	134
3.2	Résultats du sondage radar sur la longueur de la chaussée	135
3.3	Structure définie avant rétrocalcul	137
3.4	Appareil utilisé pour les mesures non-destructives de juillet 2014	138
3.5	Profils de températures pour chaque essai FWD	140

3.6	Résultats expérimentaux obtenus à la première hauteur de chute (H1) . . .	142
3.7	Résultats expérimentaux obtenus à la dernière hauteur de chute (H3) . . .	143
3.8	Dispersion des bassins de déflexions en fonction de la hauteur de chute et des paramètres thermiques	144
3.9	Principe de la comparaison dynamique	146
3.10	Algorithme utilisé pour le calage expérimental	148
3.11	Écarts entre signal expérimental et celui pris en compte par la modélisation	149
3.12	Exemple des résultats du calage entre modélisation et expérimental pour l'essai 20140703_0743_H1	150
3.13	Nouvelle configuration des observations pour le RMS_{DYN}	152
3.14	Position de la planche expérimentale sur le site de Toulouse	154
3.15	Courbes maîtresses de la GES	155
3.16	Mesures des épaisseurs de couches par le radar	157
3.17	Profils de la température mesurés dans la GES pour les essais observés . .	158
3.18	Structure définie avant rétrocalcul	159
3.19	Mise en évidence de la problématique expérimentale	161
3.20	Principe d'optimisation par Algorithme génétique [Lev07]	166

Liste des tableaux

1.1	Diverses classes de trafic en fonction de la MJA/sens	21
1.2	Conditions d'utilisation et catégorie des granulats de GNT selon le trafic et la position dans la chaussée.	23
1.3	Modèles M_r existants utilisés pour décrire le comportement élastique non- linéaire des matériaux granulaires de fondations d'après [Gre07]	51
1.4	Quelques algorithmes de la famille de NEWMARK	63
1.5	Fonctions de Réponse Fréquentielle [HGD03]	69
1.6	Programmes d'inversion basés sur des modèles d'analyse dynamique	81
2.1	Les bétons bitumineux et leurs abréviations	86
2.2	Paramètres du modèle 2S2P1D après calage du BBSG	89
2.3	Paramètres du modèle 2S2P1D après calage de la GB3	89
2.4	Matrice de Hadamard pour 6 variables	115
2.5	Valeurs des différents niveaux des facteurs	115
3.1	Récapitulatif des essais FWD réalisés	139
3.2	Écarts obtenus sur les déflexions maximales de G1, pour différents gradients thermiques	145
3.3	Paramètres rétro-calculés pour l'essai 20140703_0743_H1	149
3.4	Valeurs des RMS_{DYN} pour les essais étudiés	151
3.5	Valeurs des RMS_{DYN} après l'optimisation	152
3.6	Paramètres du modèle 2S2P1D après calage de la GES	155
3.7	Identification des essais retenus pour une comparaison	156
3.8	Identification des essais retenus pour une comparaison	157
3.9	Valeurs des RMS_{DYN} et RMS_{STAT} obtenus pour la planche expérimentale de Toulouse	160

Préambule et introduction générale

Préambule

Brennus, chef gaulois Sénon du IV^e siècle av. J.-C. réussit à unifier les tribus Senones en 6 ans, en prenant le contrôle de la totalité de la Romagne et des Marches et en assiégeant Clusium, la ville étrusque en -390. Il guida ses troupes gauloises vers la victoire à la bataille d'Allia, le 18 juillet de cette même année, permettant le sac de Rome. Les assiégés, réfugiés au Capitole et en proie à la famine, finirent par négocier leur reddition contre une rançon qui sera contestée et entraînera un combat qui sera perdu par les Gaulois, mettant ainsi fin au siège de Rome.

Cet épisode sera ainsi le premier révélateur de l'inefficacité du système défensif de Rome, due principalement à la lenteur de la progression des troupes sur les chemins de l'époque. La nécessité d'une meilleure défense, alliée à une volonté d'expansion et d'hégémonie sur l'Italie conduisit une République romaine, encore fragile et menacée de l'extérieur, à mettre en place un réseau de solides routes empierrées et de relais, mieux adapté à ses besoins. Ces axes permirent une circulation plus rapide et aisée des biens marchands, mais aussi des transferts prompts des troupes.

La première voie fut créée en -312 par Appius Claudius Caecus pour relier Rome à Capoue : il s'agit de la via Appia, la voie Appienne. À la fin de la République romaine, l'ensemble du territoire de la péninsule italienne était pourvu de ces grands axes, chaque route portant le nom du Consul qui l'avait créée. Ces voies n'étaient pavées qu'exceptionnellement : à l'intérieur des villes et à leurs abords (excepté la via Appia, qui fut progressivement pavée sur tout son parcours). Ailleurs des sables et granulats étaient prélevés dans des carrières ouvertes à proximité. Il semble que de la terre ait pu couvrir les pavés pour en atténuer l'inconfort. D'ailleurs, les dalles de pierre qui étaient utilisées pour faire ces routes étaient faites de sable, de terre et de graviers, tout cela dans un trou et recouvert d'une dalle.

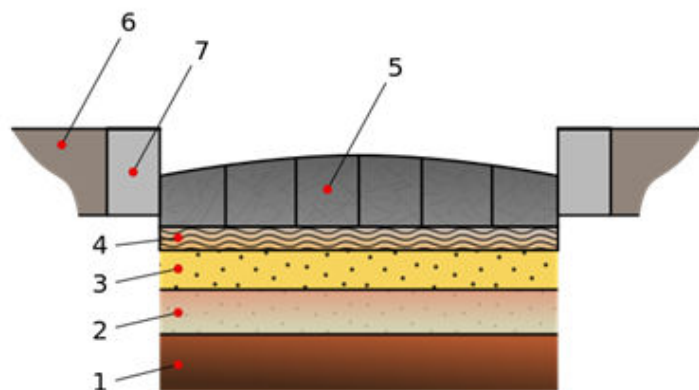


FIGURE 1 Un exemple de voie pavée via munita à Pompéi

1. Sol nu nivelé, et éventuellement tassé;
2. *Statumen* : amas de cailloux;
3. *Auduits* : moellons agrégés par du ciment romain;
4. *Nucleus* : débris de poterie agrégés par du ciment fin;
5. *Dorsum* : blocs polygonaux de silex, ou blocs rectangulaires de tuf volcanique ou d'autres pierres des environs, formant la surface de la route. La forme elliptique permettait d'éviter à la pluie de stagner au milieu de la route. Le dessous des blocs était parfois volontairement entaillé leur permettant une meilleure tenue sur le nucleus;
6. *Crepidum* : trottoir ou chaussée élevée pour les piétons;
7. Bordure.

L'intérêt avoué de l'asphalte porphyré en couche de roulement eu lieu vers 1900 en Californie et à Monaco avec le développement de l'automobile. Il était jusqu'alors utilisé en revêtement pour les trottoirs de Paris et de Londres depuis le début des années 1820. Son utilisation permit d'étanchéiser les chaussées, d'en réduire considérablement l'usure et par conséquent la poussière due à la circulation. Les proportions et les constituants de ce mélange (initialement : grave (porphyre), sable, calcaire (fines) et bitume) furent étudiés dans les années suivantes pour donner naissance à plusieurs familles d'enrobés bitumineux adaptés aux conditions de roulement, climatiques, de conception (matériaux locaux) ou esthétiques. Toutefois, la dépendance aux conditions environnementales des propriétés mécaniques de ces couches de roulement joue un rôle essentiel sur le comportement structurel complet de la chaussée, et est pris en compte, dans le dimensionnement, dans des cadres très précis.

Introduction générale

Aujourd'hui, de grandes précautions sont prises concernant le choix des matériaux de construction des chaussées. Dans un but de réduction des coûts et d'économie d'énergie, leurs quantités utilisées pour la construction d'une route ou d'une autoroute sont réduites et précisément étudiées pour obtenir des performances équivalentes. L'enjeu de la construction routière devient donc un compromis entre la qualité mécanique de la chaussée et les coûts inhérents à leur conception et réparation. L'action 12 "Entretien et exploitation du réseau routier national" du Programme "Infrastructures et services de transport" [DE16] comprend les dépenses relatives à l'entretien courant et préventif du réseau routier national non concédé, à son exploitation, aux opérations de réhabilitation ou de régénération routières, aux aménagements de sécurité ainsi qu'à la gestion du trafic. Cette action bénéficiera en 2016 de 318,1 M€ en Autorisation d'Engagement (323 M€ en 2015) et de 323,9 M€ en Crédit de Paiement (328,7 M€ en 2015) soit une diminution moyenne de 1,5 %. C'est dans ce contexte de diminution de crédits et de restructuration énergétique que des stratégies d'entretien des chaussées sont de plus en plus recherchées. L'étude et le diagnostic routier prennent alors tout leur intérêt puisqu'ils renseignent sur le comportement de la chaussée sous sollicitations réelles et doivent permettre, à terme, d'établir des méthodes d'évaluation structurelle des routes beaucoup plus fines pour des réparations plus efficaces et durables.

Le diagnostic d'une chaussée, en vue de son évaluation structurelle, est traditionnellement basé sur une estimation des bassins de déflexion par une approche élastique. L'analyse inverse des résultats issus de déflectomètres (largement utilisés en Contrôle Non Destructif) est parfois insuffisante du fait de l'utilisation systématique de la déflexion minimale. Les conditions d'un diagnostic routier réel sont plus complexes que celles utilisées dans les calculs de dimensionnement. Les hypothèses de simplification posées lors de ces calculs sur les conditions de température (standard de référence prise à 15°C pour un matériau excité à 10 Hz), le chargement, l'environnement voisin influant doivent être alors remis en question.

Ce travail de doctorat poursuit la réflexion entamée par le laboratoire GEMH concernant les bénéfices d'une analyse dynamique considérant que la totalité des informations temporelles mesurées (historique de la déflexion issu du déflectomètre) doit être utilisée pour l'évaluation et le diagnostic de la structure. Les derniers travaux concernant ce domaine mettaient en avant les qualités d'un rétro-calcul dynamique pseudo-viscoélastique [PEAP09], qui était en fait une modélisation élastique temporelle avec l'introduction d'une viscosité newtonienne pour les couches bitumineuses. Elle venait

alors compléter l'approche statique élastique jusque là utilisée.

Nous allons introduire ici un modèle numérique pour l'amélioration du calage d'un essai réalisé avec un appareil nommé « Falling Weight Deflectometer ». Dans ce modèle, le comportement viscoélastique des matériaux bitumineux sera pris en compte grâce aux modèles rhéologiques. Une importance sera donnée sur la dépendance à la température et à la fréquence du matériau bitumineux dans le but d'une caractérisation plus précise des paramètres intrinsèques de chaussée.

Ce mémoire est articulé autour de trois chapitres :

- Le chapitre premier définira le contexte bibliographique de notre étude, en présentant les propriétés de matériaux utilisés, leurs modèles de comportement admis et probables, ainsi que les méthodes actuelles de dimensionnement temporelles ou fréquentielles, statiques ou dynamiques.
- Le deuxième chapitre présentera une description de l'outil numérique développé, une étude sur l'influence et la sensibilité des paramètres intrinsèques et environnants de la modélisation, ainsi qu'une validation par une méthode semi-analytique de la méthode proposée.
- Le dernier chapitre permettra de montrer l'efficacité du modèle grâce à une confrontation expérimentale avec des essais FWD in situ sur deux sites instrumentés, prenant en compte les conditions réelles (chargement thermique et mécanique) et les propriétés intrinsèques mesurées par des techniques telles que radar chaussée, essai de module complexe en laboratoire, etc...

Chapitre 1 :

Revue bibliographique

Ce premier chapitre présente les critères qui justifieront les choix que nous ferons par la suite quant à la modélisation de notre structure de chaussée. Dans un premier temps, les propriétés intrinsèques des matériaux constitutifs de notre structure sont présentées en se focalisant sur les matériaux bitumineux et non-liés. Nous présentons ainsi les différentes structures de chaussées et leurs méthodes classiques de dimensionnement. Nous nous intéressons ensuite, couche par couche, au comportement et aux modèles existants pouvant être appliqués pour les représenter. Les principaux outils de diagnostic dynamique sont enfin présentés. L'approche fréquentielle est mise en avant pour évoquer le principe de l'analyse inverse et les méthodes d'inversion pouvant être appliquées à notre étude.

1.1 La chaussée

1.1.1 Matériaux bitumineux

On appelle enrobé, tout mélange constitué de granulats (gravillons, sables ou pierres concassées) agglomérés entre eux par un liant hydrocarboné (naturels, goudrons, bitumes ou bitumes fluidifiés). Ce terme général peut être réduit lorsque le liant utilisé est uniquement du bitume, on parle alors de matériaux (produits, bétons) bitumineux. Certaines propriétés peuvent éventuellement être améliorées par l'ajout d'additifs ou de fines.

1.1.1.1 Les bitumes

Le bitume est un matériau dont la souplesse d'emploi et les propriétés essentielles d'adhérence, de plasticité, d'élasticité, d'insolubilité dans l'eau et d'inertie à de nombreux agents chimiques lui ont valu un développement important dans le domaine de la construction. Il possède un grand pouvoir agglomérant car il adhère à la majorité des matériaux usuels : pierre, béton, bois, métal, verre et se présente, à une température ambiante classique, sous l'aspect d'un liquide viscoélastique de couleur noire et complètement liquide à des températures supérieures à 80°C. Il est utilisé dans l'industrie pour ses propriétés d'étanchéité et d'isolation (thermique et acoustique), néanmoins, les applications routières sont les plus nombreuses puisque, en effet, 90% de la production de bitume est utilisée sous forme d'enrobés et d'enduits superficiels. Les consommations par pays ou régions de bitume sont pour cette raison largement proportionnelles à l'importance des réseaux routiers (même si le béton est aussi utilisé dans certains pays), à leur développement et à la fréquence de leur entretien ou renouvellement.

Les bitumes sont essentiellement produits en raffinerie à partir de la distillation fractionnée de certains pétroles bruts dits "bruts à bitumes" contenant suffisamment de

fractions lourdes pour produire du bitume. La première étape de ce processus consiste en une distillation atmosphérique qui permet de séparer, selon leur volatilité, les fractions légères du pétrole (essences, kérosène, gaz) de la fraction lourde, qui, restant en fond de colonne, constitue le résidu (fioul lourd). Les fractions lourdes sont ensuite distillées sous vide pour produire fuels, huiles et bitume dits "de distillation directe". Outre la distillation sous vide, il existe les procédés de soufflage et de désasphaltage (cf figure 1.1). Le premier procédé consiste en une rectification à l'air en traitant le résidu atmosphérique pour le durcir. L'opération se déroule dans une tour à oxyder (ou tour de soufflage). Le résidu, porté à une température comprise entre 250°C et 280°C, est traversé par un fort débit d'air. les très nombreuses réactions chimiques qui se déroulent au sein de la charge sont globalement de trois types :

- déshydrogénation de certains sites moléculaires ;
- condensation moléculaire ;
- craquage thermique des liaisons les moins stables.

Le bitume soutiré de l'unité présente une viscosité plus élevée que celle de la charge, et est nettement plus structuré et de ce fait présente une moindre sensibilité à la température.

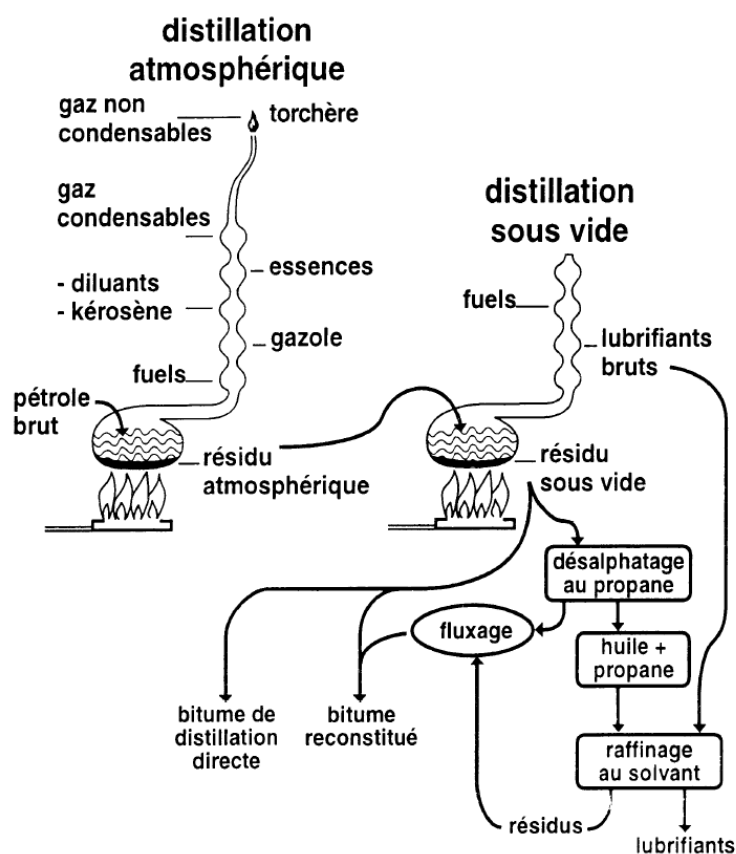


FIGURE 1.1 Distillation des bitumes [Don05]

Le deuxième procédé est, quant à lui, utilisé pour des résidus sous vide ayant une

teneur en fractions lubrifiantes trop importante et consiste à traverser le résidu sous vide par un courant ascendant de solvant (en règle générale du propane liquide). La réaction se fait à une température de 45°C à 75°C sous forte pression pour maintenir le solvant en phase liquide : la différence de solubilité des fractions bitumineuses vis-à-vis du solvant employé permet alors d'obtenir le bitume souhaité. Il présentera notamment une faible pénétrabilité.

Ce liant organique est constitué d'hydrocarbures à poids moléculaire élevé comme le carbone (80-87% massique) et l'hydrogène (8-12%) auxquels s'ajoutent des hétéroatomes en faible quantité l'oxygène (0,5-1,5%), le soufre (1-9%) et l'azote (0-1,5%) et des traces de métaux tels que le vanadium (10-2000 ppm) ou le nickel (20-200 ppm) ont été identifiés ([Som12]).

L'utilisation, comme solvant sélectif, d'un hydrocarbure léger en grand excès, l'éther de pétrole a longtemps été utilisé (il est maintenant remplacé par l'heptane normal) et permet de fractionner un bitume en deux parties : les asphaltènes (5-25% massique), insolubles dans ce solvant, constituées par des corps de poids moléculaire très élevé se présentant sous la forme d'une substance solide, friable et noirâtre qui contribuent largement aux propriétés rhéologiques du bitume. Leur augmentation conduit à un bitume plus dur et plus visqueux. Ils sont en opposition à la partie dissoute, les maltènes, constitués principalement d'huiles saturées (5-20%), d'huiles aromatiques (40-65%) et de résine (13-25%) à l'aspect visqueux et de couleur foncée.

On constate que les maltènes se comportent comme un fluide parfaitement visqueux (fluide newtonien). La présence des asphaltènes confère aux bitumes des propriétés caractéristiques de l'état colloïdal. Les asphaltènes ont tendance à absorber la fraction aromatique la plus lourde des maltènes et forment ainsi des corpuscules complexes, les micelles, qui sont en suspension dans une phase continue formée par les maltènes de bas poids moléculaire. Si les maltènes contiennent suffisamment d'aromatiques pour que les forces d'absorption des asphaltènes soient saturées, les micelles sont complètement mobiles au milieu de la phase dispersante : elles sont peptisées. La solution colloïdale est alors à l'état de **sol** (visqueuse). S'il n'y a pas suffisamment d'aromatiques, les micelles s'attirent mutuellement, deviennent moins mobiles et forment un réseau au milieu de la phase intermicellaire. Cette structure, qui confère au bitume des propriétés élastiques, est désignée sous le nom de **gel** (élastoplastique).

Les teneurs en asphaltènes et en résine servent de points de repère pour caractériser le vieillissement du bitume. Elles sont d'autant plus élevées que le bitume est âgé, et induisent un appauvrissement en éléments aromatiques.

1.1.1.2 Les granulats

Les granulats utilisés dans le domaine de la construction routière, sont constitués de sables, de gravillons et/ou de pierres concassées. Leurs diamètres varient en moyenne entre 63 μm et 20 mm. À cela, s'ajoutent les fillers (fines) qui sont des composants minéraux très fins dont le diamètre supérieur conventionnellement admis est inférieur à 63 μm et provenant soit du dépoussiérage de granulats soit d'une production industrielle par mouture de roche. De par sa grande surface spécifique, il absorbe une part importante du liant avec lequel il constitue le mastic. Le pouvoir rigidifiant du filler associé au liant donne sa stabilité au mélange et participe à sa résistance à l'orniérage.

Les granulats des enrobés bitumineux sont d'origine magmatique (granite, basalte, diorite,...) ou métamorphique (gneiss, zéolite,...), issus de roches sédimentaires (calcaire,...) ou encore artificielles (argile expansée, déchets, scories,...), généralement neufs ou issus du recyclage d'anciennes chaussées bitumineuses. Ils peuvent provenir d'un gisement (gravière, alluvions fluviales,...) ou être extraits à partir d'une roche mère compacte en carrière. Selon leurs provenances, les granulats peuvent avoir des aspects roulés (gisement) ou concassés (carrière). Ces derniers, possédant une angularité plus élevée, sont d'ailleurs préférés pour rendre plus frottant le squelette granulaire et aussi améliorer l'adhérence avec les pneumatiques des véhicules. Quelles que soient leurs provenances, les granulats destinés aux mélanges bitumineux, subissent différentes transformations (criblage, concassage, tamisage, dépoussiérage et lavage), afin de constituer une classe granulométrique donnée. On caractérise une classe granulaire par le diamètre (en mm) du plus petit grain et du plus gros, D, qui la constitue.

Représentant près de 95 % de la masse totale de l'enrobé bitumineux (80-85% du volume), le squelette granulaire est le constituant majoritaire de l'enrobé. Cette importance quantitative des matériaux granulaires va directement affecter les caractéristiques mécaniques et les performances du mélange bitumineux. L'association de différentes classes granulaires permet d'obtenir un squelette granulaire qui doit transmettre et redistribuer les charges dans les couches inférieures de la chaussée et sur le sol d'infrastructure. Il est caractérisé par une courbe granulométrique où sont représentés les pourcentages de passants ou de refus (à travers des mailles de tamis) en fonction de la taille des tamis utilisés. Un exemple de courbe granulométrique du squelette granulaire d'un enrobé est représenté par la figure 1.2.

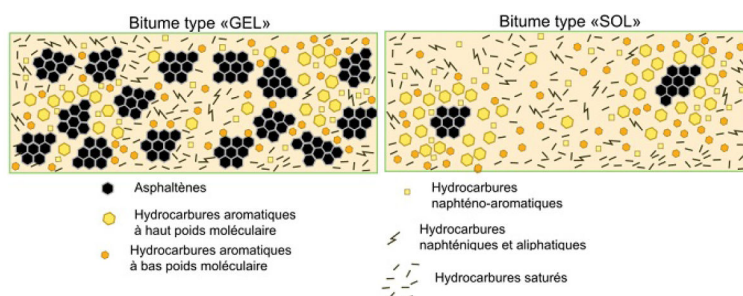


FIGURE 1.2 Représentation schématique de la structure des bitumes [She95]

1.1.2 Sollicitations sous l'effet du trafic

Les chaussées sont dimensionnées sur la base d'un paramètre : le trafic. Afin de le définir, il est nécessaire de connaître le nombre de poids lourds qu'aura à supporter la chaussée durant sa durée de vie. Le poids lourd est défini par la norme NF P 98-082 comme un véhicule dont le poids total est au moins égal à 3,5 tonnes ($PTAC \geq 35$ kN). Avant 1998, le poids lourd était défini comme un véhicule dont la charge utile est au moins égale à 5 tonnes ($CU \geq 50$ kN). Une équivalence est admise entre ces deux définitions par un coefficient multiplicateur égal à 1,25.

Les différentes classes de trafic (T_i) seront donc déterminées à partir de la moyenne journalière annuelle en poids lourds à la mise en service par sens (MJA/sens). Elles sont présentées dans le tableau 1.1.

MJA/sens	0-25	25-50	50-85	85-150	150-300	300-750	750-2000	2000-5000	> 5000
Classe	T_5	T_4	T_{3-}	T_{3+}	T_2	T_1	T_0	T_S	T_{exp}

Tableau 1.1 Diverses classes de trafic en fonction de la MJA/sens

Un autre paramètre du trafic important pour le dimensionnement est la classe de trafic cumulé (TC_i) correspondant au nombre total de poids lourds que devra supporter la chaussée tout au long de sa durée de vie. Selon la norme, la détermination de ce dernier paramètre considère un taux de croissance linéaire annuel du trafic (pris à 2% en l'absence d'éléments précis) et une durée de vie de 20 ans pouvant être portée à 30 ans ou plus pour les voies supportant un trafic important.

En l'absence de données précises, la classe de trafic cumulé pourra être déterminée soit à partir de la MJA/sens ou suivant le type de voie et la taille de la zone d'habitation (en logements) qu'elle traverse.

Le dimensionnement d'une chaussée est effectué pour qu'elle puisse supporter le trafic cumulé des poids lourds sur toute sa durée de vie. La méthode française a donc utilisé un essieu de référence comme un essieu simple à roues jumelées exerçant une charge totale de 130 kN (cf Figure 1.3).

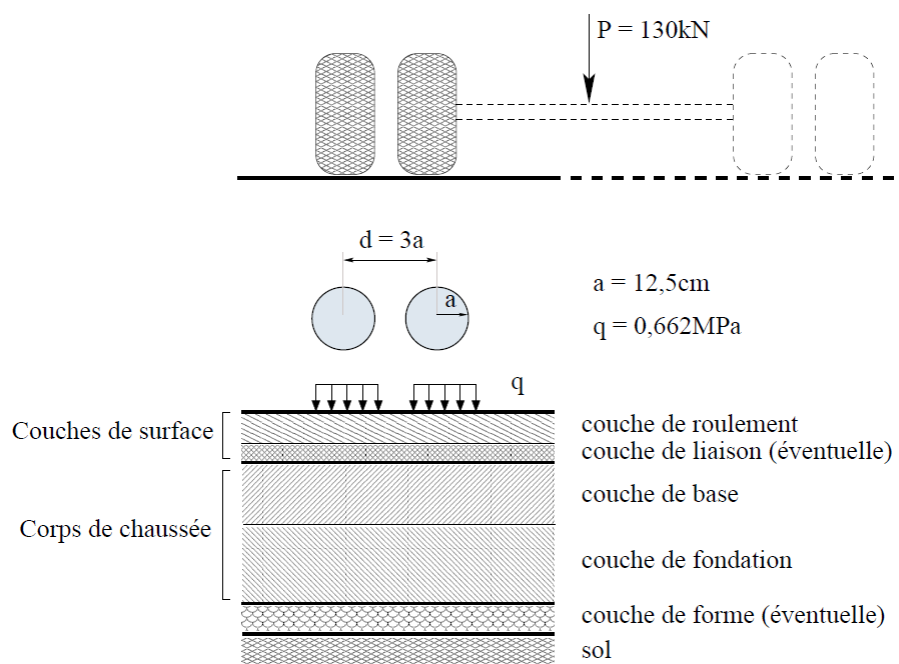


FIGURE 1.3 Charge de référence

Le dimensionnement est en général effectué en prenant en compte la charge demi-essieu (65 kN) qui est transmise aux chaussées par deux zones de charges circulaires de rayon a , d'entre-axe d , et de pression uniformément répartie q (cf Figure 1.3).

1.1.3 Les matériaux non-liés

Les graves non traitées sont définies dans la norme NF EN 13 285 (Graves non traitées - Spécifications) qui distingue les GNT "A" obtenues en une seule fraction, dont l'homogénéité de la granularité est codifiée et permettant d'obtenir une compacité minimale à l'OPM de 80 %, et les GNT "B" (ou GRH) obtenues par recombinaison de plusieurs fractions granulaires distinctes, dans des proportions définies et qui sont malaxées et humidifiées en centrale, permettant d'obtenir une compacité minimale à l'OPM de 80 % pour la catégorie B1 et 82 % pour la catégorie B2. On distingue un sous-classement informatif C1 à C4 selon les performances des GNT de classe B2 uniquement (B2C1, B2C2, etc...).

Il s'agit de matériaux dont la granularité est généralement 0/20. Des granularités 0/14 ou 0/31,5 ou 0/63 sont également possibles. Suivant le type de GNT, la valeur du D et la catégorie de résistance des granulats, une spécification portant sur le fuseau granulométrique peut être définie.

En ce qui concerne le dimensionnement de celles-ci, on les considère actuellement dans les calculs par couche de 25 cm avec un module d'Young égal à deux fois le module du sol support ou de la couche inférieure pour les GNT de type A ou B1, et trois fois le module

du sol support ou de la couche inférieure pour les GNT de type B2.

Le module élastique est limité à 200 MPa au maximum pour les GNT de type A ou B1 et à 600 MPa pour les GNT B2. Son coefficient de Poisson est pris égal à 0,35.

Il est possible de caractériser les GNT de type B au moyen de l'essai triaxial à chargement répété (NF P 98-235-1) pour optimiser le dimensionnement dans le cas de variante de structure.

L'utilisation de GNT en tant que couches d'assises (couche de base et/ou couche de fondation) est admise pour des classes de trafic strictement inférieure à la classe T_2 en couche de base et strictement inférieur à la classe T_0 en couche de fondation. Le tableau 1.2 présente les types et granularité maximale adaptés pour chaque classe de trafic.

Classe de Trafic	T_5	T_4	T_{3-}	T_{3+}	T_2	T_1
Type en Base	A, B1, B2			B2	non admis	
Granularité en Base	0/31,5		0/20		non admis	
Type en Fondation	A, B1, B2			B2	B2	B2
Granularité en Fondation	0/63		0/31,5		0/20	

Tableau 1.2 Conditions d'utilisation et catégorie des granulats de GNT selon le trafic et la position dans la chaussée.

1.1.4 Les méthodes classiques de dimensionnement

Les méthodes de dimensionnement de structures de chaussées utilisées dans le monde peuvent être classées en deux catégories :

- Méthodes empiriques, basées généralement sur l'observation des chaussées existantes et, plus exceptionnellement, sur des expérimentations en vraie grandeur, telles que celles qui ont été organisées dans les années 1950 par l'AASHO (American Association of State Highway Officials - [BH96]) ou la méthode anglaise de dimensionnement DMRB (Design Manual for Roads and bridges). Ces méthodes présentent des limites qui sont d'autant plus visibles que de nouveaux types de structures et des matériaux plus performants se développent et que le trafic est en constante augmentation ;
- Méthodes semi-empiriques ou rationnelles qui, tout en prenant largement en compte l'observation des chaussées existantes, se basent, pour la détermination de l'épaisseur des couches, sur des modèles mécaniques de comportement des matériaux et des assises de chaussées. Aux États-Unis, dans le cadre du programme SHRP (Strategic Highway Research Program 1988-1993, poursuivi après 1996), la méthode « Superpave » a été développée avec la mise en place d'un guide de dimensionnement en 2002 [BT94] de l'AASHTO (American Association of State

Highway and Transportation Officials).

Toutes ces méthodes demandent que soient définies au préalable les caractéristiques du trafic à considérer. Le seul trafic qui intervienne dans la détérioration des structures de chaussée étant celui des poids lourds, c'est ce trafic qui doit être caractérisé, à la fois par le nombre de poids lourds qui passeront sur la chaussée pendant sa « durée de dimensionnement », et par leur agressivité. Alors que, pour les ouvrages d'art, ce sont les poids et caractéristiques globales des poids lourds qui doivent être pris en compte, l'agressivité vis-à-vis des chaussées est essentiellement liée à la configuration de leurs essieux et aux charges qui s'exercent sur eux, dont les valeurs maximales sont définies en France par le Code de la route.

Pour le dimensionnement des chaussées, des modèles mathématiques sont souvent utilisés. La recherche de ces modèles pour les systèmes multicouches qui constituent les chaussées a fait l'objet de nombreux travaux, marqués par les principales étapes suivantes :

- Boussinesq (1885), a créé un modèle utilisé initialement en mécanique des sols, qui étudie un massif élastique semi-infini soumis à l'action d'une charge statique ponctuelle ([Bou85]);
- Westergaard (1926), a développé un modèle qui donne les contraintes et déformations d'un système constitué d'une plaque reposant sur un sol assimilé à un ensemble de ressorts dont le déplacement vertical en un point est proportionnel à la pression verticale en ce point ([Wes26]);
- Hogg (1938), propose un modèle qui donne les contraintes et déformations d'une plaque reposant sur un massif élastique semi-indéfini de type Boussinesq ([RGC38]);
- Burmister (1943) aborde et traite le problème général d'une structure à n couches reposant sur un massif élastique semi-indéfini ([Bur45]). Les principales particularités du modèle reposent sur le fait que les couches sont traitées comme des structures élastiques (et non comme des plaques), les interfaces entre couches peuvent être collées ou décollées, le cas de charges complexes (jumelages, essieux tandem ou tridem etc.) peut être traité en additionnant les effets des charges élémentaires. Sa principale limitation réside dans le fait que, comme dans le modèle de Hogg, les couches sont infinies en plan, dans le cas des dalles en béton, il est notamment nécessaire de le compléter par un modèle aux éléments finis pour évaluer les conséquences des charges en bord ou en angle de dalle ;
- Jeuffroy-Bachelez (1955), présente un modèle qui assimile la chaussée à un tricouche (plaque mince sur un modèle de Burmister), qui a permis pour la première fois d'établir un système très complet d'abaques ([JB66]). Il a constitué pour les ingénieurs français une étape fondamentale vers plus de rationalité dans le

dimensionnement des chaussées.

L'utilisation de modèles aux éléments finis (Cesar-LCPC, Cast3M, etc...) s'impose enfin chaque fois que des modèles multicouches continus, élastiques et linéaires s'avèrent trop simplistes. Cette approche permet notamment de traiter les cas tridimensionnels de la structure du fait de géométries non infinies en plan, les cas de non linéarité ou évolution des conditions de contact, et le comportement viscoélastique des matériaux sous charges roulantes, etc...

Ce sont, en fait, les progrès de l'informatique qui ont permis le développement de l'utilisation de ces modèles, et notamment du modèle de Burmister, base de la « méthode française de dimensionnement ».

1.1.5 Effets de la température

Le bitume confère aux matériaux bitumineux une dépendance aux sollicitations thermiques et mécaniques imposées par les sollicitations atmosphériques et de circulation. Pour connaître le comportement global du produit, son bitume doit présenter une cohésion suffisante et la connaissance précise de ses propriétés mécaniques varient sur des gammes de température, de temps de chargement et d'intensité de sollicitation est nécessaire.

La consistance du bitume varie donc avec la température et peut être caractérisée par des essais de laboratoire. La plage de variation de la consistance des bitumes dans leur domaine d'application et d'usage étant étendue (de -4°C à 200°C), plusieurs essais peuvent être utilisés correspondant à une zone de cette plage de variation.

Nous retiendrons :

- la pénétrabilité à 5°C ([NF 07]) :

La pénétrabilité du bitume représente la mesure de la pénétration (exprimée en dixièmes de millimètres) dans un échantillon de bitume, au bout d'un temps de 5 secondes, d'une aiguille dont le poids avec son support est de 100g. C'est donc une mesure de la consistance du bitume (dur pour une pénétrabilité faible). La pénétrabilité la plus couramment utilisée est celle mesurée à 25°C ;

- la température de fragilité FRAASS ([NF 08a]) :

La température de fragilité FRAASS correspond à la température à laquelle un film mince de bitume rompt sous l'effet d'une flexion, dans des conditions opératoires de fabrication et d'essai bien définies. Cet essai empirique donne une indication sur les propriétés à froid d'un bitume ;

- la température bille-anneau ([NF 08b]) :

C'est la température à laquelle s'enfonce une bille à travers un anneau de bitume

dans des conditions définies de fabrication et d'essai. Par voie de conséquence, il s'agit de la température à laquelle le bitume étudié atteint un certain degré de ramollissement. Avec l'essai de pénétrabilité, ils permettent d'identifier le liant examiné et de le classer par rapport aux spécifications actuellement admises.

On définit aussi la viscosité qui est une grandeur liée aux variations des propriétés du bitume avec le temps de charge. Elle peut être dynamique (quotient de la contrainte et de la vitesse de cisaillement) ou cinématique (rapport de la viscosité dynamique à la densité).

A basse température le bitume possède un comportement fragile. La chaussée est, par voie de conséquence, susceptible de se fissurer sous l'effet conjugué des conditions climatiques et des contraintes de trafic. Cependant, la fissuration thermique peut être facilement évitée à basse température si l'on utilise un bitume de grade élevé, c'est-à-dire un bitume moins "dur", et donc moins "cassant" à basse température. Néanmoins, un bitume de grade trop élevé se révèle néfaste vis-à-vis des problèmes d'orniérage (déformations permanentes de la chaussée) à température élevée. Le bitume idéal doit donc être le moins susceptible possible, à la fois aux phénomènes de fissuration thermique (à basse température) et d'orniérage (à température élevée). Plus simplement, on doit donc exiger des matériaux bitumineux deux qualités principales en rapport direct avec la dépendance du liant utilisé vis-à-vis de la température :

- la stabilité : résistance à la déformation permanente qui est aggravée à haute température,
- la flexibilité : aptitude à supporter sans fissures thermiques les basses températures.

La température a deux effets mécaniques principaux :

- la modification du module de rigidité du matériau. Un béton bitumineux que l'on chauffe devient plus "mou", on parle de "thermo-susceptibilité" ;
- la création de contraintes et déformations au sein du matériau en raison des dilatations ou contractions thermiques bloquées lors des changements de température (cf Figure 1.4).

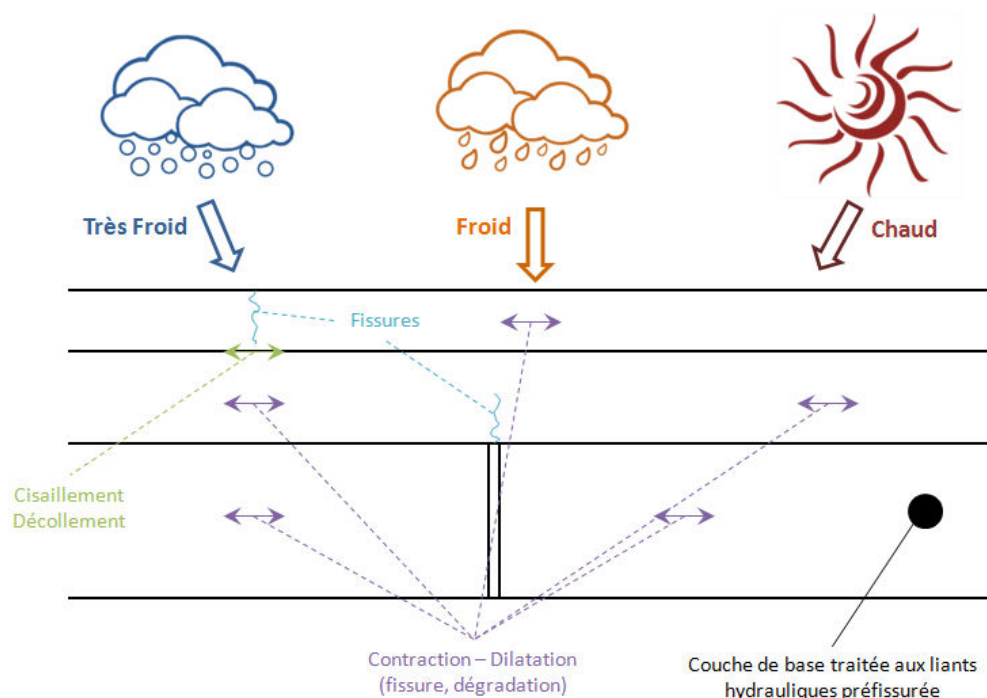


FIGURE 1.4 Schématisation des sollicitations induites par la température

Le deuxième effet est particulièrement néfaste. Lors d'un refroidissement, la chaussée a tendance à se contracter. Or, les mouvements de contraction sont empêchés dans le sens longitudinal de la chaussée. Cela revient donc à exercer une traction sur cette chaussée au comportement fragile dans le sens longitudinal, d'où l'amorçage éventuel de fissures transversales. Ces dernières sont ensuite susceptibles de se propager à travers la structure lors de cycles thermiques (journaliers ou autres). Lorsqu'une couche de base traitée aux liants hydrauliques existe dans la chaussée (structures semi-rigides). En effet, cette couche traitée aux liants hydrauliques est sujette au retrait thermique et de prise. Le retrait, empêché par le frottement à l'interface, peut provoquer une fissure dans la couche en béton bitumineux. Cette fissure évolue avec les cycles thermiques et peut progressivement traverser la couche. Ce phénomène est connu sous le nom de remontée de fissure.

Compte tenu des sollicitations mécaniques et climatiques ainsi que du comportement spécifique des matériaux bitumineux, il convient principalement de prendre en compte et de caractériser quatre propriétés thermomécaniques :

- la dépendance du module de rigidité vis à vis de la température et du mode de chargement,
- la caractérisation de la fatigue ; c'est à dire la dégradation du matériau lorsqu'il est soumis à un grand nombre de "petits" chargements,
- la vérification de la résistance à l'orniérage, qui est créé par l'évolution des déformations permanentes accumulées avec le nombre de chargements,
- la propagation des fissures notamment à basse température, liée au retrait

thermique (malgré son importance, cette classe de comportement n'est généralement pas introduite dans l'approche traditionnelle de dimensionnement).

1.1.6 Structures de chaussées

En France, la norme de dimensionnement des structures des chaussées routières NF 98 086 de 1992 était peu détaillée. Dans un contexte européen de diffusion des normes via AFNOR pour avis des pays membres (directives européennes), la France a eu une volonté de produire un document de la même tenue que les autres pays, en se basant sur le Guide Technique de Conception et Dimensionnement des structures de chaussées de 1994 du SETRA-LCPC. Dans un premier temps une Commission de Normalisation Chaussée Terrassement Dimensionnement (CN CTD) a vu le jour fin 2009, composée entre autres des organismes suivant : SETRA, STAC, IFSTTAR, AFNOR, FNTP, AFSA, bureaux d'études privés, syndicats, commission de normalisation, ainsi que d'autres acteurs contactés au cours de l'enquête. Le calendrier prévoyait une finalisation du texte et une approbation pour mars 2011. Elle prit finalement effet au 28 octobre 2011 et est actuellement en vigueur [NF 11].

Le réseau routier français est caractérisé par l'existence d'une grande diversité de structures de chaussée. Selon les matériaux utilisés ainsi que les couches constituantes, cette norme définit les différentes familles suivantes :

- Les chaussées bitumineuses épaisses, composées d'une couche de surface bitumineuse sur une assise en matériaux traités aux liants hydrocarbonés et dont l'épaisseur est le plus souvent comprise entre 15 et 40 cm. Elles sont fortement thermo-dépendantes de par leur fortes épaisseurs et sensibles aux trafic lourd et lent ;
- Les chaussées à assises traitées aux liants hydrauliques, appelées également "semi-rigides", présentent un fort risque de retrait qui fait apparaître, dans la couche de base, des fissures remontant rapidement dans la couche de surface. La conséquence est une perte d'étanchéité qui peut conduire à une affectation du support avec des déformations et une perte portance ;
- Les chaussées à structure mixte qui comportent une couche de surface et une couche de base en matériaux bitumineux sur une couche de fondation en matériaux traités aux liants hydrauliques. De plus, le rapport de l'épaisseur de matériaux bitumineux à l'épaisseur totale de chaussée est de 0,5 ;
- Les chaussées à structure inverse, composées d'une couche de surface et d'une couche de base en matériaux bitumineux sur une couche en grave non traitée de faible épaisseur, reposant elle-même sur une couche de forme traitée aux liants

hydrauliques qui joue également le rôle de couche de fondation. Avec les structures mixtes on les considère "semi-rigides", et ce type peut s'avérer très avantageux, économiquement et structurellement lorsque le sol support est très faible (sol argileux sensible à l'humidité par exemple) avec un trafic important. La rigidité élevée de la couche de grave-ciment ou la dalle de béton de ciment permet donc de réduire significativement l'épaisseur totale de la chaussée ;

- Les chaussées en béton de ciment : la couche de béton de ciment, qui sert aussi de couche de roulement, repose soit sur une couche de fondation en matériaux traités aux liants hydrauliques ou en béton maigre, soit sur une couche drainante en matériaux granulaires (" dalle épaisse") soit sur une couche d'enrobés reposant elle-même sur une couche de forme traitée aux liants hydrauliques. Une couche de roulement très mince en enrobé bitumineux peut être déployée pour réduire le bruit et améliorer l'adhérence. Cette couche de roulement ne jouera pas de rôle structural. Ce type de chaussées est peu utilisé en France mais plus largement utilisé en Allemagne, au Canada et dans certains états américains. La route en béton devient avantageuse sur les revêtements fortement sollicités comme les autoroutes urbaines autour des grandes villes où le trafic peut être à la fois lent, lourd et dense. C'est aussi le cas des zones de chargement et de stockage et les pistes aéroportuaires. La route en béton est en plein développement dans plusieurs pays en raison de la forte augmentation des prix du pétrole et les prévisions de l'épuisement des réserves de carbone fossile pétrolières dans environ 45 ans. Des considérations économiques et environnementales pencheraient donc en faveur de la route en béton dans certains cas. ;
- Les chaussées souples, qui est la structure de chaussée la plus couramment utilisée en France et qui sera donc traitée dans cette analyse, est représentée par un massif multi-couches. Les couches sont considérées collées entre elles, et l'épaisseur et la nature de la couche de surface sont choisies en fonction du trafic.

La chaussée se décompose en quatre couches principales (cf Figure 1.5) qui sont par ordre croissant de profondeur :

- La couche de surface peut être décomposée en une couche de roulement et une couche de liaison. La couche de roulement est la couche supérieure qui subit directement les sollicitations du trafic ainsi que les variations thermiques. La couche de roulement doit donc posséder des caractéristiques particulières pour assurer une bonne adhérence entre le pneu et la chaussée tout en résistant aux efforts tangentiels, à l'orniérage, aux fissurations thermiques, à l'eau et même aussi à la fatigue si les couches ne sont pas bien collées. L'enrobé composant la couche de roulement doit donc être un enrobé de très haute qualité comme les bétons

bitumineux minces (BBM) ou très minces (BBTM). Ces enrobés sont composés de granulats peu sensibles au polissage et à l'humidité et dont la granulométrie doit être hautement maîtrisée et d'un bitume dur, dopé ou modifié pour répondre aux critères d'usage de la couche de roulement. Le coût de l'enrobé de la couche de roulement est généralement plus élevé que l'enrobé utilisé dans les autres couches et il faut par conséquent réduire son épaisseur au minimum (2 à 4 cm) pour des raisons économiques. L'utilisation d'une couche de liaison de 5 à 8 cm, en enrobé bitumineux, entre la couche de roulement et les couches d'assise, facilite l'obtention d'un profil longitudinal confortable et sécuritaire pour les utilisateurs.

- Les couches d'assises : dans la méthode française (SETRA - LCPC, Conception et Dimensionnement des Structures de Chaussées), les couches de base et de fondation composent ensemble « les couches d'assise » qui jouent un rôle structural important d'amortissement des charges verticales induites par le trafic. En France, ces couches peuvent être composées de matériaux granulaires non traités (graves non traitées « GNT »). La taille nominale maximale des granulats utilisés dans les GNT varie entre 14 et 63 mm avec des fuseaux granulaires distincts. Les matériaux granulaires traités aux liants hydrauliques (grave-ciment) ou hydrocarbonés (grave-bitume) sont couramment utilisés. D'autres liants comme la chaux, les pouzzolanes, les cendres volantes ou d'autres, sont rarement utilisés. En Amérique du Nord, la couche de base est généralement construite en enrobé bitumineux, plutôt maigre en bitume, tandis qu'un matériau granulaire non traité est souvent utilisé dans la couche de fondation.
- La couche de forme : cette couche est généralement composée de matériaux granulaires non traités. Elle peut également être traitée à la chaux ou au ciment afin d'augmenter sa capacité structurale. Elle est nécessaire lorsque la qualité du sol support n'est pas suffisante pour permettre la circulation des engins pendant la phase de construction ou pour la protection contre le gel lorsque c'est nécessaire. Dans la terminologie nord-américaine, cette couche est appelée « sous-fondation ». Elle joue également un rôle structural dans la chaussée pour réduire les efforts transmis au sol support.
- Le sol support : Élément essentiel pouvant correspondre à la Partie Supérieure des Terrassements (PST) et dont la qualité de son Arase (surface supérieure) conditionnera le comportement à long terme de la chaussée sous sollicitation. D'autres paramètres tel que son état hydrique doivent être suivis, déterminés et évalués pour la conception précise de ces structures.

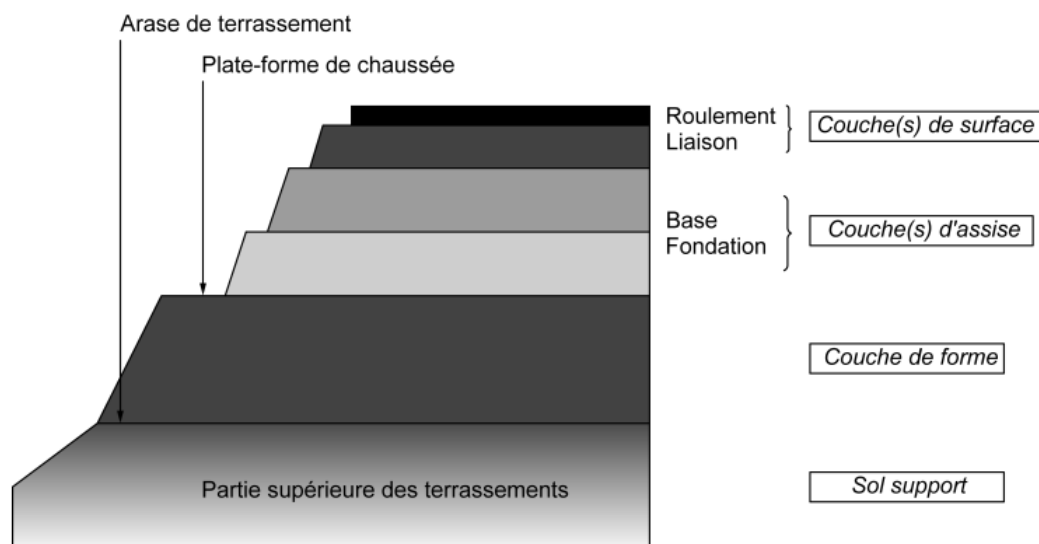


FIGURE 1.5 Représentation schématique d'une structure de chaussée (selon la NF P98-086 - [NF 11])

1.2 Comportement et Modélisation

1.2.1 La couche de surface

Bien que les produits bitumineux ont un comportement complexe, il est toutefois possible d'identifier quatre types de comportements principaux en considérant l'amplitude de la déformation ($|\epsilon|$) et le nombre de cycles de chargement appliqué (N). Pour un faible nombre de chargements et des déformations de quelques pour-cents, le comportement observé est fortement non linéaire. Pour des chargements comprenant quelques centaines de cycles et des déformations "faibles" ($< 10^{-4}$ mètres/mètres) le comportement est considéré, en première approximation, viscoélastique linéaire. Lors de chargements de plusieurs dizaines de milliers de cycles et des déformations "faibles" un endommagement se développe, c'est le phénomène de "fatigue". En outre, lorsque des cycles déviatoires en contrainte sont appliqués à partir d'une contrainte nulle (ou lors de cycles non centrés sur zéro), des déformations irréversibles non négligeables se produisent pour des amplitudes de déformations "proches" de la rupture. Leur accumulation crée de l'orniérage. C'est le quatrième type de comportement qu'il convient d'identifier.

La figure 1.6 fournit un ordre de grandeur des différents domaines de comportements types pour une température fixée. Les frontières indiquées, pour les différents comportements, sont, bien sûr, des ordres de grandeurs qui peuvent varier sensiblement selon le matériau, la température et la direction du chemin de sollicitation (compression, cisaillement, etc.).

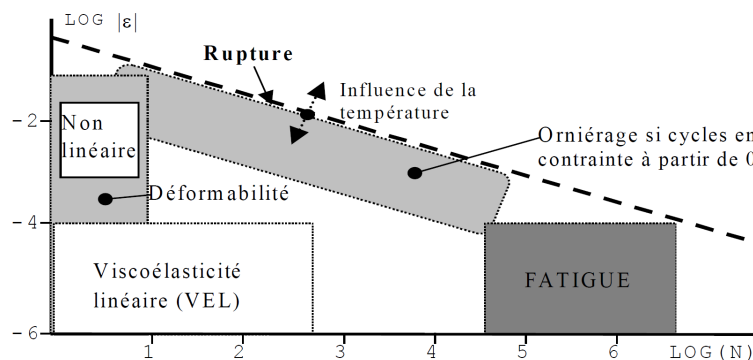


FIGURE 1.6 Comportements "types" des enrobés bitumineux à température fixée, (ϵ) déformation - (N) nombre de chargement [DB90]

1.2.1.1 Mise en évidence de la viscoélasticité

Le comportement viscoélastique est la cause des phénomènes de fluage provoqués par des charges de longues durées (ou répétées) et des phénomènes de relaxation dans les structures.

On caractérise ce comportement par deux essais complaisants :

- L'essai de fluage qui consiste à appliquer une contrainte constante dans un intervalle de temps donné sur un échantillon : $\sigma(t) = \sigma_0 = \text{constante}$ et observer l'évolution, dans cet intervalle, de la déformation $\epsilon(t)$. On définira alors la fonction de fluage : $J(t)$ tel que $\epsilon(t) = \sigma_0 \times J(t_0, t)$ (cf Figure 1.7) ;
- L'essai de relaxation qui consiste à appliquer une déformation constante dans un intervalle de temps donné sur un échantillon : $\epsilon(t) = \epsilon_0 = \text{constante}$ et observer l'évolution, dans cet intervalle, de la contrainte $\sigma(t)$. On définira alors la fonction de relaxation : $R(t)$ tel que $\sigma(t) = \epsilon_0 \times R(t_0, t)$ (cf Figure 1.8).

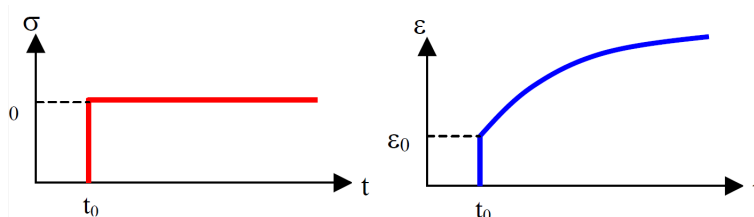


FIGURE 1.7 Essai de fluage - Comportement à contrainte constante [Ola03]

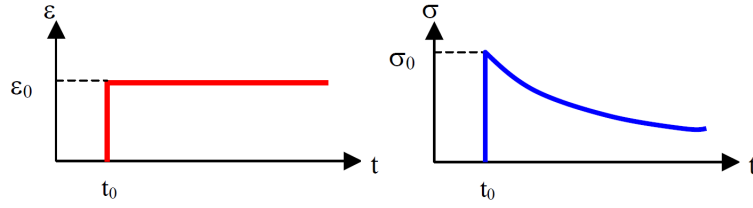


FIGURE 1.8 Essai de relaxation - Comportement à déformation constante [Ola03]

La définition d'un comportement linéaire se base sur le fait que la réponse à la somme des sollicitations est la somme des réponses induites par chaque sollicitation et se nomme principe de superposition de Boltzmann. La fonction de relaxation est indépendante du niveau de déformation, et la fonction de fluage est définie par :

$$\underline{\underline{\epsilon}}(t) = \int_0^t J(t - \tau) \frac{\partial \underline{\underline{\sigma}}}{\partial \tau} d\tau \quad (1.1)$$

où $\underline{\underline{\sigma}}(t)$ est le tenseur des contraintes, $\underline{\underline{\epsilon}}(t)$, le tenseur des déformations et J la fonction de fluage

La non-linéarité apparait lorsque la fonction de relaxation dépend du niveau de déformation. Pour un essai de relaxation à un niveau de déformations, la relation suivante est vérifiée : $\sigma(t) = \epsilon(t) \times R(t)$.

Le plus souvent, dans la littérature, les enrobés bitumineux sont considérés comme des milieux continus (échantillon supérieur à 5 fois D_{max}), isotropes (simplification pouvant mener, dans certains cas, jusqu'à une erreur de 20%), viscoélastiques linéaires (faibles déformations) et thermosensibles (ou thermosusceptibles). C'est pourquoi nous adopterons ces hypothèses fortes dans la suite de ce document.

L'équation 1.1 peut être donc réécrite de la manière suivante [DMPPP09] :

$$\underline{\underline{\epsilon}}(t) = A \int_0^t \frac{(t - \tau)}{E(t)} \frac{\partial \underline{\underline{\sigma}}}{\partial \tau} d\tau \quad (1.2)$$

où $E(t)$ désigne le module tangent de rigidité, et A est un tenseur constant composé avec le coefficient de Poisson.

1.2.1.2 Définition du module complexe

Si on applique au matériau viscoélastique linéaire une contrainte sinusoïdale de fréquence f et de la forme $\sigma(t) = \sigma_0 \sin(\omega t)$, avec $\omega = 2\pi f$, alors la déformation résultante $\epsilon(t)$ est sinusoïdale en régime établi. Elle est en retard de τ par rapport à la contrainte : $\epsilon(t) = \epsilon_0 \sin(\omega(t - \tau))$.

En considérant que $\sigma^*(t) = \sigma_0 e^{j\omega t}$ et $\epsilon^*(t) = \epsilon_0 e^{j(\omega t - \varphi)}$ (avec $\sigma(t)$ et $\epsilon(t)$, les parties

imaginaires des variables complexes : $\sigma^*(t)$ et $\epsilon^*(t)$, et j : nombre complexe défini par $j^2 = -1$), on montre que $E^*(\omega, \theta)$, le module complexe, qui n'est autre que la fonction complexe de relaxation $\tilde{R}(p)$ prise au point $p = j\omega$ après transformation de Laplace-Carson [Ola03], peut s'exprimer sous la forme :

$$\tilde{R}(j\omega) = \frac{\sigma^*(t)}{\epsilon^*(t)} = \frac{\sigma_0 e^{j\omega t}}{\epsilon_0 e^{j(\omega t - \varphi)}} = |E^*(\omega, \theta)| e^{j\varphi} = E^*(\omega, \theta) \quad (1.3)$$

où $|E^*(\omega, \theta)|$ est la norme (ou module) du module complexe, appelé également module de rigidité. $\varphi = \omega\tau$ est appelé angle de déphasage (ou angle de phase) du matériau qui existe entre la contrainte et la déformation correspondante. Pour les matériaux purement élastiques, l'angle de phase est nul et le module complexe se réduit au module d'Young. Ceci est le cas quand les matériaux bitumineux sont à des températures très basses. Le module complexe atteint donc la valeur la plus élevée possible, notée E_∞ .

On utilise également la notation suivante :

$$E^*(\omega, \theta) = E'(\omega, \theta) + jE''(\omega, \theta) \quad (1.4)$$

où $E'(\omega, \theta)$ est appelé module d'élasticité dynamique et $E''(\omega, \theta)$, module de perte.

Nous pourrions utiliser également cette écriture :

$$E^*(\omega, \theta) = E'(\omega, \theta) [1 + j\psi(\omega, \theta)] \quad (1.5)$$

où $\psi(\omega, \theta)$ représentant le rapport entre la partie imaginaire et la partie réelle du module complexe (égal à la tangente de la phase : $\psi(\omega, \theta) = \tan\varphi(\omega, \theta)$), s'appelle le coefficient de perte et traduit la proportion de l'énergie dissipée dans la matière suite à un chargement (également la tangente de l'angle de phase). Il est également équivalent au double d'un ratio d'amortissement (en %) représenté par ζ qui sera introduit dans la suite de ce document ($\psi = 2 \times \zeta$).

On peut remarquer que :

$$\tilde{J}(j\omega)\tilde{R}(j\omega) = \tilde{J}(j\omega)E^*(\omega) = 1 \quad (1.6)$$

Et si l'on pose de la même manière, la fonction de fluage complexe : $\tilde{J}(j\omega) = J'(\omega) - jJ''(\omega)$, on obtient les relations suivantes :

$$E'(\omega) = \frac{J'(\omega)}{[J'(\omega)]^2 + [J''(\omega)]^2} \quad (1.7)$$

$$E''(\omega) = \frac{J''(\omega)}{[J'(\omega)]^2 + [J''(\omega)]^2} \quad (1.8)$$

L'utilisation des caractéristiques mécaniques des enrobés bitumineux dans le calcul des structures routières nécessite d'évaluer leur comportement tridimensionnel. L'hypothèse de viscoélasticité linéaire implique un coefficient de Poisson à priori complexe pour les enrobés bitumineux. Cependant, des mesures de ν à partir des mesures de déformations volumiques sur des essais de module complexe en traction-compression avec ou sans pression de confinement tendent à montrer que sa partie imaginaire est très petite ([DC05]). Pour les matériaux bitumineux testés, on peut donc le considérer comme réel.

La valeur de ν varie avec la fréquence et la température de la façon suivante :

- ν diminue lorsque la fréquence augmente ;
- ν augmente lorsque la température augmente.

Les valeurs mesurées de ν varient globalement entre 0.2 et 0.5 selon la fréquence et la température. Cependant, ν est souvent considéré comme constant pour les calculs de structure et sa valeur est prise égale à 0.35.

1.2.1.3 Caractérisation dans le domaine fréquentiel - Essais

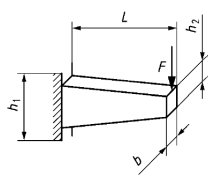
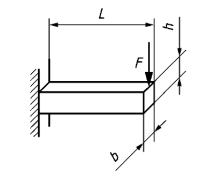
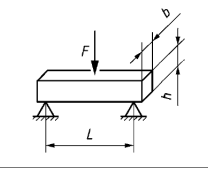
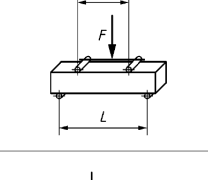
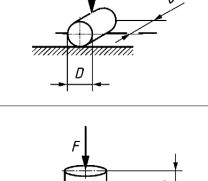
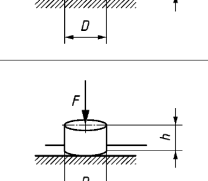
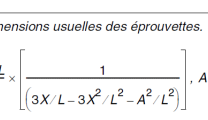
La norme NF EN 12697-26 ([NF 04]) définit le principe des essais permettant de caractériser le module de rigidité des mélanges bitumineux (module complexe). Des corps d'épreuve d'une forme adaptée (éprouvettes) sont soumis à déformation dans le domaine linéaire, par des chargements répétés ou à des vitesses de déformation contrôlées. Les amplitudes de contrainte et de déformation sont mesurées, simultanément avec le déphasage entre la contrainte et la déformation.

Ces éprouvettes sont soumises, au choix, en fonction de leurs formes et masses, à des essais dit "non homogènes" de type flexion deux points, trois points, ou quatre points, ou à des essais "homogènes" de type traction indirecte, traction/Compression directe, ou traction directe uniaxiale, pour lesquels un chargement sinusoïdal ou une impulsion leur sera appliqué. L'amplitude et la fréquence du signal (harmonique) appliquées doivent faire l'objet d'un asservissement, qui peut être basé soit sur la force soit sur le déplacement. L'amplitude de ce chargement est contrôlée de manière à ne causer aucun dommage à l'éprouvette (l'expérience montre que les déformations mesurées ne doivent excéder 50 micro-déformations). La fréquence, quant à elle, doit être étudiée sur une gamme comprise entre 0,1 Hertz et 50 Hertz qui correspond aux capacités de la plupart des appareillages utilisés pour ces essais.

Il existe également la possibilité d'effectuer un essai de traction directe uniaxiale sous un chargement à vitesse de déformation contrôlée qui ne sera pas étudié dans notre

contexte.

Les mesures obtenues pendant l'essai sont : la force appliquée, F , en newtons (N), le déplacement, z , en millimètres (mm) et leur angle de phase φ , en degrés ($^{\circ}$). L'emplacement des mesures dépend du dispositif d'essai (cf Figure 1.9).

Type de charge	Facteur de forme, γ mm ⁻¹	Facteur de masse, μ (g)	
Flexion deux points		$\frac{12L^3}{b(h_1 - h_2)^3} \left[2 - \frac{h_2}{2h_1} \frac{h_2}{h_1} - \frac{3}{2} - \ln \frac{h_2}{h_1} \right]$	0,135 M + m ^{a)}
		$\frac{4L^3}{bh^3}$	$\frac{M}{4} + m$
Flexion trois points		$\frac{24L^3}{\pi^4 bh^3} \approx \frac{L^3}{4bh^3}$	$\frac{M + m}{2}$
Flexion quatre points		$\frac{L^2 A}{bh^3} \left(\frac{3}{4} - \frac{A^2}{L^2} \right)^b$	$R(X) \left(\frac{M}{\pi^4} + \frac{m}{R(A)} \right)^b$
Essai de traction indirecte		$\frac{1}{b} \times (\nu + 0,27)$	—
Essai Trac/Comp directe		$\frac{4h}{\pi D^2}$	$\frac{M}{2} + m$
Essai Traction directe		1	0

a) Pour les dimensions usuelles des éprouvettes.

b) $R(X) = \frac{12L}{A} \times \left[\frac{1}{(3X/L - 3X^2/L^2 - A^2/L^2)} \right]$, $A = \frac{L-l}{2}$, $X =$ coordonnées de mesure de la déflexion.

FIGURE 1.9 Facteurs de formes et facteurs de masse pour des éprouvettes sous diverses conditions de chargement

Les deux parties du module complexe (réelle et imaginaire), sont calculées en MégaPascals (MPa) à l'aide des équations suivantes :

$$E' = \gamma \times \left(\frac{F}{z} \times \cos(\varphi) + 10^{-6} \times \mu \times \omega^2 \right) \quad (1.9)$$

$$E'' = \gamma \times \frac{F}{z} \times \sin(\varphi) \quad (1.10)$$

Où ω est la pulsation correspondante à la fréquence de sollicitation de l'essai, F la force appliquée pour le chargement, et z le déplacement mesuré résultant.

Les caractéristiques mécaniques du matériau doivent être déduites des mesures à l'aide des facteurs spécifiques indiquées sur la figure 1.9 où : γ est le facteur de forme en fonction des dimensions et de la forme de l'éprouvette (1/mm) ; μ est le facteur de masse influençant la force résultante par effets inertiels ; il est fonction de la masse de l'éprouvette, M , en grammes (g) et de la masse des pièces mobiles, m , en grammes (g).

La température de l'essai étant liée au comportement du matériaux, ces essais définis ci-dessus sont reproduits pour plusieurs températures. Il est alors possible d'obtenir, à l'issue, une famille de courbes présentant la norme du module complexe $|E^*(\omega, \theta)|$ en fonction de la pulsation ω ou de la fréquence f et pour plusieurs températures θ , appelées donc isothermes, généralement représentées en coordonnées bilogarithmiques. (cf Figure 1.10). La pente des isothermes permet d'estimer la susceptibilité cinétique du matériau (c'est à dire la variation de module avec la fréquence de sollicitation).

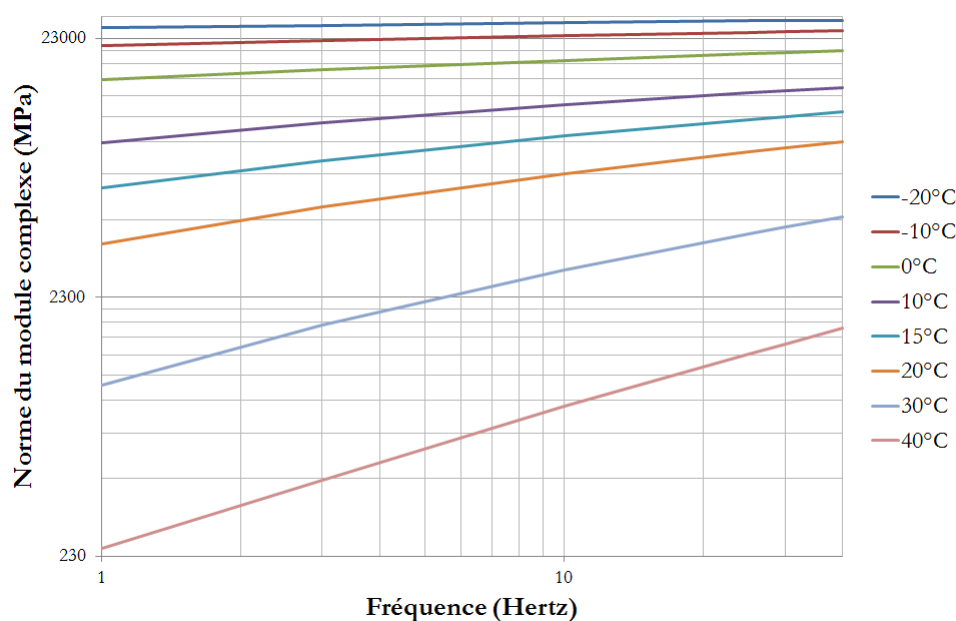


FIGURE 1.10 Courbes isothermes obtenues suite à un essai de module complexe sur un BBC 0/6

Il est recommandé que la différence entre deux isothermes ne dépasse pas 10°C. Un bouquet caractéristique de températures serait -20°C, -10°C, 0°C, 10°C, 15°C, 20°C, 30°C, 40°C. La température de 40°C devrait être utilisée avec précaution, particulièrement pour des problèmes potentiels de non linéarité et de fluage possible des éprouvettes (particulièrement dans le cas d'essais de flexion).

Une autre représentation possible de ces résultats est celle sous forme d'isochrones (cf Figure 1.11). Elles sont obtenues en traçant la norme du module complexe en fonction de la température et pour chaque fréquence d'essai en coordonnées semi logarithmiques. A l'instar des courbes isothermes, cette représentation permet d'estimer la susceptibilité thermique du matériau (variation du module pour une variation de température).

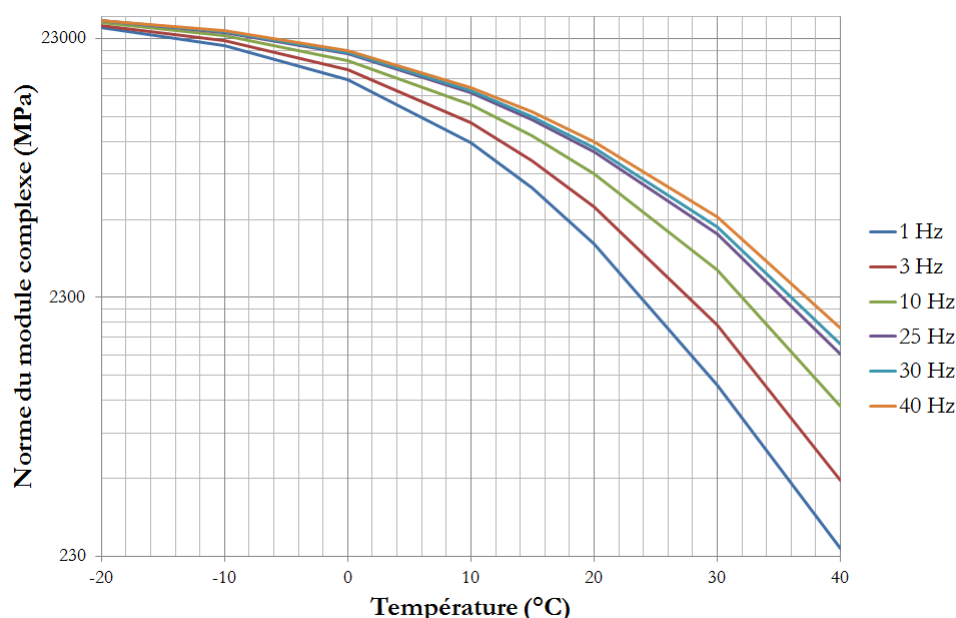


FIGURE 1.11 Courbes isochrones obtenues suite à un essai de module complexe sur un BBC 0/6

1.2.1.4 Principe d'Equivalence Temps-Température (PETT)

En 1941, H. Leaderman constate expérimentalement que la courbe de température peut être étalée horizontalement sur l'axe du temps (fréquence) pour extrapoler les temps de relaxation mesurés. Si la température d'un matériau est augmentée, alors qu'il est excité à fréquence constante, son arrangement moléculaire interne va le rendre plus mobile et le matériau devient plus élastique. Inversement, une réduction de température réduit la mobilité des molécules. Le matériau devient plus rigide et a des propriétés vitreuses. Pour un matériau à température constante soumis à des fréquences d'excitation variables, on observe le phénomène inverse. A basse fréquence, la période d'oscillation des contraintes

est assez lente pour que les molécules aient le temps de s'enrouler et se dérouler sous l'effet d'une sollicitation, le comportement du matériau est caoutchoutique. A haute fréquence, la période est si élevée que le matériau n'a pas le temps de se détendre. Il est donc rigide et a des propriétés vitreuses. Il est ainsi équivalent d'augmenter la température ou de réduire la fréquence.

Afin d'obtenir les paramètres viscoélastiques dans un domaine de fréquences étendu, il est donc possible d'avoir recours à l'équivalence temps-température ou fréquence-température. Ainsi le passage de la température à la fréquence fait donc partie du processus de détermination des propriétés viscoélastiques.

Mathématiquement, ce principe permet d'écrire la fonction de relaxation $R(T_0, t)$ à un temps t et pour une température de référence T_0 en fonction de la même fonction au même temps t , mais pour une température T :

$$R(T_0, t) = \frac{\rho_0 T_0}{\rho T} R\left(T, \frac{t}{a_T}\right) \quad (1.11)$$

a_T est le facteur de translation, ρ et ρ_0 sont les masses volumiques du matériau pour les températures T et T_0 respectivement. Le facteur de translation peut être modélisé par l'équation dite de WLF (Williams-Landel-Ferry) :

$$\log(a_T) = \frac{-C_0(T - T_0)}{C_1 + T - T_0} \quad (1.12)$$

C_0 et C_1 dépendent du matériau et de T_0 . Cette dernière formule n'est valable que pour des températures comprises entre T_g et $T_g + 100$ en degré Celsius, T_g étant la température de transition vitreuse. Les paramètres C_0 et C_1 sont estimés de façon empirique.

La loi d'Arrhénius s'écrit sous la forme :

$$\log(f) = \log(b) - \frac{Q}{RT_{max}} \quad (1.13)$$

avec f la fréquence, Q l'énergie d'activation, T_{max} la température correspondant au pic du module de perte ou du facteur de perte à la fréquence f , R la constante universelle des gaz parfaits et b une constante dépendante du matériau. Cette loi permet de retrouver les différents T_{max} et de les comparer aux résultats trouvés par le biais de l'utilisation de l'équation WLF.

Il suffit donc de translater les isothermes de $|E^*|$ en fonction de la fréquence en base logarithmique et la courbe ainsi obtenue est appelée "courbe maitresse" du matériau (cf Figure 1.12, et 1.13a) qui couvre une isotherme choisie comme référence (T_0)

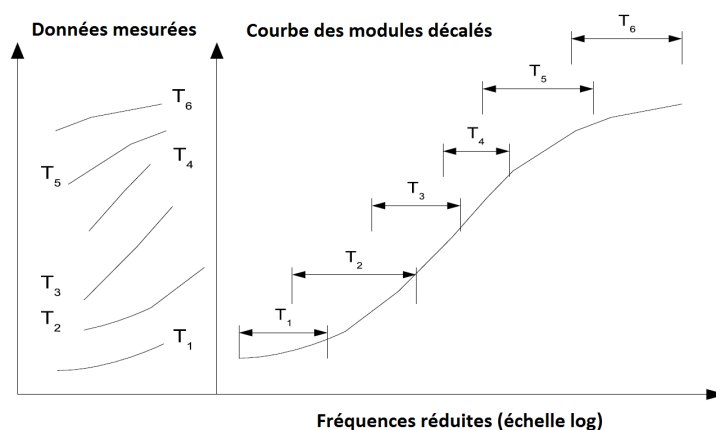
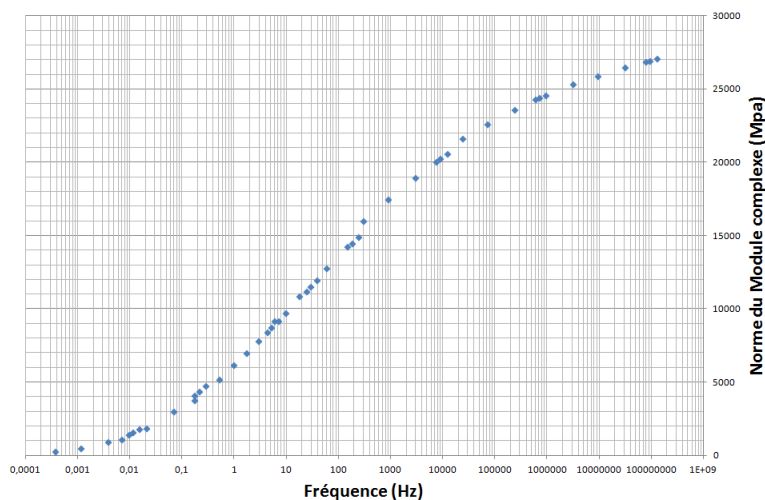


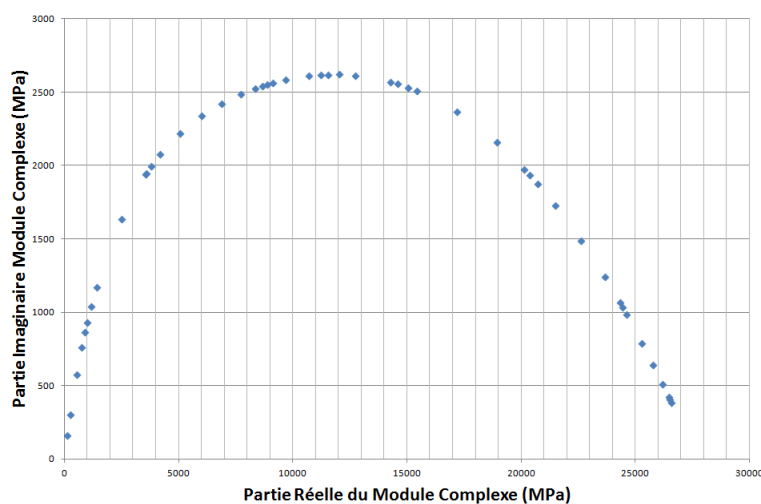
FIGURE 1.12 Principe de superposition Temps-Température [Ren08]

Deux autres représentations usuelles permettent d'exprimer les résultats expérimentaux :

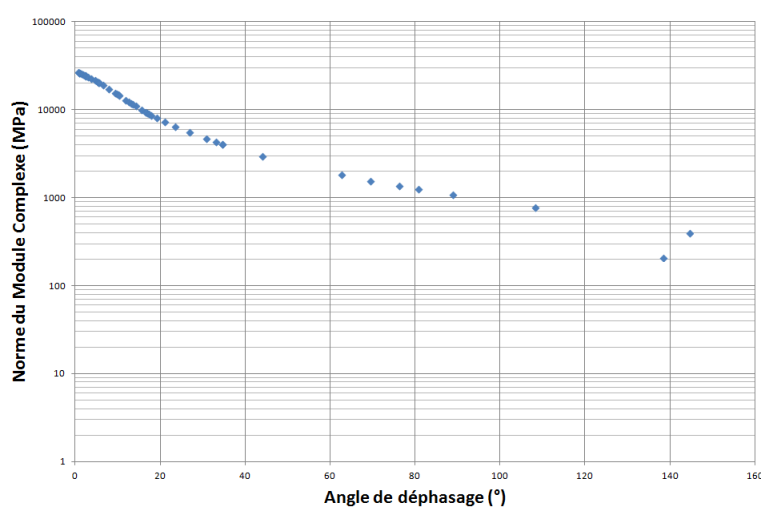
- La représentation dans le plan de **Cole-Cole** (ou plan complexe) (cf Figure 1.13b) : elle consiste à porter la partie réelle du module complexe $E'(\omega)$ en abscisse et la partie imaginaire $E''(\omega)$ en ordonnée. Lorsque le matériau obéit au principe d'équivalence temps-température, les points expérimentaux aux différentes fréquences et températures permettent de définir une courbe unique. Cette courbe est caractéristique du matériau étudié. Elle peut être utilisée pour caler un modèle de comportement rhéologique.
- La représentation dans l'espace de **Black** (cf Figure 1.13c) : elle consiste à tracer le logarithme de la norme du module complexe $|E^*(\omega)|$ en fonction de l'angle de phase $\varphi(\omega)$ correspondant. Lorsque le matériau obéit au principe d'équivalence temps-température, les points expérimentaux aux différentes fréquences et températures permettent de définir une courbe unique, caractéristique du matériau testé.



(a) Courbe Maitresse



(b) Espace Cole-Cole



(c) Espace de Black

FIGURE 1.13 Présentation de résultats expérimentaux obtenus pour le BBC 0/6

1.2.1.5 Éléments et modèles de base de la viscoélasticité linéaire

La viscoélasticité linéaire peut se modéliser de plusieurs façons. Nous retiendrons comme distinction, les approches dites à "spectre discret", tels que les modèles de Maxwell et Kelvin-Voight généralisés, et celles dites à "spectres continus", soit par un modèle analytique de type "CA" (Christensen-Andersen), "CAM" (Christensen-Andersen-Marasteanu) dans lesquels des expressions analytiques du module complexe (domaine fréquentiel) ou des fonctions de fluage et/ou de relaxation (domaine temporel) sont proposées pour se caler aux données expérimentales, soit des modèles analogiques de type, Huet-Sayegh et 2S2P1D. On préférera utiliser ces derniers, par rapport aux expressions analytiques empiriques, car ils ont une signification et une représentation plus physiques.

Les modèles de base utilisés pour définir la rhéologie de la viscoélasticité linéaire combinent des éléments de type élastique (appelés ressorts) qui admettent la loi de Hooke : $\sigma(t) = E\epsilon(t)$ et des éléments visqueux newtoniens (appelés amortisseurs linéaires) qui intègrent une durée d'application de contrainte : $\sigma(t) = \eta\dot{\epsilon}(t)$.

Le modèle de Maxwell (cf Figure 1.14a), représentant l'assemblage de ces deux éléments primaires en série, caractérise plus le liquide viscoélastique. La fonction de fluage et la fonction de relaxation sont définies par les équations 1.14 et 1.15.

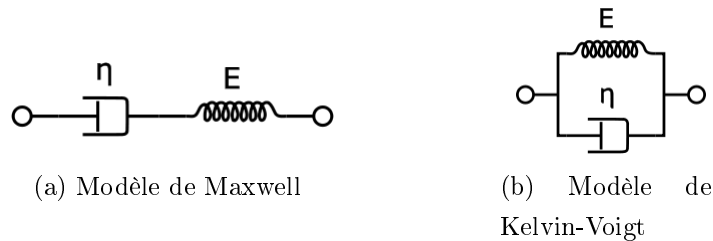


FIGURE 1.14 Modèles viscoélastiques élémentaires

$$J(t) = \frac{1}{E} + \frac{t}{\eta} \quad (1.14)$$

avec E : Le module d'Young, t : la durée d'application de la contrainte, η la viscosité newtonienne.

$$R(t) = Ee^{-\frac{t}{\tau}} \quad (1.15)$$

avec τ : le temps de relaxation, fonction de la température, respectant le Principe d'Équivalence Temps-Température (PETT) par la relation : $\tau(\theta) = \theta_{ref} \times a_T$. On considérera pour la suite un indice pour τ indiquant la température de référence (ex : $\tau_{15^\circ C} = \tau(15^\circ C)$).

Le module complexe, ou fonction de relaxation complexe, de ce modèle s'écrit :

$$E^*(\omega) = E \frac{j\omega\tau}{1 + j\omega\tau} \quad (1.16)$$

Le deuxième modèle élémentaire est celui de Kelvin-Voigt (cf Figure 1.14b), associant les deux éléments de base en parallèle, il caractérise le solide viscoélastique. La fonction de fluage et celle de relaxation s'en trouveront modifiées selon les équations 1.17 et 1.18.

$$J(t) = \frac{1}{E} \left(1 - e^{-\frac{t}{\tau}}\right) \quad (1.17)$$

$$R(t) = E + \eta\delta(t) \quad (1.18)$$

Avec δ : fonction de Dirac

Dans le domaine fréquentiel, ce modèle s'écrira :

$$E^*(\omega) = E (1 + j\omega\tau) \quad (1.19)$$

Le modèle de Kelvin-Voigt ne décrivant pas de manière satisfaisante la relaxation de contrainte, tandis que celui de Maxwell ne décrit pas de manière satisfaisante le fluage, nous pouvons citer également :

- Le modèle de Zener (cf Figure 1.15a) ou modèle du Solide Linéaire Standard (SLS) composé d'un modèle de Maxwell et d'un ressort (apportant l'élasticité instantanée) assemblés en parallèle.
- Le modèle de Burgers (cf Figure 1.15b) qui associe en série un modèle de Maxwell avec un modèle de Kelvin-Voigt pour tenter d'améliorer la description du comportement en fluage.

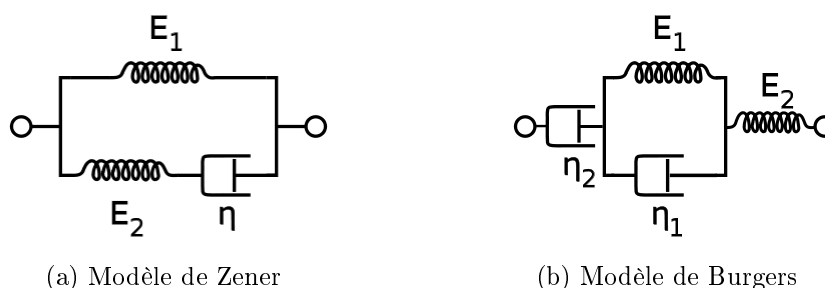


FIGURE 1.15 Modèles viscoélastiques "améliorés"

Ces modèles analogiques simples ne décrivent pas correctement le comportement complexe des matériaux bitumineux, mais ils peuvent constituer les éléments de base

pour des associations plus complexes.

1.2.1.6 Modèles de Maxwell et Kelvin-Voigt généralisés

Le modèle de Maxwell généralisé (cf Figure 1.16a) est constitué d'un groupe de n éléments de Maxwell montés en parallèle, avec éventuellement un ressort et un amortisseur linéaire en parallèle.

Les équations respectives de la fonction de relaxation et du module complexe du modèle de Maxwell généralisé sont données ci-dessous :

$$R(t) = E_{\infty} + \sum_{i=1}^n E_i e^{-\frac{t}{\tau_i}} \quad (1.20)$$

$$E^*(\omega) = E_{\infty} + \sum_{i=1}^n E_i \frac{j\omega\tau_i}{1 + j\omega\tau_i} \quad (1.21)$$

Le modèle de Kelvin-Voigt généralisé (cf Figure 1.16b) est constitué d'un groupe de n éléments de Kelvin-Voigt en série, avec éventuellement un ressort et un amortisseur linéaire en série.

Les équations respectives de la fonction de fluage et du module complexe du modèle de Kelvin-Voigt généralisé sont données ci-dessous :

$$J(t) = \sum_{i=1}^n \frac{1}{E_i} \left(1 - e^{-\frac{t}{\tau_i}}\right) + \frac{1}{E_{\infty}} + \frac{1}{\eta_{\infty}} \quad (1.22)$$

$$E^*(\omega) = \left(E_{\infty} + \sum_{i=1}^n \frac{1}{E_i + j\eta_i\omega} + \frac{1}{E_{\infty}} + \frac{1}{j\eta_0\omega} \right)^{-1} \quad (1.23)$$

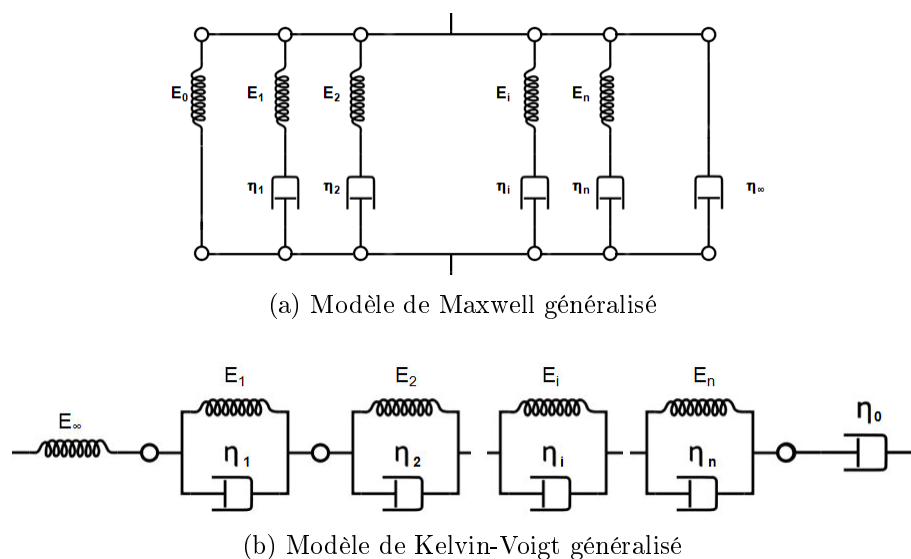


FIGURE 1.16 Modèles viscoélastiques évolués

Ces modèles permettent une description tout à fait satisfaisante du comportement des liants et des enrobés bitumineux à condition qu'un nombre suffisant d'éléments discret (n) soit considéré ($n=8$ apparaît comme un minimum).

Ils ne sont cependant pas toujours appropriés pour la description d'un comportement viscoélastique linéaire complexe. Néanmoins, en augmentant n , la modélisation du comportement est améliorée. L'utilisation d'un modèle constitué d'un nombre infini d'éléments de Maxwell ou de Kelvin-Voigt, par là même caractérisé par un spectre continu, est une amélioration possible.

1.2.1.7 Modèles de Huet et Huet-Sayegh

L'ajout principal dans ces modèles est l'élément parabolique. C'est un élément de base qui possède une fonction de fluage de type parabolique et, en conséquence, un module complexe s'écrivant comme suit :

$$J(t) = a \left(\frac{t}{\tau} \right)^h \tag{1.24}$$

$$E^*(\omega) = \frac{(j\omega\tau)^h}{a\Gamma(h+1)} \tag{1.25}$$

avec : a : constante sans dimension,

τ : temps caractéristique, fonction de la température (selon PETT),

h : exposant tel que $0 < h < 1$, et $h \rightarrow \lim_{\omega \rightarrow 0} \frac{E''}{E'}$,

Γ : fonction Gamma, tel que $\Gamma(n) = \int_0^\infty t^{n-1} e^{-t} dt$ avec $n > 0$ ou $Re(n) > 0$.

Le modèle de Huet [Hue63] fut initialement proposé pour modéliser le comportement des liants et des enrobés bitumineux. Il s'agit d'un modèle analogique constitué d'un assemblage d'un ressort de rigidité E_∞ (qui représente le module instantané, appelé également module vitreux) et de deux éléments à fluage parabolique : $J_1(t) = at^h$ et $J_2(t) = bt^k$, montés en série (cf Figure 1.17a).

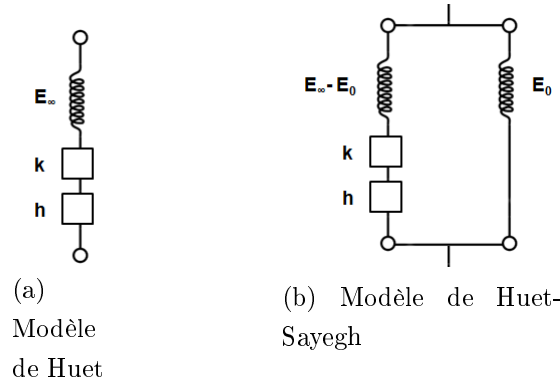


FIGURE 1.17 Modèles viscoélastiques à spectres continus

Les équations respectives de la fonction de fluage et du module complexe de ce modèle sont données ci-dessous :

$$J(t) = \frac{1}{E_\infty} \left(1 + \delta \frac{(t/\tau)^k}{\Gamma(k+1)} + \delta \frac{(t/\tau)^h}{\Gamma(h+1)} \right) \quad (1.26)$$

$$E^*(\omega) = \frac{E_\infty}{1 + \delta (j\omega\tau)^{-k} + (j\omega\tau)^{-h}} \quad (1.27)$$

où : δ : constante sans dimension, E_∞ : limite du module complexe quand $\omega\tau \rightarrow \infty$.

Ce modèle permet déjà de "caler" sur les valeurs expérimentales plus précisément par rapport aux approches à spectres discrets dans le plan de Cole-Cole. La fonction complexe, tend, dans ce plan, vers l'origine pour des températures croissantes (et fréquences décroissantes), et vers une asymptote (E_∞) quand la fréquence tend vers l'infini (et que la température décroît). Les paramètres h et k du modèle sont reliés aux pentes à l'origine et au point asymptotique E_∞ tel que :

$$\begin{aligned} 0 < k < h < 1, \\ h &\rightarrow \lim_{\omega \rightarrow 0} \frac{E''}{E'}, \\ k &\rightarrow \lim_{\omega \rightarrow +\infty} \frac{E''}{E'}. \end{aligned}$$

Le modèle de Huet-Sayegh [Say65] diffère de celui de Huet pour les basses fréquences et les hautes températures. Le modèle de Huet donne, en effet, un comportement fluide aux

enrobés dans le domaine des basses fréquences et des hautes températures. En particulier, la norme du module complexe tend vers zéro à haute température et basse fréquence. Pour ce même domaine de fréquence et de température, Sayegh obtient une courbe du module complexe qui tend vers un module réel non nul, appelé module statique, noté E_0 , qui est très faible par rapport à E_∞ (cf Figure 1.18). Le module statique, E_0 , dépend probablement du squelette granulaire. Le modèle de Huet-Sayegh est obtenu en associant en parallèle au modèle de Huet un ressort de raideur E_0 représentant le module statique (cf Figure 1.17b).

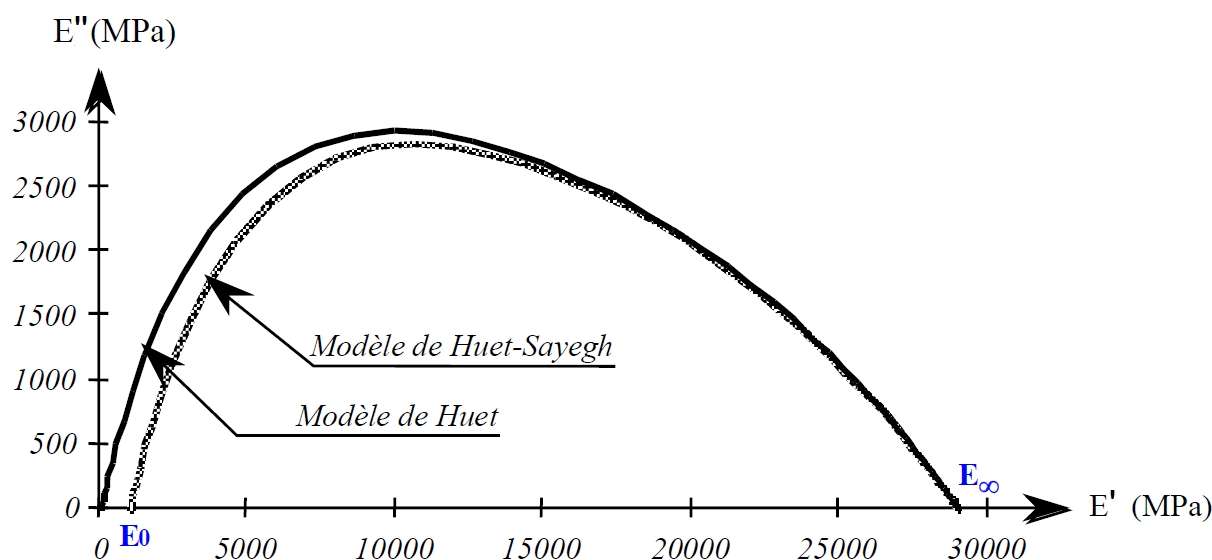


FIGURE 1.18 Exemple de courbes de module complexe des modèles de Huet et de Huet-Sayegh dans le plan de Cole-Cole [Say65]

Le module complexe du modèle de Huet-Sayegh est donné par l'expression suivante :

$$E^*(\omega) = E_0 + \frac{E_\infty - E_0}{1 + \delta (j\omega\tau)^{-k} + (j\omega\tau)^{-h}} \quad (1.28)$$

avec E_0 : le module statique quand $\omega\tau \rightarrow 0$. Pour $E_0 = 0$, le modèle est celui initialement proposé par Huet.

Seulement six constantes (δ , k , h , E_∞ , E_0 et τ) (Équation 1.28) sont nécessaires pour déterminer le comportement viscoélastique linéaire du matériau considéré à une température de référence donnée. Ces six constantes peuvent être obtenues par un procédé d'optimisation à partir des résultats de module complexe.

Contrairement au modèle de Huet, aucune expression analytique de la fonction de fluage du modèle de Huet-Sayegh n'est disponible dans le domaine temporel. Pour une modélisation dans le domaine temporel, sous sollicitation rapide, on lui préfère donc, en général, le modèle d'Huet.

1.2.1.8 Modèle 2S2P1D

Olard [ODB03] a montré que le modèle précédent n'est pas suffisamment adapté pour la gamme de fréquence rencontrée lors des essais de type FWD. Il propose donc un autre modèle nommé 2S2P1D ("two" Spring, "two" Parabolic element, "one" Dashpot). Il consiste à généraliser le modèle de Huet-Sayegh en ajoutant un amortisseur linéaire η en série avec les deux éléments paraboliques et le ressort de rigidité $E_\infty - E_0$. Il améliore ainsi la modélisation du comportement viscoélastique des matériaux bitumineux aux faibles fréquences et/ou aux hautes température. Ce modèle est valable aussi bien pour les liants que les enrobés (cf Figure 1.19).

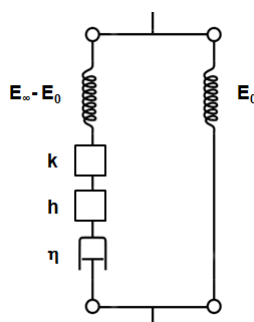


FIGURE 1.19 Modèle 2S2P1D

À une température donnée, le modèle 2S2P1D impose une septième constante par rapport au modèle Huet-Sayegh : β , sans dimension, reliée à η , la viscosité newtonienne par la relation : $\eta = (E_\infty - E_0) \beta \tau$

Son module complexe est donné par l'expression suivante :

$$E^*(\omega) = E_0 + \frac{E_\infty - E_0}{1 + \delta (j\omega\tau)^{-k} + (j\omega\tau)^{-h} + (j\omega\beta\tau)^{-1}} \quad (1.29)$$

et un exemple de calage sur des valeurs expérimentales est proposé en figure 1.20 :

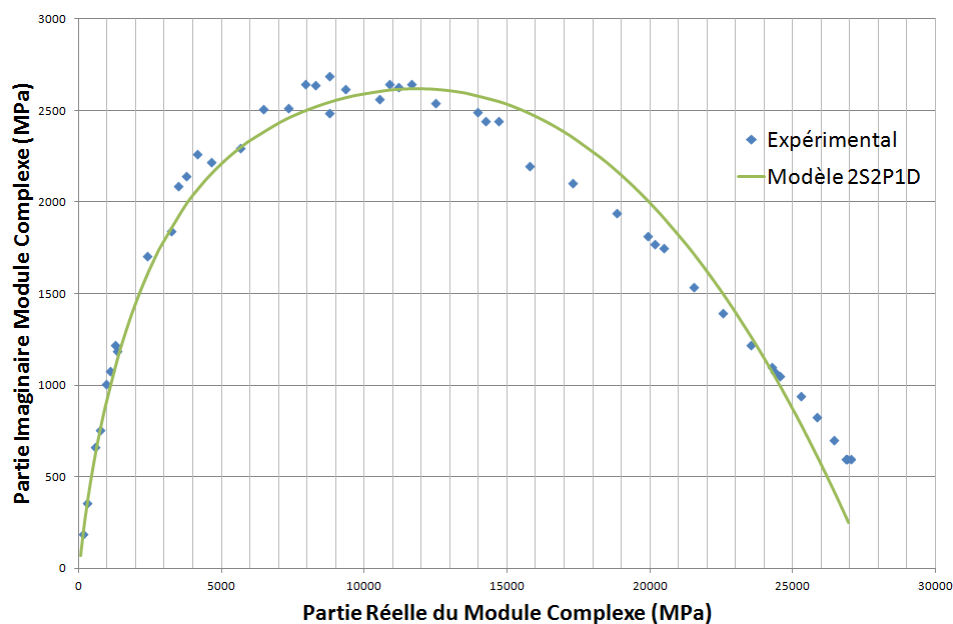


FIGURE 1.20 Calage des valeurs expérimentales du BBC0/6 sur le modèle 2S2P1D dans le plan de Cole-Cole

1.2.2 Les couches d'assises et la couche de forme

1.2.2.1 Comportement mécanique

Les propriétés des matériaux granulaires découlent de trois caractéristiques :

- l'interaction entre les grains ;
- l'organisation des pores entre les grains ;
- l'eau comprise dans ces pores.

Les mécanismes de déformation tels que la consolidation, la distorsion et l'attrition des matériaux ne sont pas encore compris et différents facteurs affectent le comportement élastique sous chargement routier (équivalent à un chargement cyclique en laboratoire), tels que le niveau de contrainte et de déformation, le chemin de contrainte, la granulométrie, la masse volumique et la teneur en eau. On retiendra, parmi les plus importants, ceux qui contrôlent le comportement réversible de ce type de matériaux : le niveau et l'historique des contraintes.

1.2.2.2 Définition des modules

La figure 1.21 montre les courbes typiques obtenues en conditions cycliques lors des essais triaxiaux à chargements répétés en condition drainée pour des matériaux granulaires dilatants.

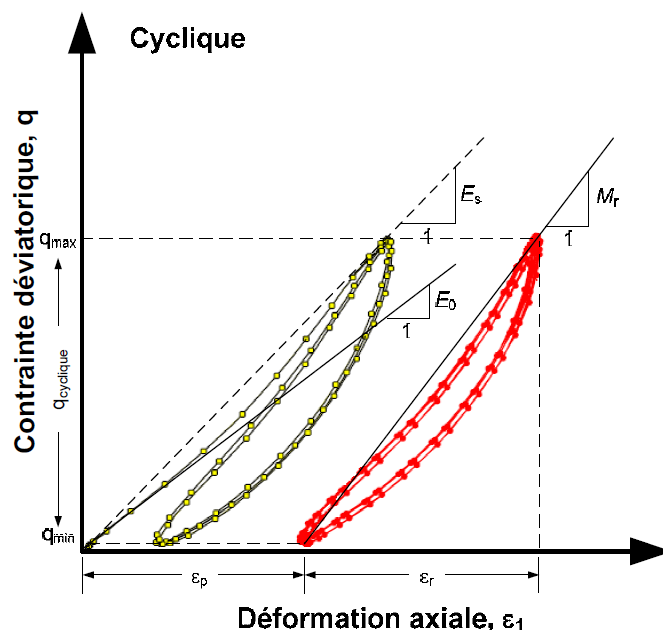


FIGURE 1.21 Définition des modules élastiques lors d'essais triaxiaux cyclique [Gre07].

Au début de l'essai, on définit le module d'Young initial (E_0). Lorsque la contrainte q_{max} , inférieure à la contrainte de rupture, est atteinte, on définit un module sécant (E_s). Après plusieurs cycles de chargement sous une contrainte déviatorique cyclique ($q_{cyclique}$) qui reproduisent en quelque sorte les passages du trafic, les déformations axiales permanentes se sont accumulées (ϵ_p) et deviennent très faibles d'un cycle à l'autre. A ce moment, les déformations axiales sont essentiellement élastiques (ϵ_r). On définit alors le module réversible (M_r) comme étant le ratio entre la contrainte déviatorique cyclique et la déformation axiale élastique :

$$M_r = \frac{q_{cyclique}}{\epsilon_{1r}} \quad (1.30)$$

Ce module est équivalent au module d'Young sécant lorsque les déformations plastiques sont négligeables après plusieurs cycles de chargement.

1.2.2.3 Domaine non-linéaire

Plusieurs approches ont été développées pour l'interprétation des essais triaxiaux à chargements répétés. Nous retiendrons celles basées sur la représentation du comportement élastique non-linéaire avec M_r .

On obtient simplement, à partir d'essais, une relation entre les niveaux de contraintes (représentés par la contrainte volumique totale : θ , la somme des contraintes principales) et le module réversible par ajustement de courbes. Le tableau 1.3 synthétise l'étude menée par Grenier [Gre07] sur les différents modèles développés pour les matériaux

granulaires, tous évolués à partir du modèle original $K - \theta$ où p est la contrainte volumique moyenne, q la contrainte déviatorique, ϵ_v la déformation volumétrique et ϵ_d la déformation déviatorique. Des paramètres de régression K_i sont utilisés pour ajuster le modèle aux données expérimentales.

Modèle	Sources
$M_r = K_1 \sigma_3^{K_2}$	Dunlap (1963) ; Monismith et al. (1967)
$M_r = K_3 \theta^{K_4}$	Seed et al. (1967) ; Brown et Pell (1967)
$M_r = K_5 p_a \left(\frac{\theta}{p_a} \right)^{K_6} \left(\frac{q}{p_a} \right)^{K_7}$	Uzan (1985)
$M_r = K_8 \left(\frac{J_2}{\tau_{oct}} \right)^{K_9}$	Johnson et al. (1986)
$M_r = K_{10} p_a \left(\frac{\theta}{P_a} \right)^{K_{11}} \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a} \right)^{K_{12}}$	Witczak et Uzan (1988)
$M_r = K_{13} \left(\frac{p}{q} \right)^{K_{14}}$	Tam et Brown (1988)
$M_r = K_{15} (\theta_o^2 + \theta_p^2)^{K_{16}} (1 + \tau_{oct})^{K_{17}} K_0^{-0.7}$ avec $K_{16} = 0.22 (1 - P_{200})$ et $K_{17} = -0.34 P_{200}$	Yang (1988)
$M_r = K_{18} p^{K_{19}} q^{K_{20}} \sigma_3^{K_{21}}$	Itani (1990)
$M_r = K_{22} q^{K_{23}} \sigma_3^{K_{24}}$	Pezo et Hudson (1994) ; Garg et Thompson (1997)
$M_r = K_{25} p_a \left(\frac{\theta - 3K_{28}}{p_a} \right)^{K_{26}} \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a} + K_{29} \right)^{K_{27}}$	Andrei (1999)
$M_r = K_{30} p_a \left(\frac{\theta}{p_a} \right)^{K_{31}} \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a} + 1 \right)^{K_{32}}$	Yau et Von Quintus (2002)

Tableau 1.3 Modèles M_r existants utilisés pour décrire le comportement élastique non-linéaire des matériaux granulaires de fondations d'après [Gre07]

Nous citerons que le modèle $K - \theta$ de Seed et al. (1967) convient également pour décrire le comportement élastique non linéaire des sols cohérents.

1.2.3 Le sol support et la couche rigide

1.2.3.1 Module de Boussinesq

En 1885, Boussinesq a développé les équations analytiques pour déterminer les déplacements, les contraintes et les déformations dans un milieu semi-infini pour une charge ponctuelle appliquée en surface. La déflexion en surface (y) à une distance radiale r est définie par :

$$y = \frac{(1 - \nu^2) F}{\pi r E} \quad (1.31)$$

où F est la force du chargement, ν le coefficient de poisson et E le module d'Young défini pour un matériau parfaitement élastique. L'équation 1.31 est asymptotique pour $r = 0$,

y tendant vers l'infini. Dans le cas d'une charge appliquée sur une plaque circulaire de rayon a , la déflexion sous la plaque ($r > a$) est exprimée par :

$$y = \frac{4(1 - \nu^2) Fa}{\pi E} \int_0^{\pi/2} \left\{ 1 - \left(\frac{r}{a}\right)^2 \sin^2 \phi \right\}^{1/2} d\phi \quad (1.32)$$

où ϕ est l'angle entre le vecteur pointant vers le périmètre du cercle depuis le point situé à une distance $r < a$ et l'axe passant par ce dernier point et le centre de la plaque.

Au bord de la plaque ($r/a = 1$), l'intégrale de l'équation 1.32 est égale à 1.

Au centre de la plaque ($r/a = 0$), l'intégrale de l'équation 1.32 est égal à $\pi/2$, la déflexion verticale est alors exprimée par :

$$y_0 = \frac{2(1 - \nu^2) Fa}{E} \quad (1.33)$$

Au delà d'une distance $r/a > 2$, l'influence de la plaque devient négligeable et la déflexion équivaut à celle d'une charge ponctuelle.

Connaissant les déflexions via le FWD (voir § 1.3.1.1) à une distance radiale choisie, il suffit d'inverser les équations précédentes pour déterminer le module d'Young du milieu semi-infini homogène et isotrope, appelé alors module de Boussinesq ou module de surface.

On précisera ce terme, car il s'agit en fait d'un module équivalent dans le cas d'une structure multicouches appelé module apparent.

Cette grandeur sert à identifier un comportement élastique linéaire ou non linéaire dans le sol sous la structure de chaussée. Dans le cas d'une structure multicouches, la courbe du module apparent en fonction de la distance radiale diminue fortement en s'éloignant de la charge et atteint rapidement une valeur asymptotique qu'aurait une couche équivalente (cf Figure 1.22).

1.2.3.2 Profondeur du substratum

Plusieurs études ont montré que la présence du roc à faible profondeur influence significativement l'analyse des déflexions, notamment en cas d'analyse inverse. Ce phénomène s'observe aussi lorsque le module du sol augmente avec la pression des terres.

Le module du sol peut-être alors surévalué si on suppose une épaisseur semi-infinie de sol, alors que le roc se trouve près de la surface, et le bassin de déflexion se trouvera translaté vers le haut (diminution de toutes les déflexions).

Dans ce cas, la courbe du module apparent, quant à elle, n'atteint pas de valeur asymptotique mais on constate une remontée des valeurs du module de surface après avoir atteint la valeur minimale sur la Figure 1.22.

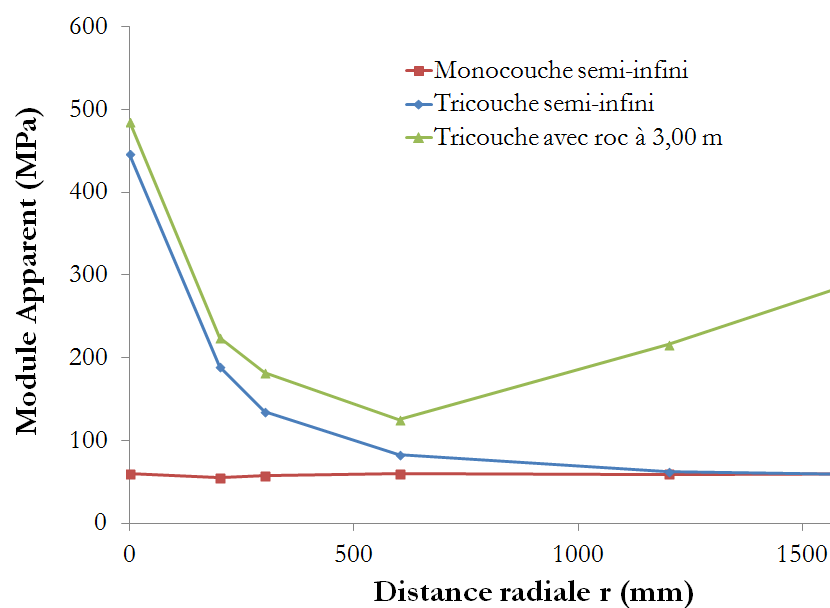


FIGURE 1.22 Influence de la présence d'un substratum à 3,00 m de profondeur sur le module apparent [Gre07].

Il existe des procédures qui permettent d'estimer la profondeur "apparente" de cette couche rigide afin d'améliorer les rétrocalculs. L'une d'elle consiste à déterminer à quelle distance radiale la ligne de distribution des contraintes croise la profondeur à laquelle se trouve le roc. A cette distance, la déflexion en surface devient nulle et correspond à la profondeur du roc. Le prolongement théorique de la courbe des déflexions en fonction de a/r (avec a : rayon de la plaque de chargement, et r la distance radiale) jusque sur l'abscisse (cf Figure 1.23). En divisant a par la valeur obtenue sur l'axe des abscisses, On trouve une profondeur de substratum.

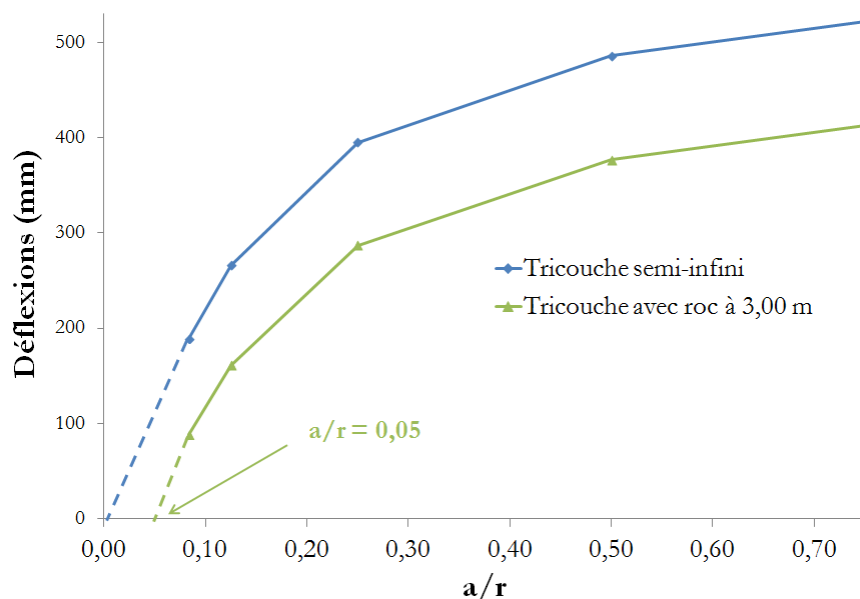


FIGURE 1.23 Détermination de la profondeur du roc (adapté d'Irwin)

Cette approche, nous permet d'introduire une couche rigide dite "apparente", utile pour les analyses inverses, qui viendra compenser l'effet du comportement élastique non-linéaire du sol sur les déflexions. Sa profondeur reste toutefois l'objet de controverses et son estimation (graphique en partie) reste relativement imprécise. Elle donne cependant une valeur initiale pour éviter de converger vers une valeur aberrante.

1.3 Les outils CND par méthodes d'impact à basses fréquences

Dans cette section, nous nous limiterons à la description, dans la grande famille des outils de Contrôle Non Destructif (CND) utilisés sur les structures de chaussée, aux mesures de déflexions. Nous nous concentrerons sur la méthode FWD, en tentant de mettre en évidence ce qui peut être modifié ou amélioré quant à l'interprétation de ses résultats jusqu'alors principalement limité à l'aspect "statique". Ici, l'analyse va considérer la totalité des signaux temporels.

1.3.1 Les outils de simulation d'une charge usuelle - Méthode d'impédance mécanique

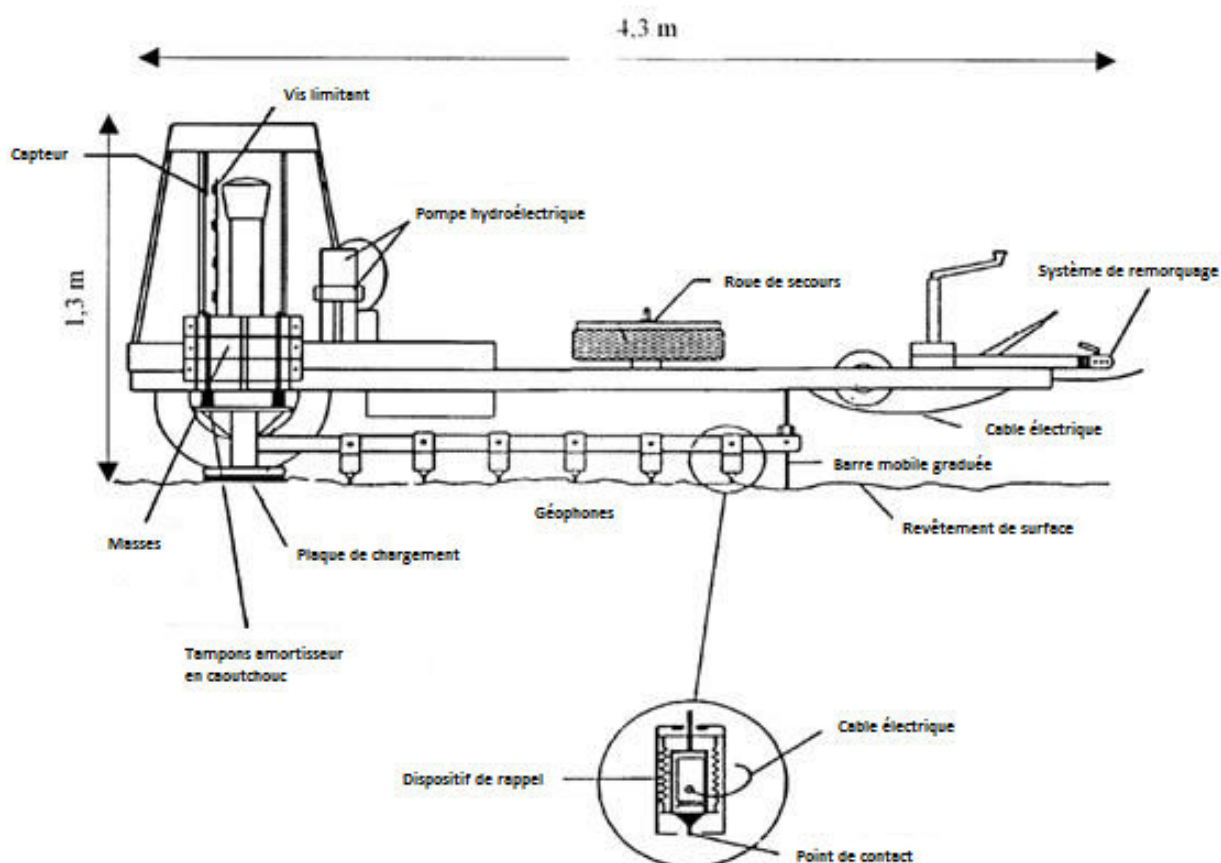
1.3.1.1 Falling Weight Deflectometer (FWD)

Le FWD (cf Figure 1.24) est un appareil d'essai non destructif conçu pour reproduire, à l'aide d'un impact sur un disque en contact avec la surface de la chaussée, la charge

correspondant à un demi-essieu d'un camion se déplaçant entre 50 et 70 km/h et à mesurer, au même moment, les déflexions (déplacements verticaux en surface) générées à la surface de la chaussée. La hauteur de chute de la masse étant variable, plusieurs charges peuvent être obtenues, elles sont comprises entre 20 et 75 kN.



(a) FWD - Brochure DYNATEST



(b) Schéma de principe

FIGURE 1.24 Schéma de principe

Cet appareil permet d'effectuer la comparaison relative des chaussées sur la base d'indices de déflexion, de déterminer la capacité structurale des chaussées, de déterminer

les modules d'élasticité des couches de matériaux par rétrocalcul, de calculer les déformations et les contraintes dans la chaussée, d'évaluer l'intégrité structurale des chaussées rigides (transfert de charge aux fissures et joints, détection des vides sous les dalles, etc...), de déterminer la capacité structurale des chaussées non revêtues, d'effectuer le contrôle de qualité durant la construction.

Des versions lourdes nommées Heavy Weight Deflectometer (HWD) sont utilisées pour effectuer les mêmes essais de déflexion sur les pistes aéroportuaires où les charges requises peuvent atteindre 250 kN [Bro10].

Des versions légères nommées Light Weight Deflectometer (LWD) ou Portable Falling Weight Deflectometer (PFWD) sont également utilisées de la même manière. Il s'agit de la version portable des précédents où la masse ne dépassant pas 20 kg est directement manipulée par l'opérateur [VQMN+09].

Les derniers appareils disposent de systèmes d'amortisseurs spécialement conçus pour produire un chargement d'une forme similaire à une demie sinusoïde dont la durée est de 25 à 30 ms (générant des signaux dans la gamme des Basses Fréquences : BF) et l'intensité peut être ajustée entre 10 et 150 kN. La charge est mesurée par une cellule de charge installée au-dessus d'une rotule sphérique centrée sur une plaque circulaire de 300 mm de diamètre (ou 450 mm selon les modèles). Selon la configuration du modèle, plusieurs géophones (jusqu'à 15 pour certains) permettent d'obtenir les déflexions excentrées de la charge selon le calpinage choisi, jusqu'à 2,40 m du centre de la charge. Il sont installés sous une barre mobile graduée facilitant leur positionnement manuel à la distance radiale voulue. Le monitoring des signaux obtenus, ainsi que les opérations du FWD sont pilotés à distance, grâce à un ordinateur embarqué à bord du véhicule de remorquage.

Le gradient thermique dans la couche de revêtement en enrobé bitumineux est un facteur important pour l'analyse des mesures de déflexion. Cependant, les appareils FWD mesurent uniquement la température de l'air et celle à la surface du revêtement par infrarouge. L'opérateur FWD doit, dans la procédure de prises de mesures, réaliser trois trous dans le revêtement à 25 mm de la surface, au milieu, et à 25 mm du fond de la couche bitumineuse, injecter une huile minérale dans les trous pour assurer la conduction de la température dans le trou et mesurer celle-ci à l'aide d'une sonde.

1.3.1.2 Interprétation statique des essais FWD

L'analyse statique qui consiste à s'intéresser uniquement aux déflexions maximales obtenues sur l'ensemble des géophones permet de déterminer les modules des couches de

la structure, et d'évaluer le comportement structural des chaussées. L'interprétation des essais consiste à étudier les valeurs et la forme du bassin de déflexion qui est la courbe des valeurs de déplacements maximums obtenus par les géophones en fonction de leurs excentrement du point d'impact de la charge.

En principe, les déflexions mesurées aux géophones les plus éloignés du point d'application de la charge reflètent le comportement des couches plus en profondeur (sol support), alors que celles obtenues aux géophones à proximité du point d'impact de la charge représentent l'effet composé de toutes les couches de la chaussée. Ce phénomène est expliqué par une distribution des contraintes verticales dans la chaussée sous la plaque circulaire.

Différents paramètres de déflexion ont été proposés [Gre07] pour caractériser la forme du bassin et fournir une évaluation approximative de la rigidité des couches de la chaussée. Les principaux paramètres sont :

- la déflexion maximale du bassin de déflexion : y_{min} (en μm), qui donne un ordre de grandeur de la qualité structurale globale de la chaussée ;
- l'indice de courbure de surface : $SCI = y_{min} - y_{300}$ (en μm), relié à la rigidité des premiers 200 mm de profondeur (approximativement, la couche de surface) ;
- l'indice de dommage de la base : $BDI = y_{300} - y_{600}$ (en μm) relié à la couche de fondation supérieure entre 200 et 400 mm de profondeur ;
- l'indice de courbure de la base : $BCI = y_{600} - y_{900}$ (en μm), relié à la couche de sous-fondation entre 400 et 800 mm de profondeur ;
- l'aire du bassin normalisée : $A_N = \frac{1}{y_0} \sum_{i=1}^{n_{\text{capteur}}-1} (y_{r_i} + y_{r_{i+1}}) (r_{i+1} - r_i)$ (en mm), fournit une assez bonne indication de la rigidité des couches liées ;
- le module de rigidité de l'impulsion : $ISM = F_{max}/y_{min}$ (en $\text{kN}/\mu\text{m}$), est en quelque sorte, une rigidité globale de la chaussée.

1.3.2 Les outils de détection de défauts - Méthode de propagation d'ondes mécaniques

Jean Michel Simonin [Sim05] présente une étude et une méthodologie complète pour deux outils permettant de détecter les défauts dans les structures de chaussée, ainsi que sa contribution à l'étude de l'auscultation des chaussées par ces méthodes.

1.3.2.1 Impact Echo (IE)

L'impact Echo (cf Figure 1.25) est une méthode existante depuis 1983, mais synthétisée et définie par Sansalone en 1989 [SC89]. Basée sur un principe de contrôle non destructif et utilisée à l'origine sur des structures en béton armé et maçonneries, elle est depuis quelques années appliquée pour les structures bitumineuses. Elle consiste à générer des ondes en

appliquant un impact sur l'ouvrage (au moyen de billes de différents diamètres) et à analyser le spectre des réponses obtenues par un capteur à proximité du point d'impact.

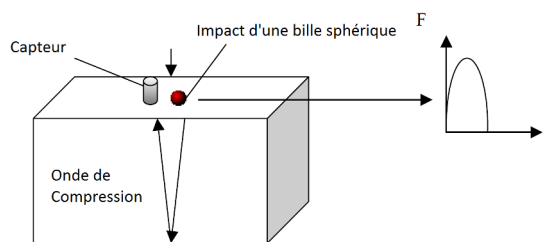


FIGURE 1.25 Principe de la méthode IE

Selon les résultats obtenus, plusieurs applicatifs ont été développés. Nous citerons :

- la détection de cavités ou de nids de gravier ;
- la détection de vide, de fissures, de délaminations de couches ou de plan de décollement ;
- la recherche de défauts d'injection dans les gaines de précontraintes ;
- la détermination des épaisseurs dans les ouvrages ;
- la mesure de la profondeur d'une interface de structure multicouche.

L'étude sur matériau bitumineux est réalisée dans le domaine fréquentiel uniquement où le calcul des vitesses d'onde est prépondérant ainsi que l'étude des allers et retours des ondes de compression, avec cependant quelques difficultés :

- la texture du matériau en surface est moins homogène que le béton, ce qui rend la mesure difficile ;
- à haute température, l'amortissement viscoélastique rend difficile la réalisation des essais ;
- il est nécessaire d'ajuster les résultats en fonction de la dépendance fréquentielle et thermique du matériau.

1.3.2.2 Colibri

Le Colibri (cf Figure 1.26) est un appareil défini par Bats-Villard en 1991 [Bat91]. Il permet l'auscultation des interfaces de chaussée grâce à l'analyse spectrale de signaux recueillis par un accéléromètre (réponse verticale principalement) d'une série de trois chocs produits par un marteau instrumenté. Ce dispositif de mesure est compris dans un bâti et maintenu à la surface de chaussée (système masse-resort). L'essai est reproduit tout le long de zone d'étude à intervalle régulier (compromis entre la longueur de la zone et la durée raisonnable de l'intervention).

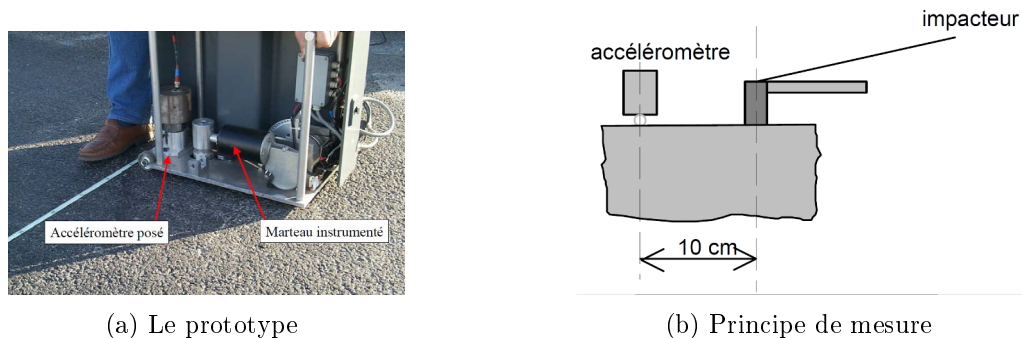
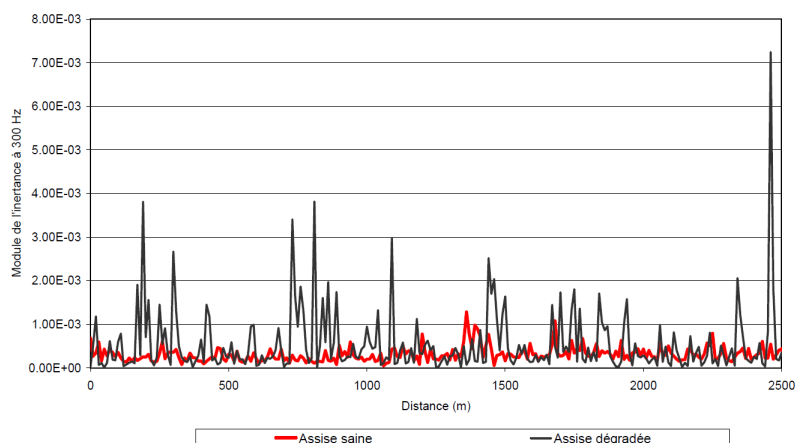
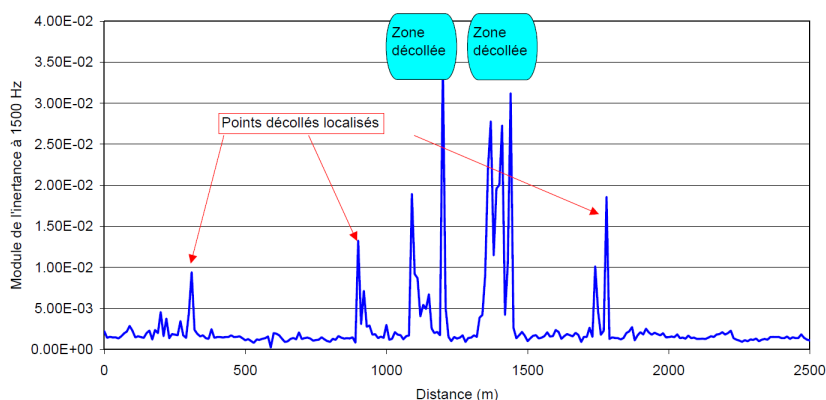


FIGURE 1.26 Système Colibri [Sim05]

Les transformées de Fourier des signaux de force et d'accélération recueillis sont calculées dans un premier temps et la fonction de réponse en fréquence appelée Inertance est déterminée (rapport fréquentiel du signal émis sur le signal reçu). Les valeurs à 300 Hz et 1500 Hz de cette fonction sont extraites pour chaque point d'impact, ce qui donne une représentation sous forme de deux "schémas itinéraires" (Valeur de l'inertance à 300 ou 1500 Hz, en fonction de la distance parcourue). L'analyse de ces données permet de déterminer l'état du haut de l'assise (plus visible sur le schéma à 300 Hz, cf Figure 1.27a) ainsi que les défauts locaux de type décollement (on se sert alors du schéma à 1500 Hz, cf Figure 1.27b).



(a) Schémas itinéraire obtenus à 300 Hz dans le cas d'une assise saine ou dégradée



(b) Schémas itinéraire obtenus à 1500 Hz dans le cas d'une assise saine, mais localement dégradée

FIGURE 1.27 Exemple de résultats obtenus par le système Colibri ([Sim05])

L'interprétation des essais de cet appareil, développé par l'IFSTTAR, sur uniquement deux fréquences ne permet pas de préciser la nature du défaut. Simonin [Sim05] a étudié la problématique de la sensibilité de la méthode à la nature ou à la taille du défaut, et considère que l'information est plus cohérente si l'on considère plutôt une bande de fréquence limitée à 5000 Hz et une température d'essai inférieure à 25°C. L'étude de cette fonction d'inertance doit tenir compte des modes propres "parasites" de la structure pour une bonne estimation via cette méthode.

Les analyses statiques des réponses des systèmes d'impact vus précédemment sont basées sur l'étude et la comparaison des valeurs maximales de la charge et des déflexions. Cela conduit systématiquement à des erreurs dans l'estimation des modules des matériaux de la chaussée, du fait de l'aspect dynamique de l'essai.

1.3.2.3 Radar de chaussée

Le radar de chaussée (géoradar ou GPR : Ground Penetrating Radar - cf Figure 1.28) est un moyen complémentaire non destructif qui permet de réaliser en temps réel l'imagerie d'un corps de chaussées. Les composants de base du système consiste en une antenne émettrice/réceptrice et une interface pour l'acquisition et la visualisation des mesures. Dans le domaine des chaussées, cet outil est principalement utilisé pour la détermination du nombre de couches composant la chaussée et leurs épaisseurs respectives, la détection de défauts (vide, décollement d'interface et fissures), le contrôle de la densité des matériaux et l'évaluation de la profondeur du roc.

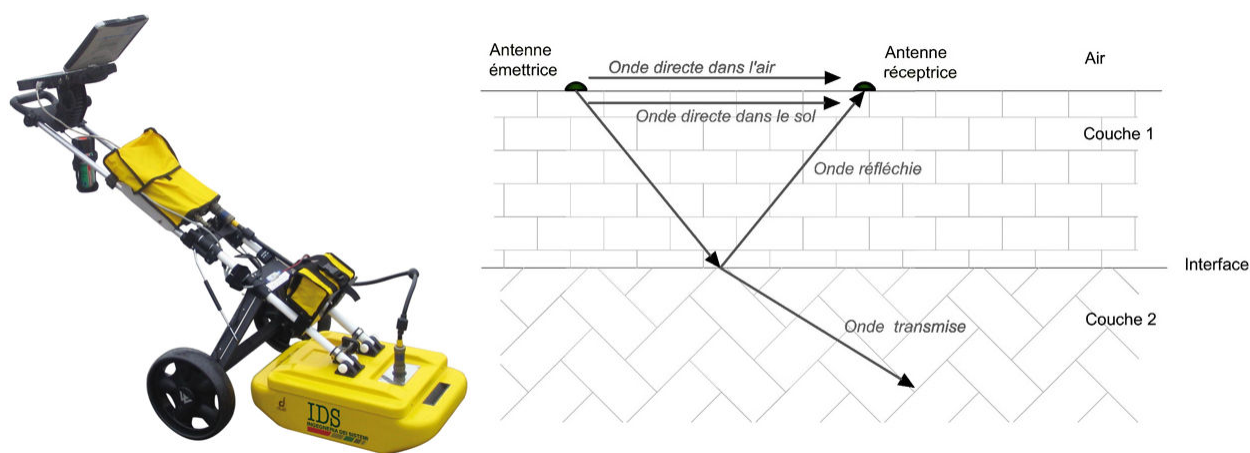


FIGURE 1.28 Radar de sol - GPR

Le principe de fonctionnement du radar repose sur l'étude de la propagation d'ondes électromagnétiques dans le milieu considéré. L'antenne émettrice envoie des impulsions électromagnétiques de très courte durée qui se propagent dans la structure et se réfléchissent partiellement sur les interfaces entre couches du fait du contraste de leurs constantes diélectriques (changement dans les propriétés de conduction du courant électrique). Les échos sont enregistrés en fonction du temps par l'antenne réceptrice. Les caractéristiques de la structure sont déterminées à partir de l'amplitude et le temps de retour à l'antenne de chaque onde réfléchie. Les données brutes peuvent être traitées à l'aide d'un logiciel de pointage semi-automatique afin d'améliorer la lisibilité des profils radar (radargrammes). Cette technique présente plusieurs avantages :

- détermination rapide et aisée des épaisseurs de couches,
- auscultation sans perturbation de la circulation puisque les mesures peuvent être réalisées jusqu'à 100 km/h,
- possibilité d'intégration avec le déflectomètre à masse tombante (FWD) afin de fournir les épaisseurs de couches en chaque point de mesures FWD.

Les points faibles du GPR :

- il nécessite une antenne pour chaque profondeur de pénétration désirée (antenne 400MHz : 0-3m, antenne 1GHz : 0-1m, antenne 1.5GHz : 0-0.5m),
- la présence d'eau réduit la profondeur d'investigation ce qui rend impossible la mesure en temps de pluie à cause de sa constante diélectrique élevée.

1.4 Présentation de l'analyse dynamique

L'analyse dynamique est donc plus appropriée car elle permet d'utiliser tout l'historique des déflexions pour un calage de valeur, ce qui précise l'information. Elle est, de plus, physiquement plus réaliste, parce qu'elle prend en compte les phénomènes transitoires de propagation des ondes dans les couches de chaussée et les propriétés des enrobés bitumineux peuvent être caractérisées par des fonctions de fluage dans le temps ou par le module complexe dans le domaine des fréquences (l'analyse statique est limitée à l'élasticité). Enfin, une meilleure compréhension physique de la chaussée peut être obtenue par l'analyse dynamique, comme : la présence d'une couche rocheuse, la réponse modale et les réflexions et réfractions entre les couches.

L'analyse dynamique repose sur l'équation de mouvement qui est donnée par la relation suivante pour un milieu homogène, isotrope et d'élasticité linéaire :

$$(\lambda + G) \nabla \nabla \cdot \mathbf{y} + G \nabla^2 \mathbf{y} = \rho \ddot{\mathbf{y}} \quad (1.34)$$

où λ et G sont les constantes élastiques de Lamé, \mathbf{y} est le vecteur de déplacement, $\nabla \cdot \mathbf{y}$ est la divergence et $\nabla^2 \mathbf{y}$ est le Laplacien de \mathbf{y} .

La résolution de cette équation peut être effectuée par une approche temporelle ou fréquentielle.

1.4.1 Approche temporelle

1.4.1.1 Principes communs

Plusieurs méthodes ont été utilisées pour rétrocalculer les paramètres intrinsèques de la chaussée. On peut soit considérer l'ensemble de l'historique des déflexions et les comparer à chaque pas de temps, ce qui peut se révéler coûteux en temps de calcul, soit utiliser une partie de l'historique (en règle générale, autour des déflexions maximales), ou encore utiliser un paramètre supplémentaire (en plus de ceux utilisés pour une analyse statique), à savoir le retard (déphasage entre géophones).

L'approche temporelle consiste à discrétiser l'équation différentielle de la dynamique à partir de la technique d'intégration temporelle directe. Les schémas d'intégration

numériques les plus répandus dans les codes de calcul sont ceux de la famille des schémas de Newmark. Ces schémas permettent de calculer les déplacements et les vitesses à chaque pas de temps en cherchant à approcher les dérivées temporelles de la façon suivante :

$$y_{t+\Delta t} = y_t + \Delta t \dot{y}_t + \left(\frac{1}{2} - \beta\right) \Delta t^2 \ddot{y}_t + \beta \Delta t^2 \ddot{y}_{t+\Delta t} \quad (1.35)$$

$$\dot{y}_{t+\Delta t} = \dot{y}_t + (1 - \gamma) \Delta t \ddot{y}_t + \gamma \Delta t \ddot{y}_{t+\Delta t} \quad (1.36)$$

Avec Δt l'incrément de temps, β et γ les constantes d'approximations qui définissent les propriétés du schéma choisi parmi les différents schémas de la famille de Newmark présentés dans le tableau 1.4 :

Algorithme	γ	β	Limite de stabilité $\omega \Delta t$	Erreur sur la période $\frac{\Delta t}{T}$
Différence centrée	$\frac{1}{2}$	0	2	$-\frac{\omega^2 \Delta t^2}{24}$
Fox & Goodwin	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{12}$	2.45	$O(\Delta t^3)$
Accélération linéaire	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{6}$	3.46	$\frac{\omega^2 \Delta t^2}{24}$
Accélération moyenne	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{4}$	∞	$\frac{\omega^2 \Delta t^2}{12}$

Tableau 1.4 Quelques algorithmes de la famille de NEWMARK

Le choix d'une méthode est généralement dicté par le contenu fréquentiel du chargement appliqué qui fixe la taille du pas de temps. Les schémas précis au second ordre des différences centrées et de l'accélération moyenne sont privilégiés pour les faibles erreurs d'amplitude et de périodicité qu'ils engendrent.

La solution de cette équation peut être obtenue par des méthodes semi-analytiques ou numériques de type Éléments Finis.

1.4.1.2 Méthode numérique - FEM

La méthode des éléments finis (Finite Element Method : FEM) à été présentée par Uddin en 2002 ([Udd02]) pour la simulation des essais FWD. Les intérêts de cette méthode sont nombreux comme :

- la possibilité de modéliser le comportement non linéaire des matériaux sous chargement dynamique ;
- la possibilité de modéliser des cas de géométrie complexe (dès que les modèles multicouches, continus, élastiques et linéaires s'avèrent trop simplistes) ;
- l'intégration de modèles de comportement non-linéaires des matériaux,
- l'intégration de modèles de comportement viscoélastique des matériaux sous charges roulantes,
- la possibilité de programmer des évolutions de condition de contact ou de présence de discontinuités,

- la dépendance aux moyens informatiques actuels, et donc une évolution permanente de la puissance et de la rapidité de calcul grâce aux avancées technologiques.

Elle est basée sur la discrétisation spatiale des milieux continus en sous-domaines élémentaires de forme géométrique simple interconnectés en des points appelés nœuds. L'objectif est de chercher à approcher le champ de déplacements continus à partir de fonctions d'interpolation définies sur chaque domaine (fonctions par morceaux). Les fonctions d'interpolation utilisées pour formuler les éléments finis sont majoritairement des polynômes de Lagrange d'ordre inférieur ou égal à deux (linéaires ou quadratiques), ces deux types d'éléments sont représentés sur la figure 1.29 :

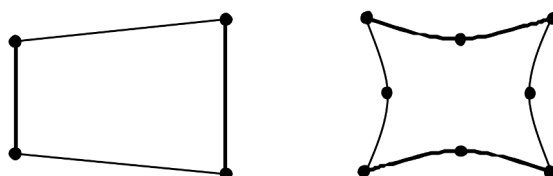


FIGURE 1.29 Répartition des nœuds dans les éléments linéaires (gauche) et quadratiques (droite)

L'assemblage des vecteurs des déplacements nodaux de chaque élément permet d'aboutir au système matriciel de l'équation de la dynamique spatialement discrétisée suivant :

$$\mathbf{M} \{\ddot{y}(t)\} + \mathbf{C} \{\dot{y}(t)\} + \mathbf{K} \{y(t)\} = \{F(t)\} \quad (1.37)$$

Où \mathbf{M} est la matrice de masse, \mathbf{C} : la matrice d'amortissement, \mathbf{K} : la matrice de raideur, $\{y(t)\}$: le vecteur des déplacements et $\{F(t)\}$: le vecteur force.

Le système est ensuite résolu numériquement par inversion de matrice, à l'aide des conditions initiales et aux limites.

Toutefois, en plus du fait que les calculs sont généralement lourds et très dépendants du nombre de degrés de liberté (ddl), plusieurs exigences existent pour l'étude dynamique des structures avec les éléments finis :

- les schémas d'intégration numériques requièrent des pas de temps suffisamment petits pour assurer la stabilité ;
- la structure doit être discrétisée de telle sorte que les ondes puissent se propager. Autrement dit la taille des éléments doit être plus petite que la longueur d'onde (10 nœuds par longueur d'onde) ;
- puisqu'on ne peut modéliser la structure que de manière finie (création d'ondes

réfléchies parasites qui n'existent pas physiquement sur les bords du maillage), des frontières artificielles (frontières absorbantes) doivent être introduites pour éviter toute réflexion des ondes à ce niveau.

Ainsi pour des raisons d'économie, l'utilisation de la méthode en dynamique est généralement limitée à des problèmes à deux dimensions (voire axisymétrique).

1.4.1.3 Applications à l'essais FWD

A l'image de travaux sur des modèles dynamiques mais uniquement élastiques comme PAVDYN développé par Picoux et *al.* [PEAP09] ou PREDIWARE développé par Broutin [Bro10], nombreux sont ceux qui tentent de rétro-calculer les paramètres intrinsèques de la chaussée étudiée. Les hypothèses varient en fonction du choix de la méthode, le modèle à prendre en compte ou encore l'algorithme intégré à la modélisation. La méthode choisie par Wang et *al.* [WB07], basée sur une méthode des éléments de frontière, développe le comportement viscoélastique linéaire quasi-statique des chaussées à l'aide de plusieurs modèles tels que Boltzmann, Burgers, et les modèles en loi de puissance considérés pour caractériser la dépendance temporelle des matériaux viscoélastiques linéaires. Une méthode numérique est aussi appliquée pour étudier la redistribution des contraintes induites par la charge et de ses effets sur la fissuration.

Des méthodes semi-analytiques ont été également choisies pour comprendre cet apport dynamique viscoélastique. Lee [Lee14] a développé un nouvel algorithme de calcul mis en oeuvre pour la modélisation de la dynamique de la chaussée sous la charge d'impact FWD. Le principal avantage de la solution proposée sur certaines des solutions existantes est qu'il utilise les transformées intégrales continues (Laplace et Hankel) plus appropriées pour le régime transitoire. L'outil est capable de modéliser la dynamique d'une structure en couches d'un matériau élastique ou viscoélastique utile pour le rétrocalcul dynamique des propriétés de chaussées souples. Caro et *al.* [CSC15] utilisent une méthode basée sur l'application de l'essai dynamique (DMA) pour déterminer les propriétés des matériaux viscoélastiques des mélanges de bitumes naturels et leurs performances mécaniques, et proposent des résultats expérimentaux de cette application sur un mélange sable-bitume naturel.

Finalement les méthodes par éléments Finis sont les plus développées, car elles permettent une liberté concernant le maillage de la structure étudiée, notamment en cas de discontinuités de la structure sur la longueur ou les épaisseurs de couches, ainsi que sur les présences potentielles de défauts. Malakoutia et *al.* [MAP14] utilise, par exemple, les éléments Finis pour l'analyse dynamique des structures stratifiées avec un matériau

viscoélastique dont le comportement constitutif est représenté par la série Maxwell Prony-généralisée qui tient compte de la dépendance dans le temps des relations de comportement de matériaux viscoélastiques linéaires. Une formulation incrémentale dans le domaine temporel est dans ce cas utilisée et les effets de la durée de charge sur les réponses dynamiques structurelles de chaussées multicouches sont étudiés.

Zopf et *al.* [ZGK15] utilisent, quant à eux, l'approche par éléments finis pour représenter le comportement de l'interaction pneu - chaussée. Le matériau bitumineux est caractérisé par un comportement élastique, visqueux. Un modèle élastique non linéaire de matériau est utilisé et un élément Maxwell représentent le comportement viscoélastique du modèle. Le modèle permet également la représentation des propriétés viscoélastiques avec quelques paramètres de matériau et il est finalement utilisé dans la simulation d'une chaussée sous chargement transitoire cyclique. Le comportement à long terme du revêtement est extrapolé et le développement de l'orniérage est calculé en fonction du nombre de cycles de charge. Xu et Prozzi [XP14] proposent une étude qui évalue les effets statiques par rapport aux effets viscoélastiques sur les réponses de la chaussée en utilisant la méthode des éléments finis. Quatre approches de simulation sont proposées : élastique, élastique statique, visco-élastique statique et viscoélastique dynamique. Les résultats indiquent que l'effet dynamique contribue au déphasage des réponses et que les propriétés viscoélastiques des matériaux bitumineux contribuent de manière significative à l'amplitude de la réponse de la structure par rapport à une analyse classique quasi-élastique. Les auteurs recommandent l'approche viscoélastique pour l'analyse et de la conception d'une chaussée souple.

Souza et *al.* [SC12] ont montré que la prise en compte du comportement viscoélastique induit une forte dépendance des modèles choisis à la température. Les auteurs ont développé des modèles numériques thermo-mécaniques pour comprendre l'effet des variations de température et de chargement sur la réponse mécanique des matériaux viscoélastiques composant la chaussée bitumineuse. Les résultats soulignent l'importance de prendre en compte les variations de température et la thermo-visco-élasticité dans la conception des chaussées. La combinaison de cet aspect thermique dans une modélisation éléments finis permettra donc de répondre à des objectifs précis d'analyses inverses sur les propriétés des matériaux bitumineux. Une démonstration de l'influence de la température sur les déflexions d'une chaussée souple est étudiée par Ramos et *al.* [RGC11] qui propose une méthode qui détermine un facteur d'ajustement permettant de corriger la réponse à l'impact. Ce facteur est calculé pour une température constante sur l'épaisseur de la chaussée.

1.4.2 Approche fréquentielle

1.4.2.1 Domaine d'application

Dans le domaine des basses fréquences (BF) (cf. Figure 1.30) qui est celui des essais FWD, les phénomènes vibratoires générés par l'excitation sont de relativement grande longueur d'onde comparée aux dimensions de la structure, et seulement quelques oscillations sont observables. De plus la structure a un comportement qualifié de modal (les modes propres sont bien distincts les uns des autres). Par conséquent, le calcul de la réponse en fréquence dans ce domaine ne pose pas de problème en ce qui concerne la modélisation et la simulation numérique. Les méthodes les plus utilisées sont les méthodes basées sur les éléments finis. Le comportement étant modal, il peut être avantageux de mener les calculs sur la base modale éventuellement complétée de modes statiques ou de prendre en compte leur participation dans la réponse de la structure.

En ce qui concerne les hautes fréquences (HF), les phénomènes sont de très petite longueur d'onde : une centaine d'oscillations sont présentes sur une dimension de la structure. Ainsi il n'est plus approprié de regarder les grandeurs locales mais plutôt les grandeurs moyennées en espace et en fréquence. L'approche la plus utilisée est l'Analyse Statistique de l'Énergie (SEA, théorie récente de la vibroacoustique [Lyo75]) qui donne le niveau énergétique vibratoire moyen par sous-structure. Cette méthode ne permet pas d'obtenir une solution prédictive puisqu'elle requiert la connaissance a priori de facteurs de couplage mesurés.

La plage des moyennes fréquences (MF) se situe entre les deux domaines précédemment cités : plusieurs dizaines d'oscillations apparaissent sur une dimension de la structure et la déformée est très sensible aux conditions aux limites et aux paramètres matériaux de la structure. Un comportement modal est encore observable mais les modes propres sont difficilement distincts les uns des autres, il peut y avoir plusieurs modes par Hertz, ces modes étant couplés par l'amortissement. Ainsi, étendre les méthodes éléments finis est inadapté puisqu'elles exigent un raffinement du maillage spatial et conduisent à un problème de grande taille et des difficultés numériques.

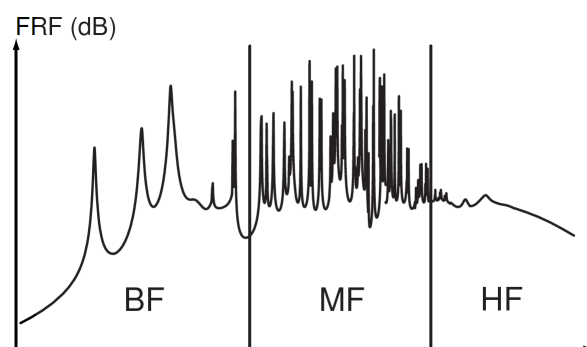


FIGURE 1.30 Fonction de réponse en fréquence d'une structure complexe [Che05]

1.4.2.2 Principe général

Avec le développement de la transformée de Fourier rapide (FFT), l'analyse dans le domaine fréquentiel utilisant la transformée de Fourier discrète est un moyen efficace de calculer la réponse dynamique transitoire d'un système linéaire. Issue de la transformée de Fourier de l'intégrale de Duhamel, cette approche est également la plus adaptée dans les situations pour lesquelles des paramètres physiques dépendent de la fréquence (cas des matériaux bitumineux) et il est alors plus facile de calculer la fonction de réponse en fréquence que la réponse impulsionnelle. Cette technique est très largement utilisée pour les études sismiques pour lesquelles les contenus fréquentiels de l'excitation et de la réponse sont élevés et pour lesquelles les propriétés d'interaction sol/structure sont dépendantes de la fréquence.

Les approches BF s'appuient sur les caractéristiques de cette gamme fréquentielle : les phénomènes sont de grandes longueurs de variation et les modes propres sont peu nombreux et bien séparés. Elles sont donc pour la plupart basées sur les techniques éléments finis, qui utilisent la discrétisation spatiale de l'équation de la dynamique (cf Équation 1.37) que l'on utilisera dans le domaine fréquentiel (après FFT) sous la forme :

$$-\omega^2 \mathbf{M} \{\tilde{y}^*(\omega)\} + j\omega \mathbf{C} \{\tilde{y}^*(\omega)\} + \mathbf{K} \{\tilde{y}^*(\omega)\} = \{\tilde{F}^*(\omega)\} \quad (1.38)$$

où $\{\tilde{y}^*(\omega)\}$ est la réponse fréquentielle, $\{\tilde{F}^*(\omega)\}$ représente le chargement fréquentiel.

1.4.2.3 Fonction de réponse fréquentielle du système

Tout système linéaire sollicité par une fonction d'entrée ($x(t)$) répond avec une fonction de sortie ($y(t)$). Les transformées de Fourier de la sollicitation et de la réponse étant notées respectivement : $X(\omega)$ et $Y(\omega)$, nous pouvons définir la Fonction de Réponse Fréquentielle (FRF) du système linéaire par :

$$FRF = FRF(\omega) = \frac{Y(\omega)}{X(\omega)} \quad (1.39)$$

où $\omega = 2\pi f$ représente la pulsation et f , la fréquence.

Précisons que la FRF constitue un cas particulier de fonctions de transfert, qui est normalement défini dans le domaine de Fourier au lieu du domaine de Laplace. Il existe plusieurs types de FRF, mais les plus utilisées sont celles qui relient la force aux quantités cinématiques (déplacement, vitesse et accélération), elles sont répertoriées dans le tableau suivant :

Définition de la fonction de réponse fréquentielle					
<u>Déplacement</u> Force	<u>Vitesse</u> Force	<u>Accélération</u> Force	<u>Force</u> Déplacement	<u>Force</u> Vitesse	<u>Force</u> Accélération
Nomenclature français					
Complaisance ou fonction de transfert	Mobilité	Inertance	Raideur dynamique	Impédance	Masse apparente
Nomenclature anglais (Hoffmann et al. 2003)					
<i>Compliance</i>	<i>Mobility</i>	<i>Accelerance</i>	<i>Dynamic stiffness</i>	<i>Impedance</i>	<i>Apparent mass</i>
Relation					
$H(\omega) = \frac{1}{K(\omega)}$	$M(\omega) = \frac{1}{l(\omega)}$	$A(\omega) = \frac{1}{M_a(\omega)}$	$K(\omega) = \frac{Q(\omega)}{w(\omega)}$	$l(\omega) = \frac{Q(\omega)}{\dot{w}(\omega)}$	$M_a(\omega) = \frac{Q(\omega)}{\ddot{w}(\omega)}$

Tableau 1.5 Fonctions de Réponse Fréquentielle [HGD03]

Ces différentes réponses complexes en fréquence présentent des résonances à des fréquences éventuellement différentes selon la nature et l'importance de l'amortissement. Elles sont caractéristiques du système et permettent de calculer la réponse à n'importe quelle sollicitation par transformée de Fourier. On généralise ainsi la définition de ces fonctions pour toute sollicitation du système linéaire. Ces résonances mal sollicitées engendrent des erreurs sur le résultat d'une inversion. Des modèles d'amortissement permettent de "cadrer" ces écarts que l'on pourrait observer avec des signaux expérimentaux.

1.4.3 Notion d'amortissement - Modèles dissipatifs

Le mouvement des structures soumises à des forces ou des mouvements imposés, variables au cours du temps, dépend, en particulier des propriétés d'amortissement, c'est-à-dire de la dissipation d'énergie dans les matériaux constitutifs de la structure, dans les liaisons des différents éléments de structure entre eux, ainsi qu'avec le milieu environnant.

Les phénomènes physiques intervenant dans cette dissipation d'énergie sont nombreux : frottements, interaction fluide-structure dans une lame fluide, chocs, viscosité, viscoélasticité, plasticité, rayonnement vibratoire aux appuis. Les modèles de comportement représentant ces phénomènes sont souvent mal connus et il n'est pas possible de les décrire explicitement au niveau élémentaire. C'est pourquoi les modèles les plus utilisés sont les modèles simples qui permettent de reproduire à l'échelle macroscopique les principaux effets sur les structures.

Avec la masse de la structure, l'amortissement a une influence majeure sur la réponse de la structure. Toutefois ce terme est extrêmement peu connu car il peut avoir plusieurs sources (dissipation du matériau, liaisons entre les sous-structures, amortissement par radiation...). Pour cette raison, sa modélisation est généralement très simplifiée et proche des amortissements donnés dans les réglementations).

On présentera dans ce document :

- l'amortissement visqueux : énergie dissipée proportionnelle à la vitesse du mouvement ;
- l'amortissement proportionnel de Rayleigh ;
- l'amortissement hystérétique (dit aussi "amortissement structural") : énergie dissipée proportionnelle au déplacement telle que la force d'amortissement est de signe opposée à celui de la vitesse ;
- un amortissement hystérétique viscoélastique (dépendant de la température et de la fréquence).

Notons que l'amortissement de Coulomb, qui correspond à un amortissement de frottement pour lequel l'énergie dissipée est proportionnelle à la force de réaction normale à la direction de déplacement, ne sera pas étudié.

De manière générale, le coefficient de perte ψ est un coefficient adimensionnel caractéristique de l'effet amortisseur défini comme le rapport de l'énergie dissipée : E_d au cours d'un cycle à l'énergie potentielle maximum E_p multipliée par 2π :

$$\psi = \frac{E_d \text{ par cycle}}{E_p \text{ max} \times 2\pi} \quad (1.40)$$

Par définition l'amortissement réduit (ou ratio d'amortissement) est égal à la moitié du coefficient de perte :

$$\zeta = \frac{\psi}{2} \quad (1.41)$$

1.4.3.1 Amortissement visqueux

Ce type d'amortissement peut être modélisé par une formulation simplifiée en adoptant un amortissement interne purement visqueux du modèle de Kelvin-Voigt. Pour ce type d'amortissement, les forces dissipatives sont proportionnelles aux vitesses relatives et la contrainte est proportionnelle à la vitesse de déformation. La matrice d'amortissement \mathbf{C} de l'équation du mouvement (cf Équation 1.42) peut être calculée selon l'expression suivante :

$$\mathbf{C} = \frac{\mu}{E} \mathbf{K} \quad (1.42)$$

où μ : La viscosité dynamique, déterminée en laboratoire. Elle égale au produit de la viscosité cinématique (newtonienne) et de la masse volumique ($\eta \times \rho$); E : Le module d'élasticité; \mathbf{K} : La matrice de rigidité.

Ce modèle est difficilement adaptable pour des matériaux dont la viscosité varie fortement en fonction température, tel que les produits bitumineux, ainsi que pour des chargements à fort contenu fréquentiel.

1.4.3.2 Amortissement de Rayleigh

Il s'agit d'une méthode classique pour la construction de la matrice d'amortissement \mathbf{C} de l'équation du mouvement (cf Équation 1.37) permettant de prendre en compte un amortissement global forfaitaire traduisant la dissipation d'énergie dans les systèmes physiques. Ce modèle d'amortissement, généralement utilisé lorsque la viscosité et la densité du matériau sont constantes, est une combinaison linéaire des matrices de Masse et de Rigidité :

$$\mathbf{C} = \alpha \mathbf{M} + \beta \mathbf{K} \quad (1.43)$$

où α et β sont des paramètres qui dépendent des propriétés du sol et sont déterminés à partir d'un ratio d'amortissement, choisi identique aux deux pulsations propres de la structure non amortie.

$$\alpha = \frac{2\omega_1\omega_2(\zeta_2\omega_1 - \zeta_1\omega_2)}{\omega_1^2 - \omega_2^2} \quad (1.44)$$

$$\beta = \frac{2(\zeta_1\omega_1 - \zeta_2\omega_2)}{\omega_1^2 - \omega_2^2} \quad (1.45)$$

avec : ω_1 et ω_2 représentant respectivement la pulsation fondamentale de la structure non amortie ainsi que la pulsation présentant le plus grand intérêt pour l'analyse [CD03], ζ_1 et ζ_2 représentant les coefficients d'amortissements réduits correspondants aux deux

premières fréquences propres de la structure (cf Figure 1.31) définis par :

$$\zeta_n = \frac{\alpha}{2\omega_n} + \frac{\beta\omega_n}{2} \quad (1.46)$$

Les basses fréquences pourront être ainsi fortement amorties. En pratique, on s'arrange pour que l'amortissement reste pratiquement constant sur la gamme de fréquences importantes pour l'étude. Il suffit d'avoir l'amortissement réduit pour deux fréquences pour déterminer les deux coefficients α et β .

Cette matrice d'amortissement présente l'avantage d'être diagonale dans la base des modes propres non amortis. Ceci signifie qu'il n'y a aucun couplage entre modes réels par l'intermédiaire de l'amortissement et que le système à n degrés de liberté peut donc se ramener à n systèmes à 1 degré de liberté amortis.

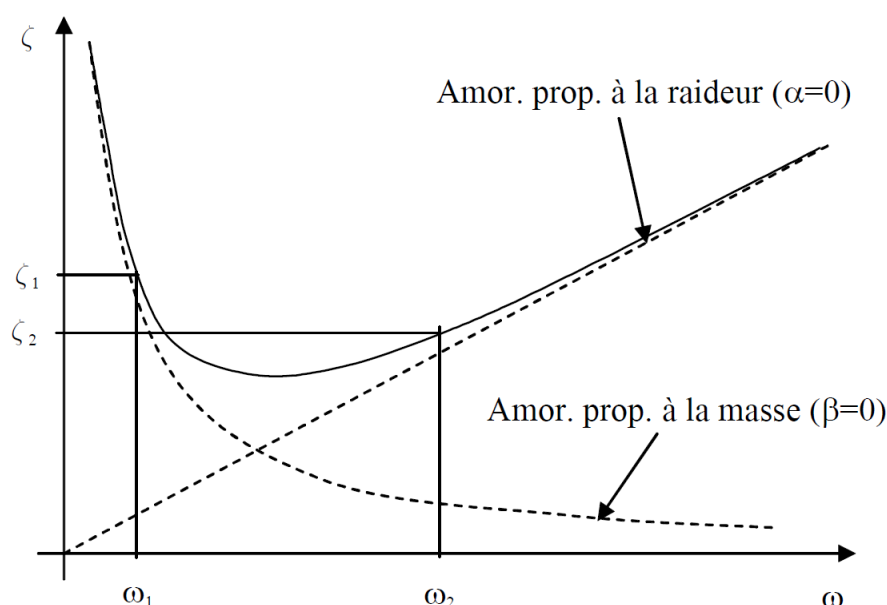


FIGURE 1.31 Évolution de l'amortissement réduit en fonction de la pulsation pour le modèle d'amortissement de Rayleigh [Com06]

1.4.3.3 Amortissement hystérétique (ou structural)

Le nom facteur de perte traduit le fait que ψ correspond au ratio de l'énergie dissipée par unité de volume E_d sur un cycle de déformation par 2π fois l'énergie potentielle maximale $E_p = E' \frac{\epsilon_0^2}{2}$.

La forme de l'ellipse qui décrit un cycle d'hystérésis (cf Figure 1.32) change avec l'évolution du facteur de perte ψ . Plus le facteur ψ est grand, plus l'énergie dissipée E_d est grande et plus la surface de l'hystérésis est importante.

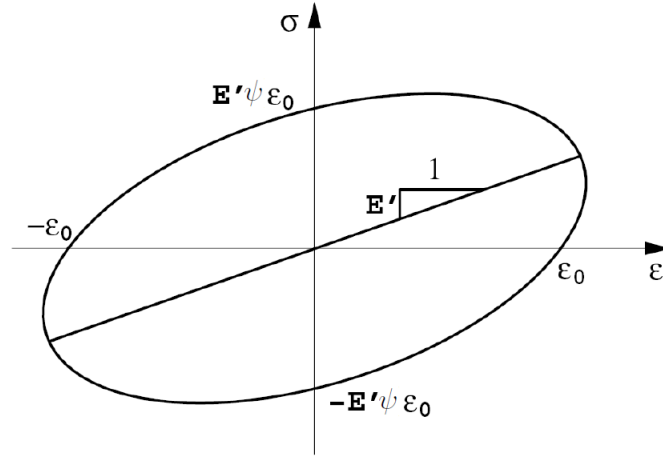


FIGURE 1.32 Cycle contrainte/déformation elliptique pour un matériau viscoélastique linéaire dans le cas d'une excitation harmonique [Gro08].

Le modèle structural basique (cf Figure 1.33) consiste à considérer un ratio d'amortissement (ζ en %) constant par couche et représente un affaiblissement de la réponse à l'échelle globale de la structure.

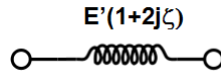


FIGURE 1.33 Amortissement hystérétique (Structural)

Il est à noter que l'amortissement hystérétique est le cas particulier de l'amortissement de Rayleigh pour $\alpha = 0$ soit, si l'on considère $\zeta_1 = \zeta_2 = \zeta$:

$$\zeta = \frac{\beta\omega}{2} \quad (1.47)$$

et :

$$\mathbf{C} = \frac{2\zeta\mathbf{K}}{\omega} \quad (1.48)$$

1.4.3.4 Amortissement hystérétique viscoélastique

Les matériaux viscoélastiques ont des caractéristiques d'amortissement très intéressantes. Pour la plupart, la viscoélasticité linéaire permet une description simple de cette dissipation. A chaque fréquence, le module complexe décrit une relation contrainte/déformation elliptique respectant :

$$\sigma = \text{Re} (E^* \times \epsilon_0 e^{j\omega t}) = \text{Re} (E' (1 + j\psi) \epsilon_0 e^{j\omega t}) = E' \epsilon_0 (\cos\omega t - \psi \sin\omega t) \quad (1.49)$$

Le facteur de perte, et par conséquent, le ratio d'amortissement varient en fonction de la fréquence et si l'on utilise un modèle continu de type 2S2P1D qui respecte le PETF, alors ils dépendent également de la température. L'amortissement hystérétique est alors viscoélastique.

On observe expérimentalement que les propriétés des matériaux amortissants dépendent non seulement de la fréquence mais également de la température, de la pré-déformation statique ϵ_0 (ou précontrainte statique) et d'autres facteurs d'environnement. La température est le facteur d'environnement ayant le plus d'influence sur les caractéristiques des matériaux viscoélastiques. Dans le cas général, en fonction de la température, les matériaux viscoélastiques peuvent se présenter dans quatre états différents montrés en figure 1.34 correspondant chacun à une zone de température donnée : l'état vitreux (a), l'état de transition (b), l'état caoutchouteux (c), l'état fluide (d).

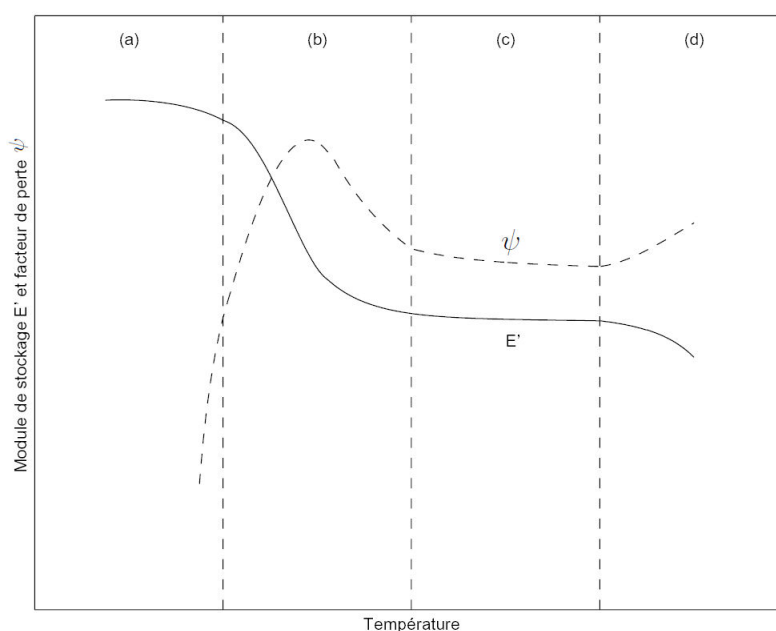


FIGURE 1.34 Variation du module de stockage E' et du facteur de perte ψ d'un matériau viscoélastique en fonction de la température à fréquence constante [Gro08].

Dans la première zone (a) associée aux températures les plus faibles, le matériau est dans son état vitreux caractérisé par un module de stockage atteignant sa valeur maximale et variant peu avec la température. Le facteur de perte est très faible et augmente rapidement avec la température. Les déformations du matériau sont alors très faibles. La zone de transition (b) est caractérisée par un module décroissant fortement avec la température et un facteur de perte présentant son maximum au milieu de la zone (température de transition vitreuse qui dépend de la fréquence). Dans la région caoutchoutique (c), le module de stockage et le facteur de perte sont tous deux caractérisés par des valeurs relativement faibles variant peu avec la température. La quatrième région

(d) correspond à un état fluide du matériau. Cet état est très peu considéré dans les études de conception en raison de son instabilité. De plus, pour beaucoup de matériaux, cette région n'est pas définie.

La plupart des matériaux bitumineux "vivent" dans la zone de transition (b) lorsqu'il sont sollicités par le trafic routier. Cette zone correspond à la zone de plus grande variation et de la valeur maximum du facteur de perte ψ et par conséquent le phénomène dissipatif lié aux facteurs d'environnement tel que la température devient très prépondérant.

Un calcul, qu'il soit statique ou dynamique, temporel ou fréquentiel est construit donc par une série d'hypothèses, de choix, concernant les propriétés matériaux, les conditions limites, le type d'amortissement, etc... S'il conduit à un résultat, on le qualifie de "direct". Lorsque, à l'inverse, on connaît le résultat expérimental (mesuré), mais se sont les hypothèses que l'on ne maîtrise pas, on réitère le calcul direct en variant les jeux d'hypothèses jusqu'à ce que le résultat théorique converge vers le résultat mesuré. On parle alors de rétrocalcul.

1.5 Principe d'analyse inverse

L'analyse inverse, ou rétrocalcul, permet l'identification de paramètres intrinsèques de la structure étudiée à partir de la réponse à une sollicitation connue. Plusieurs méthodes appliquées à l'essai FWD ont été développées depuis les années 90. L'analyse inverse utilise des méthodes itératives ou des techniques d'intelligence artificielle pour estimer la valeur inconnue des paramètres de la loi de comportement d'un système. Ce problème est donc bien l'inverse du problème direct qui estime des paramètres initiaux et prédit une réponse.

1.5.1 Schémas d'inversion

Plusieurs schémas d'inversion sont définis dépendants du modèle (statique ou dynamique), du domaine de calcul (temporel ou fréquentiel) utilisé en analyse dynamique.

Uzan [Uza94a] présente trois schémas d'inversion utilisés pour l'analyse d'essais FWD sur la figure 1.35 :

	<u>Schéma 1</u> <u>Élastique linéaire</u> <u>Cas statique</u>	<u>Schéma 2</u> <u>Élastique linéaire</u> <u>Cas dynamique – fréquence</u>	<u>Schéma 3</u> <u>Élastique linéaire</u> <u>Cas dynamique – temps</u>
Intrants			
Charge appliquée	$Q_{\max} = \max[Q(t)]$	$Q(t)$	$Q(t)$
Déflexions mesurées	$\mathbf{W}^m = \{\max[w_i(t)]\}$ $i = 1 \text{ à } N_r$	$\mathbf{W}^m(t) = \{w_i(t)\}$ $i = 1 \text{ à } N_r$	$\mathbf{W}^m(t) = \{w_i(t)\}$ $i = 1 \text{ à } K_{\text{capteur}}$
Prétraitement			
Transformée de Fourier		$Q(t) \rightarrow Q(\omega_n)$ $\mathbf{W}^m(t) \rightarrow \hat{\mathbf{W}}^m(\omega_n)$	$Q(t) \rightarrow Q(\omega_n)$
Fonction de complaisance		$\hat{H}^m(\omega_n) = \hat{\mathbf{W}}^m(\omega_n)/Q(\omega_n)$	
Inversion			
Calcul des fonctions de réponse	Modèle $\rightarrow \mathbf{H}^{th}(\mathbf{E})$ $\mathbf{E} = \{E_1, E_2, \dots, E_L\}$	Modèle $\rightarrow \hat{\mathbf{H}}^{th}(\mathbf{E}, \omega_n)$ $\mathbf{E} = \{E_1, E_2, \dots, E_L\}$	Modèle $\rightarrow \hat{\mathbf{H}}^{th}(\mathbf{E}, \omega_n)$ $\mathbf{E} = \{E_1, E_2, \dots, E_L\}$
Minimisation	Trouver \mathbf{E} tel que $\mathbf{H}^{th}(\mathbf{E}) * Q_{\max} \rightarrow \mathbf{W}^{th}$ $\mathbf{W}^m \approx \mathbf{W}^{th}$	Trouver \mathbf{E} tel que $\hat{\mathbf{H}}^m(\omega_n) \approx \hat{\mathbf{H}}^{th}(\mathbf{E}, \omega_n)$	Trouver \mathbf{E} tel que $\hat{\mathbf{H}}^{th}(\mathbf{E}, \omega_n) * Q(\omega_n) \rightarrow \hat{\mathbf{W}}^{th}(\omega_n)$ IFFT[$\hat{\mathbf{W}}^{th}(\omega_n)$] $\rightarrow \mathbf{W}^{th}(t)$ $\mathbf{W}^m(t) \approx \mathbf{W}^{th}(t)$

FIGURE 1.35 Schémas d'analyse inverse des essais FWD [Gre07], adapté de Uzan [Uza94a]

Sur ces schémas, on note :

- Q_{\max} : la charge maximale appliquée,
- \mathbf{W}^m : le bassin de déflexion mesuré (cas statique),
- $\mathbf{W}^m(t)$: les déflexions mesurées (cas dynamique) sont les "intrants" ;
- H^m : la fonction de réponse unitaire mesurée,
- H^{th} : la fonction de réponse unitaire théorique dépendant des modules d'Young choisis pour les couches du cas élasto-statique ;
- \hat{H}^m : la fonction de réponse fréquentielle mesurée,
- \hat{H}^{th} : la fonction de réponse fréquentielle théorique dépendant des modules et des fréquences étudiées.

1.5.2 Fonction objective

Un critère déterminant est la "minimisation", car elle va traduire la complexité ou la qualité de l'inversion. La fonction objective du problème inverse est une fonction qui exprime cette minimisation en termes d'écart ou d'erreur entre les déflexions mesurées et

celles calculées. Elle peut être vue comme une surface dans un espace multidimensionnel pour laquelle il existe un minimum global à trouver à l'aide de techniques d'inversion.

Dans le cas statique (schéma n°1), elle prend typiquement la forme suivante 1.50 dans plusieurs procédures itératives de rétrocalcul :

$$\epsilon^2 = \sum_{i=1}^{N_r} v_i \left[1 - \frac{w_i^{th}(\beta)}{w_i^m} \right]^2 \quad (1.50)$$

où ϵ^2 est l'erreur relative au carré, v_i le facteur de pondération associé avec l'observation (déflexion) au i^{eme} capteur, N_r est le nombre de capteur de déflexion et $\beta = \{\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_L\}$ le vecteur des paramètres inconnus des L couches de la structure multicouches (exemple : les modules d'Young, les masses volumiques, les épaisseurs, etc...) requis pour calculer les déflexions théoriques (w_{th}).

Pour le schéma n°2 (cas élastique dynamique fréquentiel), la fonction objective prend l'allure suivante 1.51, les moindres carrés sont utilisés :

$$X(\beta) = \sum_{i=1}^{N_r} \sum_{j=1}^{N_{obs}} v_{i,j} \left[\widehat{H}^{th}(\omega_j, \beta) - \widehat{H}^m(\omega_j) \right]^2 \quad (1.51)$$

où X est la fonction objective à minimiser, $v_{i,j}$ le facteur de pondération associé avec la j^{eme} observation associée au i^{eme} capteur, N_{obs} le nombre d'observations, ω_j est la fréquence angulaire (pulsation) correspondant à la j^{eme} observation identifiée sur les fonctions de complaisance expérimentales de chaque capteur. Les autres termes étant déjà définis.

Dans le cas élastique dynamique avec une comparaison temporelle, la fonction objective devient 1.52 :

$$X(\beta) = \sum_{i=1}^{N_r} \sum_{j=1}^{N_{obs}} v_{i,j} \left[w_i^{th}(t_j, \beta) - w_i^m(t_j) \right]^2 \quad (1.52)$$

où t_j est le temps correspondant à la j^{eme} observation associée au i^{eme} capteur. Les autres paramètres étant définis.

Le facteur de pondération v sert à accorder un poids relatif aux observations lors de la sommation des erreurs au carré. Lorsque ce facteur est égal à l'unité, toutes les observations sur chacun des capteurs ont la même importance lors du processus de minimisation de la fonction objective.

1.5.3 Nombre et position des observations

L'approche statique consiste à ne retenir qu'un seul point d'observation par historique de déflexion mesuré par chaque géophone, à savoir, le minimum et d'ainsi constituer le

bassin de déflexion. De nombreuses études ont porté sur l'inversion uniquement basée sur ce résultat, c'est le cas de Mamlouk (1985) [Mam03], Stolle et Hein (1989) [SH89], Ong et al. (1990) [ONS90], Meier et Rix (1994) [MR94], Foinquinos et Mera (1995) [FM95]. Cependant, nous pouvons noter que Chatti et al. (2004) [CJH93] utilisent le bassin de déflexion en conjonction avec les décalages temporels entre la charge et la déflexion pour les instants où les valeurs sont maximales.

Pour les essais FWD à neuf géophones, on pourrait obtenir en principe neuf paramètres inconnus du modèle de chaussée par l'inversion (système d'équations à 9 inconnus nécessitant 9 équations). Cependant, la présence d'erreurs aléatoires inévitables sur les mesures FWD obligent à augmenter le nombre de paramètres connus afin de limiter l'importance des erreurs induites sur la valeur des modules obtenus par inversion (Uzan et al. 1989 - [ULG89]). Ajouter des géophones n'est pas nécessaire ni pertinent, il convient mieux d'utiliser d'avantage de points sur chacun des historiques de déflexion. La position des capteurs pourraient également être optimisée pour maximiser la sensibilité des mesures de déflexion par rapport aux paramètres inconnus à déterminer.

L'analyse dynamique permet d'augmenter le nombre d'observations expérimentales puisque tous les historiques de déflexions peuvent être considérés. Actuellement, il n'y pas de principe établi pour le choix du nombre et de la position des observations retenus pour l'analyse inverse dynamique. Dans l'absolu, toutes les données de l'historique de déflexion pourraient être utilisées à des fins d'observation dans le domaine temporel. En réalité, pour optimiser les temps de calcul, on se limite à certaines observations caractéristiques. C'est le cas de Matsui et al. (2000, [MKNK00]) ou Dong et al. (2002, [DMY02], [DHT+02]) qui utilisent une dizaine de points sur les historiques de déflexion réparties autour de la déflexion maximale et dans un intervalle de 18 ms. Uzan (1994, [Uza94b]) considère 75 observations réparties sur les historiques de déflexion par pas de 0.8 ms entre 0 et 60 ms.

Dans le domaine fréquentiel, ce sont toutes les composantes harmoniques de la décomposition spectrale des signaux de l'essai FWD qui doivent être observés. Elles sont comprises sur une plage de fréquence allant de 0 à 150 Hz environ, selon les conditions d'essais. Certains chercheurs utilisent une à trois fréquences : Magnuson et al. (1991) [MLB90], et Stubbs et al. (1994) [STLM94], ont pris la fréquence de 48.89 Hz ; Kang (1998) [Kan98], a retenu soit 8 et 25 Hz, 1 et 2.5 Hz ou 1, 2.5 et 5 Hz ; Losa (2002) [Los02], a utilisé 0.1 et 60 Hz. D'autres en utilisent plus : Al-Khoury et al. (2001) [AKSK+01], choisissent 12 fréquences réparties entre 15 et 40 Hz en 2002 jusqu'à 20 fréquences, tandis que Uzan (1994) [Uza94b], en a utilisé 13, réparties entre 9.8 et 127.1 Hz pour appliquer la méthode inverse sur des données de simulations numériques des essais FWD.

1.5.4 Techniques d'inversion et programmes dynamique

Différentes méthodes de minimisation de la fonction objective ont été proposées dans la littérature pour l'analyse des essais FWD. Les techniques d'inversion peuvent se résumer en trois catégories (Zha et Xiao 2003 - [ZX03]) :

- Méthodes itératives de Newton de minimisation non linéaire. Elles calculent le gradient donné par le Jacobien pour minimiser la fonction objective des moindres carrés en ajustant, de façon itérative, les paramètres inconnus tels que les modules élastiques des couches mais aussi la profondeur du roc ;
- Techniques de recherche dans des bases de données. Elles consistent à générer, pour une charge donnée, un ensemble de bassins de déflexion à partir de modules élastiques des couches de matériaux compris dans la plage des valeurs attendues. Lorsque la base de données est complétée, un algorithme de recherche de "patron" est utilisé pour déterminer les bassins de déflexion théoriques correspondants le mieux à celui mesuré et ainsi d'obtenir en interpolant l'ensemble des modules d'Young équivalents les plus appropriés ;
- Méthodes d'intelligence artificielle et de réseaux de neurones artificiels. Elles utilisent des réseaux de neurones artificiels ou des algorithmes génétiques pour identifier les paramètres inconnus du système.

La plupart des programmes de rétrocalcul on été développés pour l'analyse statique des essais FWD malgré le caractère dynamique de ceux-ci. Un certain nombre de programme d'inversion utilisent cependant un modèle d'analyse dynamique. Un inventaire non exhaustif est présenté dans le tableau 1.6 :

Programme	Développé par	Modèle d'analyse	Procédure d'inversion
DYNAMIC	Mamlouk (1985) - [Mam03]	Méthode des couches minces ([KP82])	Méthode itérative. Inversion dans le domaine du temps
	Stolle et Hein (1989) - [SH89], Stolle et Jung (1992) - [SJ92]	Modèle des hauteurs équivalentes et modèle modifié des couches minces	Méthode itérative de type Newton ou une approche simplifiée. Inversion dans le domaine du temps
FEDPAN	Ong <i>et al.</i> (1990) - [ONS90]	Éléments finis SAP IV	Méthode itérative de type Newton. Inversion dans le domaine du temps
PAVE-SID et PDAP	Magnuson <i>et al.</i> (1991) - [MLB90], Stubbs <i>et al.</i> (1994) - [STLM94]	SCALPOT	Méthode itérative de type Newton. Inversion dans le domaine des fréquences
	Ketcham (1993) - [Ket93]	PUNCH (by Kausel, 1989)	Méthode itérative quasi-Newton. Inversion dans le domaine des fréquences
	Lytton <i>et al.</i> (1993) - [LUF+93], Uzan (1994) - [Uza94b]	UTFWIBM (by Roësset, 1987) identique à UTFWD	Méthode itérative de Newton-Raphson. Inversion dans les domaines des fréquences et de temps
	Meier et Rix (1994) - [MR94], Meier (1995) - [MR95]	Méthodes des couches minces	Réseau de neurones artificiels. Inversion dans le domaine du temps
FWD-DYN	Foiquinos Mera (1995) - [FM95]	Méthode des couches minces	Méthode itérative de Newton-Raphson. Inversion dans le domaine de deux temps
BKGREEN	Kang (1998) - [Kan98]	GREEN (Méthode des couches minces)	Méthode itérative de Levenberg-Marquardt. Inversion dans le domaine des fréquences

DBALM	Matsui et al. (2000) - [MKNK00], Dong et al. (2002) - [DMY02],[DHT+02]	AAMES code d'éléments finis axisymétrique avec vecteur de Ritz	Méthode itérative de Gauss-Newton. Inversion dans le domaine du temps
LAMDA	Al-Khoury et al. (2001) - [AKSKB01], [AKSK+01], Al-Khoury (2002) - [Al-02]	Méthodes des éléments spectraux	Trois méthodes itératives (Factored secant update algorithm, Levenberg-Marquardt modifiée, algorithmes hybrides de Powell). Inversion dans le domaine des fréquences
DYNABACK-F	Chatti et al. (2003, 2004) - [CHL+03], [CJH93], Losa (2002) - [Los02]	SAPSI (by Chen, 1987)	Méthode itérative de Newton-Raphson. Inversion dans les domaines des fréquences et du temps
EVECALCII	Turkiyyah (2004) - [Tur04]	Méthode de volume fini (FVM) (by Leveque, 2002)	Technique de régularisation

Tableau 1.6 Programmes d'inversion basés sur des modèles d'analyse dynamique

On trouve également le programme UCODE [PH98], [Hil98], et le programme PEST [Doh04] conçu pour être couplés aisément avec les codes de modèles analytique, d'éléments finis ou de différence finie. On retrouve également les fonctions MATLAB de la technique de régularisation (Regularization Tools) de Hansen [Han99] qui peuvent être utilisées pour résoudre de tels problèmes inverses.

Les éléments introduits dans ce chapitre vont nous permettre d'établir une "maquette" type du calcul direct sur une structure de chaussée avec justification des hypothèses de base que nous prendrons en compte tant pour le choix du modèle de comportement de nos couches de chaussées, que pour le type de sollicitation à appliquer sur notre structure, ou encore pour le type d'approche dynamique.

Chapitre 2 :

Modélisation thermo-viscoélastique dynamique de l'essai FWD

Ce deuxième chapitre est consacré à la définition d'une structure de référence utilisée dans le chapitre suivant pour une confrontation avec des essais sur site. Pour cela une recherche de ses paramètres intrinsèques issue de données cohérentes présentés dans la bibliographie est réalisée afin de limiter la plage des valeurs possibles lors d'un rétrocalcul et d'améliorer sa convergence. Nous présentons ensuite la modélisation thermo-viscoélastique dynamique d'un essai FWD et sa résolution fréquentielle ainsi qu'une analyse nécessaire à l'étude de la sensibilité de chacun des paramètres. Une comparaison avec un modèle semi-analytique est également présentée.

2.1 Objectif de la modélisation

2.1.1 Structure type

2.1.1.1 Hypothèses

Notre but étant de retrouver théoriquement les résultats obtenus expérimentalement par des essais d'impact, nous devons dans un premier temps définir une géométrie de type chaussée souple à modéliser qui doit être vue comme un exemple réaliste et représentatif du parc routier. Les hypothèses considérées de prime abord et discutées dans la suite de ce chapitre seront les suivantes :

- La structure choisie correspondra à l'une des structures types définies par le guide technique du SETRA LCPC de 1998 ;
- Le comportement des matériaux bitumineux sera considéré viscoélastique linéaire isotrope et thermosensible ;
- les différentes couches seront d'épaisseurs constantes et leurs interfaces seront considérées parfaitement collées ;
- Le chargement sera représenté comme une force ponctuelle ou une charge uniformément répartie appliquée sur une plaque métallique ;
- La température sera, dans un premier temps, prise constante dans l'ensemble de la structure à la température de référence (égale à 15°C) utilisée dans les programmes actuels de rétrocalculs ;
- La gamme de fréquence de l'essai modélisé (FWD → BF) ainsi que les plages de températures testées (jusqu'à 50 °C en surface) justifieront l'utilisation du modèle 2S2P1D ;
- Le coefficient de poisson sera pris égal à 0.35 dans toutes les couches (bitumineuses et granulaires) ;
- Les modules d'Young des couches granulaires, les modules complexes des couches bitumineuses ainsi que les masses volumiques de ces matériaux seront des valeurs cohérentes avec des résultats expérimentaux, ou prises dans la littérature ;

- La disposition adoptée des points de mesures (géophones ou accéléromètres) correspondra à celle, usuelle, de l'essai FWD ;
- Les amortissements structuraux des couches granulaires auront des valeurs initiales arbitraires dont on étudiera l'influence ;
- Une couche de roc (substratum), d'une épaisseur d'1 mètre, sera prise en compte pour substituer à une condition numérique de blocage qui empêcherait une transition absorbante physiquement réaliste. Cela pour pallier à la définition de frontières absorbantes dans une approche fréquentielle).

Considérant ces premières conditions, la structure est représentée en deux dimensions axisymétrique (cf Figure 2.1).

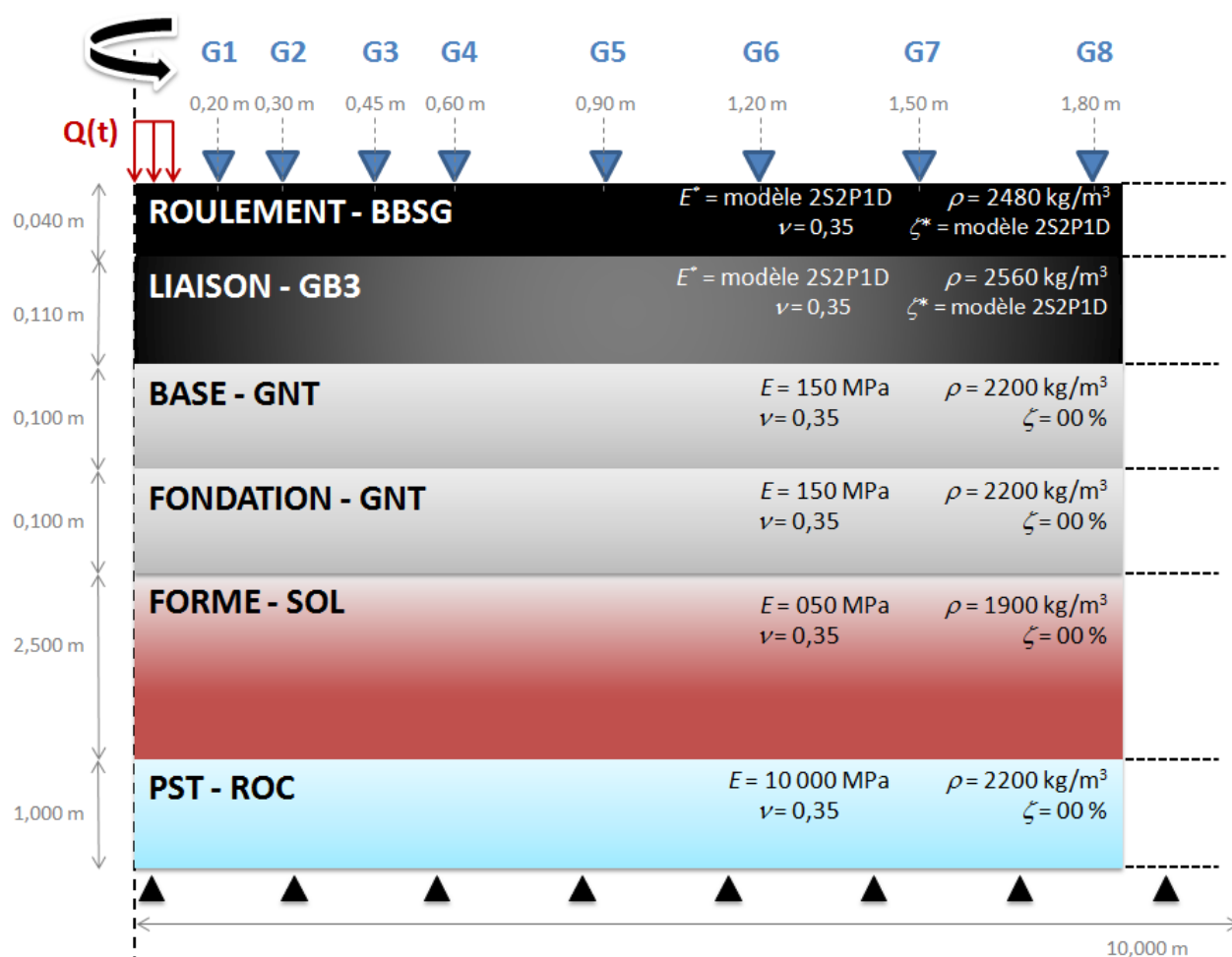


FIGURE 2.1 Structure type modélisée, référence pour les analyses paramétriques

Sur cette figure ρ représente la masse volumique, ζ le ratio d'amortissement élastique structural qui sera appliqué par couche mais identique dans un premier temps, E Le module d'Young des matériaux non-liés, ν le coefficient de poisson et E^* le module complexe des matériaux bitumineux.

2.1.1.2 La Plate-Forme Support de Chaussée (PFSC)

La Plate-Forme Support de Chaussée (PFSC) comprend la couche de forme (CDF), la PST (le sol support) et éventuellement (mais pas dans notre cas), une couche de fin réglage (CFR). Elle doit permettre, à court terme, de garantir une portance, nécessaire à l'obtention de la qualité de compactage ou de densification des matériaux du corps de chaussée et à long terme, permettre la traficabilité nécessaire aux engins de chantier, assurer la protection de la PST contre les intempéries lors du chantier de construction de la chaussée et assurer la protection du sol naturel contre le gel lors d'hiver rigoureux.

La classe pour la plate-forme de chaussée choisie arbitrairement sera une classe PF2 qui impose une portance, en partie supérieure de la couche de forme, d'un minimum de 50 MPa. Cette portance peut être évaluée expérimentalement, en phase de réalisation de la chaussée, par l'essai à la plaque EV2 (NFP 94 117-1) ou par l'essai à la dynaplaque E. Par simplification, on considérera une classe de l'arase des terrassements (haut de la couche PST) de type AR1 (sans considération initiale de l'état hydrique), soit un maximum de 50 MPa également. Ce qui nous permet de considérer une couche de forme au comportement linéaire (hypothèse qui sera discutée dans le chapitre 3). L'épaisseur de cette couche peut varier selon la topographie du terrain et le profil en long souhaité de la chaussée. Elle sera cependant prépondérante quant aux réponses obtenues de nos essais d'impact et reste donc un paramètre influant à quantifier dans un premier temps lors de rétrocalculs de structure complète. Nous prendrons une épaisseur standard de 2,50 mètres pour notre structure de référence. En ce qui concerne la classe de la PST dépendant de cette classe d'arase des terrassements mais également de la classification du matériau granulaire constitutif, nous n'émettrons pas de qualification de celle-ci pour notre modélisation. Nous considérerons une couche de 1 mètre d'épaisseur au comportement très rigide, modélisée par un module d'Young élevé.

2.1.1.3 Le corps de chaussée

Le corps de chaussée comprend les couches d'assises (Fondation et Base) ainsi que les couches de surface (Liaison et Roulement). Les structures souples comportent une couverture bitumineuse relativement mince (inférieure à 15 cm), parfois réduite à un enduit superficiel d'usure (ESU) de chaussées. Elles ne sont proposées que pour les trafics Poids Lourds les plus faibles (classes T5 et T4, moins de 50 PL/jour/sens) ce qui exclut les voies de transit, interurbaines ou périurbaines. L'usage de la chaussée et son environnement aura une incidence sur la nature et le comportement de la couche de roulement. Pour ces raisons, le choix de la couche de roulement doit tenir compte de quatre objectifs principaux :(REF-GRAND-LYON) :

- la sécurité et le confort des usagers ;

- l'étanchéité de l'ouvrage routier ;
- la réduction des bruits de roulement ;
- les possibilités de réfection définitive des tranchées et de la régénération des caractéristiques de surface.

Dans le tableau 2.1, sont répertoriés (non-exhaustivement) les bétons bitumineux utilisés en couche de roulement ainsi que leurs abréviations.

Enduit Superficiel d'Usure	ESU
Béton Bitumineux Semi Grenu	BBSG
Béton Bitumineux Mince	BBM
Béton Bitumineux Insonore	BBI
Béton Bitumineux à Chaussée Souple	BBCS
Béton Bitumineux à Module Élevé	BBME
Béton Bitumineux Ultra Mince	BBUM
Béton Bitumineux Très Mince	BBTM
Béton Bitumineux Drainant	BBDr
Béton Bitumineux Drainant Percolé	BBDP

Tableau 2.1 Les bétons bitumineux et leurs abréviations

La couche de liaison, quant à elle, permettra d'améliorer l'uni et les caractéristiques mécaniques de la couche de roulement en particulier pour les forts trafics poids lourds.

La structure de référence considèrera donc 4 cm de Béton Bitumineux en couche de roulement puis 11 cm de Grave Bitume en couche de liaison. Les couches d'assise auront une épaisseur totale de 20 cm conformément aux structures types de chaussées souples dans ces conditions de portance (liées à la qualité de la PFSC choisie).

2.1.1.4 Choix des paramètres intrinsèques des matériaux de la structure de référence

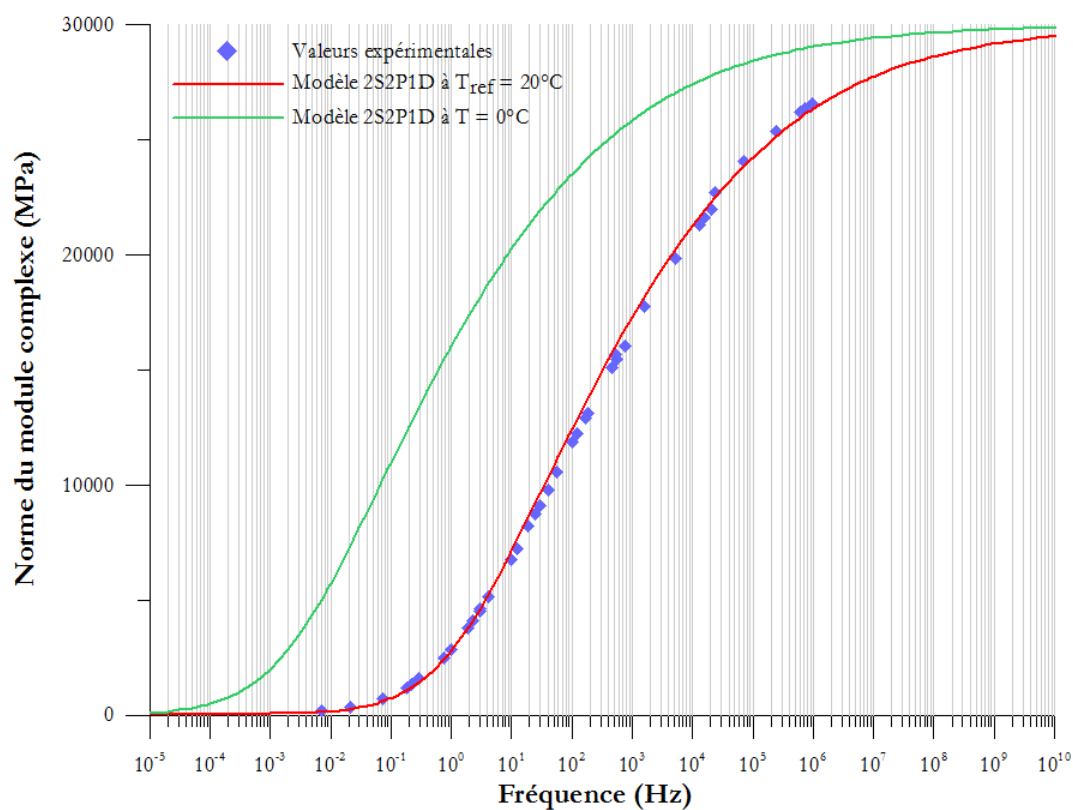
Dans notre cas, la catégorie 2 correspond aux conditions de trafic T4 - T5 et une utilisation en couche d'assise. Nous pouvons choisir une GNT de type "B" (avec une distinction "B1" et "B2" correspondant à une différence de compacité obtenue au maximum de l'essai proctor modifié : OPM. Respectivement $\geq 80\%$ et $\geq 82\%$). En ce qui concerne son module de rigidité (considéré constant sur l'épaisseur de la couche en première approche), nous prendrons une valeur arbitraire et identique pour la couche de base et fondation égale à 150 MPa, que l'on fera varier par la suite.

Les masses volumiques proposées pour les matériaux non-liés sur la figure 2.1 sont des valeurs usuelles prises dans la littérature.

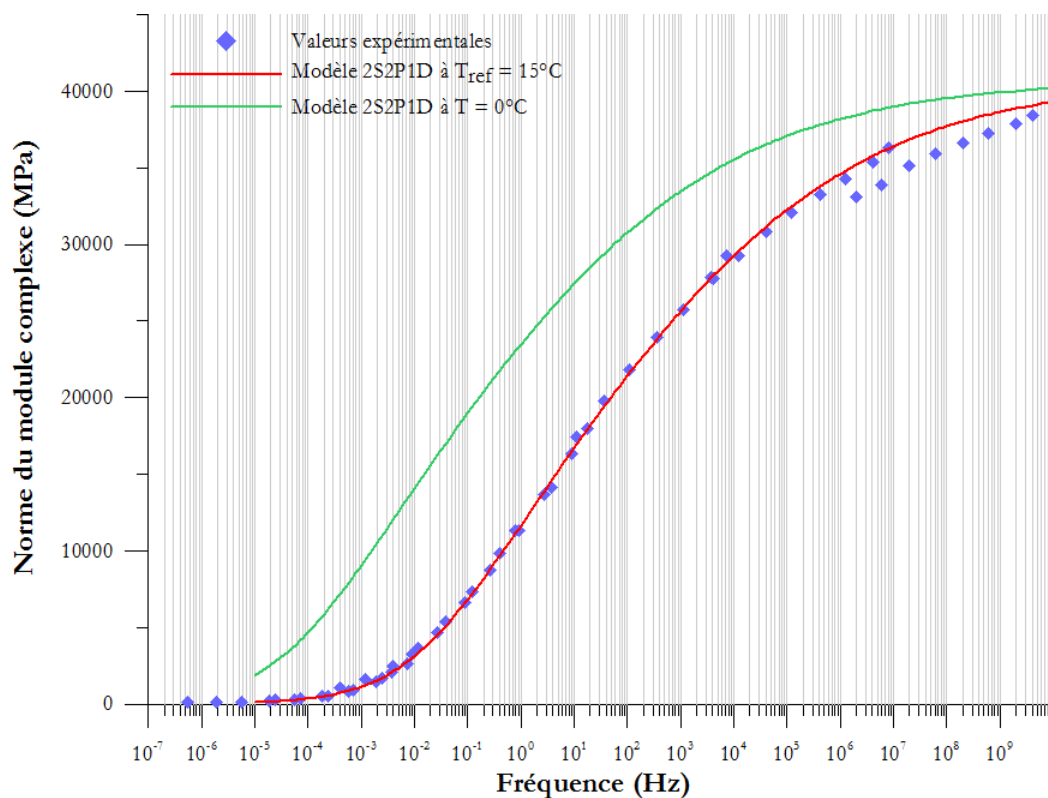
Une des particularités de cette modélisation sera d'intégrer les matériaux bitumineux avec leur comportement viscoélastique (dépendant du caractère fréquentiel de leur sollicitation et de la température). Pour pouvoir prendre en compte cette particularité, nous utiliserons des données collectées d'essais de module complexe sur éprouvettes bitumineuses avec l'application du PETT présentée au premier chapitre. Le module complexe E^* suivra la loi de comportement dictée par le modèle 2S2P1D ajustée préalablement sur les paramètres expérimentaux grâce au programme ViscoAnalyse développé par Chailleux et *al.* [CRSDIR06].

Classiquement, nous choisirons pour notre structure type, une couche de roulement composée d'un BBSG 0/10 de 4 cm d'épaisseur et en ce qui concerne la couche de liaison, nous opterons pour une Grave Bitume de classe 3 (GB3 0/14) d'une épaisseur de 11 cm (couche de surface < 15 cm) et dont la teneur en bitume sera de 4,20 % avec moins de 11 % de vide d'air présent dans la couche.

Le bitume utilisé pour les deux produits sera du 35/50, et les paramètres expérimentaux de ces produits, issus de centrales d'enrobage, sont basés sur des données collectées pour des essais de modules complexes réalisés en laboratoire. Les paramètres thermo-mécaniques, présentés par la figure 2.2 et les tableaux 2.2 et 2.3, sont les résultats après calage des paramètres expérimentaux.



(a) Courbe Maitresse du BBSG



(b) Courbe Maitresse de la GB3

FIGURE 2.2 Linéarisation des données expérimentales via le modèle 2S2P1D

Paramètres	Valeurs
E_0	60
E_∞	30000
k	0,23
h	0,65
δ	1,8
β	20
$\tau_{20^\circ C}$	0,0088
η	$(E_\infty - E_0) \beta \tau_{20^\circ C}$
C_1	20
C_2	167

Tableau 2.2 Paramètres du modèle 2S2P1D après calage du BBSG

Paramètres	Valeurs
E_0	110
E_∞	40750
k	0,17
h	0,53
δ	2,1
β	150
$\tau_{15^\circ C}$	0,277
η	$(E_\infty - E_0) \beta \tau_{15^\circ C}$
C_1	22,17
C_2	149,4

Tableau 2.3 Paramètres du modèle 2S2P1D après calage de la GB3

2.1.1.5 Le chargement

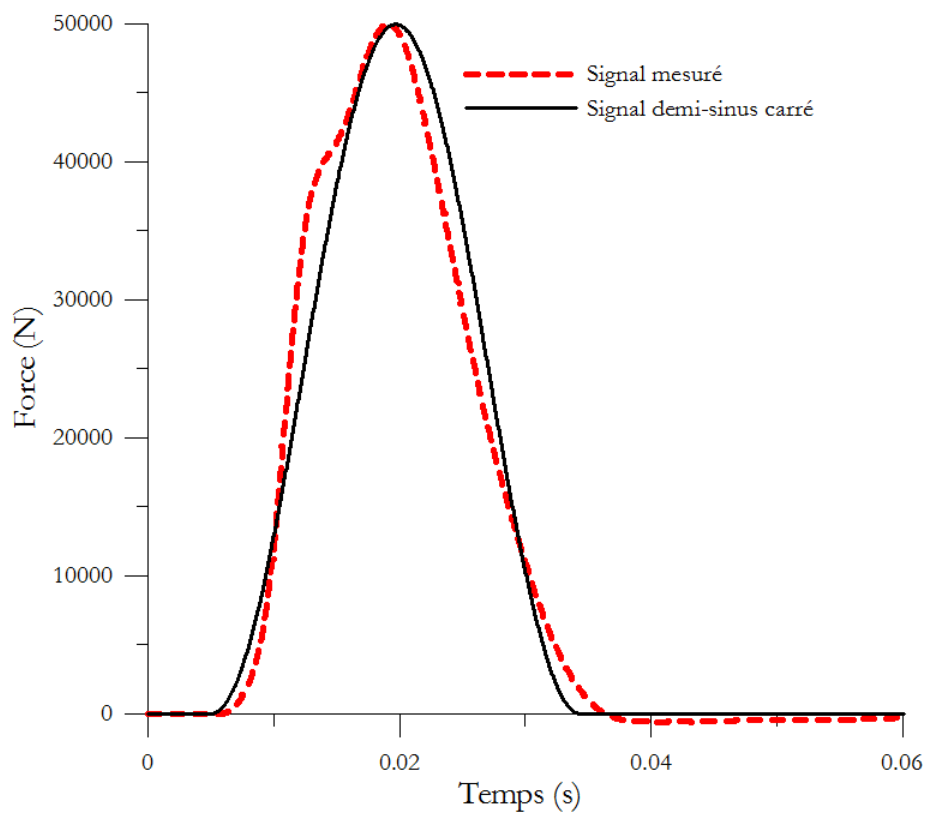
Les effets de l'impact provoqué par un essai FWD sur la structure type de chaussée souple doivent être étudiés au préalable. Nous opterons pour une hauteur de chute moyenne de la masse qui provoquera un chargement défini dans le domaine temporel sur la figure 2.3a. Le signal réel de la sollicitation étant enregistré par le dispositif embarqué, nous ne pourrions toutefois l'intégrer en l'état dans la modélisation car la valeur du pas fixe choisie pour sa discrétisation ne pouvant être modulable, c'est un paramètre contraignant dans notre calcul harmonique pouvant influencer sur les résultats et la qualité de la réponse fréquentielle du système (notamment lié à l'utilisation de la Transformée de Fourier Rapide et Inverse du signal).

Nous prendrons donc le parti de modéliser ce chargement par une fonction demi-sinus carré, paramétrable, définie par l'équation :

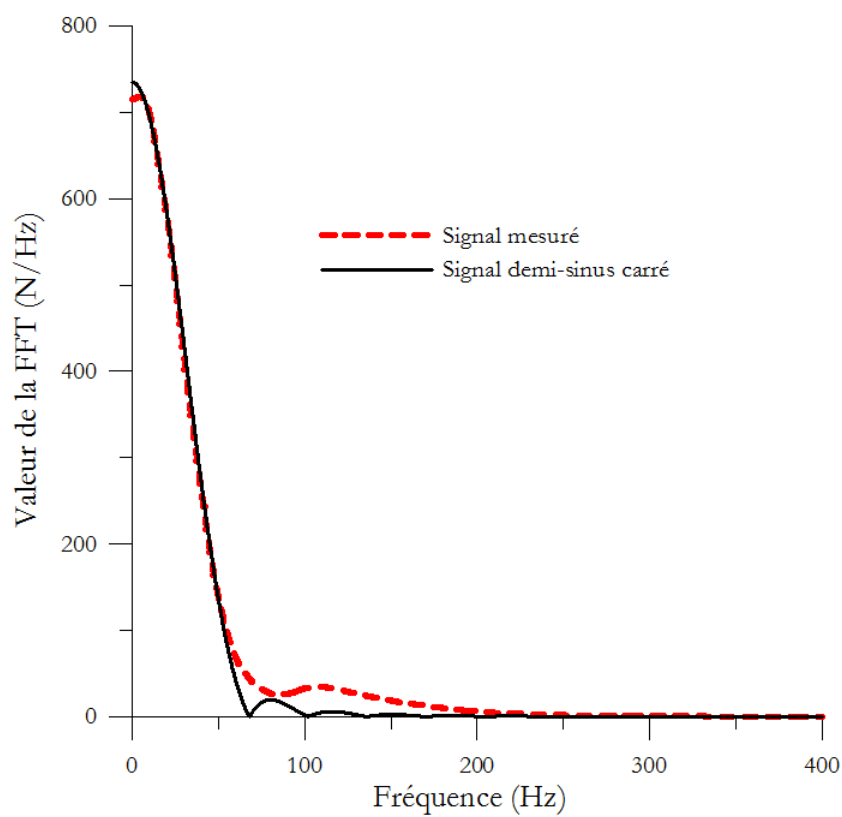
$$F(t) = F_0 \sin^2(\omega_{FWD}t - \varphi_{FWD}) \quad (2.1)$$

où $F(t)$ est l'évolution temporelle du chargement ponctuel appliqué à la structure, F_0 est la charge maximale obtenue pour l'impact en kN, $\omega_{FWD} = 2\pi f_{FWD}$: la pulsation du signal en rad/s, f_{FWD} : la fréquence de l'excitation en Hertz, $\varphi_{FWD} = \omega_{FWD} \times \tau_{FWD}$: le déphasage en radian et τ_{FWD} : le décalage temporel en secondes du début du signal.

Le calage présenté sur les figures 2.3a et 2.3b (respectivement dans les domaines temporel et fréquentiel), nous conduit à prendre un signal d'une amplitude de 49,975 kN (F_0), de 17 Hertz de fréquence d'excitation (f_{FWD}) et d'un décalage temporel initial de 4,5 ms (τ_{FWD}).



(a) Domaine temporel



(b) Domaine fréquentiel

FIGURE 2.3 Comparaison du signal modélisé et réel

Nous verrons également par la suite, la possibilité de représenter le chargement par une charge uniformément répartie sur une plaque, l'équation 2.1 deviendra alors :

$$Q(t) = Q_0 \sin^2(\omega_{FWD}t + \varphi_{FWD}) \quad (2.2)$$

où $Q(t)$ est l'évolution temporelle du chargement réparti appliqué à la structure, et Q_0 est la charge répartie maximale obtenue pour l'impact en kN/m. Les autres paramètres restant inchangés.

2.1.2 Discrétisation structurelle

2.1.2.1 Code éléments finis

Nous utiliserons Cast3M[©], pour modéliser notre structure de référence. Cast3M[©] est un logiciel de calcul par la méthode des éléments finis pour la mécanique des structures et des fluides. Il est développé au Département de Modélisation des Systèmes et Structures (DM2S) de la Direction de l'Énergie Nucléaire du Commissariat à l'Énergie Atomique et aux Énergies Alternatives (CEA) [LF11].

Cast3M[©] intègre non seulement les processus de résolution (solveur) mais également les fonctions de construction du modèle (pré-processeur) et d'exploitation des résultats (post-traitement).

Le choix de cet outil est pertinent car :

- il possède un solveur dynamique réel non symétrique ;
- les opérateurs et procédures sont programmables ;
- l'interfaçage avec d'autres logiciels est possible (utile notamment pour de l'analyse inverse) ;
- un grand nombre de loi mécanique est déjà programmé ;
- c'est un environnement contributif où les utilisateurs peuvent ajouter de nouvelles fonctionnalités ;
- et c'est un logiciel en licence libre accessible pour tous.

Le modèle mathématique utilisé ici par le code de calcul sera un modèle mécanique élastique intégrant la viscoélasticité des matériaux bitumineux. On optera pour une représentation en deux dimensions de type axisymétrique et les seules conditions initiales concerneront les limites du maillage, considérées bloquées en partie inférieure (substratum) et en limite d'influence du chargement (largeur du maillage) afin de simuler la continuité du sol.

Nous présenterons par la suite, la méthodologie du calcul harmonique (fréquentiel) qui

utilise l'algorithme de la Transformée de Fourier Rapide ("TFR" sous Cast3M[©]). Afin d'optimiser les calculs, les particularités de cet outil conduisent, d'une part, à effectuer le calcul uniquement sur la partie positive de la transformation. Une symétrie est réalisée par la suite automatiquement dans le cas des transformations inverses.

D'autre part, le calcul est effectué sur la première moitié du domaine fréquentiel, respectant ainsi le théorème de "Nyquist-Shannon" pour éviter tout repliement de spectre, qui énonce que l'échantillonnage d'un signal, c'est-à-dire sa représentation sous une forme discrète par une liste de valeurs prélevées régulièrement dans ce signal, exige une fréquence d'échantillonnage supérieure au double de l'écart entre les fréquences minimale et maximale qu'il contient.

Cela se traduit par : $f_{calcul} = \frac{f_{echantillonnage}}{2}$ (cf Figure 2.4).

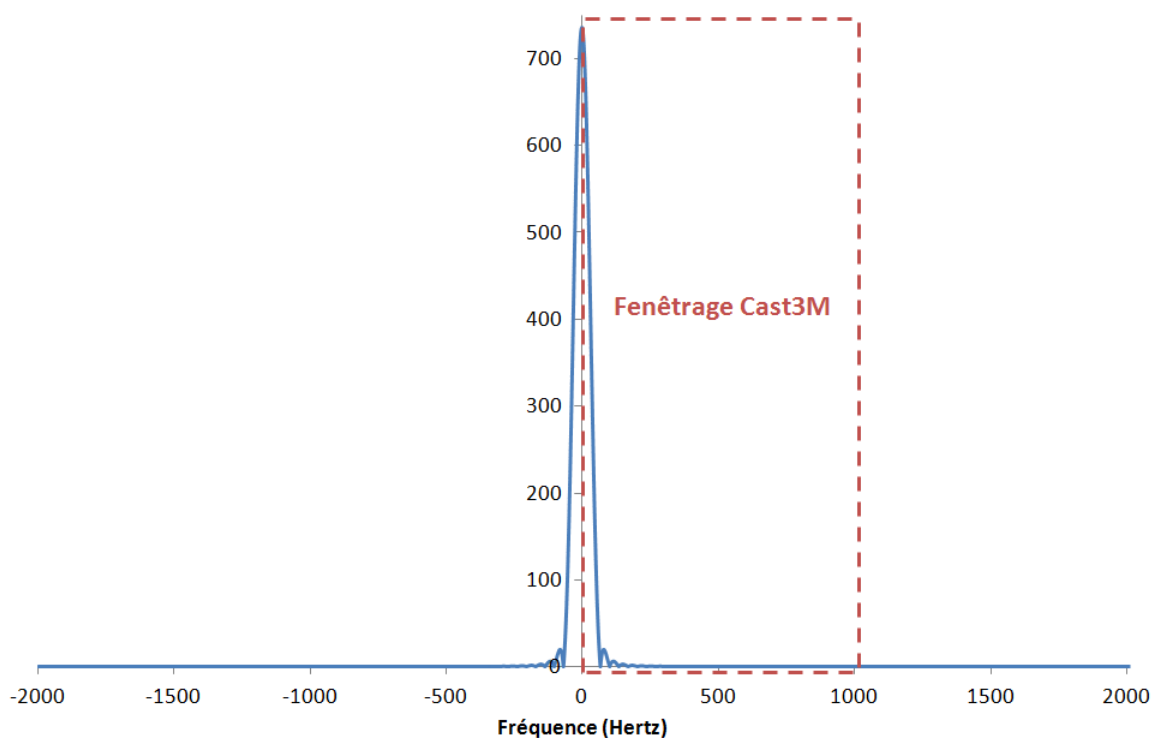


FIGURE 2.4 Utilisation de la TFR par Cast3M

2.1.2.2 Maillage

Une analyse générale effectuée à l'aide de la méthode des éléments finis passe essentiellement par l'opération de maillage, et notamment l'étude des différents paramètres tels que :

- le nombre d'éléments par ligne ou surface définie, ainsi que leurs types ;
- les dimensions extrêmes (le principe d'Éléments Finis suppose des "limites" à définir, plus ou moins proches selon leur définition et influence) ;

- le choix d'une répartition géométrique dans le but d'optimiser le nombre d'éléments et par conséquent le temps de calcul.

L'allure générale de la structure à modéliser est un parallélépipède, nous choisirons donc des éléments de type quadrilatère car, à nombre de nœuds égal, leurs fonctions de base sont plus riches et peuvent représenter les gradients des contraintes et des déformations de façon plus régulière. Le temps de calcul sera fortement dépendant du nombre d'éléments (nombre de degrés de liberté) constituant le maillage, et l'aspect des éléments sera fortement contrôlé sur la déformée du maillage après calcul pour respecter des formes les plus rectangulaires possibles. La taille des éléments conditionnera bien évidemment leurs nombres et la structure doit être discrétisée de telle sorte que les ondes puissent se propager. Autrement dit la taille des éléments doit être plus petite que la longueur d'onde (10 nœuds par longueur d'onde est usuellement pratiqué).

Il est admis qu'un raffinement adapté dans la zone de concentration de contrainte mène à une convergence des résultats plus rapide et cohérente avec la solution continue. Ce choix sera donc fait, en spécifiant plus particulièrement le maillage dans la zone de chargement où seront positionnés les capteurs de type géophones (mesurant la vitesse des points observés). Cette zone concerne une largeur de maillage partant de l'axe de symétrie jusqu'au dernier géophone situé à 1,80 mètres.

Une largeur arbitraire sera dans un premier temps choisie égale à 10 mètres de manière à s'affranchir des effets de bords. Une étude sera réalisée par la suite pour ajuster cette grandeur. La discrétisation horizontale suivra donc une progression géométrique et non régulière de manière à limiter le nombre d'éléments éloignés de la zone de chargement et des points de mesures, de même que celle verticale adaptée en fonction des épaisseurs de couches. L'impact du raffinement sur les résultats de la modélisation sera également étudié.

Le maillage initial, représenté sur la figure 2.5, comporte 4182 noeud et 4040 éléments :

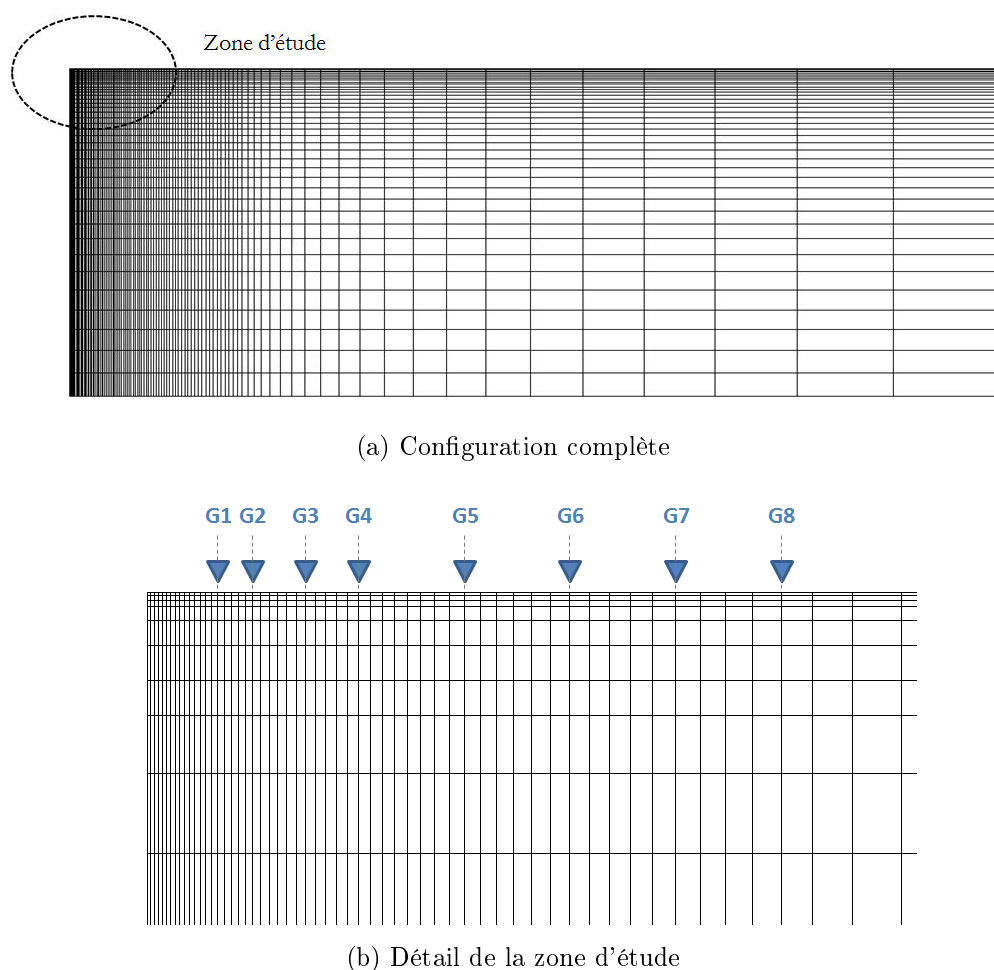


FIGURE 2.5 Maillage utilisé pour la structure de référence

Les points de mesures où nous récupérerons les déplacements temporels après calculs correspondent aux emplacements habituels des géophones sur la rampe de mesure du FWD. Le maillage impose les coordonnées de ces points comme nœuds de manière à limiter les approximations sur les résultats.

2.1.3 Résolution fréquentielle du problème dynamique

2.1.3.1 Discrétisation

La discrétisation de l'équation dynamique pour la modélisation éléments Finis d'un système non-conservatif (dissipatif) dans le domaine fréquentiel entraîne l'équation 1.38, présenté au premier chapitre.

Dans notre cas, l'amortissement considéré sera structural et donc intégré dans une matrice de raideur complexe $K^*(\omega, \theta)$. Cette dernière équation se résumera donc à celle-ci :

$$-\omega^2 \mathbf{M} \{\tilde{y}^*(\omega)\} + \mathbf{K}^*(\omega, \theta) \{\tilde{y}^*(\omega)\} = \{\tilde{F}^*(\omega)\} \quad (2.3)$$

avec :

$$\mathbf{K}^*(\omega, \theta) = \mathbf{K}'(\omega, \theta) + j\mathbf{K}''(\omega, \theta) = \mathbf{K}'(\omega, \theta) (1 + j\Psi(\omega, \theta)) \quad (2.4)$$

où : $\Psi(\omega, \theta) = \frac{\mathbf{K}''(\omega, \theta)}{\mathbf{K}'(\omega, \theta)}$ est la matrice correspondant à l'amortissement hystérétique viscoélastique.

Contrairement aux méthodes numériques telle que celles utilisant les éléments Finis, les méthodes de calcul analytiques ne permettent pas actuellement d'obtenir de solutions explicites dans le domaine fréquentiel. Or, pour notre étude, nous souhaitons intégrer cette particularité de manière à prendre en compte la dépendance de la réponse de la structure au caractère fréquentiel de notre matériau et de sa sollicitation.

Le calcul dans le domaine fréquentiel (ou calcul harmonique) permettra donc d'intégrer la variation du module complexe en fonction de la fréquence. Pour permettre cela, la sollicitation et la réponse de la structure s'écrivent respectivement :

$$\{\tilde{F}^*(\omega)\} = \{\tilde{F}'(\omega)\} \cos(\omega t) + \{\tilde{F}''(\omega)\} \sin(\omega t) \quad (2.5)$$

$$\{\tilde{y}^*(\omega)\} = \{\tilde{y}'(\omega)\} \cos(\omega t) + \{\tilde{y}''(\omega)\} \sin(\omega t) \quad (2.6)$$

Ce qui nous permet de décomposer l'équation générale en partie réelle et imaginaire de ces valeurs complexes et ainsi définir deux équations couplées :

$$-\omega^2 \mathbf{M} \{\tilde{y}'(\omega)\} + \mathbf{K}'(\omega, \theta) \{\tilde{y}'(\omega)\} - \mathbf{K}''(\omega, \theta) \{\tilde{y}''(\omega)\} = \{\tilde{F}'(\omega)\} \quad (2.7)$$

$$-\omega^2 \mathbf{M} \{\tilde{y}''(\omega)\} + \mathbf{K}'(\omega, \theta) \{\tilde{y}''(\omega)\} - \mathbf{K}''(\omega, \theta) \{\tilde{y}'(\omega)\} = \{\tilde{F}''(\omega)\} \quad (2.8)$$

Ces deux dernières équations peuvent alors se mettre sous la forme d'un système à inconnues et coefficients réels (de type $\mathbf{I} \{\tilde{y}(\omega)\} = \{\tilde{F}(\omega)\}$, avec \mathbf{I} : matrice d'impédance), comme présenté dans l'équation suivante :

$$\begin{bmatrix} -\omega^2 \mathbf{M} + \mathbf{K}'(\omega, \theta) & -\mathbf{K}''(\omega, \theta) \\ \mathbf{K}''(\omega, \theta) & -\omega^2 \mathbf{M} + \mathbf{K}'(\omega, \theta) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\tilde{y}'(\omega)\} \\ \{\tilde{y}''(\omega)\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{\tilde{F}'(\omega)\} \\ \{\tilde{F}''(\omega)\} \end{Bmatrix} \quad (2.9)$$

La matrice d'impédance (non-symétrique), ainsi définie, comporte deux fois plus d'inconnues réelles que de degrés de liberté du système temporel, mais la résolution de

l'équation dynamique se ramène à la résolution d'un problème statique. La résolution du problème est donc particulièrement simple dès lors que le code de calcul (ici Cast3M) possède un solveur réel non symétrique.

2.1.3.2 Algorithme utilisé

L'algorithme implémenté sous Cast3M pour notre modélisation est schématisé sur la figure 2.6. Il est structurellement défini en quatre principales étapes :

- Définition des hypothèses générales ;
- Bascule du domaine temporel au domaine fréquentiel (utilisation de la Transformée de Fourier Rapide) ;
- Réalisation du calcul ;
- Retour dans le domaine temporel (TFR inverse) et post-traitement.

Les paramètres mécaniques, viscoélastiques ou élastiques selon les couches étudiées seront donc définis en première étape, ainsi que l'apport de la thermique. La température sera définie sous forme d'un gradient sur l'épaisseur des couches bitumineuses qui influera sur le paramètre τ du modèle viscoélastique considéré. Le module complexe des couches bitumineuses sera donc également défini par un gradient sur l'épaisseur.

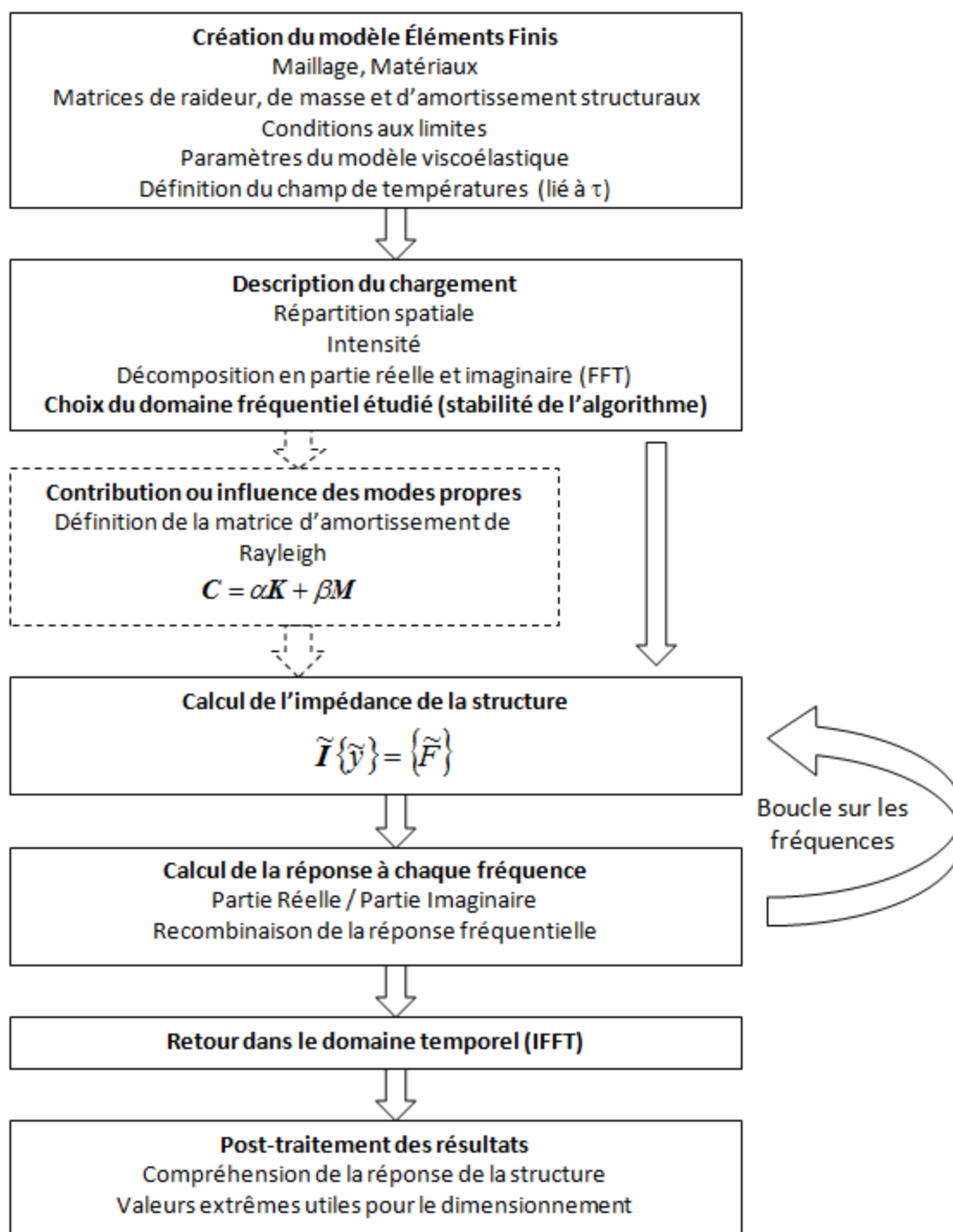


FIGURE 2.6 Calculs harmoniques ou fréquentiels

2.1.3.3 Résultats

2.1.3.3.1 Critères de satisfaction (Post-traitement) : Les résultats sont présentés sous forme d'évolution temporelle des déplacements verticaux en surface de chaussée que l'on obtiendra aux différents points d'applications des géophones de la rampe de mesure du FWD (G1 à G8). Ce sont ces "déflexions", que nous pourrons comparer par

la suite au résultats expérimentaux (cf Figure 2.7).

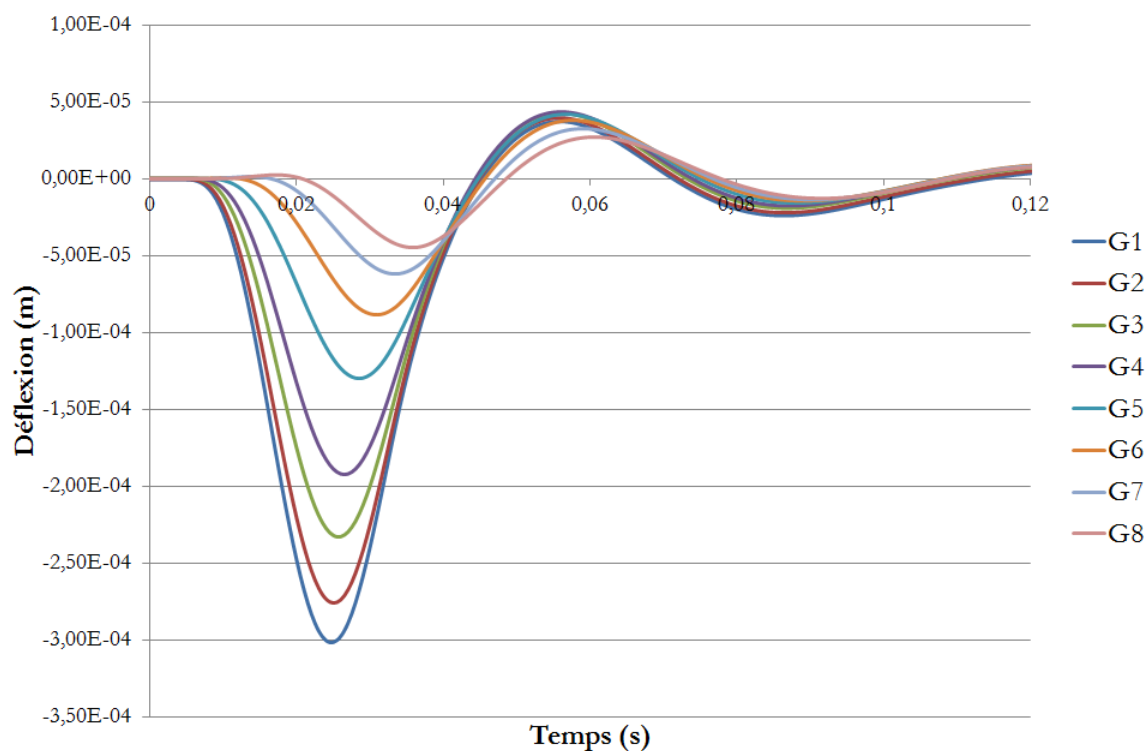


FIGURE 2.7 Déflexions obtenues par les différents géophones

Du point de vue de l'analyse statique, seule la déflexion minimale obtenue pour chaque géophone est considérée et représentée par une courbe appelée "bassin de déflexion" (cf Figure 2.8).

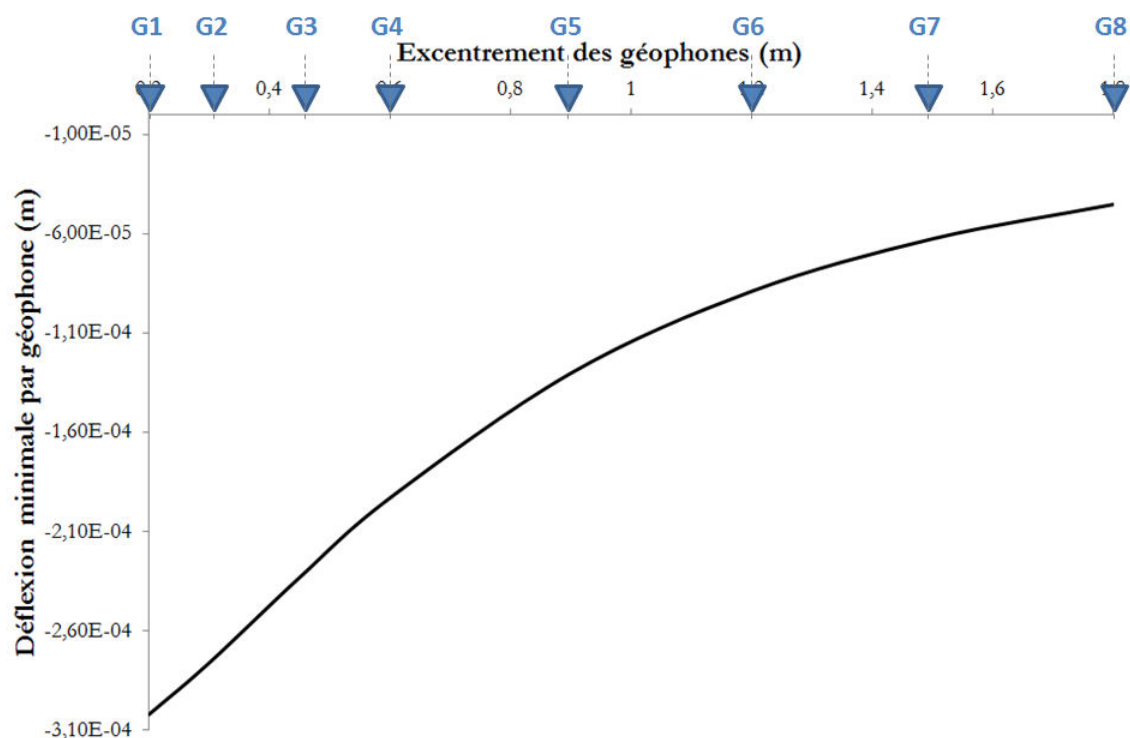


FIGURE 2.8 Exemple d'un bassin de déflexion

La comparaison avec l'essai FWD est étudiée au travers de l'écart quadratique moyen (EQM) appelé également "Root Mean Square" (RMS) défini par l'équation 2.10 :

$$RMS = \sqrt{\frac{1}{N_r} \sum_{i=1}^{N_r} \left(\frac{y_{i \text{ th}} - y_{i \text{ m}}}{y_{i \text{ m}}} \right)^2} \quad (2.10)$$

avec i : les différents géophones observés, N_r : leur nombre total, l'indice "th" pour les déflexions théoriques et l'indice "m" pour les déflexions mesurées.

Un critère commun consiste à considérer qu'une valeur du RMS inférieure à 2% obtenue après rétro-calcul constitue une bonne approximation des paramètres intrinsèques de la structure.

Plusieurs autres critères statiques (présentés au Chapitre 1) pourront être utilisés dans les prochaines comparaisons. Nous vérifierons donc l'influence des paramètres de la chaussée sur le SCI , BDI , BCI , l' ISM et l' A_N , mais nous regarderons également d'autres paramètres dynamiques : le déphasage temporel entre chaque géophone et la cohérence des "rebonds" en fin de signal sur le fenêtrage expérimental.

2.1.3.3.2 Contributions modales : Notre modélisation dynamique nécessite de discrétiser macroscopiquement l'élément de structure de chaussée que l'on souhaite étudier. Nous verrons par la suite si nos hypothèses sur les dimensions de notre maillage

sont suffisantes et cohérentes avec la réalité du comportement de la structure. Elle nécessite également que l'on définisse un ensemble de paramètres mécaniques que l'on doit intégrer dans l'équation générale de la dynamique (cf Équation 1.37).

La résolution dynamique (temporelle ou fréquentielle) de cette équation prend mathématiquement en compte les modes propres de la structure, et selon le caractère fréquentiel de l'excitation, certains seront mis en résonance.

Nous observons sur la figure 2.9, les fréquences propres associées aux modes propres de notre structure de référence, et ce, sur l'ensemble de la plage des fréquences étudiée, étant donné le caractère viscoélastique qui implique un module des couches bitumineuses variable selon les fréquences. L'étude des modes propres élastiques, pour aboutir à cette figure, a été réalisée en considérant élastique les couches bitumineuses et en prenant en compte un module d'Young constant par fréquence. En clair, des modes propres ont été calculés (axe des abscisses) pour plusieurs fréquences de sollicitation (axe des ordonnées), pour chaque fréquence de sollicitation, la structure est considérée élastique et le module d'Young, pris pour la couche bitumineuse, est lu sur la courbe maîtresse du matériau.

Nous constatons également que pour notre chargement de référence d'une fréquence de 17 Hz, la structure présente une grande quantité de modes propres pouvant résonner.

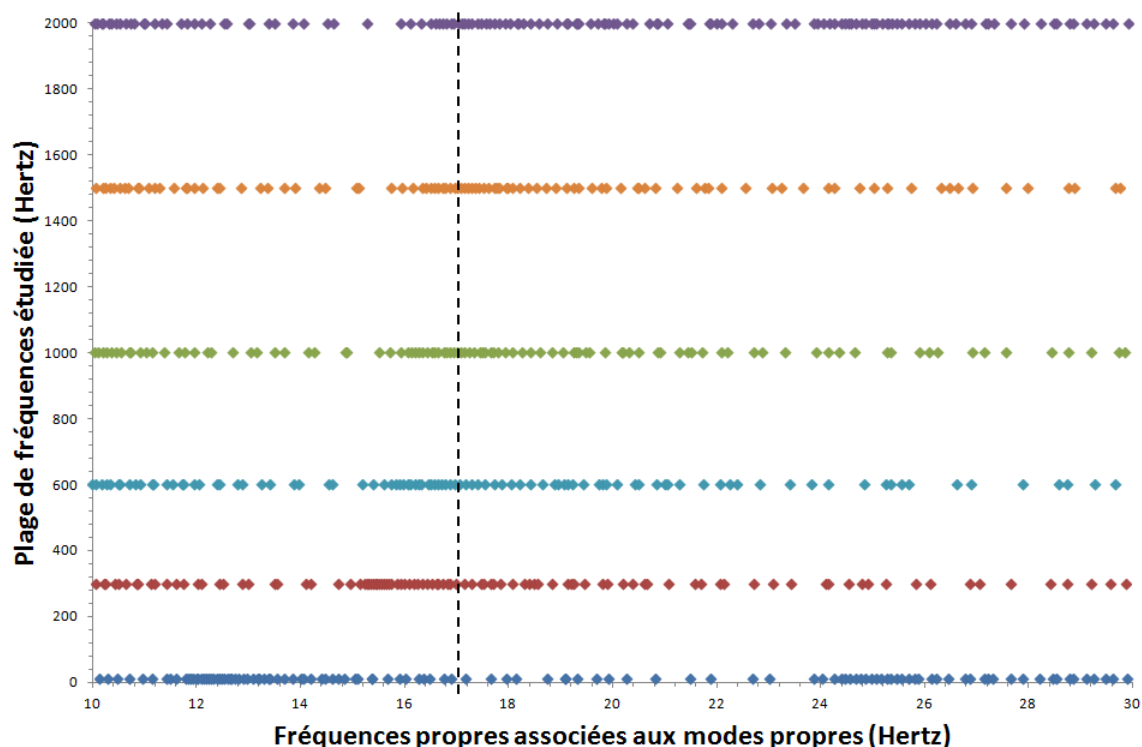


FIGURE 2.9 Modes Propres de la structure de référence

La résonance se traduit en temporel, après calcul, par une fin de signal anarchique

pouvant s'amplifier au lieu de s'atténuer (cf Figure 2.10).

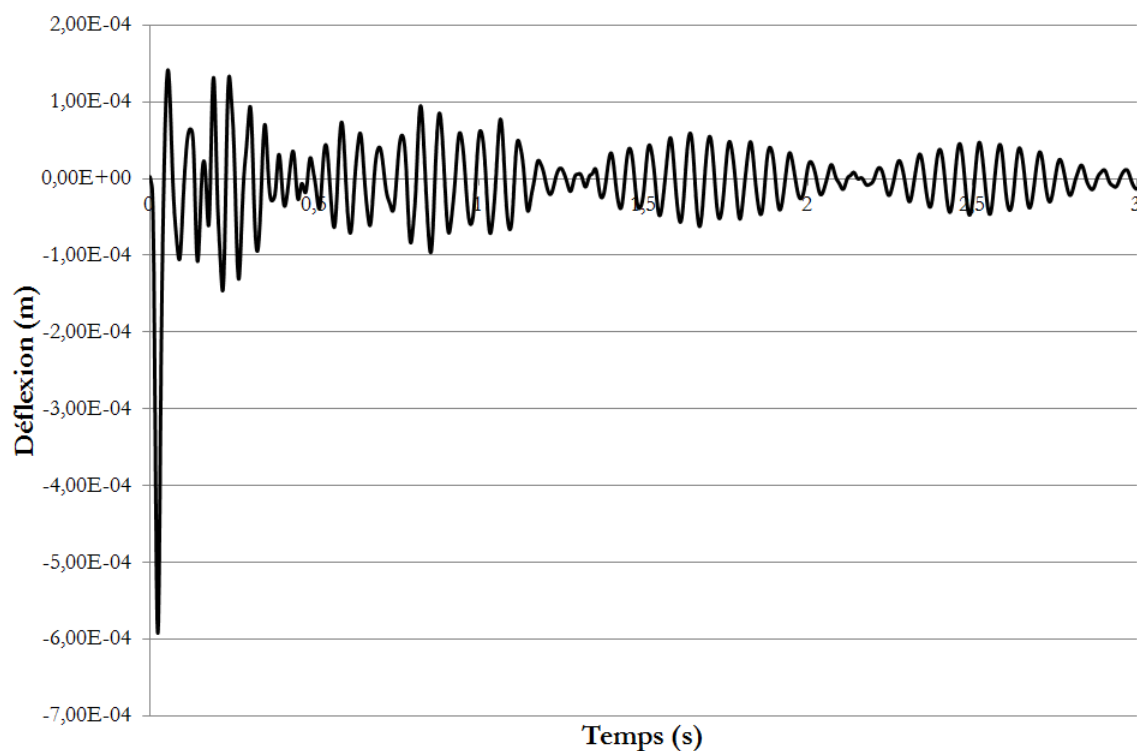
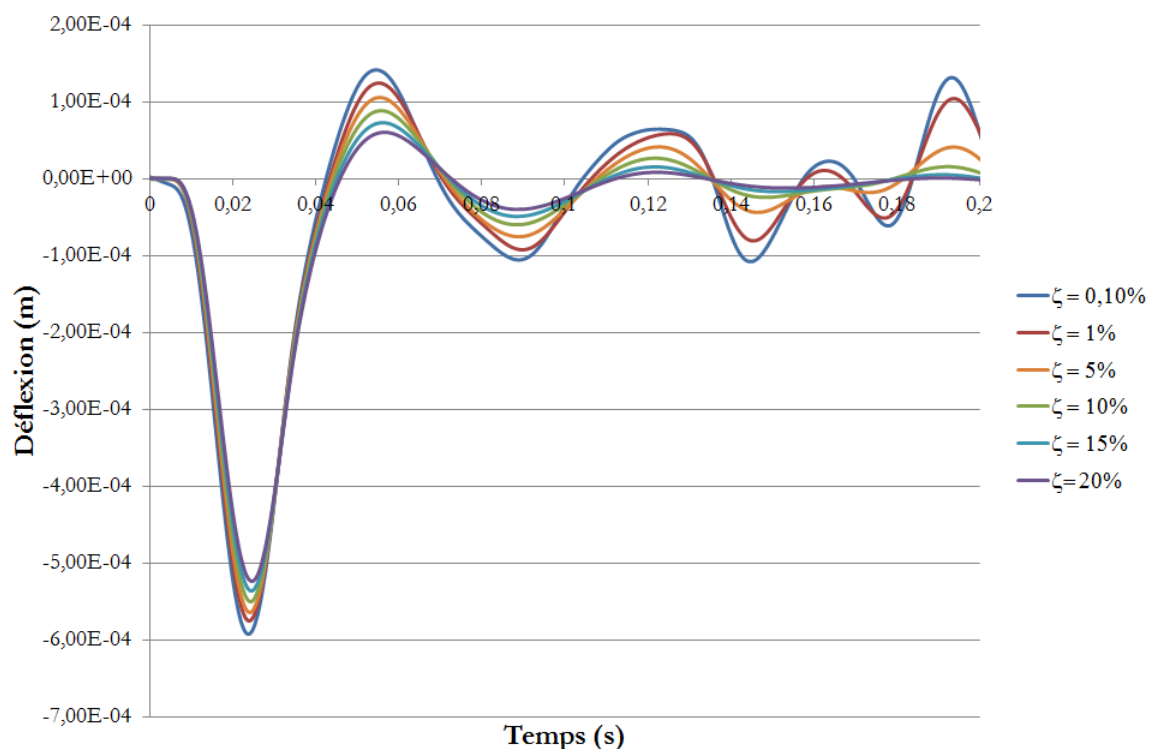


FIGURE 2.10 Influence des modes propres sur la réponse de la structure

Avec un modèle purement visqueux, les modes de plus basses fréquences sont généralement trop peu amortis. Ceci a conduit à l'utilisation très fréquente d'un modèle d'amortissement mélangeant amortissement visqueux proportionnel à la raideur, et amortissement proportionnel à la masse : le modèle de Rayleigh.

La figure 2.11 présente l'impact de l'évolution du paramètre ζ (coefficient d'amortissement réduit) sur l'atténuation de la résonance des modes propres pour une réponse temporelle. Ce paramètre sera, lors des comparaisons expérimentales, fortement étudié, mais nous prendrons pour la suite de ce chapitre, la valeur arbitraire de 15%.

FIGURE 2.11 Impact de ζ sur la réponse temporelle de la modélisation

2.1.3.3.3 Stabilité de l'algorithme Une étape préalable avant toute étude paramétrique est la validation de la stabilité de l'algorithme pour l'ensemble des cas expérimentaux possibles. Les outils utilisés tels que la FFT et la IFFT sont fortement liés à la discrétisation du pas temporel ou fréquentiel choisi. Dans la suite de ce paragraphe, nous allons "cadrer" les hypothèses d'observation des résultats, de manière à permettre l'utilisation de la modélisation pour des cas de figure usuels.

L'instabilité se traduit par des phénomènes de non-causalité par rapport aux conditions initiales. Cela peut se constater si l'on observe un début de réponse à un temps donné, alors que le chargement est encore nul pour ce même instant (cf Figure 2.12). L'algorithme est considéré dans ce cas, instable, et on peut également constater une déflexion initiale à $t=0$ non-nul.

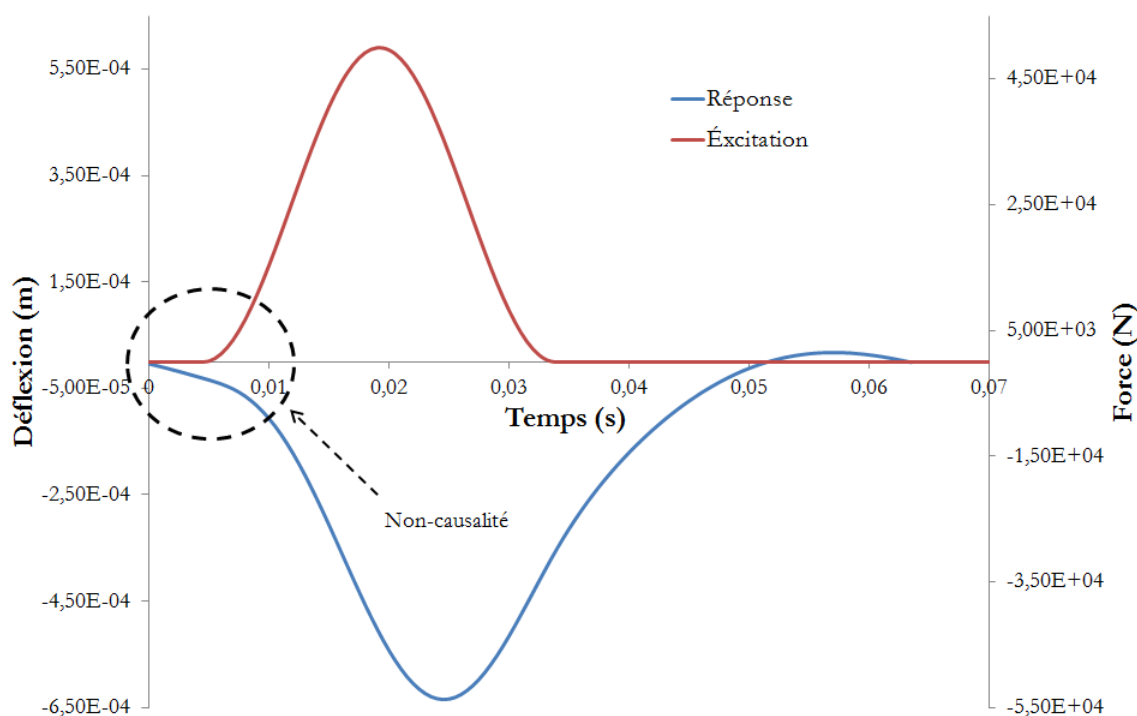


FIGURE 2.12 Mise en évidence de l'instabilité

Le but est de choisir une représentation de notre réponse temporelle suffisante et cohérente pour la comparaison expérimentale. La largeur de bande correspond au fenêtrage temporel observé. Dans le cas de l'essai FWD la largeur de bande maximum est de 0,1 secondes. Le premier critère repose sur le fait que la réponse de notre calcul devra "au minimum" être étudiée jusqu'à cet instant, de manière à comparer un maximum d'information.

Notre deuxième critère est purement visuel, il s'agit d'avoir une bonne définition de notre signal afin d'éviter des effets de crénelage plutôt indésirables. Un pas temporel Δt de 0,5 millisecondes correspond convenablement.

La discrétisation fréquentielle est, quant à elle, dépendante de ces deux premiers critères temporels. La fréquence d'échantillonnage de la transformée de Fourier du signal est générée par l'algorithme de la FFT selon cette formule :

$$f_{\text{echantillonnage}} = \frac{1}{\Delta t} \quad (2.11)$$

Soit : $f_{\text{echantillonnage}} = 2000$ Hertz dans notre cas.

Ces paramètres étant maintenant figés, le seul dernier paramètre nous permettant d'influer sur la stabilité de l'algorithme est le nombre de points du signal fréquentiel. L'utilisation de la FFT impose un nombre puissance de 2 et il sera relié à la largeur de bande par la relation :

$$Nb_{points} = L_{Bande} \times f_{echantillonnage} \quad (2.12)$$

Pour respecter le critère inhérent à la largeur de bande, le nombre de points minimum de la FFT est égal à 2^8 . La figure 2.13 présente l'impact sur la réponse de notre calcul pour plusieurs nombres de points de la FFT variant de 2^8 à 2^{14} .

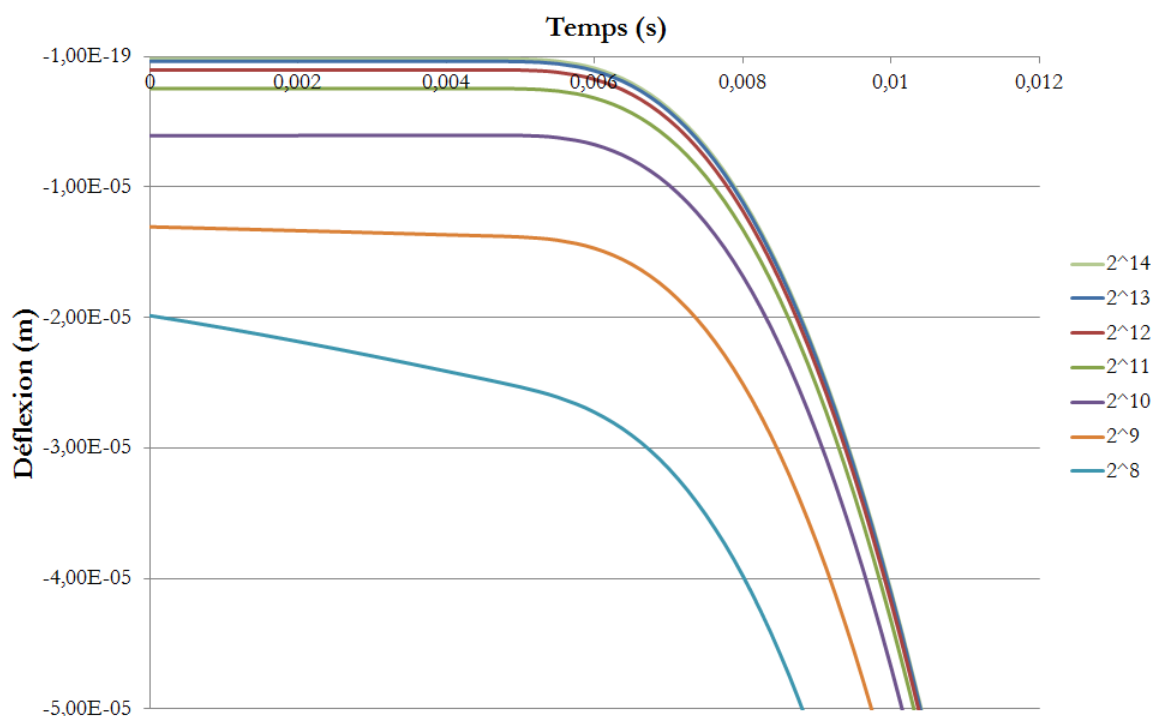


FIGURE 2.13 Influence du nombre de points de la FFT sur la causalité de l'algorithme

Si l'on admet comme dernier critère, une déflexion initiale résiduelle inférieure à $1 \mu\text{m}$ (appelé encore "micro-déformation"), qui correspond à l'erreur de lecture des mesures FWD, alors nous garderons pour la suite des études, un nombre de points de la transformée de Fourier égal à 2^{12} , ce qui entraîne une largeur de bande de 2,048 secondes et un calcul à réaliser sur 2048 fréquences.

2.2 Analyses paramétriques

2.2.1 Paramètres structurels internes

2.2.1.1 Paramètres géométriques

2.2.1.1.1 Finesse du maillage : La première étude paramétrique présentée, concerne l'influence du raffinement du maillage. Le temps de calcul étant fortement dépendant du nombre de noeuds, ou d'éléments, il est nécessaire dans un premier temps d'optimiser

ceux-ci. Nous avons opté pour une progression géométrique de la densité des éléments en fonction de l'éloignement du point d'impact de la charge. La taille des éléments sur les 2 premiers mètres de largeur évolue progressivement de 0,01 m à 0,05 mètre. Cette dernière largeur correspond à longueur d'onde émise par la sollicitation sur le matériau. De 2 mètres jusqu'à la largeur maximale du maillage l'augmentation de la densité est plus importante. On définira donc un polynôme du second degré de la forme : $ax^2 + bx + c$ pour représenter cette évolution de la densité en fonction de la largeur, ainsi qu'un coefficient de finesse κ influant sur les paramètres a , b et c du polynôme et ainsi permettant de proposer plusieurs maillages, plus ou moins fins. La figure 2.14 présente les paraboles associées aux densités étudiées.

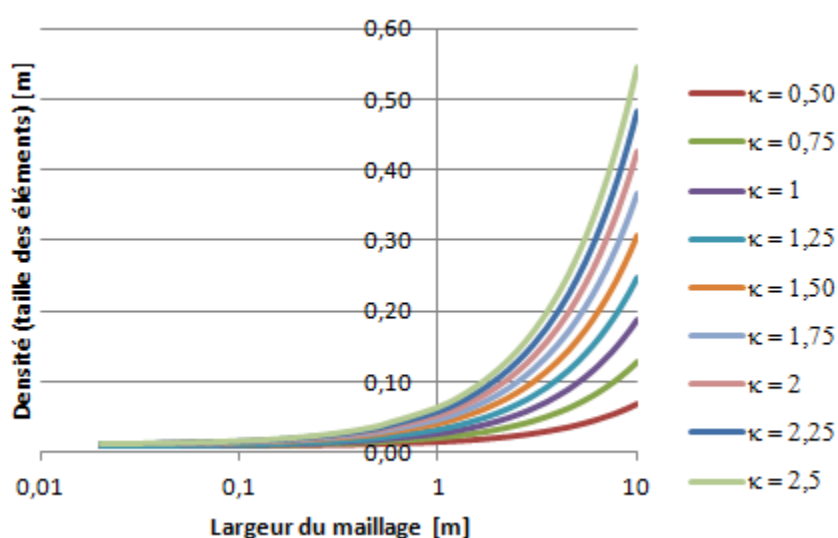


FIGURE 2.14 Différentes progressions géométriques de la densité du maillage en fonction de la largeur

Des progressions sur la profondeur sont associées également de manière à avoir des densités évolutives sur les deux dimensions de notre maillage (cf Figure 2.15).

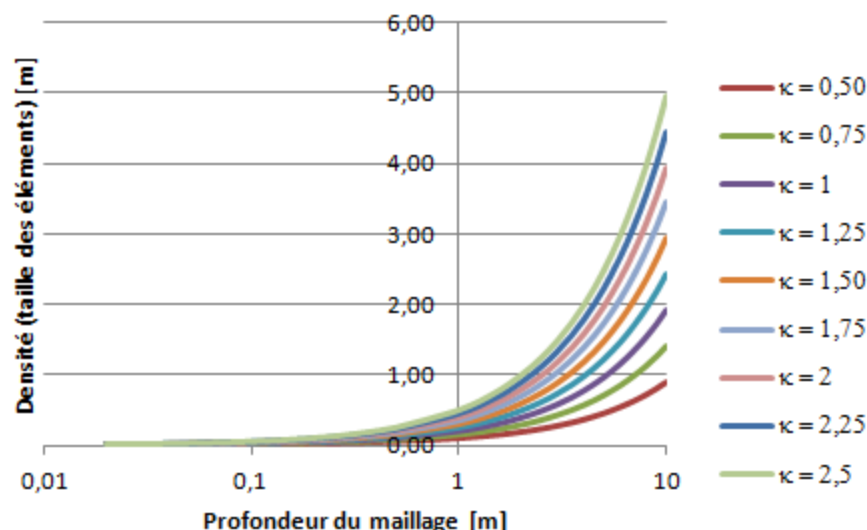


FIGURE 2.15 Différentes progressions géométriques de la densité du maillage en fonction de la profondeur

Différentes versions de maillage selon le paramètre κ sont aussi obtenues. Trois d'entre elles sont présentées sur la figure 2.16.

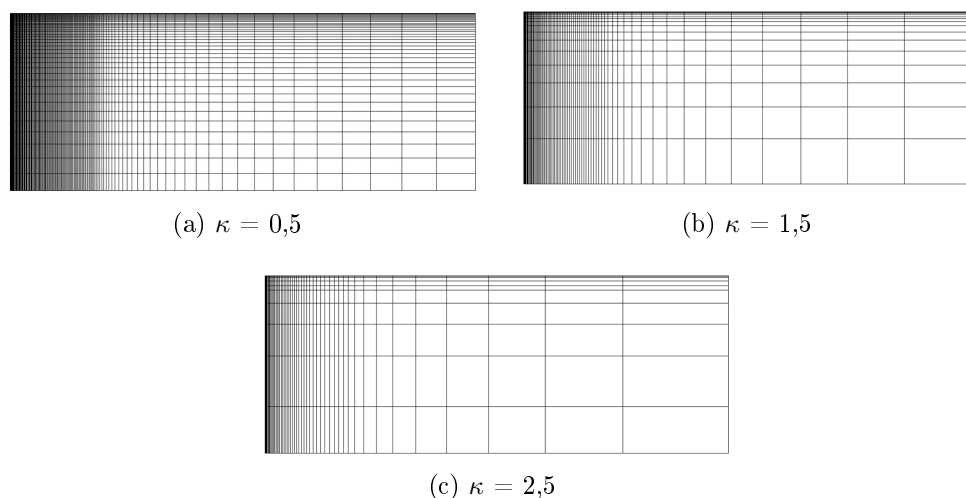
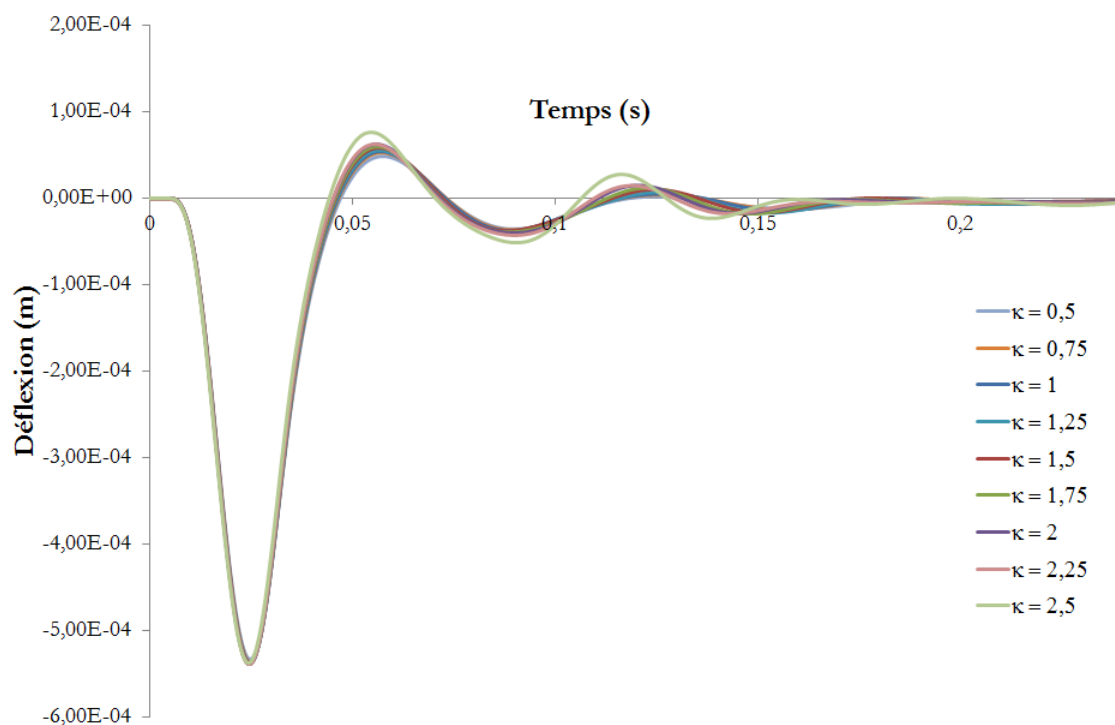


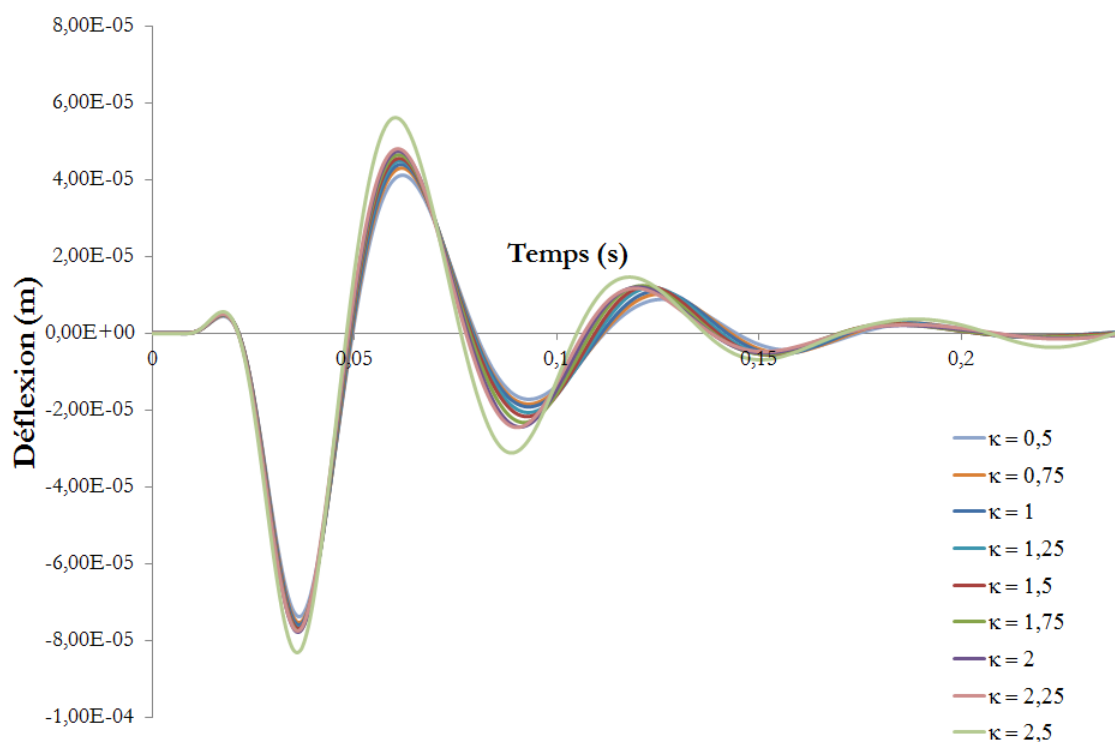
FIGURE 2.16 Maillages représentatifs parmi ceux étudiés

Nous avons utilisé comme machine pour cette étude, l'Optiplex 390 de Dell, avec un processeur Intel^(R) CoreTM i3 - 3,30 GHz, sur un système d'exploitation 64 bits possédant une mémoire vive de 4,00 Go. Les temps de calcul sont fortement dépendants de la capacité du processeur, alors que la possibilité de traiter un grand nombre d'informations (un calcul par point de Gauss, ou par nœud) sera dépendant de la taille de la mémoire vive. En dessous de $\kappa = 0,5$ les 4 Go de mémoire vive sont saturés et le calcul ne peut aboutir. Pour cette valeur du coefficient de finesse, le calcul direct prend 136 minutes.

Les résultats obtenus pour le premier et le dernier géophone (G1 et G8) sont présentés sur la figure 2.17. On observe, qu'au-delà de $\kappa = 2,25$, la réponse est fortement impactée par l'augmentation de la taille du maillage.



(a) Premier géophone (G1)

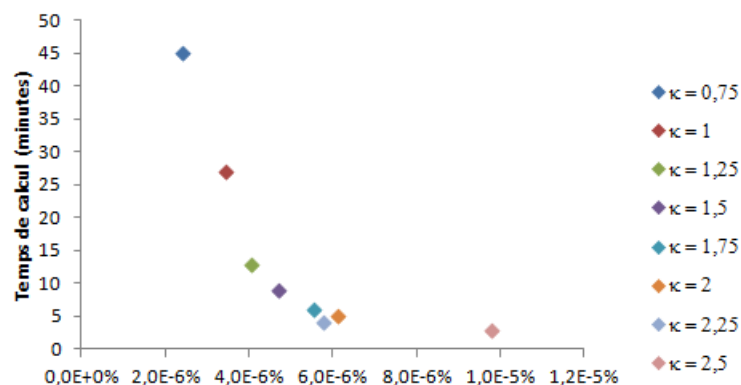


(b) Dernier géophone (G8)

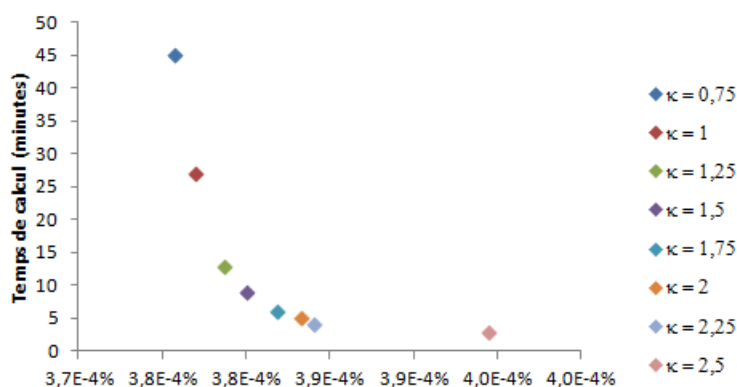
FIGURE 2.17 Réponse temporelle des géophones en fonction de κ

Les figures 2.18a et 2.18b présentent quant à elle l'évolution du temps de calcul en fonction de l'écart quadratique moyen (RMS) par rapport au maillage de raffinement :

$\kappa = 0,5$ pour le bassin de déflexion (minimum des déflexions temporelles sur l'ensemble des géophones) et pour ce qu'on appellera le bassin de réflexion (maximum des déflexions temporelles sur l'ensemble des géophones : premier "rebonds").



(a) RMS - Bassin de déflexion



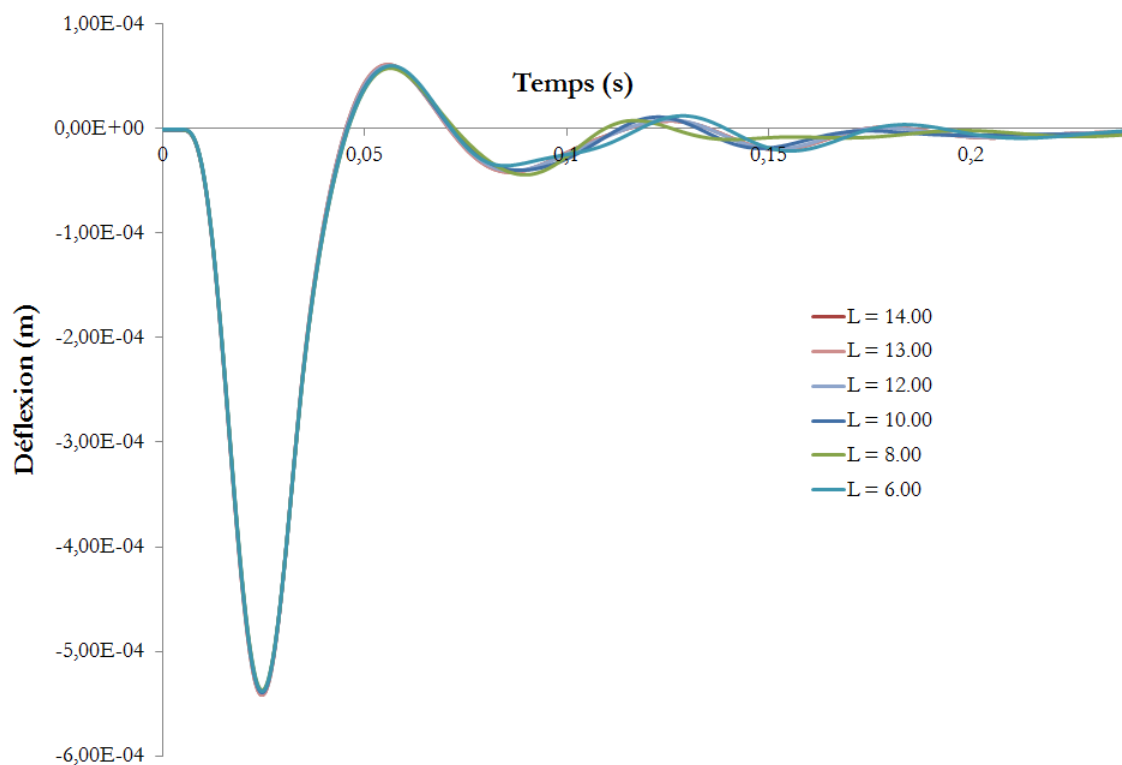
(b) RMS - Bassin de réflexion

FIGURE 2.18 Évolution du temps de calcul en fonction de la précision des résultats

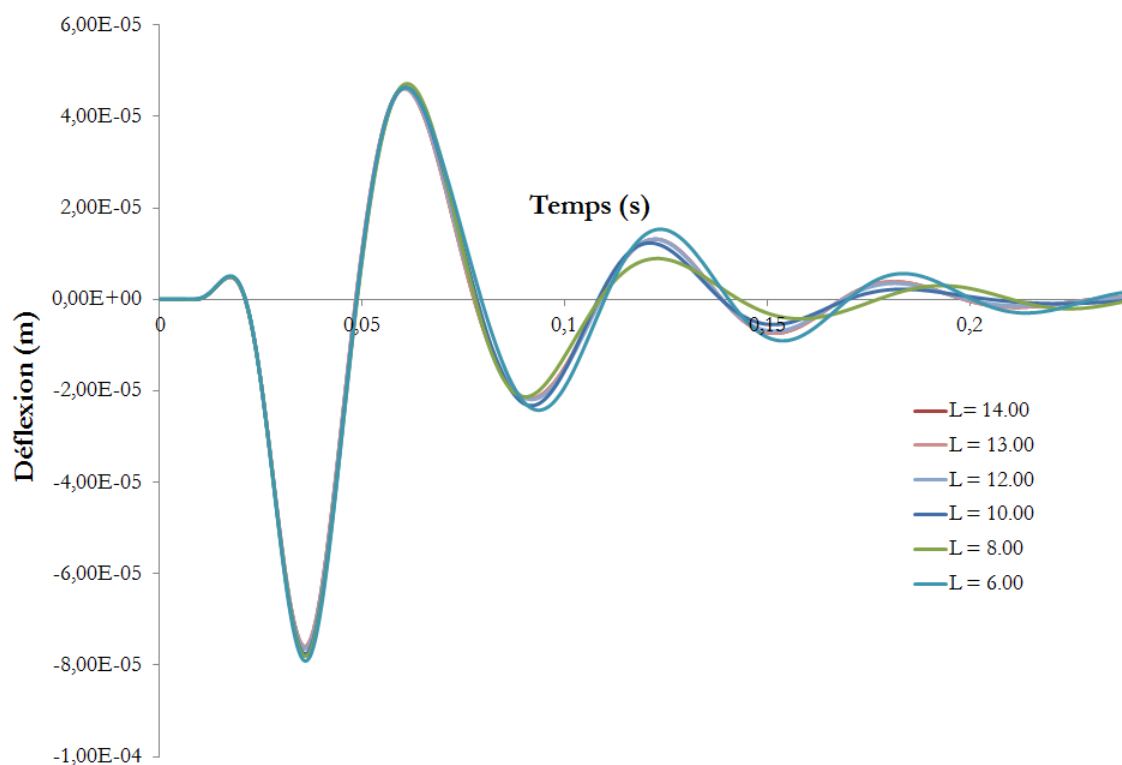
Un compromis intéressant se situe pour $\kappa = 1,75$ qui propose un temps de calcul convenable pour une précision des résultats acceptable.

2.2.1.1.2 Largeur et profondeur du maillage : Les conditions limites imposées au maillage sont des déplacements bloqués sur la frontière verticale au bord et sur la frontière horizontale en fond de notre structure axisymétrique. Elles génèrent des réflexions lors de la propagation des ondes mécaniques générées par l'impact qui peuvent correspondre à la réalité de la structure (cas de la réflexion sur la couche rocheuse, le substratum) ou non (discrétisation de largeur qui est infinie en réalité).

Les figures 2.19 présentent l'évolution de la réponse calculée de la structure en fonction de la largeur du maillage et de la profondeur du substratum.



(a) Premier géophone (G1)



(b) Dernier géophone (G8)

FIGURE 2.19 Réponse des géophones en fonction de la largeur du maillage

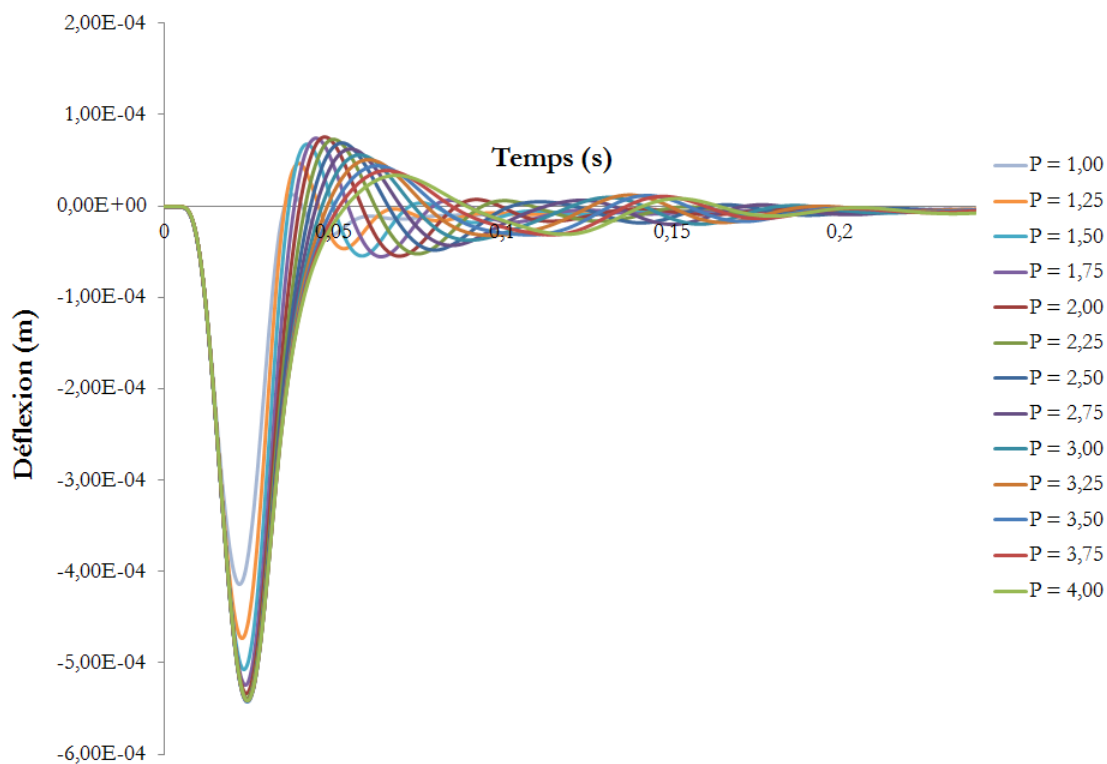
On constate qu'à partir d'une demi-largeur de 13 mètres, la réponse n'est quasiment

plus influencée par ce paramètre.

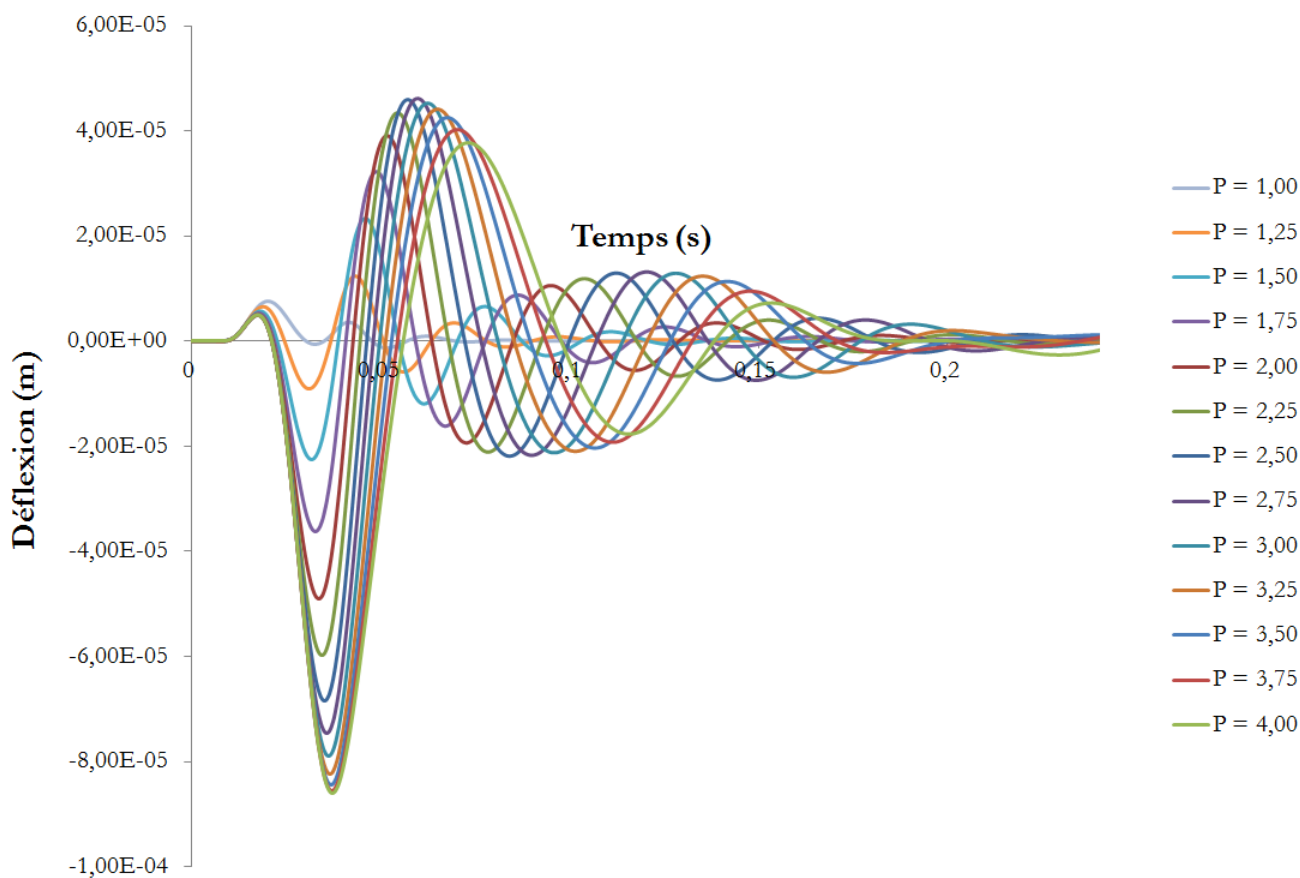
2.2.1.1.3 Profondeur du substratum : Le dernier paramètre géométrique de notre modélisation axisymétrique étudié est la profondeur. Les épaisseurs de premières couches sont généralement connues, soit par le dimensionnement, la réalisation, ou un repérage par radar après travaux. Notre roc est modélisé par une couche très rigide (\approx infiniment rigide) d'une épaisseur prise arbitrairement à 1 mètre, mais dont cette grandeur ne concède aucun effet sur la réponse.

La seule incertitude de notre modélisation concerne la couche de forme qui peut avoir une épaisseur variable selon le profil en long de la chaussée. Cette épaisseur déterminera donc la profondeur de notre couche rigide, appelée également roc ou substratum.

L'impact de cette profondeur sur la réponse est non-négligeable étant donné la réflexion des ondes mécaniques provoquée par la chute de la masse. L'évolution des résultats du calcul selon ce paramètre est présentée sur la figure 2.20.



(a) Premier géophone (G1)



(b) Dernier géophone (G8)

FIGURE 2.20 Réponse des géophones en fonction de la Profondeur du substratum

On constate sur ces figures, l'importance de ce paramètre. Il propose un effet différent selon l'excentrement des géophones : les plus éloignés seront les plus impactés et traduiront plus donc le comportement des couches profondes.

2.2.1.2 Paramètres mécaniques

Les paramètres mécaniques tels que le module d'Young, le coefficient de poisson et le ratio d'amortissement structural des différentes couches influent fortement sur le résultats de la modélisation. Certaines données mécaniques, tels que le module complexe des matériaux bitumineux et la valeur arbitraire du module d'Young du substratum très rigide, sont figées parce que supposé connues dans l'hypothèse d'un rétro-calcul sur des résultats expérimentaux

Ce paragraphe a pour but d'évaluer l'impact sur les résultats d'une modification des paramètres intrinsèques des trois couches au comportement considéré élastique (les couches de Base et Fondation et la couche de Forme). Pour cela, faire une étude paramétrique sur les six paramètres mécaniques avec une variation d'une dizaine de valeurs sur leurs plages expérimentales (comme pour les paramètres précédents) conduirait à effectuer 10^6 calculs de 6 minutes chacun (selon la performance de la machine) pour étudier tout les cas de figure et définir ce que l'on appelle un plan d'expérience exhaustif. Nous opterons donc pour un plan d'expérience réduit permettant d'étudier une "tendance" de comportement de ces paramètres.

Il est basé sur des méthodes statistiques qui consistent à sélectionner certaines combinaisons et permettent naturellement de réduire les coûts de calcul. Il diminue néanmoins l'information disponible sur le comportement du système. Il faut donc s'assurer de la pertinence de la sélection par rapport au modèle à identifier. Les interactions sont rarement toutes prises en compte dans le modèle, les interactions d'ordre élevé, en particulier, sont souvent négligées. L'idée est donc d'éliminer des essais de sorte à ne "faire travailler" que les interactions retenues. Les plans obtenus étant des sous-ensembles du plan complet, on les appelle plans fractionnaires.

Nous utiliserons une matrice de Hadamard [Eli12], présentée sur le tableau 2.4, qui résume l'étude paramétrique à 2^3 calculs et qui est une matrice optimale pour les plans d'expériences sans interactions. Ce type de plan permet d'avoir une première évaluation des influences des variables sur la réponse expérimentale avec très peu d'essais à réaliser même pour un nombre de variables significatif. Il est souvent utilisé en première approche.

Nous retiendrons pour l'étude suivante une contraction des couches d'assises et observerons ainsi 6 facteurs (3 par couches) qui seront :

- E_{COUCHE} : Module d'Young équivalent de la couche ;

- ν_{COUCHE} : Coefficient de poisson équivalent de la couche ;
- ζ_{COUCHE} : Ratio d'amortissement équivalent de la couche.

Ce qui produit le plan d'Hadamard présenté dans le tableau 2.4 :

Num essai	E_{ASSI}	ν_{ASSI}	ζ_{ASSI}	E_{CDFO}	ν_{CDFO}	ζ_{CDFO}
1	1	1	1	-1	1	-1
2	-1	1	1	1	-1	1
3	-1	-1	1	1	1	-1
4	1	-1	-1	1	1	1
5	-1	1	-1	-1	1	1
6	1	-1	1	-1	-1	1
7	1	1	-1	1	-1	-1
8	-1	-1	-1	-1	-1	-1

Tableau 2.4 Matrice de Hadamard pour 6 variables

La deuxième étape est de définir les niveaux de notre étude, c'est à dire les valeurs que ces facteurs prendront. Pour simplifier, et dans le cadre d'un plan d'expérience fractionnaire, nous ferons varier nos facteurs sur 2 niveaux, appelés "bas" et "haut", respectivement notés "-1" et "+1" correspondant au valeurs minimum et maximum que pourront prendre nos facteurs. Le fait de considérer uniquement deux niveaux suppose une interprétation linéaire des corrélations entre nos facteurs et nos résultats. Cet aspect sera discuté par la suite.

Ces valeurs sont présentées dans le tableau suivant :

Facteur	Niveau -1	Niveau +1
E_{ASSI}	100	500
ν_{ASSI}	0,25	0,35
ζ_{ASSI}	0 %	10 %
E_{CDFO}	50	400
ν_{CDFO}	0,25	0,35
ζ_{CDFO}	0 %	10 %

Tableau 2.5 Valeurs des différents niveaux des facteurs

Nous étudions alors l'impact de l'évolution de ces facteurs sur les différentes réponses, selon deux indicateurs : les déflexions minimums par géophone : YT_i_{min} et les réflexions maximums par géophone : YT_i_{max} .

Afin de présenter les résultats de manière compréhensible, on utilise la représentation graphique des Figures 2.21 et 2.22. L'idée est de tracer, pour chaque facteur, l'effet (additionné de la moyenne générale des déflexions) en fonction des deux niveaux du facteur. Cet effet est représenté sous forme d'écart (en pourcentage) par rapport à la moyenne des déflexions. Le coefficient directeur de chaque droite exprime la tendance de la variation : s'il est positif, une augmentation du facteur amplifiera l'écart. L'avantage de cette représentation est d'offrir une visualisation immédiate des différents effets.

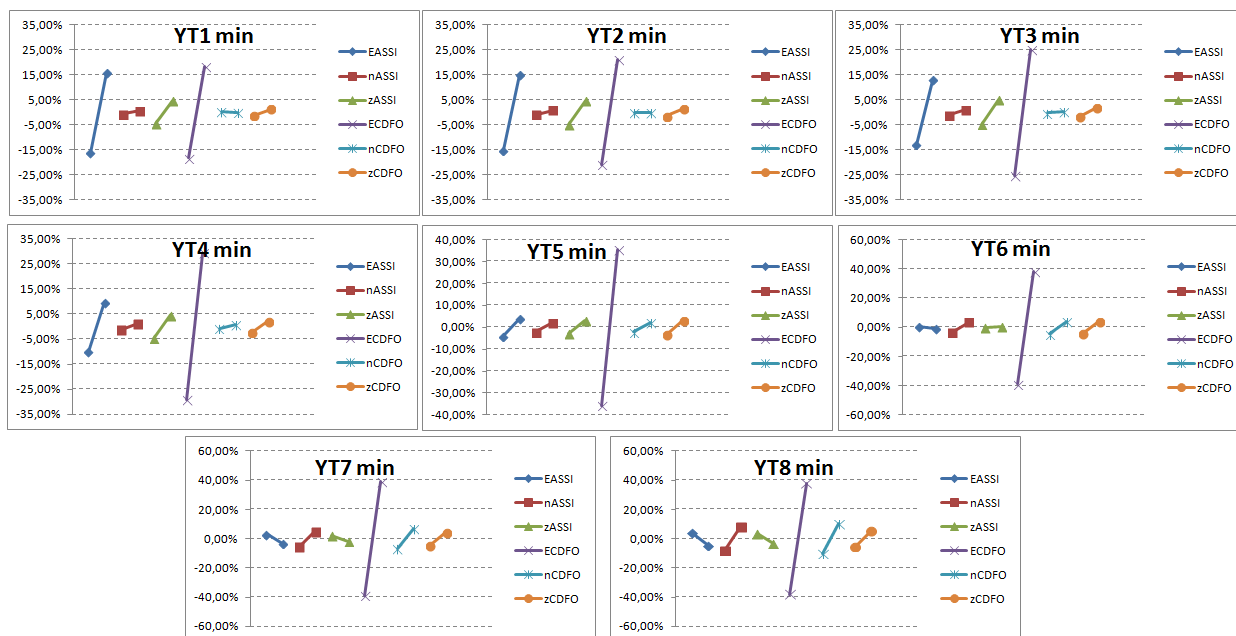


FIGURE 2.21 Effets des différents facteurs sur les déflexions minimales

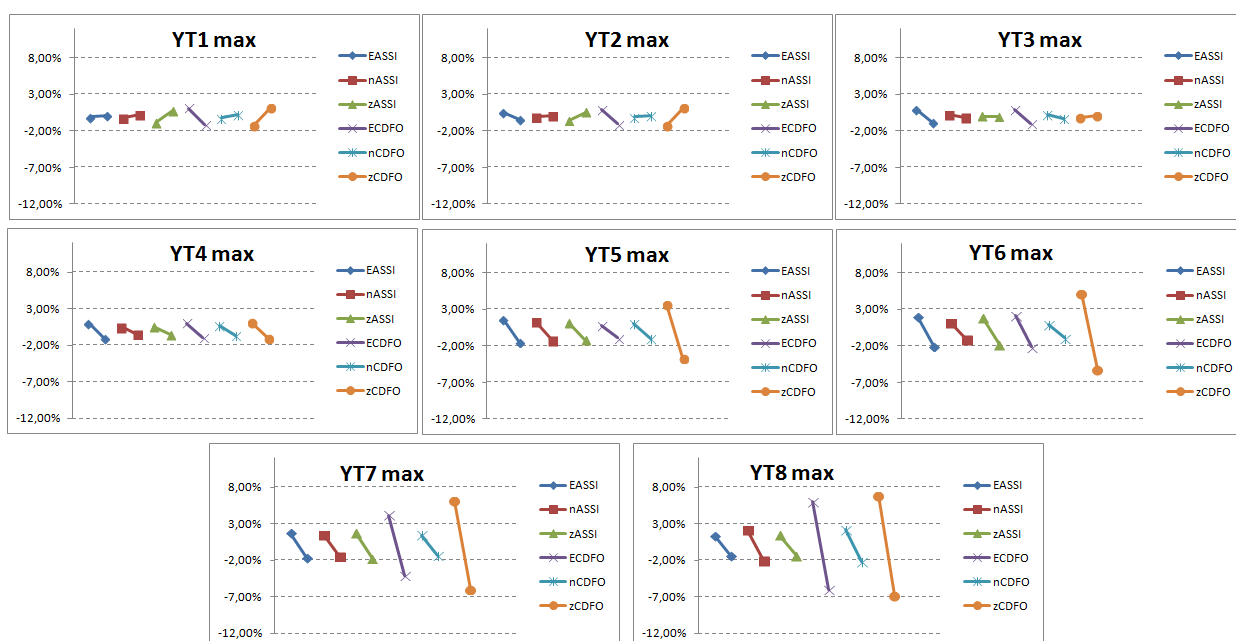


FIGURE 2.22 Effets des différents facteurs sur les déflexions maximales

On constate sur la figure 2.21 que deux seuls paramètres influent fortement la modélisation : les modules d'Young des couches. Celui des couches d'assises influera fortement les réponses des géophones proches de la charge, tandis que le module de la couche de forme aura un effet plus prépondérant sur les réponses obtenues loin de la zone de chargement. Les autres paramètres n'auront que très peu d'influence.

Sur la figure 2.22, on observe que le ratio d'amortissement structural aura un effet sur le "rebond" de notre réponse, beaucoup plus marqué pour les géophones éloignés. Le module d'Young de la couche de forme pourra également être utilisé pour influencer cette réponse.

Un deuxième aspect à observer est la corrélation de nos résultats. Étudier la corrélation entre deux ou plusieurs variables aléatoires ou statistiques numériques, c'est étudier l'intensité de la liaison qui peut exister entre ces variables. Le type le plus simple de liaison est la relation affine. Dans le cas de deux variables numériques (correspondant à nos deux niveaux pris par nos facteurs), elle se calcule à travers une régression linéaire. La mesure de la corrélation linéaire entre les deux se fait alors par le calcul du coefficient de corrélation linéaire, noté r . Ce coefficient est égal au rapport de leur covariance et du produit non nul de leurs écarts types :

$$r_{X,Y} = \frac{Cov(X,Y)}{\sigma_X \sigma_Y} \quad (2.13)$$

Où X : facteurs , Y : réponses.

Le coefficient de corrélation est compris entre -1 et 1. Dans le cas d'une étude à plus de deux niveaux, la corrélation pourrait être étudiée par des lois polynomiales ou puissance.

Le résultat du calcul des corrélations entre chacun de nos facteurs et de nos réponses est présenté sur la figure 2.23, par des disques plus ou moins remplis traduisant le taux de corrélations.

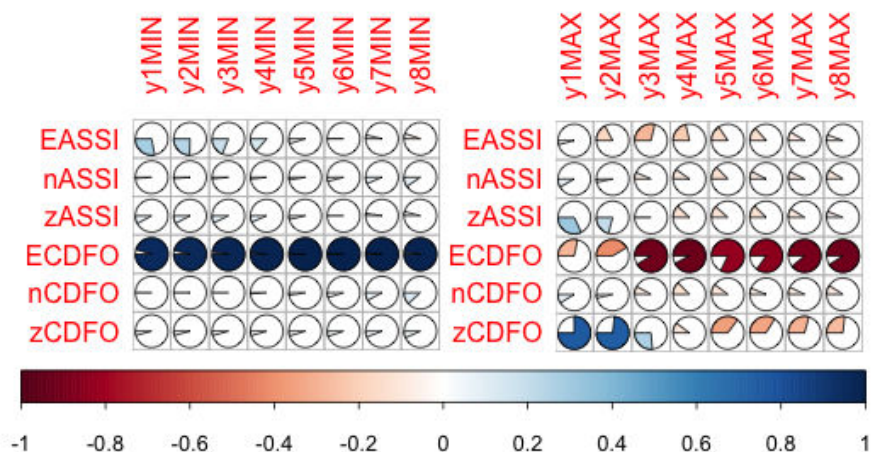


FIGURE 2.23 Corrélation entre les facteurs et réponses de notre modélisation

Dans le cadre d'une régression linéaire simple, le coefficient de détermination R^2 correspond au carré du coefficient de corrélation. Il est compris entre 0 et 1 et traduit la dispersion des résultats autour d'une droite moyenne. Nous observerons plus particulièrement les évolutions de la déflexion en fonction du module d'Young au premier point de mesure (G1) ainsi qu'au dernier (G8) sur les figures 2.24 et 2.25.

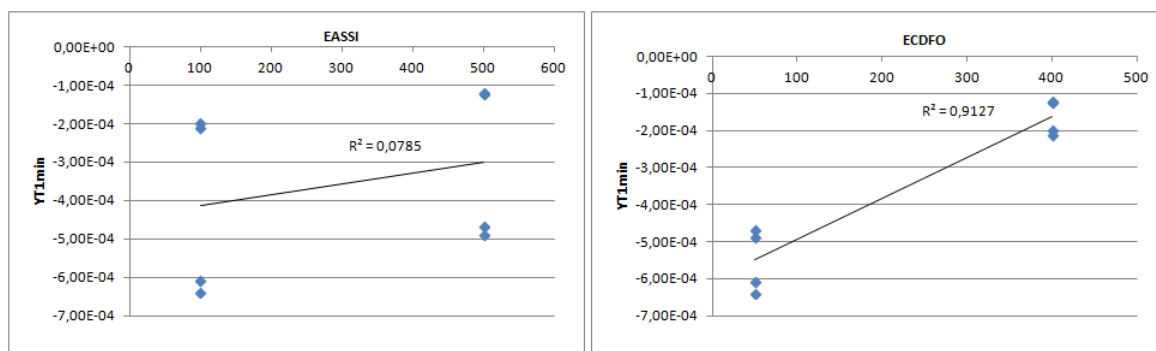


FIGURE 2.24 Dispersion des résultats pour YT1min

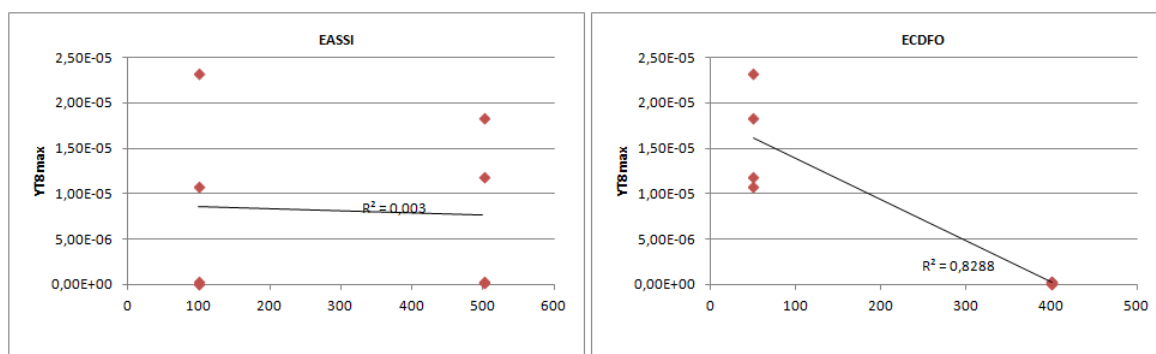


FIGURE 2.25 Dispersion des résultats pour YT8max

On constate un coefficient de détermination plus important pour le paramètre E_{CDFO} pour les deux points de mesures. Nous accorderons donc plus d'importance à ce résultat. Les résultats pour le second paramètre ne sont pas significatifs. Cela ne veut pas dire que le paramètre n'a pas d'effet, mais que la loi observée pour sa corrélation n'est pas affine et nécessite donc d'effectuer des calculs sur plus de niveaux afin de préciser son influence.

Cette approche ne permet malheureusement pas d'être catégorique sur la totalité des résultats, étant donné le peu de calcul effectué pour arriver à ces conclusions. Seule une tendance dégagée de ces résultats nous permettra, dans le prochain chapitre, d'établir une procédure de calage sur des résultats expérimentaux.

2.2.2 Paramètres environnementaux externes

2.2.2.1 Paramètres du chargement

Nous étudions premièrement dans cette partie l'influence du mode de chargement dans trois cas :

- Un chargement ponctuel appliqué sur le nœud du maillage ;
- Un chargement réparti appliqué sur la couche de surface et sur une surface de 0,30 m de diamètre ;
- Un chargement réparti appliqué sur une plaque métallique modélisée sur 2 cm d'épaisseur et 0,30 m de diamètre.

Les résultats obtenus sous forme de bassin de déflexion sont présentés sur la figure 2.26.

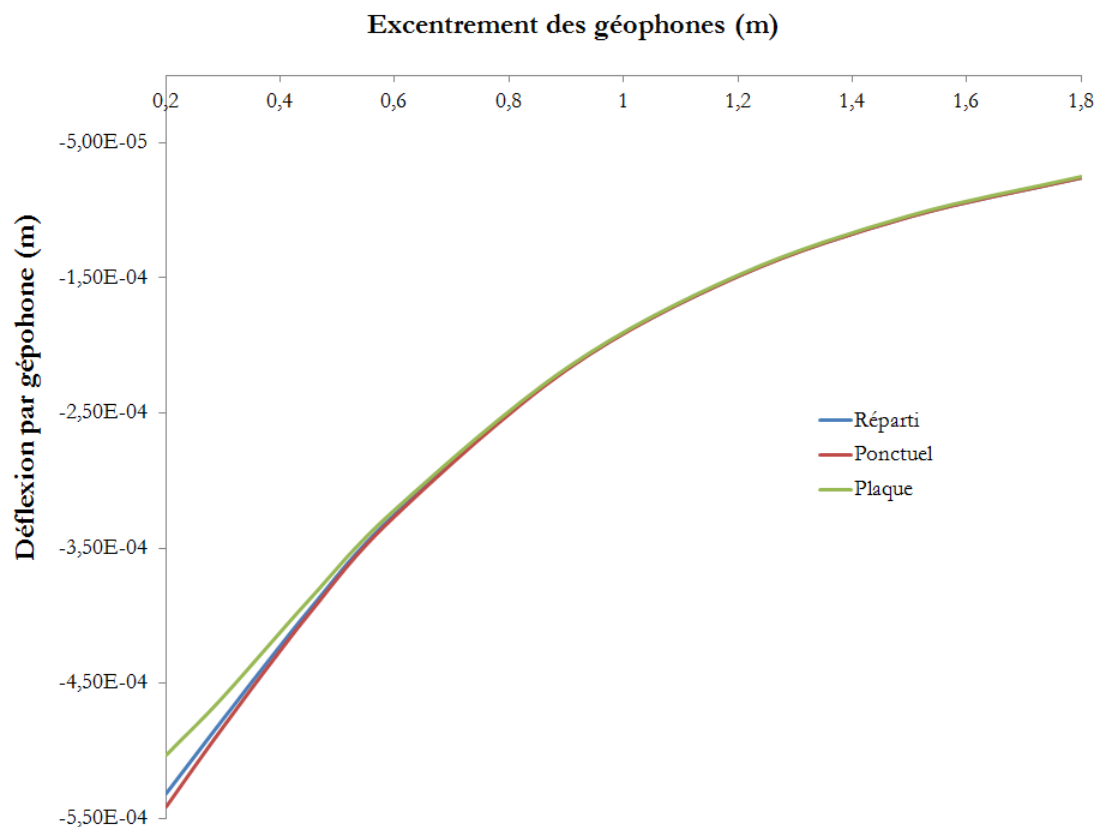


FIGURE 2.26 Bassin de déflexion pour les trois types de chargement

On constate une différence notable pour les réponses proches de la charge, pouvant entraîner dans le cas de la plaque et sur le premier géophone (G1) une diminution de 7,64% de la déflexion.

Par calcul, on vérifie que la variation de la hauteur de chute de la masse évolue linéairement avec la valeur du chargement (cf Figure 2.27).

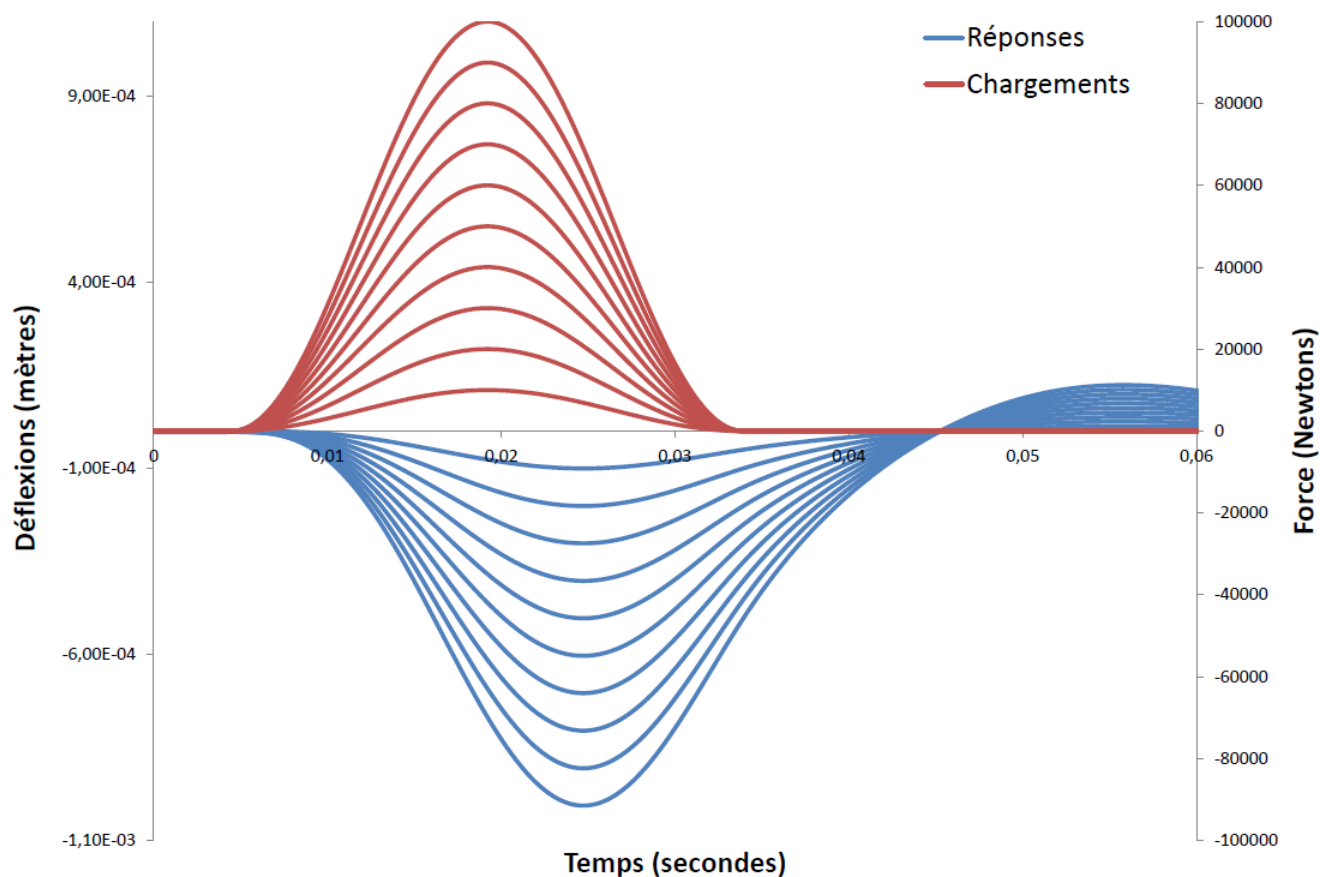


FIGURE 2.27 Réponses du premier géophone (G1) pour différentes hauteurs de chute

Pour finir, l'influence de la fréquence de chargement est mise en évidence de manière significative par les figures 2.28 et 2.29.

On constate une réponse différente des géophones proches de la charge par rapport à ceux éloignés. L'évolution des déflexions maximales en fonction de la fréquence est non-proportionnelle. On constate une amplification jusqu'à un certain seuil au-delà duquel la réponse change de comportement.

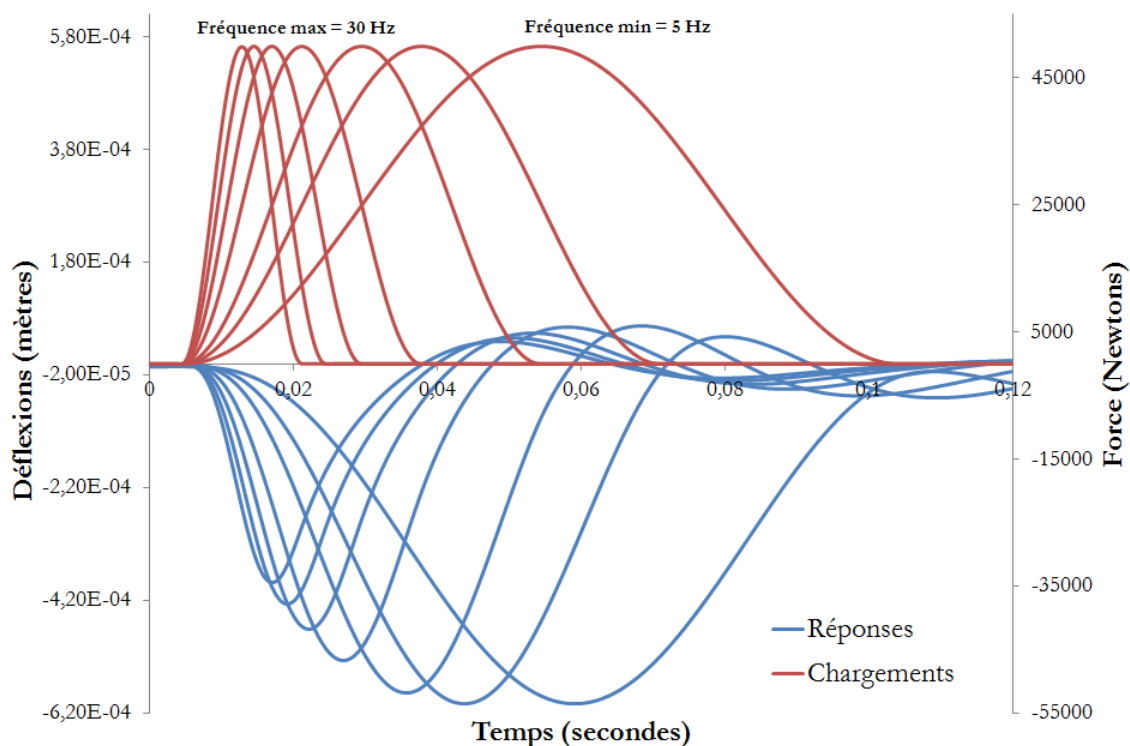


FIGURE 2.28 Réponses du premier géophone (G1) pour différentes fréquences de sollicitation

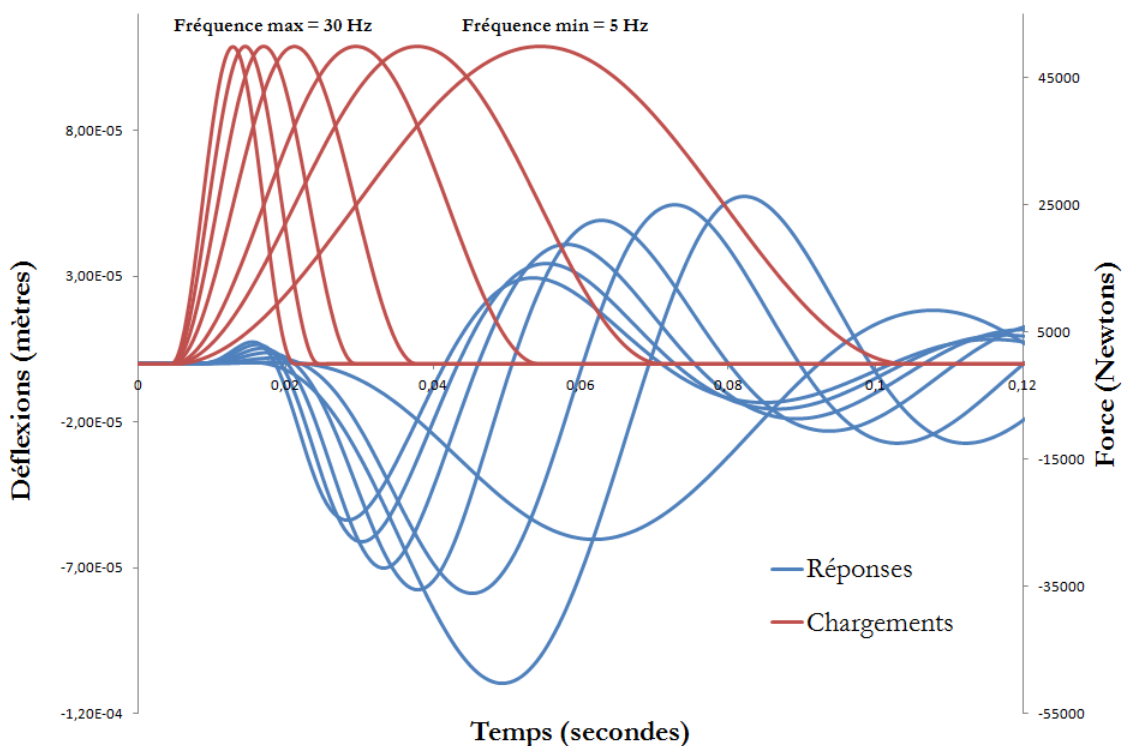


FIGURE 2.29 Réponses du dernier géophone (G8) pour différentes fréquences de sollicitation

2.2.2.2 Paramètres de température

Notre modélisation intègre la courbe maîtresse des matériaux bitumineux via le modèle rhéologique 2S2P1D. Il a la particularité de pouvoir prendre en compte la température du matériau en paramétrant l'unique coefficient τ . Ce coefficient est ajusté et permet de décaler, selon le PTT, la courbe maîtresse de notre matériau et ainsi de l'adapter à une autre température. L'utilisation de la méthode des éléments finis nous permet donc de discrétiser notre structure en petits éléments paramétrables intégrant ainsi un gradient de température sur l'épaisseur de la chaussée bitumineuse.

La Figure 2.30 présente trois gradients de température, mesurés sur une chaussée expérimentale au mois de juillet 2014 pour des horaires relativement différents et caractéristiques (matin, après-midi et fin de journée). Ces gradients ont été choisis pour leur grande disparité de champ de température et seront comparés systématiquement à un champ de température moyen équivalent.

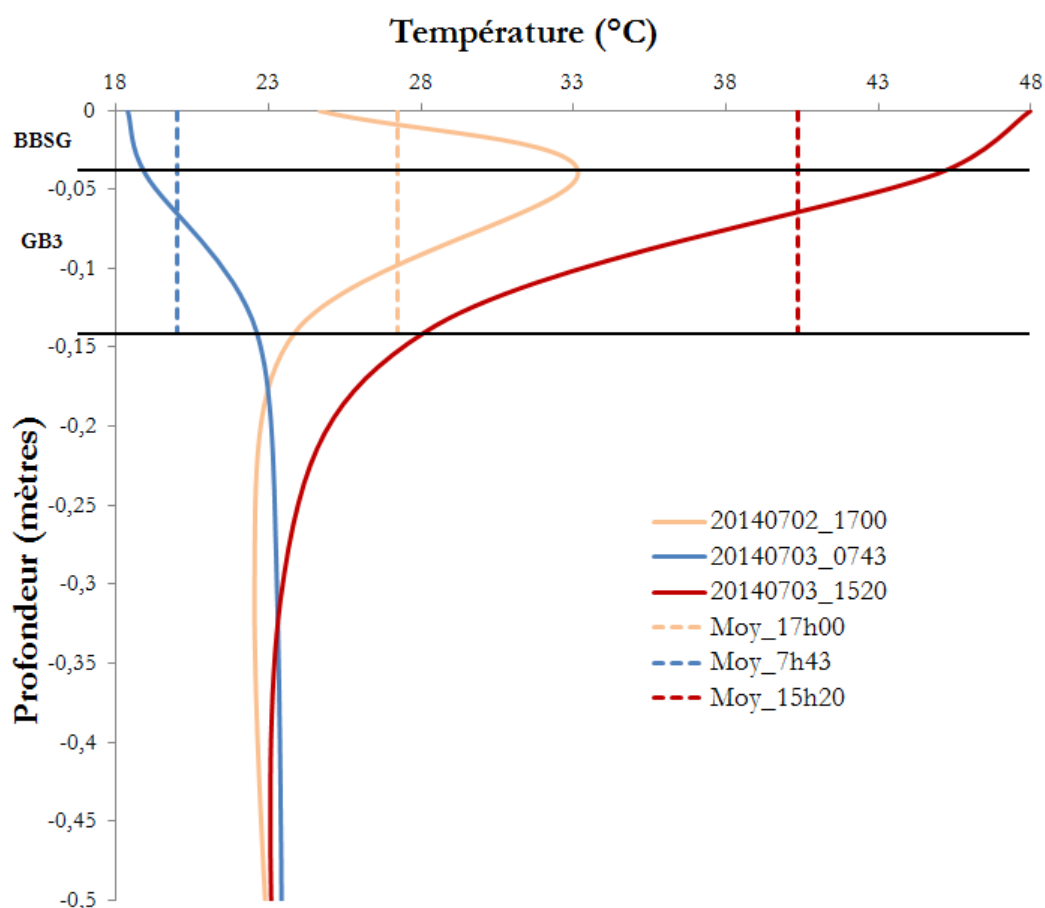


FIGURE 2.30 Gradients de température utilisés pour la comparaison

Les figures suivantes (2.31 et 2.32) présentent les résultats obtenus pour ces différents gradients de températures pour le premier et dernier géophones.

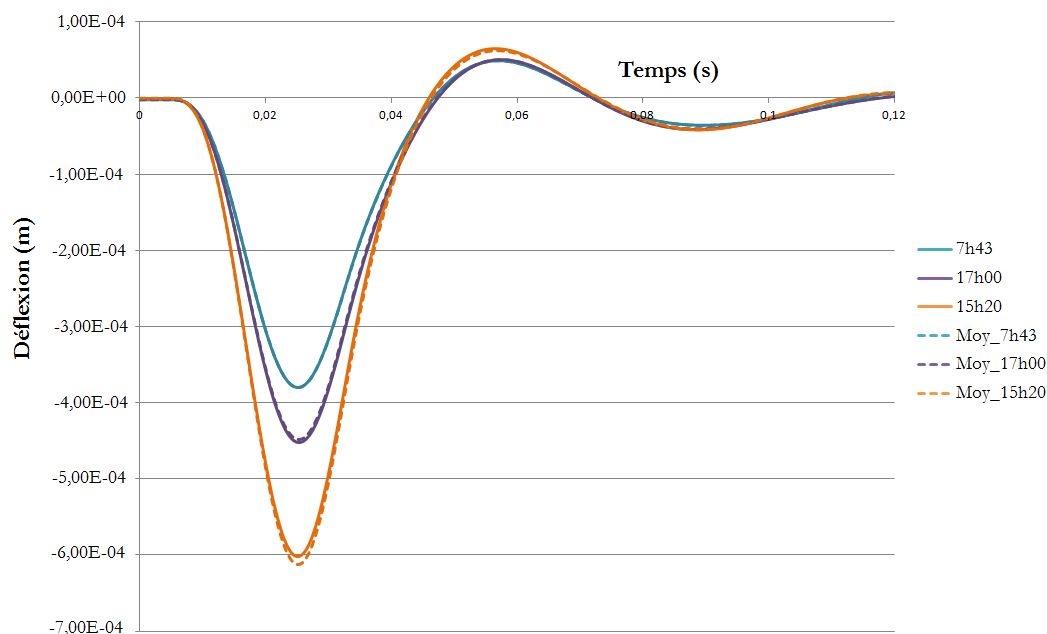


FIGURE 2.31 Résultats de la modélisation sur le premier géophone obtenus pour les différents gradients étudiés

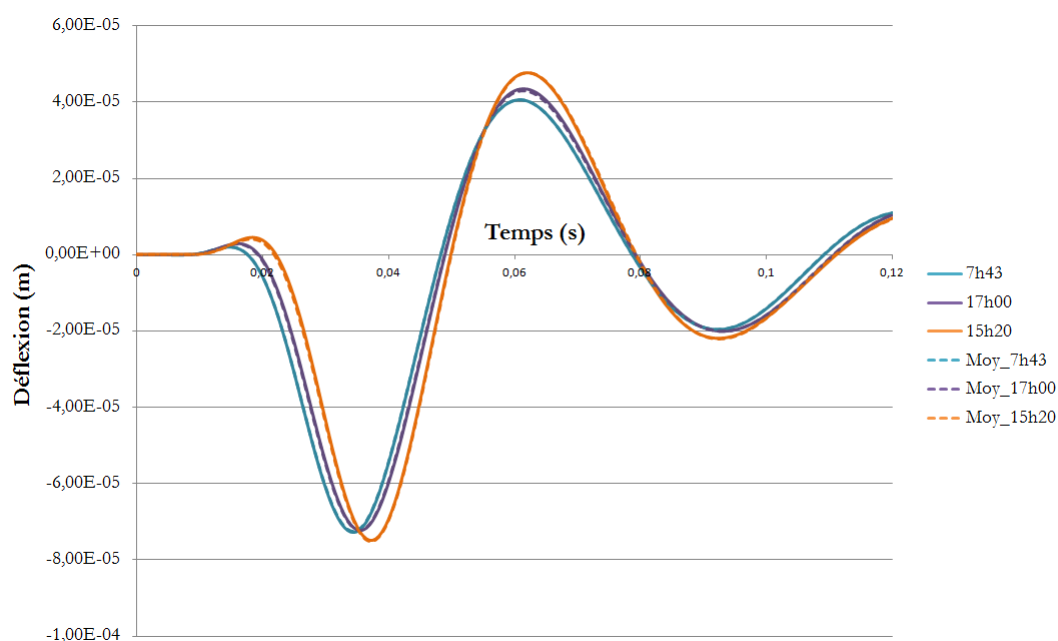


FIGURE 2.32 Résultats de la modélisation sur le dernier géophone obtenus pour les différents gradients étudiés

On observe l'influence de la température sur la réponse de la structure et on remarque que son effet est plus important sur les géophones proches de la charge qui traduisent le mieux le comportement des couches de surfaces (thermo-dépendantes).

En ce qui concerne l'importance de la prise en compte d'un gradient plutôt qu'une température moyenne, il n'est pas avoué pour les faibles épaisseurs des couches

bitumineuses sur des structures de chaussées souples. Cependant, et à titre d'exemple nous proposons sur la figure 2.33 de doubler les épaisseurs des couches bitumineuses de la structure initiale. On constate immédiatement l'importance de l'intégration d'un gradient de température sur des structures bitumineuses épaisses. Un écart sur la déflexion minimum de 30 % est observé sur le premier géophone pour cette dernière structure étudiée.

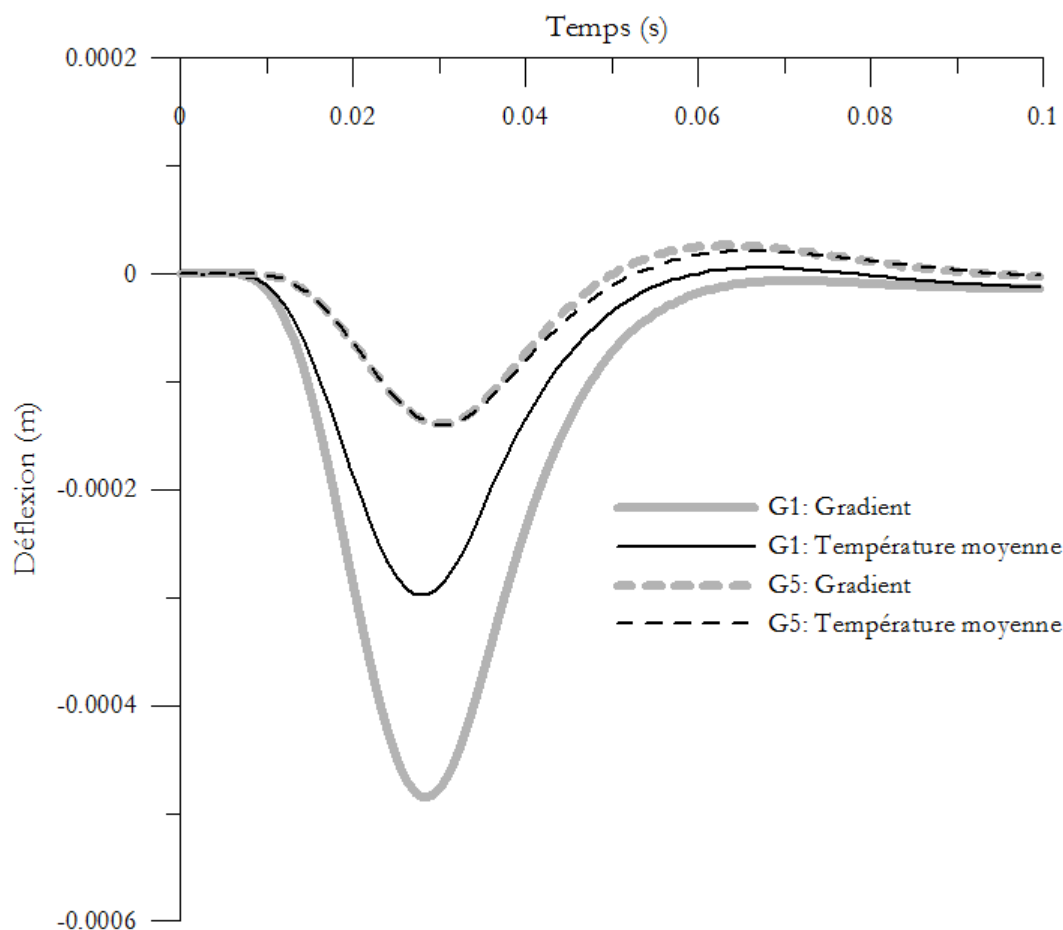


FIGURE 2.33 Comparaison entre l'intégration d'un gradient et la prise en compte d'une température moyenne sur une structure aux épaisseurs doublées

2.3 Confrontation avec une méthode Semi-Analytique

2.3.0.3 Présentation de la méthode

Une étude comparée est menée depuis 2009 entre l'équipe GCD du laboratoire GEMH et l'équipe du laboratoire EMMAH de l'université d'Avignon. Cette étude a pour objectif à court terme de confronter nos résultats à ceux d'un modèle dont la mise en équation et la méthode de résolution diffère. A plus long terme, ce modèle peut servir de base à une étude paramétrique et au développement d'un programme de calcul inverse rapide.

Dans une approche semi-analytique, on suppose une distribution horizontale des différentes couches et on traite la résolution par la construction d'une matrice de transfert. Une méthode utilisant la matrice de rigidité donne pour ce problème particulier des matrices symétriques. Mesgouez et al. ont précédemment développé un certain nombre d'outils semi-analytiques pour étudier les vibrations du sol sous charges transitoires pour des coordonnées cartésiennes ([MLM09b] et [MLM09a]) mais également en coordonnées cylindrique [PEAP09] pour un problème axisymétrique. Une transformée de Fourier par rapport à la variable temporelle et une transformée de Hankel par rapport à la variable radiale constituent des étapes clés dans cette approche.

La charge du FWD est appliquée à la surface limitée à une zone circulaire et considérée comme une demi-sinusoïdale temporelle (voir équation 2.14). L'origine O du système de coordonnées cylindriques (r, θ, z) est fixée sur la surface avec l'axe z, dirigé vers le haut, supposé être l'axe de symétrie pour le milieu.

$$\begin{aligned}\sigma_{zz}(r, \theta, z = 0) &= \sigma_{zz0}^* \sin(\omega_0 t) \text{ for } 0 < t < t_0/2 \text{ and } r < r_0 \\ &= 0 \text{ elsewhere}\end{aligned}\tag{2.14}$$

où σ_{zz0}^* est la contrainte verticale et $\omega_0 = 2\pi/t_0$ la fréquence du chargement.

En l'absence de forces volumiques, les équations d'ondes peuvent s'écrire sous la forme :

$$\frac{\partial \sigma_{rr}}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_{rz}}{\partial z} + \frac{\sigma_{rr} - \sigma_{\theta\theta}}{r} = \rho \frac{\partial^2 u_r}{\partial t^2}\tag{2.15}$$

$$\frac{\partial \sigma_{rz}}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} + \frac{\sigma_{rz}}{r} = \rho \frac{\partial^2 u_z}{\partial t^2}\tag{2.16}$$

où σ_{rr} , σ_{rz} et σ_{zz} représente les composantes du tenseur des contraintes et u_r et u_z les composantes de déplacement.

Pour un système axisymétrique, le système d'équation devient :

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{rr} \\ \sigma_{\theta\theta} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{rz} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \epsilon_{rr} \\ \epsilon_{\theta\theta} \\ \epsilon_{zz} \\ 2\epsilon_{rz} \end{Bmatrix}$$

où $\epsilon_{rr} = \frac{\partial u_r}{\partial r}$, $\epsilon_{\theta\theta} = \frac{u_r}{r}$, $\epsilon_{zz} = \frac{\partial u_z}{\partial z}$ et $2\epsilon_{rz} = \frac{\partial u_r}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial r}$ sont les composantes de déplacement dans le système de coordonnées cylindriques.

Pour des couches homogènes, les paramètres physiques ne dépendent pas des variables spatiales. Par conséquent, la dérivation spatiale des relations constitutives et l'introduction de ces relations dans les équations de mouvement donne les équations différentielles

partielles suivantes :

$$\rho \frac{\partial^2 u_r}{\partial t^2} = (\lambda + 2\mu) \left(\frac{\partial^2 u_r}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u_r}{\partial r} - \frac{u_r}{r^2} + \frac{\partial^2 u_z}{\partial r \partial z} \right) + \mu \left(\frac{\partial^2 u_r}{\partial z^2} - \frac{\partial^2 u_z}{\partial z \partial r} \right) \quad (2.17)$$

$$u_\theta(r, z) = 0 \quad (2.18)$$

$$\rho \frac{\partial^2 u_z}{\partial t^2} = (\lambda + 2\mu) \left(\frac{\partial^2 u_r}{\partial r \partial z} + \frac{1}{r} \frac{\partial u_r}{\partial z} + \frac{\partial^2 u_z}{\partial z^2} \right) + \frac{\mu}{r} \left(\frac{\partial u_z}{\partial r} - \frac{\partial u_r}{\partial z} \right) + \mu \left(\frac{\partial^2 u_z}{\partial r^2} - \frac{\partial^2 u_r}{\partial z \partial r} \right) \quad (2.19)$$

L'utilisation d'une décomposition de Helmholtz $\mathbf{u} = \nabla\phi + \nabla \wedge \boldsymbol{\psi}$ permet d'obtenir les deux équations d'ondes suivantes :

$$\Delta\phi = \frac{\partial^2 \phi}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \phi}{\partial r} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = \frac{1}{v_P^2} \ddot{\phi} \quad (2.20)$$

$$\Delta\psi - \frac{\psi}{r^2} = \frac{\partial^2 \psi}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \psi}{\partial r} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial z^2} - \frac{\psi}{r^2} = \frac{1}{v_S^2} \ddot{\psi} \quad (2.21)$$

avec $v_P = \sqrt{\frac{\lambda+2\mu}{\rho}}$ et $v_S = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}}$ respectivement les vitesses des ondes de compression et de cisaillement.

Dans le cas d'une configuration axisymétrique, la méthode de résolution de ces équations peut être effectuée en introduisant les transformées de Hankel du n th ordre :

$$\tilde{f}_n(\xi) = \int_0^\infty r f(r) J_n(\xi r) dr \text{ and } f^*(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} f(t) e^{-i\omega t} dt \quad (2.22)$$

où ξ est le paramètre de la transformée de Hankel, ω la fréquence radiale et J_n la fonction de Bessel à l'ordre n .

Après transformation, les équations deviennent :

$$\frac{d^2}{dz^2} \tilde{\phi}_0^*(\xi, z, \omega) + \left(\frac{\omega^2}{v_P^2} - \xi^2 \right) \tilde{\phi}_0^*(\xi, z, \omega) = 0 \quad (2.23)$$

$$\frac{d^2}{dz^2} \tilde{\psi}_1^*(\xi, z, \omega) + \left(\frac{\omega^2}{v_S^2} - \xi^2 \right) \tilde{\psi}_1^*(\xi, z, \omega) = 0 \quad (2.24)$$

où k_p et k_s sont les nombres d'ondes des ondes P et S.

La solution des équations est alors :

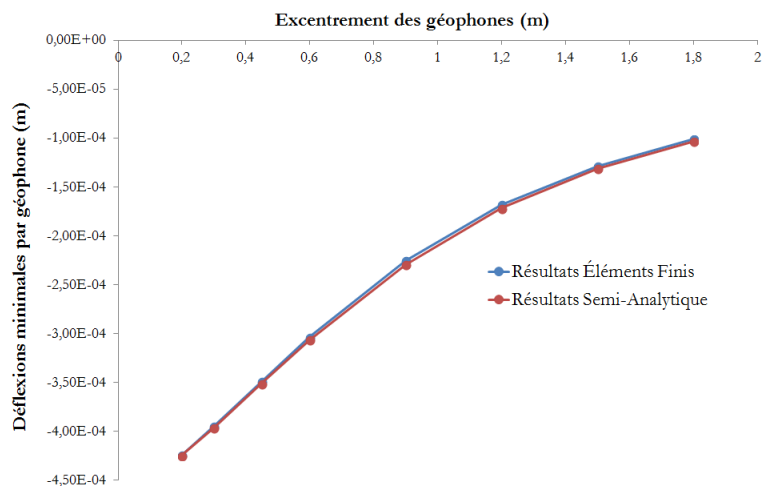
$$\tilde{\phi}_0^*(\xi, z) = A(\xi, \omega) e^{ik_P z} + B(\xi, \omega) e^{-ik_P z} \quad (2.25)$$

Ces intégrales sont évaluées numériquement pour une fréquence ω donnée et en fonction de la distance radiale r entre le point d'application de la charge réelle et le point d'observation. Le comportement oscillatoire rapide de l'intégrale peut se produire pour des valeurs élevées de la distance radiale r ou des nombres d'ondes radiales ξ .

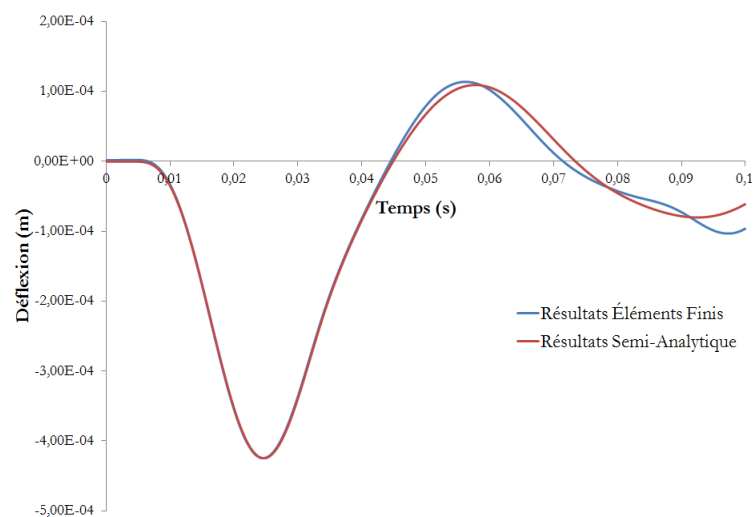
La méthode de Filon est alors utilisée pour l'inversion dans le domaine des nombres d'ondes. Dans cette méthode, le caractère oscillatoire des intégrandes est spécifiquement pris en compte. La réponse dans le domaine temporel est générée par l'utilisation d'une transformée discrète de Fourier rapide. Une évaluation inverse a été réalisée avec 2048 points (temporel) et 200 points (espace).

2.3.0.4 Comparaisons et Résultats

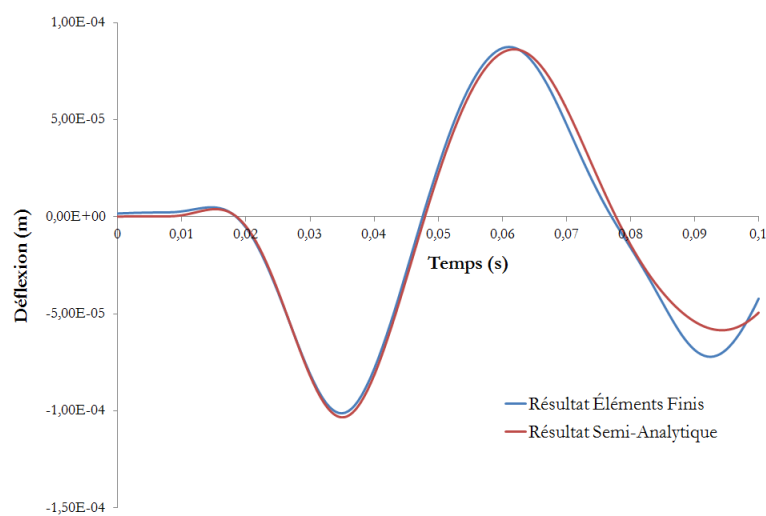
Les résultats des deux méthodes présentées dans ce chapitre, à savoir, la modélisation éléments finis et le calcul semi-analytique, ont été comparées pour la structure de référence définie jusqu'alors. La figure 2.34a présente les résultats sous forme de bassin de déflexion et les figures 2.34b et 2.34c présentent les historiques de déflexions obtenus pour le premier et le dernier géophone.



(a) Bassins de déflexions



(b) Historiques des déflexions du premier géophone (G1)



(c) Historiques des déflexions du dernier géophone (G8)

FIGURE 2.34 Comparaison des résultats obtenus pour la structure de référence entre un calcul éléments finis et semi-analytique

On observe une forte cohérence des résultats. Le *RMS* statique entre les deux bassins de déflexion est de 1,51 % ce qui dénote une très forte similitude des résultats et qui permet de valider dans un premier temps le respect des modèles dans la modélisation éléments finis. Le modèle SA permet d'avoir des résultats rapides, intéressants pour une intégration dans un programme d'analyse inverse. L'intérêt cependant d'une modélisation éléments finis reste de pouvoir modéliser des variations réelles d'épaisseurs dans la structure ainsi que des défauts ponctuels. Les conditions limites, l'intégration d'un gradient de température ou une non-linéarité sur les propriétés mécaniques des matériaux constitutifs peuvent également être mieux gérées sans augmenter fortement le temps de calcul (multiplication du nombre de couche en SA contre un nombre de nœuds équivalent en FEM).

Ce chapitre a démontré l'intérêt de la modélisation de la viscoélasticité dynamique dans le cadre du diagnostic structurel réalisé au moyen d'un FWD. Une technique basée sur les plans d'expériences a permis de contrôler et d'observer l'influence de certains paramètres entre eux et sur cette modélisation. Ces plans d'expériences pourront servir de base à l'élaboration d'un programme d'analyse inverse dynamique. L'intégration des profils de température entraînant l'apparition d'un gradient de rigidité sur les épaisseurs de couches fait apparaître des différences notables sur les résultats des historiques et des bassins de déflexions. Il nous reste à valider maintenant ce résultat par une comparaison avec des essais sur sites instrumentés.

Chapitre 3 :

Validation expérimentale

Cette dernière partie viendra valider les préceptes présentés, choisis et détaillés précédemment. En effet, par l'étude concrète d'essais réalisés sur des sites instrumentés, nous viendrons justifier les capacités de notre modélisation à corroborer la réalité expérimentale qui tient compte des conditions limites, thermiques et mécaniques de ces essais. Pour cela nous étudierons deux sites instrumentés, différents par leurs compositions structurelles. La première est une chaussée expérimentale composée d'une structure "classique" de chaussée souple, tandis que la deuxième est une planche d'essai composée d'une grave bitume.

3.1 Chaussée expérimentale d'Égletons

3.1.1 Présentation du site

3.1.1.1 Situation

La structure étudiée se situe à Égletons dans le département de la Corrèze à 600 mètres d'altitude. Il s'agit d'une chaussée expérimentale créée au printemps 2007 par le laboratoire GEMH, et conçue dans le but d'observer les réponses de différentes structures de chaussée souple sous diverses sollicitations (mécaniques, thermiques, hydriques, etc...).

La chaussée expérimentale mesure 70 m de long et 10 m de large, elle est composée de trois types de structures différentes :

- une structure dite simple et qui est généralement adoptée pour les chaussées à faible et très faible trafic. Elle est constituée, en théorie, d'un sol-support, d'une couche de grave non traitée (GNT) de 30 cm et d'une couche de béton bitumineux semi-grenu (BBSG) de 5 cm,
- une structure dite classique utilisée plutôt dans le cas de chaussées à moyen trafic. Elle est constituée, en théorie, d'un sol-support, d'une couche de grave non traitée (GNT) de 30 cm, d'une couche de grave bitume (GB) de 8 cm et d'une couche de béton bitumineux semi-grenu (BBSG) de 5 cm,
- une structure dite plus évolutive en remplaçant la couche de grave bitume (GB) de la structure classique par de la grave émulsion (GE).

La figure 3.1 présente les différentes zones correspondantes aux différentes compositions.

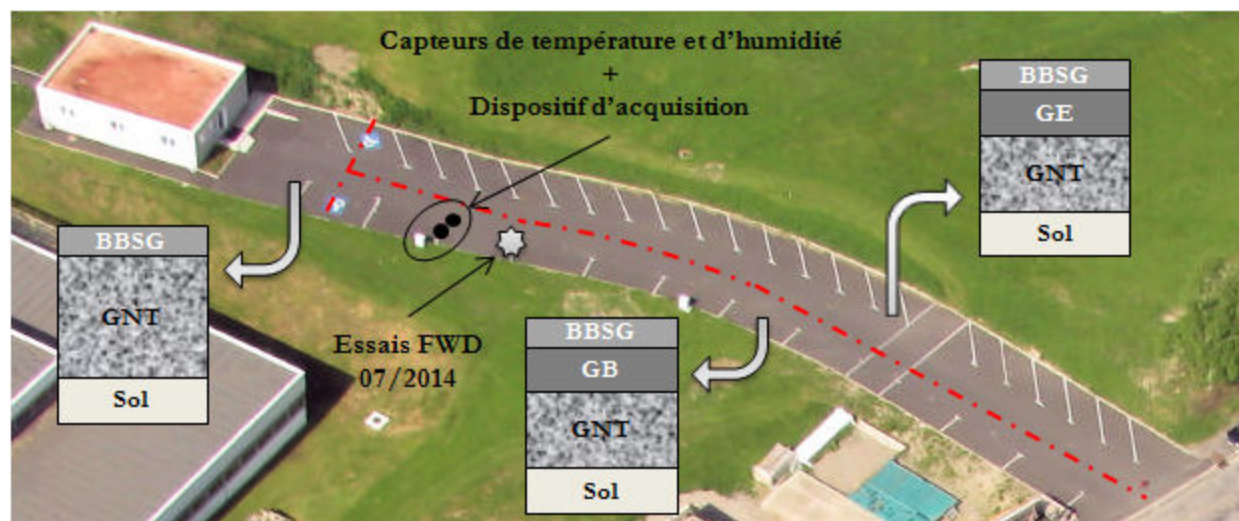


FIGURE 3.1 Descriptif de la chaussée expérimentale d'Égletons

3.1.1.2 Données expérimentales

La zone concernée par les essais FWD que nous avons réalisés sur cette chaussée correspond à la structure dite "classique" et à été instrumentée par deux types de capteur. Les premiers sont des capteurs d'humidité disposés au milieu et en fond de la couche de GNT qui ne concerneront pas notre étude. Les deuxièmes nous permettront d'obtenir des profils de températures. Il s'agit de thermomètres à résistances de platine de type PT100. Six capteurs sont disposés comme suit :

- à 2,5 cm sous la surface de la couche de roulement,
- à l'interface BBSG / GB,
- à l'interface GB / GNT,
- à 3 cm sous la surface de la GNT,
- à l'interface GNT / Sol,
- à 50 cm sous la surface du Sol.

Ces mesures pourront être complétées, dans le cadre d'un essai FWD, par une mesure de la température de surface par thermographie infrarouge et une mesure de la température de l'air ambiant.

Afin de préciser les épaisseurs de couches par rapport à celle souhaitée lors de la réalisation, des essais radars ont été effectués et les résultats obtenus sont présentés sur la figure 3.2. L'axe d'investigation prend son origine à l'interface structure simple / structure classique, et remonte la chaussée jusqu'à l'intersection du côté de la structure classique.

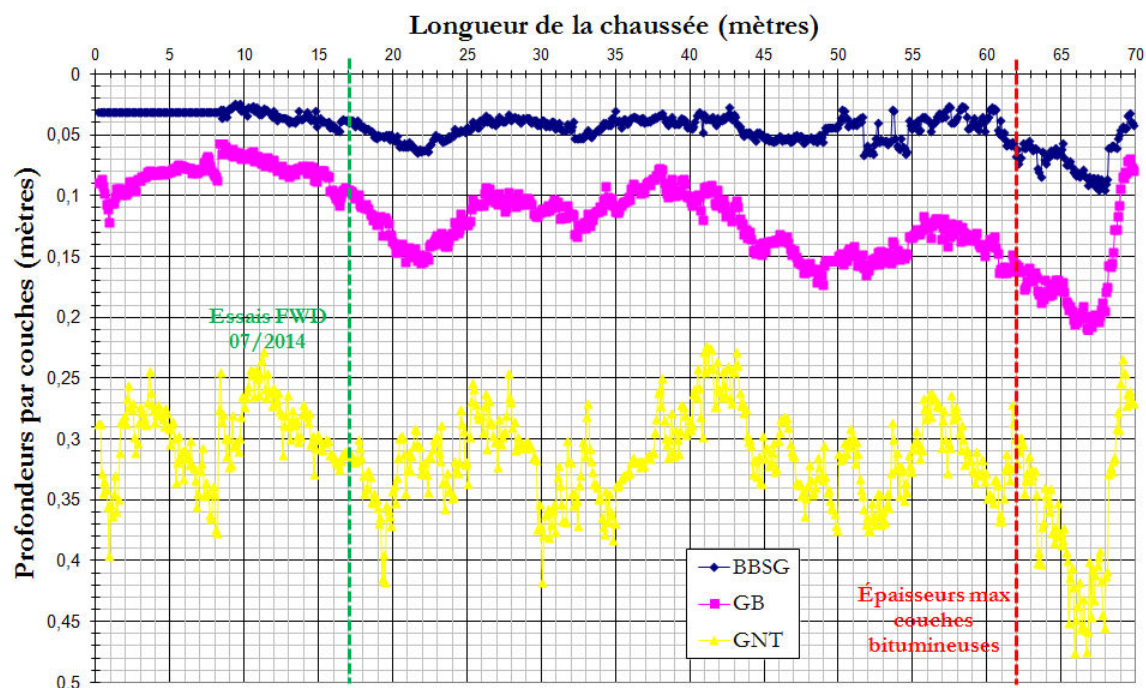


FIGURE 3.2 Résultats du sondage radar sur la longueur de la chaussée

On constate des épaisseurs variables vis à vis de celles souhaitées. La zone concernant les essais FWD que nous exploiterons (indication en pointillés verts sur la figure 3.2) propose une structure composée de :

- 4 cm de BBSG ;
- 7 cm de GB3 ;
- 20 cm de GNT.

Cette zone comporte une faible épaisseur de couches bitumineuses, nous noterons cependant une deuxième zone (indication en pointillés rouges sur la figure 3.2) où elles seront maximales, soit :

- 6 cm de BBSG ;
- 11 cm de GB3 ;
- 19 cm de GNT.

Les matériaux bitumineux utilisés lors de la réalisation de cette chaussée ont été analysés en laboratoire. Leurs paramètres viscoélastiques sont donnés dans les tables 2.2 et 2.3. Il s'agit de :

- Béton Bitumineux Semi-Grenu (BBSG) de granulométrie 0/10 (0/2 : 26% ; 2/6 : 15% ; 6/10 : 56% ; Filler d'apport : 3%), de masse volumique des granulats constitutifs des agrégats d'enrobés égale 2692 Kg/m^3 , en provenance de Clairavaux (23) et dont le liant est un bitume 35/50 d'une teneur à 5,60 ppc. Sa masse volumique réelle de matériau est égale à 2480 Kg/m^3 ;

- Grave Bitume de Classe 3 (GB3) de granulométrie 0/14 (0/2 : 23% ; 2/6 : 25% ; 6/10 : 24% ; 10/14 : 24% ; Filler d'apport : 4%), de masse volumique des granulats constitutifs des agrégats d'enrobés égale 2748 Kg/m^3 , en provenance de Clairavaux (23) et dont le liant est un bitume 35/50 d'une teneur à 4,60 ppc. Sa masse volumique réelle de matériau est égale à 2480 Kg/m^3 . Sa température Bille-Anneau est de 53°C et la pénétrabilité est de $42 \text{ 1/10}^{\text{eme}}$ mm.

3.1.2 Synthèse des données expérimentales

Dans cette partie, l'objectif est de répartir et d'identifier les différents paramètres de la modélisation en :

- paramètres connus : tels que la position des géophones ;
- paramètres mesurés : tels que l'historique du chargement expérimental ;
- paramètres estimés : tels que le coefficient de poisson des sols ;
- paramètres inconnus : tels que les ratios d'amortissement des matériaux et sols.

Certains de ces paramètres appartiennent indifféremment à l'une ou l'autre de ces catégories : c'est le cas par exemple des épaisseurs des couches, qui peuvent être soit "mesurées" lors de la réalisation, soit "estimées" au moyen d'un radar ou encore "inconnues" si elle font partie des valeurs à rétrocalculer (ex : profondeur du roc).

3.1.2.1 Schéma mécanique

Au vu des résultats du radargramme, nous choisissons des dimensions de couches telles que présentées en figure 3.3.

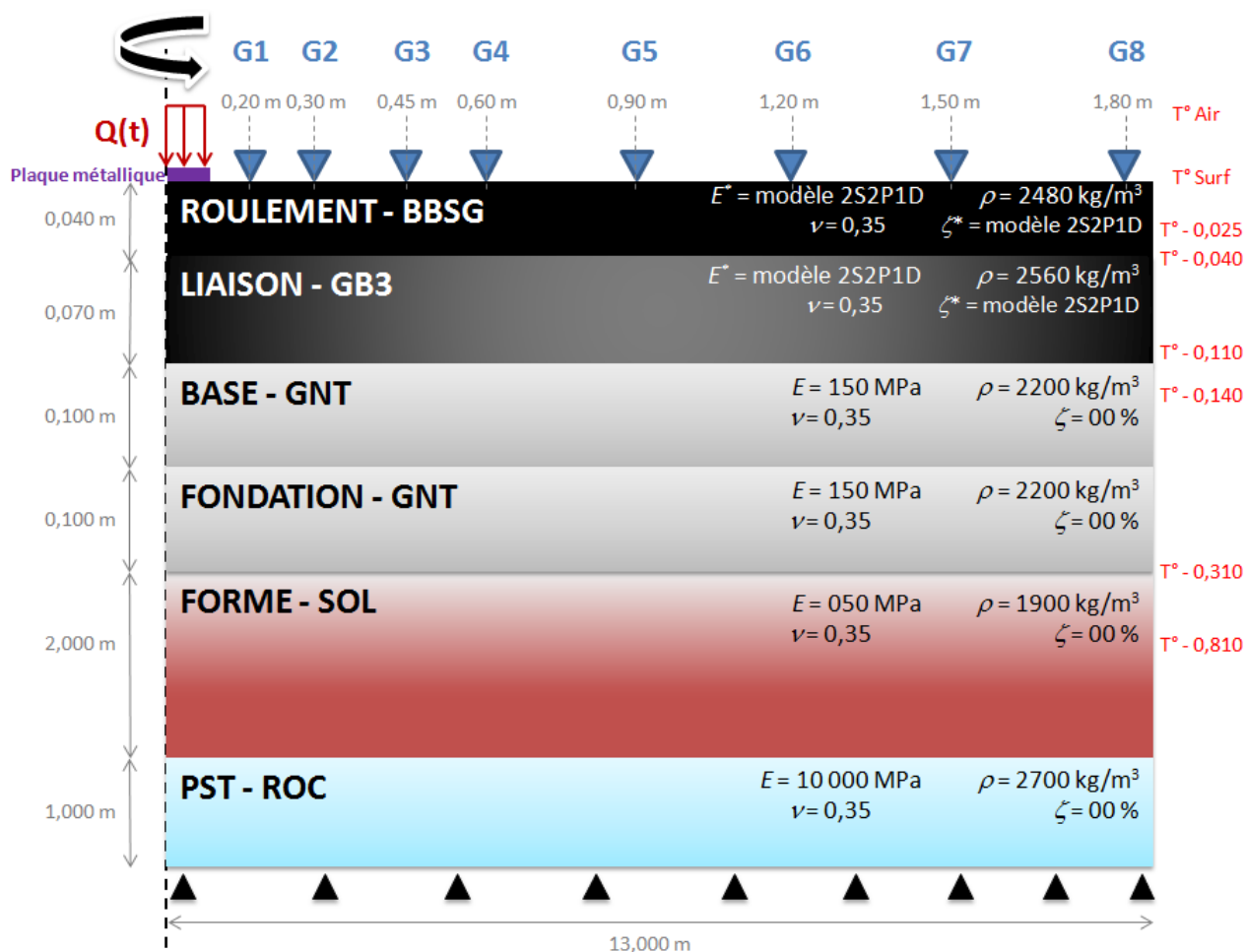


FIGURE 3.3 Structure définie avant rétrocalcul

Nous dissocions, dans ce paragraphe, les hypothèses par couches :

- le substratum devant être mécaniquement très rigide, nous préférons une modélisation élastique avec un module d'Young suffisamment élevé pour rigidifier la structure de base. Son épaisseur n'ayant que très peu d'impact sur le résultat, nous conservons le choix d'une épaisseur d'un mètre, ce qui correspond à une épaisseur de PST conforme aux règlements sur les chaussées.
- la couche de forme, considéré élastique a une épaisseur définie dans un premier temps égale à 2 mètres. Ce sera un des premiers paramètres de la modélisation que nous ferons varier. Son module d'Young a une valeur initiale faible pour les raisons évoquées au Chapitre 2.
- les couches d'assises, ont des modules d'élasticité identiques en première approche, légèrement plus élevés que celui de la couche de forme mais peuvent se démarquer lors du calage, afin d'introduire une certaine non-linéarité de ces couches non-liées.
- les couches bitumineuses sont définies viscoélastiques. Un module complexe dépendant du contenu fréquentiel de l'excitation sera introduit en respectant le

modèle rhéologique 2S2P1D. L'amortissement hystérétique est donc déduit de cette modélisation. Les courbes maitresses de ces matériaux linéarisées grâce à des valeurs expérimentales sont présentées sur la figure 2.2.

Nous intégrons également un élément métallique de répartition ("plaque") sous l'impact des masses pour être cohérent avec la réalité du dispositif FWD. Son épaisseur sera prise dans un premier temps égale à 15 mm.

Les masses volumiques ont été choisies dans la littérature dans les cas où l'on ne possédait pas les valeurs expérimentales. Leurs valeurs influant très peu sur la modélisation si ce n'est pour la résonance globale de la structure qui sera de toute façon compensée par l'amortissement de Rayleigh.

Les pulsations propres de la structure sont amorties par l'intégration d'un amortissement proportionnel de type Rayleigh et dont le coefficient réducteur ξ sera pris égal à 15 % en première approche. En ce qui concerne l'amortissement matériaux (hystérétique) des couches élastiques, exprimé grâce au ratio d'amortissement ζ , nous prendrons 0 % en valeur initiale.

Le coefficient de Poisson est considéré comme constant et égal à 0,35 pour l'ensemble des couches. Il a été montré que sa variation a peu d'influence dans notre modélisation (cf Chapitre 2), le chargement étant, de plus, unidirectionnel [El 10].

3.1.2.2 Essais FWD

Les essais que nous allons modéliser ont été réalisés du 1^{er} au 3 Juillet 2014. Il s'agit de mesures FWD standard réalisées avec l'appareil "Dynatest 8000" présenté en figure 3.4.



(a) Système de masse tombante



(b) Rampe de mesure (géophones)

FIGURE 3.4 Appareil utilisé pour les mesures non-destructives de juillet 2014

Nous avons procédé à 7 essais sur des créneaux journaliers différents de manière à observer la réponse de la chaussée sous différents instants et antécédents thermiques. Pour chacun des tests, plusieurs chocs de pré-positionnement sont effectués et 3 niveaux de chargement (hauteurs de chute du système de masse) ont été pratiqués. L'ensemble des ces essais est récapitulé dans le tableau 3.1.

Identification	Date	Heure	F_{max}	T_{surf} (IR)
20140701_1030_H1	01/07/2014	10h30	40,043 kN	29,5 °C
20140701_1030_H2	01/07/2014	10h30	50,028 kN	29,5 °C
20140701_1030_H3	01/07/2014	10h30	64,359 kN	29,5 °C
20140702_1007_H1	02/07/2014	10h07	40,203 kN	19,6 °C
20140702_1007_H2	02/07/2014	10h07	49,975 kN	19,6 °C
20140702_1007_H3	02/07/2014	10h07	64,465 kN	19,6 °C
20140702_1432_H1	02/07/2014	14h32	40,008 kN	31,8 °C
20140702_1432_H2	02/07/2014	14h32	50,275 kN	31,8 °C
20140702_1432_H3	02/07/2014	14h32	64,395 kN	31,8 °C
20140702_1700_H1	02/07/2014	17h00	39,920 kN	24,7 °C
20140702_1700_H2	02/07/2014	17h00	49,957 kN	24,7 °C
20140702_1700_H3	02/07/2014	07h43	64,501 kN	24,7 °C
20140703_0743_H1	03/07/2014	07h43	40,061 kN	18,4 °C
20140703_0743_H2	03/07/2014	07h43	49,975 kN	18,4 °C
20140703_0743_H3	03/07/2014	07h43	64,660 kN	18,4 °C
20140703_1520_H1	03/07/2014	15h20	40,132 kN	48,0 °C
20140703_1520_H2	03/07/2014	15h20	49,869 kN	48,0 °C
20140703_1520_H3	03/07/2014	15h20	64,571 kN	48,0 °C
20140703_1645_H1	03/07/2014	16h45	40,114 kN	41,2 °C
20140703_1645_H2	03/07/2014	16h45	49,851 kN	41,2 °C
20140703_1645_H3	03/07/2014	16h45	64,430 kN	41,2 °C

Tableau 3.1 Récapitulatif des essais FWD réalisés

3.1.2.3 Paramètres thermiques

Pour chacun de ces tests, les températures mesurées par les capteurs ont été enregistrées ainsi que les températures de surface déterminées par infrarouge (dispositif du FWD). Nous nous intéresserons plus particulièrement aux températures obtenues pour les couches bitumineuses et dont la synthèse est réalisée sur la figure 3.5 sous forme de gradient sur l'épaisseur de couches.

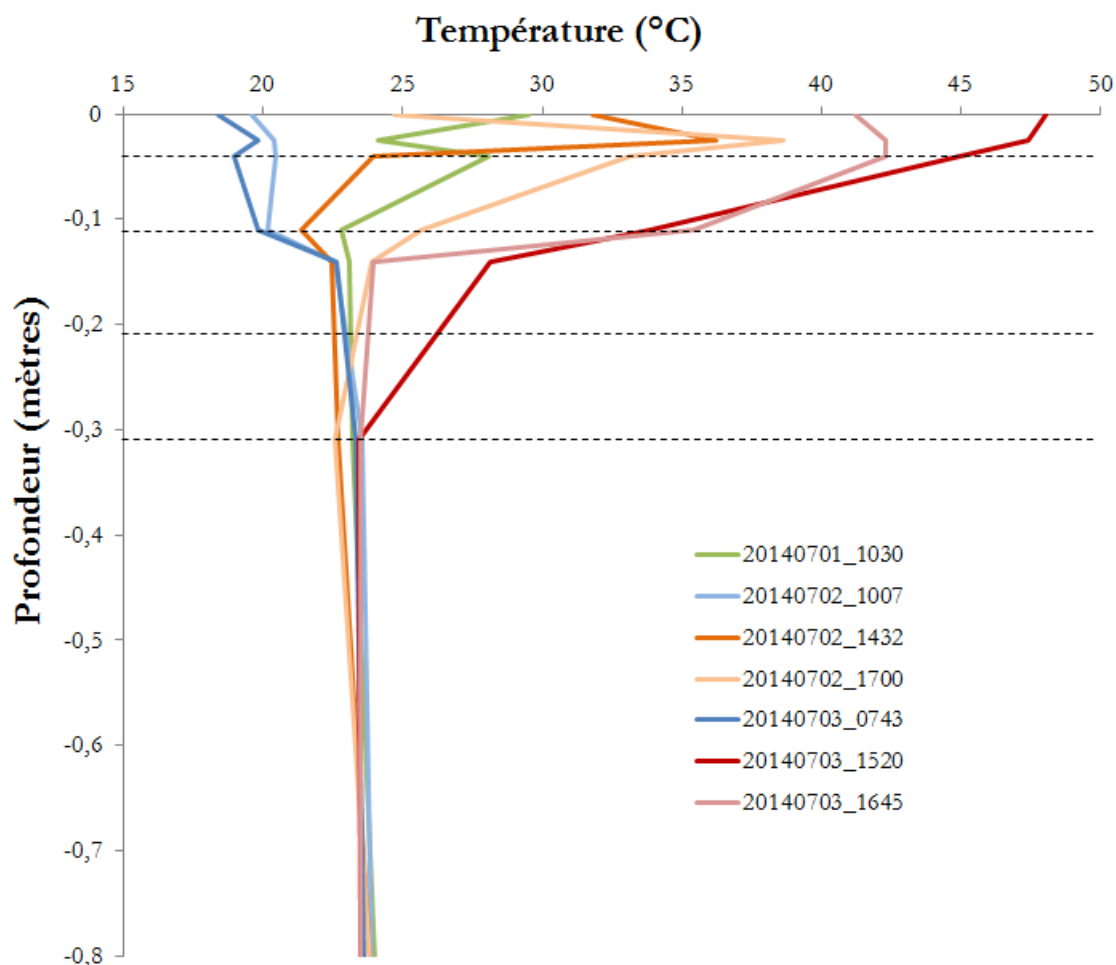


FIGURE 3.5 Profils de températures pour chaque essai FWD

On observe une grande diversité de gradient thermique dans la structure que l'on peut définir en 3 groupes de comportement :

- Les gradients dits "faibles" : obtenus tôt le matin et qui traduisent une stabilisation basse des températures en surface liée au refroidissement nocturne qui impacte la température de surface et qui pénètre en profondeur à la fin de la nuit. On distinguera un sous-groupe pour le gradient : 20140701_1030 qui répond à ce type de comportement avec cependant (probablement) une température de surface obtenue la nuit plus douce et un ensoleillement matinal plus important.
- Les gradients "forts" : obtenus en début d'après-midi sous un ensoleillement agressif. Les températures de surface sont élevées et les couches bitumineuses se sont elles-mêmes réchauffées.
- Les gradients "moyens" : obtenus en fin de journée lorsque la température de surface diminue et que les matériaux ont une certaine latence à redescendre en température.

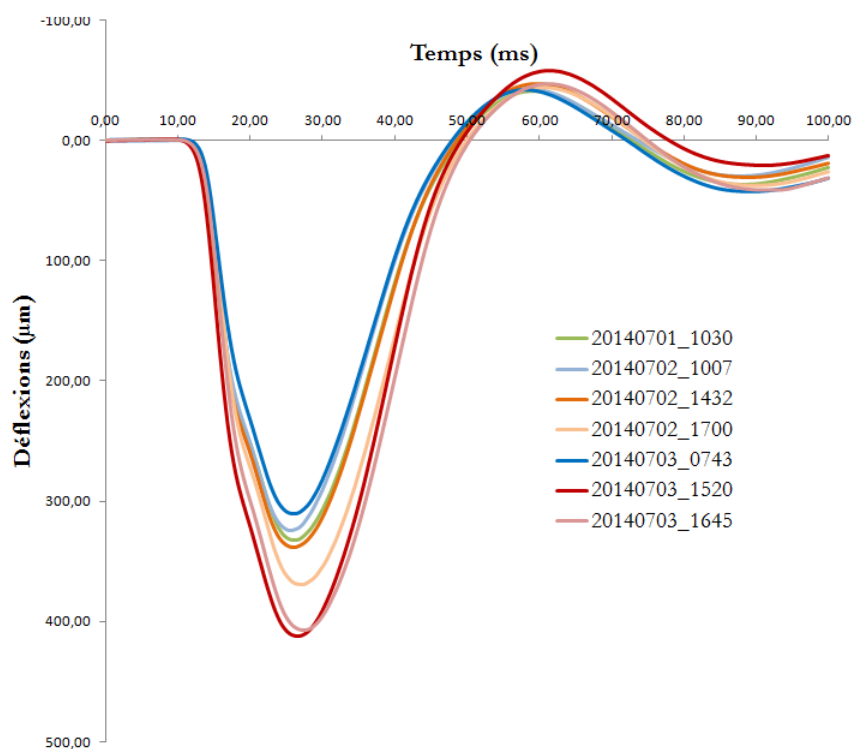
Pour l'ensemble des gradients étudiés, on observe une stabilisation des températures entre le haut et le bas de couches d'assises. La température dans le sol étant constante

à 1°C près autour de 24°C sur cette durée d'acquisition. Les amplitudes au niveau de la base des couches bitumineuses GE et GB sont de 5°C maximum entre 22 et 27°C.

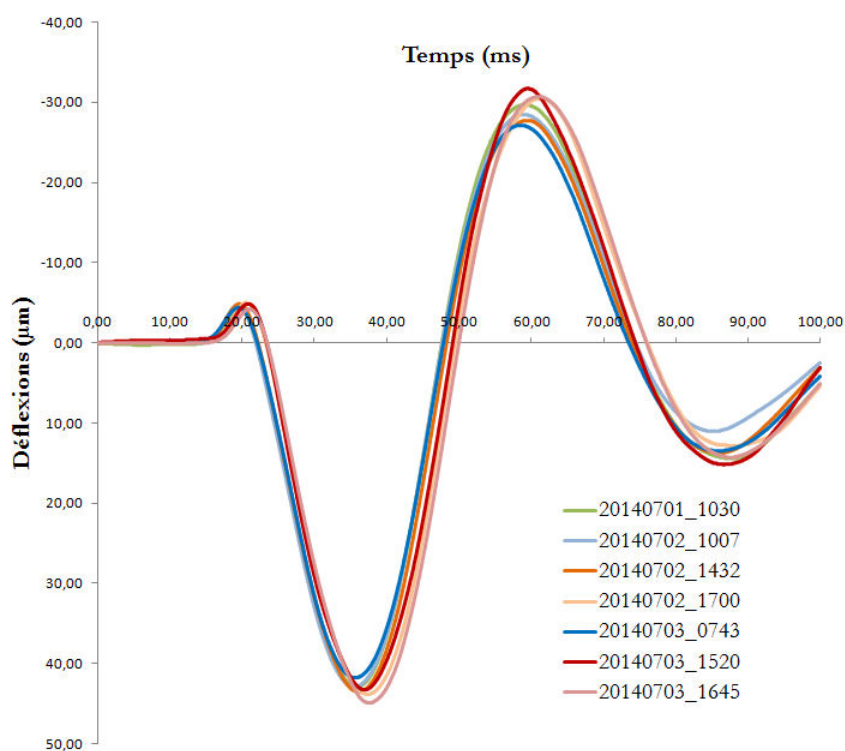
Évidemment plus on descend en profondeur, plus l'historique de température est important. G1 et G2 traduisent davantage le comportement des couches de surfaces. Autrement dit, en raisonnant en "statique", on doit constater plus de différences sur le pic de déflexion. Sur cette durée d'acquisition, seul en surface, des variations importantes de températures sont observées.

3.1.2.4 Résultats des essais

Afin d'observer l'influence de la température sur les résultats de chaque essai, nous proposons une comparaison par géophones. On observe sur la figure 3.6 les résultats expérimentaux suite aux essais à la première hauteur de chute H1 (générant une force d'impact maximal d'environ 40 kN). La figure 3.7 présente les mêmes résultats pour la hauteur de chute maximale (générant une force d'impact maximal d'environ 65 kN).

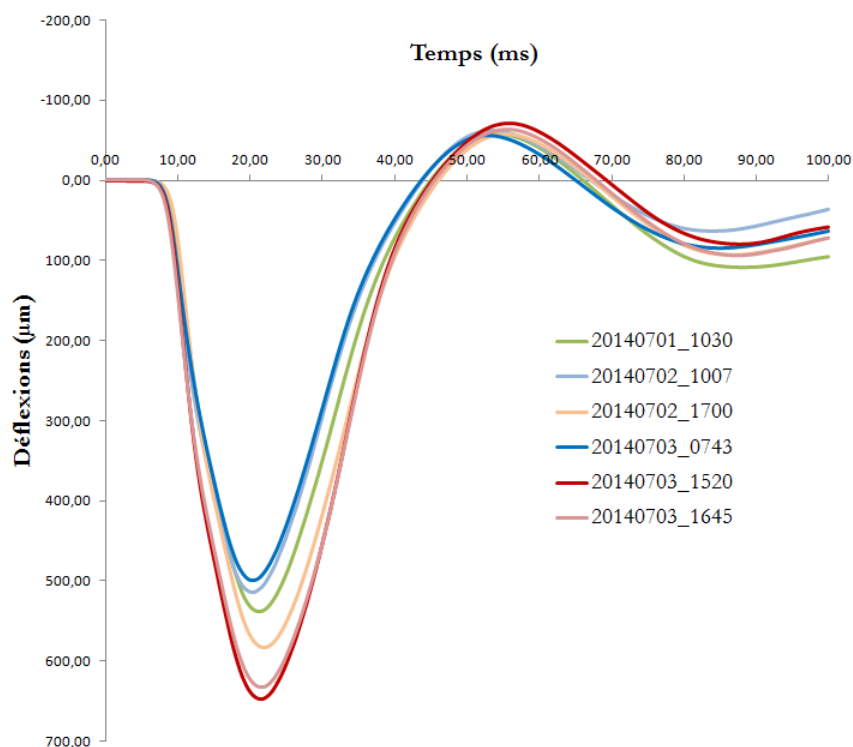


(a) Premier géophone (G1)

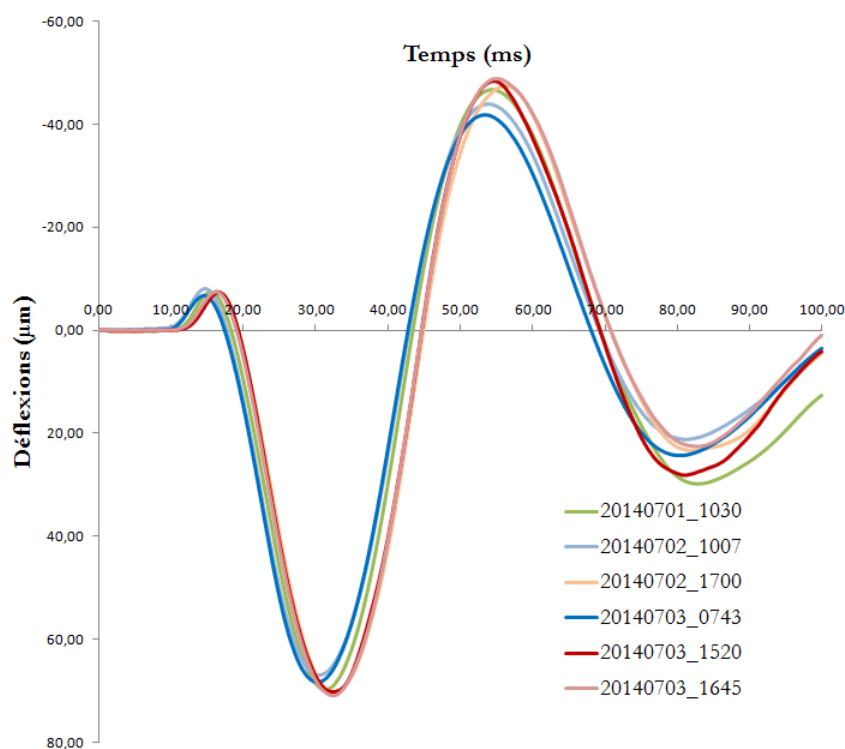


(b) Dernier géophone (G8)

FIGURE 3.6 Résultats expérimentaux obtenus à la première hauteur de chute (H1)



(a) Premier géophone (G1)



(b) Dernier géophone (G8)

FIGURE 3.7 Résultats expérimentaux obtenus à la dernière hauteur de chute (H3)

On constate une influence non-négligeable de la température. Les niveaux de

chargement étant quasiment identiques par hauteur de chute, on observe toutefois un écart sur la réponse important pour les géophones proches de la charge. Les géophones éloignés traduisent beaucoup moins cet effet, puisqu'ils sont plus représentatifs des couches plus profondes, non thermo-dépendantes. Ce phénomène étant connu et déjà éprouvé dans la littérature expérimentale, nous venons ici vérifier que c'est identifiable par les historiques de déflexions, notamment sur la déflexion minimale.

La figure 3.8 et le tableau 3.2 recense ces dernières notions présentées ainsi que la dispersion des réponses par niveau de chargement mécanique et de chargement thermique. Les courbes en traits pleins présentent les bassins de déflexions obtenus pour les essais qui nous serviront de base de comparaison (références) et qui correspondent aux résultats des essais obtenus pour les gradients les plus "faibles" et pour les deux hauteurs de chute extrêmes (H1 et H3). Les courbes en traits pointillés représentent les autres résultats obtenus pour ces deux chargements et pour les autres conditions expérimentales.

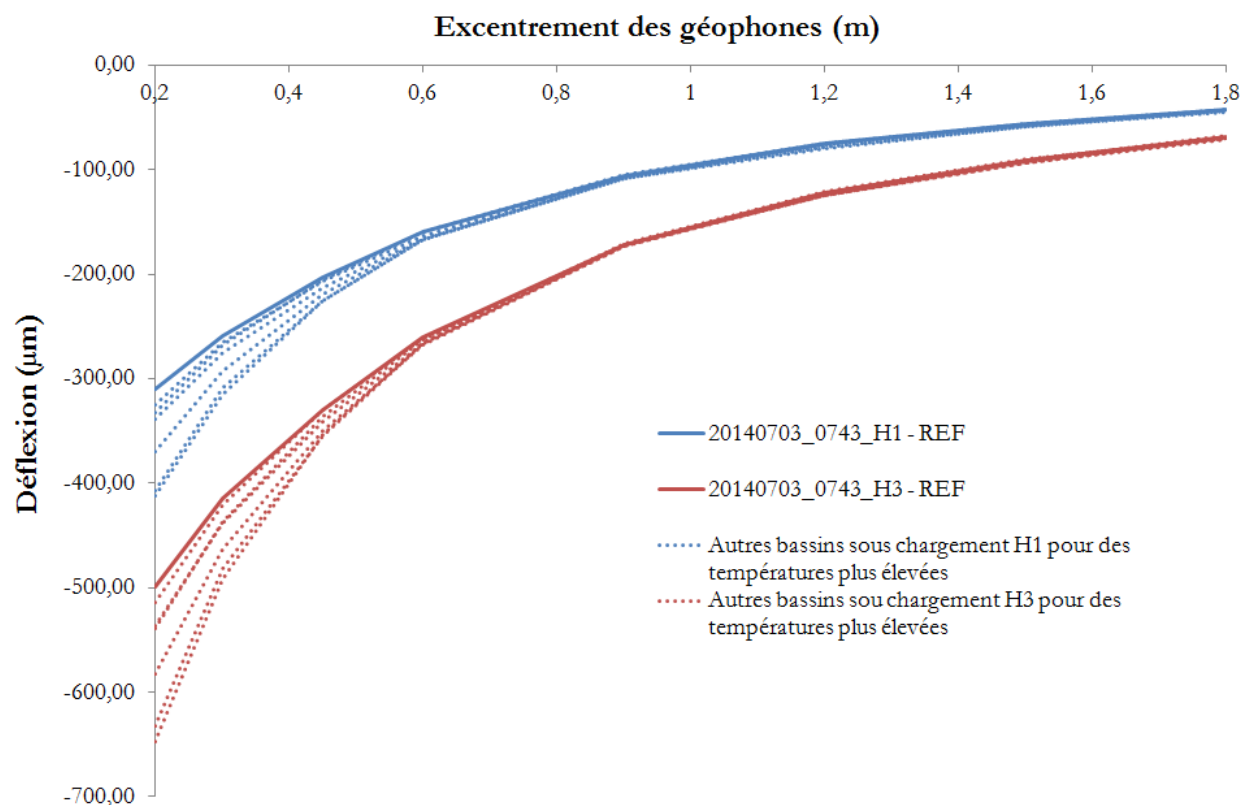


FIGURE 3.8 Dispersion des bassins de déflexions en fonction de la hauteur de chute et des paramètres thermiques

	20140701_1030	20140702_1007	20140702_1432	20140702_1700	20140703_0743	20140703_1520	20140703_1645
H1	7,22 %	4,58 %	8,96 %	19,01 %	REF	32,90 %	31,29 %
H3	7,90 %	3,01 %	7,47 %	16,81 %	REF	29,76 %	26,79 %

Tableau 3.2 Écarts obtenus sur les déflexions maximales de G1, pour différents gradients thermiques

La hauteur de chute affecte, quant à elle, légèrement cette comparaison et pourrait être compensée par l'introduction d'un modèle non-linéaire des matériaux élastiques dans notre modélisation.

3.1.3 Comparaisons numériques

3.1.3.1 Premiers critères retenus

Pour l'ensemble des résultats, il est possible d'observer des critères d'ordre statique, usuels, tels que la moyenne quadratique (*RMS*) obtenue sur le bassin de déflexion de l'ensemble des géophones (valeurs minimales de l'amplitude de la réponse). Ici nous préférons observer un critère "dynamique", prenant en compte la déflexion complète par géophone, en définissant plusieurs points d'observations étalés sur le spectre temporel.

Les 5 temps de calcul étudiés (observations) correspondront aux valeurs pics de la déflexion (minimum et maximum) ainsi qu'au passage par la valeur nulle de l'amplitude de la déflexion expérimentale. Nous observerons par la suite les écarts avec les amplitudes du signal modélisé pour ces 5 instants (cf Figure 3.9).

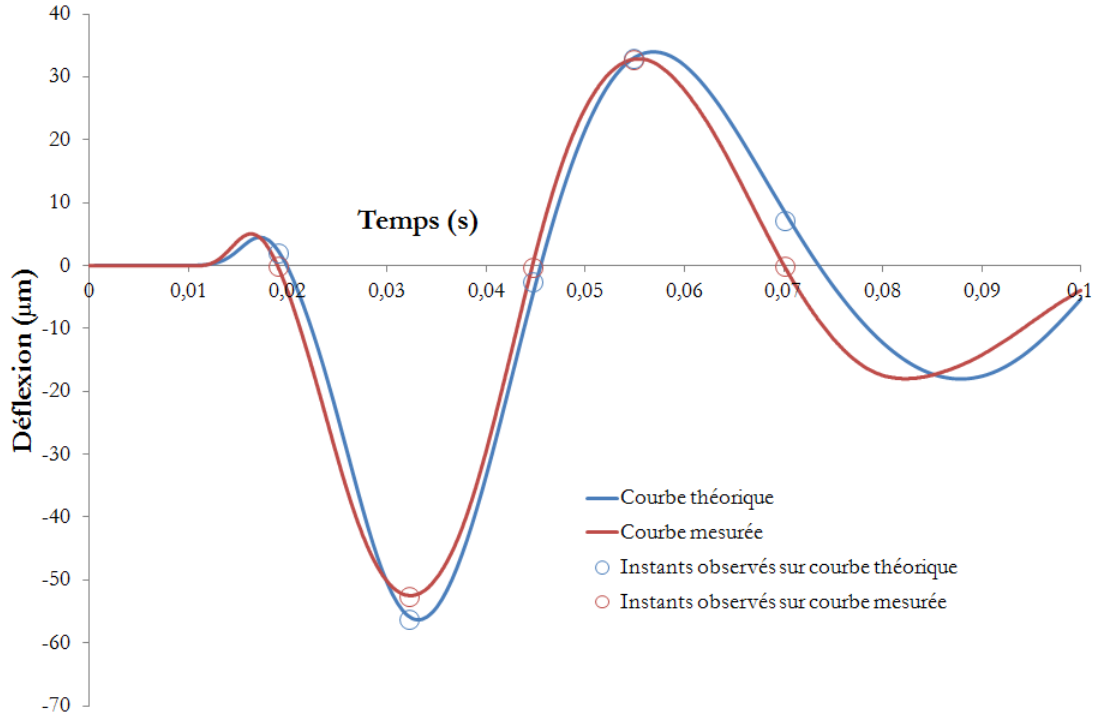


FIGURE 3.9 Principe de la comparaison dynamique

Les RMS que nous utiliserons sont calculés selon la formule 3.1 [IYS89].

$$RMS_{STAT} = \sqrt{\frac{1}{N_r} \sum_{i=1}^{N_r} \left(\frac{y_{i \text{ th}} - y_{i \text{ m}}}{y_{i \text{ m}}} \right)^2} \quad (3.1)$$

avec i : les différents géophones observés, N_r : leur nombre total, l'indice "th" pour les déflexions théoriques et l'indice "m" pour les déflexions mesurées.

La fonction objective à minimiser, que nous choisissons d'observer pour notre calage, est donc une moyenne de valeurs de RMS sur les 5 observations choisies, telle que présentée dans l'équation 3.2.

$$RMS_{DYN} = \frac{1}{N_{obs}} \sum_{j=1}^{N_{obs}} \sqrt{\frac{1}{N_r} \sum_{i=1}^{N_r} \left(\frac{y_{i,j \text{ th}} - y_{i,j \text{ m}}}{y_{i,j \text{ m}}} \right)^2} \quad (3.2)$$

avec j : les différentes observations choisies, et N_{obs} : leur nombre total.

3.1.3.2 Méthode de calage

Dans ce paragraphe nous présentons la méthode que nous avons adoptée pour caler les signaux expérimentaux sur ceux issus de la modélisation présentée au chapitre 2. Nous ordonnons les différents facteurs influants, de manière à définir une méthode pouvant être par la suite éventuellement reprise par une procédure d'analyse inverse. Pour

construire cette démarche nous utilisons les résultats de l'analyse paramétrique présentés au précédent chapitre.

L'objectif par rapport à une analyse statique est de préciser les valeurs des paramètres non connus sur les critères définis précédemment. Une fois un premier calage réalisé, les paramètres rétro-calculés seront confortés en les utilisant pour la même structure mais sous d'autres contraintes (thermiques et mécaniques).

La figure 3.10 reprend la démarche utilisée pour le calage, l'objectif étant de minimiser le RMS dynamique jusqu'à une valeur seuil (arbitrairement 5%) en dessous de laquelle, les hypothèses choisies ne sont plus suffisantes :

- approximation du chargement temporel par un demi-sinus carré ;
- non-prise en compte de la présence d'humidité dans les sols malgré une compensation via les amortissements hystérétiques ;
- filtres du CAN (Convertisseur Analogique Numérique) expérimental non paramétrables ;
- linéarité des matériaux élastiques.
- etc...

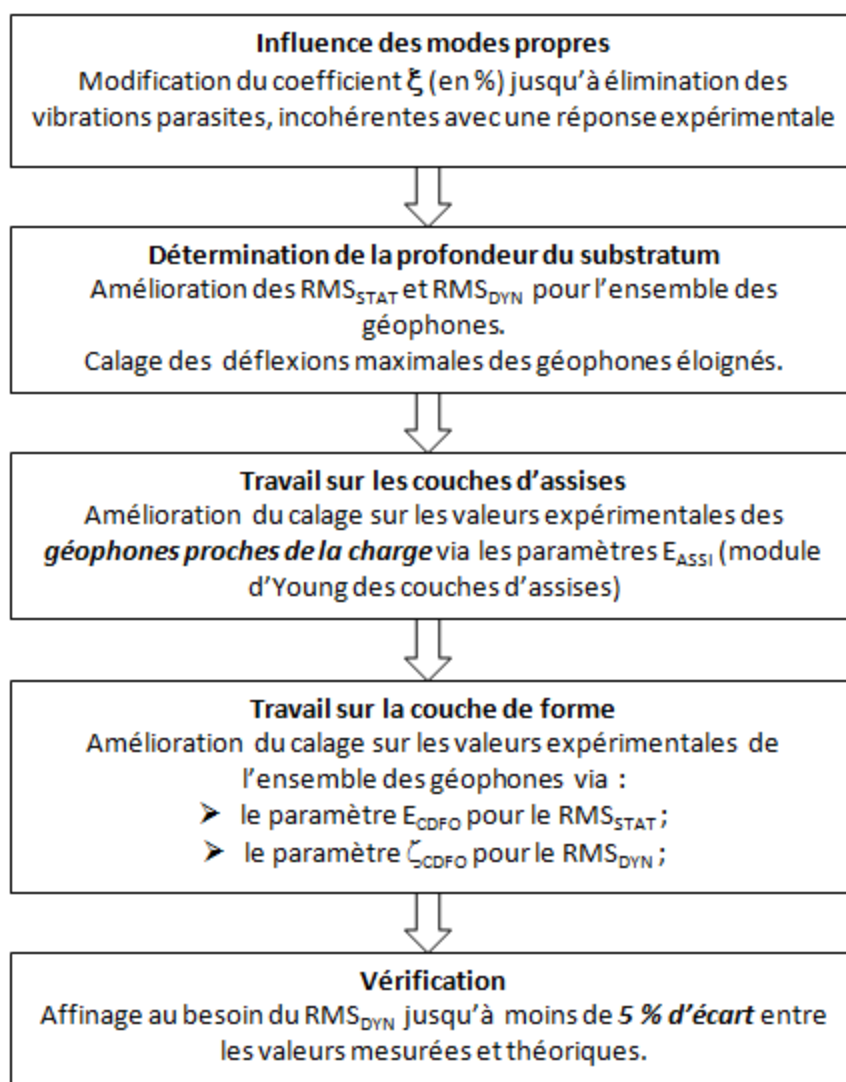


FIGURE 3.10 Algorithme utilisé pour le calage expérimental

Nous utilisons, pour ces premiers tests, un calage non automatisé, qui sous-entend que la minimisation de la fonction objective, ou la minimisation du RMS ne sera pas encore optimale. L'objectif ici n'est pas d'atteindre une limite extrêmement basse du calage, mais plutôt de comparer plusieurs cas de mesures réalisés dans des configurations expérimentales différentes et de constater que notre modèle répond correctement à ces différents cas de manière cohérente.

3.1.3.3 Résultats

Nous observons les résultats de comparaison d'un calcul par groupe de gradients définis au paragraphe 3.1.2.3. Les références 20140703_0743, 20140702_1700 et 20140703_1520 correspondant à trois gradients de température caractéristiques sont étudiés. Pour chacun de ces essais nous vérifions la cohérence de notre modélisation sur les 3 niveaux de chargement.

La figure 3.12 présente les résultats d'un calage obtenu pour les huit géophones pour un chargement approché par un signal théorique demi-sinus carré présenté en figure 3.11.

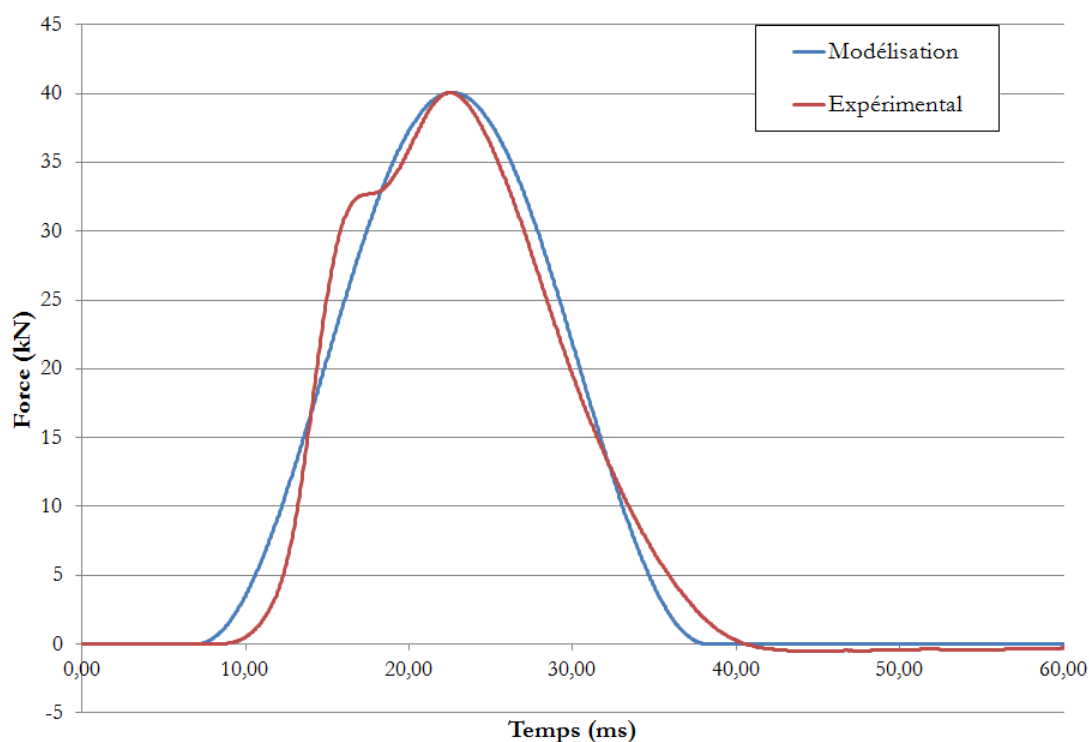


FIGURE 3.11 Écarts entre signal expérimental et celui pris en compte par la modélisation

Les paramètres rétro-calculés sont présentés dans le tableau 3.3. Nous obtenons pour cet essai un $RMS_{DYN} = 4,91\%$.

Désignation	Paramètres	Valeurs
Coefficient d'amortissement de Rayleigh	ξ	10 %
Profondeur du substratum	Z_{ROC}	3,00 mètres
Modules d'Young des couches d'assises	E_{ASSI}	210 MPa
Module d'Young de la couche de forme	E_{CDFO}	85 MPa
Ratio d'amortissement de la couche de forme	ζ_{CDFO}	5 %

Tableau 3.3 Paramètres rétro-calculés pour l'essai 20140703_0743_H1

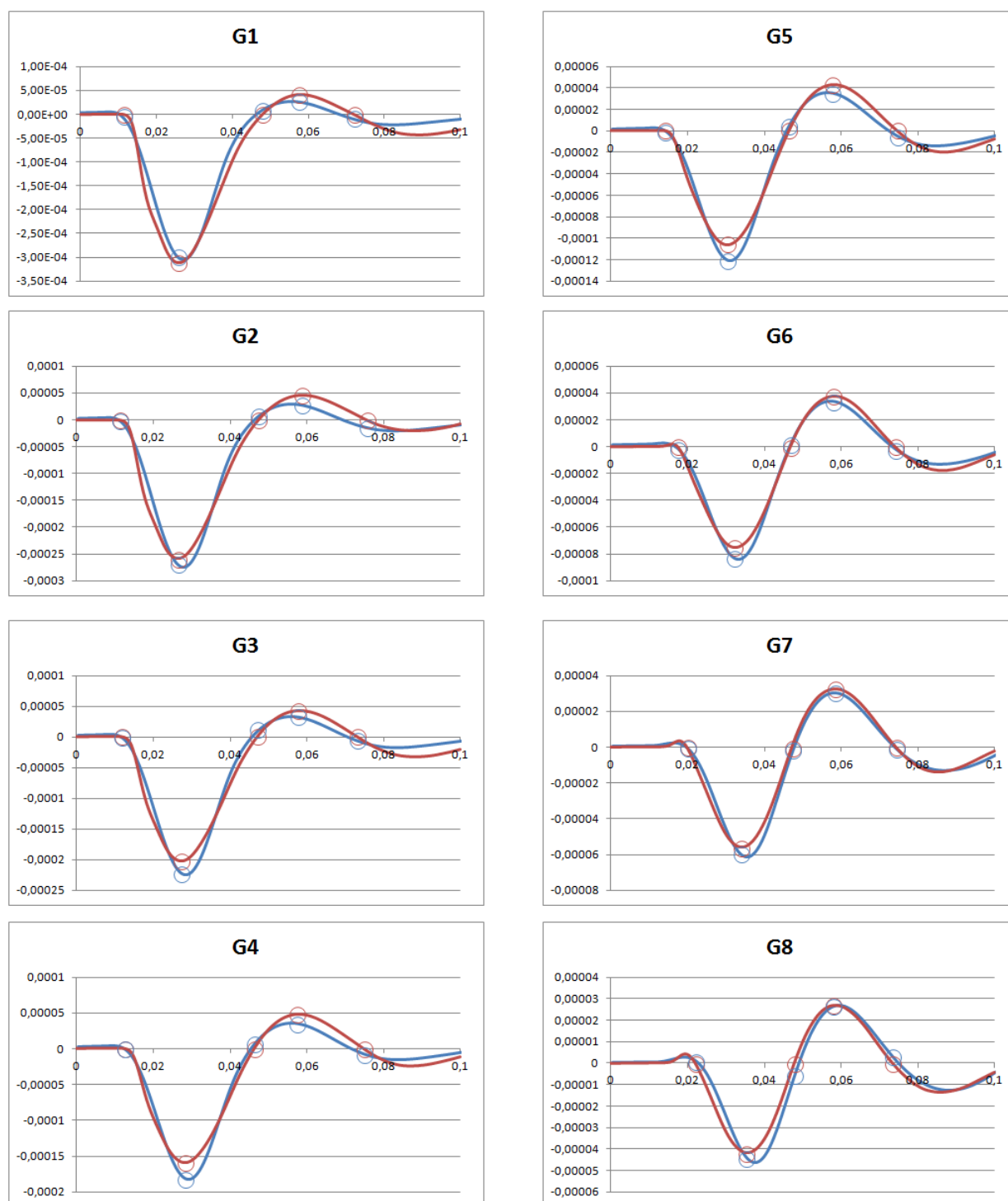


FIGURE 3.12 Exemple des résultats du calage entre modélisation et expérimental pour l'essai 20140703_0743_H1

Pour une comparaison objective avec les autres cas de chargement (thermique et mécanique) nous conservons les paramètres rétro-calculés sur le premier cas puis observons les résultats (RMS_{DYN}) pour les autres cas avec le même jeu de paramètres. Ces résultats sont présentés dans le tableau 3.4.

	20140703_0743_H1	20140703_0743_H2	20140703_0743_H3	20140703_1520_H1	20140703_1520_H2	20140703_1520_H3
RMS_{DYN}	4,91 %	4,81 %	5,30 %	5,53 %	6,26 %	6,65 %

Tableau 3.4 Valeurs des RMS_{DYN} pour les essais étudiés

On constate une cohérence constante des résultats malgré des écarts expérimentaux pouvant aller jusqu'à 30 % entre les cas de charges extrêmes (cf tableau 3.2). La modélisation intègre complètement ce paramètre thermique au travers du couplage modèle 2S2P1D + PETT et notre critère dynamique ne subit que de légères fluctuations ($\pm 1,5$ %) identifiées ou expliquées par la non-linéarité des matériaux granulaires non prise en compte ainsi que par des amortissements expérimentaux parasites (cf paragraphe 3.1.3.2).

3.1.4 Optimisation de la modélisation

Pour augmenter la retranscription du comportement de la structure, les résultats suivants prennent en compte l'insertion du chargement temporel expérimental (mesuré) en tant que données d'entrée dans la modélisation Cast3M.

Nous proposons également une autre manière de voir l'amortissement de la structure :

- L'amortissement hystérétique viscoélastique généré par le modèle 2S2P1D dans les couches bitumineuses est conservé ;
- L'amortissement structural des couches non-liées et rigide est supprimé ;
- L'amortissement de Raleigh global sur toute la structure est remplacé par un amortissement de Rayleigh sur uniquement les couches de matériaux non-liés et non-rigides (couches d'assises et de fondation).

Enfin nous redéfinissons le nombre d'observations pour le calcul du " RMS_{DYN} ", en se calquant sur ce que propose Matsui et *al.* [MKNK00] ou Dong et *al.* [DMY02], [DHT+02], qui utilisent une dizaine de points sur les historiques de déflexion répartis autour de la déflexion maximale et dans un intervalle de 18 ms (cf Figure 3.13).

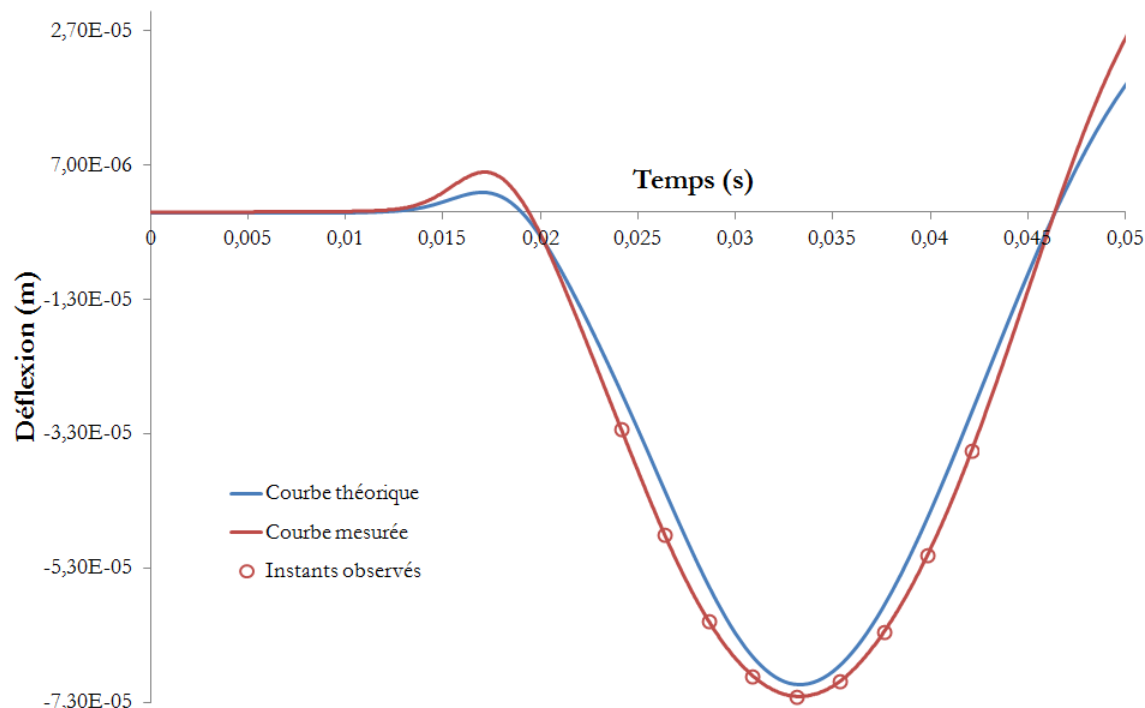


FIGURE 3.13 Nouvelle configuration des observations pour le RMS_{DYN}

Les résultats obtenus sont les suivants :

	20140703_0743_H1	20140703_0743_H2	20140703_0743_H3	20140703_1520_H1	20140703_1520_H2	20140703_1520_H3
RMS_{STAT}	4,56 %	4,10 %	3,87 %	5,87 %	6,54 %	6,02 %
RMS_{DYN}	3,74 %	4,69 %	6,51 %	3,24 %	3,85 %	5,10 %

Tableau 3.5 Valeurs des RMS_{DYN} après l'optimisation

On constate que le comportement non-linéaire des matériaux non-liés est beaucoup plus marqué dans cette optimisation car le RMS_{DYN} est sensible à la hauteur de chute de la masse, malgré une légère fluctuation (augmentation de 0,11 %/kN du chargement). On considérera par la suite un amortissement de rayleigh constant sur toute les couches non-liés et nous regarderons toujours les deux critères choisis (RMS_{STAT} et RMS_{DYN}) en considérant celui dynamique avec la nouvelle configuration des observations.

3.2 Chaussée expérimentale de Toulouse

Afin de valider à nouveau notre outil, nous proposons dans la partie suivante, une autre comparaison expérimentale basée sur les résultats d'un autre site instrumenté (structure de chaussée différente de la précédente).

3.2.1 Présentation du site

Il s'agit d'une planche expérimentale située à Toulouse, réalisée en mars 2008 dans le cadre de l'opération OPTIMIRR (OPTImisation des Matériaux routiers économes et Incorporant des Recyclés de la Route). Cette opération a été engagée par l'Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux (IFSTTAR, initialement via les LRPC de Toulouse et d'Autun). Une première étape d'évaluation et d'élaboration de méthodologies d'optimisation des matériaux d'un point de vue mécanique et environnemental à été réalisée, puis, en association avec le Réseau scientifique et technique de l'Etat (RST) et l'Union des Syndicats de l'Industrie Routière de France (USIRF), une recherche commune fut dédiée à la mise au point d'une méthode de formulation des grave-émulsion, associée à trois chantiers expérimentaux en collaboration avec les conseils généraux concernés.

L'objectif fut donc d'étudier le comportement d'une Grave Émulsion Structurante (GES) comme couche de surface pour des structures routières rénovée grâce à la planche expérimentale réalisée pour la Délégation Aménagement Laboratoire Expertise Transport Toulouse (DALETT). La restitution de l'opération de recherche "OPTIMIRR" à eu lieu les 3 et 4 avril 2013 dans l'Amphithéâtre de la DGAC à Paris.

Sur la figure 3.14 on observe la position de la planche de 12,14 mètres de long et 5 mètres de large. L'épaisseur de la GES visée lors de la réalisation était de 12 cm.

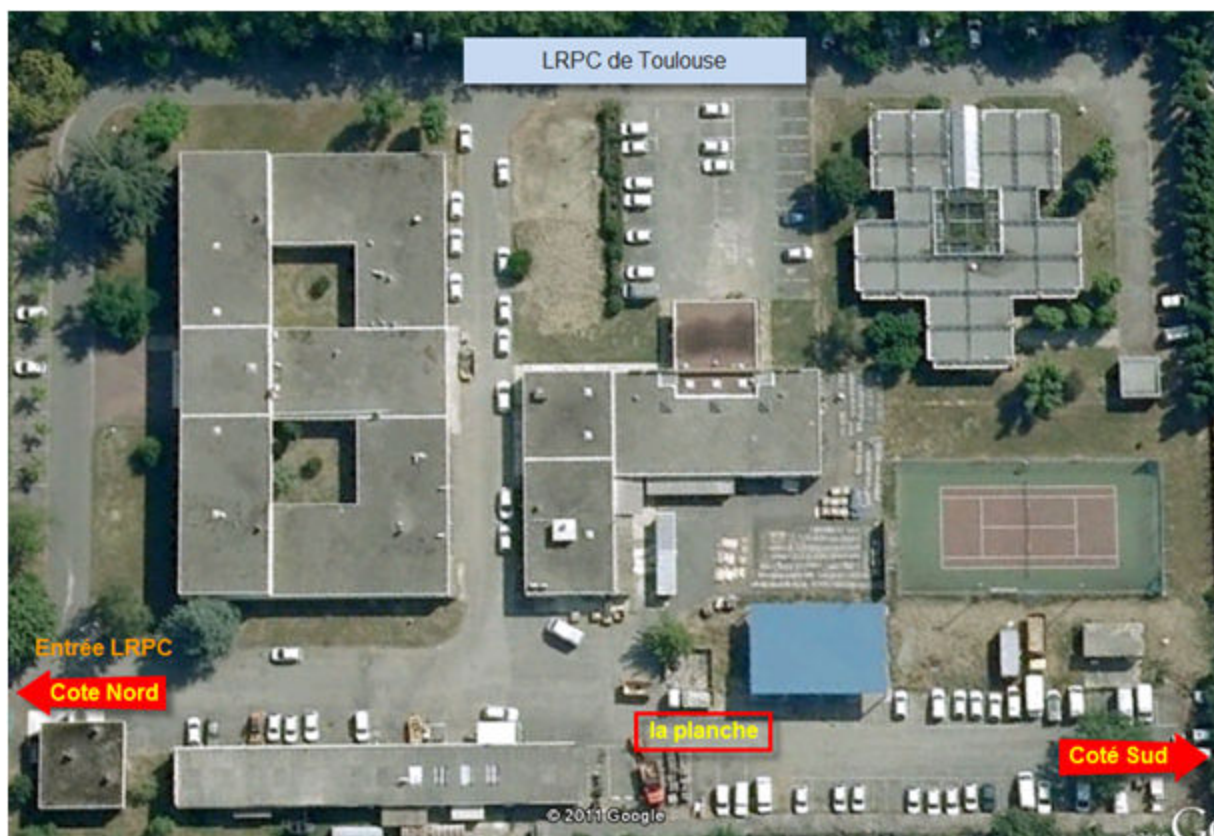


FIGURE 3.14 Position de la planche expérimentale sur le site de Toulouse

Cette Grave Émulsion de type Structurante a une granulométrie 0/14 sur 3 fractions de silicocalcaires (0/2 : 42 % ; 2/6 : 20 % ; 6/14 : 38 %) et une masse volumique réelle de matériau égale à 2526 kg/m^3 . 7,05 % d'émulsion cationique à rupture lente fluxée 3,7 % et dosée à 60,7 % de bitume.

Des mesures de module complexe SYMERIS et 3MC ont été effectuées par le LCPC de Nantes pour cette GES sur des éprouvettes prélevées (extraction de plaques et de carottes) à différents âges. Le résultat suivant (cf Figure 3.15) nous propose les courbes maîtresses expérimentales et linéarisées par un modèle 2S2P1D obtenues environ 1 an après la mise en œuvre du matériau (avril 2009) ce qui correspond à la date des essais FWD retenus. Les paramètres du modèle rhéologique viscoélastique utilisés pour le calage, déterminés grâce à ces dernières mesures, sont présentés dans le tableau 3.6.

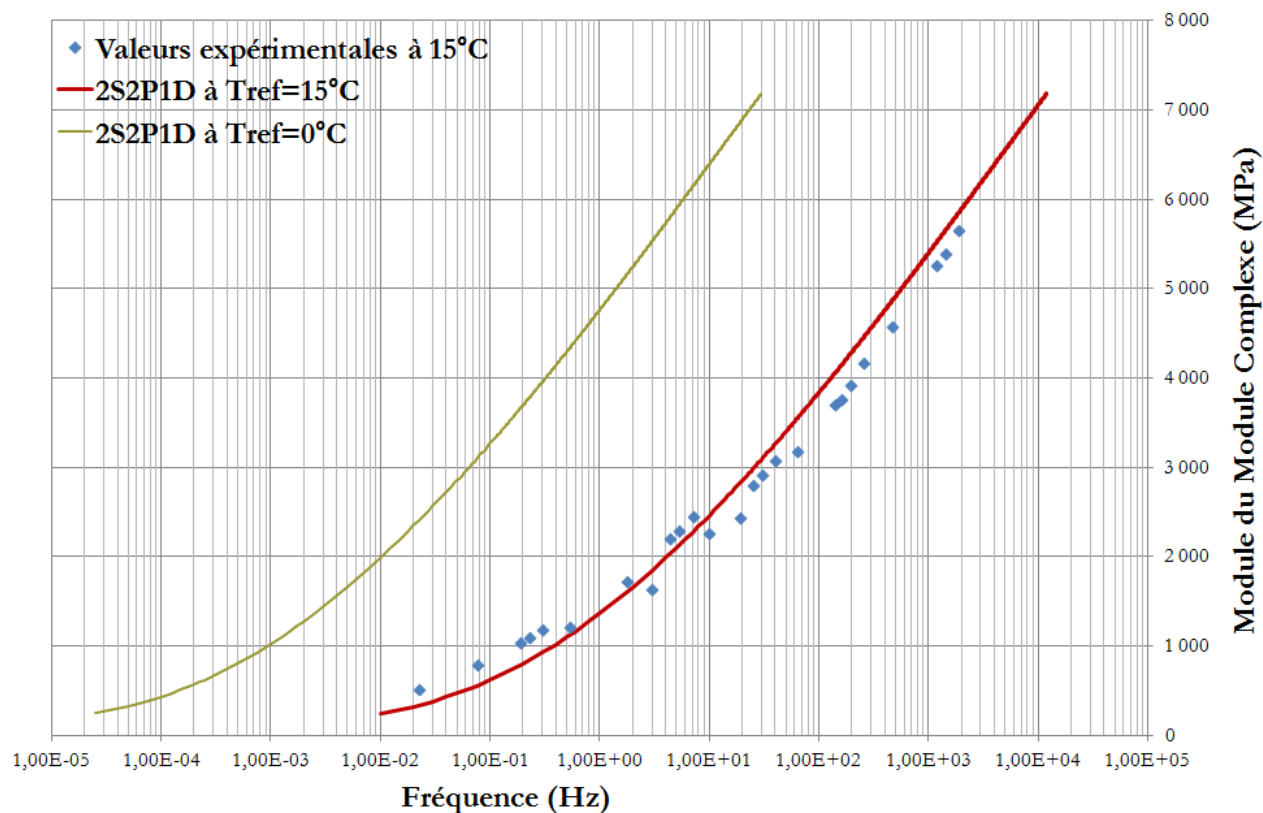


FIGURE 3.15 Courbes maîtresses de la GES

Paramètres	Valeurs
E_0	126,138
E_∞	14316,4
k	0,193
h	0,544
δ	3,636
β	50
$\tau_{15^\circ C}$	0,01
η	$(E_\infty - E_0) \beta \tau_{15^\circ C}$
C_1	22,9412
C_2	147,1928

Tableau 3.6 Paramètres du modèle 2S2P1D après calage de la GES

Des essais FWD ont été réalisés sur cette structure à différentes époques et climat de son histoire. Trois points d'impact ont été matérialisés au sol afin de pouvoir répéter l'essai précisément FWD1, FWD2 et FWD3. Plusieurs configurations d'essais ont été définies :

- Sud Nord (SN) : qui aligne la remorque du FWD ainsi que le véhicule de tractage sur le point observé dans le sens longitudinal de roulement vers le Nord ;

- Nord Sud (SN) : où le système embarqué est dirigé dans le sens longitudinal de roulement vers le Sud ;
- Transversal (T) : aligné dans la largeur de la plaque expérimentale ;

Nous étudierons par la suite les essais répertoriés dans le tableau suivant (3.7) qui correspondent aux essais réalisés sur la structure 1 an après la mise en œuvre (02/04/2009) dans le sens longitudinal Sud Nord (LSN) sur le deuxième point (FWD2) à différents instants de la journée. Chaque essai consiste à se positionner sur le point prévu de l'impact, d'effectuer une série de "seating drops" de mise en condition initiale de la chaussée, puis d'effectuer les mesures correspondantes à 4 séries de 4 chocs à hauteur de chute contrôlée.

Identification	Date	Heure	F_{max}
020409S2LSN_1050_H1	02/04/2009	10h50	24,97 kN
020409S2LSN_1050_H2	02/04/2009	10h50	39,94 kN
020409S2LSN_1050_H3	02/04/2009	10h50	49,59 kN
020409S2LSN_1050_H4	02/04/2009	10h50	69,58 kN
020409S2LSN_1525_H1	02/04/2009	15h25	23,93 kN
020409S2LSN_1525_H2	02/04/2009	15h25	39,15 kN
020409S2LSN_1525_H3	02/04/2009	15h25	48,67 kN
020409S2LSN_1525_H4	02/04/2009	15h25	67,46 kN

Tableau 3.7 Identification des essais retenus pour une comparaison

Cette GES a été mise en œuvre sur une GNT (en bicouche) qui, elle-même, repose sur le sol support (alluvions de la Garonne). Des mesures radars ont été effectuées par LRPC de Bordeaux en 2010, nous donnant une estimation des différentes épaisseurs de couches. Les résultats obtenus sont présentés sur le graphique 3.16.

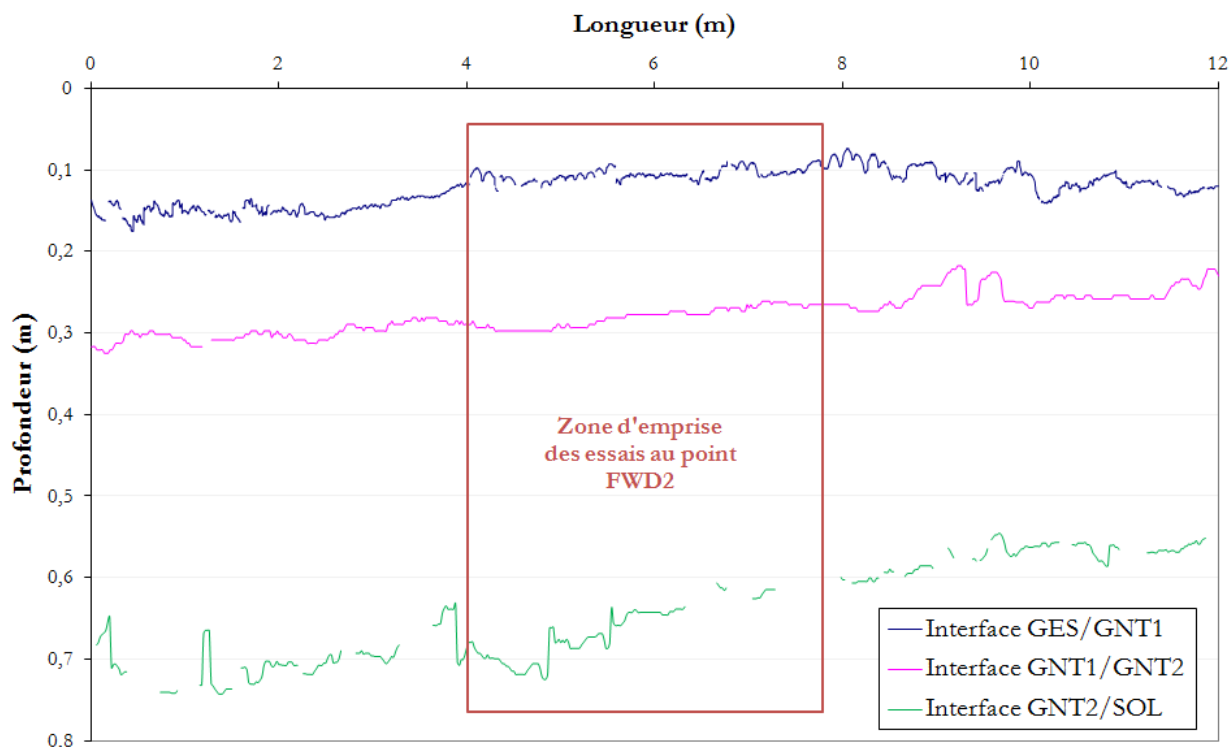


FIGURE 3.16 Mesures des épaisseurs de couches par le radar

Le point FWD2 est donc un choix pertinent au vu de l'homogénéité des épaisseurs de couches dans sa zone d'action. Les valeurs moyennes obtenues en étudiant les points d'application de la plaque et du bras de mesure nous donnent les résultats présentés dans le tableau 3.8.

Couches	Épaisseurs	Écarts-Types
GES	0,108 m	0,0059 m
GNT1	0,181 m	0,0063 m
GNT2	0,392 m	0,0201 m
SOL	à définir	à définir

Tableau 3.8 Identification des essais retenus pour une comparaison

Trois sondes PT100 ont été intégrées dans la GES sur trois profondeurs différentes. La première à 2 cm sous la surface, la seconde à mi-épaisseur et la troisième à l'interface GES / GNT1.

Ces informations nous permettront, comme dans la première comparaison, d'intégrer le gradient thermique correspondant à chaque cas de chargement mécanique. Les deux gradients correspondant aux deux horaires de mesures sont représentés sur la figure 3.17.

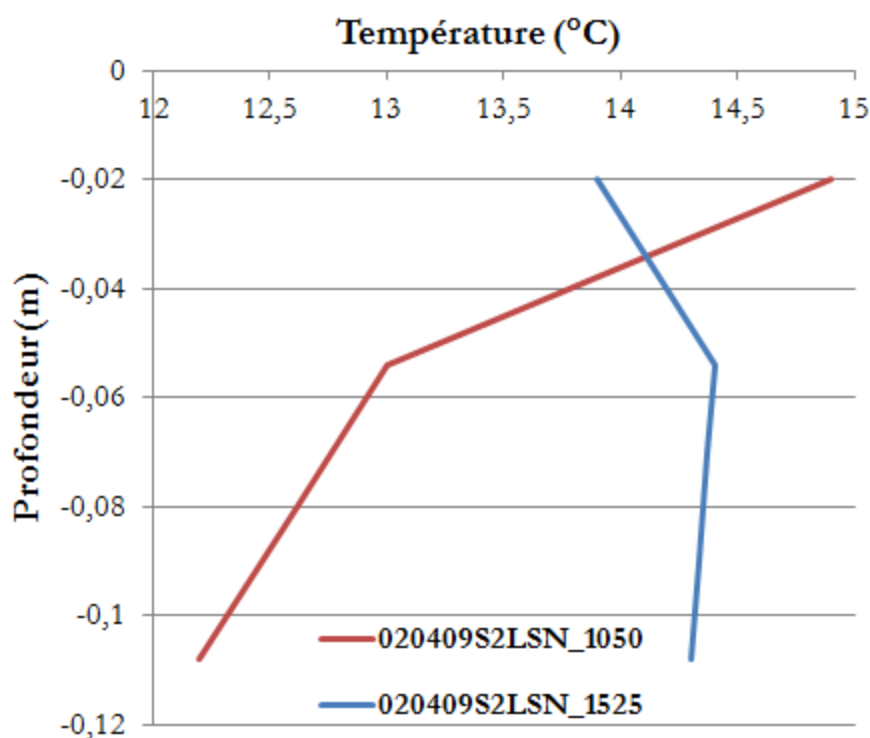


FIGURE 3.17 Profils de la température mesurés dans la GES pour les essais observés

3.2.2 Schémas mécanique et données d'entrée de la modélisation

Sur le schéma 3.18 on constate une seule couche commune de surface combinant la couche de roulement et de liaison qui représente la GES mise en place.

La rampe de géophone est légèrement modifiée puisqu'elle correspond à celle du FWD de Saint Briec : le sixième géophone (G6) placé à 1,20 mètres de la charge et le dernier géophone (G8) placé à 1,80 mètres de la charge sont supprimés.

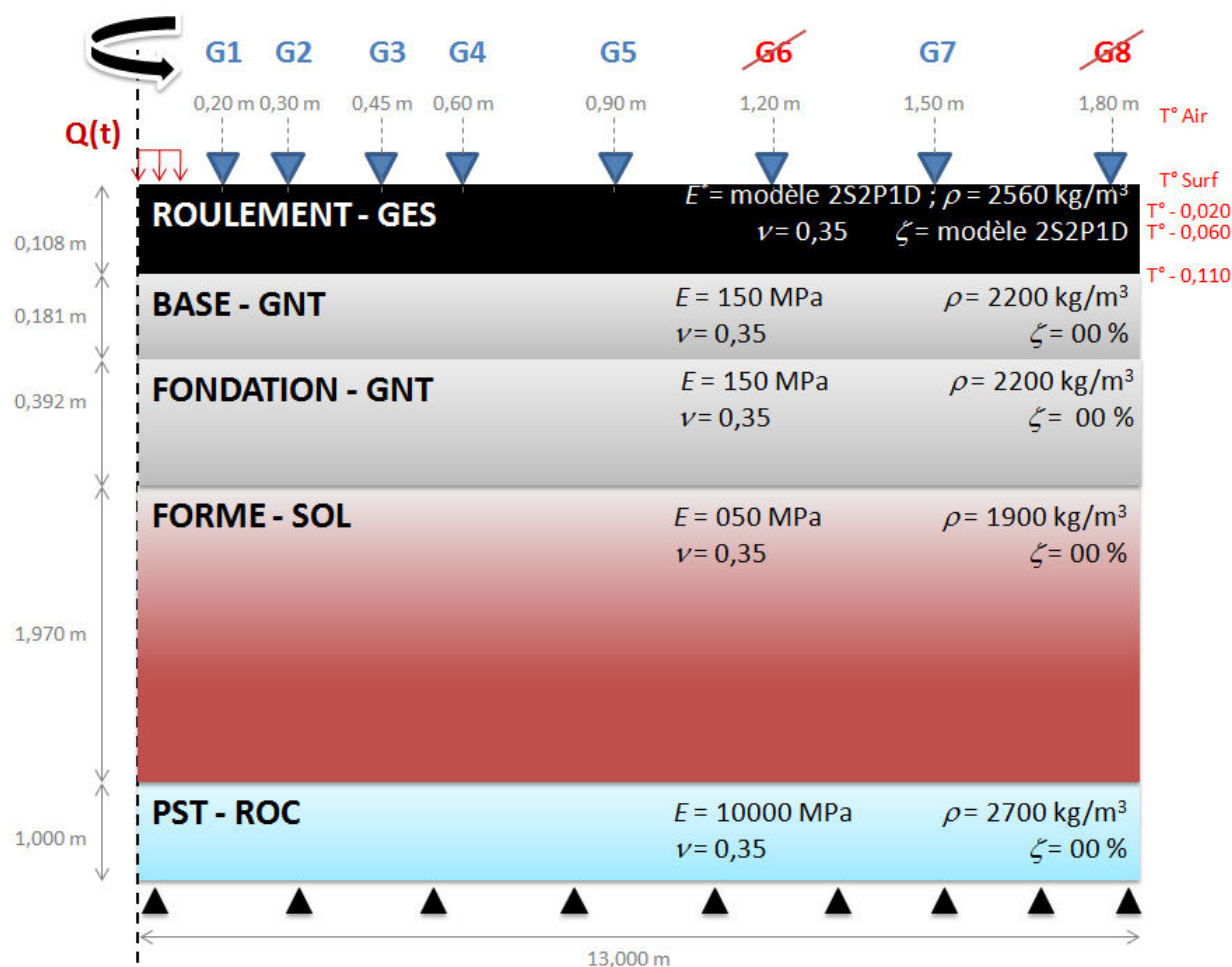


FIGURE 3.18 Structure définie avant rétrocalcul

Comme pour la première comparaison, certains paramètres sont figés, tels que :

- les paramètres de calage du modèle 2S2P1D appliqués pour la GES qui définissent le module complexe de cette couche de surface ;
- les paramètres de chargement ;
- les paramètres thermiques ;
- les épaisseurs de couches (hors la couche "SOL" définissant la position du substratum) ;
- les propriétés intrinsèques des matériaux (masse volumique, coefficient de poisson) ;
- les paramètres de la couche rigide et de la plaque de chargement ;

tandis que d'autres auront des valeurs initiales, mais seront déterminés par la suite par rétrocalcul afin de "coller" nos signaux expérimentaux et la modélisation. C'est le cas :

- de l'épaisseur de la couche de forme ("SOL") ;
- du coefficient d'amortissement de Rayleigh ;
- des modules d'Young et ratio d'amortissement hystérétique des couches élastiques (couches d'assises et couche de forme).

3.2.3 Résultats

Nous obtenons pour l'ensemble des essais, les valeurs de RMS présentées dans le tableau 3.9 suivant :

	020409S2LSN_1050_H1	020409S2LSN_1050_H2	020409S2LSN_1050_H3	020409S2LSN_1050_H4	020409S2LSN_1525_H1	020409S2LSN_1525_H2	020409S2LSN_1525_H3	020409S2LSN_1525_H4
RMS_{STAT}	7,53 %	4,69 %	3,59 %	5,76 %	12,18 %	7,61 %	6,49 %	6,96 %
RMS_{DYN}	8,26 %	5,73 %	4,79 %	3,89 %	11,35 %	7,18 %	6,30 %	5,39 %

Tableau 3.9 Valeurs des RMS_{DYN} et RMS_{STAT} obtenus pour la planche expérimentale de Toulouse

Sur la figure 3.19, on observe la déflexion du dernier géophone pour l'essai 020409S2LSN_1525_H3. On remarquera que les valeurs expérimentales sont incohérentes sur la fin du signal. Cette erreur, due probablement aux conditions d'expérience (opérateur, fixation des géophones, etc...), conduit à une dévaluation des RMS . Cet effet est plus significatif sur les essais réalisés avec des chargements faibles (H1), cela conduit à des valeurs de comparaison dépassant les 10 % (la valeur cible pratiquée en diagnostic statique étant 2 %). En ce qui concerne les autres hauteurs de chute, nous retrouvons le même ordre de grandeur sur l'écart que pour la première comparaison (site d'Égletons).

De plus, lors des essais réalisés en 2009 par le FWD et système d'acquisition de Saint Briec, il s'avère que ce dernier avait une option de "lissage" des courbes activée. Ce qui modifie significativement les données brutes, notamment sur le phénomène "double-bosses" visible sur la déflexion minimale théorique et que l'on retrouve expérimentalement sur les essais non-lissés. La comparaison (et par conséquent le calcul du RMS) en est donc faussée.

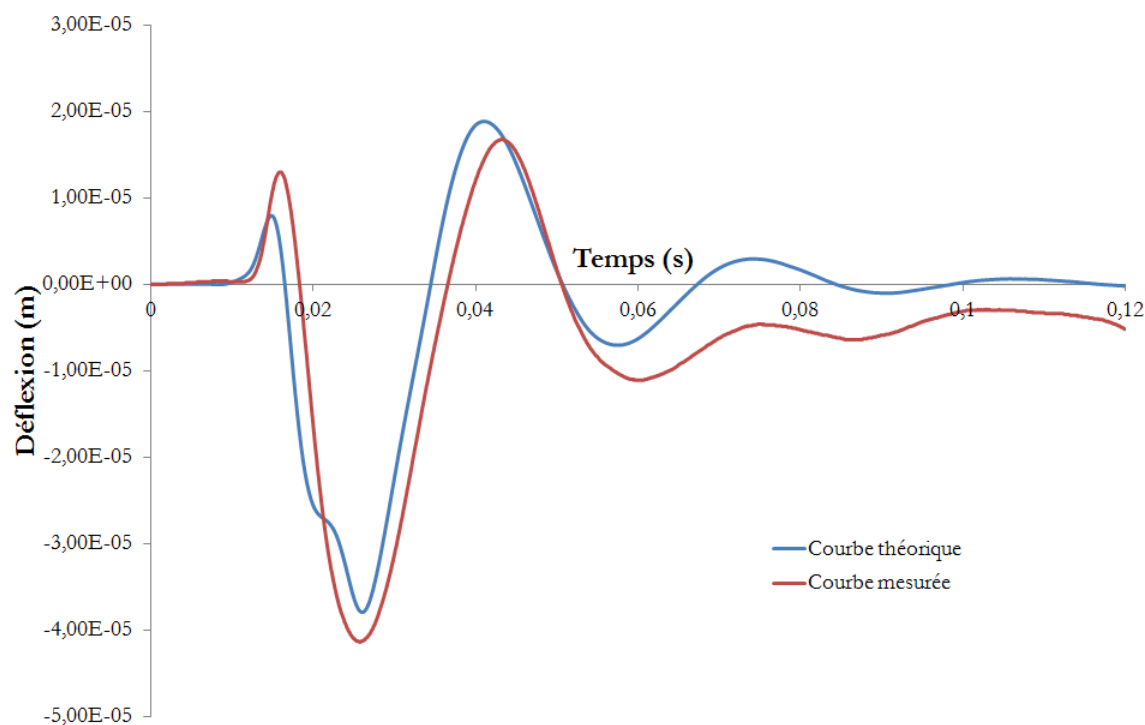


FIGURE 3.19 Mise en évidence de la problématique expérimentale

3.2.4 Discussion

Dans un premier temps, nous avons constaté expérimentalement que la température de la chaussée (plus particulièrement pour les couches en surface) avait une influence non négligeable sur les réponses obtenues pour les essais FWD. On observe, sur la chaussée expérimentale d'Egletons, des écarts sur les déflexions minimales pouvant aller jusqu'à presque 33 % pour un même chargement. La modélisation présentée est cohérente avec ce phénomène et subit les mêmes variations, du fait de l'application du PETT qui influe sur les données du modèle viscoélastique que nous avons choisi pour caractériser les matériaux bitumineux. Les modèles statiques n'auraient, quand à eux, pas pu intégrer cette variation.

L'intérêt d'intégrer le profil réel des températures dans la modélisation plutôt qu'une température de couches bitumineuses moyenne est cependant à nuancer. Cela dépend du type de chaussée et par conséquent de l'épaisseur de ces couches bitumineuses. Pour le cas de chaussées souples, les épaisseurs de ces couches sont faibles ($< 0,20$ mètres) et l'impact sur les résultats de l'intégration d'un profil de température ou celui du choix d'une température équivalente est négligeable. A contrario, pour des structures épaisses et pour des écarts de température importants entre surface et fond de couche, l'impact est conséquent et mérite donc d'être pris en compte.

L'aspect dynamique permet, quant à lui, de profiter de l'intégralité de la réponse

temporelle du signal. Nous avons vu que les résultats obtenus sur la fonction objective lors de sa minimisation à des fins de rétrocalcul dépendaient du nombre d'observations, mais aussi de leur répartition sur le temps d'observation. Par exemple, un choix habituel d'observations autour de la déflexion minimale entraîne de meilleurs résultats que lorsque l'on observe les différents rebonds et passages à "zéro" de notre réponse. La qualité de l'analyse inverse peut donc être discutée en fonction de ces choix d'observations. Un calage sur la fin de signal pourrait être vu comme plus représentatif des conditions limites.

La méthode de calcul du *RMS* aura donc un impact non-négligeable sur sa valeur finale, et pourrait être plus précise en ne prenant qu'une petite portion temporelle de la réponse. Les fortes valeurs obtenues peuvent s'expliquer de deux manières. La première étant l'absence de prise en compte dans notre modélisation de la non-linéarité des matériaux granulaires sur l'épaisseur de couche. Un modèle, même simple, de type $K - \theta$ viendrait réduire la valeur du *RMS* pour certains géophones et donc la valeur globale. Les *RMS* élevés peuvent également s'expliquer par la méthode d'inversion utilisée. Dans ce travail, une méthode dite "manuelle" a été employée, basée sur l'observation des influences des paramètres présentée au Chapitre 2. Cette méthode est beaucoup plus couteuse en temps et en qualité de résultats finaux que l'on pourraient avoir avec une méthode automatisée via un algorithme d'analyse inverse.

Conclusion générale et épilogue

Conclusion

Un modèle numérique visco-élastique permettant l'étude dynamique d'une chaussée sous sollicitation temporelle a été développé. L'introduction de la thermo-visco-élasticité a permis d'approcher plus finement le comportement réel du matériau bitumineux. A ce titre, les verrous scientifiques énoncés lors des travaux précédents tels que l'intégration du comportement visco-élastique dynamique dans un programme de modélisation éléments finis (type Cast3M[©]), la prise en compte du module complexe, de sa dépendance en fréquence et température, ou encore la sensibilité des paramètres intrinsèques pour une analyse inverse dynamique ont été levés. Pour cela, une méthode de résolution fréquentielle a été réalisée dans cette étude. Cette résolution fréquentielle du problème dynamique, tout à fait adaptée à l'évolution des paramètres visco-élastiques a été validée par les résultats d'une approche semi-analytique (méthode de propagation d'ondes) ainsi que des mesures sur deux sites instrumentés. La validation expérimentale sur ces sites instrumentés encre en conclusion la fiabilité de notre modèle.

Il a été démontré dans ce document que l'apport des conditions thermiques réelles qui permet d'intégrer un comportement sous variation climatique, contribue à évaluer les erreurs de jugement sur l'état de dégradation. Les observations expérimentales nous indiquent que la réaction mécanique de la chaussée est très sensible à ce phénomène, d'autant plus que les couches viscoélastiques sont épaisses.

Le modèle numérique permet d'avoir une précision importante tant sur les bassins de déflexion (méthode classique) que sur les historiques de l'ensemble des mesures issues du FWD. Le nombre et la position des points d'observation pour la comparaison de ces derniers avec les expérimentations sont fortement liés à la minimisation de la fonction objective et doivent donc être choisis judicieusement en fonction de la structure étudiée ainsi que de ses conditions limites.

La méthode des plans d'expérience présentée en fin de chapitre deux qui permet d'encadrer les valeurs des paramètres intrinsèques des matériaux nous invite à imaginer, en perspective, les prémices d'un modèle d'analyse inverse dynamique multicritère dont l'objet sera, sous contrôle de minimisation, d'avoir des temps de calcul maîtrisés. Un algorithme est proposé en épilogue.

Un intérêt couplé serait de dresser une "cartographie" de l'évolution de la fréquence sur la profondeur de la structure ainsi que les nuances fréquentielles de l'impact en présence d'un défaut (vides, décollements d'interface, épaisseurs de couches variables ou inflexion, etc...). Cela imposerait cependant de modifier la modélisation et d'adopter un maillage 3D,

ce qui augmenterait le temps de calcul et modifierait les modes propres de la structure (on verrait notamment l'apparition de modes propres locaux liés aux défauts qu'il ne faudrait pas négliger). L'application de notre modélisation, amplifiée du comportement non-linéaire des matériaux élastiques via un modèle $K - \theta$ permettrait, via les courbes maitresses des matériaux, d'obtenir un champ irrégulier de paramètres mécaniques, et ainsi une fois intégré, d'utiliser le rétro-calcul pour une localisation (ou une quantification à minima) des défauts de notre chaussée.

La modélisation d'une charge roulante, désormais possible, peut également être intégrée à ce travail. Elle permettrait d'étudier l'analyse des données du deflectographe et l'effet de la fréquence à l'interface sous charge roulante qui viendrait impacter également la cartographie de fréquence évoquée plus haut.

Épilogue

Les divergences que l'on trouve avec les signaux expérimentaux viennent principalement de l'utilisation de l'algorithme de la transformée de Fourier qui est principalement utilisé pour des signaux périodiques et non transitoires comme ceux issus du FWD. L'intégration de l'amortissement hystérétique nous permet toutefois de converger vers des résultats très satisfaisants étant donné que ce sont les premières valeurs temporelles des premiers géophones qui sont impactées (non-causalité) mais qu'elles sont très peu prises en compte, en tant qu'observation, dans l'analyse inverse.

Notre choix reste donc pertinent, en optant pour une analyse fréquentielle avec une minimisation de la fonction objective comparée dans le domaine temporel. Parmi les algorithmes existants nous pouvons, à titre d'exemple, retenir les algorithmes génétiques. Ils utilisent des choix aléatoires comme outils pour guider l'exploration à travers des régions de l'espace de recherche avec une amélioration probable [Lev07].

Un algorithme génétique (cf Figure 3.20) est une procédure itérative sur un échantillon de candidats pour mener à la solution d'un problème à optimiser. On utilise des *gènes* codés par des chaînes de *bits*. La concaténation de ces gènes forme un *individu*. L'ensemble de ces individus définissent la *population* qui existe dans un *espace de recherche*. Chaque individu est évalué, ce qui fait évoluer la population, et en génère de nouvelles en utilisant des parties des meilleurs individus de la génération précédente (mécanismes appelés : sélection, croisement et mutation). Chaque génération correspond à une itération de l'algorithme qui restitue une fonction objective à minimiser pour chaque individu de la population parent.

Trois solutions sont alors considérées :

- la non convergence de l'algorithme ;

- La moyenne de l'erreur des fonctions objectives de la population parent est inférieure à $x\%$. La solution n'est pas alors nécessairement unique, il existe un ensemble de solutions ;
- l'algorithme converge vers un optimum particulier : la population parent est homogène. Les fonctions objectives de la population ont une erreur quasi-similaire. L'algorithme a convergé.

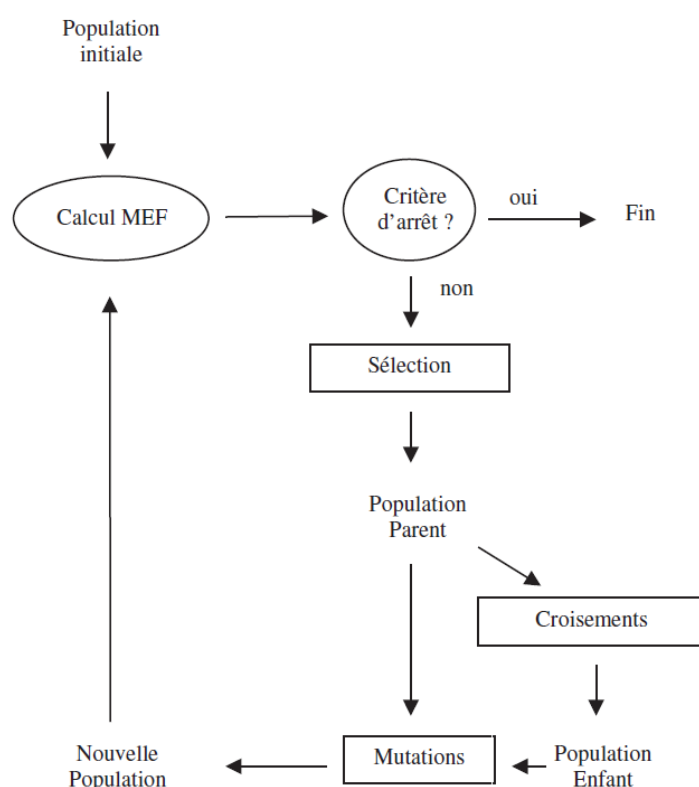


FIGURE 3.20 Principe d'optimisation par Algorithme génétique [Lev07]

Ces principes généraux de l'analyse inverse sont simples mais posent quelques questions sur l'existence ou l'unicité de la solution. L'optimisation est basée à la fois sur des résultats expérimentaux et sur une modélisation numérique. Or, les données expérimentales sont souvent entachées d'erreurs de mesure. La variabilité naturelle du sol support, les résultats des essais de modules complexes, ainsi que l'évaluation des profils de température rendent le modèle numérique associé pas toujours représentatif de l'ouvrage et de son environnement dans son ensemble. Enfin, les comportements mécaniques des différentes couches sont définis par des loi de comportements. Bien que des développements importants aient été menés ces dernières années pour décrire au mieux le comportement mécanique de celles-ci, il n'existe pas actuellement de modèles mathématiques capable de décrire parfaitement ces comportements. Ils ne peuvent être qu'approchés.

Ainsi, une analyse inverse est toujours liée à la complexité des systèmes réels et aux

hypothèses simplificatrices des modèles numériques associés. Il n'est pas possible de savoir à l'avance si le modèle choisi est capable de reproduire exactement les données. Les erreurs de modélisation et les incertitudes de mesures sont donc trop importantes en contrôle non destructif pour que la solution du problème inverse soit garantie a priori. Il n'existe donc pas une unique solution exacte pour le problème inverse, mais plutôt une infinité de solutions approchées, admissibles pour le problème. Cela signifie que même si le choix du modèle numérique est correct et que la campagne expérimentale est bien menée, plusieurs combinaisons de paramètres peuvent approximer une même courbe.

L'objectif ici, était de développer un outil, peut être pas totalement optimisé en terme de calcul, et robuste, mais permettant d'ouvrir une voie différente quant à l'analyse des résultats d'un appareil utilisé et tester la pertinence de celle-ci. Les perspectives sont séduisantes, surtout pour étendre la méthode à d'autres outils qui permettront d'optimiser l'identification de paramètres ou de défauts, et déterminer de manière plus fiable une durée de vie résiduelle pour ainsi améliorer l'entretien de notre parc routier.

Bibliographie

- [AKSK⁺01] R. Al-Koury, A. Scarpas, C. Kastergen, J. Blaauwendraad, and C. Van Grup. Forward and inverse models for parameter identification of layered media. *International Journal of Solids and Structures*, 1(4) :441-458, 2001.
- [AKSKB01] R. Al-Koury, A. Scarpas, C. Kastergen, and J. Blaauwendraad. Spectral element technique for efficient parameter identification of layered media, Part II. Inverse calculation. *International Journal of Solids and Structures*, 38 :8753-8772, 2001.
- [Al-02] R. Al-Khoury. *Parameter identification technique for layered systems*. PhD thesis, Université technique de Delft, 2002.
- [Bat91] M. Bats-Villard. *Influence des défauts de liaison sur le dimensionnement et le comportement des chaussées*. PhD thesis, Université de Nantes, 1991.
- [BH96] M.R. Banan and K.D. Hjelmstad. Neural networks and aashto road test. *Journal of Transportation Engineering*, 122(5) :358-366, 1996.
- [Bou85] J. Boussinesq. *Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques, principalement au calcul des déformations et des pressions que produisent, dans ces solides, des efforts quelconques exercés sur une petite partie de leur surface ou de leur intérieur; mémoire suivi de notes étendues sur divers points de physique mathématique et d'analyse*. Paris, Gauthier-Villars, 1885.
- [Bro10] M. Broutin. *Assessment of flexible airfield pavement using Heavy Weight Deflectometers*. PhD thesis, École Nationale des Ponts et Chaussées, 2010.
- [BT94] Gilbert Y. Baladi and Anthony Thomas. Mechanistic evaluation of aashto flexible pavement design equations. *Transportation Research Record*, 1449 :72-78, 1994.
- [Bur45] D.M. Burmister. The general theory of stresses and displacements in layered soil systems. ii. *Journal of Applied Physics*, 16(3) :126-127, 1945.
- [CD03] I. Chowdhury and S. P. Dasgupta. Computation of Rayleigh Damping Coefficients for Large Systems. *Electronic journal of geotechnical engineering*, April 2003.
- [Che05] M. Chevreuil. *Sur une nouvelle approche en calcul dynamique transitoire, incluant les basses et les moyennes fréquences*. PhD thesis, École Normale Supérieure de Cachan, 2005.
- [CHL⁺03] k. Chatti, S.W. Haider, H.S. Lee, Y. Ji, and H. Salama. Evaluation of nonlinear and dynamic effects on asphalt pavement response under FWD loading. *International Journal of Pavement*, 2(1-2) :88-99, 2003.
- [CJH93] K. Chatti, Y. Ji, and R. Harichandran. Dynamic time domain backcalculation of layer moduli, damping and thicknesses in flexible pavements. Transportation Research Record TRB-1869, National Research Council, Washington, D.C., 1993. pp. 106-116.
- [Com06] D Combescure. *Éléments de dynamique des structures Illustration à l'aide de CAST3M*, 2006.
- [CRSDIR06] E. Chailleux, G. Ramond, C. Such, and C. De la Roche. A mathematical-based master-curve construction method applied to complex modulus of bituminous materials. *Road Mater Pavement*, 7 :75-92, 2006.

- [CSC15] S. Caro, D. B. Sánchez, and B. Caicedo. Methodology to characterise non-standard asphalt materials using DMA testing : Application to natural asphalt mixtures. *Int J Pavement Eng*, 16 :1 10, January 2015.
- [DB90] H. Di Benedetto. Nouvelle approche du comportement des enrobés bitumineux : résultats expérimentaux et formulation rhéologique. *Mechanical Tests for Bituminous Mixes, Characterization, Design and Quality Control, Proceedings of the Fourth Rilem Symposium, Budapest*, 1990.
- [DC05] Di Benedetto, H. and J.-F. Corte. *Matériaux routiers bitumineux 2 : constitution et propriétés thermomécaniques des mélanges bitumineux*, volume 2. Hermes, 2005.
- [DE16] M.H. Des Esgaulx. Progamme 203 - infrastructure et services de transports. Technical report, Commission des Finances du Sénat et de l'Assemblée Nationale, 2016.
- [DHT⁺02] Q.X. Dong, T. Hachiya, O. Takakashi, Y. Tsubokawa, and K. Matsui. An efficient backcalculation algorithm of time domain for large-scale pavement structure using Ritz vectors. *Finite Element in Analysis and Design*, 38 :1131 1150, 2002.
- [DMPPP09] F. Dubois, R. Moutou-Pitti, B. Picoux, and C. Petit. Numerical approach for the crack growth process in bituminous concrete. In *Proceedings of the twelfth International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing*, Stirlingshire (Scotland), September 2009.
- [DMY02] Q.X. Dong, K. Matsui, and K. Yamamoto. Time domain backcalculation of pavement structure material properties using 3FD FEM with Ritz vectors. *The International journal of Geomechanics*, 1(3) :325 336, 2002.
- [Doh04] J. Doherty. *PEST Model-indepent paramater estimation*. Watermark Numerical Computing, 2004. 5th Edition.
- [Don05] B.-J. Dongmo-Engeland. *Caractérisation des déformations d'ornièrage des chaussées bitumineuses*. PhD thesis, École Nationale des Travaux Publics de l'État, 2005.
- [El 10] A. El Ayadi. *Apport de l'analyse dynamique pour le diagnostic de chaussées*. PhD thesis, Université de Limoges, 2010.
- [Eli12] S. Eliahou. La conjecture de Hadamard (I). *Images des Mathématiques, CNRS*, 2012.
- [FM95] R. Foinquinos Mera. Dynamic nondestructive testing of pavements. Geotechnical engineering report GR95-4, Geotechnical Engineering Center, Austin, Texas, 1995.
- [Gre07] S. Grenier. *Analyse dynamique du déflectomètre à masse tombante*. PhD thesis, Faculté des études supérieures de l'Université Laval, 2007.
- [Gro08] B. Groult. *Extension d'une méthode de modification structurale pour la conception de dispositifs dissipatifs intégrant des matériaux viscoélastiques*. PhD thesis, École Centrale des Arts et Manufactures "École Centrale Paris", 2008.

- [Han99] P.C. Hansen. Regularization tools version 3.0 for Matlab 5.2. *Numerical Algorithms*, 20 :195 196, 1999.
- [HGD03] O. Hoffmann, B. Guzina, and A. Drescher. *Enhancements and Verification Tests for Portable Deflectometer*. Minnesota Department of Transportation, 2003.
- [Hil98] M.C. Hill. Methodes and guidelines for effective model calibration. Technical Report 98-4005, U.S. Geological Survey Water-Ressources Investigations, 1998. 90 p.
- [Hue63] C. Huet. *Étude par une méthode d'impédance du comportement viscoélastique des matériaux hydrocarbonés [in French]*. PhD thesis, Faculté des sciences de l'université de Paris, 1963.
- [IYS89] L.H. Irwin, W.S. Yang, and R.N. Stybstad. Deflection Reading accuracy and layer thickness accuracy in backcalculation of pavement layer moduli. *American Society for Testing and Materials*, pages 229 244, 1989.
- [JB66] G. Jeuffroy and J. Bachelez. *Abaques pour le calcul des contraintes et des déformations dans les systèmes tricouches*. Number 144 in S. TRID Database, 1966.
- [Kan98] Y.V. Kang. Multifrequency back-calculation of pavement-layer moduli. *Journal of Transportation Engineering*, 124(1) :73 81, 1998.
- [Ket93] S.A. Ketcham. Dynamic response measurements and identification analysis of pavement during falling weight deflectometer experiments. Transportation Research Record TRB-1415, National Research Council, Washington, D.C., 1993. pp. 78-87.
- [KP82] E. Kausel and R. Peek. Dynamic loads in the interior of a layered stratum : an explicit solution. *Bulletin in the seismological society of america*, 72(5) :1459 1481, 1982.
- [Lee14] H. S; Lee. Viscowave - A new solution for viscoelastic wave propagation of layered structures subjected to an impact load. *Int J Pavement Eng*, 15 :542 557, July 2014.
- [Lev07] S. Levasseur. *Analyse Inverse en Géotechnique : développement d'une méthode à base d'algorithmes génétiques*. PhD thesis, Université Joseph-Fourier - Grenoble I, 2007.
- [LF11] E Le Fichoux. *Présentation et Utilisation de Cast3M*, 2011.
- [Los02] M. Losa. The influence of asphalt pavement layer properties on vibration transmission. *International Journal of Pavement*, 1(1) :67 76, 2002.
- [LUF+93] R.L. Lytton, J. Uzan, E.G. Frenando, R. Roque, Hiltunen D., and S.M. Stoffels. Development and validation performance prediction models and specifications for asphalt binders and paving mixes. Strategic Highway Research Program SHRP-A-357, National Research Council, Washington, D.C., 1993.
- [Lyo75] R.H. Lyon. *Statistical Energy Analysis of Dynamical Systems : Theory and Application*. The MIT Press, 1975.

- [Mam03] M.S. Mamlouk. Use of dynamic analysis in predicting field multilayer pavement moduli. Transportation Research Record TRB-1043, National Research Council, Washington, D.C., 2003. pp. 113-121.
- [MAP14] M. Malakoutia, M. Ameria, and Malekzadeha P. Dynamic Viscoelastic Incremental-Layerwise Finite Element Method for Multilayered Structure Analysis Based on the Relaxation Approach. *Journal of Mechanics*, 30 :593-602, December 2014.
- [MKNK00] K. Matsui, Y. Kikuta, T. Nishizawa, and A. Kasahara. Comparative studies of backcalculated results from fwds with different loading duration. Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli - Third Volume ASTM STP 1375, American Society for Testing and Materials, West Conshohochon, PA, 2000. pp. 470-483.
- [MLB90] A.H. Magnuson, R.L. Lytton, and R. Briggs. Comparison of computer predictions and field data for dynamic analysis of falling weight deflectometer data. Transportation Research Record TRB-1293, National Research Council, Washington, D.C., 1990. pp. 61-71.
- [MLM09a] A. Mesgouez and G. Lefeuve-Mesgouez. Study of transient poroviscoelastic soil motions by semi-analytical and numerical approaches. *Soil Dyn Earthq Eng*, 29(2) :245-248, 2009.
- [MLM09b] A. Mesgouez and G. Lefeuve-Mesgouez. Transient solution for multilayered poroviscoelastic media obtained by an exact stiffness matrix formulation. *IntJ Numer Anal Met*, 33 :1911-1931, 2009.
- [MR94] R.W. Meir and G.J. Rix. Backcalculation of flexible pavement moduli using artificial neural networks. Transportation Research Record TRB-1448, National Research Council, Washington, D.C., 1994. pp. 75-82.
- [MR95] R.W. Meir and G.J. Rix. Backcalculation of flexible pavement moduli from dynamic deflection basins using artificial neural networks. Transportation Research Record TRB-1473, National Research Council, Washington, D.C., 1995. pp. 72-81.
- [NF 04] NF EN 12697-26. Mélanges bitumineux - méthodes d'essai pour mélange hydrocarboné à chaud - partie 26 : module de rigidité. Technical Report P98-818-26, AFNOR, December 2004.
- [NF 07] NF EN 1426. Nf en 1426 - bitumes et liants bitumineux - détermination de la pénétrabilité à l'aiguille. Technical Report T 66-004, AFNOR, June 2007.
- [NF 08a] NF EN 13-589. Bitumes et liants bitumineux - détermination des caractéristiques de traction des bitumes modifiés par la méthode de force-ductilité. Technical Report T 66-006, AFNOR, May 2008.
- [NF 08b] NF EN 1427. Bitumes et liants bitumineux - détermination du point de ramollissement - méthode bille et anneau. Technical Report T 66-008, AFNOR, May 2008.
- [NF 11] NF P98-086. Dimensionnement structurel des chaussées routières - application aux chaussées neuves. Technical Report P 98-086, AFNOR, October 2011.

- [ODB03] F. Olard and H. Di Benedetto. General “2s2p1s” model and relation between the linear viscoelastic behaviors of bituminous binders and mixes. *Road Mater Pavement*, 4 :185–224, 2003.
- [Ola03] F. Olard. *Comportement thermomécanique des enrobés bitumineux à basses températures [in French]*. PhD thesis, École Nationale des Travaux Publics de l’État, 2003.
- [ONS90] C.L. Ong, D.E. Newcomb, and R. Siddharthan. Comparison of dynamic and static backcalculation moduli for three-layer pavements. Transportation Research Record TRB-1293, National Research Council, Washington, D.C., 1990. pp. 86-92.
- [PEAP09] B. Picoux, A. El Ayadi, and C. Petit. Dynamic response of a flexible pavement submitted by impulsive loading. *Soil Dyn Earthq Eng*, 29(5) :845–854, May 2009.
- [PH98] E.P. Poeter and M.C. Hill. Documentation of ucode, a computer code for universal inverse modeling. Technical Report 98-4080, U.S. Geological Survey Water-Resources Investigations, 1998. 116 p.
- [Ren08] A. Renault. *Caractérisation mécanique dynamique de matériaux pro-vo-visco-élastiques [in French]*. PhD thesis, Université de Sherbrooke, 2008.
- [RGC38] J. Antonio Ramos Garcia and Maria Castro. Equilibrium of a thin plate symmetrically loaded, resting on an elastic foundation of infinite depth. *The London, Edinburgh, and Dublin Philosophical Magazine and Journal of Science : Series 7*, 25(168) :576–582, 1938.
- [RGC11] J. Antonio Ramos Garcia and Maria Castro. Analysis of the temperature influence on flexible pavement deflection. *Constr Build Mater*, 25 :3530–3539, March 2011.
- [Say65] G. Sayegh. *Contribution à l’étude des propriétés viscoélastiques des bitumes purs et des bétons bitumineux [in French]*. PhD thesis, Faculté des sciences de l’université de Paris, 1965.
- [SC89] M. Sansalone and N.J. Carino. Detecting Delaminations in Concrete Slabs with and without Overlays Using Impact-Echo Method. *ACI Materials Journal*, 86(2), March 1989.
- [SC12] Flavio V. Souza and Leandro S. Castro. Effect of temperature on the mechanical response of thermo-viscoelastic asphalt pavements. *Constr Build Mater*, 30 :574–582, May 2012.
- [SH89] D. Stolle and D. Hein. Parameter estimates of pavement structure layers and uniqueness of the solution. Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli - Second Volume ASTM STP 1026, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1989. pp. 313-322.
- [She95] Shell. *The Shell bituminen industrial handbook*. volume Fifth Edition, 1995.
- [Sim05] J.M. Simonin. *Contribution à l’étude de l’auscultation des chaussées par méthode d’impact mécanique pour la détection et la caractérisation des défauts d’interface*. PhD thesis, Institut National de Sciences Appliquées - Rennes, 2005.

- [SJ92] D.F.E. Stolle and F.W. Jung. Simplified, rational approach to falling weight deflectometer data interpretation. Transportation Research Record TRB-1355, National Research Council, Washington, D.C., 1992. pp. 82-89.
- [Som12] S.-C. Somé. *Comportement thermomécanique des enrobés tièdes et l'interface bitume-granulat*. PhD thesis, École Polytechnique de l'Université de Nantes, 2012.
- [STLM94] N. Stubbs, V.S. Torpunuri, R.L. Lytton, and A.H. Magnuson. A methodology to identify material properties in pavement modeled as layered viscoelastic halfspaces (theory). Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli - Second Volume ASTM STP 1198, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1994. pp. 53-67.
- [Tur04] G. Turkiyyah. Feasibility of backcalculation procedures based on dynamic FWD response data. Technical report, Université de Washington, 2004.
- [Udd02] W. Uddin. Finite element modeling and simulation of FWD dynamic load tests. In *Proceedings of the Workshop 3 : FWD/Backcalculation, yield at the 6th International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Raylways and Airfields*, pages 24-26, Lisbon (Portugal), June 2002.
- [ULG89] J. Uzan, R.L. Lytton, and F.P. Germann. General procedure for backcalculating layer moduli. Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli ASTM STP 1026, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1989. pp. 217-228.
- [Uza94a] J. Uzan. Advanced backcalculation technique. Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli - Second Volume ASTM STP 1198, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1994. pp. 3-37.
- [Uza94b] J. Uzan. Dynamic linear back calculation of pavement material parameters. *Journal of Transportation Engineering*, 120(1) :109-126, 1994.
- [VQMN⁺09] H. Von Quintus, R. Minchin, S. Nazarian, K. Maser, and B. Prowell. Ndt technology for quality assurance of hma pavement construction. Transportation Research Board NCHRP Report 626, The National Academies, Washington, D.C., 2009. pp. 24-37.
- [WB07] Jianlin Wang and Bjorn Birgisson. A time domain boundary element method for modeling the quasi-static viscoelastic behavior of asphalt pavements. *Eng Anal Bound Elem*, 31 :226-240, March 2007.
- [Wes26] H.M. Westergaard. Stresses in concrete pavements computed theoretical analysis. *Public Roads*, 7(2) :25-35, 1926.
- [XP14] Qinwu Xu and Jorge A. Prozzi. Static versus viscoelastic wave propagation approach for simulating loading effects on flexible pavement structure. *Constr Build Mater*, 53 :584-595, February 2014.
- [ZGK15] C. Zopf, M. A. Garcia, and M. Kaliske. A continuum mechanical approach to model asphalt. *Int J Pavement Eng*, 16 :105-124, February 2015.
- [ZX03] X. Zha and Q. Xiao. Homotopy Method for Backcalculation of Pavement Layer Moduli. In *The international symposium on Non-Destructive Testing in Civil Engineering*, Berlin (Deutschland), 2003.

Modélisation dynamique de la thermo-viscoélasticité des matériaux bitumineux - Application aux essais FWD sur les structures de chaussées

Résumé : Le diagnostic du parc routier est une étape indispensable préalable à l'entretien et la réparation des structures de chaussées. L'importance d'une plus grande finesse de l'analyse des résultats issus des méthodes de contrôle non destructif peut permettre de réaliser, à terme, des économies sur les coûts et énergie mis en jeu lors de la maintenance et la construction.

Ces travaux de doctorat présentent un modèle thermo-visco-élastique permettant d'intégrer le comportement des matériaux bitumineux composant une chaussée par l'utilisation du module et de l'amortissement complexe issu des courbes maitresses.

La résolution du problème dynamique est réalisée à l'aide d'une approche fréquentielle. Cette approche est appliquée en particulier à un essai FWD sur lequel des variations climatiques sont étudiées.

Des essais in situ, réalisés sur deux sites instrumentés, permettent de valider le modèle. Les bons résultats obtenus suggèrent l'utilisation de ce modèle à travers une analyse multicritère sur les bassins de déflexion et les historiques pour le développement futur d'un modèle de retro calcul dynamique.

Mots clés : Chaussée, Dynamique, Viscoélastique, Éléments Finis, Méthode fréquentielle, FWD.

Dynamic modelling of the thermo-viscoelasticity of bituminous materials - Application to FWD testing on pavement structures

Abstract : The diagnosis of the road fleet becomes a necessary step prior to the maintenance and the repair of pavement structures. The importance of a finer analysis of the results of the non-destructive testing methods can eventually achieve to cost and energy savings for the maintenance and construction.

This PhD thesis introduces a thermo-visco-elastic model for interesting the behavior of bituminous pavement materials, using the complex modulus and damping from master curves.

The resolution of the dynamic problem is performed thanks to a frequency approach. This approach is particularly applicable to a FWD test on which climatic variations are studied.

In situ tests, carried out on two instrumented sites, are used to validate the model. The obtained of good results suggests the use of this model through a multi-criteria analysis on deflection basins and of the records for the future development of a backcalculation dynamic model.

Keywords : Pavement, Dynamic, Viscoelastic, Finites Elements, Frequency Method, FWD.

Laboratoire GEMH - équipe GC&D
30, boulevard du Puy Nègre - 19300 EGLETONS