



HAL
open science

Approche expérimentale et numérique du comportement du ballast des voies ferrées

Nathalie Guerin

► **To cite this version:**

Nathalie Guerin. Approche expérimentale et numérique du comportement du ballast des voies ferrées. Matériaux. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1996. Français. NNT : . tel-00529384

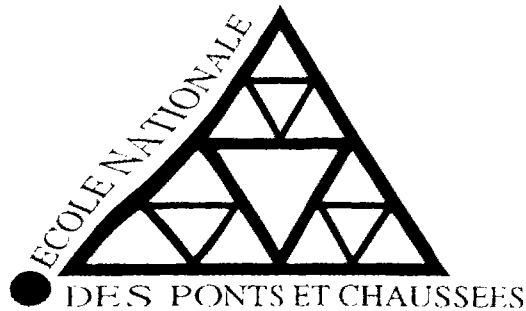
HAL Id: tel-00529384

<https://pastel.hal.science/tel-00529384>

Submitted on 25 Oct 2010

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.



THÈSE
présentée pour l'obtention du diplôme de
DOCTEUR
DE
L'ÉCOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSÉES

Spécialité : Structures et Matériaux

présentée par :

Nathalie GUERIN

Sujet de la thèse :

**APPROCHE EXPERIMENTALE ET NUMERIQUE
DU COMPORTEMENT DU BALLAST DES VOIES FERREES**

Soutenue, le 26 Novembre 1996
devant le jury composé de :

Président : **B. CAMBOU**
Rapporteurs : **M. JEAN**
P. JOUVE
Examineurs : **P. DE BUHAN**
P.E. GAUTIER
Directeur de thèse : **K. SAB**



4

THÈSE
présentée pour l'obtention du diplôme de
DOCTEUR
DE
L'ÉCOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSÉES



Spécialité : Structures et Matériaux

présentée par :

Nathalie GUERIN

Sujet de la thèse :

**APPROCHE EXPERIMENTALE ET NUMERIQUE
DU COMPORTEMENT DU BALLAST DES VOIES FERREES**

Soutenu. le 26 Novembre 1996
devant le jury composé de :

Président : **B. CAMBOU**
Rapporteurs : **M. JEAN**
P. JOUVE
Examineurs : **P. DE BUHAN**
P.E. GAUTIER
Directeur de thèse : **K. SAB**

Remerciements

Ce travail a été réalisé au Centre d'Enseignement et de Recherche en Analyse des Matériaux de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, le manuscrit a été rédigé en grande partie à la SNCF.

Pour ta disponibilité, tes vastes connaissances, tes qualités pédagogiques et ton esprit critique et constructeur, je te suis très reconnaissante.

Je n'oublierai jamais la richesse et la diversité de nos discussions.

Merci Karam

J'adresse de sincères remerciements à M. CAMBOU, qui m'a fait l'honneur de présider le jury, aux rapporteurs MM. JEAN et JOUVE dont les remarques m'ont permis d'améliorer ce mémoire et aux autres membres du jury qui ont examiné ce travail.

Un grand merci aussi à Alain ERHLACHER et Philippe TAMAGNY qui m'ont permis, en m'intégrant dans leur laboratoire, de bénéficier d'un environnement scientifique et humain de qualité.

Que tous les membres du CERAM trouvent l'expression de ma gratitude. Je me souviendrai longtemps de vos innombrables coups de mains...

Je tiens également à souligner que j'ai apprécié l'intérêt que Pierre-Etienne GAUTIER, Laurent CASTEL et Walid MASMOUDI ont manifesté à l'égard de mon travail. Je les remercie de m'avoir donné la chance de valoriser ce travail.

Approche expérimentale et numérique du comportement du ballast des voies ferrées

Bien qu'utilisé depuis longtemps dans les voies ferrées, le ballast *in-situ* a un comportement encore mal connu. L'objet de ce mémoire est donc de décrire le processus d'identification d'une loi de tassement du ballast et d'un modèle de dégradation réaliste des voies ballastées.

Le travail expérimental, réalisé au moyen d'un essai à échelle un tiers sert à identifier la loi de tassement du ballast -sous une traverse- dans le plan vertical. Pour cela, des lois de similitude décrivent le passage des grandeurs associées au modèle réel à celle du modèle réduit. Elles sont basées sur la conservation du matériau ballast et la conservation des champs de contraintes au sein de l'éprouvette. L'éprouvette de ballast est soumise à un chargement vertical reproduisant la charge appliquée sur le ballast lors du passage d'un bogie de TGV.

Les résultats de cet essai servent à établir la loi de tassement du ballast qui relie le tassement à la déflexion élastique de l'ensemble formé par le ballast et le sol sur lequel il repose. Les paramètres intervenant dans le chargement, la qualité du sol supportant le ballast et l'épaisseur de la couche de ballast sont discutés.

La simulation numérique vient compléter l'expérience, en étendant l'étude à une portion de voie. L'objectif est d'analyser l'évolution des défauts de voie en fonction du trafic. Les défauts considérés peuvent être d'ordre géométrique (irrégularités du nivellement lors de la mise en place de la voie) ou porter sur des variations de raideur du ballast et du sol.

Un modèle de véhicule en circulation a aussi été développé pour calculer les efforts dynamiques exercés sur le rail. Ces efforts dynamiques sont ensuite injectés dans un modèle quasi-statique de voie prenant en compte le comportement du ballast identifié expérimentalement. Les évolutions de profils de voie ainsi calculées démontrent que les défauts de raideur du ballast et du sol sont plus endommageants pour la voie que les défauts de géométrie.

Ce mémoire se termine par une analyse micromécanique du ballast, considéré pour l'occasion, comme un assemblage de corps rigides, discrets et tridimensionnels en contact. L'intérêt principal de cette étude est de démontrer la possibilité de modéliser, de façon discrète, le comportement unilatéral du ballast. Le modèle numérique ainsi développé reproduit fidèlement les résultats obtenus expérimentalement.

Experimental and numerical study of the railway ballast behaviour

Despite the major importance of ballast for the quality of the railway track, the ballast behaviour is still not completely understood. The purpose of this report is to describe the identification process of a settlement law of ballast and of a degradation model of the ballasted track.

This report proposes a test at reduced scale (1/3), which is used to establish a settlement law of ballast in the vertical plane. To this end, similitude laws have been defined in order to describe the relation between the sizes of the real-size model and the ones characterising the reduced model. These laws are based on the material conservation - ballast - and the stress fields conservation within the specimen. The ballast specimen is submitted to a vertical loading that simulates the kind of loading applied when a TGV bogie runs on a regular track.

Results of this test are used to design the settlement law of ballast that links settlement with the elastic deflection of the ballast/ground couple. Parameters that are involved in the loading, such as the quality of the ground under the ballast and the thickness of the ballast layer, are also studied.

In order to complement experimental results, a numerical simulation has then been carried out. As opposed to the experiment, which is limited to a sleeper, the numerical simulation is applied to a larger portion of track. The objective is to study the evolution of track defects versus traffic. These defects may be either geometrical (due to levelling irregularities during the track set up) or linked to stiffness variations of both the ballast and the ground.

Thus, a model of a running vehicle has been developed in order to calculate dynamic stresses applied on rail. These stresses are then introduced in a quasi-static model of the track which takes into account results of the ballast behaviour obtained with the experiment. Calculations of the evolution of track profiles show clearly that stiffness defects of ballast and ground cause more damage for the track than geometrical defects.

This report ends with a micro-mechanical analysis of ballast. For this purpose, the ballast is considered as an assembling of rigid, discrete and tridimensional bodies. This last study shows the possibility of modelling, in a discrete way, the unilateral behaviour of ballast. The numerical model brings out results that are really close to the ones obtained through experiment.

Sommaire

Introduction	1
Chapitre 1 : Généralités sur les voies ferrées ballastées	3
1 Le TGV	5
2 La voie à grande vitesse	6
2.1 L'armement	7
2.2 Les structures d'assises	10
2.2.1 Le ballast	10
2.2.1.1 La granulométrie	11
2.2.1.2. La dureté	11
2.2.1.3 La forme	13
2.2.1.4 La propreté	14
2.2.2 Les sous-couches et la plate-forme	14
3 La cotation de la voie	15
3.1 Les défauts de la voie	15
4 Les média d'expertise de la voie	18
4.1 Techniques d'enregistrement des défauts de voie	19
4.2 Le Mauzin classique	19
4.3 Le graphique Mauzin synthétique	20
4.4 Le graphique sur base allongée	20
5 La maintenance	21
Chapitre 2 : Identification expérimentale d'une loi de tassement du ballast	25
1 Les modèles existants	25
1.1 Les expériences de laboratoire	26
1.1.1 Les essais à la boîte de Cassagrande de Klugar [KLU63]	26
1.1.2 Les essais à l'appareil triaxial	27
1.2 Les modèles à échelle réduite	33
1.3 Les modèles grandeurs nature	40
1.4 Conclusion et critiques	47
2 Microballast : maquette d'une portion de voie	50
2.1 Les paramètres mécaniques du modèle à grandeur réelle	51
2.2 La théorie de similitude de Microballast	52
2.3 Formulation des similitudes présentées dans la bibliographie	55
2.3.1 Application à la théorie de similitude de Sato	55

2.3.2 Application à la théorie de similitude de Hettler	56
3 Microballast : le banc d'essais	58
3.1 Le cycle de chargement	60
3.2 Le dimensionnement du sous-sol	63
3.3 Les caractéristiques intrinsèques du ballast	65
3.4 Conception de l'expérience Microballast	67
3.5 Le déroulement de l'essai	68
3.6 Les mesures	70
4 Exploitation des résultats	76
4.1 Phase I : la densification de la structure ballast	80
4.1.1 Mise en évidence de la Phase I	80
4.1.2 Illustration paramétrique de la Phase I	83
4.1.3. Conclusion	86
4.2 Le comportement en temps moyen : Phase II	87
4.3 Sensibilité du tassement aux paramètres de l'essai	95
4.3.1 Le sol	95
4.3.2 La vitesse de chargement	96
4.3.3 Le niveau de chargement	98
4.3.4 Réflexion sur l'influence de l'épaisseur de la couche de ballast	98
4.3.5 Essais selon les similitudes d'Hettler	102
4.3.6 Le rôle de la pression additionnelle	103
4.3.7 Analyse des pressions aux limites de l'éprouvette	104
4.3.7.1 Procédure d'évaluation des charges transmises au sol	105
4.3.7.2 Validation des conditions expérimentales	105
4.3.7.3 Evaluation de la répartition des charges au sol	105
5 Discussions et conclusions	109

**Chapitre 3 : Prévisions d'évolution des défauts verticaux
des voies ferrées ballastées**

1 Introduction	115
2 Le modèle de dégradation de voies ferrées ballastées	122
2.1 Le modèle de véhicule	122
2.2 Le modèle de calcul d'effort statique dans la voie <i>B&B</i>	130
2.3 Le modèle de tassement	135
3 Simulation d'évolution de défaut de géométrie	138
3.1 Présentation des défauts étudiés	138
3.2 Evolution des défauts de voie sous un chargement statique	141
3.3 Evolution du profil de la voie sous le chargement dynamique du véhicule	151
4 Conclusion	158

Chapitre 4 : Modélisation numérique d'un assemblage granulaire dense	160
1 Introduction	160
2 Le modèle	161
3 Les résultats numériques	166
4 Conclusion	172
Conclusion	173
Bibliographie	175
Annexes	178

Introduction

Jusqu'à un passé récent, la voie ferrée ballastée répondait largement aux exigences du trafic ferroviaire classique. L'apparition des TGV (Train à Grande Vitesse) s'est accompagnée de lignes tolérant de grandes vitesses de circulation. La durée de vie de ces lignes reste assez mal estimée. Or, considérant le développement de ce type de trafic, il semble intéressant de connaître le comportement du ballast de façon à intégrer ces connaissances dans la stratégie de maintenance et de rénovation des lignes nouvelles. Les objectifs sont d'assurer une circulation des TGV dans des conditions de sécurité optimales et de programmer une maintenance préventive et non plus curative dans une optique de réduction des coûts globaux (maintenance, renouvellement, dimensionnement de la voie).

Rappelons ici que le principal rôle mécanique d'une couche de ballast dans une voie ferrée est de répartir au sol, la charge exercée par le rail sur le blochet (demi-traverse). Le ballast est le siège d'un tassement vertical sous les blochets suite à l'application répétée des charges dues à la circulation des trains. Si le tassement a une amplitude différente (tassement différentiel) sous des blochets voisins, ceci engendre des défauts de voie qui provoquent des surcharges dynamiques lors du passage d'un train. Ces surcharges amplifient encore ce phénomène. Naturellement, un tassement différentiel important altère le confort des voyageurs et nécessite des opérations de maintenance coûteuses.

Ce travail comporte trois parties : une expérimentale et deux numériques.

Dans la première partie, nous étudions une portion de voie ballastée, reproduite à échelle réduite, et soumise à un chargement simulant le passage d'un train à grande vitesse. L'objectif est d'établir la loi de tassement du ballast pour un chargement répété.

L'étape suivante est d'implanter cette loi dans un logiciel de dégradation prévisionnelle des voies ballastées. En couplant le véhicule à la voie, on prendra en compte les surcharges dynamiques dues aux tassements différentiels. A partir d'un profil de voie et d'un chargement connu, on évalue l'évolution du profil selon différentes variables : le taux de compacité du ballast (déterminant pour le choix de la loi de tassement), la vitesse du train V , la charge à l'essieu Q , le trafic N .

A ce logiciel de prévision, il serait intéressant dans un avenir proche d'insérer un modèle de maintenance. Ses fonctions seraient de rectifier le profil de voie dans les zones où le nivellement longitudinal et transversal dépassent les limites de tolérances. Ces limites pourraient être des paramètres d'optimisation de la durée de vie et des coûts de maintenance de la voie.

La dernière partie est exploratoire. Il s'agit d'étudier la faisabilité d'une modélisation numérique du ballast comme un assemblage granulaire. En effet, étant donné que dans une couche de ballast, il y a *grosso modo* dix grains empilés, un calcul classique par la Mécanique des Milieux Continus est problématique.

Ce manuscrit s'articule autour de quatre grands chapitres :

- la présentation du problème,
- la recherche expérimentale de la loi de tassement du ballast,
- les simulations d'évolution de profils de voie à l'aide d'un modèle de dégradation de voie,
- la modélisation micromécanique d'un assemblage granulaire dense.

- Chapitre 1 -

Généralités sur les voies ferrées ballastées

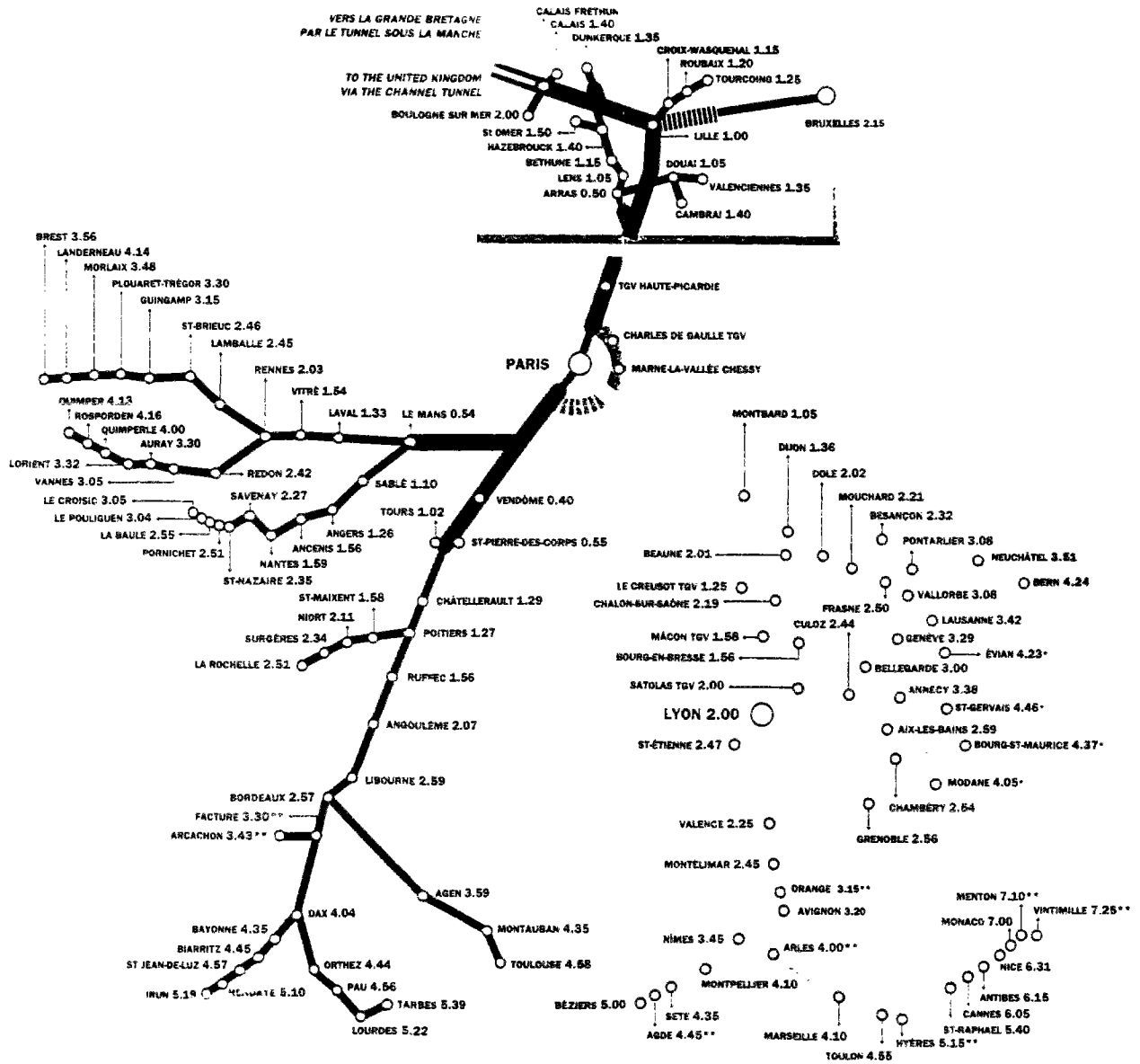
En 1994, la SNCF a transporté plus de 800 millions de voyageurs et acheminé près de 130 millions de tonnes de marchandises diverses. En dépit de la concurrence des autres modes de transport, le réseau ferré français assure un huitième des déplacements de voyageurs (dont la moitié des collectivités), et près de 30 % du trafic intérieur de marchandises (45 % des échanges internationaux). L'activité de la SNCF a généré un chiffre d'affaires hors taxes de 54 milliards de francs en 1994, et employait plus de 185 000 salariés répartis sur tout le territoire.

Pour accroître sa productivité et faire face à la concurrence, la SNCF consacre au renouvellement du matériel et à l'aménagement des lignes des sommes deux fois plus importantes qu'il y a vingt ans.

Après la deuxième guerre mondiale, le réseau étant très endommagé par les bombardements, une période de reconstruction s'installe. Dès 1948, la reconstruction terminée, le rail prend une part importante à la progression de l'activité économique. En 1954, la SNCF amorce une véritable mutation en matière d'équipement en adoptant l'usage du courant alternatif monophasé 25 000 volts à fréquence industrielle de 50 Hz. Ces premières expériences au niveau des liaisons marchandes étant concluantes, l'électrification du réseau s'étend aussi au trafic voyageurs. Parallèlement, la SNCF se dote d'un réseau moderne et automatisé.

Le réseau national classique (hors TGV) représente encore plus de 50 % du trafic Grandes Lignes. Il bénéficie d'efforts importants comme la poursuite de l'électrification, l'amélioration des connexions ou encore le développement des techniques de suspension pendulaire destinées à augmenter la vitesse en courbe.

L'apparition du TGV a bouleversé les liaisons ferroviaires à moyenne et longue distance. Depuis la mise en service de la ligne Paris-Lyon en 1981, celle du TGV Atlantique en 89, et celle du TGV Nord en 93, c'est désormais près de la moitié du trafic rapide de voyageurs qui utilise ce mode de transport particulièrement concurrentiel face à la route et à l'avion. Avec la prolongation de la ligne TGV Sud-Est jusqu'à Valence, le réseau à grande vitesse compte aujourd'hui 1240 km de voies nouvelles permettant une vitesse commerciale égale ou supérieure à 270 km/h (Carte 1-1). Actuellement, la SNCF compte plus de 300 TGV toutes générations confondues.



Carte 1-1 : réseau ferré français.

Grâce à la compatibilité avec le réseau classique, ce sont en fait près de 6000 km de lignes qui sont empruntées par les TGV. Près de 150 grandes villes sont ainsi desservies : l'effet TGV profite à la quasi-totalité du territoire national, phénomène qui pourra être encore accru avec la réalisation du TGV Méditerranée et du TGV Est.

L'adaptation d'un kilomètre de voie classique en voie " grande vitesse " est estimée en France à un million de francs. De plus, le coût moyen pour supprimer un croisement rail-route s'élève à 5 millions de francs, et le coût moyen de la création d'une portion d'un kilomètre de ligne TGV vaut 50 millions de francs.

La grande vitesse est un domaine dans lequel la SNCF a acquis une compétence reconnue. Le TGV est encore aujourd'hui le seul système ferroviaire opérant quotidiennement à 300 km/h en vitesse commerciale. Mais les systèmes ferroviaires à grande vitesse progressent en Allemagne et au Japon. L'apparition de projets concrets de lignes à sustentation magnétique pourraient menacer, à long terme, la suprématie du TGV français et plus généralement celle du système roue-rail dans le domaine des transports terrestres rapides. C'est pourquoi une politique de recherche sur la grande vitesse apparaît comme indispensable pour garantir le maintien, d'une part, de l'avance technologique du système TGV, et d'autre part, de la compétitivité de la SNCF. En effet, la grande vitesse nécessite la maîtrise de la stabilité transversale des bogies et caisses, mais suscite aussi une attention particulière pour les infrastructures, car c'est bien la voie qui supporte la plus grande partie des efforts mécaniques liés à la grande vitesse.

" Quel est le rôle de la sous-couche dans l'interaction voie-véhicule sur les trains à grande vitesse ? Jusqu'où la voie ballastée reste-t-elle pertinente ? Quels rails ? Quelles traverses ? "
[R&R95] Autant de questions nouvelles auxquelles les chercheurs tentent d'apporter une réponse. L'activité de recherche au sein de la SNCF participe à ces travaux.

La SNCF est également un partenaire actif de la recherche technologique et contribue au développement des exportations de matériel ferroviaire. Grâce à ce partenariat, la SNCF reste la détentrice du record du monde de vitesse sur rail : 515,3 km/h par le TGV Atlantique, le 18 mai 1990.

Ce travail de thèse s'inscrit dans un axe de recherche de base portant sur les infrastructures et la grande vitesse. Il a été réalisé au *CERAM*, Centre d'Enseignement et de Recherche en Analyse des Matériaux, et laboratoire de l'École Nationale des Ponts et Chaussées. L'un des domaines de prédilection du *CERAM* étant les infrastructures, les compétences de modélisation et expérimentation rattachées à cette activité ont été transposées au domaine ferroviaire. De plus, les connaissances du laboratoire dans les milieux granulaires ont permis une double approche du problème.

1 Le TGV

Ce train, capable de dépasser les 500 km/h, circule en vitesse commerciale à 300 km/h sur les lignes nouvelles, et de 160 à 220 km/h sur les autres lignes. Il est composé de deux motrices encadrant huit (ou dix) remorques voyageurs (Figure 1-1). Les 5 remorques intermédiaires, numérotées R2, R3, R5, R6, R7, ont chacune une masse de 21 tonnes. La remorque R4 qui assure le service bar, a une masse de 27 tonnes. La masse des caisses d'extrémités, R1, R2 est de 29 tonnes. Le châssis de bogie a une masse de 3200 kg, et la masse de chaque essieu est de 2030 kg (arbre, deux roues et les disques de freinage).

Les motrices reposent sur 2 bogies moteurs, qui entraînent le train. Chaque bogie porteur supporte deux remorques au niveau de la césure. Un bogie est relié aux deux essieux par la suspension primaire ayant un rôle de guidage et de stabilité. Les liaisons entre les remorques et les bogies porteurs sont réalisées par des suspensions pneumatiques et des amortisseurs anti-lacet alors que les liaisons entre les motrices et les bogies moteurs font intervenir des systèmes ressorts-amortisseurs. Cette liaison s'appelle la suspension secondaire, elle est beaucoup plus souple que la suspension primaire. Elle assure le confort et assiste la suspension primaire dans son rôle de stabilité.



Figure 1-1 : motrice et voiture du TGV atlantique.

2 La voie à grande vitesse

La voie supporte des efforts verticaux, transversaux et longitudinaux. Ce sont les efforts verticaux et transversaux qui agissent de façon déterminante sur les éléments constitutifs de la voie. En règle générale, la résistance de la voie aux efforts verticaux reste dans le domaine élastique. En revanche, la résistance de la voie aux efforts transversaux peut sortir rapidement du domaine élastique, ce qui entraîne des déplacements résiduels. Les efforts longitudinaux (accélération et freinage) sont peu importants. L'ensemble des lignes de la SNCF supporte des masses à l'essieu de 22,5 tonnes et une charge répartie au mètre linéaire sur les ouvrages d'art de 8 tonnes par mètre. En effet, les réseaux, qui admettant de très lourdes charges (30 tonnes par exemple, comme aux Etats-Unis), vieillissent plus rapidement, et demandent une maintenance accrue. La durée de vie d'une voie est estimée à 15 ou 20 ans selon l'usage.

Les "Lignes à Grande Vitesse" (LGV) sont généralement constituées de deux voies juxtaposées qui permettent une vitesse commerciale de 300 km/h. Elles ont un potentiel supérieur : de 350 à 400 km/h. Les voies étant banalisées, elles peuvent être parcourues indifféremment dans les deux sens. Pour cela, tous les 20 km environ, des communications permettent de passer d'une voie à l'autre à 170 km/h en voie déviée. Cette disposition permet une grande souplesse d'exploitation en particulier en cas de travaux sur l'une des voies.

Les caractéristiques de la voie répondent à des exigences géométriques et mécaniques qui assurent une qualité continue et homogène sur le réseau de lignes à grande vitesse. Le dimensionnement de la voie est régi par des règles génériques.

La plate-forme (ou structure d'assise) supporte la voie à l'écartement standard de $e = 1,435\text{ m}$ avec un entr'axe porté à 4,50 m (3,57 m sur la plupart des voies classiques). Pour permettre une circulation commerciale à une vitesse de l'ordre de 300 km/h, les éléments constitutifs de la voie nécessitent des conditions très strictes de fabrication et de mise en oeuvre.

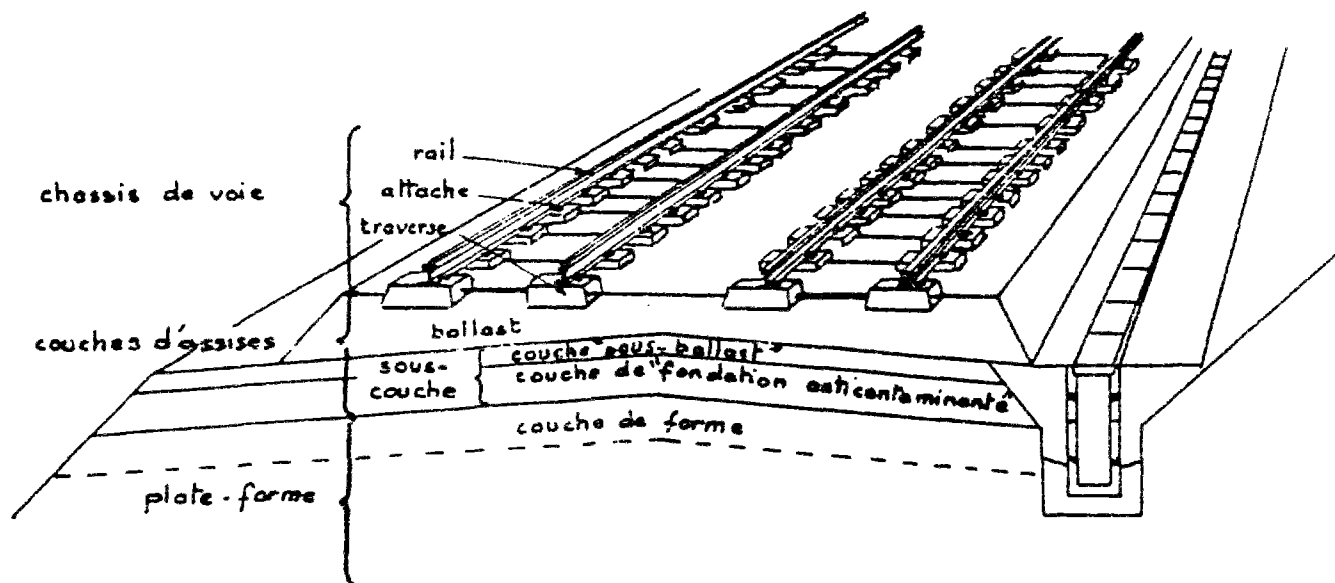


Schéma 1-1 : coupe de la voie.

Le Schéma 1-1 montre une coupe de la voie. Elle est posée sur une plate-forme de 13,90 m de large, entraînant une emprise moyenne de 50 m. La structure d'assise est composée :

- d'une couche de forme de 500 à 700 mm d'épaisseur,
- d'une sous-couche de fermeture de 200 mm.

On trouve successivement sur cette structure : le ballast, les traverses, des semelles absorbantes et les rails.

2.1 L'armement [ALI84]

Le rail reste l'élément de base de la sécurité du chemin de fer : toute rupture, même si elle est détectée par les circuits de voie, reste un facteur de danger et surtout d'irrégularité dans la marche des trains. Les critères de qualité du rail portent sur la rectitude des rails, la dureté de l'acier (paramètre influant sur la résistance à la fatigue), et la répartition des contraintes dans les différentes parties du rail.

La géométrie de la section du rail (Schéma 1-2) est justifiée par une bonne répartition des contraintes dans les différentes parties du rail. Par exemple, le champignon assure le contact roue-rail, le tronçon reprend les efforts de cisaillement, le patin transmet les efforts aux blochets en diffusant légèrement la charge, sa surface assure un bon ancrage du rail sur le blochet, la forme de la section du rail permet la flexion dans le domaine élastique de la voie (grande inertie dans le sens vertical). Le rôle primordial du rail, outre de diriger le train, est de transmettre la charge à l'essieu de la traverse chargée aux traverses voisines.

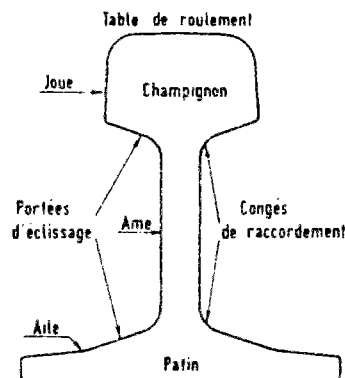


Schéma 1-2 : section transversale du rail.

Le rail est un assemblage de barres élémentaires de 36 ou 72 m, en acier laminé, qui sont soudées électriquement pour obtenir des Longs Rails Soudés, appelés plus communément LRS. Leur longueur est de 288 ou 396 m. Ensuite, ces LRS sont soudés par aluminothermie sur le terrain ; ils constituent ainsi des barres continues, fixées sur les blochets par des attaches. La masse volumique linéique du rail est de 60 kg/m.

Les attaches rail-traverse, c'est-à-dire le dispositif de fixation du rail sur la traverse, doivent remplir les rôles suivants :

- assurer le serrage du rail sur la traverse avec un effort tel que la résistance au glissement du rail sur la traverse soit largement supérieure à la résistance au déplacement longitudinal de la traverse dans le ballast,
- cet effort de serrage ne doit pas trop s'affaiblir en présence des effets vibratoires engendrés à l'approche des charges roulantes,
- la course du serrage doit avoir une amplitude suffisamment importante pour pallier à un éventuel relâchement du dispositif de fixation,
- les caractéristiques élastiques de l'attache doivent rester stables même après plusieurs montages et démontages,

- le rendement de l'attache (rapport entre l'effort exercé par l'attache sur le rail et l'effort exercé par le dispositif de serrage de l'attache ancré dans la traverse) doit être aussi élevé que possible,
- encaisser les efforts longitudinaux et dynamiques au passage des trains,
- et naturellement, assurer le positionnement du rail sur la traverse (le rail est fixé sur la traverse bi-bloc en quatre points).

La semelle est une plaque élastique (en élastomère) de faible épaisseur qui est interposée entre la traverse et le rail. Elle assure, grâce à sa souplesse, la transmission et la répartition des charges rail/traverse sur les traverses voisines de la traverse chargée. Elle joue aussi un rôle d'absorbant des ondes vibratoires mécaniques et acoustiques.

La traverse (2,415 m de long pour 245 kg) dite "bi-bloc" est constituée de deux blochets. Le blochet est un bloc de béton armé dont les dimensions sont données dans le Schéma 1-3. Chaque blochet supporte un rail et les deux blochets d'une même section sont reliés par une entretoise d'acier (rail recyclé) de façon à limiter les rotations de la traverse bi-bloc par rapport à l'axe moyen de la voie et à maintenir l'écart entre rail constant. Les traverses bi-blocs offrent une meilleure résistance latérale au déplacement grâce à leur double butée latérale.

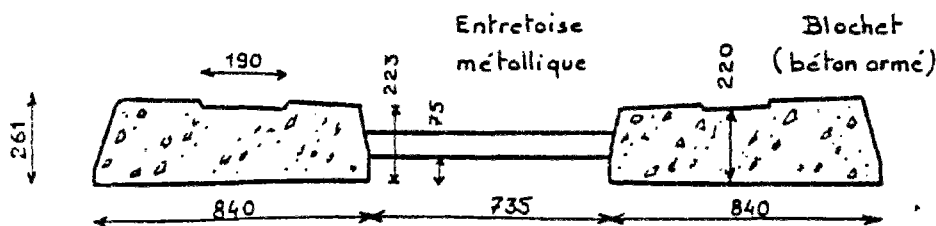


Schéma 1-3 : traverse bi-bloc en béton.

Les traverses remplissent quatre fonctions :

- transmettre les charges du rail au ballast, aussi bien dans le sens vertical que transversal,
- participer grâce à leur ancrage dans le ballast et du fait de leur poids propre à une bonne stabilité des rails sous l'action des contraintes thermiques,
- maintenir l'écartement des rails,

- assurer une inclinaison de $1/20$ de chaque rail.

Elles sont posées au pas de 600 mm , soit 1666 unités au kilomètre.

2.2 Les structures d'assises

Les couches d'assises contribuent à assurer, par leur nature et leur épaisseur, le bon comportement de la voie ferrée des points de vue rigidité, tenue du nivellement et drainage. Elles comprennent la couche de ballast et la sous-couche.

2.2.1 Le ballast [LEC]

Le ballast est l'élément support de la voie Il est considéré comme faisant partie de la superstructure. L'épaisseur de la couche d'environ 300 mm sous la traverse suffit à remplir les différentes fonctions d'une couche support de voie à moindre coût. Ses fonctions principales sont :

- transmettre uniformément jusqu'à la plate-forme les charges dues à la circulation de véhicules ferroviaires,
- ancrer la voie aussi bien dans le sens longitudinal que transversal,
- contribuer aux caractéristiques de souplesse et d'amortissement de la voie sous l'action dynamique des essieux de véhicules ; ce qui permet de limiter la fatigue des constituants de la voie, et d'absorber les vibrations mécaniques et sonores grâce à sa structure plutôt poreuse,
- faciliter l'entretien du nivellement de la voie,
- assurer le drainage de la voie.

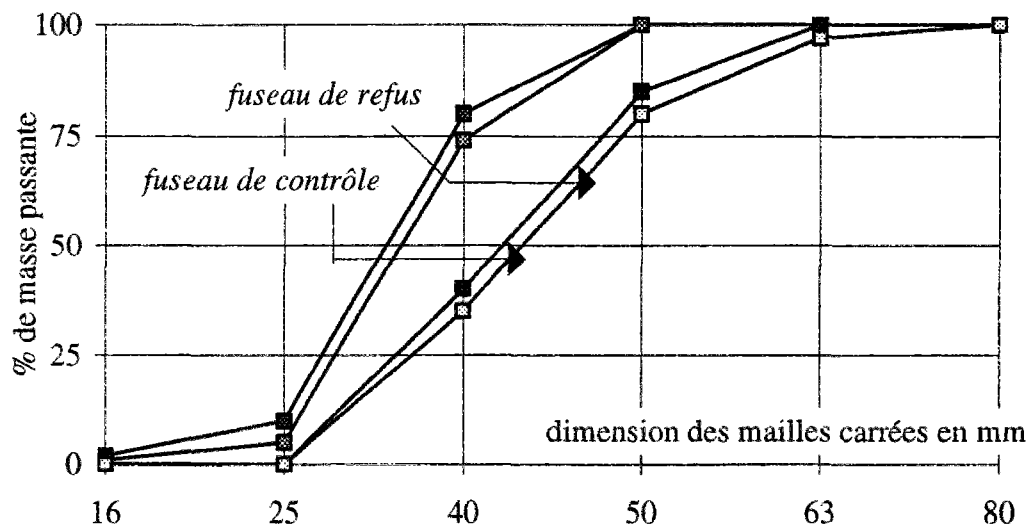
D'un point de vue mécanique, l'habilité du ballast à remplir ces fonctions est due à sa structure constituée de corps rigides discrets en contact. Soulignons qu'au fil du temps, l'utilisation du ballast comme support de voie a permis de capitaliser un savoir-faire empirique que l'on interprète par des normes ou des règlements.

Le ballast utilisé par la SNCF provient du concassage de roches extraites dans des carrières de pierres dures. Ce ballast répond à des critères de qualité repris dans la spécification technique intitulée ST695D "Spécification technique pour la fourniture de ballast et de gravillon".

Ces critères de qualité portent essentiellement sur : la granulométrie, la dureté, la forme, la propreté.

2.2.1.1 La granulométrie

Le ballast utilisé par la SNCF est un granulat concassé 25/50 mm. Les fuseaux de contrôle et de refus sont représentés sur le Graphe 1-1. Les fuseaux de contrôle et de refus minimaux et maximaux déterminent la zone de tolérance qu'il ne vaut pas dépasser.



- La résistance aux chocs des grains de ballast entre eux est mesurée par essai de fragmentation, appelé *LOS ANGELES*. L'éprouvette ainsi que plusieurs boules en acier sont soumises à une rotation autour de l'axe du cylindre qui les contient.

On note qu'il n'y a pas de corrélation entre les coefficients *DEVAL* et *LOS ANGELES*. Ces deux essais complémentaires permettent d'évaluer deux aspects de la résistance du ballast en voie. En effet, il est soumis à une fatigue d'attrition mais aussi aux chocs causés par l'impact des traverses " danseuses ", qui ont perdu le contact avec le ballast suite à un tassement trop important de ce dernier. Ce deuxième aspect de fatigue est aussi rencontré lors des opérations d'entretien par bourrage mécanisé.

Finalement, le coefficient de dureté *DR* d'un échantillon est déterminé à l'aide de l'abaque (Annexe 1). Cet abaque permet de préciser :

- une valeur *DR* à l'état sec DR_s (à partir de *DS* et *LA*),
- une valeur *DR* à l'état humide DR_h (à partir de *DH* et *LA*),

La valeur *DR* retenue est la plus petite des deux valeurs DR_s et DR_h .

La qualité d'un échantillon prélevé n'est jamais à elle seule représentative de la qualité globale d'un ballast. On constate toujours, même dans les carrières à matériaux d'apparence homogène, une dispersion très importante des qualités *DR* des échantillons successivement prélevés.

Pour cette raison, on définit statistiquement à partir des valeurs mesurées depuis un certain laps de temps, une dureté globale dite *DRG*. La *DRG* retenue est la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$DRG_1 = \overline{DR} - 0,5 \sigma_{DR},$$

$$DRG_2 = DR_{\min} + 2,$$

où \overline{DR} est la moyenne des *DR*, et σ_{DR} est l'écart type des *DR*.

De cette façon, l'expérience montre que la valeur *DRG* est atteinte ou dépassée pour 70 % au moins des résultats *DR* ; de plus, aucun résultat ne peut lui être inférieur de plus de 2 unités. Ce processus de contrôle de la qualité a permis d'établir un tableau des seuils de qualité exigés pour le ballast (Tableau 1-1), que ce soit pour le renouvellement ou pour l'entretien.

	<i>DRG</i> souhaitable	<i>DRG</i> minimum
Couche supérieure	20	17
Couche inférieure	16	14

Tableau 1-1 : seuils de qualité du ballast des lignes à grande vitesse.

2.2.1.3 La forme

Les éléments de ballast sont de forme polyédrique à arêtes vives. Seulement, il existe aussi des grains allongés qui nuisent à la stabilité de la couche compactée car ils sont susceptibles de se rompre et par conséquent de désorganiser l'assemblage granulaire stable formé par l'ensemble du ballast. C'est pourquoi il est nécessaire de limiter sévèrement la quantité des aiguilles et des éléments plats présents dans le ballast. Les prescriptions concernent la longueur (aiguilles) et l'épaisseur des grains (plats).

Les aiguilles sont définies comme étant les granulats dont la plus grande dimension L dépasse une certaine valeur. Le pourcentage en masse de matériaux de longueur L (la petite dimension étant comprise entre deux bornes) ne doit pas dépasser 7%.

Les éléments plats sont définis comme étant d'une classe granulométrique passant au travers d'une grille à fentes. La norme affecte à chaque classe granulométrique la taille de l'ouverture de la fente (Tableau 1-2).

Classe granulométrique d/D (mm)	Ouverture de la fente (mm)
50-63	31,5
40-50	25
31,5-40	20
25-31,5	16

Tableau 1-2 : taille de l'ouverture de la fente associée aux classes granulométriques.

Le pourcentage total en masse de grains passants par l'ensemble des grilles s'appelle "coefficient d'aplatissement". Ce coefficient ne doit pas dépasser 12%.

2.2.1.4 La propreté

Les matériaux doivent être expurgés du sable, des poussières, des débris terreux ou de toutes autres matières étrangères, et ne pas en comporter plus de 0,5 % à la maille de tamis de 1,6 mm.

2.2.2 Les sous-couches et la plate-forme [UIC94]

La plate-forme est la partie supérieure de l'ouvrage en terre supportant la sous-couche. Elle est constituée de sol rapporté dans le cas d'un remblai ou du sol en place dans le cas d'un déblai. Son élasticité est relativement grande par rapport aux autres composants de la voie. La qualité de la plate-forme dépend de deux paramètres : la nature géotechnique du sol, les conditions hydrogéologiques et hydrologiques locales (pas d'engorgement d'eau dans le sol). On distingue, selon les conditions énoncées ci-dessus, quatre classes de qualité *QSi* de sols :

- *QS0* : sols " impropres " à la réalisation d'une plate-forme correcte, on procède à la substitution du matériau sur une certaine épaisseur,
- *QS1* : sols " médiocres " mais acceptables tels quels,
- *QS2* : sols " moyens ",
- *QS3* : " bons " sols.

La sous-couche est une couche d'adaptation interposée entre le ballast et la plate-forme. Elle a des rôles multiples :

- améliorer la portance par action sur la raideur et la répartition des charges transmises,
- contribuer à l'amélioration des propriétés vibratoires,
- assurer l'anti-contamination entre la plate-forme et le ballast (éviter la remontée de particules terreuses qui polluent),
- protéger contre l'érosion et le gel,
- évacuer les eaux de pluies.

La sous-couche peut être mono ou multi-couche (couche sous-ballast, couche de fondation, couche anti-contaminante).

La compacité de l'ouvrage en terre et des structures d'assises doit être contrôlée. Les exigences de compacité sont précisées en fonction de la nature et du trafic de la voie.

Chaque constituant de la voie répond donc à des spécificités, ce qui permet d'assurer une qualité globale des lignes de chemins de fer. Naturellement, ces spécificités dépendent des conditions d'exploitation de la ligne ; elles seront différentes pour une ligne à grande vitesse et une ligne de fret. Soulignons que la qualité de l'armement est particulièrement fiable. En revanche, la plate-forme et la couche de ballast présentent plus fréquemment des défauts de mise en place ou des discontinuités des propriétés mécaniques intrinsèques au matériau.

Connaissant les critères de qualité de la voie, et notamment du ballast, voyons quels types de défauts peuvent apparaître et détériorer cette voie.

3 La cotation de la voie

La cotation de la voie est régie de façon à ce que les trains circulent à vitesse prévue dans des conditions de confort et de sécurité satisfaisantes. Les exigences de qualité de voie diffèrent selon l'usage (trafic lent de marchandises ou rapide de voyageurs). La nature des défauts permet de choisir les opérations d'entretien à effectuer afin de préserver cette qualité.

La nature des défauts de voie et leur amplitude sont évaluées à l'aide des différentes mesures *in-situ* effectuées par des voitures d'auscultation. La première partie de ce chapitre répertorie les défauts de la voie et les techniques de mesures associées. Nous verrons ensuite comment ils se traduisent en média d'expertise. Pour finir, nous présenterons les opérations de maintenance associées à chacun des défauts.

3.1 Les défauts de voie

Malgré la sévérité des critères destinés à assurer la qualité de l'armement et du ballast, l'état des voies n'atteint jamais une perfection absolue. Il existe toujours des irrégularités de nivellement, de tracé et d'écartement qui ne sont pas forcément préjudiciables à la stabilité de la voie et à la bonne tenue des véhicules.

Une irrégularité de voie devient un défaut lorsqu'elle :

- provoque une diminution du confort dans le véhicule par augmentation des accélérations,
- donne naissance à des surcharges dynamiques qui entraînent une évolution du défaut et de sa proximité.

Les trois causes principales de la dégradation de la géométrie de la voie, c'est-à-dire de l'évolution des défauts, sont les suivantes :

- le tassement aléatoire du ballast (provenant du ballast lui-même ou des variations de rigidité de la plate-forme),
- le manque de rectitude des lignes,
- la variation des sollicitations dynamiques sur la voie.

Les trois causes évoquées ci-dessus se traduisent en terme de défauts. On peut distinguer les défauts de la plate-forme, des couches de matériau granulaire et ceux de l'armement.

La plate-forme ainsi que la couche de ballast peuvent contenir des imperfections qui conduisent à un endommagement de la voie. Nous ne citerons que celles liées au ballast puisque les autres dépendent beaucoup du site (rigidité du sous-sol et conditions climatiques). Le taux de compacité ou la densité du ballast est un facteur important du vieillissement de la voie [UST77]. L'épaisseur de la couche de ballast doit être suffisante, et notamment sous les traverses puisque c'est là où le ballast est le plus sollicité. Théoriquement, la qualité de ce qui se trouve sous l'armement (plate-forme, sous-couche et ballast) doit être continue et homogène longitudinalement, or il s'avère qu'il existe des hétérogénéités qui concernent le taux de compacité du ballast, ou encore la rigidité du sous-sol (sol raide $QS3$, sol mou $QS1$). Les imperfections qui touchent le ballast sont facilement corrigées lors des opérations de maintenance, en revanche il n'est pas possible d'entretenir et d'améliorer les caractéristiques de la plate-forme, sans rénovation totale de la voie (tous les 15 à 20 ans).

A l'heure actuelle, la connaissance du ballast reste empirique car il n'existe aucun moyen direct de mesure sur voie des hétérogénéités liées au ballast. C'est pourquoi plusieurs laboratoires de recherches en Génie Civil tentent de déterminer les causes des imperfections et surtout les moyens à mettre en oeuvre pour corriger ou éviter ces dégradations des propriétés de la voie.

Les défauts de l'armement sont les plus endommageants puisqu'ils sont locaux et créent des tassements différentiels causés par des surcharges dynamiques. On dit que tout point de la voie peut être caractérisé par trois coordonnées :

- longitudinale selon l'axe \bar{x} et notée x ,
- transversale c'est-à-dire dans le plan contenant les traverses,
- verticale selon l'axe \bar{z} .

Si on admet qu'un rail peut être assimilé à un élément unidimensionnel, la voie est donc définie analytiquement par les quatre fonctions de l'abscisse x , soit :

- $y_1(x)$ l'ordonnée de la file de rail f_1 ,
- $y_2(x)$ l'ordonnée de la file de rail f_2 ,
- $z_1(x)$ l'altitude de la file de rail f_1 ,
- $z_2(x)$ l'altitude de la file de rail f_2 ,

On exprime tous les défauts de voie selon ces 4 fonctions. On présente distinctement les défauts dans le plan vertical et les défauts dans le plan horizontal.

Le nivellement longitudinal $NL(x, z)$ est la somme du tassement global moyen et du tassement résiduel lus en chaque point des deux files de rail selon l'axe \bar{z} dans le sens de circulation du train \bar{x} , qui s'écrit de la façon suivante : $NL(x) = \frac{z_1(x) + z_2(x)}{2}$; on peut dire plus simplement que c'est l'altitude de l'axe moyen de la voie. On définit aussi le nivellement longitudinal de la file i de rail soit $NL_i(x) = z_i(x)$ pour i allant de 1 à 2.

Le nivellement longitudinal, lorsqu'il est représenté sur une portion de voie, laisse apparaître différents types de défauts :

- des défauts dont la longueur d'onde est la longueur des rails élémentaires. Ils sont davantage marqués pour les voies à joints que pour les LRS.
- l'usure ondulatoire qui caractérise des défauts à courtes longueurs d'onde (<3m) apparaissant sur le champignon du rail. Elle est provoquée par le trafic.

On exprime aussi la vitesse de nivellement longitudinal selon le tonnage $T : \frac{dNL}{dT}$. Cette valeur permet de quantifier la vitesse de dégradation de la voie entre deux opérations d'entretien successives.

L'écart de dévers $d\theta$ est la différence entre l'angle θ lu entre les deux files de rail par rapport à l'axe moyen de la voie et le dévers réel du profil. En effet, il existe des dévers volontaires (dévers réel du profil) permettant d'amoinrir les accélérations centrifuges notamment dans les portions de voie en courbe. Il existe une relation entre le dévers $d\theta$, le nivellement longitudinal de chaque file de rail et l'écartement entre les rails.

Le gauche est un défaut qui se caractérise par le gauchissement ou la torsion de la voie. Pour l'exprimer, on considère quatre points formant un rectangle ; on a un couple de deux points sur chaque rail. Le gauche est la distance d'un des points au plan défini par les trois points restants. Le nivellement transversal de la voie est exprimé par l'écart de dévers et de gauche.

Les défauts dans le plan horizontal sont les défauts de dressage. Ils sont au nombre de 3 (écartement des rails, vitesse et accélération de l'écartement) et sont lus selon l'axe transverse de la voie, soit l'axe Oy. Ils donnent l'écart du rail par rapport à l'axe neutre de la voie, soit $d = \frac{e}{2} + f$, e théoriquement normalisée à 1,435 m, et f la flèche. On lit donc un défaut de dressage pour chaque file de rails.

La flèche $f(x)$ est l'écart du rail par rapport à sa position initialement imposée. Elle est lue au point central d'une cordée de 10 m, représentant la rectitude du rail.

Les défauts de dressage sont caractéristiques de la fabrication du rail et généralement une conséquence du dressage final. Ils se situent sur les longueurs d'onde courtes de 1,6 à 1,8 m en France. C'est la variation de ce paramètre qui est à l'origine des déraillements.

4 Les média d'expertise de la voie [SNC75]

Les défauts de voie sont relevés lors de la circulation de voiture d'auscultation de type Mauzin. Ce véhicule est apte à circuler en enregistrant à 160 km/h. Il présente l'avantage de ne pas être affecté par les vibrations contrairement à un véhicule classique. Il est équipé de 3 bogies et d'une caisse extrêmement rigide qui permet de servir de plan de référence pour toutes les mesures. Le bogie central à quatre essieux peut se déplacer transversalement lors du passage des voitures dans une courbe de rayon minimal de 90 m.

La voiture MAUZIN délivre 8 points de mesure pour le plan vertical et 3 points dans le plan horizontal, à l'aide de capteurs mécaniques. Ces 11 signaux élémentaires (8 pour le nivellement et 3 pour le dressage) comportent à la fois les défauts du tracé de la voie et les mouvements propres du véhicule. Un premier traitement en temps réel est effectué pour éliminer les mouvements propres du véhicule et donner un signal directement relié à la géométrie de la voie ; il est désigné sous le nom de signal brut.

Dans un premier temps, les techniques de mesures des défauts sont présentées puis nous parlerons brièvement des principaux types de média édités après chaque expertise.

4.1 Techniques d'enregistrement des défauts de voie

Pour l'enregistrement du nivellement longitudinal, les 8 essieux interviennent. On enregistre, pour chaque file de rail, la différence de variation des hauteurs entre l'une des roues et le déplacement moyen des 8 roues. La distance sur laquelle on mesure la moyenne des défauts de nivellement est celle des roues extrêmes, soit $12,2\text{ m}$. Soulignons que la mesure est faite sous charge ; il faut parfois ajouter à l'erreur de nivellement, la danse.

Les écarts de dévers sont la différence entre le dévers d'un essieu et la moyenne du dévers sur les quatre essieux des bogies extrêmes. Cette quantité est obtenue en vraie grandeur. La base sur laquelle on mesure ces écarts est de 10 m environ.

Pour l'enregistrement du gauche, on considère 4 points formant un rectangle (ABCD), 2 sur chaque file de rail (AD et BC) ; le gauche est la distance d'un des points au plan défini par les 3 autres points restants. Le gauche est relevé sur une base de $2,75\text{ m}$ mais l'enregistrement s'effectue sur une base ramenée à 1 mètre.

Les flèches sont enregistrées en vraie grandeur. Chaque flèche est mesurée sur une base de 10 mètres au moyen de 3 galets appuyant latéralement sur la face interne du rail. La flèche est la différence entre la moyenne des mesures provenant des deux galets extrêmes et la mesure du galet central.

La variation de l'écartement des rails est obtenue en utilisant le déplacement des deux galets centraux, déjà utilisés pour l'enregistrement des flèches. Ces deux galets s'appuient sur chacune des files de rails en deux points situés sur la perpendiculaire à l'axe longitudinal de la voie. La variation d'écartement de la voie est mesurée en vraie grandeur par rapport à une valeur déterminée en tête des bandes d'enregistrement.

Les média d'expertise de la voie sont au nombre de trois.

4.2 Le MAUZIN classique

Le MAUZIN classique fut pendant longtemps le document de base pour la maintenance car il donne de la voie une image déformée mais néanmoins identifiable sur le terrain et permet des opérations ponctuelles. Les signaux élémentaires obtenus à la suite des mesures sont regroupés dans le graphique MAUZIN classique (Annexe 2) édité à l'échelle de 20 cm au kilomètre et qui comporte donc 7 pistes traduisant chacune une information :

- le nivellement longitudinal de la file intérieure : NL_1 ,
- le nivellement longitudinal de la file extérieure : NL_2 ,
- les écarts de dévers $d\theta$,
- le gauche,
- la flèche de la file intérieure,
- la flèche de la file extérieure,
- la variation de l'écartement des rails.

La voiture MAUZIN enregistre aussi l'accélération verticale des 2 boîtes d'essieux.

4.3 Le graphique MAUZIN synthétique

Il donne à la fois un signal concentré et élaboré. C'est l'écart moyen du signal filtré en moyenne pondérée glissante sur 300 m. C'est un graphique édité à l'échelle de 1 cm par kilomètre. Les mesures ne sont pas réalisées en continu mais caractérisées par un PK (Point Kilométrique), c'est-à-dire le piquetage des mesures. Ce graphe ne donne pas une image identifiable de la voie, mais une valeur chiffrée caractéristique de son état global. Il est actuellement le document de base des expertises.

Ce graphique contient 6 pistes :

- le nivellement longitudinal dans la bande de longueurs d'onde de 1,7 à 16 m : NL ,
- le nivellement transversal dans la bande de longueurs d'onde de 1,7 à 16m : NT ,
- le dressage des 2 files dans la bande de longueurs d'onde de 10 à 30 m : D ,
- un signal de flèche très lissé donnant le tracé en plan de la ligne,
- la variation de l'écartement,
- l'état de surface du rail par l'intermédiaire de l'accélération des boîtes d'essieu dans une bande de longueurs d'onde étroite de 1,50 à 1,80 m.

4.4 Le graphique sur base allongée

Il n'est destiné qu'aux lignes à très grande vitesse. C'est un graphique spatial brut, non traité sur le plan statistique mais uniquement au niveau de la corrélation des défauts de voie au

comportement du véhicule. Il fournit des informations semblables à celles du MAUZIN synthétique mais dans une autre bande de longueurs d'onde, soit de 13 à 65 m pour le dressage.

En plus de ces graphes, on peut éditer des signaux plus élaborés en faisant subir d'autres traitements au signal brut. Les objectifs de ces manipulations sont, soit :

- d'isoler la présence d'un défaut bien particulier,
- de modifier par filtrage la fonction de transfert normale de la voiture pour faire apparaître les défauts de grande longueur d'onde,
- de concentrer l'information.
- de faire apparaître un signal plus adapté à l'expertise.



La périodicité des expertises n'est pas fixe. Mais chaque ligne importante est parcourue au moins deux fois par an. Les graphiques obtenus sont expertisés par les organismes de décision pour présenter, dans des délais courts, un planning de maintenance. Toutefois, il existe aujourd'hui des engins combinés qui réalisent les relevés de voie puis automatiquement les opérations de maintenance, mais ils ne sont pas encore à la disposition de tous les réseaux. Par ailleurs, on assiste à un développement de nouvelles techniques de mesure en continu à grande vitesse intégrées sur les TGV.

5 La maintenance

Il y a deux grandes méthodes de maintenance préventive. La maintenance cyclique qui consiste à maintenir ou à remplacer la côte primitive suivant des cycles prévus et prédéterminés de façon à intervenir toujours largement avant la défaillance ou l'atteinte du domaine "hors tolérance". Cette méthode fournit de bons résultats si on a une bonne connaissance du taux de fiabilité des composants du système. Elle ne nécessite ni expertise préalable ni décision contrairement à l'autre méthode qui consiste à travailler d'après les résultats d'expertise. Naturellement cette deuxième méthode est plus économique puisque l'on n'entretient que des portions de voies dégradées lors d'une campagne de maintenance. Elle est aussi plus fiable grâce au choix de l'opération de maintenance selon le défaut. C'est celle que l'on tend à toujours pratiquer.

Sur les voies d'armement moderne (LRS, traverse béton et forte épaisseur de ballast), on utilise des moyens puissants : les bourreuses-dresseuses mécaniques. L'utilisation de telles machines doit être programmée à l'avance. C'est la raison pour laquelle il faut disposer d'outils de prévision de la dégradation des voies ferrées.

Un des problèmes de l'entretien des voies ferrées ballastées consiste à savoir à partir de quel moment une irrégularité devient un défaut et, par conséquent, à définir des tolérances de nivellement, en tracé et en écartement. Il est évident que ces tolérances seront différentes suivant la vitesse de circulation des trains.

Trois documents interviennent dans la prise de décision : le graphique synthétique, le graphique MAUZIN classique, et surtout le graphique sur base allongée.

Il existe deux types de limites à observer pour décider de l'entretien :

- la première (L_1) correspond à un niveau de la qualité de la voie en dessous de laquelle il n'y a pas à prévoir d'entretien, sauf parfois en des points isolés signalés par le MAUZIN classique,
- la deuxième (L_2) correspond à un niveau qu'il est souhaitable de ne pas dépasser pour ne pas risquer une sensible augmentation de la vitesse de dégradation ou une certaine irréversibilité.

Il faut que les valeurs courantes de chacun des défauts, qui sont des moyennes, soient comprises entre ces deux limites. La décision d'entretien optimisé sera commandée par la plus restrictive des deux conditions suivantes:

- les limites (L_1) et (L_2) pour le graphique synthétique (Tableau 1-3).

MAUZIN synthétique	Ecart moyen des défauts sur 300m de longueur de voie (mm)	
	(L_1)	(L_2)
NL	0,6	0,8
NT	0,4	0,6
D	0,9	1,4

Tableau 1-3 : limites de dégradation entre lesquelles il faut procéder à des opérations d'entretien.

- Les limites du graphique MAUZIN classique ou du graphique sur base allongée (Tableau 1-4).

Valeur de défauts crête à crête	Base de mesure en m	Valeur courante en mm	Défaut isolé en mm
Nivellement longitudinal Mauzin classique	12,20	5 ou $\pm 2,5$	10 ou ± 5
Défauts de dressage Mauzin classique	10,0	7 ou $\pm 3,5$	12 ou ± 6
Défauts de nivellement base allongée	31,0	8	10
Défauts de dressage base allongée	33,0	8	12

Tableau 1-4 : limites de dégradation.

L'expertise aboutit à la décision de mise en oeuvre d'entretien ou à son report. Dans le premier cas, il s'agit ensuite de choisir les opérations adaptées aux types de défauts.

Sur les lignes à grande vitesse, les défauts de nivellement ou de dressage sont corrigés par des opérations continues réalisées par le bourrage mécanique lourd.

Voici les descriptions de quelques machines d'entretien couramment utilisées par la SNCF. Une bourreuse est un véhicule circulant sur la voie qui corrige les défauts de nivellement ayant une longueur d'onde comprise entre 3 et 25 m. Les écarts de dévers des deux files de rails sont donc effacés. Elle est constituée de bras ou bourroirs qui seront insérés verticalement dans la couche de ballast. La profondeur de plongée des bourroirs et leur temps de serrage sont contrôlés automatiquement. Ils fluidifient le ballast en le vibrant à une fréquence proche de 30 Hz. Un complément de ballast est déposé sur la voie afin de niveler l'ensemble.

Le meulage des rails constitue une opération complémentaire au bourrage et permet à la fois une amélioration de la géométrie des rails (profils, défauts ponctuels et de longueur d'onde inférieure à 500 mm) et une diminution de son taux de dégradation. Son principe est simple : il consiste à meuler à l'aide de pierres cylindriques la surface ondulée du patin supérieure du rail après détection du rail endommagé.

Le développement du réseau ferré à Grande Vitesse s'est accompagné d'une modernisation des appareils de maintenance en vue de réduire les durées des opérations d'entretien limitées par le trafic. On a vu apparaître des machines combinées d'une nouvelle génération, comme les

bourreuses auto-nivelleuse-dresseuse ou les régaleuses-profileuses de ballast. Elles regroupent plusieurs fonctionnalités destinées aux travaux d'entretien du nivellement et du tracé des voies, ce qui permet de réduire les temps de préparation des chantiers.

La bourreuse auto-nivelleuse-dresseuse est un ensemble de véhicules indissociables, comprenant les dispositifs de bourrage, de nivellement et de dressage, de regarnissage, de contrôle et d'enregistrement.

La régaleuse-profileuse de ballast sert à gérer les excédents ou les insuffisances de ballast. Elle dispose d'une trémie conçue pour permettre de charger ou de stocker le ballast excédentaire au cours du travail. Elle assure des économies de ballast, tout en évitant le risque d'insuffisances ponctuelles ou d'irrégularités de ballastage pouvant s'avérer nocives à la stabilité latérale de la voie.

Il existe aussi des engins individuels qui sont des outils dont peuvent disposer les agents locaux. Ils permettent de corriger des défauts ponctuels en utilisant des techniques manuelles simples : par exemple, les bourreuses individuelles de type Jackson ou Geimar.

- *Chapitre 2* -

**Identification expérimentale
d'une loi de tassement du ballast**

1 Les modèles existants

Le ballast *in-situ* est une collection de grains en contact. On peut l'étudier sous trois aspects complémentaires. D'abord, on peut s'intéresser à la réponse du ballast à un cycle de chargement. Typiquement, il est sollicité par une pression verticale exercée par un blochet lors du passage d'un essieu. On parle du comportement en temps court. Ensuite, on peut s'intéresser à l'évolution du tassement irréversible du ballast sous un chargement répétitif. On parle du comportement en temps moyen : c'est la période durant laquelle le ballast fonctionne normalement sans entretien. La durée de cette période est évaluée à quelques millions de cycles de chargement. Puis, suit le comportement en temps long qui fait intervenir l'endommagement des grains de ballast (rupture, usure). On pense qu'il apparaît aux environs de 15 millions de cycles de chargement. Selon le comportement que l'on souhaite étudier, on choisit un type d'essai plutôt qu'un autre.

Les expériences caractérisant le comportement mécanique du ballast d'une voie de chemin de fer se partagent en trois classes :

- les essais classiques de la mécanique des sols,
- les modèles réduits utilisant un ballast miniaturisé,
- les modèles à échelle réelle qui reproduisent une portion de voie.

Les essais de laboratoire qui utilisent des machines d'essais classiques tels que l'appareil triaxial ou la boîte de Casagrande tentent de décrire le comportement mécanique du matériau ballast en terme de relation entre contraintes et déformations. Il s'agit d'étudier le comportement en temps court. Nous évoquerons les essais au triaxial de SHENTON et HETTLER, ainsi que les essais à la boîte de Casagrande réalisés par KLUGAR.

En revanche, le souci des concepteurs de modèles réduits et de modèles à échelle réelle est d'analyser le comportement du ballast *in-situ* sous à l'action des trains. Cette approche retient le concept de structure de ballast, qu'elle tente de modéliser, contrairement aux essais classiques de la mécanique des sols qui s'attachent à l'étude du matériau ballast proprement dit. Remarquons que ces modèles peuvent être, soit une reproduction complète de la voie (prise en compte de tous les composants : rails, pads, attaches de rails, blochet) ou plus simplement du ballast et du blochet. Les modèles "complets" sont excités au niveau du rail par une force traduisant l'effort roue-rail tandis que les modèles ballast-blochet le sont par application sur le ballast d'une force traduisant la réaction blochet-ballast. Un des objectifs privilégiés de ces travaux est d'établir une loi de tassement du ballast.

1.1 Les expériences de laboratoire

Les expériences de laboratoire désignent les essais classiques de la mécanique des sols qui caractérisent deux aspects différents du comportement du ballast :

- le comportement élastique observé pour chaque cycle de chargement ; en effet, les déformations élastiques sont, en partie, responsables de l'endommagement des rails et des attaches ;
- les déformations permanentes sous chargement cyclique du ballast. Elles sont à l'origine des défauts géométriques de la voie et sources des principaux coûts de maintenance. C'est cet aspect qui nous intéresse le plus.

1.1.1 Les essais à la boîte de Casagrande

Les essais réalisés en 1963, par K. KLUGAR¹[KLU63], caractérisent la résistance au cisaillement offerte par le ballast. Les essais ont été menés sur différentes natures de ballast et formes de granulat. La sensibilité du coefficient de frottement à la nature des matériaux et des efforts auxquels il est soumis est observée. Nous ne détaillerons pas chaque essai et seuls les résultats concernant les applications ferroviaires seront présentés.

Le principe de la boîte de Casagrande est d'appliquer sur une éprouvette confinée dans une boîte (ici $500 \times 500 \times 160 \text{ mm}^3$), et dont la moitié supérieure coulisse, une pression verticale σ et un cisaillement tangentiel τ . On observe le glissement horizontal de la boîte en fonction des efforts appliqués, et on en déduit le coefficient de frottement du matériau testé.

Nous ne savons pas si la granulométrie du ballast testé est homogène ou dispersée, ni si elle est réduite par rapport au ballast ferroviaire autrichien. Le ballast est mis en place dans la boîte de Casagrande et est compacté par des secousses extérieures. Sa densité est alors proche de 0,47, soit une éprouvette relativement lâche.

Le coefficient de frottement du ballast est compris entre $tg \varphi = 0,3$ et $0,8$. Les déplacements horizontaux dépendent de la compression normale σ .

¹Erdbaulaboratorium der Technischen Hochschule Wien, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Autriche.

En début d'essai, on observe une phase de compaction (consolidation) de l'éprouvette : lorsque l'effort de cisaillement τ augmente de $\Delta\tau$, l'effort normal σ diminue. Ceci traduit une densification de l'échantillon, soit un phénomène de contractance. Si on laisse l'essai quelques instants dans cet état de chargement, l'effort de cisaillement τ va décroître jusqu'à ce que le coefficient de frottement $tg \varphi$ vérifie la relation $\tau = tg \varphi \cdot \sigma$. En effet, tous les essais montrent que le ballast est un milieu granulaire sans cohésion sauf s'il est sale (inclusion de terre).

La forme des grains influence aussi le cisaillement. Si les grains sont plutôt plats, le déplacement horizontal est favorisé.

La densité de l'éprouvette détermine aussi la résistance au cisaillement : si elle est dense, les déplacements horizontaux sont freinés.

La qualité de la roche (résistance à l'attrition, à la rupture), est aussi un facteur limitant des déplacements horizontaux.

Pour conclure, nous dirons que les échantillons les moins sensibles au cisaillement sont ceux produits à partir de ballast propre, de bonne qualité, anguleux et bien compacté. En voie, les efforts de cisaillement sont surtout présents lors des phases d'accélération et de freinage ainsi que dans les courbes où l'accélération centrifuge tend à charger transversalement la voie. Ils seront limités si la voie est de bonne qualité (ballast bien bourré et propre - absence de terre ou de fines).

1.1.2 Les essais à l'appareil triaxial

L'essai à l'appareil triaxial consiste à soumettre une éprouvette de ballast à une pression de confinement latéral $\sigma_2 = \sigma_3$ et à une contrainte d'écrasement répétée σ_1 . La pression de confinement latéral peut être appliquée par le vide ou l'eau. L'éprouvette de forme cylindrique est maintenue par une membrane de latex permettant les déformations latérales et la conservation de la contrainte maximale $(\sigma_1 - \sigma_3)$. L'essai triaxial permet de simuler un signal périodique (sinusoïdal) et de caractériser le comportement en déformation du ballast avec pour objectif d'adapter une relation aux applications ferroviaires.

Le U.S. Department of Transportation [USD77] a réalisé des essais à l'appareil triaxial afin de définir le comportement de différentes natures de ballast. Nous ne présentons qu'une partie des résultats obtenus.

Le module d'élasticité résiliente du ballast E_r est défini comme le rapport du déviateur de contrainte sur la partie élastique de la déformation axiale. E_r vaut environ 450 MPa. Il est invariant avec la fréquence du chargement. Une étude sur la densité du ballast montre que E_r augmente quand l'échantillon se densifie, et il diminue en présence de fines.

Les effets d'échelle n'existent pas si la hauteur de l'éprouvette est supérieure à deux fois son diamètre. Si les grains de grand diamètre représentent plus de 50 % de l'ensemble des grains, le diamètre de la cellule doit être équivalent à 20 fois le plus grand diamètre des grains.

L'accumulation des déformations plastiques dépend de la séquence d'application des contraintes. Cette constatation est en accord avec les résultats de SHENTON [SHE78]. A nombres de cycles de chargement égaux, les déformations plastiques sont moins importantes si le niveau de charge augmente progressivement plutôt que s'il est appliqué en totalité dès le premier cycle.

SHENTON² a réalisé des essais au triaxial, sur des échantillons cylindriques de diamètre 230 mm et de hauteur inférieure au double du diamètre. Le ballast utilisé est une roche calcaire provenant de la carrière de Ballidon ; sa granulométrie varie de 13 à 38 mm.

Le signal sinusoïdal appliqué varie de 0 à 400 kPa à une fréquence de 0,1 Hz pour les 8 premiers cycles. Ensuite, la fréquence f d'application de la contrainte est fixée pour chaque essai et limitée à 30 Hz. Les résultats obtenus dans le plan des déformations axiales et des contraintes axiales sont censés être représentatifs du tassement du ballast en voie. Les mesures de déformation latérale sont réalisées grâce à 4 jauges placées à mi-hauteur de l'éprouvette. Rien n'est dit à propos de la symétrie de ces déformations.

Aucune échelle de réduction n'est explicitée. Cependant, la granulométrie du ballast utilisée est plus faible que celle du ballast SNCF. Le niveau de contrainte exercé traduit une force variant de 0 à 16,6 kN.

Les essais se font à sec sur des échantillons remodelés (il est impossible de faire des prélèvements *in-situ*). La mise en place de l'échantillon suit un protocole bien défini, mais elle reste tout de même artisanale. L'échantillon est obtenu en versant successivement 4 couches de

²British Railways, Research & Development Division. The Railway Technical Centre, Derby, England.

ballast dans un moule cylindrique rigide. Chaque couche est compactée à l'aide d'un pilon. Le nombre de coups de pilon à donner est fixé : soit 3, 12 ou 18. La porosité de l'éprouvette $n = \frac{V_T - V_S}{V_T}$ peut être quantifiée connaissant le volume total de l'éprouvette V_T et son volume solide V_S . Les échantillons les plus lâches ont une porosité d'environ 0,52, alors que les plus denses approchent 0,38. Pour une densité plus élevée, les granulats se fendent.

Les machines de test utilisées sont de types INSTRON traction-compression ou KEELAVITE à système servo-hydraulique qui permet un taux de chargement (mm/mn) plus élevé. La KEELAVITE est pilotée par ordinateur afin d'ajuster automatiquement l'amplitude du signal qui gère la contrainte. Les déplacements axiaux et latéraux sont collectés par ordinateur et tracés à l'aide d'une table traçante.

Avant de présenter les résultats, récapitulons les paramètres de l'expérience. La porosité initiale e définit l'état de l'éprouvette. La sollicitation est caractérisée par son niveau, sa fréquence f , et le nombre de cycles de chargement N .

Les résultats sont présentés sous la forme de courbes reliant la contrainte axiale et les déformations axiales. SHENTON en déduit une loi basique de déformation. En effet, lors des mille premiers cycles, on constate un fort tassement permanent global, dont l'incrément diminue avec le nombre de cycles N . Ainsi le module d'élasticité traduit au cours des cycles une densification de l'échantillon.

La loi de tassement :

$$\tau_N = \tau_1 (1 + 0,2 \log N) \quad 2-1$$

relie le tassement axial au nombre de cycles N et au tassement initial τ_1 . τ_1 est obtenu suite à l'application du premier cycle de sollicitation après que l'échantillon ait subi un pré-signal de 8 cycles. Ces tests en fatigue sont effectués sur un million de cycles.

Shenton montre que τ_1 dépend linéairement et fortement de l'état initial de porosité de l'éprouvette ; malheureusement ce paramètre est difficilement contrôlable *in-situ*. Il exprime aussi une dépendance entre le tassement initial τ_1 et $(\sigma_1 - \sigma_3)^a$ où $(\sigma_1 - \sigma_3)$ est la contrainte axiale maximale appliquée et a une puissance fonction de $(\sigma_1 - \sigma_3)$ pour une porosité fixée.

La KEELAVITE balaye les fréquences de 0,1 à 30 HZ. La contrainte axiale maximale est $(\sigma_1 - \sigma_3) = 294 \text{ kPa}$ avec $\sigma_3 = 39 \text{ kPa}$. Pour les fréquences de sollicitation de 0,1-1-10-20-30 Hz, la déformation axiale permanente est une fonction affine du logarithme de N . Si l'on observe les déformations axiales normalisées par τ_1 , on constate que les courbes de déformations axiales en fonction de $\log N$ sont distribuées autour d'une droite théorique mais qu'il persiste une dispersion des résultats. Toutefois, on peut dire qu'il n'apparaît pas de dépendance évidente de la fréquence sur les déformations permanentes.

SHENTON a aussi travaillé sur l'historique du chargement, mais uniquement en début d'essai. Pour cela, il sollicite l'éprouvette en deux séquences définies par un nombre de cycles associé à un niveau de chargement pour une fréquence donnée (N_1, Q_1) et (N_2, Q_2) . Le nombre total de cycles appliqués est de l'ordre de la centaine. La première séquence aura le niveau de chargement le plus élevé, Q_1 . Il constate que le niveau de chargement le plus faible Q_2 contribue de façon insignifiante aux déformations permanentes surtout si son niveau est inférieur à 50% de la charge la plus importante Q_1 ; 95% des déformations axiales sont donnés par les séquences à niveau de charge élevé. Le rapport des nombres de cycles des séquences N_1/N_2 peut être optimisé car il pilote aussi le tassement. Un paramètre caractérisant l'historique du chargement pourra être introduit dans la loi de tassement afin de gérer son évolution. Malheureusement, ces séquences n'ont pas été réalisées sur un grand nombre de cycles. D'autre part, il serait intéressant d'appliquer un signal sinusoïdal constant suite à ces séquences de chargement afin de voir l'influence sur les conditions normales de trafic pour les grands nombres de cycles.

Aucune précision à propos des états de surface du ballast usagé et des fines n'a été donnée.

Dans une autre publication [SHE], Shenton a proposé une loi de tassement différente plus adaptée au comportement du ballast *in-situ*, la loi se résume par la relation suivante $T = K_1 N^{0.2} + K_2 N$. Le terme K_1 tient compte de la perturbation du ballast suite au bourrage, il intervient notamment lors du premier million de cycle de chargement. Le terme K_2 pilote le tassement résiduel pour des grands nombres de cycles de chargement.

Hettler³[HET87] a réalisé une série d'essais à l'appareil triaxial sur le ballast de la D.B. Il étudie l'influence de la nature du chargement (statique ou cyclique), de la nature des grains, de la densité de l'éprouvette sur le comportement en compression cyclique du ballast. La finalité

³Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik der TU Karlsruhe

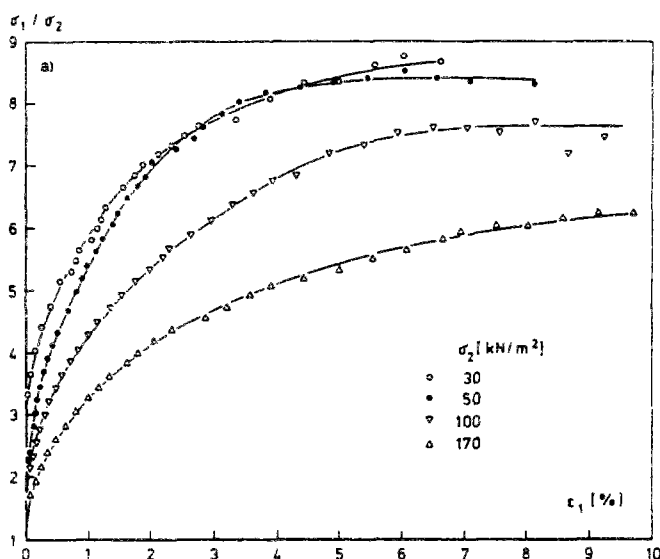
de cette étude est d'établir un rapport entre le tassement du ballast en voie sous traverse et celui obtenu par l'essai triaxial.

L'intérêt de ces essais est qu'ils sont réalisés sur un appareil triaxial de grande taille, les éprouvettes sollicitées mesurent 78 cm de diamètre et 45 cm de hauteur. Le nombre de grains (pour le plus grand diamètre : 65 mm) présents sur un diamètre de l'éprouvette est de l'ordre de 10, soit 2,5 fois plus que pour les éprouvettes de taille normalisée. La taille de l'éprouvette assure la symétrie des déformations (surtout latérales) et évite le flambement.

Les plateaux de compression sont lubrifiés afin d'éliminer l'effort tangentiel. Une couche de sable et gravillons protège les deux plateaux de compression des angularités du ballast. Le pilotage se fait en force de compression sur le plateau supérieur.

Cinq natures de ballast de granulométrie 25/65 mm sont testés : basalte, diabas, granit, melaphyr, orthogneiss. L'éprouvette de ballast est préparée manuellement, et est compactée à l'aide d'un pilon, le poids volumique du matériau compacté varie de $17,4 \text{ kN/m}^3$ pour le basalte à $15,4 \text{ kN/m}^3$ pour l'orthogneiss. La compaction des éprouvettes est facilement reproductible (dispersion de $\pm 0,1 \text{ kN/m}^3$). Ces valeurs permettent d'évaluer grossièrement la porosité des éprouvettes, soit de l'ordre de 0,43 ; les éprouvettes sont moyennement denses.

Les essais reproduisent la charge à l'essieu (8 à 20 tonnes) transmise à une traverse de 2400 cm^2 de section. Cette traverse ne reçoit que 40% de la charge. La vitesse du train est de 120 km/h. Ces conditions d'essai se traduisent par une contrainte σ_1 allant de 200 à 400 kPa. La contrainte latérale σ_3 varie de 30 à 80 kPa, rappelons que la contrainte σ_3 est équivalente à la contrainte σ_2 .



Courbe 2-1 a et b : essai statique sur du basalte.

L'essai en statique consiste à augmenter la contrainte σ_1 tout en conservant la contrainte latérale σ_3 constante. Le but est de mettre en évidence l'influence du niveau de charge sur la dilatation et l'angle de frottement pour quatre matériaux (sauf l'orthogneis). La Courbe 2-1-a montre l'évolution du rapport σ_1/σ_2 , avec la déformation axiale ϵ_1 , pour une contrainte latérale σ_2 fixée (30, 50, 100 ou 170 kPa). L'angle de frottement diminue. Pour σ_3 variant de 30 à 50 kPa (Courbe 2-1-b), on observe un phénomène de contractance en début d'essai, il est dû à des ruptures de grains, alors que la dilatance est produite par des glissements de grains.

Pour des déformations axiales inférieures à 1%, on relie ϵ_1 aux contraintes appliquées :

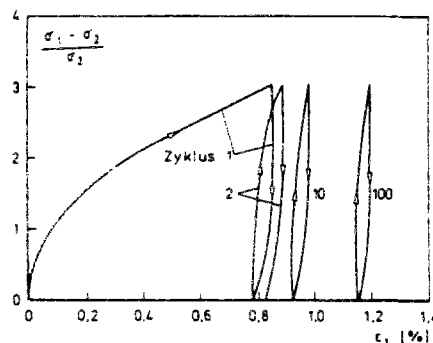
$$\epsilon_1 = c \left(\frac{\sigma_k}{\sigma_3} \right)^\beta \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_3} \right)^\alpha \quad 2-2$$

σ_k est une constante qui rend adimensionnel le rapport. α et β sont obtenus en traçant les courbes ϵ_1 en fonction du log de $(\sigma_1 - \sigma_3)$.

L'essai de compression cyclique consiste en des phases de chargement et de déchargement successives de l'éprouvette. Il est réalisé en quasi-statique sur une centaine de cycles, ce faible nombre est expliqué par l'application manuelle du chargement. En observant la courbe de $\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_3} \right)$ en fonction de ϵ_1 (Courbe 2-2), on constate que le ballast est dissipatif entre la charge et la décharge. Sur une centaine cycles de compression, Hettler vérifie la loi de tassement du ballast fournie par ORE, soit :

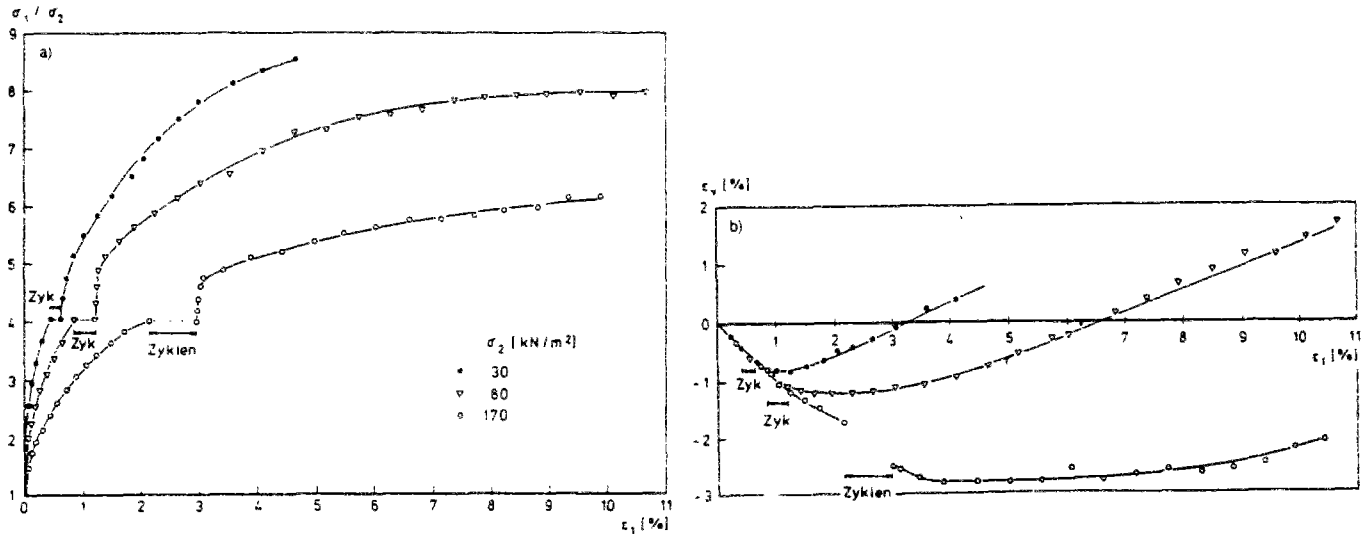
$$\epsilon_N = \epsilon_1 \cdot (1 + 0,2 \log N) \quad 2-3$$

A l'aide des essais en compression cyclique, il constate que le module d'élasticité d'un cycle $E = \frac{\Delta \sigma}{\Delta \epsilon}$ est plus grand pour la décharge que pour la charge, et que la différence entre les deux s'amointrit quand N croît. E augmente très sensiblement avec N , car N reste très petit.



Courbe 2-2 : essai de compression cyclique sur de la melaphyr pour $\sigma_3 = 80$ kPa.

La compression cyclique est maintenant effectuée séquentiellement au cours d'un essai en statique (Courbe 2-3) afin de voir l'influence du niveau de charge sur l'élasticité de l'éprouvette. On constate que le comportement en déformation est uniquement perturbé à la reprise de l'essai statique, mais il oublie ce chargement cyclique.



Courbe 2-3 a et b : séquence de compression cyclique durant un essai statique sur du melaphyr.

Pour conclure, Hettler dit que les lois de tassement obtenues par des essais triaxiaux (Equation 2-3) doivent être modifiées pour être interprétables en voie. En effet, la traverse n'est pas parfaitement rigide, et l'état de contrainte du ballast n'est pas parfaitement connu. Il propose donc une nouvelle loi donnant le tassement du ballast en voie, $\tau_N = \tau_I \cdot (1 + 0,99 \log N)$ où τ_I est le tassement causé par le premier passage de train et τ_N est le tassement au passage N . Soulignons qu'il n'a vérifié ses lois que sur une centaine de cycles.

1.2 Les modèles à échelle réduite

Nous en décrivons deux, celui de Sato et celui de Hettler.

SATO⁴ considère que la stabilité de la voie est liée à l'état initial de densité du ballast [SAT89]. Il se propose donc d'observer les effets de deux types de bourrage sur des échantillons de ballast disposés sans attention particulière dans une caisse. L'échantillon se compose d'une portion de voie de plusieurs traverses ne comprenant pas le sol. Les dimensions des éprouvettes ne sont pas mentionnées.

⁴Director, Department for Technical Development, Nippon Kikai Hosen

Le premier mode de bourrage testé est traditionnel. Il fait intervenir une machine de type JACKSON qui fonctionne en vérifiant les similitudes pour l'amplitude horizontale et la fréquence d'oscillation des bras. Son principe de fonctionnement (Figure 2-1-a) consiste à introduire des dents de part et d'autre d'une traverse ; ces dents vibrent latéralement afin de favoriser le réarrangement des granulats. Pour l'expérience de SATO, cette machine a été spécialement réalisée à échelle réduite. L'introduction des dents dans l'éprouvette se fait manuellement tandis qu'un moteur les actionne en vibration.

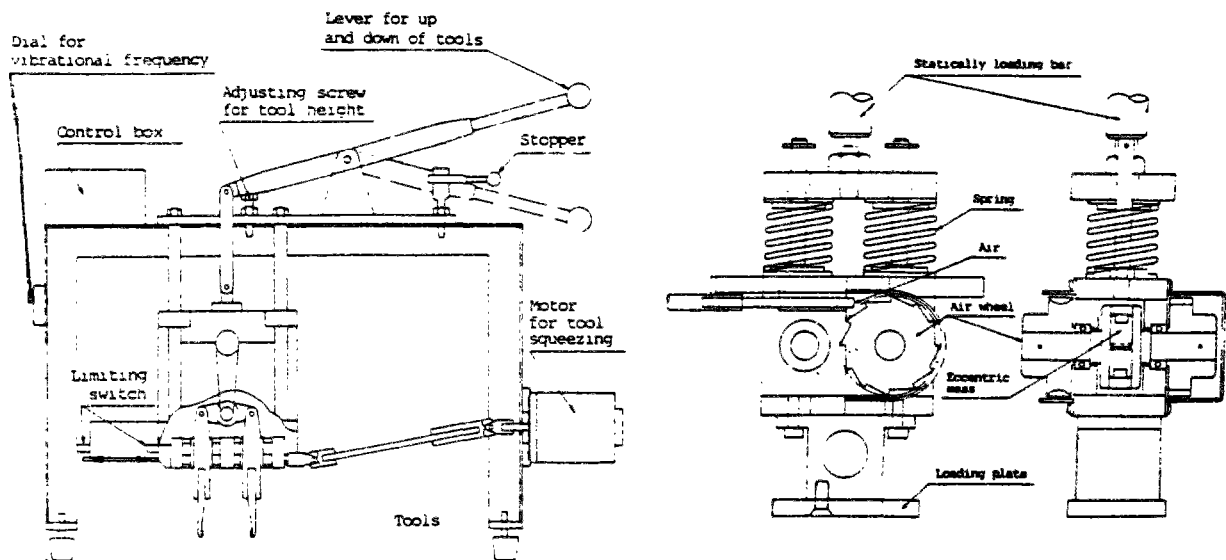


Figure 2-1 a et b : principe de fonctionnement de l'opération de bourrage traditionnelle et du Vibrogir.

Le deuxième procédé étudié est le bourrage à l'aide d'un appareil de type Vibrogir (Figure 2-1-b). Une masse excentrée actionne en déplacement vertical une semelle, qui vient heurter l'éprouvette et provoque une densification du ballast. L'impact entre la semelle et le ballast fournit une énergie à dissiper dans le ballast sous forme de déplacements irréversibles des grains.

Sato choisit un facteur de réduction égal à 7 et vérifie des lois de similitude conservant les rapports entre les forces d'inertie, les forces de gravité et la force extérieure appliquée. Ce choix n'est pas justifié *a priori* par une théorie de similitude. SATO en déduit les facteurs d'échelle affectés à chacune des grandeurs suivantes :

- $\lambda_L = \frac{1}{7}$ où L est une dimension, $\lambda_\sigma = \frac{1}{7}$ où σ est une contrainte,
- $\lambda_F = \frac{1}{7^3}$ où F est une force,

- $\lambda_\gamma = 1$ où γ est une accélération, $\lambda_\rho = 1$ où ρ est la masse volumique,
- $\lambda_V = \frac{1}{\sqrt{7}}$ où V est une vitesse, $\lambda_t = \frac{1}{\sqrt{7}}$ où t est le temps,
- $\lambda_f = \sqrt{7}$ où f est une fréquence.

Notons que le facteur d'échelle λ_Q associé à la grandeur physique Q est le rapport de Q_R du modèle réduit sur Q_P du prototype.

Aucune mesure de tassement n'est effectuée. Les mouvements des grains sont observés visuellement à travers les parois transparentes de la caisse contenant l'éprouvette.

Les conclusions de la série d'essais testant l'efficacité du bourrage à la "Jackson" sont les suivantes :

- le bourrage du ballast sous les traverses commence avec la liquéfaction du ballast,
- il n'existe pas de différences remarquables dans ce processus pour des fréquences de vibration variant de 90 à 135 Hz (de 30 à 45 Hz pour le prototype),
- un petit trou persiste lorsque l'on ôte les dents du ballast.

En ce qui concerne le bourrage selon le principe du Vibrogir, Sato constate que le ballast est mieux compacté sous les traverses par l'appareil de type Vibrogir que par la Jackson. Les paramètres qui pilotent la puissance libérée au cours de l'impact sont analysés. L'impact est évalué par la quantité de mouvement de la semelle. Nous dirons principalement qu'il est proportionnel à la force vibrante (force développée par la chute de la semelle), et inversement proportionnel à la fréquence d'oscillation verticale de la semelle (90 à 135 Hz pour le modèle réduit). La percussion créée par le Vibrogir est donc plus appropriée à la mise en place et à l'entretien de la voie ferrée grâce à l'impact produit. Nous retiendrons cette méthode de compactage comme la plus efficace et nous l'utiliserons aussi pour stabiliser notre éprouvette de micro-ballast.

Les remarques tirées de l'essai de Sato sont les suivantes. Tous les résultats présentés sont visuels : les deux méthodes de bourrage ne sont pas comparées par rapport à leur durée d'application, par exemple. L'auteur ne fait apparaître aucun paramètre de comparaison.

De plus, même s'il attache de l'importance aux propriétés mécaniques du ballast, il ne mentionne ni la provenance, ni les caractéristiques intrinsèques normalisées de son granulat.

Pour finir, SATO conclut comme SHENTON que le comportement du ballast est répétitif sous chargement cyclique et que les facteurs de réduction 3 et 7 sur les dimensions donnent des résultats équivalents .

Passons au second modèle à échelle réduite qui est celui d'HETTLER⁵ [HET84]. Ce modèle se compose d'une portion de voie de huit traverses monoblocs sur lesquelles reposent deux rails. Le ballast miniaturisé provient de la carrière de Hausach dans la Forêt Noire et approxime le ballast D.B. de granulométrie 25/65 mm. La plate-forme est modélisée par une épaisse couche de sable (environ 1500 mm de hauteur) que l'on peut considérer comme un espace semi-infini. Il n'y a que les efforts verticaux qui sont pris en compte, car on suppose que les efforts longitudinaux sur le lit de traverses peuvent être négligés. Le but de l'expérience est d'observer le comportement de la structure soumise à un grand nombre de cycles de chargement.

Les déformations causées par les ruptures de grains, ou la compression élastique des grains de sable restent négligeables par rapport au tassement du ballast. Le comportement des matériaux est supposé insensible aux vitesses de chargement, afin de négliger les effets de viscosité. Ces hypothèses permettent une description du ballast et du sous-sol en rendant adimensionnels les grandeurs du problème.

L'échelle de réduction du modèle est de $\frac{1}{3}$. Hettler établit donc les lois de similitude en conservant les paramètres adimensionnés de la fonction u qui décrit le tassement des traverses

$$\frac{u}{b} = g \left(\frac{P}{\gamma b^3}, \frac{\text{dimensions de la traverse}}{b}, \frac{EI_1}{\gamma b^5}, \frac{EI_2}{\gamma b^5}, \frac{G}{\gamma b^2}, \frac{\gamma_b}{\gamma}, \frac{d_b}{d}, e_b, e, N \right) \quad 2-4$$

b : largeur de la traverse,

P : charge à l'essieu,

γ : poids volumique du sable,

γ_b : poids volumique du ballast,

t : hauteur de la traverse enfoncée dans le ballast,

⁵Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik der TU Karlsruhe

EI_1 : rigidité en flexion de la traverse,

EI_2 : rigidité en flexion rail,

G : poids propre linéaire de la traverse et du rail,

d_b : granulométrie du ballast,

d : épaisseur du ballast,

e_b : porosité du ballast,

e : porosité du sable,

N : nombre de passages du train.

Les dimensions sont divisées par trois, les masses volumiques sont conservées, les forces appliquées sont divisées par 3^3 afin de conserver le rapport des forces appliquées sur le poids. Le rail et la traverse sont redimensionnés pour conserver la similitude en rigidité de ses deux composants, la traverse en béton est remplacée par une traverse en bois. Les facteurs d'échelle sont les suivants :

- $\lambda_L = \frac{1}{3}$ où L est une dimension,
- $\lambda_F = \frac{1}{3^3}$ où F est une force,
- $\lambda_\gamma = 1$ où γ est une accélération, et $\lambda_N = 1$ où N est le nombre de cycle de chargement appliqué.

La fréquence d'application f du signal force ne fait pas l'objet d'un dimensionnement ou bien d'une analogie avec la vitesse de passage d'un train.

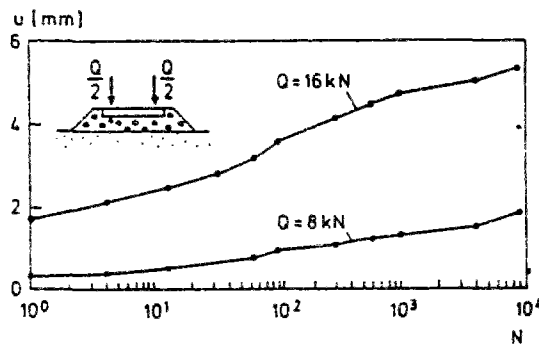
Le signal force censé représenter la charge roue-rail est un signal sinusoïdal d'amplitude $\frac{Q_e}{3^3}$, Q_e étant la charge à l'essieu, la fréquence f varie entre 1 et 20 Hz. Ces charges verticales sont appliquées par quatre vérins sur quatre poutres rigides posées transversalement sur les rails, elles sont transmises jusqu'aux traverses. Un protocole est respecté lors du début de chaque expérience. Une dizaine de cycles effectués à 1 Hz débute la séquence.

HETTLER suppose que le déplacement élastique ou permanent vu au niveau des traverses ne provient pas du sous-sol. Aucune information n'est donnée quant à la mise en place et au degré de compacité de l'échantillon sollicité.

Les résultats observés sont les déplacements des traverses dans le plan vertical τ_N , pour une charge à l'essieu donnée associée à un nombre de cycles de chargement N . Rien n'est dit sur l'acquisition des données de déplacement, mais on peut supposer que le capteur qui asservit les vérins sert aussi à lire les mesures.

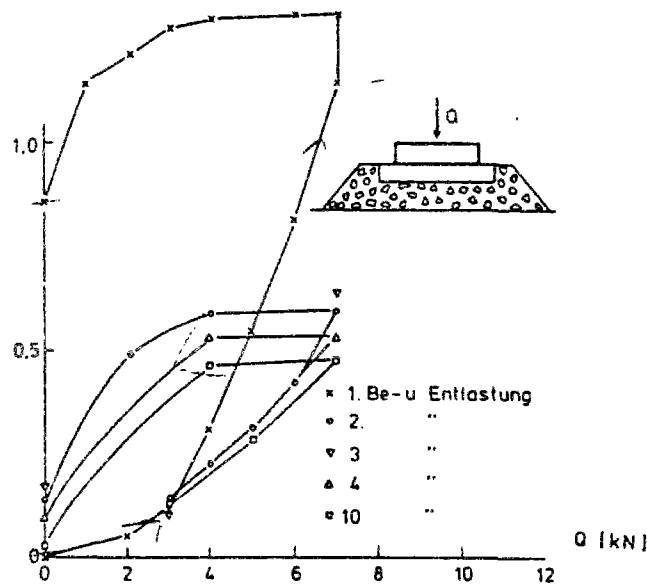
D'abord, HETTLER sollicite une seule traverse en découplant le rail des traverses non considérées. Il observe les tassements représentés par la Courbe 2-4. Pour un nombre de cycles de l'ordre de dix mille, il remarque que le tassement global τ_N dépend du cycle initial τ_I et que la loi est affine en logarithme de N :

$$\tau_N = \tau_I [1 + C_N \log N] \quad C_N = \text{const} \in [0,25 ; 0,55] \quad 2-5$$



Courbe 2-4 : tassement d'une seule traverse.

Il observe aussi le déplacement au cours d'un cycle (Courbe 2-5) et en déduit que les déformations permanentes sont très importantes lors des premiers cycles pour diminuer très rapidement quand N croît. Puis, lorsque N est grand, l'incrément de déformation permanente pour un cycle isolé est pratiquement imperceptible. La déformation cyclique (charge et décharge) n'est pas proprement élastique ; il y a dissipation pendant la décharge.



Courbe 2-5 : évolution selon le nombre de cycles de chargement de la séquence charge-décharge pour une seule traverse.

Ensuite, il fixe les rails sur les 8 traverses et s'intéresse au tassement global τ_N sur un million de cycles. τ_N dépend toujours de τ_I pour des charges à l'essieu de $P = 4, 7, 10 \text{ kN}$. La loi de tassement est toujours de la même forme, et C_N a pour valeur moyenne 0,43. La dispersion des résultats est quantifiée par l'écart type, $\frac{S}{\tau_N}$, où :

$$\frac{S}{\tau_N} = \frac{1}{\tau_N} \sqrt{\frac{\sum_i (\tau_i - \tau)^2}{(M-1)}} \quad 2-6$$

avec τ_i : tassement de la i -ème traverse,

τ : moyenne des τ_i ,

M : nombre de traverses.

L'écart type normalisé $\frac{S}{\tau_N}$ est constant au-delà de $N=10$ cycles. On peut donc quantifier empiriquement l'erreur commise sur le tassement global.

HETTLER aboutit aux mêmes conclusions que SHENTON pour ce qui est du rôle d'une surcharge en début d'expérience. En effet, le tassement est bien plus faible pour les cycles à charge normale ; il peut être réduit à 10 % du tassement occasionné sans surcharge initiale.

Dans son modèle, Hettler ne tient pas compte de la répartition des charges sur les traverses par l'intermédiaire des rails. Il apporte donc une correction affectant τ_I .

Les résultats de Hettler sont cohérents, la dispersion peut s'expliquer par la densité initiale des échantillons. En effet, il semblerait que cette densité du ballast soit trop lâche, ce qui met en doute le domaine de validité de la loi. Par ailleurs, aucune de ces simulations n'est poussée au-delà du million de cycles.

Hettler a aussi utilisé ce modèle pour étudier les tassements de la voie au point de raccordement entre les ponts et les remblais [HET86].

Il établit une loi de tassement proche de celle déjà obtenue à la suite d'essais à l'appareil triaxial. Toutefois, le nombre de cycles de chargement N reste faible par rapport aux cycles que subit le ballast *in-situ*.

1.3 Les modèles grandeurs nature

En général, les mesures *in-situ* ne sont pas largement diffusées, elles sont exploitées par ceux qui les produisent. Nous parlons donc uniquement des modèles de voie à échelle 1. Ils permettent de soulever les problèmes et apportent pour la plupart des solutions qualitatives. En effet, la taille des expériences rend difficile le contrôle des paramètres en tout point de l'éprouvette (manipulation du ballast et blochet, densité homogène du ballast, contrainte de chargement uniformément répartie).

Le premier essai présenté est réalisé dans le même esprit que celui décrit ci-dessus, mais il reproduit à échelle 1 une portion complète de voie (6 traverses). Le second essai, réalisé par le CERAM, propose un modèle plus simple constitué d'un blochet, d'une couche de ballast et d'un élastomère modélisant le sol sans contribuer aux déformations permanentes du modèle.

A la demande de l'Office de contrôle du Chemin de fer fédéral allemand, EISENMANN⁶ & KAESS⁷ [EIS80] ont procédé à des essais sur le grand banc de l'Office de contrôle dans le domaine de la construction routière de l'Université de Munich".

Le banc d'essai reproduit l'intégralité de la voie, dans le plan vertical (couche de sable, élastomère, gravats...). L'objectif de l'expérience est de déterminer l'influence de la charge par essieu sur le tassement du ballast et du sous-sol, et de proposer des solutions de stabilisation de la voie. La présence d'eau dans l'éprouvette constitue une nouveauté.

Le banc d'essai est imposant, en effet une portion de voie de 6 traverses est reconstituée. Une couche de 400 mm de sable (granulométrie homogène) recouvre le fond de la caisse confinant l'éprouvette. Ensuite, 300 mm de gravillons compactés, séparés du sable par un tapis d'élastomère épais de 40 mm supporte le ballast (couche haute de 300 mm). Six traverses en béton (type B70), longues de 2600 mm sont positionnées sur le ballast. La voie est alors bourrée.

⁶Professor und Direktor des Prüfamtes für den Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München

⁷Oberbauforschung beim Bundesbahn-Zentralamt München

Le ballast utilisé est constitué de gravats de granulométrie 25/65 mm. Il présente une bonne résistance au choc, soit environ 80 % de la meilleure valeur normalisée allemande. Pour chaque nouvel essai, la couche de ballast est remise à neuf.

Les premières séries d'essais modélisent un train circulant à 400 km/h. Les charges à l'essieu Q_e sont exercées par un appareil de type Vibrogir et simulent les valeurs suivantes :

- 120 kN (essai I),
- 160 kN (essai II),
- 200 kN (essai III).

L'effort est transmis aux deux traverses centrales, découplées du reste de la voie (Figure 2-2), par l'intermédiaire d'une poutre reposant sur les rails entre les deux traverses à solliciter.

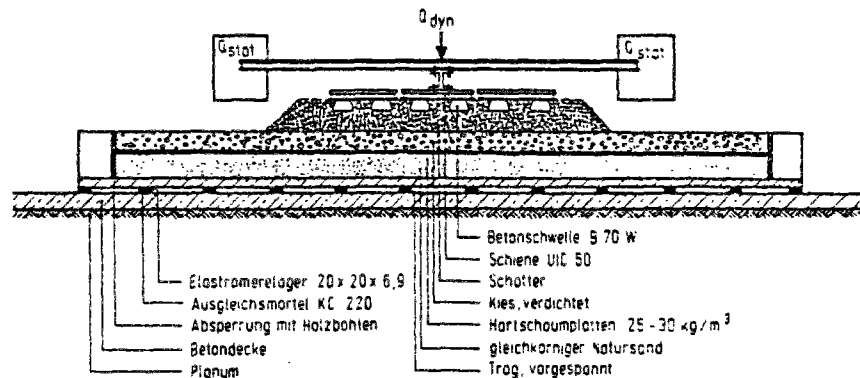


Figure 2-2 : coupe longitudinale de l'essai.

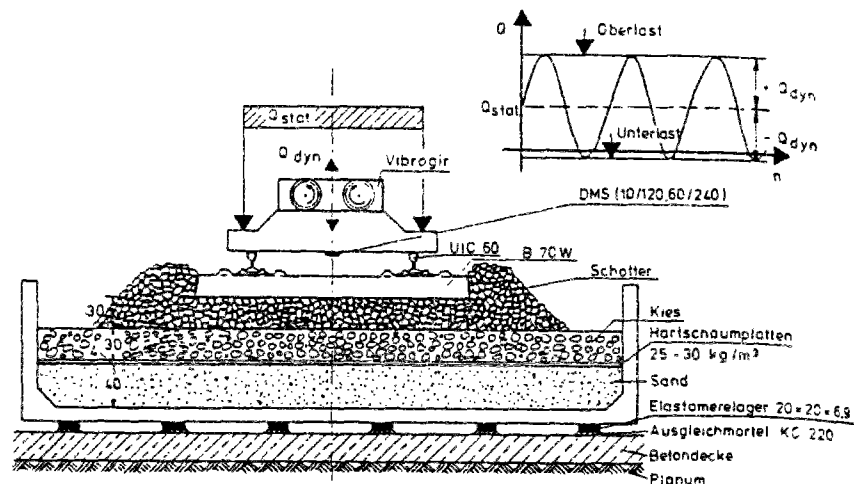
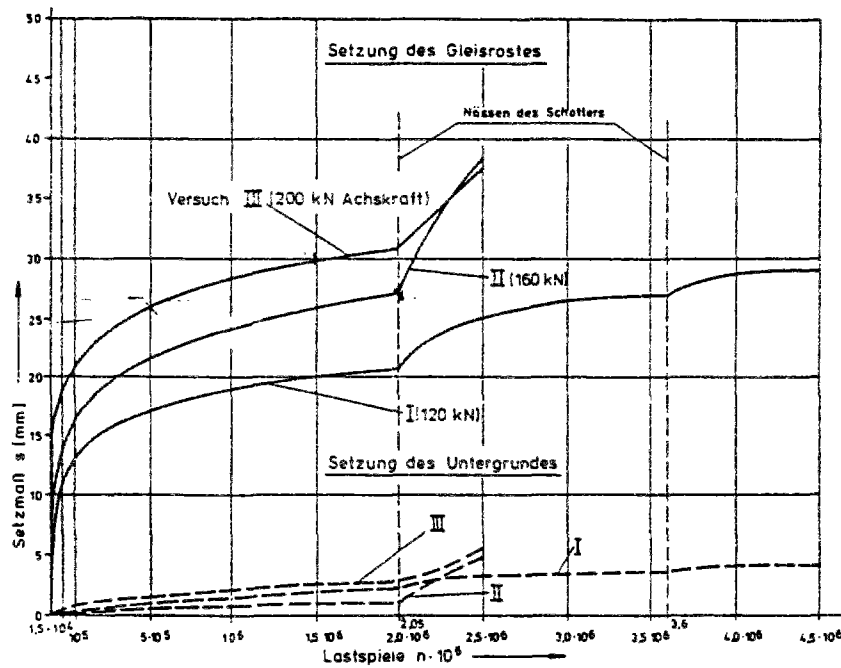


Figure 2-3 : coupe transversale de l'essai.

Le signal force Q (charge à l'essieu) est la superposition d'une force statique Q_{stat} et d'une force dynamique sinusoïdale Q_{dyn} . Q_{stat} représente 0,83 % de Q_e . Pour éviter les éventuels problèmes de résonance, Q_{min} sera sensiblement inférieure à zéro (Figure 2-2). Ceci permet de simuler les phénomènes de danse des traverses. La fréquence du signal dynamique est de 50 Hz, soit le passage d'un bogie long de 2,5 m à une vitesse de 400 km/h.

Les résultats des essais sont le tassement de la voie appelé aussi tassement global (lu au niveau de la traverse, ce qui comprend le tassement du ballast et celui du sous-sol), ainsi que le tassement du sous-sol, sûrement mesuré sous le tapis d'élastomère, Courbe 2-6.



Courbe 2-6 : tassement (en mm) de la voie et du sous-sol selon les cycles de chargement et pour différentes charges à l'essieu.

Après 100 000 cycles, l'essai I donne un tassement global de 13,2 mm, l'essai II 16,2 mm et l'essai III 20,8 mm. Ces valeurs surestiment très largement la réalité. Ensuite, le tassement est nettement ralenti. A 2 millions de cycles, il n'a augmenté que de 50% de la valeur atteinte à 100 000 cycles. Les essais mettent en évidence l'influence de la charge à l'essieu sur le tassement global de la voie. Ils valident aussi la règle de potentiel (Equation 2-7) reliant les couples $\{p_1, N_1\}$ et $\{p_2, N_2\}$ qui permettent d'obtenir le même tassement Δt . N_i est le nombre de cycles associé à la pression p_i exercée sur le ballast.

$$\left(\frac{N_2}{N_1} \right) = \left(\frac{p_1}{p_2} \right)^\chi \quad 2-7$$

χ varie entre 6 et 8.

Le comportement du sous-sol est semblable à celui du ballast (allure des courbes identiques). A 2 millions de cycles, il ne représente que 5 à 11% du tassement global.

Au delà de 2 millions de cycles, les essais sont poursuivis sur une voie " mouillée ". Pour l'essai I, l'augmentation du tassement est de 5 mm pour 1,5 million de cycles effectués. Pour les deux autres essais, elle est proche de 10 mm pour uniquement un demi million de cycles. L'évolution du tassement de voie " mouillée " ne peut pas être interpolée.

Pour conclure, les auteurs expliquent que le tassement élevé constaté en début d'utilisation de voie est lié à une insuffisance de compaction des couches de la voie. Certaines méthodes de réfection de voie sont comparées. Eisenmann & Kaess interprètent le comportement du ballast comme celui d'un matériau visco-élastique. Le comportement du sous-sol est semblable à celui du ballast.

Une expérience [EUR93] a été réalisée par une équipe de chercheurs du CERAM, dans le cadre du projet européen EUROBALLT. L'objectif de cette expérience était d'observer la loi de tassement du ballast pour un grand nombre de cycles. Autrement dit, il s'agissait de réaliser des essais dits de fatigue. Cependant, la déflexion élastique du ballast qui caractérise le comportement en temps court, est enregistrée à des nombres de cycles fixés. Les conclusions de cette expérience nous aideront à cibler les problèmes et nous guideront vers les principales orientations à explorer pour *MICROBALLAST*.

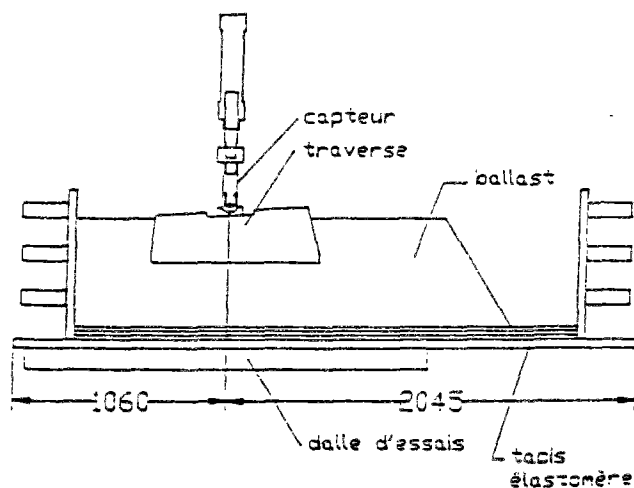


Figure 2-4 : coupe transversale du banc d'essai.

La géométrie de l'éprouvette à solliciter (Figure 2-4) est choisie afin de tenir compte des symétries de la voie. Les dimensions de l'éprouvette sont les suivantes : 1 m de largeur, 2,5 m de longueur et 0,8 m de hauteur. Le ballast est disposé dans une caisse rigidifiée et réalisée

essentiellement en bois. Le matériau de la caisse a été choisi de façon à limiter les réflexions d'onde sur les parois. Un tapis d'élastomère disposé dans le fond de la caisse, modélise un sous-sol de norme QS1, soit de rigidité 30 MPa. Le poids à vide de la caisse est de 600 kg environ et l'éprouvette pèse 3 tonnes. L'ensemble est fixé sur un dispositif propre à éliminer les vibrations parasites.

L'éprouvette est sollicitée par un vérin qui exerce une force sur le blochet. Un P.C. pilote le vérin. Le signal force commandé traduit l'effort transmis de la traverse au ballast lorsqu'un bogie circule sur la voie. Le signal a l'allure d'un **M** suivi d'une charge constante (poids du rail et de la traverse). Cette charge persiste jusqu'à ce que le bogie suivant atteigne la traverse concernée. Chaque pic du **M** représente le passage d'un essieu sur la traverse. La formule (Equation 2-8) donne le signal force à chaque instant pour un triplet $\{Q, V, X\}$, cette formule est commentée par la suite.

$$F(Q, V, t) = Q \cdot \left(X^{((Vt-a)/d)^2} + X^{((Vt-a-L)/d)^2} \right) \quad 2-8$$

avec :

- t : le temps,
- a : la distance critique du signal, qui correspond à la position expérimentale de la charge nulle, $a=3 \text{ m}$,
- d : la distance entre les traverses, $d=0,6 \text{ m}$,
- L : l'empattement du bogie, $L=3 \text{ m}$,
- X : variable dépendante du sol, qui gère l'étalement du signal force, pour un sol QS1 (30 MPa), X vaut 0,7158.

Cette description analytique du chargement est inspirée des résultats des travaux de SAUVAGE [SAU93] portant sur l'influence du sous-sol sur le niveau de charge vu par les traverses supportant la roue.

On remarque que le sous-sol sur lequel reposent les voies ferrées intervient dans la fonction de description du chargement par l'intermédiaire du paramètre X . En effet, plus le sol est rigide (QS2, soit 80 MPa), plus les efforts sont concentrés sur et autour de la traverse se trouvant à la verticale de l'essieu.

Le dimensionnement du sous-sol est détaillé dans la *Partie 3* de ce chapitre. On en déduira une relation qui exprime l'épaisseur de l'élastomère e^{elast} en fonction de sa rigidité et de celle du sol à modéliser, soit :

$$e^{elast} = 2 \left(1 - \nu_{sol}^2 \right) \frac{E^{elast}}{E^{sol}} l \quad 2-9$$

où l est le rayon de la section d'application du chargement au sol et ν le coefficient de Poisson.

Le ballast utilisé a été fourni par la SNCF. Malheureusement sa propreté n'était pas conforme aux normes SNCF. Beaucoup de terre y était mêlée. Sa courbe granulométrique n'est pas connue, mais doit être celle de la SNCF.

Le tassement du ballast est lu par rapport à la position courante du blochet. Afin de se rendre compte d'un éventuel basculement du blochet autour de l'axe fictif du rail, trois mesures en des points différents sont effectuées :

- position-déplacement du blochet côté voie,
- position-déplacement du blochet côté talus,
- position-déplacement central côté du blochet (correspondant au déplacement du vérin).

Par ailleurs, la valeur des forces appliquées est contrôlée par un capteur de force positionné au niveau du vérin.

Deux types de mesures sont effectués :

- celle donnant le tassement permanent à la fin de chaque cycle,
- celle donnant la déflexion du blochet lors d'un cycle.

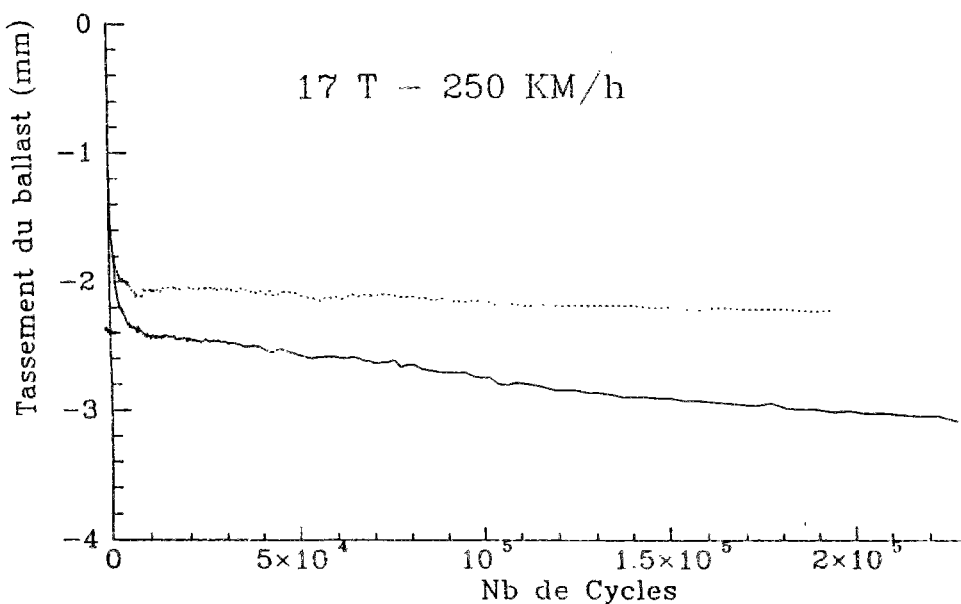
Pour tenter de préserver la répétitivité de l'essai, les auteurs ont défini un protocole de mise en place du ballast et du blochet. Une mini JACKSON bourre la couche inférieure de ballast (300 mm) puis le blochet est posé et on ajoute du ballast jusqu'à atteindre le niveau supérieur du blochet. On bourre à nouveau. L'essai peut alors débuter, les couples $\{Q, V\}$ testés sont rassemblés dans le Tableau 2-1.

Charge à l'essieu Q en t	Vitesse de circulation du train V en km/h		
	250	300	350
14		X	
17	X	X	X
20		X	

Tableau 2-1 : essais réalisés.

Les mesures de déflexion en fonction du nombre de cycles donnés N montrent que le déphasage entre l'application de la force et la réponse du blochet est négligeable. L'amplitude de la déflexion d'un blochet durant un cycle diminue quand N croît. On constate donc une rigidification de la voie quels que soient les couples de charges. A l'échelle du cycle de chargement, le comportement du ballast semble être élastique et les phénomènes de viscosité semblent négligeables.

Lors des 100 000 premiers cycles, les déformations permanentes sont importantes. Elles augmentent moins vite par la suite (Courbe 2-7). L'interprétation de l'influence de la vitesse ou de la charge sur le tassement reste difficile à cause de la dispersion des résultats.



Courbe 2-7 : courbe de tassement en mm selon le nombre de cycles de chargement.

L'acquis de cet essai concerne davantage la méthode de réalisation adoptée pour *MICROBALLAST*, que la pertinence des résultats.

1.4 Conclusions et critiques

Cette étude bibliographique a permis de rassembler un certain nombre de publications analysant le comportement du ballast. Comparons les conditions d'essais et les résultats afin de définir les bases de notre modèle.

Les essais classiques de la Mécanique des Sols sont plutôt destinés à évaluer le comportement du ballast (considéré comme un milieu granulaire classique) en fonction de la forme des grains, de leur granulométrie et de la porosité de l'éprouvette.

Les essais au triaxial ne peuvent donner qu'une idée approximative du comportement du ballast en voie. D'abord, l'éprouvette sollicitée n'est pas représentative d'une "cellule de voie". La pression de confinement ne peut pas remplacer le contact entre les grains. Par ailleurs, le chargement en compression cyclique n'est pas représentatif du signal force vu par le ballast en voie. Hettler[HET87] semble d'accord avec ces propos puisqu'il adopte une loi de tassement modifiée pour le ballast en voie.

D'après les études de la U.S. Department of Transportation[USD77], pour limiter les effets d'échelle, c'est-à-dire la dépendance des résultats à la taille des éprouvettes, il faut que la hauteur de l'éprouvette soit supérieure à deux fois son diamètre ; ce que ne vérifie ni l'éprouvette de SHENTON, ni celle de HETTLER. De plus, le diamètre de l'éprouvette de Shenton ne peut contenir que 6 grains de ballast de 38 mm !

Les essais au triaxial de SHENTON[SHE78] et de HETTLER[HET87] sont réalisés sur des éprouvettes de taille différente mais soumises à la même contrainte. Malheureusement, les résultats n'étant pas présentés de la même façon, il est difficile de les comparer. De toute façon, HETTLER ne réalise ces essais que sur 100 cycles alors que SHENTON en effectue un million. Cependant, les deux auteurs valident la même loi de tassement $\tau_N = \tau_I (1 + 0,2 \log N)$.

Les modèles à échelle réduite déjà existants apportent une approche plus originale des problèmes de stabilité de la voie. Ils permettent de réaliser plusieurs séries d'essais. Malheureusement, ils ne présentent pas toujours la théorie mécanique justifiant leurs lois de similitude.

SATO, préoccupé par l'état initial de densification du ballast, étudie les méthodes de bourrage du ballast en voie. A l'aide d'un modèle réduit à 1/7 pour les dimensions et à 1/7³ pour les forces, il démontre "visuellement" que la semelle vibrante constitue un procédé de bourrage plus efficace que la classique Jackson.

HETTLER[HET84] reproduit une portion de voie à échelle 1/3. La loi de similitude n'est pas justifiée autrement que par le souhait de conserver les rapports des forces. Il est, de plus, obligé d'identifier chaque composant de la voie à un nouvel élément. Ceci peut engendrer des erreurs difficilement quantifiables.

Sur un million de cycles, HETTLER valide la loi de tassement provenant des essais à l'appareil triaxial, $\tau_N = \tau_I [1 + C_N \log N]$; et ceci malgré la forte dispersion des résultats. Il semblerait que ce soit l'état initial de compacité de l'échantillon (qui diffère d'un essai à l'autre, puisque le bourrage ne se fait pas de façon systématique) qui provoque cette dispersion.

Il semblerait qu'il y ait un point commun entre tous les essais réalisés. En effet, on observe sur toutes les courbes de tassement (Courbe 2-5, Courbe 2-6, Courbe 2-7) du ballast, une première phase durant laquelle le ballast s'organise de façon à résister au mieux au chargement exercé. Cette phase est caractérisée par des grandes déformations, c'est-à-dire un tassement important du ballast. Puis, les vitesses de tassement diminuent et restent constantes sur un grand nombre de cycles. Puis, à très long terme (au moins une dizaine d'années), le ballast s'endommage et entre dans une nouvelle phase de comportement. Se produit alors des tassements importants dus aux dégradations du ballast vieillissant qui tend à perdre ces caractéristiques granulométriques et mécaniques (résistance à la rupture, au choc, friabilité).

On a distingué trois phases dans le comportement du ballast. La première, notée phase **I**, donne au niveau du cycle de chargement des tassements permanents importants. Puis, la phase **II** que nous cherchons à mieux connaître, se traduit par des vitesses de tassements faibles et reproductibles. Elle s'intègre dans le comportement en temps moyen du ballast. Le comportement en temps long fait intervenir l'endommagement du ballast. Il ne fait pas partie de notre étude car, en règle générale, le ballast *in-situ* est renouvelé avant d'atteindre cette phase critique.

La conclusion primordiale de cette analyse bibliographique porte sur le choix du cadre de l'étude. Afin de calculer la réponse d'une structure soumise à des sollicitations extérieures, on a besoin d'identifier la loi qui caractérise le comportement du matériau qui la constitue. Ce comportement concerne un Volume Élémentaire Représentatif du matériau supposé très petit par rapport à la structure. Or les dimensions des grains de ballast sont grandes devant l'épaisseur de la couche de ballast *in-situ*. Il semble donc difficile de pouvoir décrire le comportement du ballast *in-situ* à partir du comportement du matériau ballast. On préfère étudier le comportement du ballast *in-situ*, sans se ramener à un volume élémentaire représentatif du ballast.

De plus, l'analyse bibliographique a permis de cibler les points faibles qui ressortent des essais présentés et que nous nous efforcerons de surmonter :

- justifier la théorie de similitude,
- établir un protocole de bourrage efficace et paramétré,
- observer le tassement pour un plus grand nombre de cycles, par exemple 2 millions,
- éclaircir les origines des phénomènes de dispersion (compacité initiale, métrologie...),
- réaliser plusieurs fois le même essai afin de quantifier la dispersion, si dispersion il y a.

2 *MICROBALLAST* : maquette d'une portion de voie

La maîtrise de l'endommagement des voies ferrées ballastées commence par une bonne connaissance des phénomènes de fatigue des composants de la voie. En ce qui concerne l'armement, les fabricants répondent à un cahier des charges fourni par le SNCF. Les constituants de voie apportent assez peu de désagréments liés à leur utilisation ou à la prédiction de leur durée de vie. En revanche, les connaissances portant sur la stabilité de la voie, c'est-à-dire du ballast et de la plate-forme, restent empiriques et imparfaites. La bibliographie a fait état des recherches déjà menées sur les phénomènes de dégradation du ballast des voies ferrées. Pour cela, trois approches expérimentales complémentaires ressortent.

Premièrement, les essais classiques de la Mécanique des Sols caractérisent le matériau ballast, mais permettent difficilement de définir le comportement de la structure ballast utilisée comme support de voie ferrée.

Deuxièmement, on sollicite en laboratoire une portion de voie à échelle un. Cette approche, plus fidèle à l'utilisation spécifique du ballast en voie, est coûteuse, nécessite des installations encombrantes et la maîtrise des paramètres de l'essai est souvent partielle et incomplète.

Pour finir, il reste les essais à échelle réduite. Ils permettent une reconstitution idéalisée de la voie, peu coûteuse, et offrent, par conséquent, un large éventail de possibilités. L'objectif de ces essais est l'étude du comportement en temps moyen du ballast. Nous nous tournons vers cette possibilité qui semble la plus adaptée à l'étude des phénomènes de tassement du ballast.

Nous proposons donc de réaliser un modèle réduit de voie appelé *MICROBALLAST*. Le but de cette expérience est de reproduire le comportement du ballast en voie afin de l'analyser. On entend par comportement du ballast, la phase durant laquelle le ballast produit des tassements irréversibles infinitésimaux pour un cycle de chargement. Au fil du temps, ces tassements cumulés donnent naissance à des tassements différentiels qui occasionnent des surcharges dynamiques lors du passage de véhicules (interaction voie-véhicule).

On néglige les effets dynamiques au sein de l'éprouvette tels que les propagations d'ondes ou les vibrations générées dans le ballast. En effet, à long terme, ils déconsolident le ballast. Dans un premier temps, il semble important de connaître le fonctionnement du ballast sous des conditions normales, avant de s'intéresser aux effets secondaires dus à des conditions d'utilisation hors norme (plate-forme de la voie rocheuse).

2.1 Les paramètres mécaniques du modèle à grandeur réelle

La voie ferrée est constituée d'une couche de ballast épaisse d'au moins 300 mm qui repose sur une plate-forme stabilisée. Sur cette couche de ballast, sont disposés les traverses ou blochets qui servent d'appuis au rail. Ils sont cernés par une autre couche de ballast, elle-aussi épaisse d'environ 300 mm . Lors du passage d'un train, la force verticale qu'exerce un essieu sur le rail est répartie sur les blochets voisins de la position de l'essieu. La nature du sous-sol qui supporte la voie influe sur la déformée du rail et, par conséquent, modifie la répartition des charges sur les blochets, et donc des charges transmises au ballast. Les paramètres pilotant la charge vue par le ballast sont donc :

- la charge à l'essieu Q ,
- la vitesse de circulation du train V ,
- le nombre d'essieux qui circulent N ,
- la nature du sol, QS .

En réalité, des défauts de nivellement (tassement différentiel du ballast) provoquent des surcharges dynamiques. Or, dans cette étude, on suppose que le profil de la voie est parfaitement rectiligne. On néglige donc ces surcharges et par conséquent les couplages voie-véhicule.

Le rôle du ballast est de transmettre et de répartir les charges jusqu'au sol. Le ballast constitue un assemblage granulaire très dense, dans lequel les grains rigides en contact participent à la transmission des efforts. Ce sont ces efforts inter-granulaires qui nous semblent responsables du comportement en temps moyen de la structure ballast. La sollicitation exercée au point de contact est même parfois suffisamment importante pour générer un changement de la surface de contact. Cette modification du contact entraîne les déplacements relatifs des deux grains concernés pour offrir une nouvelle surface de contact assurant une bonne transmission des efforts de façon à conserver la stabilité de la totalité de l'assemblage granulaire. Ici, la loi de contact inter-granulaire semble piloter les "dégradations" de voie. Or la loi de contact dépend des paramètres intrinsèques du ballast : caractéristiques géométriques (forme, granulométrie), et massique ρ_g , mais aussi des propriétés mécaniques du matériau des grains (module d'élasticité E_g , coefficient de Poisson ν_g , coefficient de Coulomb). Elle relie la contrainte inter-granulaire aux propriétés mécaniques des grains et au déplacement inter-granulaire. Les données de la loi de contact, notée LdC_g , sont donc des variables intrinsèques au ballast.

On a évoqué toutes les variables qui entrent en jeu dans le comportement en temps court du ballast. On peut ainsi établir une fonctionnelle qui prend en compte ces paramètres dans l'évaluation du tassement en voie :

$$\tau(N) = F(N, Q, V, Sol, E_g, v_g, \rho_g, LdC_g, \text{géométrie de la voie et du ballast}).$$

2.2 La similitude de *Microballast*

Les lois de similitude relient les variables du prototype notées Q_P , aux variables du modèle réduit -ou maquette- et notées Q_R . L'ensemble des lois de similitude assure la cohérence du choix des facteurs d'échelle associés à chaque variable, car certaines variables sont dépendantes. La théorie de similitude permet de conserver, dans le sens de la similitude, les variables qui interviennent dans le processus de tassement du ballast et que l'on a recensé dans la fonctionnelle $\tau(N)$.

Mais avant de proposer les lois de similitude, il faut postuler des hypothèses de base qui servent à écrire la théorie.

La première notion de similitude affecte les formes. Les deux systèmes, le prototype et la maquette doivent être "géométriquement similaires". Pour cela, il faut que toutes les dimensions ou longueurs L_R de la maquette et de ses constituants restent proportionnelles à celles du prototype L_P , soit $L_R = L_P / M$, où M est le facteur de réduction.

Adoptons la notation suivante où λ_X est l'échelle de réduction appliquée à la variable X . Par exemple, λ_L est l'échelle des longueurs vérifiant $\lambda_L = L_R / L_P = 1/M$. L'échelle est toujours un nombre adimensionnel.

Afin de conserver les paramètres intervenant dans la loi de contact du ballast, on propose de conserver le même matériau, mais avec une granulométrie divisée par M . Ce ballast réduit a la même masse volumique que le ballast réel, soit $\rho_R = \rho_P$ d'où $\lambda_\rho = 1$.

L'hypothèse mécanique de base est que la loi de contact intergranulaire du ballast réduit demeure identique à celle du ballast réel. Il importe donc d'assurer que le champ de contraintes qui règne dans le ballast reste invariant par réduction d'échelle. Ceci entraîne la conservation des contraintes ; on impose donc $\sigma_R = \sigma_P$ d'où $\lambda_\sigma = 1$.

Rappelons ici la démarche à suivre pour exprimer la réduction d'échelle sur les quantités physiques qui interviennent dans le processus de tassement du ballast *in-situ*.

Les quantités influant le tassement du ballast au N-ième cycle sont :

- les dimensions L en m,
- la masse volumique du ballast ρ^{bal} en $kg \cdot m^{-3}$,
- le temps t en s,
- les contraintes σ en $kg \cdot m^{-1} \cdot s^{-2}$,
- le déplacement x en m
- la vitesse V en $m \cdot s^{-1}$,
- l'accélération γ en $m \cdot s^{-2}$,
- la force F en $kg \cdot m \cdot s^{-2}$,
- les modules d'Young E en $kg \cdot m^{-1} \cdot s^{-2}$,
- les coefficients de Poisson ν adimensionnels.

Ces quantités s'expriment en fonction de 3 unités de base qui sont les dimensions en mètre, la masse en kilogramme, le temps en seconde. Ceci implique, d'après le théorème de Buckingham (Annexe 3), que toutes les réductions d'échelle λ_x s'expriment comme des produits de puissance de trois réductions d'échelle correspondant à trois quantités fondamentales indépendantes. On choisit comme quantités fondamentales L , ρ^{bal} , et σ dont les unités sont respectivement : m , $kg \cdot m^{-3}$, $kg \cdot m^{-1} \cdot s^{-2}$.

Alors, la réduction d'échelle d'une quantité non fondamentale, comme le temps, s'exprime en fonction de l'unité de temps $[t]$, soit la seconde s , comme une puissance des unités de L , ρ^{bal} , σ , notée $[L]$, $[\rho^{bal}]$ et $[\sigma]$ respectivement. On écrit $[t] = [L]^\alpha [\rho^{bal}]^\beta [\sigma]^\chi$. La détermination des exposants permet de relier les facteurs d'échelle entre eux.

$$[s] = [m]^\alpha [kg \cdot m^{-3}]^\beta [kg \cdot m^{-1} \cdot s^{-2}]^\chi$$

$$\Rightarrow \begin{array}{l} \alpha - 3\beta - \chi = 0 \\ \beta + \chi = 0 \\ -2 \cdot \chi = 1 \end{array} \quad \Rightarrow \quad \begin{array}{l} \alpha = 1 \\ \beta = \frac{1}{2} \\ \chi = -\frac{1}{2} \end{array}$$

C'est-à-dire :
$$[t] = [L] \sqrt{\frac{[\rho]}{[\sigma]}}$$
 2-10

La relation entre les différents facteurs d'échelle est obtenue par le rapport de l'Equation 2-10 du modèle réduit sur celle du prototype. Dans le cas de l'exemple précédent, on obtient :

$$\lambda_t = \lambda_L \cdot \sqrt{\frac{\lambda_\rho}{\lambda_\sigma}}, \text{ soit } \lambda_t = \lambda_L \text{ car } \lambda_\rho \text{ et } \lambda_\sigma \text{ valent } 1.$$

La résolution des équations aux dimensions associées à chacune des quantités intervenant dans le tassement aboutit aux facteurs d'échelle suivants :

$$\begin{aligned} \lambda_\rho &= 1 & \lambda_\sigma &= 1 & \lambda_V &= 1 & \lambda_E &= 1 & \lambda_\nu &= 1 \\ \lambda_L &= \frac{1}{M} & \lambda_t &= \frac{1}{M} & \lambda_x &= \frac{1}{M} \\ \lambda_F &= \frac{1}{M^2} \\ \lambda_\gamma &= M \end{aligned}$$

Le principe de base de l'essai est de conserver en tout point de l'éprouvette un champ de contraintes identique à celui du modèle grandeur nature. Or, tel que nous avons dimensionné les efforts, il est nécessaire de multiplier la gravité g par M .

Deux alternatives s'offrent à nous pour obtenir cet état primaire de contraintes : soit établir un champ de contraintes égal en tout point à celui du prototype en utilisant une centrifugeuse, ou bien caler la contrainte en un point ou en une section horizontale de l'éprouvette en appliquant une pression surfacique sur l'échantillon.

La première possibilité consiste à installer le banc d'essai dans une centrifugeuse qui soumettrait l'échantillon à un effort volumique dû aux accélérations de l'ensemble. Mais l'installation de la machine d'essai dans la centrifugeuse serait très coûteuse.

L'autre solution consiste à appliquer une pression verticale uniforme, p , sur la partie supérieure de l'échantillon par la technique du vide que nous détaillons dans le chapitre suivant. Elle devra compenser l'écart entre la gravité réelle et la gravité théorique à échelle réduite, soit $g_R = M \cdot g_P$. Notons que cet écart est responsable d'une diminution de la pression verticale à

l'interface ballast-sol du modèle réduit de $(M - I) \cdot \rho^{bal} \cdot H_R \cdot g$ où H_R est la hauteur de la couche de ballast à échelle réduite. Le rôle de cette pression est d'augmenter le poids du ballast par rapport à la force appliquée sur le ballast. Il s'agit de déterminer dans quel plan horizontal il faut caler la pression additionnelle.

On sait qu'il faut au moins que la pression additionnelle cale la contrainte verticale due au poids dans le plan interface blochet-ballast, et au plus dans le plan de l'interface ballast-sol. Pour ne pas sous-dimensionner ou sur-dimensionner cette pression, on propose dans un premier temps de la caler à mi-distance des interfaces blochet-ballast et ballast-sol. On validera expérimentalement cette hypothèse et on procédera à une étude paramétrique. Ainsi :

$$p = (M - I) \cdot \rho^{bal} \cdot H_R \cdot g = \frac{(M - I)}{M} \cdot \rho^{bal} \cdot H_P \cdot g \quad 2-11$$

où H_R est limitée à trois quart de l'épaisseur totale du ballast à échelle réduite.

2.3 Formulation des similitudes présentées dans la bibliographie

On se propose de vérifier les lois de similitudes (exprimées sans théorie) qui sont à la base des expériences de SATO et d'HETTLER présentées dans le paragraphe 1. On considère toujours le théorème de *Buckingham* pour proposer les relations entre les quantités physiques représentant les phénomènes mis en jeu. Les unités de base choisies dans le paragraphe précédent sont conservées.

2.3.1 Application à la théorie de similitude de SATO

SATO a choisi de conserver l'accélération et les rapports des forces intérieures et extérieures. Cela signifie qu'il faut appliquer le même facteur d'échelle à toutes les forces. Les quantités à considérer sont les suivantes :

- les dimensions L en m,
- la masse volumique du ballast ρ^{bal} en $\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$,
- le temps t en s,
- les contraintes σ en $\text{kg} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{s}^{-2}$,
- le déplacement x en m
- la vitesse V en $\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$,
- l'accélération γ en $\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$,

- la force F en $\text{kg} \cdot \text{m} \cdot \text{s}^{-2}$.

Déduisons les facteurs d'échelle s'appliquant à chacune des grandeurs physiques considérées connaissant λ_L et $\lambda_\gamma=1$, et supposant $\lambda_\rho=1$, soient :

$$\lambda_r = \sqrt{\lambda_L}, \quad \lambda_V = \sqrt{\lambda_L},$$

$$\lambda_\sigma = \lambda_L,$$

$$\lambda_F = \lambda_L^3.$$

Ce dernier produit exprime la conservation du rapport des forces extérieures (chargement) sur les forces intérieures (poids du ballast). La théorie établie par Sato vérifie les équations aux unités.

2.3.2 Application à la théorie de similitude d'Hettler

Hettler choisit de conserver les rapports des forces intérieures et extérieures, sachant que les longueurs sont divisées par le facteur de réduction. Les masses volumiques sont conservées. A partir de ces hypothèses de base, déterminons les facteurs d'échelle à appliquer aux quantités physiques suivantes :

- les dimensions L en m ,
- la masse volumique du ballast ρ^{bal} en $\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$,
- le temps t en s ,
- les contraintes σ en $\text{kg} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{s}^{-2}$,
- les modules d'élasticité E en $\text{kg} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{s}^{-2}$,
- les modules d'inertie I en m^4 ,
- le déplacement x en m
- la vitesse V en $\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$,
- l'accélération γ en $\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$,
- la force F en $\text{kg} \cdot \text{m} \cdot \text{s}^{-2}$.

La conservation des rapports de forces intérieures et extérieures impose la conservation de la gravité, ce qui entraîne donc la conservation des accélérations, soit $\lambda_\gamma=1$. Le facteur d'échelle

du temps est $\lambda_t = \sqrt{\lambda_L}$. Les autres facteurs d'échelle sont les mêmes que pour la similitude de SATO, soient :

$$\begin{aligned}\lambda_V &= \sqrt{\lambda_L}, & \lambda_E &= \lambda_L, \\ \lambda_F &= \lambda_L^3, & \lambda_I &= \lambda_L^4.\end{aligned}$$

On retrouve bien les facteurs d'échelle adoptés par Hettler. Toutefois, l'auteur ne tient pas compte de la similitude en temps.

Pour conclure, on constate que les deux auteurs ont fondé leur modèle de similitude sur les mêmes hypothèses. L'expérience de SATO est destinée à étudier deux modes de bourrage et, dans ce cas, c'est la fréquence de sollicitation qui est le paramètre le plus important, et non pas le niveau de charge. Il semble donc plus judicieux de choisir comme hypothèse de base la conservation des accélérations, car le bourrage du ballast met en jeu des phénomènes dynamiques et vibratoires. Dans le cas de la théorie proposée par Hettler, on pourrait penser que le choix des hypothèses est uniquement motivé par la conservation des accélérations ; ce qui facilite la réalisation du banc d'essai, notamment lorsqu'il comprend un grand nombre de constituants. La différence entre les théories d'Hettler et de Sato et la théorie *MICROBALLAST* est le niveau de contrainte appliqué. Dans le paragraphe 2-5, nous comparerons les conséquences des deux théories de similitude.

3. MICROBALLAST : le banc d'essai

L'expérience proposée s'inspire des modèles à échelle réduite et à échelle réelle présentés précédemment et les complète en apportant des nouveautés quant aux matériaux utilisés, au chargement appliqué, au protocole de mise en place, à la durée des essais et à la caractérisation du ballast usagé.

La machine d'essai (Figure 2-5) applique le chargement au ballast par l'intermédiaire d'un blochet solidaire du piston. Le ballast est confiné dans une caisse de section carré. Cette caisse de bois est encastrée dans un bâti en acier qui se fixe de façon rigide sur les pieds de la machine d'essai. Le système de pilotage du piston est assuré d'une part, par la micro-console comportant toute l'électronique de commande, d'autre part, par un micro-ordinateur qui envoie à la micro-console les commandes de pilotage et gère aussi les acquisitions liées au déroulement de l'essai.



Figure 2-5 : le banc d'essai.

Afin de réaliser un modèle simple, nous tenons compte des symétries de la voie, et nous choisissons de limiter l'étude du tassement à un blochet. Alors, l'éprouvette reproduit une portion de voie limitée par trois plans verticaux :

- 2 plans perpendiculaires à l'axe de la voie découpant une cellule dans la voie passant entre deux traverses,
- 1 plan de symétrie dans l'axe longitudinal de la voie.

On sait que *in-situ*, le ballast dispose d'un bord libre arrangé en talus. Connaissant approximativement l'angle de descente de charge dans le ballast, on sait que ce talus ne subit pas d'efforts verticaux. Par conséquent, on définit notre éprouvette de ballast comme un volume parallépipédique confiné par quatre parois rigides dans le plan vertical, et libre à sa surface supérieure. L'éprouvette, de section carrée, contient un élément cylindrique modélisant le blochet dont l'axe de révolution coïncide avec le centre de la section.

Dans un premier temps, on présente les trois constituants principaux de l'essai :

- le cycle de chargement,
- le sol,
- le micro-ballast.

Puis, on aborde la conception de *MICROBALLAST* ainsi que les techniques de mesure utilisées.

Le facteur de réduction M est choisi égal à 3. Ainsi, les dimensions réduites à cette échelle permettent la conservation des propriétés du ballast par l'utilisation de ce même matériau traité de façon similaire lors des processus de fabrication. Ce changement d'échelle rend la manipulation des composants de l'expérience aisée, et on reste dans des gammes de fréquences correctes.

Voici les paramètres obtenus pour un modèle réduit d'un facteur 3.

$$\begin{array}{lll} V_R = V_P & L_R = \frac{1}{3} L_P & t_R = \frac{1}{3} t_P \\ F_R = \frac{1}{9} F_P & f_R = 3 \cdot f_P & p = 2 \cdot \rho^{bal} \cdot H_R \cdot g \end{array}$$

3.1 Le cycle de chargement

Le chargement appliqué au ballast par le piston de la machine d'essai, reproduit la charge transmise au ballast lors du passage d'un train sur une portion de voie idéale ; c'est-à-dire sur une géométrie de voie parfaitement rectiligne qui ne génère aucune surcharge dynamique. A ce chargement dû au passage d'un véhicule, il faut ajouter le poids mort du rail et de la traverse en tenant compte des facteurs de réduction. La masse du blochet vaut $m_{blochet} = 180 \text{ kg}$, le poids linéique du rail *UIC60* est $\rho_{rail} = 60 \text{ kg/m}$, on évalue le poids mort à :

$$F_R^{rail-blochet} = \lambda_F \cdot F_R^{rail-blochet} = \lambda_F \cdot (m_{blochet} + \rho_{rail} \cdot d_{inter-blochet}) \cdot g,$$

$$F_R^{rail-blochet} = \frac{1}{9} \cdot (180 + 60 \times 0,6) \cdot 9,81 = 235 \text{ N}$$

Le signal de chargement généré par le véhicule, (Graphe 2-1) se compose d'un **M** suivi d'un chargement nul correspondant à la durée nécessaire au second bogie pour atteindre la traverse observée. Le premier pic (le premier terme de l'Equation 2-12) correspond au passage d'un premier essieu du bogie, puis suit le second essieu donnant lieu au deuxième pic du signal (le second terme de l'Equation 2-12. Le calage de l'amplitude et de l'empatement du signal selon la charge à l'essieu Q_e , la vitesse de circulation du train V , et la nature du sol QS , est basé sur les résultats obtenus par SAUVAGE[SAU93]. Ces travaux sont inspirés de la théorie linéaire de Boussinesq qui considère la voie comme un système de multicouche (ballast, grave, plate-forme). Une formulation analytique du signal de force est proposée par le CERAM [PAN93]. La formule (Equation 2-12) donne le signal force à chaque instant t pour le triplet $\{Q, V, X\}$, il faut y ajouter le poids de l'armement donné ci-dessus.

$$F(Q, V, X, t) = f(Q, X) \cdot \left(X^{((vt-a)/d)^2} + X^{((vt-a-L)/d)^2} \right) \quad 2-12$$

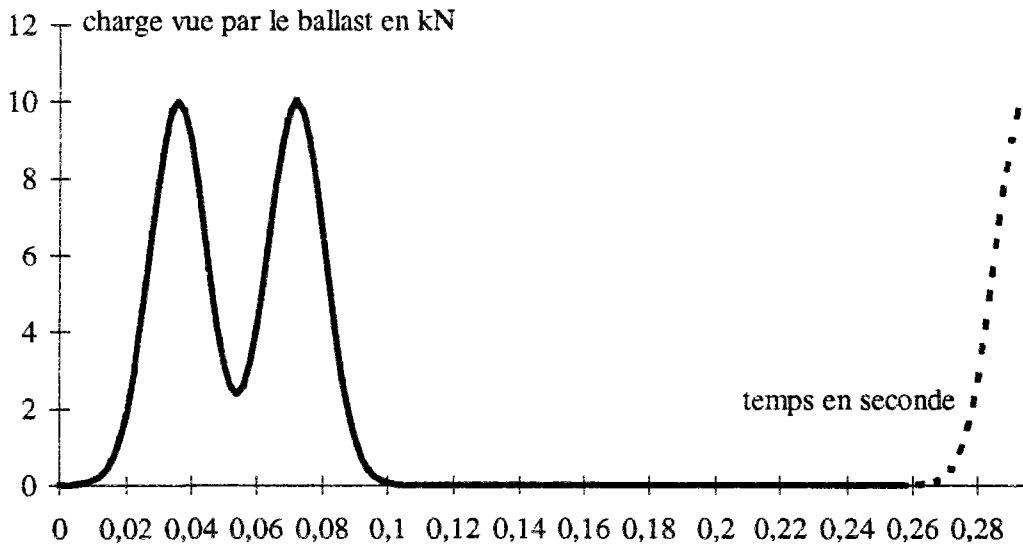
avec :

- $f(Q, X)$ donne la réaction ballast-blochet maximale lors d'un cycle,
- t : le temps,
- a : la distance critique, qui correspond à la position expérimentale de la charge nulle, $a=3m$,
- d : la distance entre les traverses, $d = 0,6 \text{ m}$,
- L : l'empatement du bogie, $L = 3 \text{ m}$,
- X : variable sans dimension dépendante du sol, qui gère l'étalement du signal force, pour un sol *QS1*, X vaut $0,716$.

Voyons ce qu'impliquent les lois de similitude sur les paramètres de la fonction de chargement :

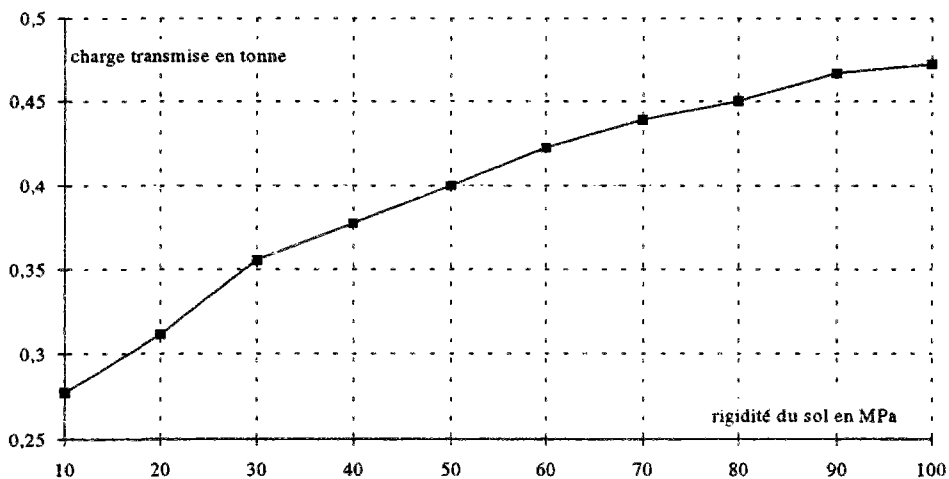
$$F(Q_R, V_R, X_R, t_R) = f(Q_R, X_R) \cdot \left(X_R \left(\frac{V_R t_R - a_R}{d_R} \right)^2 + X_R \left(\frac{V_R t_R - a_R - L_R}{d_R} \right)^2 \right).$$

Le facteur de similitude portant sur le temps λ_t vaut 3. Or, le temps se comporte comme une variable muette, la diviser par 3 revient à diviser la vitesse par 3. En effet, il s'agit de conserver la règle de similitude affectant le fréquence f_R du chargement, soit comme nous l'avons fait en théorie, en divisant le temps t_R par 3 et en conservant V_R ou alors, en gardant t_R constant et en divisant V_R par 3. Les distances d et a sont divisées par 3 et Q par 9.



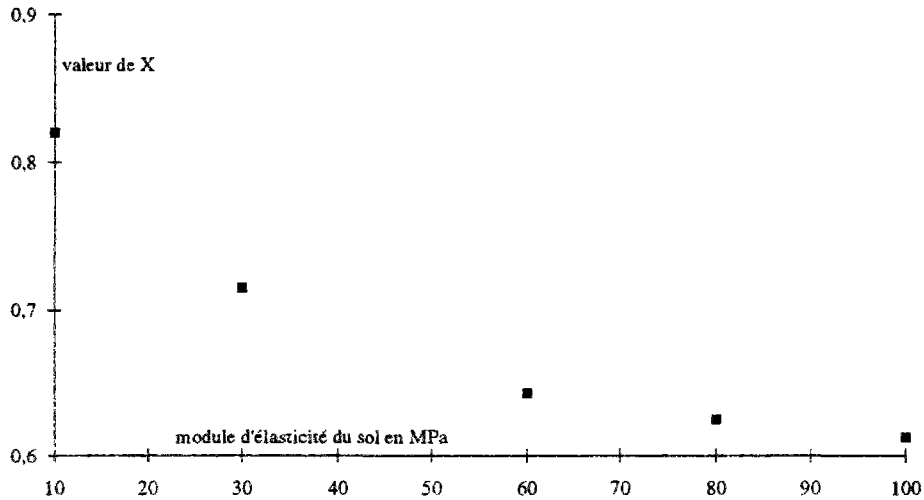
Graph 2-1 : allure du signal de charge en kN.

Comme il a été dit précédemment, la charge vue par la traverse supportant l'essieu dépend du sol. Le Graph 2-2 donne la charge réduite $f(Q_R, X_R)$ transmise à la traverse se trouvant à la verticale de l'essieu. Cette charge est associée à un essieu de 20 tonnes à échelle 1.



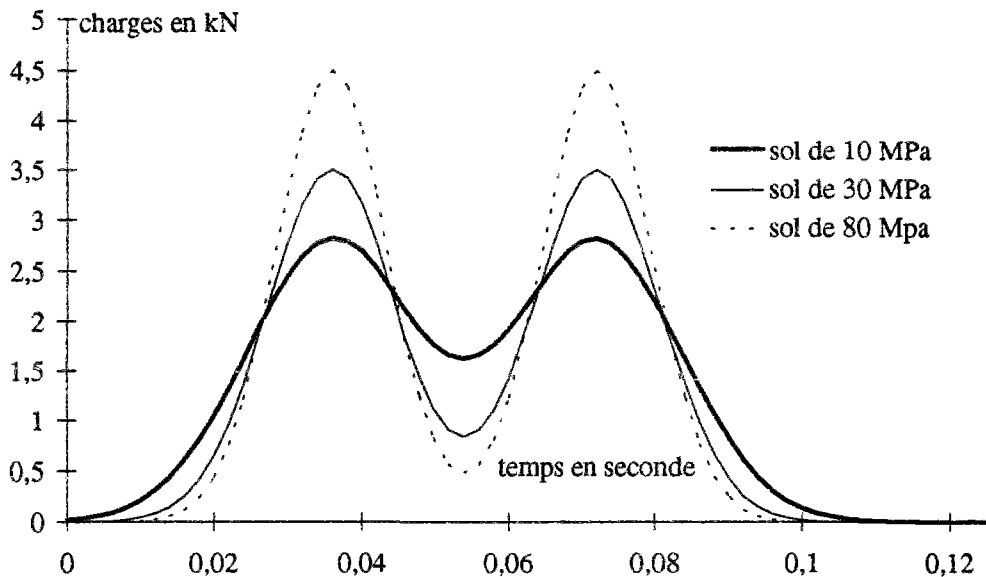
Graph 2-2 : charge réduite Q_R transmise à la traverse supportant une roue de 10 tonnes.

Les valeurs de X dépendent de l'élasticité du sol (Graphe 2-3). Elles gèrent l'étalement du signal. Elles sont obtenues par calage de $F(Q_R, V_R, X_R, t_R)$ sur les résultats de Sauvage exprimant la charge transmise à la traverse selon la nature du sol. Le **Graphe 2-13** interpole les données de X .



Graphe 2-3 : valeur numérique de X (adimensionnelle) selon la nature du sol.

Le Graphe 2-4 donne quelques exemples de l'influence du sol sur l'allure du signal force. Voici les représentations du signal force pour un même couple $\{Q_e, V\}$ et plusieurs natures de sol. On remarque que l'empatement du signal diminue quand son amplitude augmente.



Graphe 2-4 : effort réduit exercé sur le ballast selon la nature du sol (charge à l'essieu de 100 kN en 1:1).

Le blochet applique le chargement sur l'éprouvette de ballast. Il est formé d'une pièce cylindrique d'un diamètre de 192 mm qui se fixe sur l'extrémité basse du piston (Figure 2-6), le système de fixation empêche toute rotation du blochet. Il est enseveli dans 100 mm de ballast. La section circulaire qui applique le chargement, vérifie la loi de similitude sur les surfaces par rapport au blochet de béton.

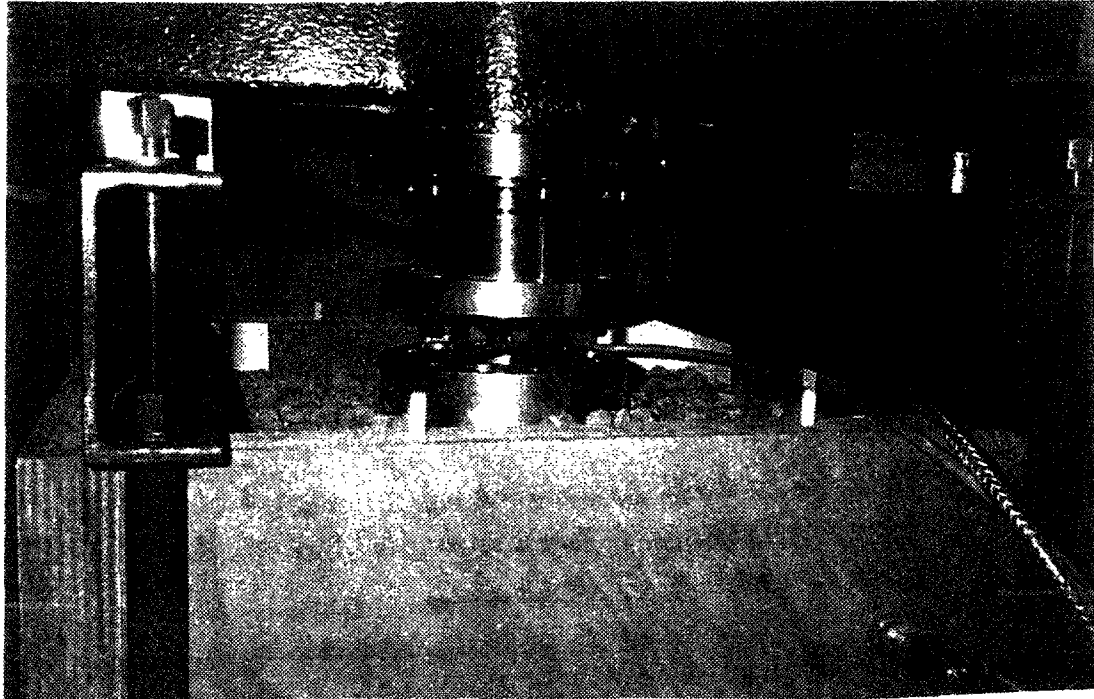


Figure 2-6 : coupe du blochet et de son dispositif de fixation.

La mise en place et le maintien du blochet dans le ballast demandent des précautions continues. A aucun instant, il ne faut perdre le contact blochet-ballast, sinon il se produit un éboulement des grains de ballast qui étaient confinés latéralement par le blochet. Afin d'éviter de tels désordres au sein de l'éprouvette, on insère entre le ballast et le blochet, une pièce cylindrique excavée (cylindre avec un fond). Elle reste solidaire du ballast et assure donc son maintien en cas de soulèvement incontrôlé du blochet.

3.2 Le dimensionnement du sous-sol

Dans l'expérience *MICROBALLAST*, on choisit de modéliser le sous-sol par un élastomère ainsi toutes les déformations irréversibles proviennent du ballast. L'élastomère est caractérisé par sa rigidité et son épaisseur. Il s'agit de calculer l'épaisseur de l'élastomère connaissant sa rigidité et la déformation verticale observée à l'interface ballast-sous-sol *in-situ*. Pour cela, nous nous inspirons du dimensionnement déjà effectué pour l'expérience du CERAM, utilisant la formule de *Boussinesq* (Figure 2-7). Rappelons les hypothèses liées au dimensionnement de l'élastomère, on considère que l'angle de transmission de la charge vaut 45° , et que la zone chargée de l'élastomère subit une déformation uniforme.

Le déplacement à la verticale du centre d'une semelle au niveau du sol chargeant l'éprouvette est donné par la formule suivante :

$$V(0) = \frac{2(1 - \nu_{sol}^2)}{E_{sol}} p l,$$

- p est la pression surfacique exercée par la semelle sur le sol,
- l est le rayon de la surface chargée au niveau du sol, c'est-à-dire de l'élastomère.

Sachant que la contrainte sur l'élastomère est p , la déformation élastique de l'élastomère sera :

$$V^{élast} = \frac{e^{élast}}{E^{élast}} p.$$

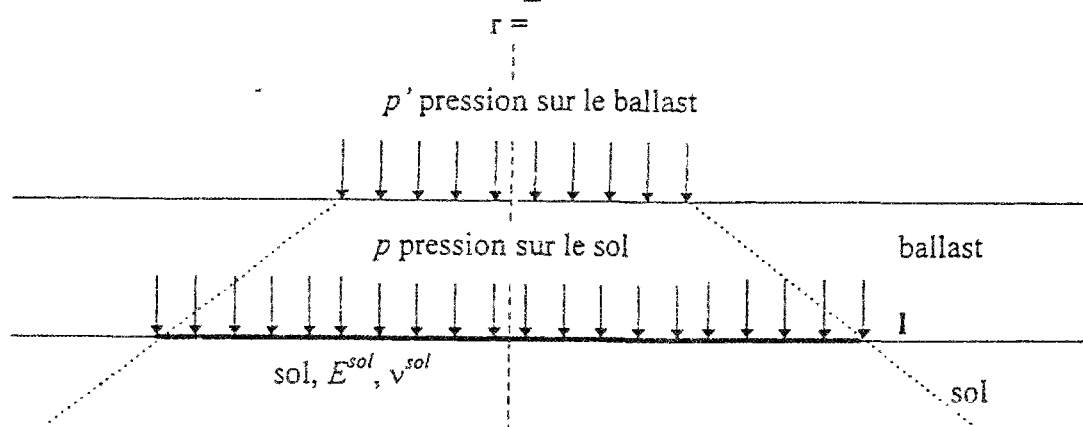
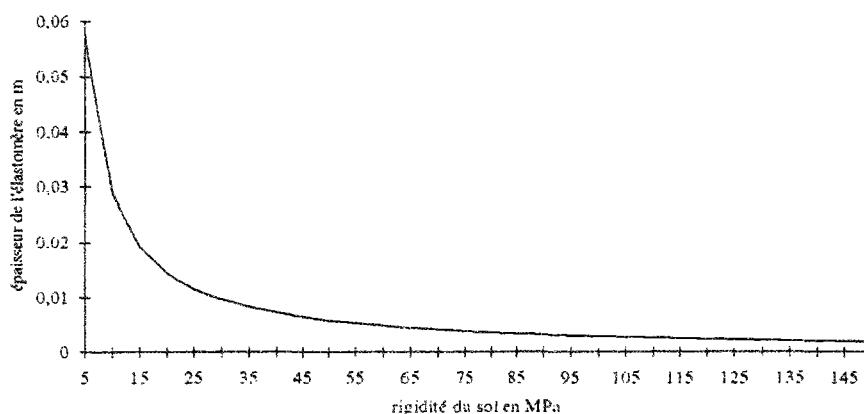


Figure 2-7 : coupe d'un milieu semi-infini.

En posant l'égalité de $V(0)$ et $V^{élast}$, on en déduira l'épaisseur de l'élastomère, soit :

$$e^{élast} = 2(1 - \nu_{sol}^2) \frac{E^{élast}}{E_{sol}} l$$

2-13



Graphe 2-5 : épaisseur en mètre d'un tapis élastomère de 1 MPa.

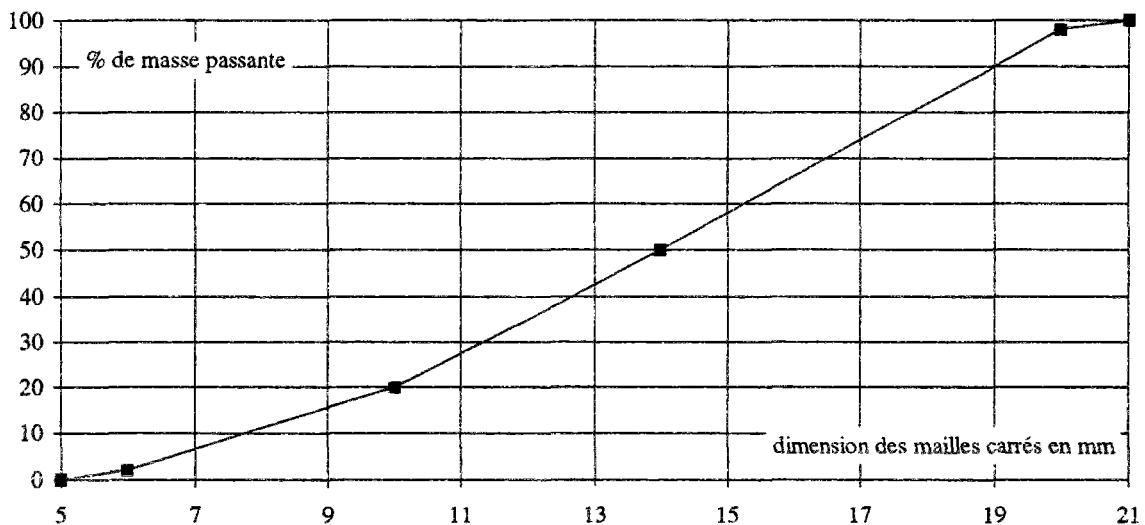
Soulignons que l'élastomère a une viscosité qui apparaît lorsqu'il est chargé dynamiquement. Le Graphe 2-5 permet de calculer l'épaisseur de l'élastomère connaissant sa rigidité et celle du sol à modéliser, sachant que l vaut 0,192 m.

3.3 Les caractéristiques intrinsèques du ballast

Nous utilisons de la diorite de teinte bleu sombre en provenance de la carrière de la NOUBLEAU située dans les Deux-Sèvres et exploitée par la société ROY. La masse volumique de cette roche vaut 2800 kg.m^{-3} et sa masse volumique compte tenu de l'indice des vides est 1800 kg.m^{-3} . Cette roche est utilisée pour l'élaboration des couches des chaussées les plus exigeantes, en coupure allant de 0 à 20 mm. Les calibrages allant de 25 à 50 mm sont destinés à la construction des voies ferrées SNCF, ce ballast a notamment été utilisé pour la construction de ligne du TGV Nord.

Les critères de qualité du ballast portent essentiellement sur la granulométrie, la dureté, la forme, la propreté. Nous donnons ici les informations concernant le micro-ballast.

Le ballast utilisé par la SNCF est un granulats concassé 25/50 mm. A partir des coupures 6/10, 10/14, 14/18 et 14/20 mm de diorite, nous reconstituons la granulométrie du ballast SNCF à échelle un tiers. Voici la courbe granulométrique obtenue :



Graph 2-6 : granulométrie du ballast reconstitué.

En annexe (Annexe 4), on trouve les courbes granulométriques des coupures de diorite fournies.

La dureté d'un échantillon de granulat prend en considération deux aspects ; d'abord, la résistance à l'usure par frottement des grains entre eux mesurée par l'essai d'attrition *DEVAL SEC* noté *DS* et *DEVAL HUMIDE* noté *DH*, et aussi, la résistance aux chocs des grains de ballast entre eux mesurée par essai de fragmentation appelé *LOS ANGELES*. Le coefficient de dureté est déterminé à l'aide d'un abaque.

Pour le micro-ballast, nous ne disposons que des étendues de mesure :

- pour l'essai *micro-DEVAL* en présence d'eau *DH* : 5 à 15,
- pour l'essai *LOS ANGELES* : 10 à 15.

La forme des grains de ballast est contrôlé à l'aide du coefficient d'aplatissement. Ce coefficient est le pourcentage total en masse de grains passants au travers des grilles à fentes (dont l'ouverture est déterminée). Il ne doit pas dépasser 12 %.

Les coefficients d'aplatissement associés au différentes coupures du micro-ballast sont les suivants :

- 10 % pour la classe granulométrique 6/10 mm,
- 8 % pour la classe granulométrique 10/14 mm,
- 3 % pour la classe granulométrique 14/18 mm,
- 6,4 % pour la classe granulométrique 14/20 mm.

Le coefficient d'aplatissement de notre ballast miniaturisé est donc :

$$0,5\%_{14/20mm} \cdot 6,4\% + 0,3\%_{10/14mm} \cdot 8\% + 0,2\%_{6/14mm} \cdot 10\% = 7,6\%$$

Les matériaux doivent être expurgés du sable, des poussières, des débris terreux ou toutes autres matières étrangères, et ne pas en comporter plus 0,5 % à la maille de tamis de 1,6 mm.

Les coefficients de propreté associés au différentes coupures sont les suivants :

- 0,8 % pour la classe granulométrique 6/10 mm,
- 0,9 % pour la classe granulométrique 10/14 mm,

- 0,3 % pour la classe granulométrique 14/18 mm,
- 0,4 % pour la classe granulométrique 14/20 mm.

Le coefficient de propreté de notre ballast miniaturisé est 0,63 %. Il est donc supérieur à ce qu'exige la SNCF. Mais si l'on était vraiment rigoureux, il faudrait redéfinir un coefficient de propreté de notre ballast miniaturisé. Ce coefficient serait le pourcentage en masse de matériau restant à la maille de tamis de 1,6/3 soit 0,53 mm. Ainsi, on conserve la proportion des tailles entre le granulat et les impuretés.

3.4 Conception de l'expérience *MICROBALLAST*

La machine d'essai utilisée est une machine de traction-compression-torsion, elle est fabriquée par la firme MTS. Elle pilote hydrauliquement un vérin sur lequel vient s'ajuster une pièce cylindrique en acier AU4G qui modélise le blochet.

La Figure 2-5 montre une coupe du banc d'essai. La machine d'essai MTS est représentée par les deux colonnes porteuses écartées de 500 mm et le vérin. Uniquement l'espace bas de la machine est utilisé.

L'ensemble bâti-caisse est fixé sur la MTS grâce à des poutres IPN qui reposent transversalement sur les pieds de la machine. Ces poutres ont été dimensionnées de façon à limiter les déplacements verticaux du bâti et à amortir les vibrations communiquées par la machine à la caisse. L'ordre de grandeur des oscillations du bâti est du centième de millimètre, ce qui est négligeable devant les déplacements du blochet de l'ordre du millimètre. Soulignons que nous avons porté un soin particulier à la maîtrise de ces déplacements oscillatoires et vibratoires qui nous ont poussé à modifier le mode de fixation du bâti.

La caisse de hauteur 400 mm et de section 500x500 mm² sert d'espace de confinement du ballast. Elle est réalisée en contre-plaqué épais de 40 mm, et s'encastre dans le bâti métallique. Les poutrelles en I fixées au fond de la caisse servent de guide pour insérer les bras du transpalette sous l'ensemble caisse-bâti.

La caisse est comblée jusqu'à mi-hauteur par des plaques rigides, qui sont recouvertes de l'élastomère dimensionné. Une première couche de ballast (environ 100 mm de hauteur) est déversée et compactée dans la caisse. Le blochet et la pièce d'interfaçage ballast-blochet sont

ensuite positionnés sur la couche de ballast, puis une dernière couche de granulat maintient ces deux éléments.

Lorsque l'éprouvette est préparée, elle est recouverte hermétiquement par une bâche à vide. La pression additionnelle peut être appliquée à l'aide d'une pompe à vide.

Le vérin est piloté par un ordinateur compatible IBM P.C. AT, qui lui envoie un signal engendré à partir du signal force programmé (pilotage en force uniquement). Ce sont des capteurs de force qui asservissent le blochet. Remarquons que l'interfaçage micro-console-PC est réalisé par une carte (DATA-TRANSLATION, DT2801, 12 bits) qui joue un double rôle. D'abord, elle assure le transit des signaux de commande en force du PC vers la machine. Elle recueille aussi les données des mesures qui sont acheminées vers le PC pour être stockées dans des fichiers post-traités.

Les capteurs de forces (DSEUROPE 1000kgF, HF7001) se trouvent à l'intérieur du blochet et sont contraints par la semelle mobile qui assure le contact entre la pièce d'interfaçage ballast-blochet et les capteurs (point de mesure 3, Figure 2-5). Pour évaluer correctement la valeur de la force exercée, on dispose de plusieurs capteurs répartis de façon équilibrée sur la semelle circulaire. Ainsi, la mesure de la force F est la moyenne des forces obtenues en trois points de mesure. Les données collectées par ces capteurs servent à asservir le blochet en force par l'intermédiaire d'une connexion reliant les capteurs et la micro-console. Elles sont aussi recueillies par la carte d'acquisition et intégrées dans certains fichiers de résultats.

3.5 Le déroulement de l'essai

Il se décompose en deux étapes. La première doit être particulièrement soignée, puisqu'elle joue un rôle important dans la suite de l'expérience, il s'agit de la mise en place de l'éprouvette dans la caisse. La deuxième phase est l'essai de tassement proprement dit.

La mise en place de l'éprouvette consiste à compacter le ballast afin qu'il offre, dès les premiers cycles de chargement, une résistance optimale. Cette phase s'appelle le bourrage, elle fait appel à deux techniques, l'une basée sur la propagation d'ondes vibratoires dans l'éprouvette de ballast et l'autre mettant en jeu des efforts de percussion. Précisons d'abord, que pour ces deux méthodes, on procède au préalable à un bourrage manuel, qui consiste à pilonner successivement, chaque couche de ballast.

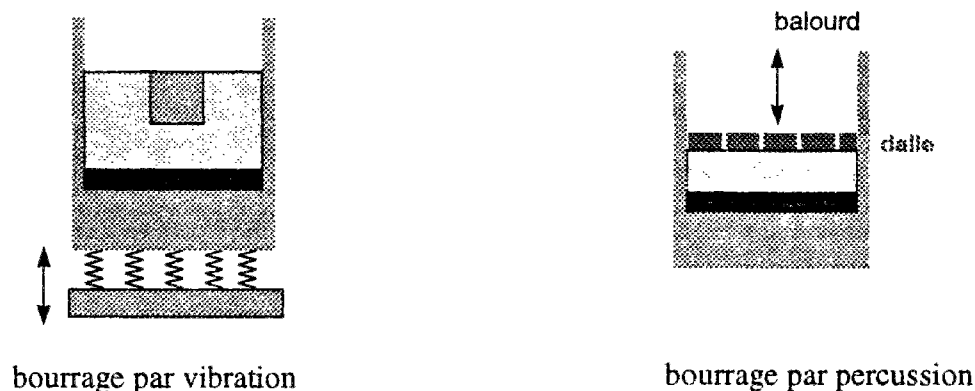


Figure 2-8 a et b : schéma de principe de bourrage.

Le bourrage par vibration (Figure 2-8-a) est réalisé par la machine d'essai. L'éprouvette n'est pas encore soumise à la pression additionnelle. On met en place le bâti sur la machine, puis on asservit le piston en déplacement sinusoïdal sans que ce dernier ne heurte le ballast. Le but n'est pas d'exercer une force sur l'éprouvette mais de lui communiquer des vibrations. Ces vibrations provoquent des déplacements de grains qui augmentent la densité de l'assemblage granulaire. La durée moyenne de cette sollicitation est de 60 minutes. Elle est stoppée lorsque le tassement n'augmente plus de façon significative. L'avantage de cette procédure est qu'elle nécessite peu d'intervention manuelle.

Le bourrage par percussion (Figure 2-8-b) est inspiré de la méthode proposée par SATO[SAT89]. D'après cet auteur, cette méthode est la plus efficace. Le principe de ce bourrage est de daller chaque nouvelle couche de ballast déversée dans la caisse, et de percuter à une fréquence de 30 Hz chaque élément du dallage. On observe un enfoncement systématique de chaque dalle sous les percussions. Cette méthode est laborieuse, car il faut procéder à un bourrage systématique pour chaque couche (50 mm d'épaisseur) successivement ajoutée à l'éprouvette. Mais, l'assemblage granulaire ainsi obtenue offre une bonne stabilité aux sollicitations ferroviaires.

Pour certaines éprouvettes, nous avons coloré du ballast pour observer l'usure et les ruptures de grains. Le micro-ballast reconstitué, a été peint de couleurs différentes. Il est alors disposé dans la caisse à l'aide de cylindres rigides concentriques de diamètres croissants, chaque ballast coloré étant confiné dans un cylindre. On bourre l'ensemble avant d'ôter les cylindres.

Grâce à cette technique de mise en place, nous pourrions observer en fin d'essai les phénomènes suivants :

- les mouvements de grains au sein de l'éprouvette,

- l'attrition des grains, donc les grains les plus sollicités,
- les fines recueillies.

Le vérin applique un pré-signal destiné à tester l'asservissement de la machine et à éviter les déplacements trop brutaux du blochet en début d'essai. Il se peut que cette opération ne soit pas toujours nécessaire, par exemple si l'échantillon est suffisamment bien tassé. L'essai de tassement est lancé pour un nombre de cycles donné ou bien peut être arrêté en cours.

Pour définir chaque essai, nous utilisons un procès verbal, rassemblant toutes les données caractérisant l'état de l'éprouvette et les sollicitations subies.

3.6 Les mesures

Pour chaque essai, on réalise différents types de mesures complémentaires.

Les points de mesure 1, 2 et 3 (Figure 2-5, points de mesure 1, 2, 3) fournissent deux types d'information. Soit une information en continu acquise par le programme de pilotage de la machine d'essai, ou bien une information ponctuelle que l'expérimentateur choisit d'acquérir à un moment précis du déroulement de l'essai. Sinon, on a la possibilité pour certains essais, de disposer des capteurs de pression (Figure 2-5, point de mesure 4) qui donnent une information qualitative sur le niveau et la répartition des charges au sein de l'éprouvette.

Point de mesure 1 : mesure optique d'extensométrie qui donne en continu la position verticale du blochet dans le référentiel du laboratoire.

Point de mesure 2 : mesure optique d'extensométrie qui donne en continu les déplacements verticaux absolus du bâti observés dans le référentiel du laboratoire.

Point de mesure 3 : mesure des forces appliquées au ballast par le piston.

Point de mesure 4 : capteurs de pression mobiles.

Point de contrôle : indicateur du niveau de vide atteint, c'est-à-dire de la pression additionnelle exercée sur l'éprouvette.

La commande d'enregistrement des mesures des points 1, 2, 3 est effectuée par le P.C. via les cartes d'acquisition qui collectent ces données à une fréquence définie selon la vitesse

d'application du chargement. Le point de contrôle permet de vérifier, au cours de l'essai, le niveau du vide lu sur un ampèremètre.

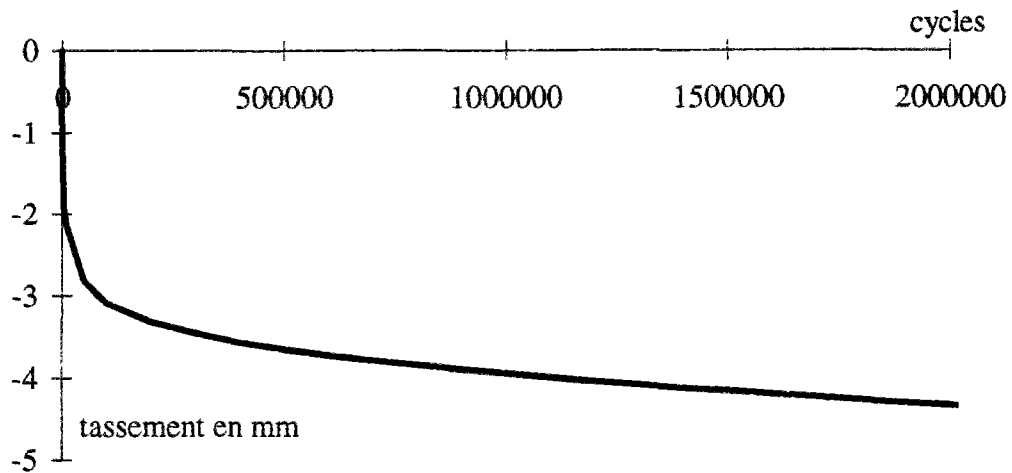
Dans les paragraphes suivants, nous illustrons les mesures fournies dans le cas de l'essai nommé P. Cet essai modélise le passage d'un train sur un sol mou (*QSI*), ce train ayant une charge à l'essieu de 20 t ce qui correspond à une charge réduite de 3830 N, sa vitesse de circulation est de 250 km/h. L'éprouvette a été soumise à un bourrage par vibration.

Les acquisitions continues sont systématiques pour tous les essais et effectuées à des cycles donnés par le programme de pilotage et d'acquisition. Elles fournissent deux types de mesures

- les évolutions du tassement au cours des essais,
- les mesures au repos provenant de conditions expérimentales modifiées.

Les mesures de déplacement du blochet et du bâti enregistrées par les deux extensomètres optiques des points 1 et 2, sont effectuées dans le référentiel du laboratoire. Soulignons que ces extensomètres sont totalement indépendants de la machine d'essai, ils ne lui envoient pas de données destinées à asservir le piston. Car, pour cela, on dispose d'un capteur de déplacement électromagnétique, qui est solidaire du piston, et qui renvoie la position de ce dernier à la micro-console de commande. Il n'est pas utilisé dans l'acquisition des mesures de déplacement par insuffisance de précision.

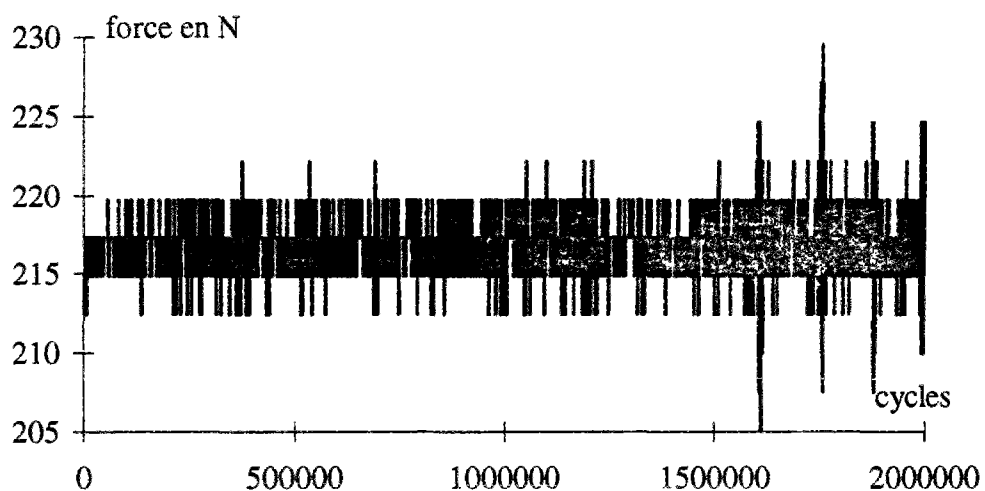
Les courbes de tassement pour deux millions de cycles sont similaires à celle présentée pour l'essai P (Graphe 2-7). Elles montrent l'évolution du tassement du ballast (en mm) c'est-à-dire des déplacements irréversibles du blochet sous un chargement répété. Cette information est obtenue par différence relative entre les mesures de déplacement du blochet (point de mesure 1) et de déplacement du bâti (point de mesure 2) acquises au même instant t . Cette mesure différentielle est donc donnée dans le référentiel du bâti et non plus dans celui du laboratoire. Ainsi, on soustrait de la mesure de tassement tous les éventuels mouvements d'ensemble et vibrations de la machine d'essai. De plus, ces mesures sont enregistrées à la fin de la phase de repos du chargement lorsque l'élastomère s'est relâché. La fréquence d'acquisition évolue avec le nombre de cycle de chargement. Dans un premier temps, la valeur de déplacement acquise est la valeur brute retournée. Puis, au-delà de 10 mille cycles, la valeur retournée est une moyenne sur 20 cycles. Ce pré-traitement de données lisse les résultats. Toutes ces données sont stockées dans des fichiers post-traités.



Graph 2-7: essai P, évolution du tassement du ballast (en mm) selon les cycles de chargement.

Les mesures au repos sont des données brutes qui permettent de vérifier la validité des mesures plus élaborées de l'évolution du tassement en fonction des cycles de chargement. Elles sont effectuées systématiquement tous les 1000 cycles pour les points de mesures 1, 2, 3. Les conditions d'acquisition sont les suivantes : on stoppe les cycles de chargement pendant quelques dizaines de secondes pour dissiper toutes les vibrations et propagation d'ondes, puis on effectue en quasi-simultané, les acquisitions des mesures absolues comme :

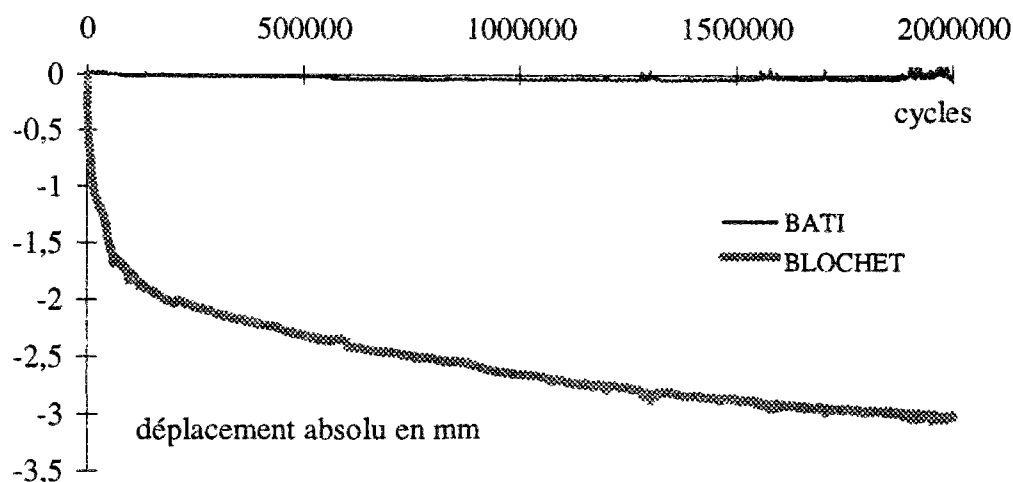
- la force correspondant au poids mort de la traverse et du rail (Graph 2-8). Cette force, nommée force statique, doit rester constante au cours de l'essai, elle n'est pas commandée par le programme de pilotage ;



Graph 2-8 : force statique au cours de l'essai.

- le déplacement absolu du bâti sous le chargement dû à la force statique, (Graph 2-9, courbe en trait fin), cette valeur de déplacement doit rester stable au cours de l'essai, d'une

part parce que la mesure est réalisée au repos, d'autre part, c'est la charge correspondant au poids mort du rail et de la traverse ;



Graph 2-9 : mesures absolues du déplacement du bâti et du blochet.

- le déplacement absolu du blochet sous le poids de la traverse et du rail (Graph 2-9, courbe en gras) ;
- et aussi la valeur différentielle des deux mesures précédentes.

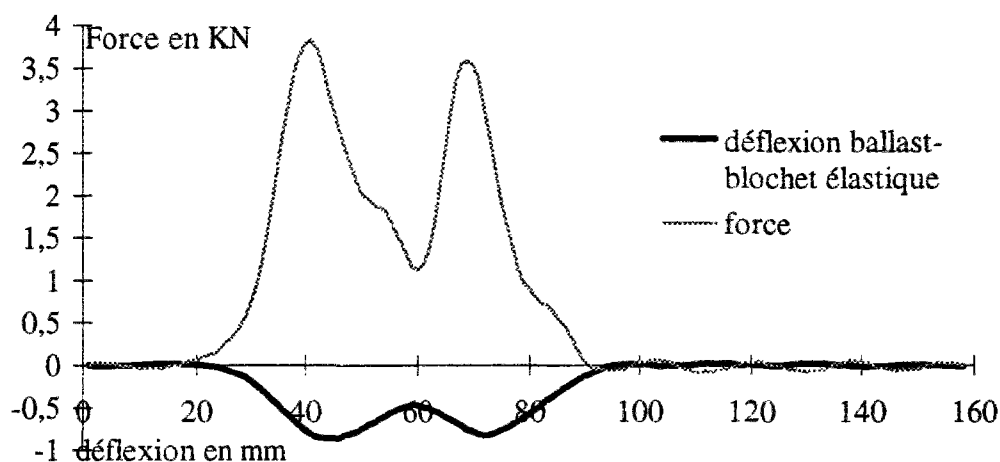
Ces données sont stockées pour chaque 1000 cycle dans un même fichier. Elles servent à détecter des effets indésirables qui perturbent les résultats comme, un changement de la force statique dû à une dérive d'asservissement, ou bien des discontinuités dans les déplacements du bâti. Elles montrent aussi que les vibrations subies par l'éprouvette ne faussent pas les résultats.

Les chargements dynamiques communiquent des vibrations à l'ensemble bâti-caisse. Il faut s'assurer que ces vibrations ne conduisent pas à soumettre les grains à des accélérations dirigées vers le haut. De telles accélérations suffisent à l'apparition de contraintes capables de désorganiser l'assemblage granulaire, ce qui conduit à déconsolider le ballast.

Pour maîtriser ces accélérations parasites, on a rigidifié le système de fixation de l'ensemble caisse-bâti. On a abouti au dispositif présenté précédemment, et qui est constitué de poutres de type IPN fixés sur les pieds de la MTS, le bâti et la caisse sont boulonnés sur ces poutres. La liaison "ensemble caisse-bâti" et machine d'essai s'est trouvée rigidifiée. Maintenant les déplacements de la caisse dus au chargement sont négligeables devant ceux du blochet, ils

représentent moins de 10 % du déplacement du blochet. Le ballast ne subit plus d'accélération verticale trop forte.

Les acquisitions ponctuelles sont commandées par l'expérimentateur au cours de l'essai et effectuées à un nombre de cycle de chargement choisi. Elles fournissent en simultanée (Graphe 2-10) la force appliquée ainsi que la déflexion élastique ballast-sol qui en résulte. On définit la déflexion élastique comme étant la réponse de la structure ballast-sol sous un chargement donné.



Graph 2-10 : Allure de la déflexion et de la force au cycle 878700 de l'essai P.

Les acquisitions manuelles sont indépendantes du programme de pilotage de l'essai et effectuées manuellement par l'expérimentateur. Elles concernent deux types de mesure, d'abord la vérification et l'acquisition du niveau de la pression additionnelle, ainsi que les mesures de pression au sol ou sur les parois de la caisse. Les mesures de pression au sol font l'objet d'un paragraphe.

Rappelons que la pression additionnelle est un artifice expérimental destiné à compenser l'écart entre la gravité terrestre et la gravité réduite affectée par le facteur de similitude sur les accélérations λ_γ . On exerce cette pression en soumettant l'éprouvette à un niveau de vide contrôlé. L'éprouvette est confinée par les parois verticales parfaitement rigides de la caisse ainsi que par le fond de la caisse. La surface supérieure libre de l'éprouvette est recouverte par une bâche à vide, qui épouse les aspérités de cette surface et qui par conséquent, est capable de suivre les déformations ou déplacements relatifs du ballast. Grâce à l'utilisation de la bâche à vide (élément de confinement non rigide), on garde les possibilités de mouvements relatifs selon la verticale.

La pression est appliquée en imposant un vide calibré à l'éprouvette. Le niveau de cette pression est contrôlé par un capteur de pression atmosphérique placé dans le volume de l'éprouvette. Cette pression doit être capable de caler la contrainte due à la masse du ballast affectée par la gravitation dans un plan horizontal choisi. La théorie de similitude a fourni une formule destinée à évaluer cette pression, soit :

$$p = (M - 1) \cdot \rho^{bal} \cdot H_R \cdot g = \frac{(M - 1)}{M} \cdot \rho^{bal} \cdot H_P \cdot g,$$

où M vaut 3, et H est la hauteur du plan horizontal choisi pour caler la pression.

On peut caler la contrainte due aux poids morts du ballast au niveau du sol ($H_P = 600 \text{ mm}$) ou bien encore au niveau de la section d'application du chargement ($H_P = 300 \text{ mm}$). Pour éviter les effets liés aux valeurs extrêmes de ce paramètre, on choisit de caler la pression à mi-distance entre l'interface sol-ballast et la surface d'application du chargement ($H_P = 450 \text{ mm}$).

Application numérique : $M = 3$, et $\rho = 1800 \text{ kg.m}^{-3}$, d'où $p = 5300 \text{ Pa}$.

La valeur de la pression additionnelle est identique pour tous les essais et vaut 5300 Pa quels que soient les paramètres de chargement pourvu qu'ils vérifient toujours la théorie de similitude. On verra par la suite, l'influence de ce paramètre sur le comportement du ballast.

4 Exploitation des résultats

L'éprouvette de ballast est caractérisée par les propriétés intrinsèques et géométriques du ballast, par la procédure de bourrage du ballast, les dimensions de l'éprouvette, et le tapis d'élastomère en guise de sol. Toutes les éprouvettes sont constituées de micro-ballast provenant de la même carrière. On dispose de trois jeux d'élastomère correspondant chacun à une nature de sol différente QS . Pour bourrer le ballast, on peut choisir le bourrage par vibration ou par percussion.

Le principal objectif de cette expérience, est d'établir une relation entre le tassement du ballast, noté τ , et les paramètres de l'essai qui sont les suivants :

- Q : la charge à l'essieu des motrices et voitures de T.G.V.,
- N : le nombre de cycles de chargement,
- V : la vitesse de passage des T.G.V.,
- d : la déflexion élastique du ballast et du sol lors d'un cycle de chargement,
- QS : la qualité du sol,
- B : la granulométrie du ballast.

Pour présenter les résultats, nous utiliserons les notations suivantes :

- τ : le tassement du ballast sous le blochet, par analogie, au Nivellement Longitudinal NL qui caractérise le tassement du ballast sur l'axe moyen de la voie.
- N : le nombre de cycle de chargement appliqué à l'éprouvette, sachant que 13 cycles correspondent au passage d'une rame de T.G.V. ;
- $\frac{d\tau}{dN}$: l'incrément de tassement par cycle de chargement, par analogie à la variation du nivellement longitudinal selon le tonnage cumulé (somme des charges à l'essieu), $\frac{dNL}{dT}$.

On a choisi de ne pas utiliser les paramètres conventionnels afin de se laisser la liberté d'exprimer cette variation de nivellement longitudinal en fonction de paramètres plus parlants que le tonnage T .

Le Tableau 2-2 synthétise les essais réalisés. Lorsque le nom de l'essai est une lettre simple, l'éprouvette a un sol mou $QS1$; si la lettre est doublée, c'est un sol dur $QS2$; si la lettre est triplée, c'est un sol $QS3$. Le tableau mentionne pour chaque essai, la charge réelle, le sol et le mode de bourrage utilisé.

	Q en t	sol en MPa	Bourrage
A	17	45	par vibration
C	17	45	par vibration
E	14	45	par vibration
R	17	45	par vibration
I	20	45	par vibration
K	20	45	par vibration
O	20	45	par vibration
P	20	45	par vibration
Y	14	45	par vibration
AA	17	100	par percussion
BB	14	100	par percussion
CC	20	100	par percussion
SSS	17	200	par vibration

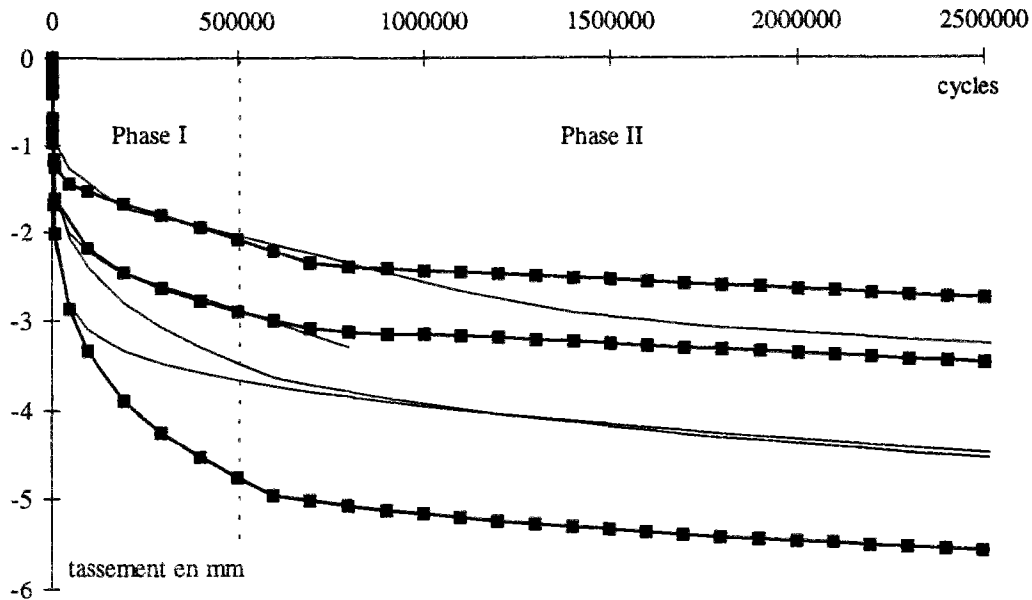
Tableau 2-2 : résumé des essais.

Le Tableau 2-3 récapitule les charges réduites maximales selon la nature du sol et la charge à l'essieu. Le sol $QS1$ a une rigidité de 45 MPa, et 100 MPa pour le sol $QS2$. On constate qu'une charge de 14 t circulant sur un sol $QS2$ donne un signal force d'allure équivalente à celui produit par une charge de 17 t circulant sur un sol mou $QS1$.

	14 t	17 t	20 t
$QS1$	2650 N	3200 N	3800 N
$QS2$	3200 N	3800 N	4400 N

Tableau 2-3 : charges réduites selon la nature du sol et la charge à l'essieu réel.

Chaque essai réalisé donne une courbe de tassement du ballast $\tau(N)$ pour environ deux millions de cycles de chargement. Les courbes des essais de 17 et 20 t réalisés sur un sol $QS1$ et, bourrés par vibration figurent sur le Graphe 2-11. Les courbes marquées d'un carré correspondent à une charge de 17 t, et les autres ont une charge à l'essieu de 20 t.



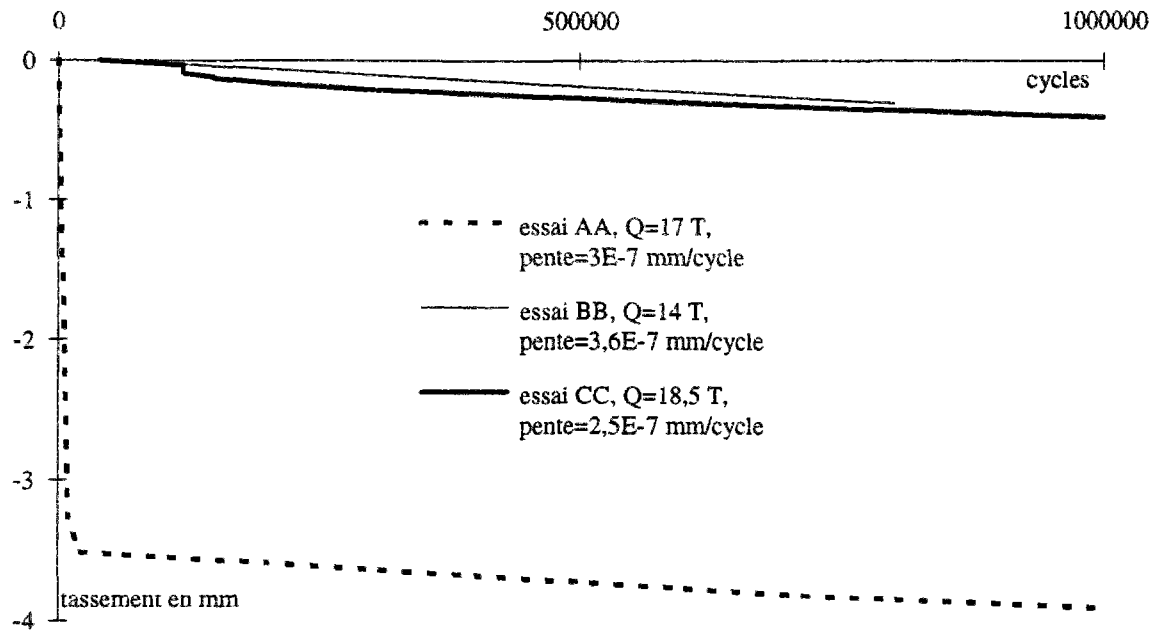
Graphe 2-11 : tassement sur un sol $Q51$.

Pour chaque essai, on constate une dispersion des courbes qui évolue jusqu'à environ 800 000 cycles. Elle caractérise le phénomène de "densification de la structure ballast". Puis la dispersion se stabilise, c'est-à-dire que les incréments de tassement par cycles de chargement sont du même ordre de grandeur quel que soit l'essai. C'est ce que l'on appelle le comportement en temps moyen du ballast.

Pour chaque essai bourré par vibration ou par percussion, on distingue deux phases :

- la phase I, appelée phase de densification de la structure ballast ;
- la phase II, ou le comportement en temps moyen.

La phase I est dépendante de la qualité du bourrage. Le Graphe 2-12 montre les courbes de tassement réalisées sur des éprouvettes bourrées par percussion. On voit que la phase de densification est presque inexistante.



Graphe 2-12 : 3 essais réalisés successivement sur la même éprouvette ayant un sol *QS2*.

Ce chapitre s'organise de la façon suivante. Dans un premier temps, on commente les résultats bruts, c'est-à-dire les courbes de tassement en fonction du nombre de cycles de chargement $\tau(N)$. On met en évidence la phase de densification de la structure ballast et sa sensibilité au bourrage.

Ensuite, on présente la loi de tassement du ballast reliant l'incrément de tassement par cycle $\frac{d\tau}{dN}$ et la déflexion élastique maximale d'un cycle d . Puis, on s'intéresse à l'influence des paramètres de l'essai sur l'évolution du tassement.

4.1 PHASE I : la densification de la structure ballast

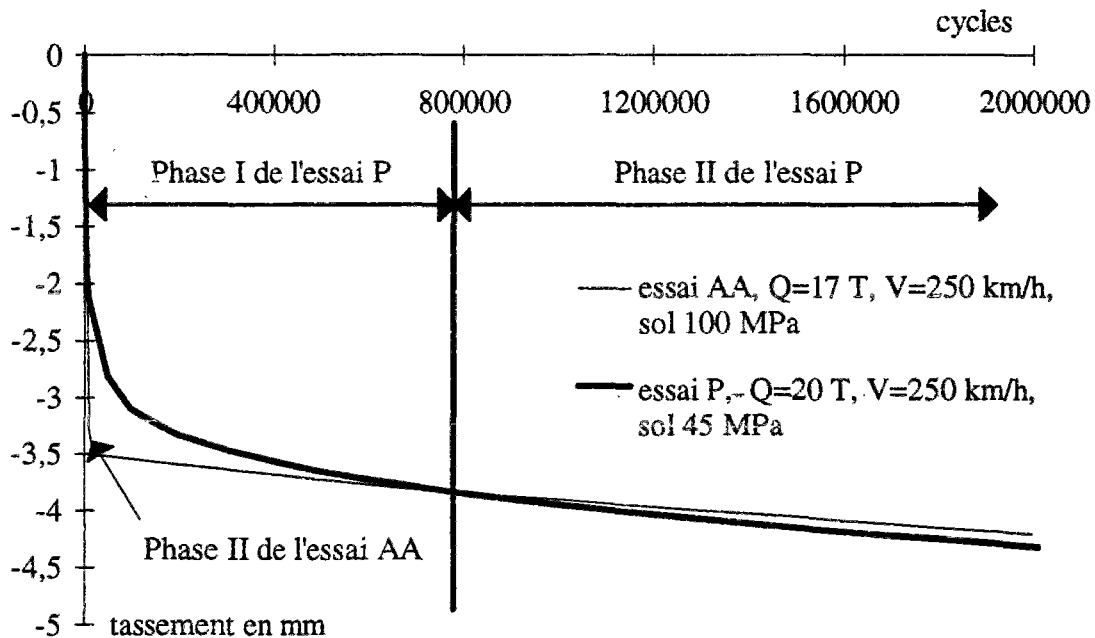
Le but de ce chapitre est d'expliquer le phénomène de densification de la structure ballast. D'abord, on montre qu'il est fortement lié à la qualité du bourrage. Puis, on voit comment les paramètres de l'essai traduisent cette phase.

4.1.1 Mise en évidence de la phase I

Rappelons la procédure de stabilisation du ballast en voie. D'abord, le ballast *in-situ* est compacté par bourrage mécanique à l'aide d'une machine qui balaye longitudinalement toute la voie. Puis, des véhicules à forte charge à l'essieu circulent sur la voie à faible vitesse, jusqu'à ce qu'elle soit égalisée.

On propose de comparer les méthodes de bourrage par vibration et par percussion. Toutes les éprouvettes ayant un élastomère qui modélise un sol *QS1* (30 MPa) et *QS3* (200 MPa) ont été préparées selon la méthode de bourrage par vibration. Toutes les éprouvettes comportant un sol *QS2* sont bourrées par percussion.

Voici deux courbes de tassement (Graphe 2-13), celle de l'essai P, bourré par vibration et celle de l'essai AA, bourré par percussion. Pour chaque courbe, on distingue les phases I et les phases II.



Graphe 2-13 : $\tau(N)$ pour les essais : AA, bourrage par percussion, et P, bourrage par vibration.

Pour la courbe de l'essai P, on distingue une première phase allant de 0 à 800 000 cycles, elle caractérise la fin de la mise en place de l'éprouvette sous le chargement appliqué. Avant de solliciter l'éprouvette, nous avons procédé à un bourrage par vibration ; seulement on peut penser que ce type de bourrage ne suffit pas à enchevêtrer parfaitement les grains. Par ailleurs, le signal appliqué n'est pas adapté pour terminer rapidement ce bourrage.

La stabilité du ballast provient de la forme, et de l'angularité des grains, mais aussi de la densité d'assemblage des grains. Avant que la compacité maximale du ballast soit atteinte, il se produit des glissements et des réarrangements de façon à optimiser la résistance au chargement de l'assemblage granulaire. La stabilité maximale est atteinte, lorsque chaque grain possède un contact avec ses voisins géométriquement accessibles. Dans le cas de corps discrets très anguleux comme le ballast, il faut plutôt parler de surface de contacts. Plus les contacts sont "ancrés" (c'est-à-dire les surfaces de contact sont importantes), plus on favorise la transmission et la répartition des contraintes.

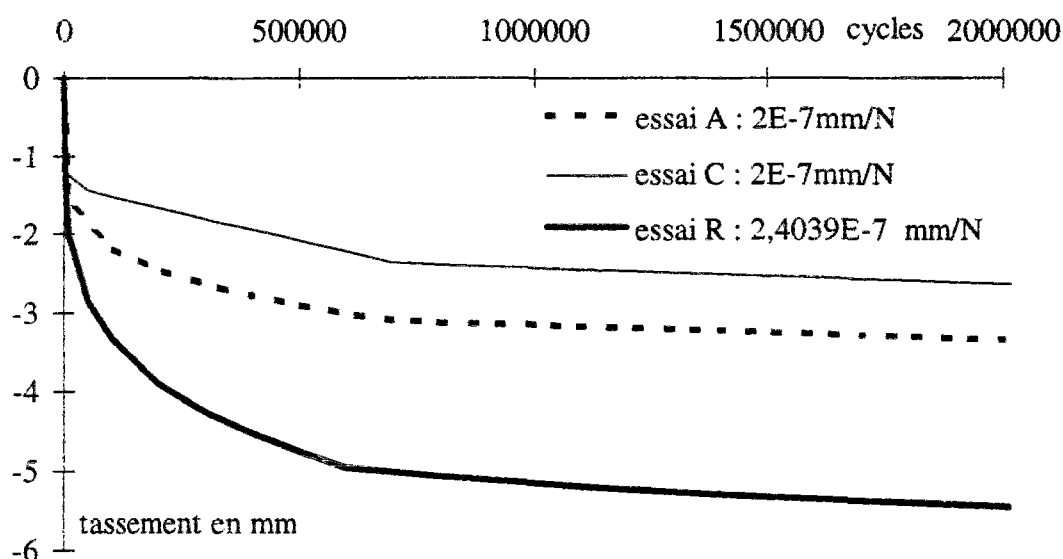
La phase de densification de la structure ballast reste très fortement dépendante de la qualité du bourrage. En effet, si l'éprouvette est bien compactée, elle tolère moins de réarrangement de grains, et donc moins de déformations irréversibles ou incrément de tassement. L'inégalité de la qualité du bourrage explique la dispersion que l'on observe lors des premiers cycles de chargement. Le Graphe 2-14 montre nettement l'aléa intervenant dans les 800 000 premiers cycles pour les essais A, C et R réalisés avec les mêmes conditions expérimentales, soit bourrage par vibration, charge à l'essieu de 17 T et sol *QSI*.

La phase I que l'on appelle "densification de la structure ballast" correspond au "bourrage" en terme ferroviaire. Elle se caractérise par des grands tassements allant de 2 à 10 mm. En voie, ces tassements apparaissent à la suite du bourrage mécanique, et sont causés par la circulation de véhicule ayant de lourdes charges à l'essieu et roulant à vitesse faible. C'est uniquement lorsque la voie est parfaitement égalisée que les trains de type T.G.V. circulent. On constate que durant cette phase de "densification de la structure ballast", il n'y a pas de phénomène de vieillissement des grains (usure par attrition, rupture).

Le but étant d'étudier la phase II, on a cherché un mode de bourrage plus efficace de façon à réduire la durée de la phase I. On opte pour le bourrage par percussion inspiré du procédé du Vibrogir utilisé par Sato[SAT89]. L'essai AA (Graphe 2-13), réalisé sur une éprouvette bourrée par percussion, ne comprend que 850 000 cycles, car le comportement en temps moyen est atteint rapidement. La phase de "densification de la structure" est très courte (environ 50 000 cycles). La procédure de bourrage par percussion est donc plus adaptée pour atteindre le niveau de compacité souhaité.

Quand les grains ont atteint l'enchevêtrement optimal qui rend l'assemblage granulaire stable (soit suite au bourrage, ou après une longue période d'application du chargement), on observe

des tassements irréversibles et infinitésimaux au niveau d'un cycle de chargement que l'on quantifie par l'incrément de tassement par cycle de chargement, noté $\frac{d\tau}{dN}$. Il caractérise le comportement en temps moyen. On le calcule pour un grand nombre de cycles, car il varie très lentement. Le critère de définition du comportement en temps court du ballast est le nombre de cycles $dN=N_1-N_0$, tel que dN soit strictement supérieur à 200 000 cycles et que $\frac{d\tau}{dN}$ reste constant entre les cycles N_1 et N_0 , ceci est vrai pour des valeurs numériques de $\frac{d\tau}{dN}$ inférieures à $1,5 \cdot 10^{-6}$ mm/cycle.



Graph 2-14 : tassement sur 2 millions de cycles, $Q=17$ t, $V=250$ km/h, sol QSI.

Il est difficile d'interpréter physiquement l'incrément de tassement par cycle. On peut penser qu'il est dû à des micro-glissements entre les grains, ou aussi à une micro-usure des grains. On définit les micro-glissements comme un défaut de réversibilité touchant la déflexion élastique de l'ensemble ballast-sol, ou encore comme des mouvements latéraux irréversibles de grains [SAT95], soit un effet de Poisson irréversible.

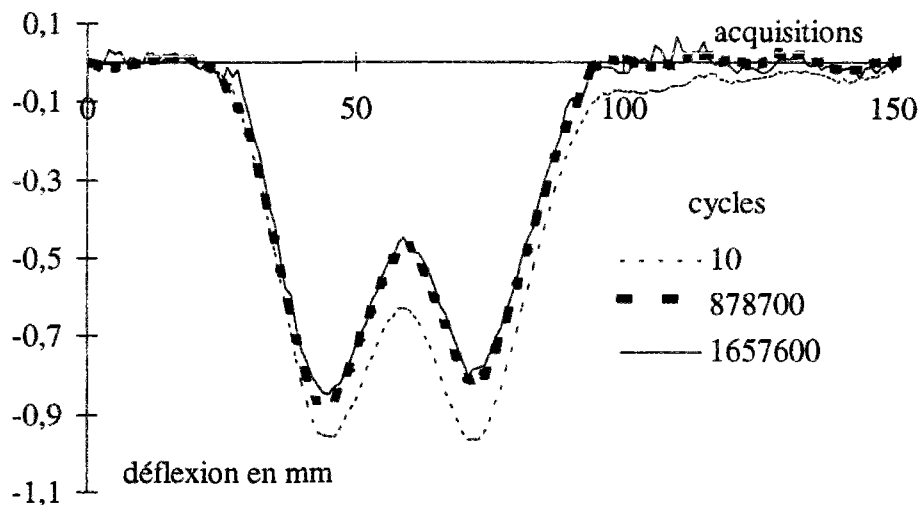
Les micro-usures des grains sont observées à l'aide de la technique de coloration. L'écaillage de la fine couche de peinture, nous permet de localiser les points de contacts et d'évaluer la taille des surfaces de contacts. On a photographié la surface de ballast directement chargée par le blochet en début et en fin d'essai. On visualise une très légère érosion aux points et surfaces de contacts, on remarque aussi que l'arrangement des grains reste inchangé. L'endommagement est plus accentué pour la couche de ballast qui se trouve juste sous les grains en contact avec le blochet.

On propose maintenant de valider l'existence de ces deux phases en observant l'évolution des réponses de la structure ballast tel que la déflexion de l'ensemble ballast-sol d , le module de voie K , et l'énergie dissipée par cycle E_{cycle} .

4.1.2 Illustration paramétrique de la phase I

L'ensemble des déflexions élastiques acquises au cours d'un essai met en évidence une évolution de l'allure et de l'amplitude de ce paramètre. En effet, sous un chargement identique, l'amplitude de la déflexion exprimée en mm varie (Graphe 2-15), elle diminue fortement au début de l'essai jusqu'à tendre vers une constante. La déflexion élastique montre l'évolution de la " structure ballast " sous le chargement répété. Elle sert aussi, à définir d'autres paramètres qui décrivent plus simplement ce changement de structure.

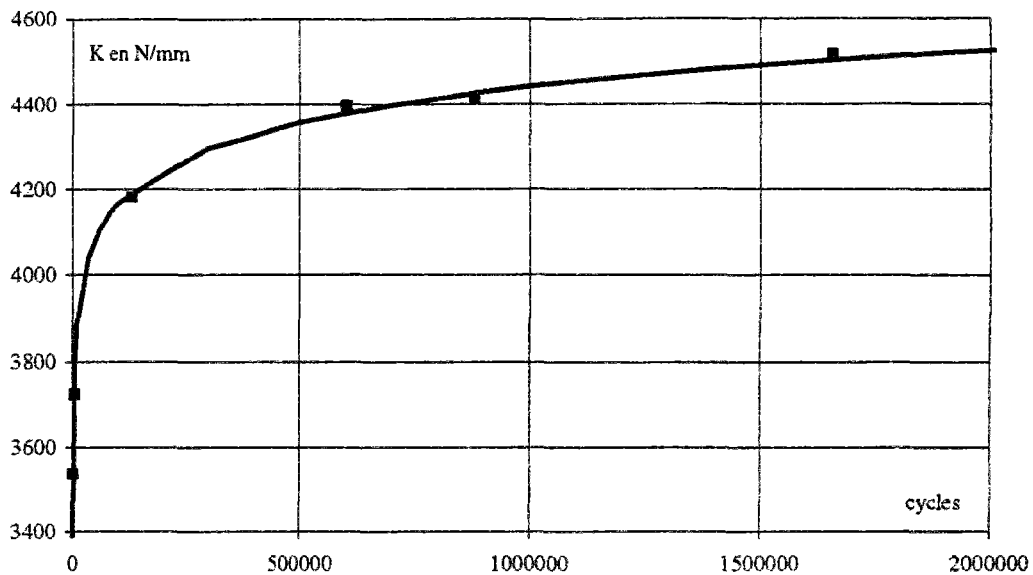
Les courbes du Graphe 2-15 montrent une nette diminution de l'amplitude de la déflexion, notamment entre les cycles 10 et 878 700. En 878 700 cycles, l'amplitude perd 0,12 mm soit 12 % de sa valeur initiale. Ceci s'explique par la densification de la structure ballast qui intervient en début d'essai. Puis, pour les cycles allant de 878 700 à 1 657 600 soit environ 800 000 cycles de chargement, l'amplitude de la déflexion ne diminue que de 0,02 mm soit 2,2 % de sa valeur au cycle 878 700. Nous illustrons ce phénomène à l'aide du paramètre K appelé module de voie.



Graphe 2-15 : évolution de l'amplitude de la déflexion élastique au cours de l'essai P.

Le Graphe 2-16 donne une représentation simplifiée et plus lisible de la densification, à l'aide du module de voie noté K . K est le rapport de la force maximale F_{max} , exercée et de la déflexion maximale d_{max} , pour un cycle de chargement. Notons que K traduit la densification et aussi les variations de viscosité de l'ensemble ballast-sol. En normalisant la force par la

déflexion élastique, on apporte une correction aux variations de l'amplitude maximale de la force liées à des défauts ponctuels d'asservissement de la machine d'essai.



Graph 2-16 : Evolution du module de voie K de l'essai P, $Q=20 T$, $V=250 km/h$.

L'évolution du paramètre K au cours de l'essai permet de comparer :

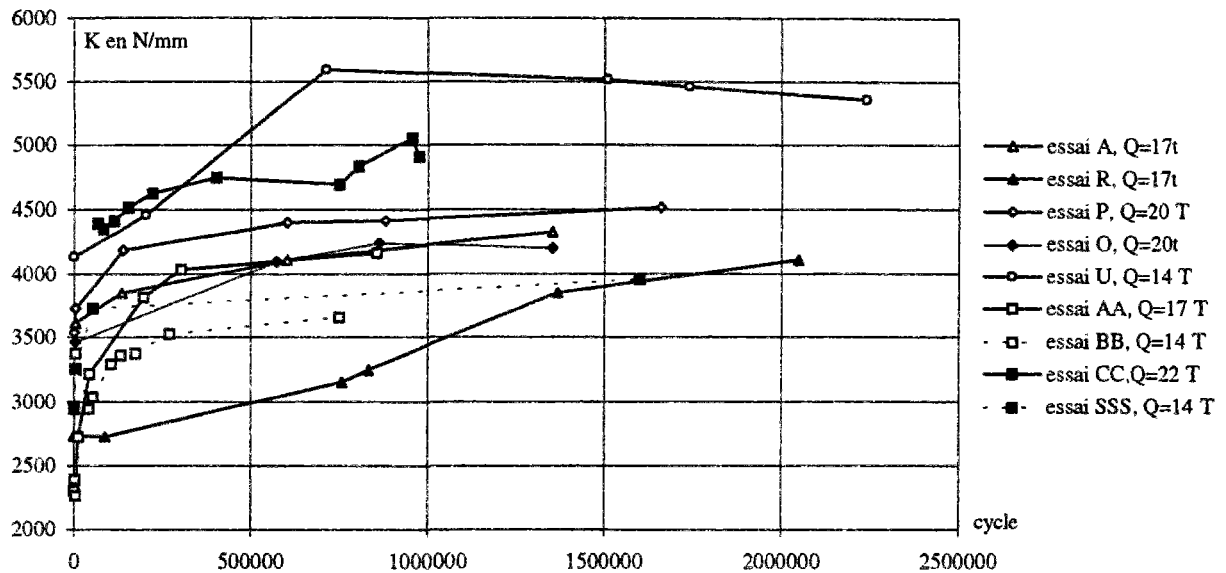
- d'une part, l'évolution des modules de voie selon l'état initial de compacité de l'éprouvette,
- d'autre part, les modules de voie pour différents essais (différents niveaux de chargement, ou échantillons, mais sol identique).

On va montrer, qu'il vaut mieux éviter de comparer le module de voie K pour des essais réalisés sur des sols différents. En effet, à chaque sol correspond une élasticité et une viscosité qui sont prises en compte dans le paramètre K .

Le Graph 2-17 rassemble les courbes d'évolution de K pour différents essais. Les essais A et O sont représentées par des courbes de même allure qui convergent vers un K limite, noté K_{∞} , de l'ordre de 4250 N/mm. En revanche, l'essai P ($Q = 20 T$) présente un module de voie plus important que celui de l'essai A ou O. L'essai R caractérise le comportement sous chargement répété d'une éprouvette très lâche.

L'allure de la courbe d'évolution de K , soit $K=f(N)$, donne une indication sur la validité de l'incrément de tassement par cycle obtenu en fin d'essai. Par exemple, l'allure de la courbe $K=f(N)$ de l'essai R montre que la densification de la structure est achevée après 1 400 000

cycles. Mais à la fin de l'essai, le comportement en temps moyen stabilisé n'est pas encore atteint, car l'accroissement de K selon N reste grand. Ceci est justifié par le fait que le $\frac{d\tau}{dN}$ de l'essai R est supérieur aux $\frac{d\tau}{dN}$ obtenus pour les essais A et C. Le faible niveau du paramètre K de l'essai R est une conséquence d'un mauvais bourrage du ballast. Si l'éprouvette n'a pas atteint sa compacité optimale à la fin du bourrage, elle va subir des tassements très importants lorsqu'elle est sollicitée.



Graph 2-17 : évolution des modules de voie K en N/mm.

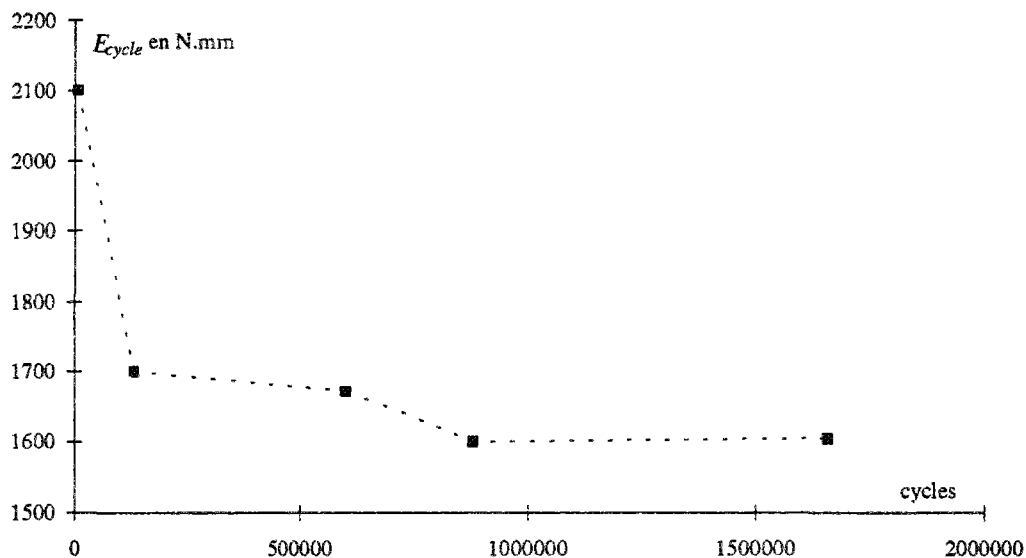
On dira, que l'évolution des modules de voie K donne une information sur l'état de compacité de l'éprouvette et par conséquent sur la phase du comportement atteinte. Tant que K augmente beaucoup, on se trouve dans la phase I ; quand K converge, on a atteint la phase II. Pour les essais A, P, O, U et SSS, la " densification de la structure ballast " prend fin entre 700 000 et un million de cycles. Or toutes les éprouvettes de ces essais ont été bourrées par vibration. Ce sont les essais AA, BB, CC qui présentent la phase I la plus courte, soit 50 000 cycles. Ces essais ont été réalisés successivement sur la même éprouvette, bourrée par percussion. On constate donc, que le chargement exercé sur le ballast (aussi bien *in-situ* que pour l'expérience Microballast) n'est pas adapté à bourrer le ballast.

Lors du comportement en temps moyen stabilisé, on constate une forte dispersion de K allant de 4000 à 5500 N/mm. Cela signifie que les éprouvettes de ballast obtenues sont mécaniquement différentes pour les mêmes conditions de préparation et de chargement. L'aléa portant sur K reflète la difficulté expérimentale à obtenir des résultats reproductibles.

L'énergie dissipée par cycle s'exprime par l'intégrale du produit de la force par la vitesse de la déflexion sur la durée du cycle de chargement, soit :

$$E_{cycle} = \int_{t \in cycle} F(t) \cdot \dot{d}(t) \cdot dt.$$

Le Graphe 2-18 représente l'énergie dissipée par cycle E_{cycle} en fonction du nombre de cycles. Ce graphe montre que E_{cycle} diminue de façon importante durant les 800 000 premiers cycles, ce qui correspond exactement à la phase de densification de la structure dans le cas de l'essai P (Graphe 2-13). Au-delà de 800 000 cycles, l'énergie dissipée par cycle reste constante, on note cette énergie E_{cycle}^{∞} . Même si une partie de cette énergie est due aux propriétés dissipatives de l'élastomère (le sol), l'énergie dissipée dans le ballast tend à diminuer au cours de l'essai. Or, cette énergie injectée dans le ballast est dissipée sous forme de tassement irréversible.



Graphe 2-18 : énergie E_{cycle} en $N.mm$ selon le nombre de cycle, essai P, sol QSI .

4.1.3 Conclusion

La densification du ballast est une phase durant laquelle l'assemblage granulaire s'organise pour offrir la meilleure résistance verticale à un chargement. Le mode de bourrage par percussion est plus efficace que le bourrage par vibration.

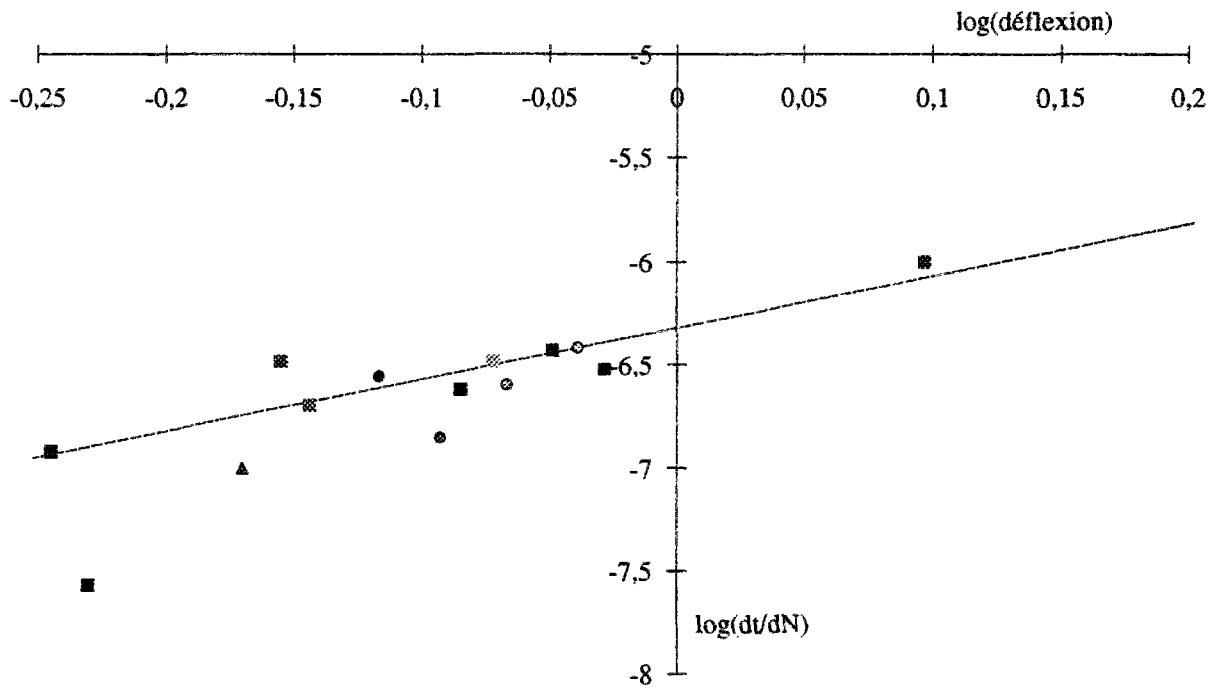
La qualité du bourrage est très importante, on imagine facilement que, si le bourrage n'est pas homogène en voie, cela génère des tassements différentiels et, par conséquent, des défauts de géométrie de voie.

La densification de la structure ballast est atteinte pour un chargement donné quand la déflexion élastique de l'ensemble ballast-sol d , le module de voie K et l'énergie dissipée par cycle E_{cycle} convergent.

4.2 Le comportement en temps moyen : Phase II

Comme nous l'avons expliqué ci-dessus, la phase II est caractérisée par un incrément de tassement par cycle $\frac{d\tau}{dN}$ constant et par une stabilisation de l'amplitude de la déflexion élastique d , du module de voie K et de l'énergie dissipée par cycle E_{cycle} . Notre idée est de relier $\frac{d\tau}{dN}$ à la déflexion élastique d_{max} . On valide cette relation sur les essais déjà présentés. On expose aussi d'autres propositions de loi de tassement.

On propose la relation simple suivante : $\frac{d\tau}{dN} = \alpha d^\beta$ où les paramètres seront calés en s'appuyant sur l'ensemble des points $\left\{ \log\left(\frac{d\tau}{dN}\right); \log(d) \right\}$ obtenus en fin d'essai, c'est-à-dire pour un comportement en temps moyen stabilisé.



Graph 2-19 : $\log\left(\frac{d\tau}{dN}\right) = \beta \cdot \log(d) + \log(\alpha)$ (en mm) pour le comportement en temps moyen stabilisé.

Le Graphe 2-19 rassemble les points de quatorze essais. Cherchons la droite de régression qui exprime la dépendance linéaire entre le logarithme de l'incrément de tassement par cycle $\frac{d\tau}{dN}$ (exprimé en *mm*) et de la déflexion d (exprimé en *mm*), soit $\log\left(\frac{d\tau}{dN}\right) = \beta \cdot \log(d) + \log(\alpha)$. Ces points se positionnent sur une droite d'équation :

$$\log\left(\frac{d\tau}{dN}\right) = 2,51 \cdot \log(d) - 6,32.$$

Le marquage adopté pour le Graphe 2-19 est le suivant :

- les marques carrés correspondent aux essais réalisés sur un sol mou *QS1* (30 MPa),
- les marques rondes correspondent aux essais réalisés sur un sol raide *QS2* (100 MPa),
- la marque triangulaire se réfère à l'essai réalisé sur un sol de 200 MPa.

On trouve en annexe (Annexe 5) le détail des légendes.

La relation s'applique jusqu'à des points extrêmes comme ceux issus des essais **Y** : $P_Y = \{0,1; -6,2\}$ et **S** : $P_{SSS} = \{-0,25; -6,95\}$ (Graphe 2-19). P_Y permet de relier un incrément de tassement par cycle très petit à une déflexion élastique de faible amplitude. En revanche, P_{SSS} fournit un exemple pour lequel la déflexion élastique ballast-sol est relativement grande (le chargement étant important) et fournit un incrément de tassement par cycle important. Ces deux points apportent une confirmation de la loi proposée, et aussi un domaine de validité de la relation proposée.

L'indice de corrélation de la droite de régression r (défini dans l'Annexe 6) vaut *0,61*, ce qui indiquerait que la relation n'est pas franchement déterminante. Il est préférable d'évaluer l'erreur commise si l'on intègre le tassement dans le cas de la phase **II**.

L'essai **BB** présenté sur le Graphe 2-12, dispose de plusieurs points $P_{BB} = \left\{ \log(d); \log\left(\frac{d\tau}{dN}\right) \right\}$ obtenus dans la phase **II**. On constate que la courbe associée à cette essai est relativement proche de la droite exprimant la relation, alors que cette droite est calculée en utilisant uniquement le dernier point de la courbe. L'essai **BB** valide donc visuellement la relation. Afin d'évaluer l'erreur commise, on intègre les incréments de tassement par cycle sur la portion d'essai qui caractérise la phase **II**. Le Tableau 2-4 récapitule :

- les incréments de tassement calculés : $\left(\frac{d\tau}{dN}\right)_{théo.}$,
- l'erreur commise sur l'incrément de tassement par cycle : $\varepsilon\left(\frac{d\tau}{dN}\right) = \frac{\left(\frac{d\tau}{dN}\right)_{mes.} - \left(\frac{d\tau}{dN}\right)_{théo.}}{\left(\frac{d\tau}{dN}\right)_{mes.}}$,
- et l'erreur commise sur le tassement : $\varepsilon(\tau) = \frac{\tau_{mes.} - \tau_{théo.}}{\tau_{mes.}}$.

Cycle	d en mm	$\left(\frac{d\tau}{dN}\right)_{mes.}$ mm/N	$\left(\frac{d\tau}{dN}\right)_{théo.}$ mm/N	$\varepsilon\left(\frac{d\tau}{dN}\right)$ %	$\tau_{théo.}$ en mm	$\tau_{mes.}$ en mm	$\varepsilon(\tau)$ en %
40000	-0,96	-4,0E-7	-4,32E-7	-8,0	0	0	0,0
51150	-0,96	-4,0E-7	-4,30E-7	-7,4	-0,0129	-0,01146	-12,5
100050	-0,95	-4,0E-7	-4,17E-7	-4,2	-0,02887	-0,03612	20,1
127800	-0,92	-4,0E-7	-3,92E-7	2,0	-0,04258	-0,03612	-17,9
170050	-0,93	-4,0E-7	-3,97E-7	0,8	-0,06207	-0,06079	-2,1
268250	-0,91	-3,8E-7	-3,82E-7	-0,6	-0,08083	-0,09778	17,3
746450	-0,90	-3,6E-7	-3,63E-7	-0,9	-0,25452	-0,22601	-12,6

Tableau 2-4 : récapitulation des incréments de tassement calculés et mesurés, et évaluation de l'erreur dans le cas de l'essai BB.

L'incrément de tassement par cycle calculé surestime légèrement les valeurs expérimentales (en valeur absolue). On constate qu'au fil des cycles, l'erreur $\varepsilon\left(\frac{d\tau}{dN}\right)$ s'amenuise. En effet, la relation est adaptée notamment quand le comportement en temps moyen est atteint ($N > 100$ mille). Globalement, l'incrément de tassement par cycle calculé est très fiable sur la totalité de l'essai.

A partir de ces incréments de tassement calculés, on intègre linéairement le tassement selon N . A chaque déflexion mesurée en \hat{N}_j , il faut affecter deux bornes d'intégration N_j et N_{j+1} qui correspondent aux limites de l'intervalle sur lequel l'incrément de tassement par cycle reste constant. L'incrément de tassement entre les cycles N_i et N_f est une somme d'intégrale écrite sous la forme suivante :

$$\tau_{N_f=746450} - \tau_{N_i=40000} = \sum_{N=\{N_i; N_j; \dots; N_f\}} \int_{N_j}^{N_{j+1}} \left(\frac{d\tau}{dN} \right)_{\hat{N}_j} \cdot dN ,$$

où $\hat{N}_j = N_j + \frac{N_{j+1} - N_j}{\Delta}$ où Δ est strictement inférieur à 1.

L'erreur cumulée sur 700 mille cycles vaut -0,0285 mm, soit 12,6 % du tassement atteint. Effectivement, l'erreur n'est pas négligeable mais, l'ordre de grandeur du résultat reste toujours le même. Cette erreur serait déjà améliorée si l'on disposait d'un plus grand nombre de valeurs de déflexion qui affinaient la discrétisation.

La relation $\frac{d\tau}{dN} = \alpha d^\beta$ exprime l'incrément de tassement en fonction de la déflexion en connaissant les paramètres α et β , lorsque l'on se trouve dans la phase II. L'intervalle de confiance de la variable $\frac{d\tau}{dN}$ et le calcul du tassement en fonction de $\frac{d\tau}{dN}$ intégré sur N montrent que la loi de tassement est fiable pour une plage de déflexion relativement large. Pour confirmer la pertinence de la loi, on souhaite approfondir l'étude des deux paramètres α et β , en leur attribuant un sens physique.

On définit alors les fonctions, pour tout N :

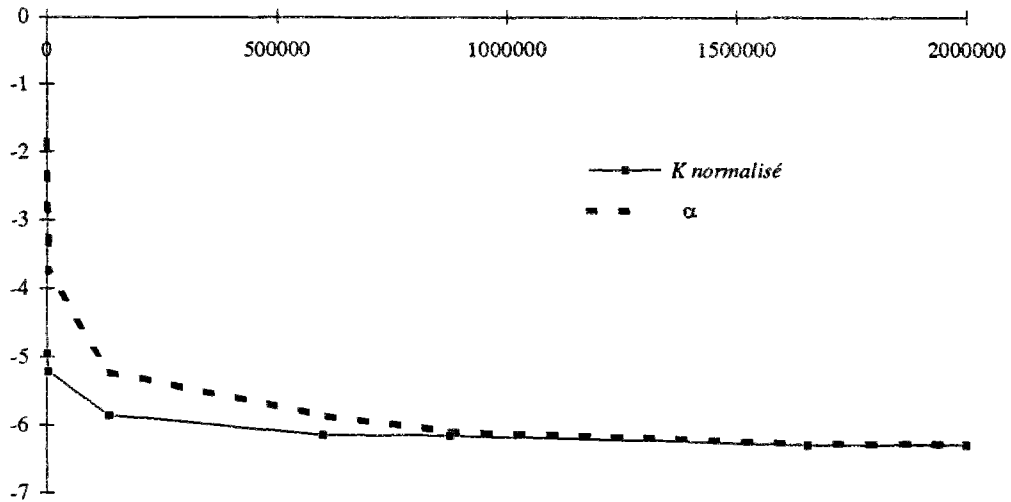
$$\hat{\alpha} = \frac{d\tau}{dN} / d^\beta \quad \text{et} \quad \hat{\beta} = \left(\log \left(\frac{d\tau}{dN} \right) + \alpha \right) / \log(d).$$

Théoriquement, $\hat{\alpha}$ et $\hat{\beta}$ doivent tendre vers une constante lorsque N croît.

La courbe d'évolution de $\hat{\beta}$ selon N est chahutée. En effet, l'ordre de grandeur de la déflexion reste toujours le même, alors que l'incrément de tassement par cycle peut diminuer d'au moins un facteur 10. De plus, l'amplitude de la déflexion ballast-sol subit des variations dues à des dérives d'asservissement, même si ces dernières n'affectent pas la structure ballast.

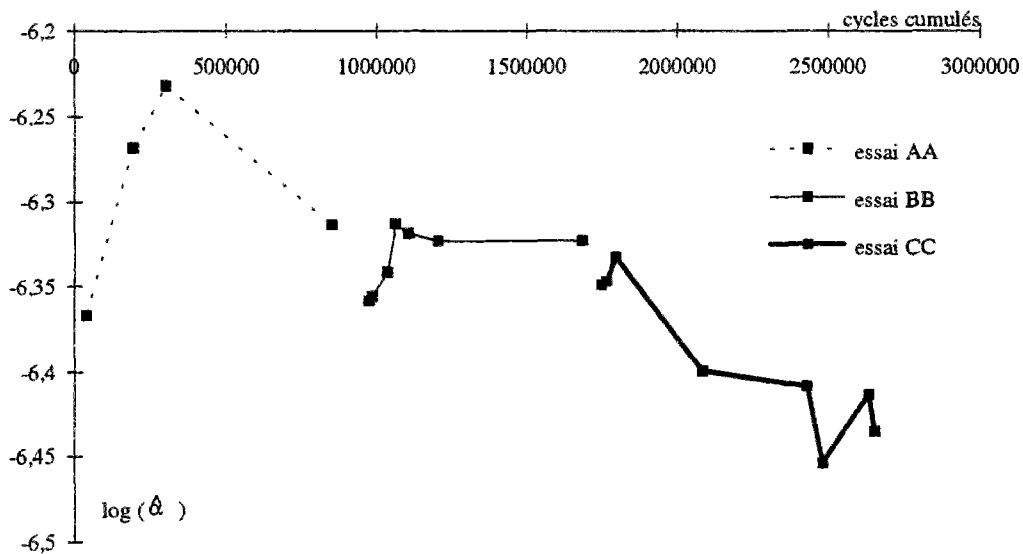
En revanche, le Graphe 2-20 qui représente l'évolution de $\hat{\alpha}$ montre une allure exponentielle qui tend vers une asymptote dès un million de cycles. On présente aussi la courbe du module de voie normalisé, noté $K_{normalisé}$. On constate que ces deux courbes ont une allure comparable. On interprète $\hat{\alpha}$ comme un paramètre qui traduit l'évolution de l'assemblage granulaire, et qui reste constant lorsque la densité maximale du ballast est atteinte sous un chargement donné

(c'est-à-dire lors du comportement en temps moyen stabilisé). Ces paramètres semblent interpréter le même phénomène physique, c'est-à-dire la densification de la structure ballast. α et K convergent tous deux pour un même nombre de cycles de chargement. On verra par la suite que si, on poursuit un essai sur une éprouvette ayant déjà atteint cet état granulaire en augmentant la charge, $\hat{\alpha}$ peut encore évoluer sous réserve de n'avoir pas encore atteint une densité granulaire maximale.



Graph 2-20 : comparaison de $K_{normalisé} = \frac{\alpha_{\infty}}{K_{\infty}} \cdot K$ et $\hat{\alpha}$ dans le cas de l'essai P

Pour montrer la cohérence du paramètre α , on représente le $\log(\hat{\alpha})$ pour plusieurs essais réalisés successivement sur la même éprouvette, soient les essais AA, BB et CC. Le Graph 2-21 donne la courbe de $\log(\hat{\alpha})$ en fonction du nombre de cycles cumulés. Rappelons que plus le $\log(\hat{\alpha})$ est petit (en valeur négative), plus l'incrément de tassement par cycle est faible.



Graph 2-21 : évolution de $\log(\hat{\alpha})$ selon N sur la même éprouvette, essais AA, BB, CC.

Après une phase de réarrangement de la couche superficielle du ballast (modifiée par une absence de chargement), la courbe de l'essai BB est la continuité de la courbe de l'essai AA (en négligeant les deux derniers points de cette courbe). Le phénomène est encore plus clair lors de l'enchaînement de l'essai BB et de l'essai CC. Après une courte phase de réorganisation, on retrouve le paramètre $\log(\hat{\alpha})$ atteint à la fin de l'essai BB.

Le Graphe 2-21 illustre l'importance des séquences de chargement. L'éprouvette s'adapte à une sollicitation de façon à fournir la meilleure résistance au chargement. Mais si, on enchaîne des essais en augmentant à chaque fois la charge (comme pour l'essai CC), l'assemblage granulaire augmente aussi sa densité granulaire. Cet exemple confirme que le paramètre α caractérise l'assemblage granulaire et β est une constante.

Pour conclure, $\frac{d\tau}{dN} = \alpha d^\beta$ fait intervenir des paramètres qui ont un sens physique, d étant l'enfoncement du blochet dans le ballast lors du passage d'un bogie, α caractérise l'assemblage granulaire et β est une constante.

On a aussi essayé de relier l'incrément de tassement par cycle à la force, et à l'énergie dissipée par cycle de chargement.

	3200 N	3400 N	3750 N	4150 N	5000 N
A	2E-7				
C	2E-7				
E	4E-7				
R		2,4E-7			
I		2,5E-7			
K					
O			3,72E-7		
P			3,28E-7		
Y	1,2E-7				
AA			3E-7		
BB		3,6E-7			
CC					2,5E-7
SSS				10,39E-7	

Tableau 2-5 : valeurs de $\frac{d\tau}{dN}$ (en mm/cycle) selon l'ordre de grandeur de la charge appliquée.

Pour mettre en évidence une éventuelle relation entre l'incrément de tassement par cycle et la force, on classe, dans le Tableau 2-5, les $\frac{d\tau}{dN}$ en fonction de la charge réellement appliquée.

On constate qu'à chaque niveau de charge, il ne correspond pas une seule valeur d'incrément de tassement par cycle ; dans le cas où la charge est de l'ordre de 3200 N, l'incrément de tassement par cycle varie d'un facteur 3,3. On explique cette dispersion par l'aléa portant sur l'assemblage granulaire des différentes éprouvettes. A chargement égal, si une éprouvette a été très fortement bourrée, l'incrément de tassement par cycle, qu'elle produit, est faible par rapport à celui provenant d'une autre éprouvette un peu moins dense. L'incrément de tassement ne dépend pas seulement de la force, il dépend aussi du taux de compacité de l'éprouvette.

Voyons maintenant quelle est la dépendance entre l'incrément de tassement $\frac{d\tau}{dN}$ et l'énergie dissipée. E_{cycle}^{∞} dénote l'énergie dissipée par cycle, qui est constante, lors du comportement en temps moyen stabilisé. On résume dans le Tableau 2-6 , les énergies E_{cycle}^{∞} (en $N.mm$) pour différents essais. On constate qu'elles sont fortement dépendantes de la nature du sol QS .

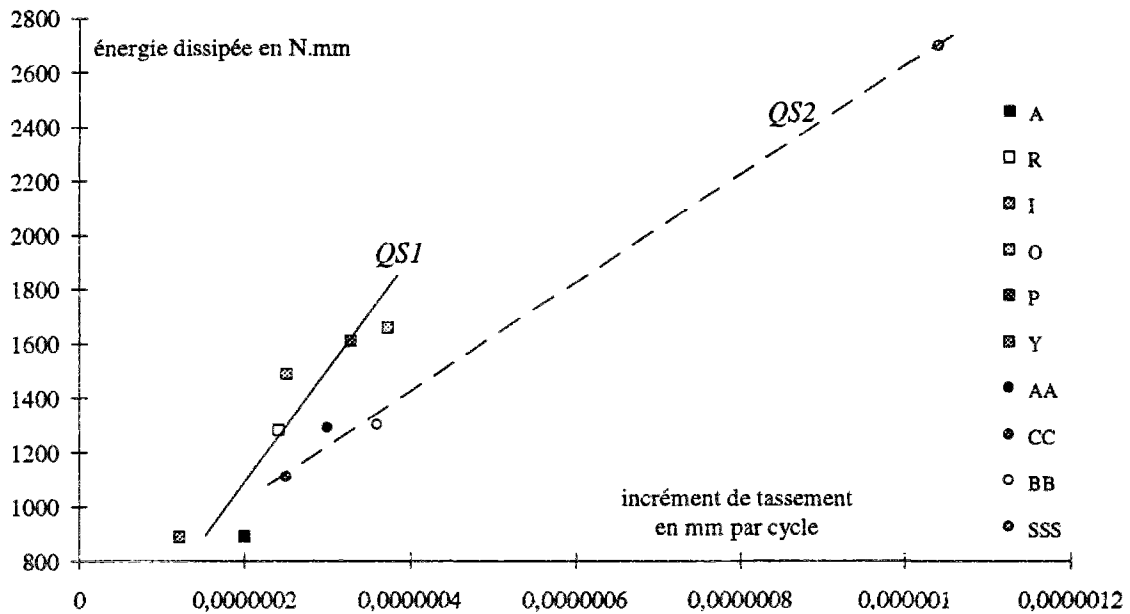
	3200 N		3400 N		3750 N		4150 N		5000 N	
A	2E-7	891								
R			2,4E-7	1283						
I			2,5E-7	1490						
K										
O					3,7E-7	1660				
P					3,3E-7	1610				
Y	1,2E-7	890								
AA					3E-7	1290				
BB			3,6E-7	1302						
CC									2,5E-7	1110
SSS							10,4E-7	2700		

Tableau 2-6 : classification selon la charge maximale appliquée de E_{cycle}^{∞} et de $\frac{d\tau}{dN}$.

Par exemple, les essais AA, BB et CC, réalisés sur le sol raide $QS2$ (100 MPa), ont une E_{cycle}^{∞} deux fois plus faible que celle obtenue pour l'essai SSS réalisé sur un sol deux fois plus raide (200 MPa). Dans ce cas particulier, le sol de 100 MPa est obtenu en superposant deux élastomères de même nature alors que le sol de 200 MPa, qui ne comprend qu'un seul tapis d'élastomère. On observe la même règle de proportionnalité sur le niveau d'énergie dissipée, ce qui porte à croire que l'énergie dissipée dans le ballast est relativement faible devant l'énergie totale. D'autre part, le niveau d'énergie dissipée pour les essais réalisés sur un sol QSI est du

même ordre de grandeur que celui obtenu pour les essais ayant un sol *QS2*. Par conséquent, il faut rester prudent s'il s'agit de comparer des énergies provenant d'essais réalisés sur des sols de natures différentes.

On propose une représentation graphique (Graphe 2-22) des énergies E_{cycle}^{∞} selon l'incrément de tassement par cycle pour laquelle on dissocie les résultats selon la nature du sol (élastomère).



Graphe 2-22 : énergie dissipée par cycle de chargement en fonction de l'incrément de tassement par cycle pour un sol *QS1* et *QS2*.

Pour chaque nature de sol, le Graphe 2-22 montre qu'il y a une dépendance linéaire entre l'énergie dissipée par cycle et l'incrément de tassement. Toutefois, cette relation n'existe que lorsque le comportement en temps moyen est stabilisé. Si on cherche à relier l'évolution de ces deux paramètres au cours d'un essai, la relation n'est pas évidente (Annexe 7 : exemples de l'évolution de l'énergie dissipée par cycle en fonction de l'incrément de tassement).

Etant donné que l'énergie dissipée est une fonction implicite de la nature du sol, on préfère ne pas développer cette approche. Il semble peu concevable de pouvoir mesurer *in-situ* la réponse de la structure au chargement. Pour cela, il faudrait solliciter la voie à l'aide un appareil qui appliquerait un chargement connu et mesurerait la déflexion élastique de la traverse sous ce chargement, ce qui nécessite une double instrumentation (force déplacement, ou accélérométrie et principe de la double intégration [COX95]). De plus, pour rendre les énergies comparables, il faut soustraire à l'énergie dissipée de l'ensemble ballast-sol, l'énergie dissipée dans le sol, en supposant qu'il n'y ait pas de couplage entre les différentes viscosités du ballast et du sol. Donc même si la relation entre l'énergie dissipée et l'incrément de tassement

par cycle existe, elle ne sera que difficilement utilisable *in-situ*. Dans la mesure du possible, il faut proposer une relation qui fasse intervenir des paramètres faciles à mesurer *in-situ*.

Ces deux analyses montrent que la nature du sol est un facteur déterminant pour le calcul de l'incrément de tassement par cycle. Or, le paramètre de déflexion élastique ballast-sol intègre cette donnée car le sol contribue à la déformation élastique, ce qui conforte la relation

$$\frac{d\tau}{dN} = \alpha d^\beta.$$

4.3 Sensibilité du tassement aux paramètres de l'essai

Ce paragraphe traite de l'influence des paramètres de l'essai sur le tassement. On s'intéresse aussi à certaines données de l'essai qui peuvent modifier le comportement en temps moyen du ballast. Il s'agit de l'épaisseur de la couche de ballast sollicitée, et de la pression additionnelle

4.3.1 Le sol

La nature du sol (*QS1* : élastomère de rigidité équivalente 45 MPa, ou *QS2* : élastomère de rigidité équivalente 100 MPa) est un facteur déterminant de la répartition des charges sur les traverses. Le Tableau 2-7 rassemble les valeurs des déflexions obtenues durant la phase II. On ne distingue pas d'ordre de grandeur attaché à chacune des natures de sol proposées (*QS1* et *QS2*). La contribution du sol dans la déflexion totale semble insignifiante. Il semblerait que l'élasticité du sol soit négligeable devant celle du ballast.

Essais	déflexion max. mm	Force en N	K en N/mm	$E_{\text{cycle}}^{\infty}$ en N.mm
A	0,72	3105	4326	891
R	0,82	3380	4108	1280
I	0,60	3300	5540	1490
O	0,89	3750	4197	1660
P	0,85	3825	4515	1610
AA	0,94	3710	3959	1290
BB	0,90	3271	3654	1300
CC	0,86	4213	4910	1110
SSS	1,25	4150	3320	2700

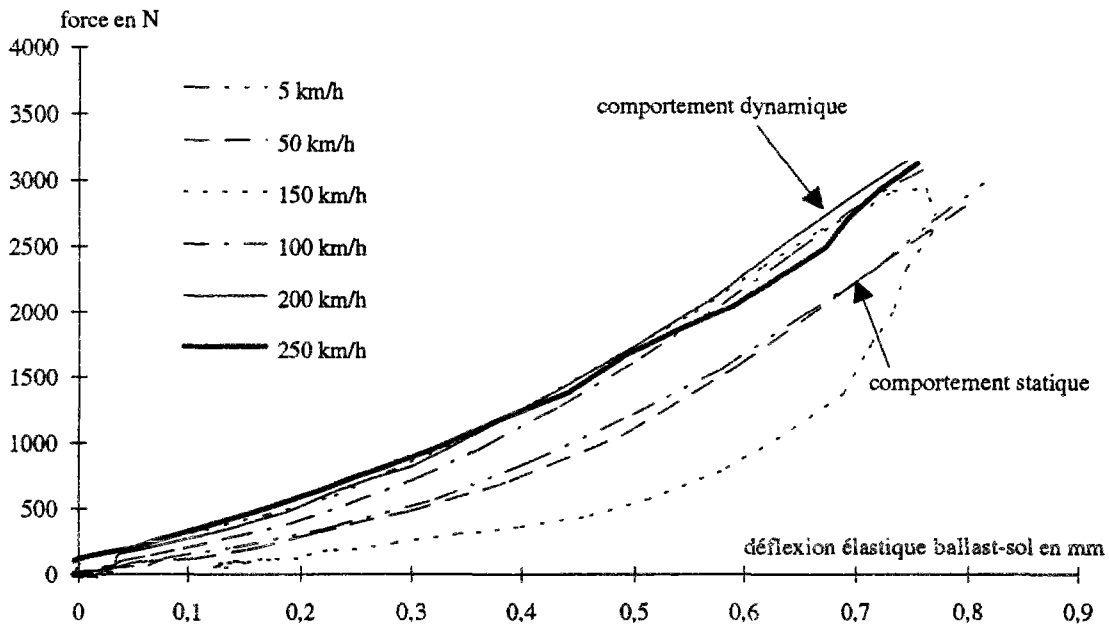
Tableau 2-7 : déflexion et force associées pour différents essais.

Le Tableau 2-7 regroupe aussi les modules de voie K obtenus lors du comportement en temps moyen stabilisé. On ne constate aucune dépendance entre K et la nature du sol. Toutefois, pour un assemblage granulaire donné, plus le sol est raide, plus le module de voie K devrait être grand. En revanche, plus le sol est raide, plus les déplacements des grains à l'interface ballast-sol sont faibles. Alors, l'assemblage granulaire dispose de moins de « liberté » pour s'arranger, il constitue donc une structure plus souple. Les modules de voie K des essais AA et BB confirment que ce dernier point semble être prépondérant. Ce sont ces effets combinés qui expliquent la décorrélation entre le sol et la valeur du module de voie.

4.3.2 La vitesse de chargement

On a montré que la déflexion élastique pilote le tassement. On propose d'observer la dépendance entre la vitesse d'application du chargement et la déflexion élastique. Ainsi, on a déduit l'influence de la vitesse d'application du chargement sur la loi de tassement du ballast.

Pour cela, observons la réponse de la structure quand la vitesse de chargement varie. L'objectif est d'identifier des classes de comportement : quasi-statique ou dynamique. Le Graphe 2-23 représente la déflexion lors d'un cycle et ceci pour différentes vitesses de chargement. Soulignons que ces mesures sont effectuées successivement sur la même éprouvette stabilisée ; l'élastomère modélise un sol QS2.



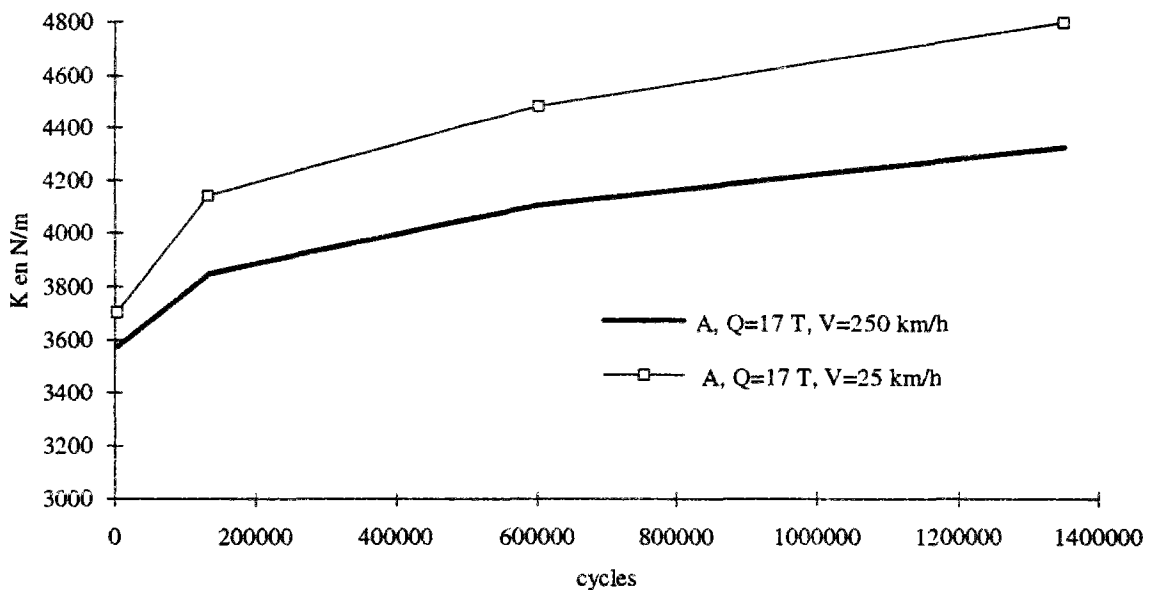
Graph 2-23 : réponse de la structure à différentes vitesses sur un sol de 100 MPa.

On distingue très nettement deux comportements caractérisés par une vitesse critique de chargement comprise entre 50 et 100 km/h :

- une réponse quasi-statique quand les vitesses de chargement sont inférieures ou égales à 50 km/h ;
- une réponse dynamique qui apparaît pour des vitesses de chargement supérieures ou égales à 100 km/h.

Toutefois, il est difficile de dire si ce changement de la réponse est dû au ballast ou bien à l'élastomère. La vitesse de chargement n'a pas d'influence sur l'allure de la déflexion élastique ballast-sol quand V est comprise entre 100 et 250 km/h. On peut extrapoler sur la gamme des grandes vitesses (200-350 km/h), et dire que la réponse reste inchangée. On conclut donc, que la loi de tassement n'est pas sensible à la vitesse d'application du chargement dans la gamme des grandes vitesses. Soulignons que les surcharges dynamiques, dues à un couplage entre la circulation des véhicules et les irrégularités de voie, sont pénalisantes, car elles augmentent le niveau des charges qui sollicitent le ballast. L'annexe 8 présente les courbes déflexion-force pour un cycle de chargement réalisé à 5 et 200 km/h.

On s'intéresse maintenant à l'influence de la vitesse sur le module de voie K . Le Graphe 2-24 montre deux courbes d'évolution du module de voie K réalisées pendant l'essai A. La courbe en trait continu donne le module de voie K obtenu à la vitesse de 250 km/h. La courbe marquée donne l'évolution de K si l'on charge ponctuellement l'éprouvette A à une vitesse de 25 km/h. Ces deux courbes servent à mettre en évidence l'effet dû à la dynamique du chargement.



Graphe 2-24 : comparaison des modules de voie K obtenu pour l'essai A réalisé à 250 km/h et pour des cycles réalisés à 25 km/h durant l'essai A.

On constate sur le Graphe 2-24 que les modules de voie obtenus à 25 km/h sont plus importants que ceux obtenus à 250 km/h ; l'écart $K_{25,250}$ est de l'ordre de 400 N/mm. Or une des propriétés des élastomères est d'augmenter leurs rigidités et leurs propriétés en viscosité avec la fréquence d'application du chargement. Dans le cas du bicouche ballast-élastomère, c'est le phénomène inverse que l'on observe.

4.3.3 Le niveau de charge

On a vérifié que la réponse d'une structure ballast-sol reste proportionnelle au niveau de charge (Q_R allant de 2500 à 4000 N). On trouve en annexe (Annexe 9) la courbe des déflexions selon la charge, on observe une relation linéaire.

Pour conclure, la nature du sol est prise en compte dans la description du signal de chargement. Elle intervient de façon combinée sur le module de voie K .

En ce qui concerne la vitesse de chargement, on a mis en évidence deux types de réponse de la structure, une réponse quasi-statique si la vitesse de chargement est comprise entre 5 et 50 km/h, et une réponse dynamique pour des vitesses supérieures à 100 km/h et au moins valable jusqu'à 300 km/h. Or, nous ne nous intéressons qu'aux grandes vitesses, donc on considère ce paramètre comme non influant dans la gamme des grandes vitesses.

La variation paramétrique de la charge à l'essieu montre que la réponse à l'échelle du cycle, reste proportionnelle à la charge dans le domaine élastique. En revanche, comme l'a montré SHENTON[SHExx], l'influence du niveau de charge risque d'être perceptible si l'on effectue des séquences de chargement défini par le couple $\{N, Q\}$.

Maintenant, nous nous intéressons à certaines données de l'essai qui peuvent modifier le comportement en temps moyen. Il s'agit de l'épaisseur de la couche de ballast sollicitée, et de la pression additionnelle.

4.3.4 Réflexion sur l'influence de l'épaisseur de la couche de ballast

Il faut distinguer dans le volume de l'éprouvette de ballast, la couche inférieure qui assure la transmission des efforts jusqu'au sol, et la couche supérieure qui a pour rôle d'éviter les glissements latéraux de l'armement et aussi de maintenir le ballast de la couche inférieure. Jusqu'alors, toutes les éprouvettes sollicitées répondaient aux mêmes caractéristiques

géométriques. On propose maintenant de doubler l'épaisseur de la couche de ballast qui se trouve sous le blochet (Figure 2-8).

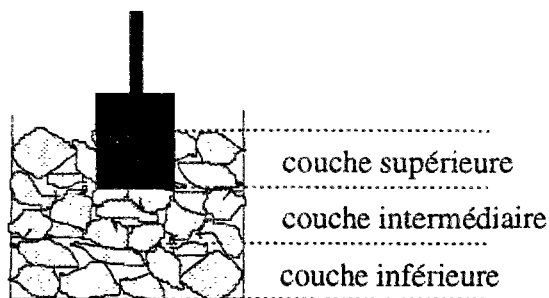


Figure 2-8 : coupe de l'éprouvette de ballast à couche double.

Les essais présentés sont tous réalisés sur la même éprouvette de ballast. Cette éprouvette dispose d'une couche de ballast épaisse de 200 mm sous le blochet. Elle a été soumise à un bourrage par percussion. L'élastomère modélise un sol $QS2$ (100 MPa).

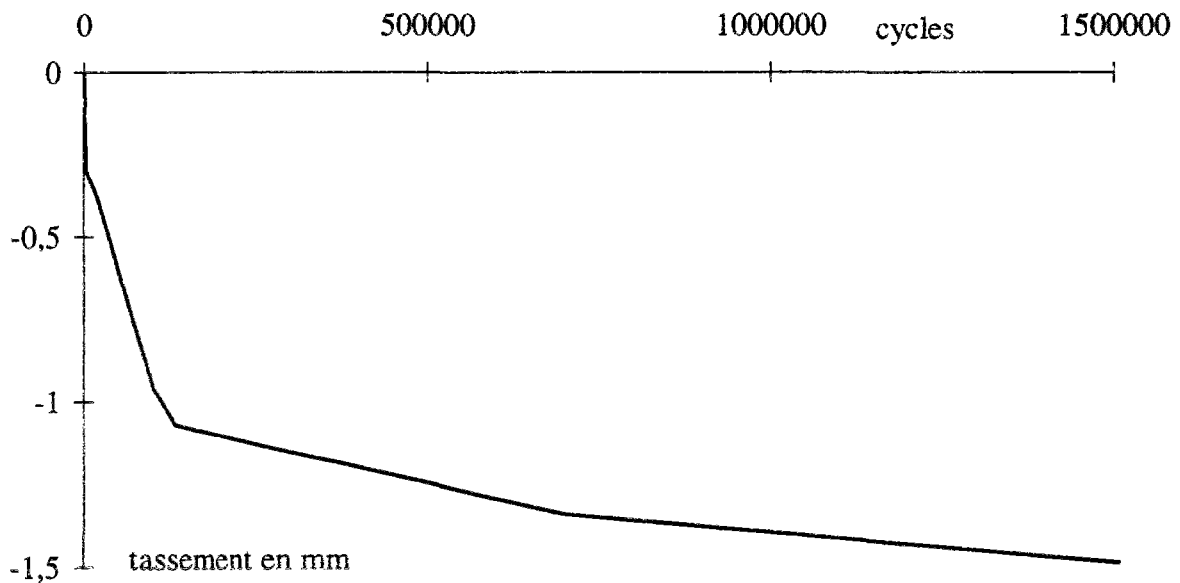
L'essai intitulé FF est sollicité par un signal traduisant une charge à l'essieu de 14 t, soit une charge réduite maximale équivalente à 3200 N ; et une vitesse de chargement correspondant à une vitesse de circulation de 250 km/h. Le Graphe 2-25 montre l'évolution du tassement ; on distingue nettement les phases I et II du comportement. La phase de densification de la structure ballast est caractérisée par un incrément de tassement $\frac{d\tau}{dN} = 7,25 \cdot 10^{-6}$ mm/cycle, elle dure 130 000 cycles.

Puis, suit le comportement en temps moyen, on remarque principalement deux gammes d'incrément de tassement par cycle qui sont résumées dans le Tableau 2-8.

Séquence en milliers de cycles	$\frac{d\tau}{dN}$ en mm par cycle
3 à 100	7,25E-6
100 à 130	3,75E-6
130 à 700	4,7E-7
700 à 1 500	1,8E-7

Tableau 2-8 : $\frac{d\tau}{dN}$ de l'essai FF.

On constate notamment qu'au-delà de 700 000 cycles, l'incrément de tassement par cycle est d'environ $1,8 \cdot 10^{-7}$ mm par cycle sous une charge de 3470 N qui produit une déflexion élastique de 0,7617 mm. A la vue de ces valeurs, on peut comparer cet essai aux essais A et C pour lesquels la déflexion élastique et l'incrément de tassement par cycle sont du même ordre. Ceci laisse supposer que l'essai FF vérifie la relation $\frac{d\tau}{dN} = \alpha d^\beta$.



Graphique 2-25 : essai FF, Q=14 t, V=250 km/h, sol de 100 MPa.

La question que l'on se pose est celle de la dépendance de α et β en fonction de l'épaisseur de la couche e . Nous allons comparer deux hypothèses :

- H_1 , on suppose une relation de la forme $\frac{d(\tau/e)}{dN} = \alpha^* \left(\frac{d}{e}\right)^{\beta^*}$ où α^* et β^* sont des constantes adimensionnelles. Dans ce cas, on déduit, $\alpha(e) = e^{1-\beta^*} \cdot \alpha^*$ et $\beta = \beta^*$.
- H_2 , on suppose la relation $\frac{d\tau}{dN} = \alpha d^\beta$ où α et β sont des constantes indépendantes de l'épaisseur de la couche de ballast.

On propose d'évaluer l'incrément de tassement par cycle de plusieurs essais en suivant les deux hypothèses H_1 et H_2 . Pour disposer de plusieurs résultats, on poursuit l'essai FF sur la même éprouvette de ballast à couche double. Les essais HH et II traduisent une vitesse de circulation de 250 km/h, les charges appliquées sont d'environ 4 kN. Le Tableau 2-9 synthétise les

incréments de tassement par cycle mesurés lors des essais et les valeurs calculées sous les deux hypothèses H_1 et H_2 .

Essais	d en mm	Force en N	$\left(\frac{d\tau}{dN}\right)_{mes.}$	$\left(\frac{d\tau}{dN}\right)_{H_2}$	ϵ_{H_2}	$\left(\frac{d\tau}{dN}\right)_{H_1}$
FF	0,7617	3470	1,80E-07	2,41E-07	-34%	2,89E-03
HH	0,7568	4069	3,25E-07	2,38E-07	27%	2,84E-03
II	0,6689	4011	1,80E-07	1,74E-07	3%	2,09E-03

Tableau 2-9 : comparaison des incréments de tassement mesurés et calculés selon H_1 et H_2 .

Dans le cas de la loi de tassement vérifiant l'hypothèse H_2 , on constate que l'erreur commise :

$$\epsilon_{H_2} = \frac{\left(\frac{d\tau}{dN}\right)_{mes} - \left(\frac{d\tau}{dN}\right)_{H_2}}{\left(\frac{d\tau}{dN}\right)_{mes}},$$

pour les essais FF et HH est en valeur absolue de l'ordre de 30 %, l'ordre de grandeur est conservé. Pour l'essai II, l'erreur commise vaut 3 %, dans ce cas, la relation utilisée fournit de bons résultats. Dans le cas de l'hypothèse H_1 , les incréments de tassement par cycle sont terriblement surestimés. Cette hypothèse, qui consiste à dire que le tassement est un phénomène qui concerne la totalité de l'épaisseur de la couche, semble inadaptée dans le cas présent. En revanche, la loi de tassement vérifiant l'hypothèse H_2 fournit de résultats acceptables mais dont la précision n'est pas toujours excellente. Toutefois, pour des épaisseurs simples (300 mm *in-situ*), s'il existe un aléa Δe sur l'épaisseur de la couche (quelques dizaines de millimètres), on peut penser qu'il n'affecte pas les résultats.

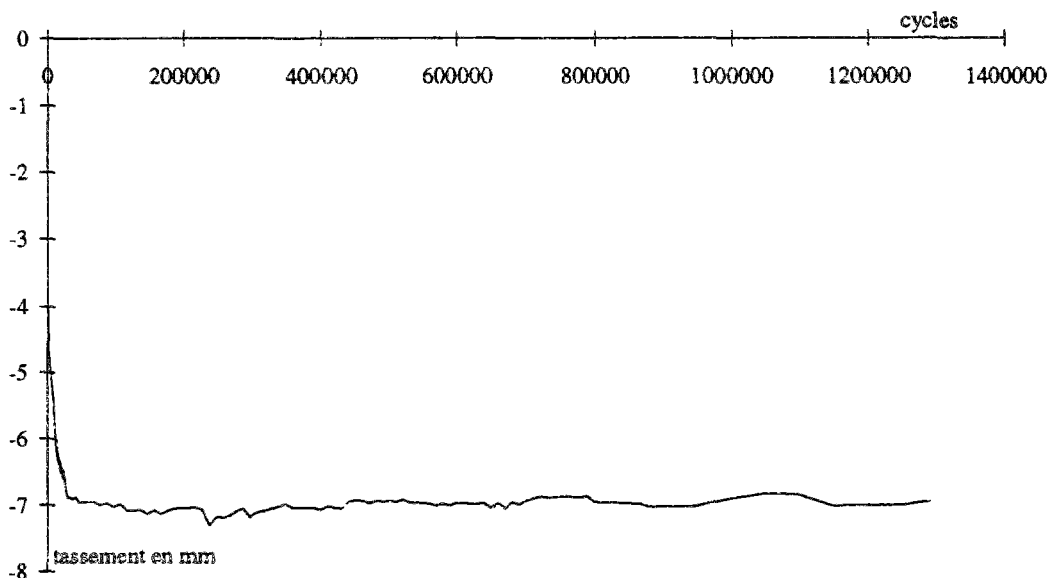
Voici une explication qualitative quant à la relation entre l'épaisseur de la couche et les incréments de tassement. D'une part, on sait que le tassement du ballast provient de l'irréversibilité infinitésimale des déplacements relatifs des grains sous chargement. D'autre part, on a constaté que l'ordre de grandeur de la déflexion ballast-sol reste le même si l'épaisseur de la couche varie d'un facteur deux. La combinaison de ces deux observations mène à dire que les grains de la couche inférieure se déplacent « peu » lors d'un cycle de chargement. Si ces déplacements sont très faibles, les grains retrouvent la position qu'ils avaient avant le cycle de chargement. Par conséquent, il semblerait que ce soit la couche intermédiaire (100 mm), qui fournit la plupart des tassements irréversibles ; car c'est dans cette même couche, que les déplacements relatifs entre les grains sont les plus importants. Naturellement au fil du temps, la

couche inférieure produit un tassement, mais il reste insignifiant devant celui produit par la couche intermédiaire.

De cette série d'essai, on tire des conclusions qualitatives sur l'influence de l'épaisseur de la couche de ballast. La constatation principale est que la déflexion de l'ensemble ballast-sol et l'incrément de tassement par cycle sont peu affectés par les variations d'épaisseur de la couche qui supporte le blochet. Le tassement du ballast semble provenir de la couche qui est juste sous le blochet (100 mm d'épaisseur). Ce tassement est un phénomène non-linéaire et " superficiel ". La contribution du ballast qui se trouve à plus de 100 mm sous la surface inférieure du blochet semble insignifiante pour les conditions d'essais suivantes : grande vitesse, charge réduite pouvant aller jusqu'à 5 kN. Soulignons que cela semble cohérent puisque la S.N.C.F. dimensionne ses voies de façon à avoir environ 300 mm de ballast sous la traverse (100 mm en modèle réduit), soit l'épaisseur optimale pour le modèle réduit.

4.3.5 Essai selon les similitudes d'Hettler

Un essai a été réalisé en vérifiant les similitudes d'Hettler, c'est-à-dire que la charge réduite correspond à la charge réelle divisée par 27. L'éprouvette, bourrée par vibration, n'est pas soumise à une pression additionnelle.



Graphe 2-26 : tassement du ballast, $Q = 17 t$, $V = 300 km/h$, sol $QS1$.

Le Graphe 2-26 présente le tassement pour 1,3 millions de cycles. On constate qu'après 100 mille cycles, le tassement n'évolue plus. Si on trace le tassement en fonction du logarithme du nombre de cycles, on trouve une droite allant de 100 à 40 000 cycles. On vérifie la loi de

Hettler si l'on considère que c'est le tassement au centième cycle de chargement qui correspond à u_j [HET84]. On explique le chahut de la courbe par l'usage d'un capteur de déplacement mécanique pour acquérir les valeurs de tassement. Ce capteur s'est avéré sensible aux vibrations mécaniques, il a été remplacé par les extensomètres optiques.

A l'aide de la loi Microballast, on évalue l'incrément de tassement par cycle, la déflexion élastique valant approximativement $0,3 \text{ mm}$ au cycle $N = 600\,000$, on obtient :

$$\left(\frac{d\tau}{dN}\right)_{\text{Hettler}} = \alpha \cdot d^\beta = -2,3 \cdot 10^{-8} \text{ mm/cycle}.$$

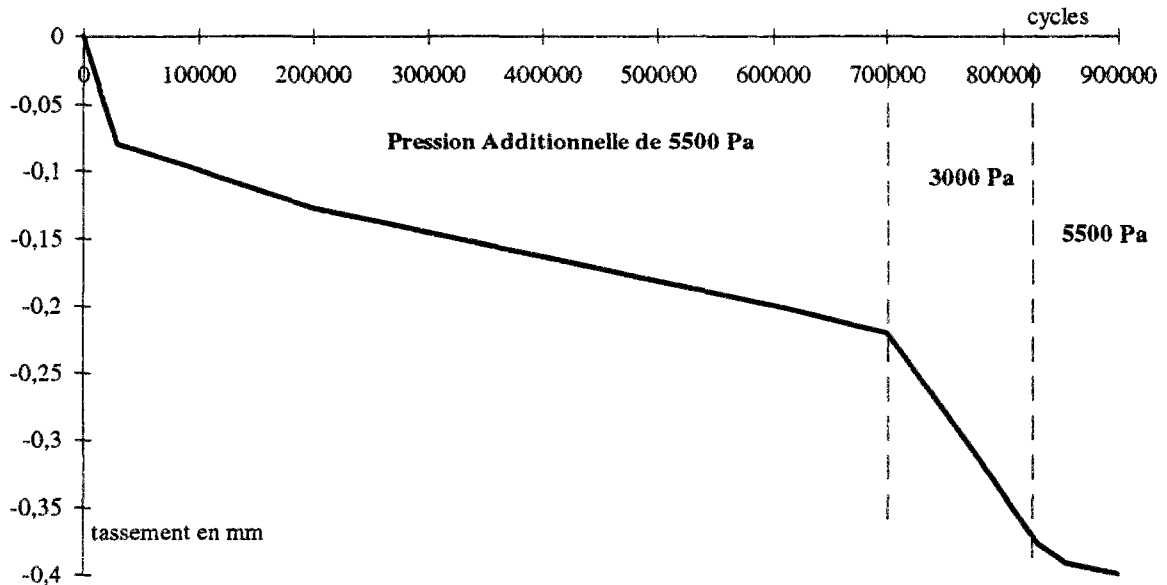
Si on calcule l'incrément de tassement entre les cycles $600\,000$ et $1\,400\,000$, on a $d\tau = 1,84 \cdot 10^{-2} \text{ mm}$. Or, cet incrément de tassement n'est pas lisible sur le Graphe 2-26, toutefois, l'ordre de grandeur des valeurs mesurées et calculées semblent cohérentes. L'essai d'Hettler reproduit fidèlement la phase de densification de la structure ballast, mais il n'est pas adapté pour décrire la phase II. En effet, les incréments de tassement pas cycle sont tellement faibles qu'ils sont difficiles à mesurer avec précision.

4.3.6 Le rôle de la pression additionnelle

Dans tous les essais présentés, nous avons imposé le même niveau de pression additionnelle. Rappelons que cette pression appliquée par le vide, a pour rôle de compenser l'écart entre la gravité réelle et la gravité réduite. La pression exercée doit caler la contrainte verticale due au poids du ballast dans un plan horizontal compris entre le sol et la section d'application de la charge. Nous avons choisi de fixer le niveau de contrainte dans le plan intermédiaire.

La pression additionnelle n'était jusqu'alors, qu'une donnée. Nous souhaitons désormais étudier l'influence de ce paramètre en observant le tassement du ballast pour un modèle réduit qui ne vérifie pas, ou seulement partiellement, les conditions de similitude en accélération.

L'essai II, réalisé sur une éprouvette de ballast à couche double, est poursuivi en modifiant le niveau de cette pression. Il est alors calé pour équilibrer la contrainte due au poids du ballast dans un plan se trouvant au-dessus de la section d'application du chargement. Ce plan horizontal est repéré par l'ordonnée $z = 80 \text{ mm}$ sachant que l'origine se trouve au niveau de la surface libre du ballast. Lorsque le comportement du ballast a été identifié sous ces conditions de similitude modifiées, on a augmenté de nouveau, la pression de façon à retrouver les conditions initiales. Le Graphe 2-27 montre l'évolution du tassement sous ces conditions modifiées.



Graph 2-27 : essai II, influence de la pression p sur le tassement.

On constate que la diminution de la pression additionnelle est responsable d'une augmentation brusque de l'incrément de tassement par cycle. On passe d'une valeur de $\frac{d\tau}{dN} = 1,8 \cdot 10^{-7} \text{ mm/cycle}$ à $\frac{d\tau}{dN} = 1,2 \cdot 10^{-6} \text{ mm/cycle}$ quand la pression diminue, alors que la déflexion élastique n'augmente que de 10 %. Par conséquent, on ne peut pas appliquer dans ce cas, la loi Microballast pour le calcul des tassements. L'état de contrainte primaire dû à la pression additionnelle est donc primordial. Ensuite, le retour aux conditions expérimentales initiales s'accompagne d'une diminution de l'incrément de tassement par cycle jusqu'à retrouver sa valeur initiale. On conclut donc, que l'assemblage granulaire n'a pas subi dans ce cas, une désorganisation trop profonde, puisque l'on peut passer d'un niveau de pression à un autre. Toutefois, cette observation reste vraie dans une limite à déterminer. En effet, si l'on supprime la pression additionnelle, après quelques cycles de chargement, le blochet s'enfonce de plusieurs dizaines de millimètres, et on observe un "écoulement" des grains de ballast. Dans ce cas, l'assemblage granulaire est totalement désorganisé, et l'on ne peut pas observer de phénomène de réversibilité en modifiant les conditions expérimentales.

4.3.7 Analyse des pressions aux bords de l'éprouvette

Pour procéder aux mesures de la répartition des charges, on dispose de deux bandes de capteurs. Chaque bande contient 10 capteurs résistifs de pression. Chaque capteur a un diamètre de 10 mm et l'espace inter-capteur vaut 10 mm. Ils sont disposés, soit :

- sur les parois verticales de la caisse, pour vérifier les conditions aux limites en effort ;

- ou, dans le fond de la caisse et plus précisément sous le tapis d'élastomère, pour évaluer la répartition des charges au sol.

4.3.7.1 Procédure d'évaluation des charges transmises jusqu'au sol

Les capteurs ont été étalonnés par le vide. Afin d'assurer une meilleure répartition des charges sur les capteurs, on a disposé sur chaque capteur une pastille en élastomère de diamètre égal à celui du capteur. La courbe d'étalonnage (Annexe 10) montre le caractère fortement non-linéaire de la relation entre la résistance et la pression exercée sur les capteurs. Il semble nécessaire d'insister sur ce point qui confère aux résultats un caractère, avant tout, qualitatif.

Chaque capteur est nommé par une couleur, et la disposition des capteurs sur les bandes est celui observé dans la légende de l'Annexe 10. On remarque que le capteur Rouge/B ne travaille pas dans la même plage de résistance que les autres capteurs, on tient compte de cette singularité dans le traitement des données. D'autre part, les capteurs qui se trouvent aux extrémités de la bande ne vérifient la même relation pression-résistance que les autres capteurs, il faut prendre en compte les effets de bord pour ces capteurs. La courbe en gras est la moyenne obtenue pour tous les capteurs sauf le Bleu/B, le Rouge/B et le Orange. Cette courbe moyenne est utilisée pour relier la résistance en kOhm des capteurs à la de pression en MPa.

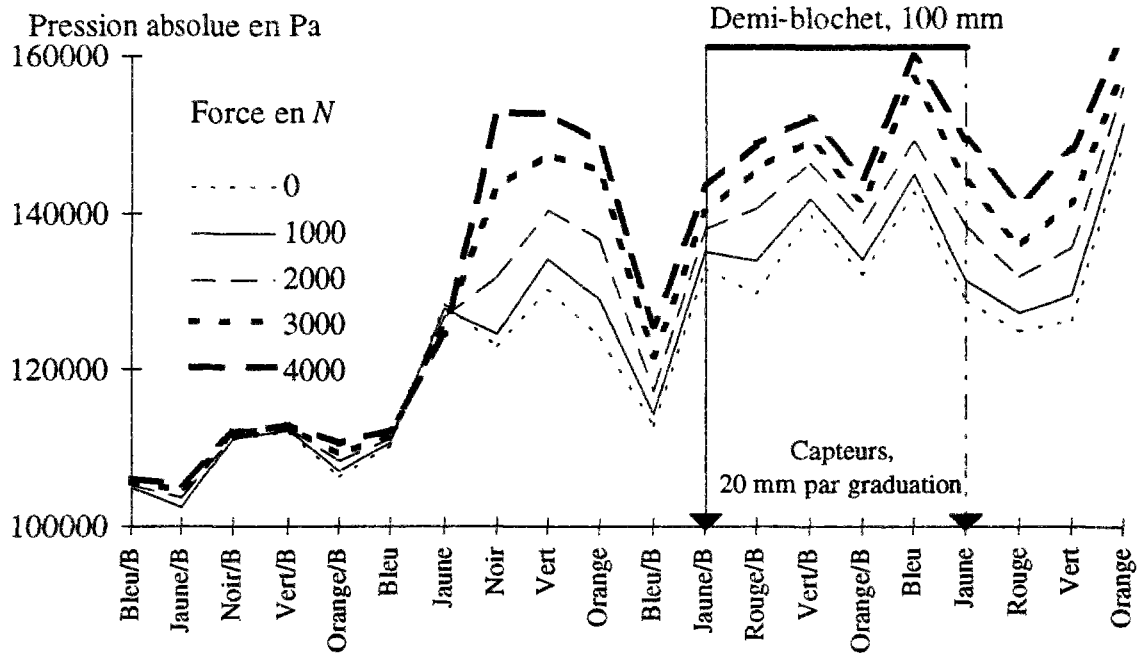
4.3.7.2 Validation des conditions expérimentales

En disposant les bandes de capteurs sur les parois verticales de la caisse, on a vérifié l'absence d'efforts normaux sur les parois ce qui valide les conditions aux limites en efforts de notre essai. Ceci est valable n'importe où sur les parois verticales.

4.3.7.3 Evaluation de la répartition des charges au sol

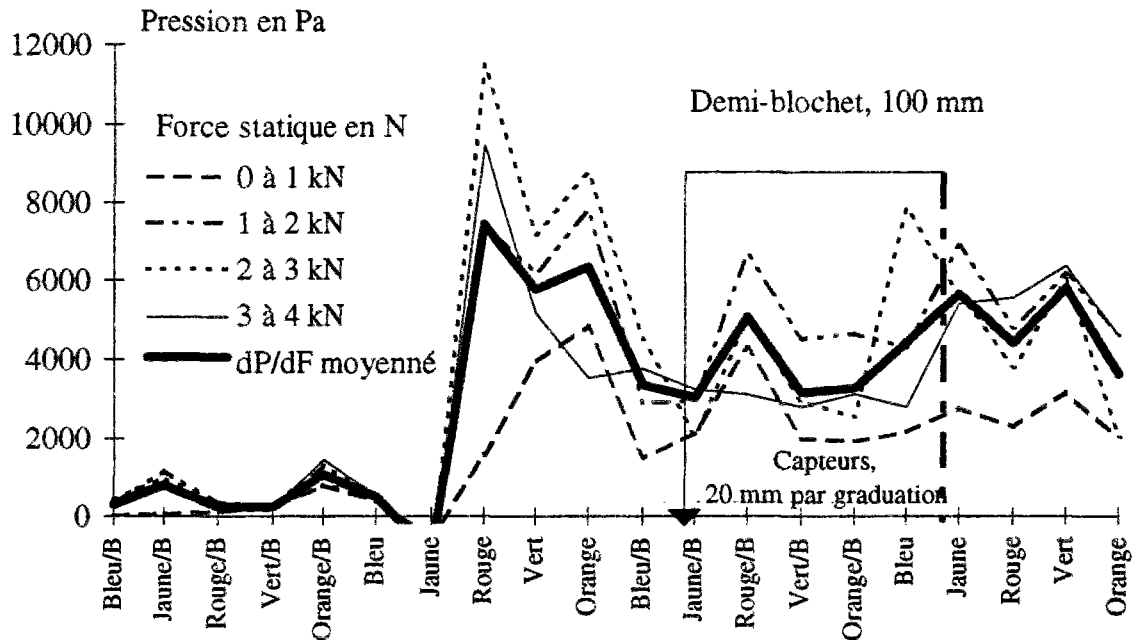
Les capteurs sont positionnés selon une diagonale de la caisse en partant d'un coin. Ainsi, on couvre les trois quarts de la longueur de la diagonale. Les mesures des pressions sont effectuées sous un chargement statique qui augmentent par pas de 1 kN.

Le Graphe 2-28 montre que le niveau des pressions reste constant dans un rayon de 200 mm par rapport à l'axe de symétrie du blochet, outre pour le capteur Bleu/B. L'angle de descente des charges vaut 45°, c'est la valeur que l'on trouve dans la littérature pour les milieux granulaires tel que la grave. On remarque que les capteurs qui se trouvent dans le coin de la caisse, ne subissent pas du tout le chargement.



Graph 2-28 : Répartition des charges au sol après chargement.

Intéressons-nous à l'incrément de pression généré par une augmentation de 1 kN de la charge statique.



Graph 2-29 : incréments de pression au sol par pas de chargement de 1 kN.

On évalue la contrainte au sol pour un incrément de force statique de 1 kN afin de comparer cette valeur expérimentale à la valeur théorique. Pour cela, on moyenne pour chaque capteur *couleur*, les incréments de contraintes obtenus à chaque nouvel incrément de force soit:

$$\Delta\sigma_{\Delta F=1\text{ kN}}^{\text{couleur}} = \frac{1}{P} \cdot \left(\sigma_{F=4\text{ kN}}^{\text{couleur}} - \sigma_{F=1\text{ kN}}^{\text{couleur}} \right)$$

ou P est le nombre de pas de chargement valide, soit $P=3$).

La courbe du Graphe 2-29, tracée en gras représente cette moyenne. Ensuite, on calcule l'incrément moyen de contrainte dans la zone chargée comme étant :

$$\Delta\sigma_{\Delta F=1\text{ kN}} = \frac{1}{N_c} \cdot \sum_{i=\text{Rouge}(8)}^{\text{Orange}(20)} \Delta\sigma_{\Delta F=1\text{ kN}}^i$$

où N_c est le nombre de capteurs chargés et vaut 12. On obtient : $\Delta\sigma_{\Delta F=1\text{ kN}} = 5300\text{ Pa}$.

Calculons la valeur théorique avec les données suivantes :

- F vaut 1 kN ,
- le rayon du blochet $R=100\text{ mm}$,
- angle de descente de charge 45° .

On obtient : $\Delta\sigma_{\Delta F=1\text{ kN}}^{\text{théor}} = 7957\text{ Pa}$.

L'ordre de grandeur des charges transmises au sol est conservé mais l'erreur commise est grande, il est plus prudent de considérer ces résultats sous forme qualitative, ils fournissent une idée correcte de l'allure de la répartition des charges au sol.

Connaissant le module du tapis d'élastomère $E^{\text{sol}} = 1,5\text{ MPa}$ et son épaisseur $e^{\text{sol}} = 18\text{ mm}$, on peut évaluer l'ordre de grandeur de la contribution du sol (QSI) dans la déflexion totale, soit :

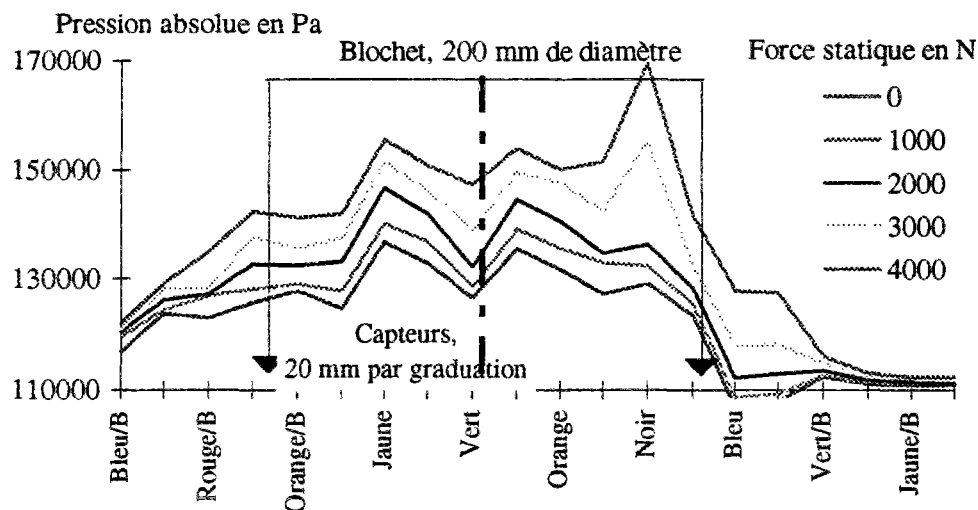
$$d^{\text{sol}} = \frac{\sigma}{E^{\text{sol}}} \cdot e^{\text{sol}}$$

On estime d^{sol} à $0,0775\text{ mm}$ en théorie et à $0,06\text{ mm}$ par les mesures et ceci pour un incrément de charge de 1 kN . La contribution maximale du sol (QSI) est estimée à 30% de la déflexion totale.

On propose maintenant d'observer la répartition des charges au sol en début (c'est-à-dire juste après le bourrage) et en fin d'essai. Ainsi, on met en évidence l'évolution de la transmission et de la répartition des charges.

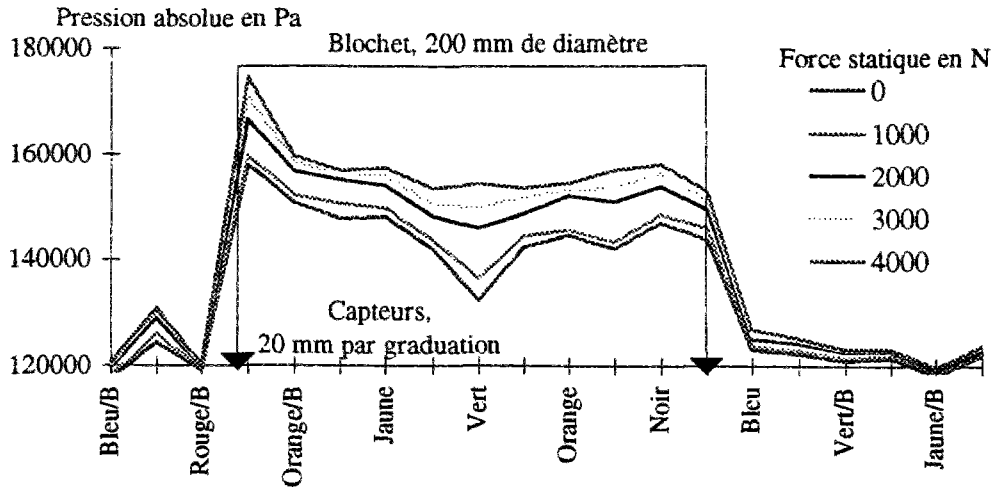
Les bandes de capteurs sont positionnées de sorte à former un angle de 45° à la verticale du centre du blochet. Cette disposition permet de visualiser la symétrie du chargement et de voir s'il y a des effets de bord sur la répartition des charges au sol. On procède au même chargement que pour l'exemple précédent.

Chaque courbe du Graphe 2-30 représente la répartition des charges lorsque l'on augmente la force statique de 1 kN . Les deux flèches délimitent la zone à la verticale du blochet. On constate que c'est la zone qui est la plus chargée. Au-delà d'un rayon de 180 mm (par rapport à l'axe de symétrie du blochet), les capteurs ne sont chargés que par le poids mort dû au ballast et la pression additionnelle. L'angle de descente de charge vaut, dans ce cas, 30° , alors que l'on prévoit plutôt 45° . L'explication est la mauvaise qualité du bourrage (par vibration). Cette hypothèse est confirmée par l'aléa que l'on observe sur le niveau de pression des capteurs se trouvant à la verticale du blochet. On peut dire que les chemins de contraintes ne sont pas encore tracés et optimisés.



Graphe 2-30 : répartition des charges au sol après bourrage, pression additionnelle de 10000 Pa .

Après 2 millions de cycles de chargement, la répartition des charges au sol a tendance à se concentrer à la verticale du blochet (Graphe 2-31). Les chemins de contraintes se sont affirmés, le niveau des charges observés sous le blochet est constant et relativement peu perturbé ; la transmission des charges s'est nettement améliorée. Soulignons aussi la symétrie du chargement par rapport au centre du blochet.



Graph 2-31 : répartition des charges au sol, après 2 millions de cycle de chargement.

Pour conclure, la répartition des charges visualisée après le bourrage par vibration confirme que ce type de bourrage est peu adapté à la densification du ballast. En effet, même si après deux millions de cycles de chargement, la transmission des charges jusqu'au sol s'est améliorée, elle reste très concentrée.

5 Discussions et conclusions

En premier lieu, on a dissocié plusieurs phases dans le comportement du ballast. La première phase traduit la densification de la structure ballast, c'est-à-dire ce qui s'appelle la consolidation en Mécanique des Sols. Cette phase se caractérise par des tassements très importants, sa durée est fortement dépendante de la qualité du bourrage.

Le module de voie, noté K , et défini comme le rapport de la force maximale exercée sur la déflexion maximale au cours d'un cycle, augmente de façon significative jusqu'à ce que les incréments de tassement par cycle soit inférieur à 10^{-6} mm/cycle . Puis il stagne. Ce paramètre décrit la densification de l'éprouvette, il confirme donc l'existence de cette phase. Le calcul de l'énergie dissipée par cycle montre aussi l'existence de la phase I ; cette énergie subit une importante diminution lors de la phase I.

Le comportement en temps moyen du ballast fait intervenir des incréments de tassement faibles et constants sur des grands nombres de cycles. Cette phase est celle que l'on souhaite comprendre puisqu'elle reproduit le comportement du ballast *in-situ*. Les différents essais réalisés ont servi à établir une loi de tassement du ballast lors de son comportement en temps moyen.

Cette loi, $\frac{d\tau}{dN} = \alpha \cdot d^\beta$, introduit un concept nouveau. Elle exprime l'incrément de tassement par cycle comme un défaut de réversibilité de la déflexion élastique ballast-sol. L'originalité de cette loi est qu'elle prend en compte la nature de la plate-forme de la voie, en plus des propriétés mécaniques du ballast. Le paramètre α décrit l'évolution de l'assemblage granulaire sous un même chargement, on le relie qualitativement au module de voie K . β est une constante.

L'étude paramétrique en vitesse a montré que la déflexion élastique ballast-sol était insensible à la vitesse de chargement dans la plage des grandes vitesses. Par conséquent, la vitesse de chargement n'intervient pas directement dans la loi de tassement du ballast.

Le chargement appliqué sur le ballast n'est pas à lui seul, un facteur déterminant du tassement du ballast. C'est le couplage entre la force et l'ensemble ballast-sol qui permet d'évaluer le tassement. Rappelons que le sol contribue à la déflexion élastique et par conséquent à l'état de la configuration granulaire du ballast.

On s'est aussi intéressé à l'évolution de l'énergie dissipée dans le ballast au cours de l'essai et à la dépendance entre E_{cycle}^∞ et l'incrément de tassement par cycle. Il semble exister une relation linéaire entre ces deux paramètres. Comme cette relation dépend de la nature du sol, on n'a pas souhaité approfondir son étude.

Les essais à couche double ont montré que le tassement du ballast est un phénomène concernant uniquement les couches superficielles (100 mm sous le blochet à échelle réduite). La loi de tassement ne fait pas intervenir l'épaisseur de la couche de ballast sollicitée.

En ce qui concerne la pression additionnelle, on a montré qu'elle est indispensable. On sait aussi qu'elle n'influe pas sur le tassement si elle reste dans une certaine plage approximativement définie.

Avant de définir la loi de tassement du ballast à échelle un, on propose de faire une comparaison entre les différentes lois de tassement :

- la loi Microballast, $\frac{d\tau}{dN} = \alpha \cdot d^\beta$,
- la loi de Hettler, $u_N = u_I \cdot (1 + C \log N)$,

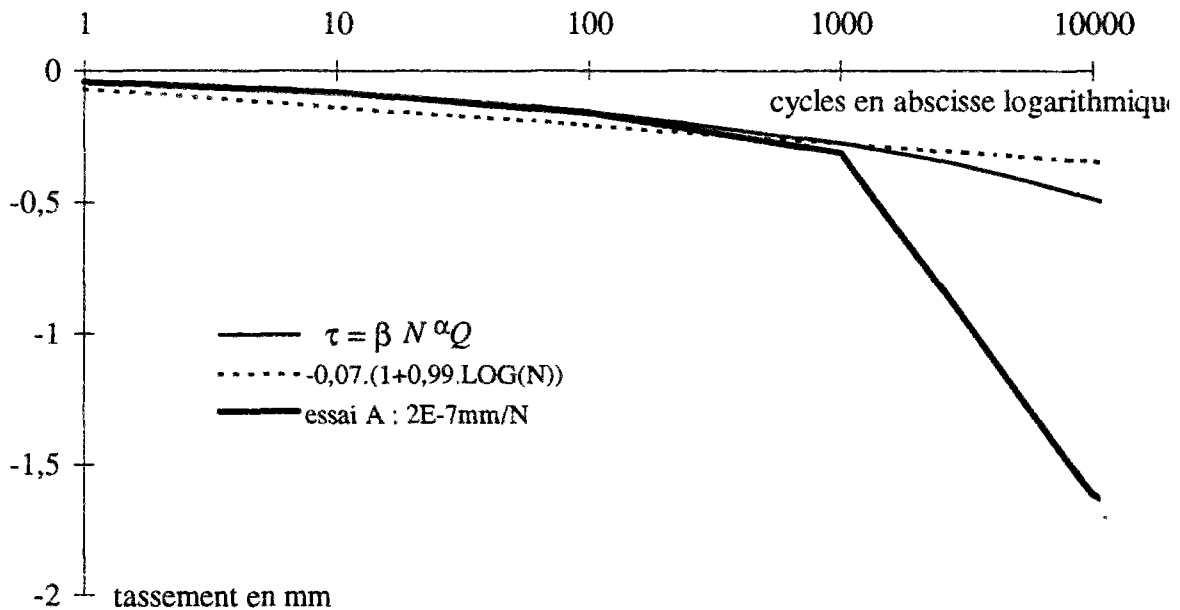
- la loi de Shenton, $\tau_N = \beta \cdot N^\alpha \cdot Q$.

Les lois de tassement obtenues à l'appareil triaxial, aussi bien par Shenton, Hettler et homologuée par ORE s'écrivent de la façon suivante :

$$u_N = u_1 \cdot (1 + C \log N),$$

u_N est le tassement au N ième cycle de chargement (la déformation ϵ s'est transformée en u). Le paramètre u_1 est le tassement produit lors du premier cycle de chargement. Le coefficient C vaut 0,2 pour Shenton (à l'appareil triaxial), et 0,99 pour Hettler si la loi est adaptée au ballast en voie.

Cette loi, validée pour 1000 cycles, exprime que le tassement du ballast provient en grande partie du premier cycle de chargement et est paramétrée par les valeurs de C et u_1 . Notre avis est que cette loi reflète bien le comportement du ballast lorsque l'éprouvette est dans un état relativement lâche, on assiste à la densification de la structure ballast.



Graphe 2-32 : lois de tassement $u_N = u_1 \cdot (1 + 0,99 \log N)$ et $\tau = \beta \cdot N^\alpha \cdot Q$ et essai A.

On propose d'utiliser la loi $u_N = u_1 \cdot (1 + 0,99 \log N)$ pour exprimer le comportement du ballast de l'essai A (sol QSI). La courbe en pointillé dans le Graphe 2-32 représente le tassement du ballast de l'essai A quand l'échelle des abscisses est un logarithme (base 10). La droite exprime la loi de tassement d'Hettler avec $u_1 = 0,07 \text{ mm}$ quand N est inférieur à mille cycles. Pour conclure, on peut dire que la loi de tassement issue des essais à l'appareil triaxial exprime le

comportement du ballast sous un chargement cyclique mais elle ne permet pas d'évaluer le tassement du ballast sous un très grand nombre de cycle de chargement (au moins deux millions de cycles). D'autre part, en ce qui concerne l'essai Microballast, il n'est pas possible de relever le tassement produit lors du premier cycle de chargement.

Quand le nombre de cycles est très grand, la vitesse de tassement est constante par morceau. En dérivant la loi de tassement par rapport à N , on obtient l'expression littérale de l'incrément de tassement par cycle d'après Hettler : $\frac{d\tau}{dN} \cong \frac{du_N}{dN} = u_1 \cdot C \cdot \frac{1}{N}$.

Lorsque l'on atteint le million de cycle de chargement, la valeur numérique de l'incrément de tassement par cycle $\frac{du_N}{dN} = u_1 \cdot C \cdot 10^{-6}$ est équivalente aux grandeurs expérimentales, car on peut estimer u_1 à quelques dixièmes de millimètres. Cependant, l'expérience Microballast a montré que le comportement en temps moyen dure plus de 6 millions de cycles sans que l'incrément de tassement évolue beaucoup. On peut penser que la loi d'Hettler ne serait plus adaptée après quelques millions de cycles de chargement. On confirme donc que les lois qui expriment $\tau(N)$ comme une fonction affine de $\log(N)$, sont destinées à modéliser les phénomènes de densification de la structure ballast et non pas le comportement en temps moyen.

Le Graphe 2-32 représente aussi le tassement donné par la loi de Shenton [SHE78]. Cette loi s'écrit :

$$\tau_N = \beta \cdot N^\alpha \cdot Q,$$

où α et β sont des constantes et Q est la réaction ballast-blochet. En calant la relation $\tau_R = \beta_R \cdot N^\alpha \cdot Q_R$ et la courbe de l'essai A (Graphe 2-32), on obtient pour soit $\beta_R = 1,28 \cdot 10^{-5} \text{ mm}/N$.

La courbe en trait continu-représente cette relation. On constate que l'erreur commise entre le tassement expérimental et celui fourni par cette relation est faible jusqu'au millièrme cycle de chargement. Ensuite, cette relation n'est plus adaptée car l'incrément de chargement par cycle $\frac{d\tau}{dN} = \alpha \cdot \beta \cdot Q \cdot N^{\alpha-1}$ dépend d'une puissance du nombre de cycles.

Pour conclure sur la pertinence des lois de tassement existantes, on dira que celles obtenues par interprétation d'essai à faible nombre de cycles de chargement (10 000) ne sont pas représentatives du ballast *in-situ*. Elles s'attachent plutôt à décrire le phénomène de

consolidation ou densification de la structure ballast. La loi *Microballast* est complémentaire des lois de Hettler ou de Shenton.

Avant de clore le chapitre *Microballast*, on propose d'écrire la loi de tassement établie lorsque l'on considère le ballast *in-situ*. Les lois de similitude imposent un facteur d'échelle $\lambda_L = 3$ à affecter au tassement τ et à la déflexion d . Seulement, on a observé que les déflexions mesurées lors de l'essai *Microballast* sont du même ordre de grandeur que les déflexions mesurées en voie, d_p de l'ordre du millimètre ([VIB95], [EUR93]).

Nous expliquons le phénomène de la façon suivante : la similitude adoptée conserve le champ de contrainte. Or on sait que dans un milieu granulaire toute la déformation est concentrée aux points de contact.

Si le ballast n'était pas un matériau à arêtes tranchantes, on pourrait décrire les contacts entre grains par la loi de Hertz :

$$\frac{F}{D^2} = \mu \cdot \left(\frac{\delta}{D} \right)^{3/2},$$

où F est la force de contact, D le diamètre des grains supposés sphériques, δ la déformation au contact, et μ le module de Lamé des grains.

Pour cette loi, plus les grains sont gros, plus leurs rayons de courbure sont grands, et plus les surfaces de contact sont grandes. Notons que le terme $\frac{\delta}{D}$ du membre de droite est le rapport entre le déplacement et le rayon de courbure des grains au point de contact. Or, en ce qui concerne le ballast, les arêtes tranchantes ne sont pas homothétiques à l'augmentation du volume des grains, autrement dit les rayons de courbure des grains aux points de contact du micro-ballast, sont identiques à ceux du ballast. Par conséquent, le facteur $D^{-3/2}$ du membre de droite est le même pour le ballast et le micro-ballast. On propose donc de ne pas appliquer la similitude à la déflexion qui intervient dans la loi de tassement. Ainsi, on écrit :

$$\frac{d\left(\frac{\tau_p}{\lambda_L}\right)}{dN} = \alpha \cdot d_p^\beta, \text{ d'où}$$

$$\frac{d\tau_p}{dN} = \alpha \cdot \lambda_L \cdot d_p^\beta = \alpha_p \cdot d_p^\beta.$$

Pour $\alpha = -4,79 \cdot 10^{-7} \text{ mm/cycle}$ et $\lambda_L = 3$, posons :

$$\alpha_p = \alpha \cdot \lambda_L = 1,437 \cdot 10^{-6} \text{ mm/cycle}.$$

Par ailleurs, on sait que la déflexion totale notée d , est la somme d'une déflexion due au ballast, d^{bal} , et d'une déflexion due au sol d^{sol} . Or seule la déflexion due au sol est affectée par la similitude, donc pour être rigoureux, on doit écrire :

$$d_p = d_p^{bal} + d_p^{sol} = d_R^{bal} + \lambda_L \cdot d_R^{sol} = d_R + (\lambda_L - 1) \cdot d_R^{sol} \approx 1,7 d_R.$$

Dans le cas d'un sol *QSI*, les mesures de répartition des charges au sol ont permis d'évaluer d_R^{sol} à environ $0,25 \text{ mm}$ pour une charge de $3,5 \text{ kN}$, soit 30% de la déflexion d_R . On utilise cette valeur pour évaluer le module de voie K_p^∞ .

Le module de voie K^∞ moyen est de l'ordre de 4250 N/mm . On sait que, *in-situ*, ce module est évalué à approximativement, 10 kN/mm pour les voies souples, 40 kN/mm pour les voies classiques, et 100 kN/mm pour les voies raides. Si l'on écrit que :

$$K_p^\infty = \frac{F_p}{d_p} = \lambda_F \cdot \frac{F_R}{d_R + (\lambda_L - 1) \cdot d_R^{sol}},$$

on estime $K_p^\infty = 0,65 \cdot \lambda_F \cdot K_R^\infty$, soit $K_p^\infty \approx 28 \text{ kN/mm}$. Les résultats de l'expérience Microballast sont plutôt représentatifs de ce que l'on obtiendrait sur une voie classique.

- *Chapitre 3* -

**Prévisions de l'évolution des défauts
verticaux des voies ferrées ballastées**

1 Introduction

Les problèmes liés aux dégradations prématurées de voie sont apparus avec les Trains à Grande Vitesse. A partir du début des années 80, on a cherché à prévoir, à l'aide de logiciels, ces dégradations pour des conditions d'utilisations nouvelles (Grande Vitesse, trafic important, voie à double sens de circulation...). Toutefois, ces travaux ont suscité peu d'intérêt. On s'intéressait d'avantage à l'interaction dynamique véhicule-voie dans un objectif de confort des voyageurs (étude des vibrations) [KNO93].

Depuis le début des années 90, on se penche à nouveau sur ces problèmes de dégradations de voie, la motivation étant de deux ordres : la garantie d'une sécurité maximale lors des circulations à grandes vitesses, et la réduction des coûts de maintenance.

La dégradation des voies fait l'objet de deux types de modèles basés sur des approches phénoménologiques ou mécaniques.

Sato, qui a testé expérimentalement deux procédures de bourrage du ballast [SAT89], propose aussi une étude numérique de détérioration des voies ballastées [SAT95] par la mise en oeuvre d'un modèle d'évolution et de rectification (par des opérations de maintenance) des irrégularités de voie. Ses résultats sont comparés aux dégradations observées sur la ligne de Tokaïdo-Shinkansen. Nous nous limitons à présenter la démarche.

Sato s'intéresse à l'évolution de la distribution de l'amplitude des défauts de voie selon leurs longueurs d'onde. Le calcul fait intervenir plusieurs paramètres :

- La loi de tassement du ballast : $y = \gamma \cdot (1 - e^{-\alpha x}) + \beta \cdot x$, où y est le tassement, x le nombre de charge ou encore le tonnage cumulé, et α , β , γ sont des constantes. $\gamma \cdot (1 - e^{-\alpha x})$ exprime la consolidation initiale du ballast qui dépend de la charge appliquée. β est l'incrément infinitésimal de tassement par charge. Sato explique cet incrément infinitésimal par les mouvements latéraux des grains de ballast sous les traverses après la consolidation.
- Un coefficient de dégradation de voie qui fait intervenir la contrainte ballast-traverses, l'accélération maximale du ballast, et un facteur d'état qui décrit les variations d'uniformité dans le système rail-traverse ou dans le ballast.
- L'état de la voie selon la maintenance, qui relate l'augmentation moyenne des défauts en mm par jour, et le taux de bourrage annuel.

Le modèle calcule les variations d'amplitude du spectre de défauts. Puis, lorsque ces amplitudes ont atteint un certain seuil, une opération de maintenance est simulée pour les

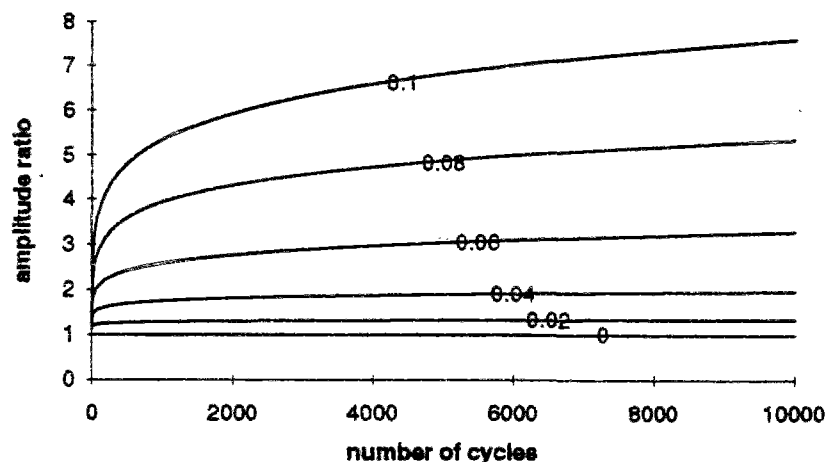
réduire. Cette méthode permet de calculer l'évolution de spectre de défaut, ainsi, on a une idée globale de l'état de la voie.

Dans la catégorie des modèles mécaniques, R. Ford présente une étude paramétrique de la dégradation des voies [FOR95]. Le ballast est considéré comme élastique. Le profil de voie dans le plan vertical est affecté par un défaut continu sinusoïdal. Dans un souci de simplicité, le véhicule est modélisé par un système linéaire, ce qui signifie que les forces varient aussi sinusoïdalement et en phase avec le défaut continu. De plus, la déformation élastique de la voie est négligée dans le calcul des charges dynamiques.

La loi de tassement utilisée est celle de Hettler, écrite sous la forme adimensionnelle $\varepsilon_N = \varepsilon_1 \cdot (1 + C \log(N))$. Si le chargement change au cours de l'essai, Ford assure la continuité du tassement en calculant un nombre de cycle équivalent N_e à une nouvelle déformation initiale ε_1' .

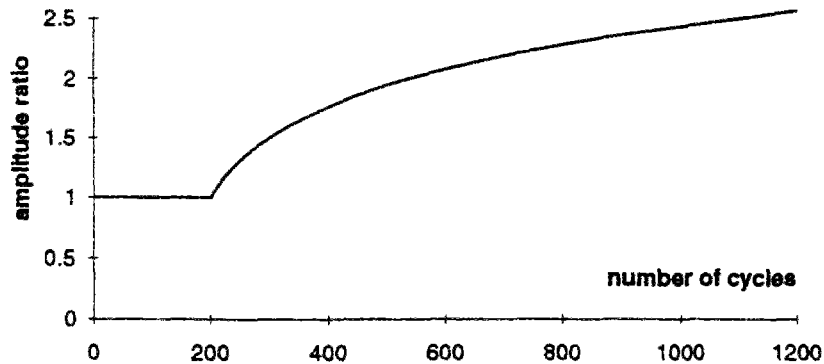
Les paramètres du modèle sont rendus adimensionnels. L'étude paramétrique porte notamment sur l'influence du coefficient de transmission des forces défini comme le rapport de la force dynamique calculée pour le défaut initial sur la force statique.

La Graphe 3-1 représente l'évolution de l'amplitude du défaut selon le nombre de cycles de chargement, et ceci pour plusieurs coefficients de transmission de force. Pour une couche de ballast épaisse de 320 mm, et peu compressible ($C = 0,3$), l'amplitude peut être multiplier jusqu'à 7,6 pour 10 mille cycles pour une amplitude initiale unitaire. Si C vaut 0,4 et que l'épaisseur de la couche est doublée, pour 1 000 cycles, l'amplitude devient très grande dès que le coefficient de transmission de force dépasse 0,05.



Graphe 3-1 : amplitude du défaut selon le nombre de cycles, $C = 0,3$ et coefficient de transmission de force allant de 0 à 0,1.

La Graphe 3-2 montre l'évolution de l'amplitude du défaut sous les mêmes conditions de simulation que précédemment mais avec un coefficient de transmission de force passant de 0 à 0,1 à partir du cycle 200. Pendant la phase où la charge est statique, aucun tassement différentiel n'apparaît. Puis on constate que l'amplitude évolue beaucoup plus lentement que si l'on appliquait directement le coefficient de transmission de 0,1.



Graphe 3-2: amplitude du défaut selon le nombre de cycles, $C = 0,3$ et coefficient de transmission de force de 0 pour les 200 premiers cycles puis de 0,1.

Pour conclure, l'auteur observe une « sensibilité surprenante » du modèle pour des changements mineurs des paramètres. Dans certains cas, la ruine de la voie est obtenue pour uniquement quelques passages de trains. En revanche, ce modèle confirme la nécessité de faire circuler les trains à faible vitesse (pas de surcharge dynamique lors des premiers cycles) sur les voies fraîchement bourrées. Ce modèle n'est qu'à l'état embryonnaire, la notion de répartition des charges roue-rail sur le ballast n'est pas claire, la vitesse de circulation du véhicule n'est pas évoquée.

Les modèles d'interaction dynamique font intervenir un véhicule décrit par un assemblage de masses (essieu, bogie et caisse), ressorts et amortisseurs (suspensions primaire et secondaire). La voie est constituée d'un rail élastique modélisé comme une poutre de Euler-Bernoulli discrétisée en éléments finis. Chaque élément repose sur une traverse (2 ddl). Le ballast est pris en compte par un système ressort-amortisseur entre la traverse et un point fixe (le sol), certains modèles prennent en compte la masse du ballast pour ne pas négliger les accélérations qu'elle subit. Soulignons que [RIP95] traduit le déplacement du ballast voisin au ballast chargé en introduisant des ressorts et amortisseurs verticaux de couplage entre les masses de ballast voisines. Les modèles [ILxx] et [RIP95] simulent les interactions voie-véhicule pour les basses et/ou hautes fréquences. Par la suite, ces modèles ont été adaptés pour prendre en compte l'interaction voie-véhicule dans la dégradation de la voie.

Parmi ces modèles modifiés pour quantifier les dégradations de la voie (Figure 3-1), on trouve celui de L. Mauer [MAU89]. Le ballast est modélisé, au niveau de chaque traverse, par un ressort et un amortisseur. Le profil de voie comprend un défaut de géométrie au niveau du rail, du ballast ou encore une hétérogénéité de la souplesse du sol. La circulation du véhicule sur ce

profil, engendre des surcharges dynamiques qui sont responsables de tassements différentiels irréversibles dans le ballast.

Ces tassements sont calculés au niveau de chaque traverse (ou noeud du modèle éléments finis de poutre) à l'aide de la loi de Hettler [HET84] : $\tau_N = \tau_1 \cdot (1 + C \ln(N))$, où τ_N est le tassement au N ème cycle de chargement, u_1 est le tassement du cycle de chargement, et C est une constante. Cette loi est commentée dans le deuxième chapitre. Pour calculer τ_1 , Mauer utilise la relation suivante : $\tau_1 = s \cdot F^{1,6}$, où s est un facteur d'échelle évalué à $0,95 \cdot 10^{-3} \text{ mm/kN}^{1,6}$ et F est la valeur moyenne du chargement total. A chaque traverse, il associe un τ_1 ce qui crée le tassement différentiel.

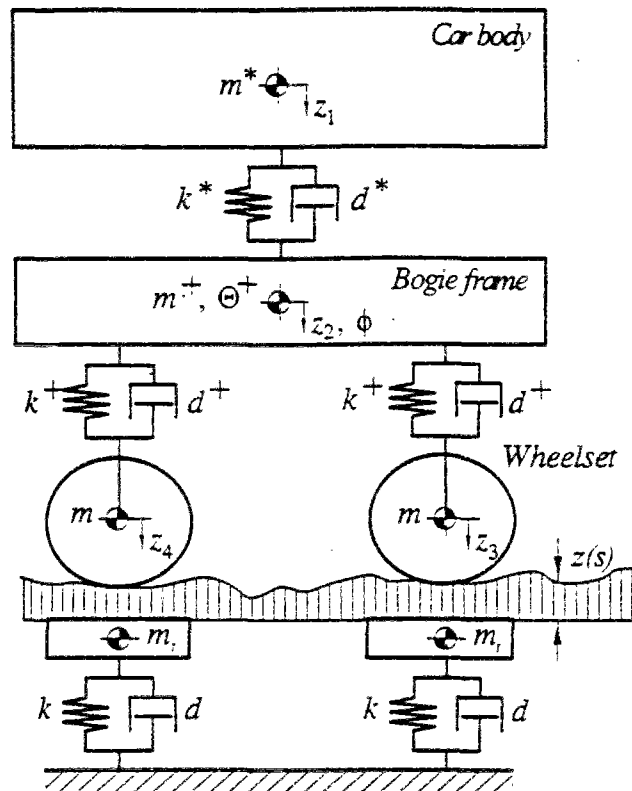
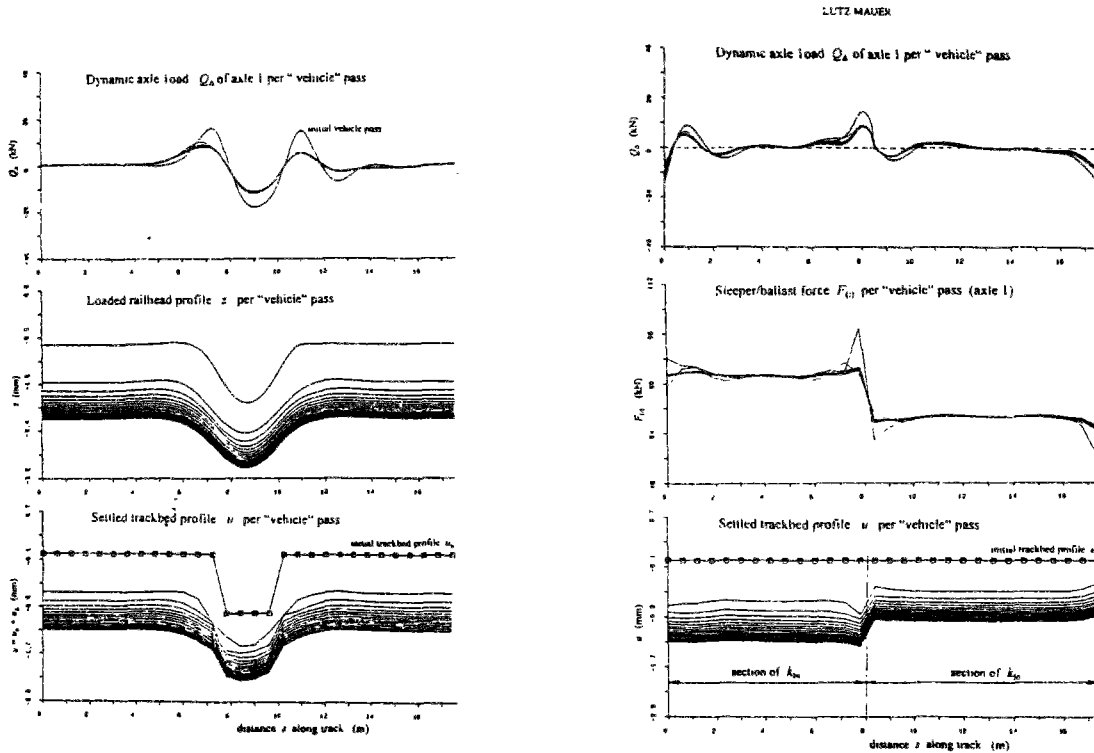


Figure 3-1 : modèle voie-véhicule de Mauer[MAU89].

Dans les deux simulations présentées ci-dessous, la voie comprend une trentaine de traverses, et le train circule à 300 km/h.

Les irrégularités du ballast sont définies comme des défauts de nivellement dans le plan vertical. Le premier défaut simulé est la présence de quatre traverses danseuses. Le Graphe 3-3 donne le tassement par incrément de cycles pour les vingt premiers passage de véhicule (2 essieux). On constate une augmentation excessive de l'amplitude du défaut.

Les hétérogénéités dans la souplesse de la voie sont modélisées par des variations de la rigidité de l'élément (ressort-amortisseur) représentant la traverse. Le Graphe 3-4 donne les incréments de tassement pour 20 passages de véhicules. La rigidité k_{hi} est deux fois plus grande que la rigidité k_{lo} . La section de rigidité k_{hi} tasse plus que l'autre section. Les forces ballast-traverse sont plus faibles dans la zone où la rigidité de la voie est la plus faible car la distribution des forces est plus étalée dans les zones souples.



Graphe 3-3 : évolution de profil de voie comprenant une irrégularité de nivellement au niveau du ballast [MAU89].

Graphe 3-4 : évolution de profil comprenant deux zones de ballast caractérisées par des rigidités différentes [MAU89].

Ces simulations semblent surestimer le tassement par cycle, l'auteur évoque le fait que le modèle de voie soit statique alors que le véhicule est modélisé en dynamique. Il pense aussi qu'il est nécessaire de prendre en compte les traverses danseuses (introduction d'une loi de choc). De plus, l'évaluation de la valeur moyenne de la force F , qui permet le calcul de u_1 , n'a jamais été validée expérimentalement ; la loi de Hettler ne prend pas en compte les effets du temps et des fréquences, ce qui gêne Mauer. Il propose de développer son modèle en introduisant un modèle de voie dynamique.

Les travaux présentés restent sommaires. Les logiciels, quels qu'ils soient, demandent des adaptations (calage de paramètres, changement de loi...). Les études paramétriques sont peu riches et ne permettent pas de comprendre les phénomènes de tassements différentiels.

On propose un nouveau modèle de dégradation de voies, appelé RAIL-BALLAST-3-DIMENSIONS, ou *RB3D*. Il permet de réaliser des calculs d'évolution de défauts de voie sous le passage répété de charges roulantes selon les paramètres suivants :

- la charge à l'essieu,
- la nature du sol,
- la vitesse de circulation du véhicule,
- la loi de tassement du ballast.

Il ne prend en compte que les défauts dans le plan vertical. Sa particularité est de modéliser l'ensemble ballast-sol comme un milieu continu semi-infini tridimensionnel, ce qui permet de prendre en compte les couplages entre les deux files de rails. Ce modèle est construit autour de trois modèles distincts :

- Un modèle de véhicule, appelé de façon générique *DYNAM*, qui calcule les efforts dynamiques de contact Roue-Rail lors du passage d'un train circulant à la vitesse V , pour une géométrie de voie donnée. Ce modèle a été développé dans le cadre de ma thèse.
- Le modèle statique de répartition des charges sur le ballast : *BALLAST&BLOCHET*, appelée *B&B*, reprend alors les charges Roue-Rail calculées par *DYNAM* et détermine l'histoire des efforts au niveau de chaque traverse, lors du passage du train, pour en déduire, ceux subits par le ballast. Le massif ballast-sol est modélisé comme un bicouche élastique, le rail est une poutre élastique reposant sur des appuis élasto-plastiques (blochets). Ce modèle a été réalisé au CERAM dans le cadre d'un projet de recherche européen, appelé *EUROBALT* (European Research of Optimization for BALLasted Track). J'ai participé à certain développement, mais ma contribution principale a été de réaliser et d'interpréter les simulations de dégradations de voies.
- Le modèle de TASSEMENT évalue, à partir des efforts ou des déflexions calculés au niveau de chaque traverse, l'incrément de tassement du ballast. Ce tassement est calculé pour un

cycle de chargement, à l'aide d'une loi de tassement préalablement choisie. Puis, on extrapole le tassement obtenu pour un cycle de chargement sur un nombre de cycles dN pour obtenir un nouveau profil de voie. Puis, c'est sur ce nouveau profil de voie que le véhicule va circuler.

L'objectif de ce modèle est de valider qualitativement la loi de tassement à échelle un proposée dans le chapitre 2, et de prévoir l'évolution de certains défauts de voie.

La première partie de ce chapitre présente les trois modules du logiciel RB3D. Puis, on présente les évolutions de profils de voie sous un chargement d'abord constant puis, en prenant en compte les interactions dynamiques voie-véhicule.

2 Le modèle de dégradation de voies ferrées ballastées

2.1 Le modèle de véhicule

La circulation d'un véhicule ferroviaire sur une voie entraîne, outre les efforts statiques dus à son poids, des surcharges dynamiques. Ces surcharges sont le résultat d'une interaction dynamique entre le véhicule et les défauts de voies.

Le modèle de véhicule sert à calculer les surcharges dynamiques en fonction de la voie, des caractéristiques mécaniques du train et de sa vitesse. L'hypothèse de base étant que les déformations et vibrations de la voie sont négligées devant celles du véhicule, autrement dit, le véhicule « voit » des rails absolument rigides. Le choix du système mécanique modélisant le véhicule (essieu, bogie, caisse,...train) se dégage des hypothèses suivantes :

- Seulement les vibrations dans le plan vertical sont prises en compte. On néglige les mouvements transversaux du véhicule, on limite l'étude à des évolutions de défauts symétriques (identiques sur les deux files de rail, c'est-à-dire sans dévers). Par conséquent, on ramène le modèle de véhicule à un modèle bidimensionnel, qui se déplace sur l'axe moyen de la voie.
- Si le nivellement longitudinal de la voie n'est pas constant, le couplage entre les deux essieux semble important pour le calcul des efforts roue-rail. Donc, on autorise une rotation du bogie dans le plan longitudinal de la voie.
- On suppose que la suspension secondaire est suffisamment souple devant la suspension primaire pour ne pas communiquer de mouvement de rotation à la caisse dans le plan longitudinal. On considère que la masse de la caisse est concentrée en un point, on ne prend pas en compte les mouvements de rotation de la caisse.
- On s'intéresse à des défauts isolés dont la longueur d'onde est limitée à 8,4 m (15 traverses), ce qui signifie que, pour la circulation d'une voiture (deux bogies), quel que soit l'instant auquel on considère le véhicule, il n'y a qu'un seul bogie dans le défaut. Le bogie qui se situe en zone plane, n'est pas affecté par l'interaction dynamique voie-véhicule.
- On néglige la raideur du contact rail-roue et on s'intéresse à des rails et des roues ayant des états de surface non dégradés (lisses).

Le Schéma 3-1 représente le modèle d'une demi-voiture comprenant la caisse, la suspension secondaire, le bogie, la suspension primaire et les deux essieux.

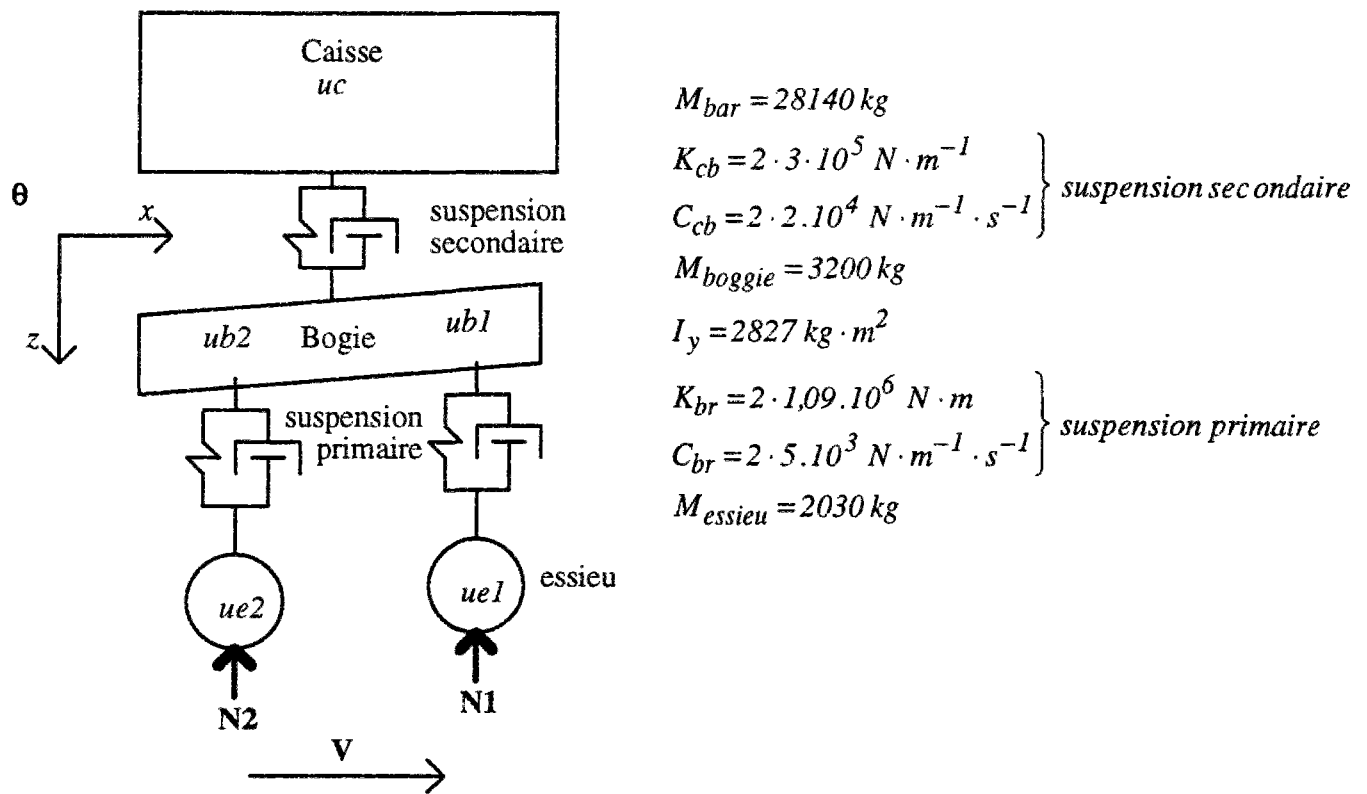


Schéma 3-1 : modèle de demi-voiture.

Le problème consiste à calculer les efforts roue-rail N_1 et N_2 lors du passage d'un véhicule sur une portion de voie dont on connaît le nivellement longitudinal $z_f(x)$ en chaque point x de la voie. La voie est considérée comme rigide devant le véhicule, on n'intègre pas la déformée dynamique du rail et de la voie due à la charge du véhicule.

La caisse, le bogie et les essieux sont animés d'une vitesse horizontale V , par conséquent :

$$u_{e1}(t) = z_f(V \cdot t),$$

$$u_{e2}(t) = z_f(V \cdot t - d_{essieu}),$$

où d_{essieu} est la distance entre les deux essieux du bogie.

Les constantes du modèle sont données dans le Schéma 3-1.

Les inconnues du problème sont :

- u_{b1} , déplacement vertical du cadre du bogie provoqué par le déplacement vertical de l'essieu u_{e1} .
- u_{b2} , déplacement vertical du cadre du bogie provoqué par le déplacement vertical de l'essieu u_{e2}
- θ_b , la rotation du cadre du bogie dans le plan longitudinal.
- u_c , déplacement vertical de la caisse,
- N_{e1} , la charge concentrée sous l'essieu e_1 ,
- N_{e2} , la charge concentrée sous l'essieu e_2 .

Les charges roue-rail pour chaque file de rail N_{ri} valent $N_{ri} = \frac{N_{ei}}{2}$.

Ecrivons maintenant les équations du système en fonction du temps.

Résultante des forces exercées sur les essieux :

$$M_{e1} \cdot \ddot{u}_{e1} = -N_{e1} + M_{e2} \cdot g + K_{br} \cdot (u_{b1} - u_{e1}) + C_{br} \cdot (\dot{u}_{b1} - \dot{u}_{e1})$$

$$M_{e2} \cdot \ddot{u}_{e2} = -N_{e2} + M_{e2} \cdot g + K_{br} \cdot (u_{b2} - u_{e2}) + C_{br} \cdot (\dot{u}_{b2} - \dot{u}_{e2})$$

Résultante des forces exercées sur le cadre du bogie :

$$M_b \cdot \frac{\ddot{u}_{b1} + \ddot{u}_{b2}}{2} = M_b \cdot g + K_{cb} \cdot \left(u_c - \frac{u_{b1} + u_{b2}}{2} \right) + C_{cb} \cdot \left(\dot{u}_c - \frac{\dot{u}_{b1} + \dot{u}_{b2}}{2} \right) \\ - K_{br} \cdot (u_{b1} - u_{e1}) - C_{br} \cdot (\dot{u}_{b1} - \dot{u}_{e1}) \\ - K_{br} \cdot (u_{b2} - u_{e2}) - C_{br} \cdot (\dot{u}_{b2} - \dot{u}_{e2})$$

Résultante des moments exercés sur le cadre du bogie :

$$I_Y \cdot \frac{\ddot{u}_{b2} - \ddot{u}_{b1}}{d_{essieu}} = \left\{ \begin{array}{l} -K_{br} \cdot (u_{b1} - u_{e1}) - C_{br} \cdot (\dot{u}_{b1} - \dot{u}_{e1}) \\ + K_{br} \cdot (u_{b2} - u_{e2}) + C_{br} \cdot (\dot{u}_{b2} - \dot{u}_{e2}) \end{array} \right\} \cdot \frac{d_{essieu}}{2}$$

Résultante des forces exercées sur la caisse :

$$M_c \cdot \ddot{u}_c = M_c \cdot g - K_{cb} \cdot \left(u_c - \frac{u_{b1} + u_{b2}}{2} \right) - C_{cb} \cdot \left(\dot{u}_c - \frac{\dot{u}_{b1} + \dot{u}_{b2}}{2} \right)$$

Dans un premier temps, on propose de calculer la solution statique obtenue lorsque le profil de voie est rectiligne, c'est-à-dire $z_f(x) = 0, \forall x$. Puis, on calcule la surcharge dynamique, due à l'interaction voie-véhicule, et qu'il faudra ajouter à la solution statique.

La masse des essieux étant équivalente, la solution statique est, pour i allant de 1 à 2,

$$N_{ei}^s = \frac{M_b + M_c + 2 \cdot M_e}{2} \cdot g,$$

$$u_{bi}^s = \frac{M_b + M_c}{2 \cdot K_{br}} \cdot g + u_{ei}^s,$$

$$u_c^s = \frac{M_c}{K_{cb}} \cdot g + \frac{M_b + M_c}{2 \cdot K_{br}} \cdot g + \frac{u_{e1}^s + u_{e2}^s}{2}.$$

On peut donc écrire les termes de force N et de déplacement u , comme la somme d'une solution statique N^s , et u^s , et d'une solution dynamique noté N^* , et u^* , respectivement; ce qui permet de résoudre séparément la "contribution dynamique". On obtient le système suivant dans lequel n'apparaît plus la solution statique :

$$M_e \cdot \ddot{u}_{e1}^* = -N_{e1}^* + K_{br} \cdot (u_{b1}^* - u_{e1}^*) + C_{br} \cdot (\dot{u}_{b1}^* - \dot{u}_{e1}^*) \quad 3-1$$

$$M_e \cdot \ddot{u}_{e2}^* = -N_{e2}^* + K_{br} \cdot (u_{b2}^* - u_{e2}^*) + C_{br} \cdot (\dot{u}_{b2}^* - \dot{u}_{e2}^*) \quad 3-2$$

$$\begin{aligned} M_b \cdot \frac{\ddot{u}_{b1}^* + \ddot{u}_{b2}^*}{2} = & K_{cb} \cdot \left(u_c^* - \frac{u_{b1}^* + u_{b2}^*}{2} \right) + C_{cb} \cdot \left(\dot{u}_c^* - \frac{\dot{u}_{b1}^* + \dot{u}_{b2}^*}{2} \right) \\ & - K_{br} \cdot (u_{b1}^* - u_{e1}^*) - C_{br} \cdot (\dot{u}_{b1}^* - \dot{u}_{e1}^*) \\ & - K_{br} \cdot (u_{b2}^* - u_{e2}^*) - C_{br} \cdot (\dot{u}_{b2}^* - \dot{u}_{e2}^*) \end{aligned} \quad 3-3$$

$$I_Y \cdot \frac{\ddot{u}_{b2}^* - \ddot{u}_{b1}^*}{d_{essieu}} = \left\{ \begin{array}{l} -K_{br} \cdot (u_{b1}^* - u_{e1}^*) - C_{br} \cdot (\dot{u}_{b1}^* - \dot{u}_{e1}^*) \\ + K_{br} \cdot (u_{b2}^* - u_{e2}^*) + C_{br} \cdot (\dot{u}_{b2}^* - \dot{u}_{e2}^*) \end{array} \right\} \cdot \frac{d_{essieu}}{2} \quad 3-4$$

$$M_c \cdot \ddot{u}_c^* = -K_{cb} \cdot \left(u_c^* - \frac{u_{b1}^* + u_{b2}^*}{2} \right) - C_{cb} \cdot \left(\dot{u}_c^* - \frac{\dot{u}_{b1}^* + \dot{u}_{b2}^*}{2} \right) \quad 3-5$$

Pour résoudre ce système d'équations ne faisant entrer en jeu que la partie dynamique des inconnues, on utilise les transformées de Fourier en x appliquées à chacun des termes N^* , et u^* , considérés comme des fonctions de la variable spatiale x . Par exemple, on écrit :

$$N_{e1}^*(t) = \tilde{N}_{e1}^*(x) = \tilde{N}_{e1}^*(V \cdot t),$$

où $x \mapsto \tilde{N}_{e1}^*(x)$ associe à chaque point x , la force exercée par l'essieu 1 lors de son passage en x . Alors,

$$\dot{N}_{e1}^* = V \cdot \frac{d\tilde{N}_{e1}^*(x)}{dx}.$$

Dans la suite, on omettra le symbole \sim par souci de simplicité.

Pour tenir compte de ce changement de variable dans les équations 1 à 5, on pose :

$$\tilde{M} = V^2 \cdot M$$

$$\tilde{I} = V^2 \cdot I$$

$$\tilde{C} = V \cdot C$$

Rappelons brièvement les propriétés des transformées de Fourier. Soit une fonction complexe de l'espace qui à x associe $h(x)$. Alors, on écrit :

$$\text{la transformée de Fourier de } h(x) : \forall f \in \mathcal{R}, \quad H(f) = \int_{x \in \mathcal{R}} h(x) \cdot e^{2\pi i f x} \cdot dx,$$

$$\text{la transformée de Fourier inverse : } \forall x \in \mathcal{R}, \quad h(x) = \int_{x \in \mathcal{R}} H(f) \cdot e^{-2\pi i f x} \cdot df.$$

On note $H = \hat{h}$ pour indiquer que H est la transformée de Fourier de h . On retient la propriété suivante :

$$\begin{aligned}\hat{h}'(f) &= \int_{x \in \mathfrak{R}} h'(x) \cdot e^{2\pi i f x} \cdot dx \\ &= -2\pi i f \cdot \hat{h}(f)\end{aligned}$$

On définit les variables transformées de Fourier suivantes :

- $\omega = 2\pi f$, où est f une fréquence spatiale,
- $\hat{Z}_{br} = K_{br} - i \cdot \omega \cdot \tilde{C}_{br}$, fonction de transfert de la suspension primaire ou suspension bogie-roue.
- $\hat{Z}_{cb} = K_{cb} - i \cdot \omega \cdot \tilde{C}_{cb}$, fonction de transfert de la suspension secondaire ou suspension bogie-caisse.

Les équations 1 à 5 s'écrivent alors :

$$\hat{N}_{e1}^* = (\omega^2 \tilde{M}_e - \hat{Z}_{br}) \cdot \hat{u}_{e1}^* + \hat{Z}_{br} \cdot \hat{u}_{b1}^* \quad 3-6$$

$$\hat{N}_{e2}^* = (\omega^2 \tilde{M}_e - \hat{Z}_{br}) \cdot \hat{u}_{e2}^* + \hat{Z}_{br} \cdot \hat{u}_{b2}^* \quad 3-7$$

$$(-\omega^2 \cdot \tilde{M}_b + \hat{Z}_{cb} + 2 \cdot \hat{Z}_{br}) \cdot \frac{\hat{u}_{b1}^* + \hat{u}_{b2}^*}{2} = \hat{Z}_{cb} \cdot \hat{u}_c^* + \hat{Z}_{br} \cdot (\hat{u}_{e1}^* + \hat{u}_{e2}^*) \quad 3-8$$

$$\left(\frac{4 \cdot \omega^2 \cdot \tilde{I}_Y}{d_{essieu}^2} + 2 \cdot \hat{Z}_{br} \right) \cdot \frac{\hat{u}_{b2}^* - \hat{u}_{b1}^*}{2} = \hat{Z}_{br} \cdot (\hat{u}_{e2}^* - \hat{u}_{e1}^*) \quad 3-9$$

$$(-\omega^2 \cdot \tilde{M}_c + \hat{Z}_{cb}) \cdot \hat{u}_c^* = \hat{Z}_{cb} \cdot \frac{\hat{u}_{b1}^* + \hat{u}_{b2}^*}{2} \quad 3-10$$

Posons :

$$\tilde{A} = -\omega^2 \cdot \tilde{M}_b + \hat{Z}_{br} + 2 \cdot \hat{Z}_{cb},$$

$$\tilde{B} = -\omega^2 \cdot \tilde{M}_c + \hat{Z}_{cb},$$

$$\tilde{C} = \frac{4 \cdot \omega^2 \cdot \tilde{I}_y}{d_{essieu}} + 2 \cdot \hat{Z}_{br}, \quad \tilde{D} = -\omega^2 \cdot \tilde{M}_e + \hat{Z}_{br}.$$

En combinant linéairement les équations 7, 8 et 9, on obtient :

$$\hat{u}_{b1}^* = \hat{u}_{e1}^* \cdot \hat{Z}_{br} \left(\frac{\tilde{B}}{\tilde{A} \cdot \tilde{B} - \hat{Z}_{cb} \cdot \hat{Z}_{cb}} + \frac{\hat{Z}_{br}}{\tilde{C}} \right) + \hat{u}_{e2}^* \cdot \hat{Z}_{br} \left(\frac{\tilde{B}}{\tilde{A} \cdot \tilde{B} - \hat{Z}_{cb} \cdot \hat{Z}_{cb}} - \frac{\hat{Z}_{br}}{\tilde{C}} \right)$$

$$\hat{u}_{b2}^* = \hat{u}_{e1}^* \cdot \hat{Z}_{br} \left(\frac{\tilde{B}}{\tilde{A} \cdot \tilde{B} - \hat{Z}_{cb} \cdot \hat{Z}_{cb}} - \frac{\hat{Z}_{br}}{\tilde{C}} \right) + \hat{u}_{e2}^* \cdot \hat{Z}_{br} \left(\frac{\tilde{B}}{\tilde{A} \cdot \tilde{B} - \hat{Z}_{cb} \cdot \hat{Z}_{cb}} + \frac{\hat{Z}_{br}}{\tilde{C}} \right)$$

En remplaçant \hat{u}_{b1}^* et \hat{u}_{b2}^* par leurs expressions en fonction de \hat{u}_{e1}^* et \hat{u}_{e2}^* dans les équations 10 et 11, les efforts essieu-rail s'écrivent :

$$\hat{N}_{b1}^* = \hat{u}_{e1}^* \cdot \left\{ -\tilde{D} + \hat{Z}_{br} \cdot \hat{Z}_{br} \left(\frac{\tilde{B}}{\tilde{A} \cdot \tilde{B} - \hat{Z}_{cb} \cdot \hat{Z}_{cb}} + \frac{1}{\tilde{C}} \right) \right\} + \hat{u}_{e2}^* \cdot \hat{Z}_{br} \cdot \hat{Z}_{br} \left(\frac{\tilde{B}}{\tilde{A} \cdot \tilde{B} - \hat{Z}_{cb} \cdot \hat{Z}_{cb}} - \frac{1}{\tilde{C}} \right)$$

$$\hat{N}_{b2}^* = \hat{u}_{e1}^* \cdot \hat{Z}_{br} \cdot \hat{Z}_{br} \left(\frac{\tilde{B}}{\tilde{A} \cdot \tilde{B} - \hat{Z}_{cb} \cdot \hat{Z}_{cb}} - \frac{1}{\tilde{C}} \right) + \hat{u}_{e2}^* \cdot \left\{ -\tilde{D} + \hat{Z}_{br} \cdot \hat{Z}_{br} \left(\frac{\tilde{B}}{\tilde{A} \cdot \tilde{B} - \hat{Z}_{cb} \cdot \hat{Z}_{cb}} + \frac{1}{\tilde{C}} \right) \right\}$$

La résolution numérique est réalisée en procédant à une transformée de Fourier rapide dans le domaine des fréquences spatiales de S fonctions échantillonnées u [PRE92]. La distance inter-traverse $d_{traverse}$ est le pas d'échantillonnage de la fonction u . La transformée de Fourier \hat{u} sera discrétisée sur les fréquences spatiales allant de $\frac{1}{2 \cdot d_{traverse}}$, à $\frac{2}{NTT \cdot d_{traverse}}$, où NTT est le nombre de traverses de la portion de voie décrite. Pour améliorer la discrétisation fréquentielle des transformées de Fourier, on décrit la portion de voie sur une zone beaucoup plus grande que celle de la résolution statique (calcul des efforts dans le ballast), soit $2 \cdot NTT$.

On propose une illustration du calcul des surcharges dynamiques (Graphe 3-5). En premier lieu, on compare les solutions analytiques et numériques pour un modèle de véhicule simple (Schéma 3-2). Le profil de la voie comprend un défaut de longueur d'onde de 3 m, et de 1 mm d'amplitude. Ce défaut de longueur d'onde égale à la distance entre essieu est un exemple

simple qui ne fait pas intervenir la rotation du cadre du bogie. On compare la solution analytique à la solution obtenue par les transformées de Fourier pour ce défaut périodique.

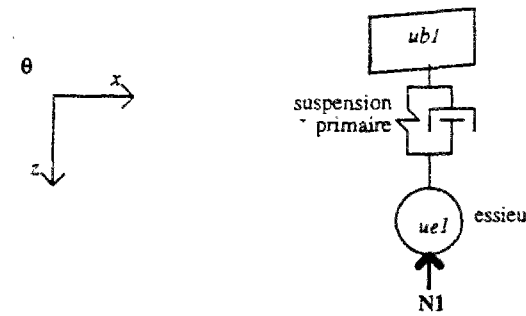
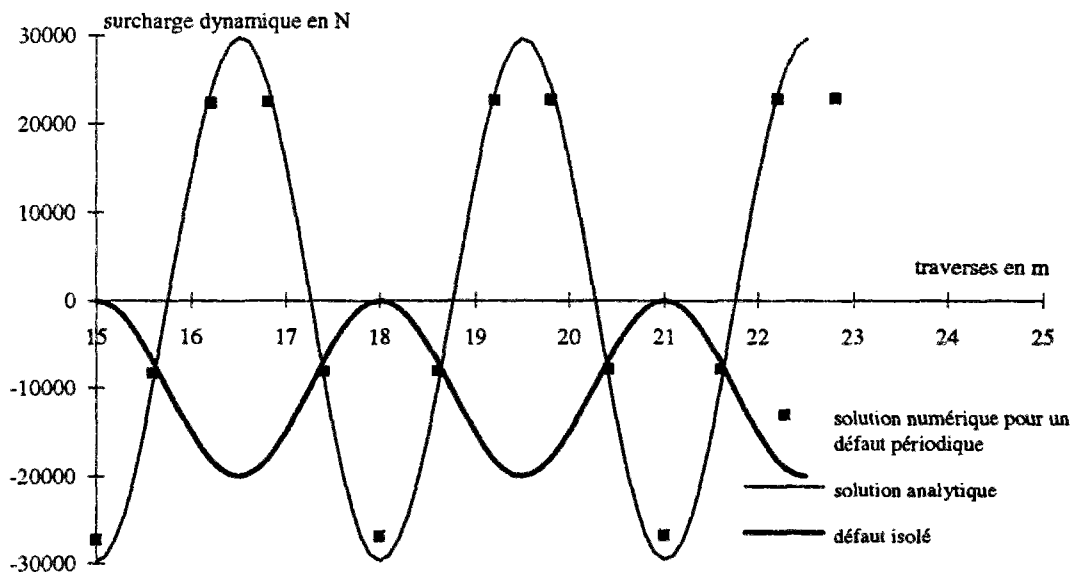


Schéma 3-2 : modèle de véhicule simplifié.



Graph 3-5 : surcharge dynamique calculée numériquement ou analytiquement pour un défaut périodique, parcouru à 80 m/s.

La résolution numérique par les transformées de Fourier rapide d'une fonction échantillonnée (marques carré du Graphe 3-5), fournit une solution très proche de la solution analytique. On constate que même pour des défauts de courte longueur d'onde (3 m), le pas de discrétisation équivalent au pas des traverses est suffisant.

Le résultat du passage du véhicule sur une portion de voie est l'ensemble des paires d'efforts Roue-Rail pour chaque position du bogie. Ces efforts sont ensuite injectés dans le modèle de calcul statique de répartition des charges sur les traverses, soit *B&B*.

2.2 Le modèle de calcul d'effort quasi-statique dans la voie, B&B

La démarche choisie dans *BLOCHET&BALLAST*, appelé *B&B*, consiste à suivre les positions occupées par un bogie sur une portion de voie et, de déterminer les réactions ballast/blochet en fonction des efforts roue/rail pour chacune des positions de bogie. Les résultats de ce calcul (réactions, déflexions du blochet...) sont par la suite traités par le modèle de TASSEMENT qui calcule les tassements induits pour un certain nombre de cycles de chargement.

L'analyse menée est une analyse élasto-statique. On cherche à déterminer les efforts subits par le ballast, au niveau de chaque traverse, sous l'effet du chargement du rail. Le rail est modélisé par une poutre élastique, et on prend en compte l'élasticité du sol. Un calcul tridimensionnel, par éléments finis, permet de construire la matrice d'influence du bicouche sol-ballast à partir de laquelle on détermine les déflexions et les réactions du ballast au niveau de chaque traverse.

Le modèle de calcul, développé dans le cadre d'un projet de recherche européen, a été mis au point par *A. Alaoui & T. Naciri*. Il est présenté, dans le détail, dans le rapport [VOI94] émis par le CERAM.

Avant de donner les solutions du problème, énonçons les hypothèses et les notations du modèle :

- Le sol est élastique linéaire.
- Le ballast est modélisé par un milieu continu élastique linéaire.
- Les blochets sont supposés parfaitement rigides dans la mesure où le module du béton est nettement supérieur à ceux du ballast et du sol.
- Les systèmes d'attaches rail-blochet ne sont pas modélisés. On suppose que la liaison est parfaite.
- Chaque rail α est modélisé par une poutre élastique, (rail intérieur : $\alpha=1$; rail extérieur : $\alpha=2$).
- Chaque blochet (i,α) a un déplacement vertical irréversible $W_{i\alpha}^{irrév}$ qui exprime le nivellement longitudinal ou le défaut de géométrie de la voie, $z_f(x)$.

En un point (i,α) correspondant à un blochet, on a les inconnues suivantes avec la convention d'un axe vertical dirigé vers le haut :

- la réaction sous le blochet est notée $R_{i\alpha}$, elle est due à l'effort exercé par la roue sur le rail $Q_{j\beta}$,
- le déplacement vertical du rail $W_{i\alpha}^{Rail}$,
- la partie élastique du déplacement du ballast $W_{i\alpha}^{el_ball}$,
- et le déplacement vertical total du ballast $W_{i\alpha}^{ball} = W_{i\alpha}^{el_ball} + W_{i\alpha}^{irrév}$.

La structure est discrétisée en un système nodal. Chaque blochet est représenté par un noeud se situant en son centre. Toutes les grandeurs utilisées (forces, réactions, déplacements) sont déterminées sur ce système nodal.

Soulignons que comme l'influence d'une charge est limitée sur les traverses voisines du point de charge, on résout le système d'équations uniquement sur une portion limitée à $2 \cdot NT + 1$ traverses (soit 79 traverses). On appelle la portion de voie sur laquelle on résout le problème, la base des traverses glissantes. En effet, à chaque fois que la charge se déplace, on déplace aussi la base des traverses qui servent à résoudre le problème.

Le Schéma 3-3 nous montre que l'on peut décomposer le problème en deux parties. La première partie concerne la structure composée du rail et des blochets et la seconde concerne la sous-structure composée de la couche de ballast et du massif de sol.

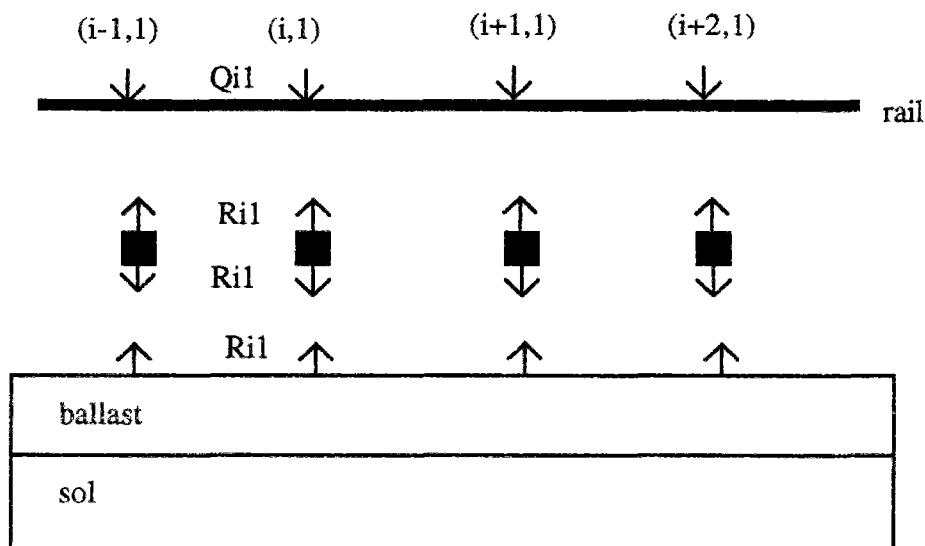


Schéma 3-3 : séparation schématique du problème.

Le premier problème (Schéma 3-4) qui est, en fait, un problème de flexion de poutre nous fournira une relation liant les efforts roue/rail $Q_{i\alpha}$, les réactions sous blochets $R_{i\alpha}$, les déplacements verticaux du rail $W_{i\alpha}^{rail}$ et les différentes caractéristiques mécaniques et géométriques du rail.

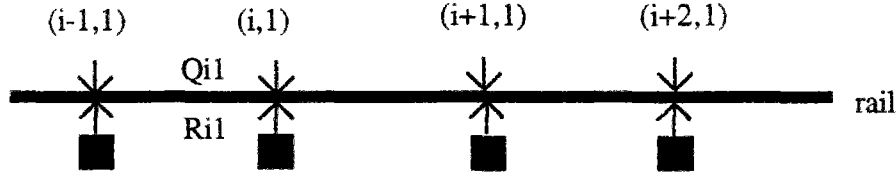


Schéma 3-4 : rail sur appuis.

Le rail est modélisé par une poutre infinie subissant en chaque noeud (i,α) une force ponctuelle $Q_{i\alpha} - R_{i\alpha}$. Cette poutre n'est supportée que par les chargements qui lui sont appliqués. Pour cela, les déplacements verticaux du rail $W_{i\alpha}^{rail}$ sont constitués de la somme de deux mouvements : un mouvement dû à la flexion du rail, un mouvement de corps rigide.

Le calcul de la déflexion du rail est développé dans l'Annexe 11. Il aboutit à la relation suivante, dans le cas des deux rails, une force $Q_{j\beta} - R_{j\beta}$ appliquée au noeud (j,β) provoque un déplacement vertical au noeud (i,α) que l'on calcule selon la formule :

$$\frac{|x_i - x_j|^3}{12 \cdot E_r \cdot I_r} \delta_{\alpha\beta} \cdot (Q_{j\beta} - R_{j\beta}) \quad \alpha, \beta = 1, 2, \quad 3-1$$

où $\delta_{\alpha\beta}$ est le symbole de Krönecker, et x_j est la coordonnée du noeud (i,α) .

Les déplacements verticaux du rail (3-2) ne sont déterminés qu'à un déplacement de corps rigide près. Comme la voie est constituée de deux rails, nous devons prendre en compte deux déplacements de corps rigide, écrits au noeud (i,α) d'abscisse x_i comme :

$$a_\alpha x_i + b_\alpha,$$

où b est une constante de translation, et a est une constante de rotation.

On en déduit donc l'expression donnant le déplacement vertical au noeud (i,α) , $W_{i\alpha}^{rail}$, en fonction des forces appliquées sur les rails en un noeud (j,β) :

$$W_{i\alpha}^{rail} = W_{ij\alpha\beta}^{u \text{ rail}} [Q_{j\beta} - R_{j\beta}] + a_\alpha x_i + b_\alpha, \quad 3-2$$

où $W_{ij\alpha\beta}^{u\ rail} = \frac{|x_i - x_j|^3}{12 \cdot Er \cdot Ir} \delta_{\alpha\beta}$ est la matrice d'influence du rail.

L'objet du second problème (Schéma 3-5) est de relier les réactions sous blochets $R_{i\alpha}$, les déplacements élastiques verticaux du ballast $W_{i\alpha}^{el_ball}$ et les déplacements verticaux initiaux irréversibles $W_{i\alpha}^{irrév}$ avec les différentes caractéristiques mécaniques et géométriques du massif ballast-sol.

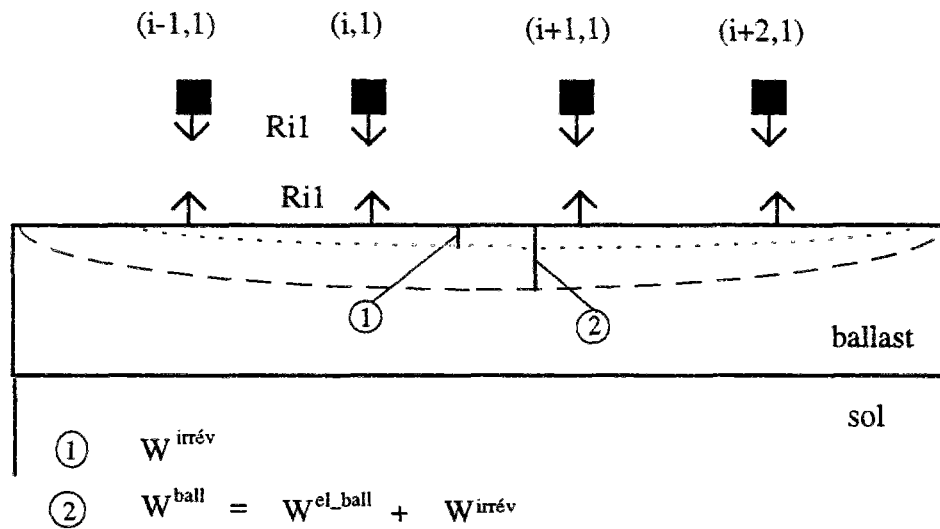


Schéma 3-5 : problème de la sous-structure ballast-sol.

La déformation élastique du ballast est déterminée de façon analogue à la déformation du rail, c'est-à-dire à l'aide d'une matrice d'influence, notée $W_{ij\alpha\beta}^{u\ el_ball}$ liant les déplacements élastiques verticaux du ballast $W_{i\alpha}^{el_ball}$ au noeud (i, α) aux réactions $R_{j\beta}$ au noeud (j, β) , soit la relation suivante :

$$W_{i\alpha}^{el_ball} = W_{ij\alpha\beta}^{u\ el_ball} \cdot R_{j\beta}$$

Pour un bicouche ballast-sol donné, les coefficients de la matrice d'influence $W_{ij\alpha\beta}^{u\ el_ball}$ du massif tridimensionnel ballast-sol sont calculés, une fois pour toutes, à l'aide de la méthode des éléments finis. A. Alaoui & T. Naciri se sont inspirés des travaux de Westergaard (1926) pour déterminer le nombre de traverses à prendre en compte.

Pour résoudre le problème global, à savoir déterminer les réactions $R_{i\alpha}$ connaissant les charges $Q_{j\beta}$, il est nécessaire de s'assurer de l'équilibre global du système. En notant n le nombre de traverses de la base glissante ($n=2*NT+1$), l'équilibre des efforts et l'équilibre des moments sur chacun des rails s'écrivent :

$$\sum_{i=1}^n Q_{i\alpha} - R_{i\alpha} = 0 \quad \forall \alpha = 1,2,$$

$$\sum_{i=1}^n Q_{i\alpha} x_i - R_{i\alpha} x_i = 0 \quad \forall \alpha = 1,2.$$

Ces deux relations permettent d'éliminer les quatre paramètres inconnus des déplacements de corps rigides.

Par ailleurs, nous disposons de deux relations, l'une pour le système composé des deux rails et des blochets et l'autre pour le système composé du ballast et du sol. Ces deux systèmes sont reliés en assurant l'égalité des déplacements des rails et des blochets et aussi l'égalité des déplacements du ballast et des blochets, d'où :

$$W_{i\alpha}^{rail} = W_{i\alpha}^{ball}, \text{ où } W_{i\alpha}^{ball} = W_{i\alpha}^{el-ball} + W_{i\alpha}^{irr\acute{e}v}.$$

Nous en déduisons donc le système d'équations à résoudre :

$$\sum_{i=1}^n Q_{i\alpha} - R_{i\alpha} = 0 \quad \forall \alpha = 1,2$$

$$\sum_{i=1}^n Q_{i\alpha} x_i - R_{i\alpha} x_i = 0 \quad \forall \alpha = 1,2$$

$$\left[\begin{matrix} \overset{u}{W}_{ij\alpha\beta}^{rail} + \overset{u}{W}_{ij\alpha\beta}^{ball} \end{matrix} \right] \cdot R_{j\beta} = \overset{u}{W}_{ij\alpha\beta}^{rail} \cdot Q_{j\beta} - W_{i\alpha}^{irr\acute{e}v} + a_{\alpha} \cdot x_i + b_{\alpha}$$

Pour des configurations particulières de défauts, l'application d'une charge sur le rail au niveau d'un blochet provoque une réaction négative sur une ou des traverses voisines. Cela résulte de l'hypothèse de modélisation selon laquelle le ballast et les blochets sont parfaitement collés. Ces réactions négatives sont impossibles dans la réalité (elles se limitent à des réactions nulles qui traduisent le phénomène de danse) et elles modifient la répartition des réactions sous les autres blochets. L'algorithme prend en compte, de manière itérative, ces pertes de contact entre le ballast et le blochet en écrivant en chaque noeud (i, α) les conditions :

- pour le contact : $R_{i\alpha} \geq 0 \quad W_{i\alpha}^{ball} = W_{i\alpha}^{rail}$,
- pour la danse : $R_{i\alpha} = 0 \quad W_{i\alpha}^{ball} < W_{i\alpha}^{rail}$.

2.3 Le modèle de TASSEMENT

Le modèle de TASSEMENT utilise des lois qui relient le tassement du ballast à des paramètres tels que la réaction blochet-ballast, la déflexion du blochet ou encore le tonnage cumulé des trains.

Lorsque l'on considère une loi de tassement, il est préférable de l'écrire sous forme incrémentale, soit :

$$\frac{d\tau}{dN} = f(P_N),$$

où τ est le tassement, N est le nombre de cycles de chargement, P_N est un jeu de paramètres caractéristiques du cycle N .

Cette formulation permet d'intégrer facilement le tassement sur une portion de cycles durant laquelle on considère le jeu de paramètres P_N quasiment inchangé.

En effet, avec la loi incrémentale de tassement, il est possible de calculer, pour une géométrie de voie donnée, l'incrément de tassement $\frac{d\tau_i}{dN}$ de chaque traverse i pour un cycle de chargement N . Ici, τ_i est identifié à $W_i^{irr\acute{e}v}$. Tant que la géométrie de la voie évolue peu, on peut faire l'hypothèse que les cycles de chargement sur chaque traverse évoluent peu. On peut alors intégrer la loi de tassement sur ΔN cycles avec l'hypothèse simplificatrice que le jeu de paramètres P_N reste fixe. On détermine le nombre de cycles de chargement ΔN comme le nombre de cycles à effectuer pour que la traverse, qui a l'incrément de tassement par cycle le plus grand, atteigne l'incrément de tassement critique $\Delta\tau_c$ pour ΔN cycles. Cette valeur critique $\Delta\tau_c = 5 \cdot 10^{-5} m$. correspond à une évolution de profil qui fournit un nouveau jeu de paramètres P_N .

Ensuite, on calcule l'incrément de tassement de toutes les traverses pendant les ΔN cycles de chargement. Puis on écrit que τ_{i+1} est le nouvel état de tassement du ballast au niveau des différentes traverses et vaut $\tau_{i+1} = \tau_i + \Delta\tau_{i \Delta i+1}$.

Deux lois de tassement sont utilisées pour étudier l'évolution du profil de la voie. La première loi est celle établie par Shenton[SHE78] et qui s'écrit sous la forme simplifiée suivante :

$$\tau = \beta N^\alpha Q,$$

où α et β sont des constantes et Q est le réaction blochet-ballast lors du passage d'un train.

On peut aussi écrire :

$$\tau^{1/\alpha} = \beta^{1/\alpha} \cdot N \cdot Q^{1/\alpha}.$$

L'incrément de cycles ΔN à réaliser pour passer d'un tassement τ_i à τ_{i+1} s'exprime :

$$\tau_{i+1}^{1/\alpha} - \tau_i^{1/\alpha} = (\beta \cdot Q)^{1/\alpha} \Delta N_i,$$

La nouvelle géométrie, obtenue par la loi de SHENTON est alors :

$$\tau_{i+1} = \left[\tau_i^\alpha + \beta^\alpha \sum_{j=1}^P (Q_i^j)^\alpha \Delta N_i \right]^\alpha,$$

où P est le nombre de charges Q_i^j non-négligeables vues par la traverse concernée, et ΔN a été fixé de manière à éviter un tassement trop fort de la voie entre les actualisations de i à $i+1$ du profil de voie.

Pour un passage de bogie, l'incrément de tassement par cycle intègre les différentes charges vues par la traverse, Q_i^j , avant, pendant et après que le bogie l'ait dépassé. Cette loi introduit la notion de tonnage cumulée utilisée par les personnels qui évaluent la dégradation des voies ferrées ballastées.

Pour obtenir des valeurs réalistes des paramètres de la loi de Shenton, nous nous référons aux essais réalisés par le CERAM dans le cadre d'EUROBALLT. On obtient alors, en se calant sur les résultats d'essai :

$$\alpha = 0,25, \text{ (valeur émise par Shenton), } \beta = 2,8 \cdot 10^{-9} \text{ m/N.}$$

La deuxième loi de tassement proposée, est celle issue de l'expérience *Microballast* (chapitre 2). Elle s'écrit :

$$\frac{d\tau}{dN} = \alpha \cdot d^\beta,$$

où d est la déflexion maximale du blochet lors d'un cycle de chargement, et α et β sont des constantes distinctes de celle de la loi de Shenton, $\alpha = 1,437 \cdot 10^{-6} \cdot \text{mm}^\beta$ et $\beta = 2,51$. Le nouveau profil de voie s'écrit :

$$\tau_{i+1} = \tau_i + \alpha d^\beta N$$

Ici, le paramètre qui pilote l'incrément de tassement par cycle est la déflexion maximale d du blochet lors du passage d'un bogie. De la même façon que pour la loi de Shenton, on cherche le nombre de cycle maximal pour obtenir le nouveau profil de voie n'évolue pas trop vite.

L'évolution de la voie ne sera pas la même selon que l'on utilise la loi de Shenton ou la loi Microballast. En effet, la première prend en compte l'histoire du tassement de la voie, car elle est issue d'analyses expérimentales qui considèrent les phases d'arrangement de la structure ballast comme partie intégrante de la vie de la voie.

En ce qui concerne la loi Microballast, le comportement de la voie est modélisé pour une configuration stabilisée qui lui permet d'assurer la meilleure résistance au chargement.

La loi de Shenton fait intervenir le tassement $\tau(N)$ déjà atteint, donc à charge égale en comparant avec le loi Microballast, plus le nombre de cycles de chargement augmente, plus l'incrément de tassement par cycle devient faible. La densification du ballast est le paramètre qui pilote le tassement de la voie.

Pour la loi Microballast, si la charge reste constante au cours du temps (sans défaut de voie), la déflexion le reste aussi et par conséquent l'incrément de tassement. On peut presque dire que ces deux approches sont complémentaires. C'est-à-dire que l'une montre comment évolue les défauts de voie si la voie n'est pas encore parfaitement stabilisée. Et l'autre, montre l'évolution des défauts de voie, quand celle-ci offre sa stabilité maximale.

3 Simulation d'évolution de défaut de géométrie

D'abord, on présente une étude avec une charge statique, c'est-à-dire que la charge roulante appliquée au niveau du rail est constituée du poids du véhicule. Puis, on introduit le modèle dynamique de véhicule pour mettre en évidence l'influence de la vitesse de circulation des véhicules sur l'évolution des profils de voies. En effet, à la charge (statique) due au poids du véhicule s'ajoute des surcharges dynamiques fonction de la vitesse du véhicule et du profil de voie. Pour chacune de ces analyses, on teste les deux lois de tassement proposées et ceci, sur les deux natures de sol (*QS1*, *QS2*).

On s'intéresse à l'évolution de profils de voie pouvant comporter deux types de défauts :

- un défaut de géométrie isolé dont l'allure est paramétrée en amplitude et en longueur,
- des hétérogénéités de raideur dans le massif ballast-sol.

L'objectif des simulations est de comprendre le « tassement » en voie, pour cela, on souhaite déterminer les défauts de voie les plus instables, l'influence de la nature du sol sur le tassement, et l'influence de la vitesse sur l'évolution de ces défauts.

Avant de présenter les résultats des études statiques et dynamiques, on décrit les défauts de géométrie isolés. On précise aussi le rôle de la matrice d'influence qui modélise le massif ballast-sol et on expose la méthode utilisée pour traduire des hétérogénéités dans ce massif.

3.1 Présentation des défauts étudiés

Le défaut de géométrie traduit le nivellement vertical du ballast. Il joue le rôle d'une irrégularité créée au moment de la mise en place de la voie. Dans cette étude, il est considéré comme symétrique, c'est-à-dire identique sur les deux files de rail.

Pour décrire le défaut isolé considéré, on utilise la forme analytique suivante :

$$z(x) = -\frac{\alpha}{2} \left(1 - \cos \left(\frac{2\pi x}{L_x} \right) \right) + z_0, \text{ pour } x \in \left[-\frac{L_x}{2}, \frac{L_x}{2} \right],$$

- α est l'amplitude du défaut,
- L_x est la longueur d'onde,

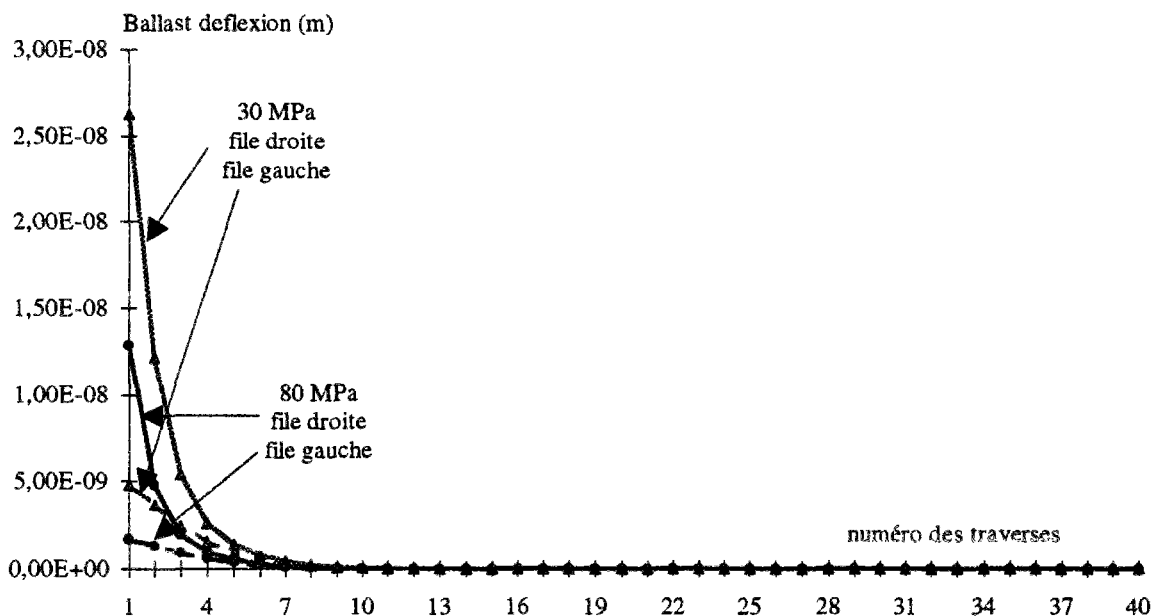
- et z_0 est le nivellement longitudinal constant de la voie.

Le couple $\{L_x ; \alpha\}$ définit ce défaut, qui est discrétisé sur le tracé de la voie au niveau des centres des traverses. Pour toutes les simulations, la distance entre traverses vaut 600 mm.

Soulignons qu'il existe une relation liant l'amplitude α et la longueur du défaut L_x à vérifier pour ne pas sortir du domaine d'élasticité du rail. On trouve le détail de cette relation en Annexe 12.

Quant aux hétérogénéités de raideur, elles peuvent modéliser les discontinuités de rigidité de la plate-forme au passage d'une voie classique à un pont. Elles peuvent aussi traduire un mauvais bourrage du ballast, ou toute autre imperfection dans la réalisation de la plate-forme. L'introduction d'aléa ou de discontinuités dans les caractéristiques mécaniques des constituants de la voie est sûrement responsable de l'apparition de certains défauts de voie.

On sait que la matrice d'influence du massif ballast-sol sert à calculer les déplacements et les réactions d'appuis au niveau de chaque traverse. Selon la nature de la plate-forme (*QS1*, *QS2*,...), l'amplitude des déplacements et des réactions sera modifiée. De plus, cette matrice d'influence intègre les termes de couplage entre les deux files de rails.



Graph 3-6: déplacement des traverses du massif quand la traverse 1 de la file droite est chargée par une force de 1 N.

Des calculs aux éléments finis ont permis de déterminer la rigidité associée à chaque traverse quand l'une d'entre elle est chargée ; et à partir de ces valeurs, on assemble la matrice d'influence. Le Graphe 3-6 donne, pour deux rigidités de massif, les déplacements des traverses de ce massif quand la traverse 1 de la file droite est chargée par une force de 1 N.

Pour introduire des défauts de rigidité dans la plate-forme, deux alternatives se présentent :

- les matrices d'influence correspondant à chaque position de bogie à l'approche de l'hétérogénéité,
- combiner plusieurs matrices d'influence simulant la présence de l'hétérogénéité.

La première possibilité a l'avantage de fournir des valeurs de rigidité « exactes ». Seulement, pour chaque position de bogie, il faut recalculer la nouvelle matrice et ceci pour chaque défaut. Les temps de calcul de cette matrice étant long, on préfère la solution qui consiste à approximer les matrices d'influence.

On obtient les matrices d'influence simulant des hétérogénéités, en combinant linéairement les termes de rigidité associés à deux matrices correspondants à deux natures de sols différentes, de raideur 30 ou 80 MPa. On affecte à chaque blochet j un coefficient λ_j , compris entre 0 et 1, qui exprime la nature du sol qui le supporte. Pour, $\lambda_j = 1$, le sol est de rigidité 30 MPa, pour $\lambda_j = 0$, le sol est de rigidité 80 MPa.

La matrice de rigidité s'écrit :

$$K_{ij} = \left(\frac{\lambda_i + \lambda_j}{2} \right) \cdot K_{ij}^{30} + \left(I - \frac{\lambda_i + \lambda_j}{2} \right) \cdot K_{ij}^{80}$$

Naturellement, on vérifie numériquement (Choleski) *a posteriori* que cette matrice est définie positive.

On propose d'étudier trois types de défauts et ceci pour différentes valeurs de λ_k . On simule des hétérogénéités locales de la plate-forme, en introduisant des variations brusques sur les termes de la matrice d'influence. Les hétérogénéités peuvent être progressives, le défaut de rigidité apparaît et s'efface lentement. On peut aussi modéliser une discontinuité brusque de la nature du sol et observer l'évolution à l'interface des plate-formes de type *QS1* et *QS2*.

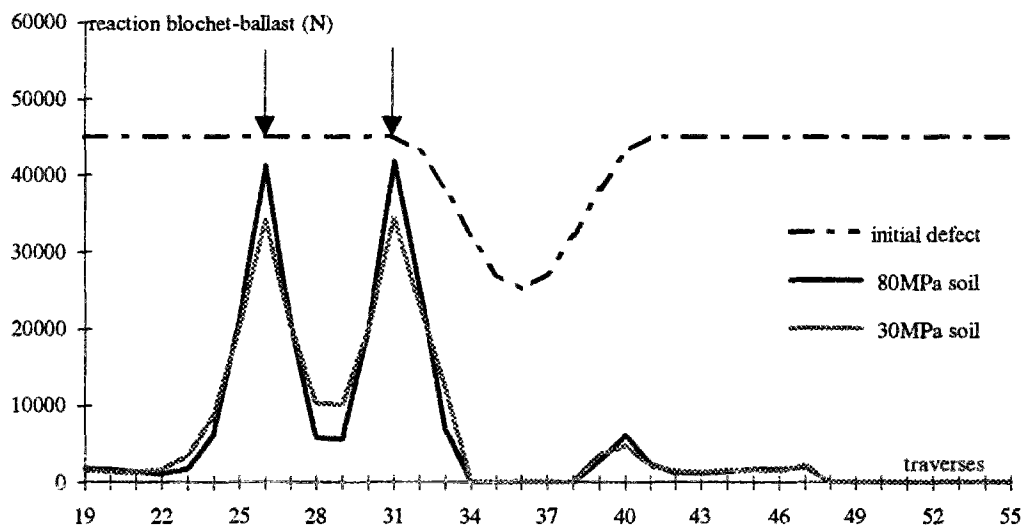
3.2 Evolution des défauts de voie par un chargement statique

Cette analyse est réalisée sur les défauts isolés décrits ci-dessus, on comparera l'incidence des deux lois sur le tassement global. Seul le poids du véhicule est pris en compte dans le calcul des charges (chargement statique).

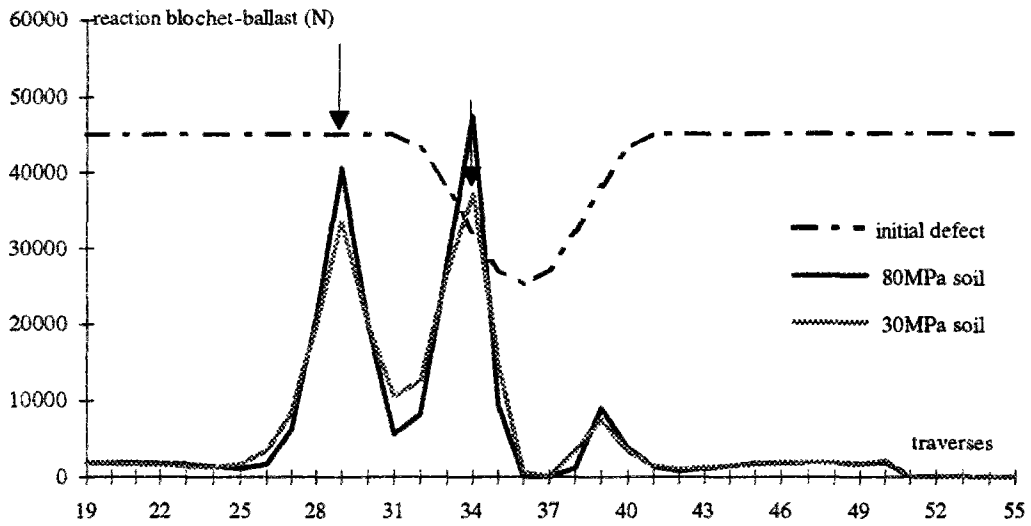
Récapitulons les paramètres de l'étude :

- la géométrie initiale du profil de voie,
- QS , la nature du sol,
- $\frac{d\tau}{dN} = f(P_N)$, la loi de tassement du ballast.

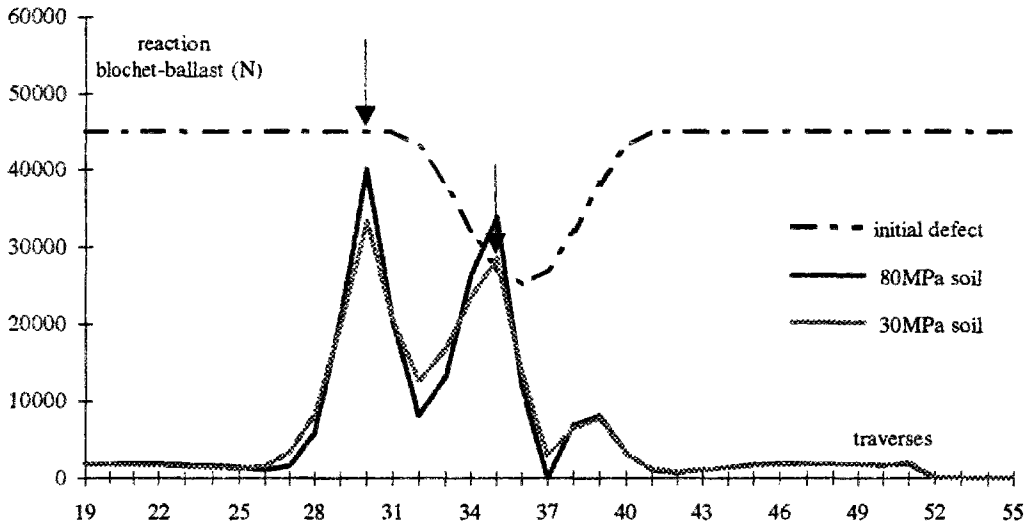
La charge à l'essieu est fixée pour toutes les simulations à 17 tonnes (soit 8,5 tonnes par roue). Evidemment, la répartition des charges sur les traverses est dépendante de la nature du sol. Les Graphes 3-7 à 3-10 donnent cette répartition pour les deux natures de sol, aux abords d'un défaut noté {6 m ; 3 mm}. Les flèches représentent la position du bogie. On constate que plus le sol est mou, plus les charges sont réparties. Le couplage entre la loi de tassement est la répartition des charges aux traverses est indirect, car la loi de tassement modifie la forme du défaut, et c'est la géométrie de la voie qui paramètre la répartition des charges aux traverses.



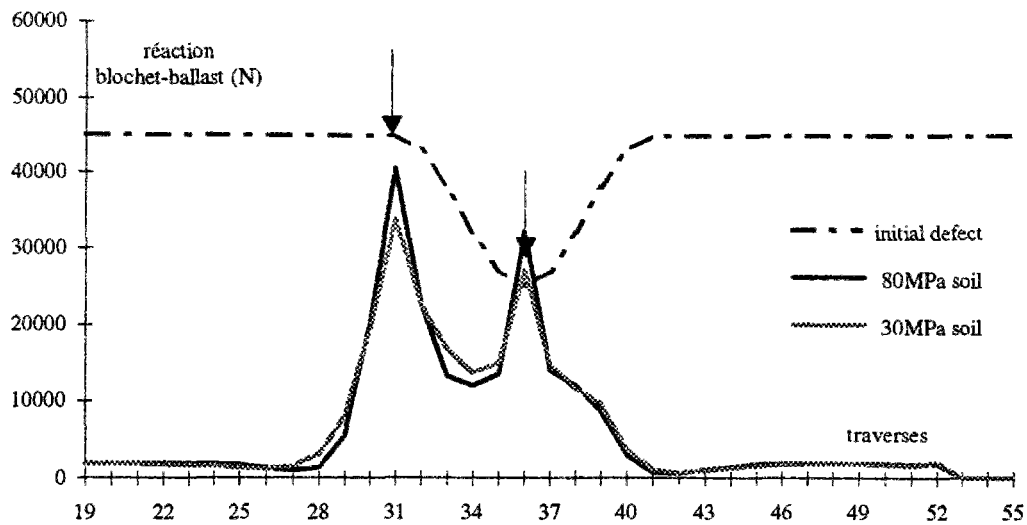
Graph 3-7 : bogie positionné sur les traverses 26 et 31.



Grphe 3-8 : bogie positionné sur les traverses 29 et 34.

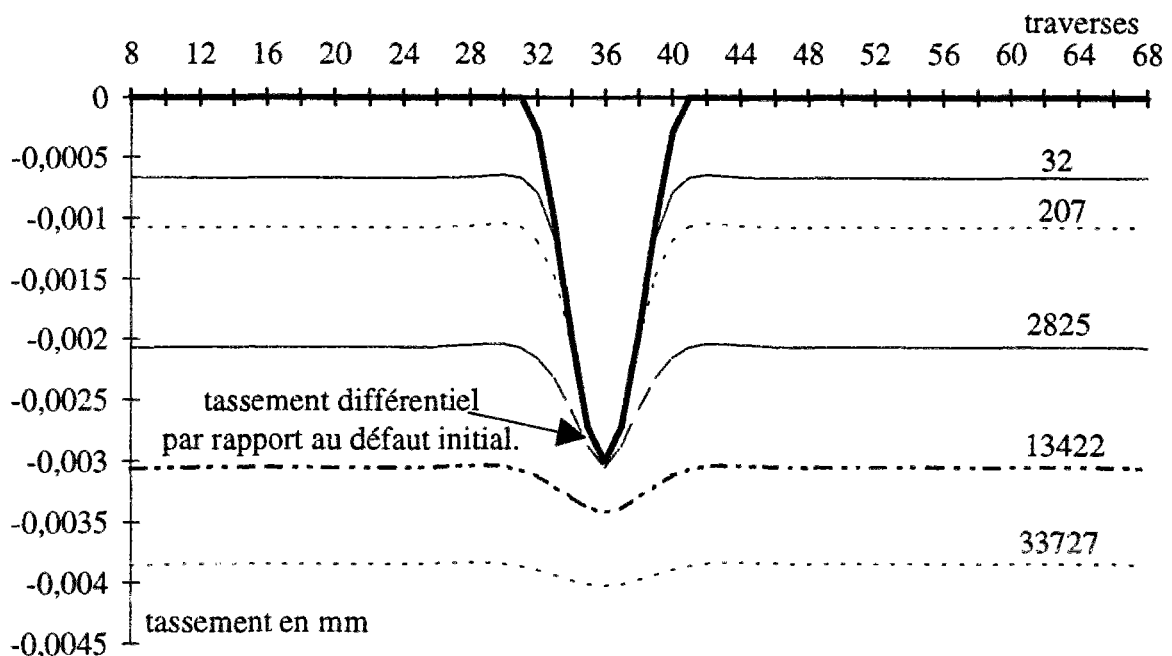


Grphe 3-9 : bogie positionné sur les traverses 30 et 35.

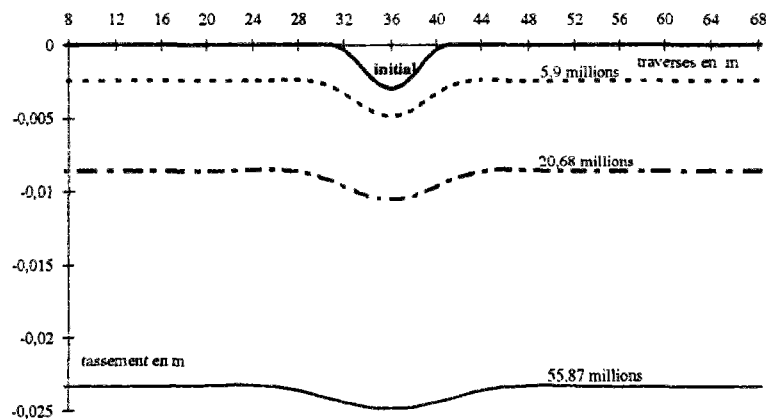


Graph 3-10 : bogie positionné sur les traverses 31 et 36.

Avant d'entrer dans le détail de l'influence des paramètres du défaut, intéressons-nous à l'évolution globale du défaut au cours du temps. Les Graphes 3-11 et 3-12 relatent l'évolution du même défaut {6 m ; 3 mm} pour les lois de tassement de Shenton et Microballast.



Graph 3-11 : défaut {6 m ; 3 mm}, sol de 80 MPa, loi de Shenton.



Graphe 3-12 : défaut {6 m ; 3 mm}, sol de 80 MPa, loi de Microballast.

Les Graphes 3-11 et 3-12 illustrent bien le domaine de validité de chacune des deux lois. Celle de Shenton (Graphe 3-11) traduit le phénomène de densification de la structure ballast. La voie n'est pas encore parfaitement stabilisée, sa géométrie évolue encore, donc le type de défaut présenté ici, s'efface rapidement. En revanche, la loi Microballast (Graphe 3-12) modélise le comportement du ballast, lorsqu'il est parfaitement stabilisé. Par conséquent les défauts mettent plus de temps à s'atténuer car ils subissent aussi un tassement global. Les nombres de cycles sont aussi en accord avec ces observations. Pour la loi de Shenton, quelques dizaines de milliers de cycles suffisent à effacer le défaut, alors que pour la loi Microballast, l'atténuation du défaut est en rapport avec la durée de vie de la voie.

Tous les défauts isolés $\{L_x ; \alpha\}$ s'atténuent toujours de la même manière si la loi de Shenton est utilisée. De plus, plus le sol est mou, plus le tassement est faible, ce qui contredit les observations sur des voies réelles.

Dans le cas de la loi Microballast (Graphe 3-12), le fond du défaut tasse, mais nettement moins rapidement que la portion plane. Au fil des cycles, l'amplitude du défaut diminue jusqu'à stagner à 1,2 mm. Le défaut est alors entraîné par le tassement global.

En effet, la loi Microballast ne fait intervenir qu'un seul paramètre pour caractériser le passage d'un bogie, il s'agit de la déflexion maximale du cycle. Or cette déflexion subit par la traverse du fond du trou n'est absolument pas négligeable devant les déflexions des autres traverses. C'est pour cette raison que le trou accompagne le tassement global de la section de voie plane. L'utilisation de la loi Microballast fait apparaître un couplage entre la longueur d'onde, l'amplitude du défaut et la distance d'entre essieux du bogie. On propose de commenter ce couplage.

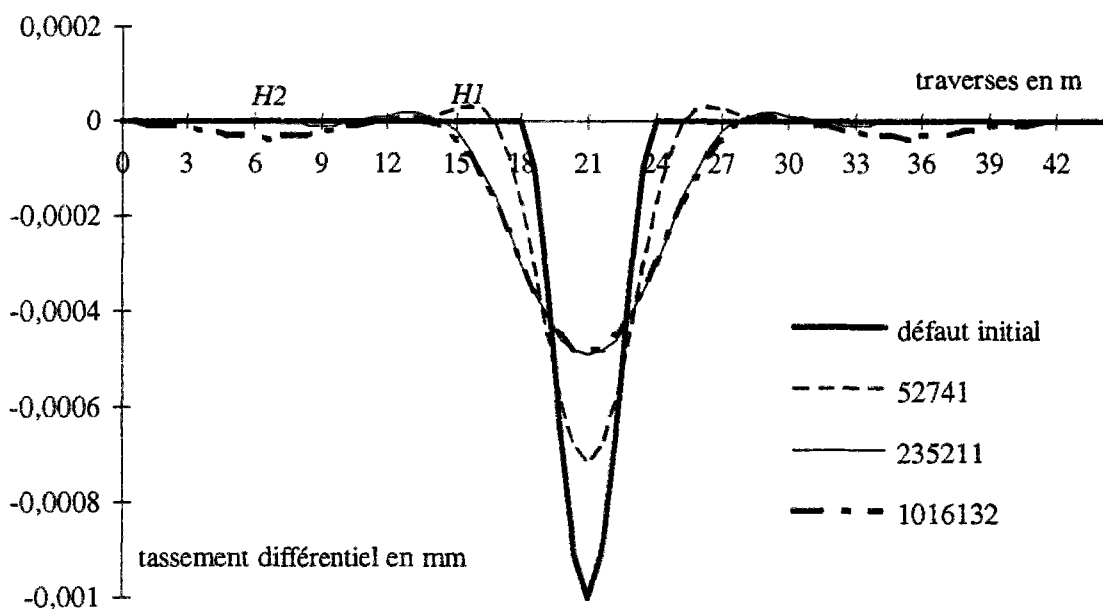
Pour une amplitude initiale donnée α , un défaut va évoluer jusqu'à atteindre une longueur d'onde fixée L_x^∞ et ceci quelle que soit la longueur d'onde initiale L_x . En revanche, l'amplitude du défaut va diminuer et converger vers une valeur propre à chaque longueur d'onde initiale. On note cette valeur : $\alpha_{\{L_x;\alpha\}}^\infty$. On remarque que plus la longueur d'onde initiale L_x est grande, plus l'amplitude $\alpha_{\{L_x;\alpha\}}^\infty$ est grande. Dès que cette valeur $\alpha_{\{L_x;\alpha\}}^\infty$ est atteinte, la répartition des charges sur le ballast est homogène (Annexe 13) ; ce qui explique la disparition du tassement différentiel. Le Tableau 3-1 recense les valeurs L_x^∞ et $\alpha_{\{L_x;\alpha\}}^\infty$ pour différents défauts initiaux.

On explique la relation entre la longueur d'onde initiale L_x et $\alpha_{\{L_x;\alpha\}}^\infty$, par la différence de nivellement dans le plan vertical entre les deux essieux du bogie. En effet, à amplitude égale, plus la longueur d'onde est courte, plus la différence de nivellement entre les deux essieux est importante. L'essieu surélevé reprend la charge, ce qui explique que le fond du défaut tasse moins et que le défaut s'étale.

$\{L_x ; \alpha\}$	L_x^∞ en m	$\alpha_{\{L_x;\alpha\}}^\infty$ en mm
{6 m ; 1 mm}	14,4	0,48
{8,4 m ; 1 mm}	14,8	0,56
{4,2 m ; 3 mm}	21	0,98
{6 m ; 3 mm}	21,6	1,22
{8,4 m ; 3 mm}	21,6	1,64

Tableau 3-1 : L_x^∞ et $\alpha_{\{L_x;\alpha\}}^\infty$ pour différents.

Le Graphe 3-13 présente l'évolution de l'allure d'un défaut à différents cycles de chargement. On voit nettement l'élargissement du défaut jusqu'à une forme stable. De plus, on remarque l'apparition d'une bosse, notées *HI*, en entrée et en sortie du défaut principal. Le défaut isolé n'évolue plus, alors que la bosse *HI* tend à disparaître. Il apparaît des défauts, notés 2, de faibles amplitudes et de grandes longueurs d'onde {11,4 m ; 0,04 mm}. Au fil des cycles, ces défauts évoluent sensiblement alors que le défaut isolé reste stationnaire.



Graph 3-13 : tassement différentiel du défaut { 6 m ; 1 mm }, sol de 80 MPa, loi Microballast.

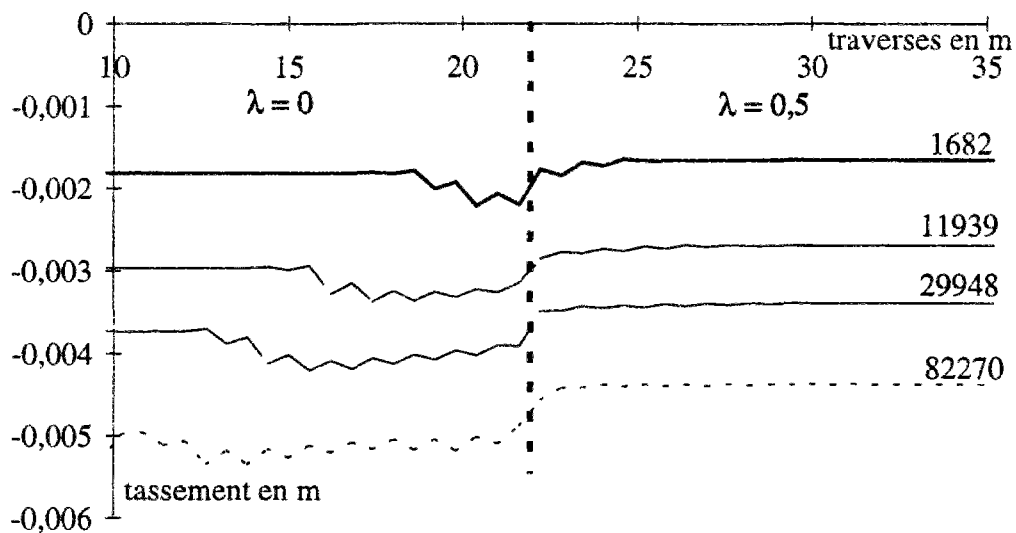
Les résultats présentés jusqu'ici proviennent de simulations dont le sol est de type *QS2* (80 MPa). L'analyse des simulations réalisées sur un sol *QS1* (30 MPa) montre que globalement l'évolution des défauts reste la même mais qu'elle s'effectue beaucoup plus rapidement (environ 7 fois plus vite).

Dans le cas de la loi Microballast, l'augmentation de la souplesse du sol a pour conséquence d'augmenter la déflexion élastique de l'ensemble ballast-sol et par conséquent de produire des incréments de tassement par cycle assez important ce qui est conforme aux observations sur des voies réelles.

Observons maintenant les évolutions de profils de voie contenant des hétérogénéités dans le massif ballast-sol, qui se traduisent par des modifications au moment de l'assemblage de la matrice d'influence.

Pour les différentes simulations présentées, on part toujours d'un profil de voie parfaitement rectiligne, pour observer uniquement l'influence d'une hétérogénéité sur l'évolution de profil de voie.

La première simulation présentée est une discontinuité entre deux sols caractérisés par les coefficients de rigidité λ valant 0 ou 0,5. La loi de tassement est celle de Shenton.

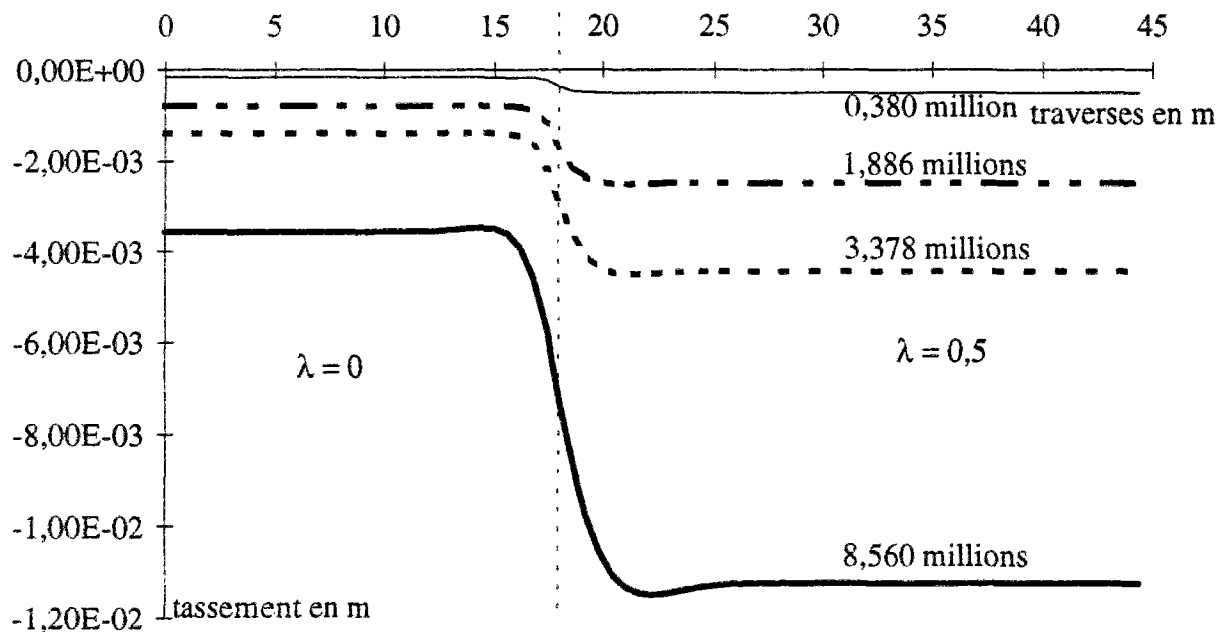


Graphe 3-14 : évolution d'un portion de voie présentant une discontinuité de rigidité, loi de Shenton.

Le Graphe 3-14 présente l'évolution de ce profil de voie. De la même façon, que nous l'avions évoqué pour les défauts isolés, la loi de Shenton produit des tassements d'autant plus importants que le sol est raide. La zone pour laquelle λ vaut 0 (*QS2*), tasse plus vite que l'autre zone (*QS1*). Aux abords de la discontinuité, on voit apparaître un enchaînement de défaut de courtes longueurs d'onde et de faible amplitude. Ces défauts sont plus marqués dans la zone où λ vaut 0, ce qui favorisent leur propagation.

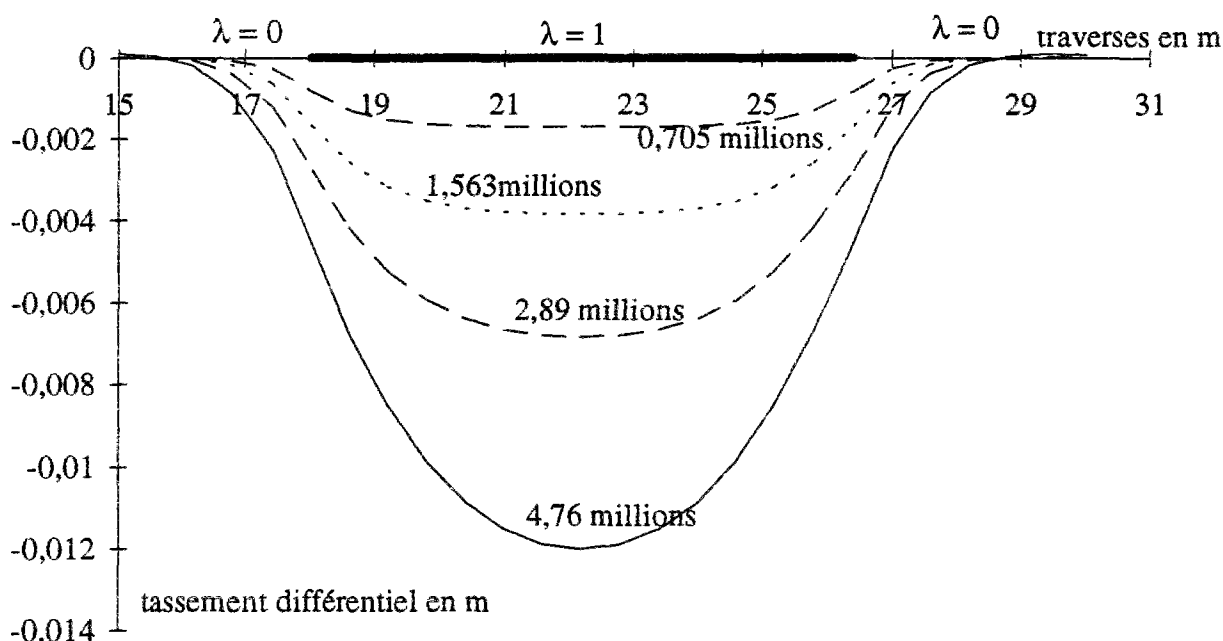
Cette simulation montre clairement que la loi de Shenton donne des résultats contraires à la réalité, puisque *in-situ*, plus la voie est raide (*QS2*), moins elle fournit de tassements irréversibles. On propose de poursuivre les simulations avec la loi Microballast.

Le Graphe 3-15 montre l'évolution d'une portion de voie présentant la même discontinuité que celle du Graphe 3-14. On constate que c'est la zone affectée du coefficient de rigidité $\lambda = 0$, qui tasse le moins. On voit apparaître des défauts de courte longueur d'onde et de faible amplitude de part et d'autre de la discontinuité, mais la zone affectée reste relativement restreinte (environ 13 m).



Graphe 3-15 : évolution d'une portion voie présentant une discontinuité de rigidité, loi Microballast, cycles exprimés en milliers.

L'hétérogénéité brusque se caractérise par une zone de voie ayant une rigidité différente du reste de la voie. La simulation présentée (Graphe 3-16) contient une portion de voie longue de 8,4 m où la rigidité du sol passe brusquement de $QS2$ à $QS1$.

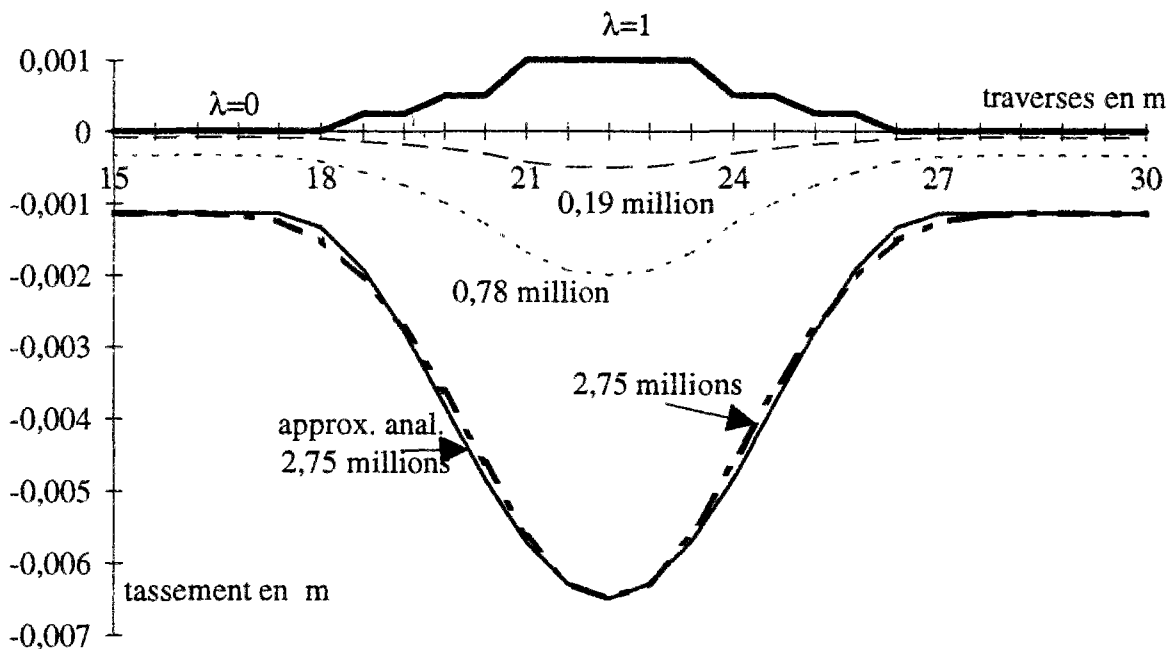


Graphe 3-16 : évolution différentielle d'un profil ayant une hétérogénéité brusque.

On constate que très rapidement, le profil de voie est affecté par un défaut de géométrie. Dans un premier temps, l'allure du défaut suit l'hétérogénéité dans le sol ; on visualise bien le fond plat du défaut correspondant à la zone pour laquelle le coefficient de qualité de voie λ reste constant. Puis, le fond du défaut s'arrondit. Le défaut de géométrie empiète sur la zone plane, il évolue au fil des cycles sans jamais se stabiliser.

Soulignons que le tassement différentiel du profil de voie comportant une discontinuité est identique à celui de l'hétérogénéité brusque pour un nombre de cycles équivalents.

Le Graphe 3-17 présente l'évolution d'un profil de voie dotée d'une hétérogénéité progressive représentée par le trait gras. Cette hétérogénéité a la même forme analytique que le défaut de géométrie isolé en cosinus. Le défaut de géométrie généré conserve toujours la forme d'un cosinus, mais son amplitude augmente toujours avec le nombre de cycles de chargement.



Graphe 3-17 : évolution d'un profil comportant une hétérogénéité progressive, loi Microballast.

En comparant le tassement du fond du défaut pour les hétérogénéités locales et brusques et dans le cas d'une section plane de rigidité 30 MPa, on confirme que les hétérogénéités "brusques" sont plus endommageantes que les hétérogénéités progressives.

Pour conclure sur l'étude statique, d'abord on dira que la loi de tassement de Shenton est plus appropriée lorsqu'il s'agit d'étudier des portions de voies où le ballast n'est pas parfaitement stabilisé. La loi Microballast est plus représentative du tassement des portions de voie déjà stabilisées.

Pour les évolutions de défauts isolés, dans le cas de la loi Microballast, on constate que les défauts convergent vers une irrégularité qui n'affectent plus la répartition des charges blochet-ballast, ce qui entraîne un tassement constant de la voie. On sait que c'est l'amplitude initiale du défaut qui pilote la longueur d'onde du défaut stationnaire. En revanche, l'amplitude stationnaire, notée $\alpha_{\{L_x; \alpha\}}^\infty$, est d'autant plus grande que la longueur d'onde initiale L_x est grande.

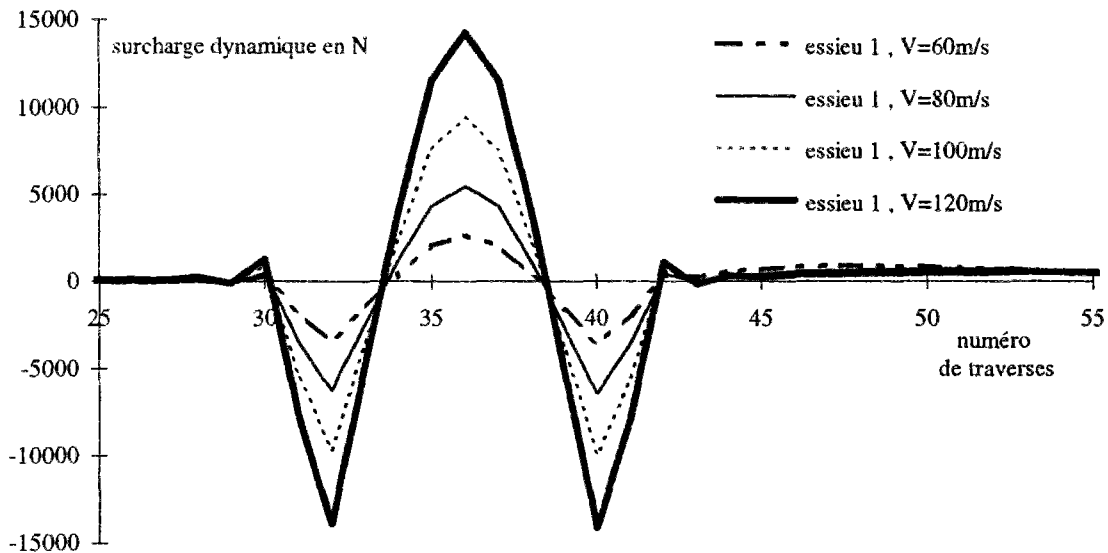
Les hétérogénéités dans le massif ballast-sol sont à l'origine de défauts géométriques qui ne cessent pas d'évoluer, et ceci quelles que soient l'origine de ces hétérogénéités, bourrage non-homogène, discontinuité de rigidité de la plate-forme, épaisseur des couches de ballast ou de fondations disparates.

Soulignons que par rapport à la durée de vie d'une voie (15 millions de cycles) et la fréquence des opérations de maintenance (500 mille cycles), les défauts de géométrie évoluent très peu quelle que soit la qualité du sol. En revanche, les hétérogénéités du massif sol-ballast engendrent des tassements différentiels importants par rapport à la fréquence de maintenance, de l'ordre du millimètre pour 500 mille cycles.

3.3 Evolution du profil de la voie sous le chargement dynamique du véhicule

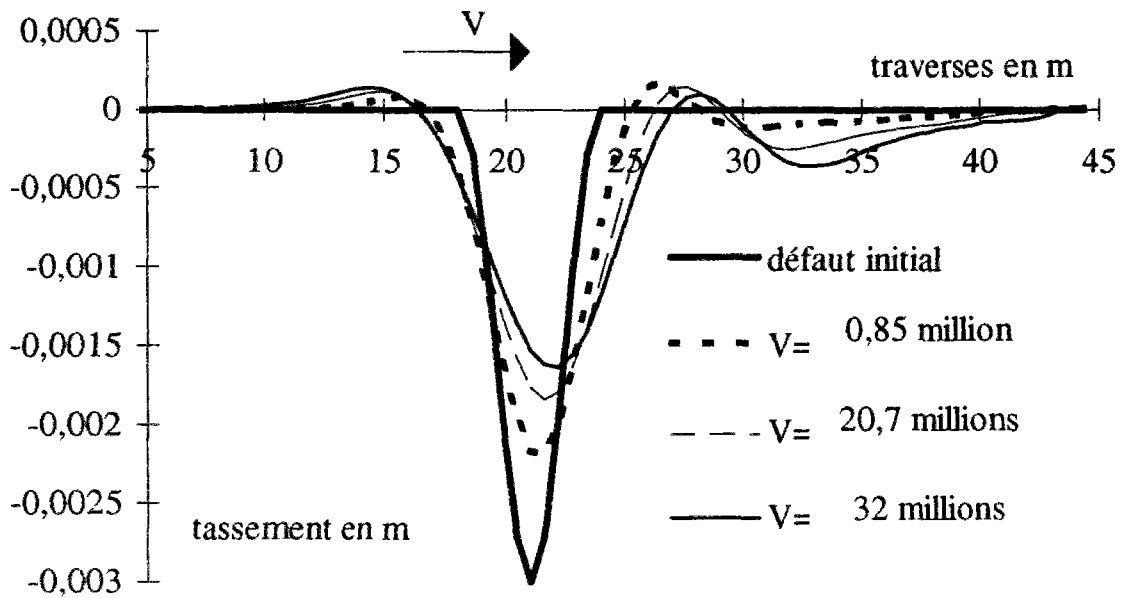
On propose maintenant d'observer l'influence de la vitesse de circulation des trains sur le tassement, dans le cas de la loi Microballast. On présente d'abord l'évolution de profils comprenant un défaut de géométrie isolé. Ensuite, on s'intéresse aux hétérogénéités dans le massif de ballast-sol.

Le Graphe 3-18 donne la force roue-rail $N_{e1}^*(x)$ discrétisés aux pas des traverses pour différentes vitesses V et pour un défaut $\{6\text{ m} ; 1\text{ mm}\}$. L'amortissement est très rapide et peu sensible à la vitesse. En revanche, les surcharges sont fortement dépendantes de cette vitesse. Pour les vitesses allant de 60 à 120 m/s (220 à 440 km/h), la surcharge est quasiment proportionnelle au carré de la vitesse. La vitesse est donc un facteur déterminant de l'évolution des profils de voie.



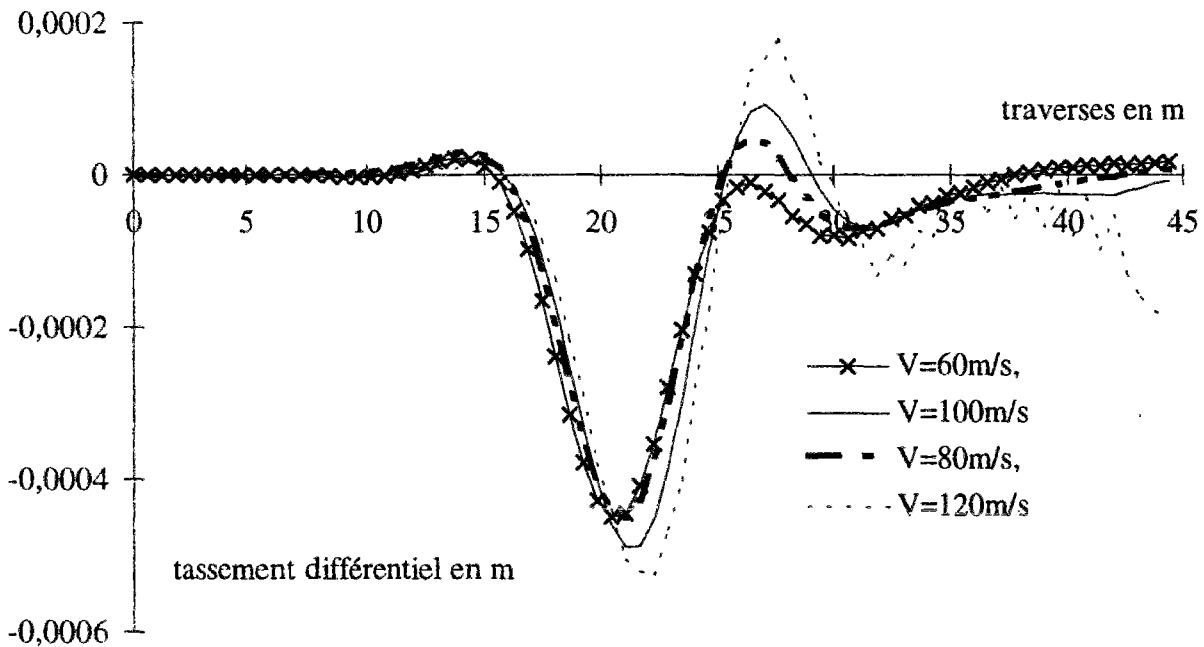
Graphe 3-18 : force roue-rail de l'essieu avant pour différentes vitesses, défaut $\{6\text{ m} ; 1\text{ mm}\}$

Le Graphe 3-19 retrace l'évolution du défaut isolé $\{6\text{ m} ; 3\text{ mm}\}$ quand un véhicule circule à 80 m/s . Comme pour l'étude statique, l'amplitude du défaut diminue, car le calcul statique des forces sur le ballast ($B\&B$) répartit fortement les charges sur l'ensemble du défaut. Par conséquent, le ballast se trouvant dans cette zone tasse moins, même si les surcharges dynamiques sont importantes. La répartition des charges dans le trou a pour conséquence l'étalement du défaut. De plus, on peut supposer que le défaut converge, même si l'on observe une légère dérive de son allure pour un grand nombre de cycles. La nouveauté par rapport à l'étude statique est le glissement du défaut dans le sens de circulation du véhicule.



Graph 3-19 : tassement différentiel d'un défaut {6 m ; 3 mm} si le véhicule circulant à 80 m/s.

Sachant que les surcharges dynamiques sont fortement dépendantes de la vitesse, observons l'évolution du défaut {4,2 m ; 1 mm} pour des vitesses de 60, 80 100 et 120 m/s. Le Graph 3-20 montre qu'à nombre de cycles équivalents, l'allure du défaut isolé reste très proche.



Graph 3-20 : tassement différentiel, après 22 millions de cycles, d'un défaut isolé {4,2 m ; 1 mm} pour différents vitesses, sol QS2.

En revanche, on voit apparaître un défaut de courte longueur d'onde dont l'amplitude dépend fortement de la vitesse. Ce défaut de type "bosse" est causé par l'accélération dynamique dirigée vers le haut et subit par le véhicule quand il sort du défaut. La portion de voie en sortie du défaut est donc déchargée. L'amortissement des surcharges est d'autant plus faible de la vitesse est grande.

Globalement, on retrouve des résultats similaires à ceux de l'étude statique, à savoir :

- la convergence de la longueur d'onde du défaut quelle que soit la longueur du défaut initial, soulignons que la longueur d'onde L_x^∞ dépend sensiblement de la vitesse de circulation du véhicule.
- la relation entre l'amplitude du défaut stationnaire $\alpha_{\{L_x; \alpha\}}^\infty$ et la longueur d'onde initiale L_x , on rappelle que plus la longueur d'onde initiale est grande, plus l'amplitude du défaut stationnaire l'est aussi.

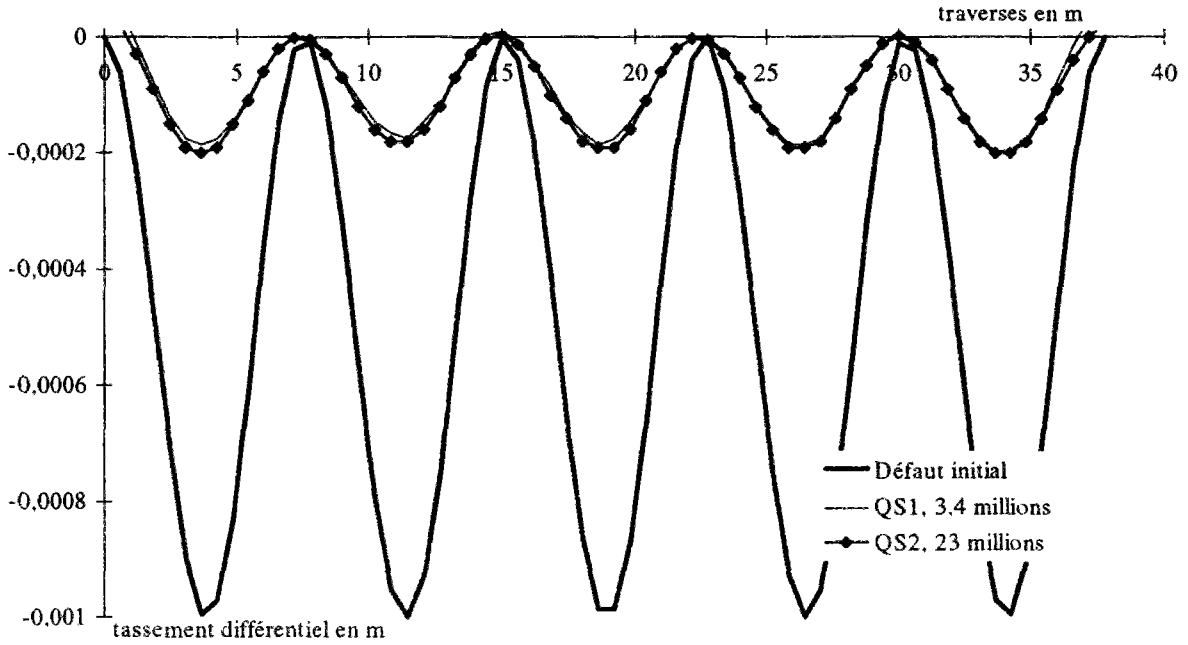
En revanche, le chargement dynamique entraîne la perte de la symétrie du défaut, ceci pour tendre vers un défaut quasi-stationnaire dont la géométrie améliore la répartition des charges sur le ballast. Le chargement dynamique accélère l'atténuation du défaut.

Pour conclure, à chaque défaut initial correspond un défaut quasi-stationnaire propre et ceci pour chaque vitesse de circulation du véhicule.

La nature du sol (*QS1*, *QS2*) ne change pas l'évolution des profils de voie comprenant un défaut isolé, mise à part l'apparition d'une très légère bosse en entrée du défaut. De plus, le défaut quasi-stationnaire est atteint d'autant plus vite, que le sol est souple.

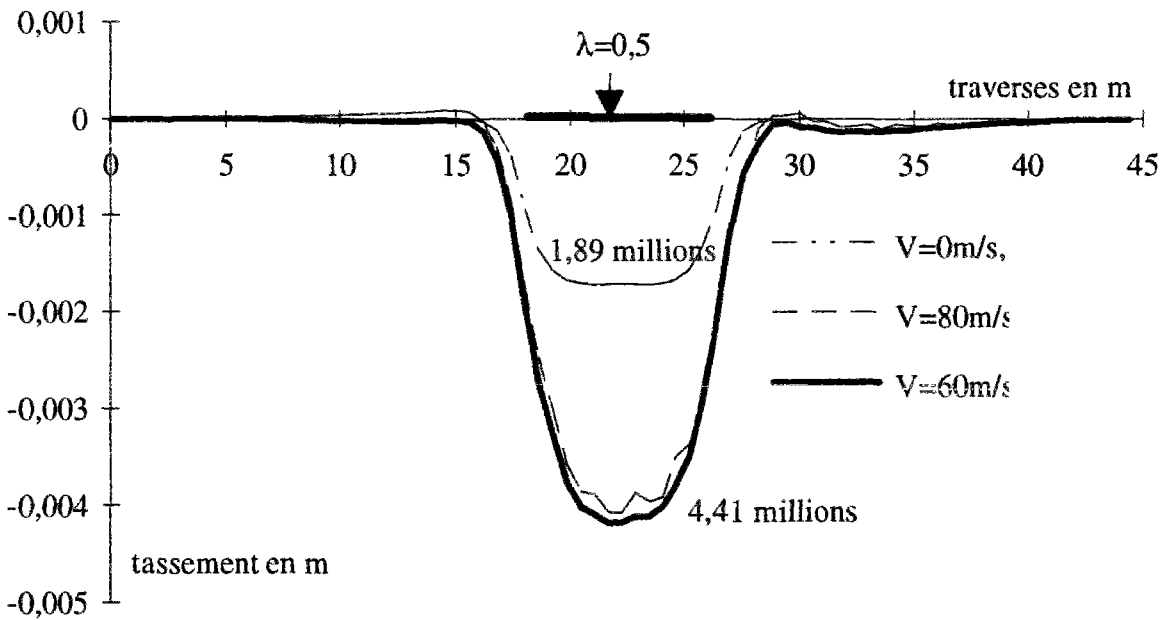
On propose d'observer l'évolution d'un profil de voie périodique. L'objectif de ces simulations étant de mettre en évidence la réponse du véhicule quand il a atteint un régime permanent d'excitation.

Le défaut étant périodique, la surcharge dynamique reste en phase avec le défaut. Le Graphe 3-21 montre bien qu'il n'y a pas de distorsion du profil de voie. Selon la nature du sol, le profil se rectifie plus ou moins rapidement. L'augmentation de la vitesse a pour conséquence d'accélérer encore l'effacement du défaut.



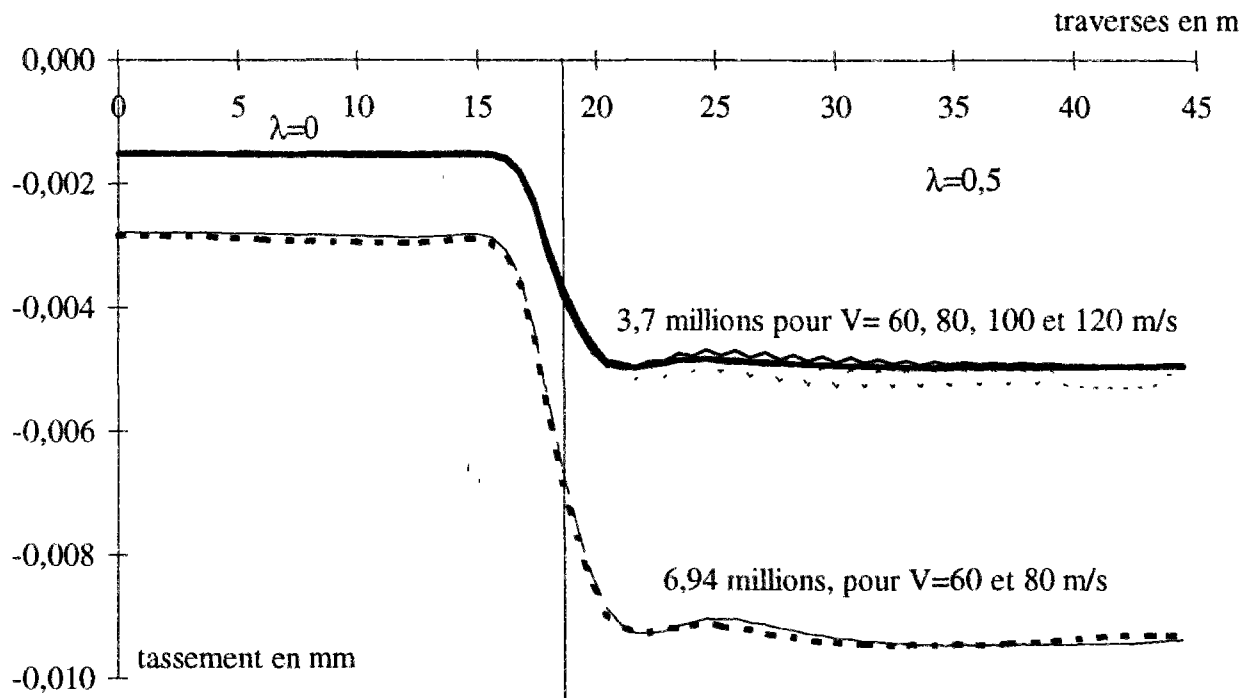
Graph 3-21 : tassement différentiel d'un profil de voie comprenant un défaut périodique pour deux sols, $V=100\text{m/s}$.

On s'intéresse maintenant à l'évolution de l'hétérogénéité brusque (Graph 3-22). Comme on considère la voie rigide devant le véhicule, c'est uniquement le défaut de géométrie qui provoque des surcharges dynamiques. On constate que dans la gamme des grandes vitesses, le profil de voie présente le même défaut de géométrie pour un nombre de cycles de chargement équivalent.



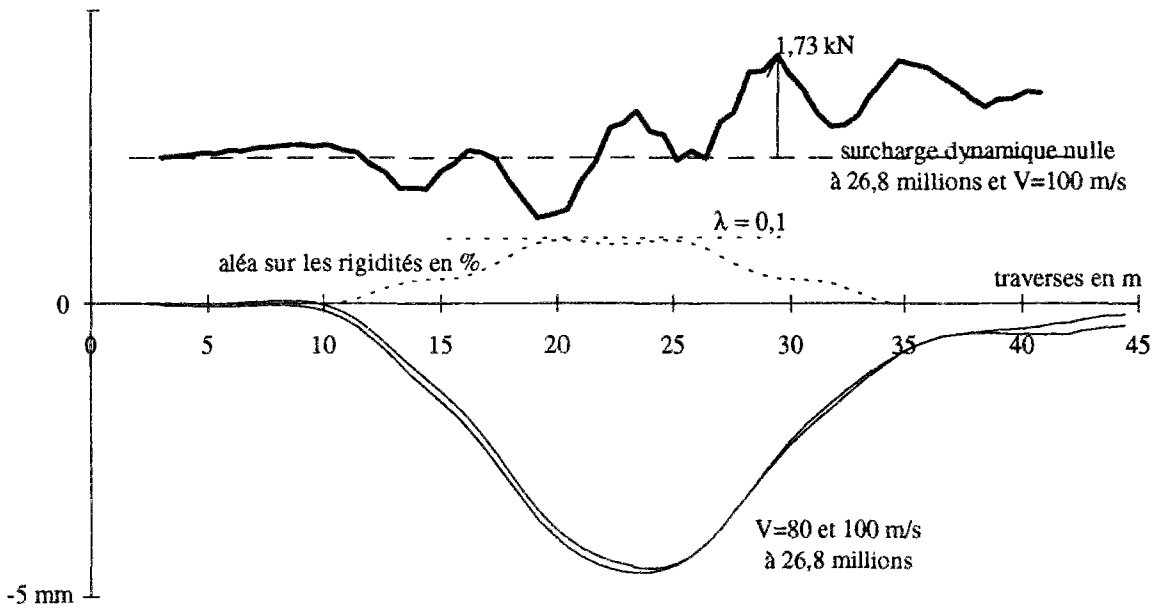
Graph 3-22 : tassement différentiel d'une portion de voie comportant une hétérogénéité locale brusque.

Abordons maintenant l'évolution d'un profil de voie comportant une discontinuité de rigidité (Graphe 3-23). On constate toujours que le tassement de la voie reste peu sensible à de la vitesse dans une gamme allant de 220 à 450 km/h.



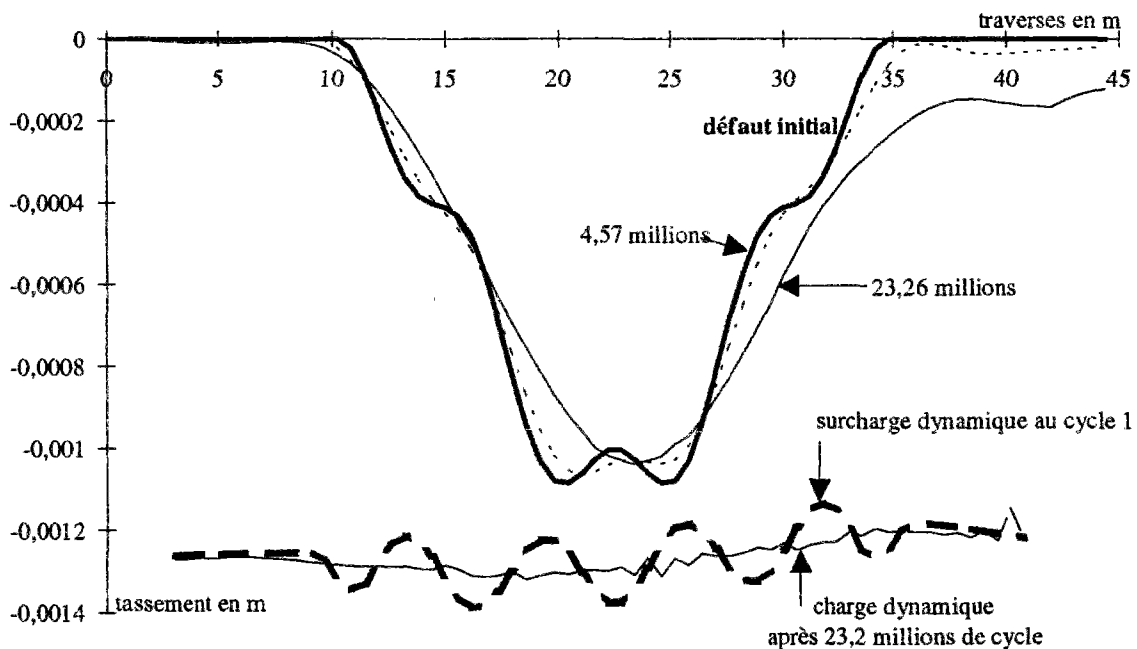
Graph 3-23 : évolution d'un profil de voie comprenant une discontinuité de rigidité, pour différentes vitesses.

On propose maintenant d'observer l'évolution d'un profil de voie initialement rectiligne et qui comprend un aléa sur les rigidités du massif ballast-sol. Cet aléa se caractérise par la somme d'un défaut de rigidité de grande longueur d'onde et d'un défaut de courte longueur d'onde périodique. La courbe en pointillé du Graphe 3-24 représente le coefficient de rigidité λ , qui varie entre 0 et 0,1. On observe l'évolution de ce profil de voie pour les vitesses de 80 et 100 m/s. On constate que la vitesse n'a quasiment pas d'influence sur le tassement différentiel, alors que le défaut atteint une amplitude de 5 mm. Les surcharges dynamiques, représentées par la courbe en trait gras, montrent que le véhicule est surtout sensible aux défauts de courte longueur d'onde. Or comme ces défauts sont peu marqués, l'évolution du profil de voie est peu sensible à la vitesse.



Graph 3-24 : tassement différentiel du profil comportant un aléa de rigidité sur massif ballast-sol.

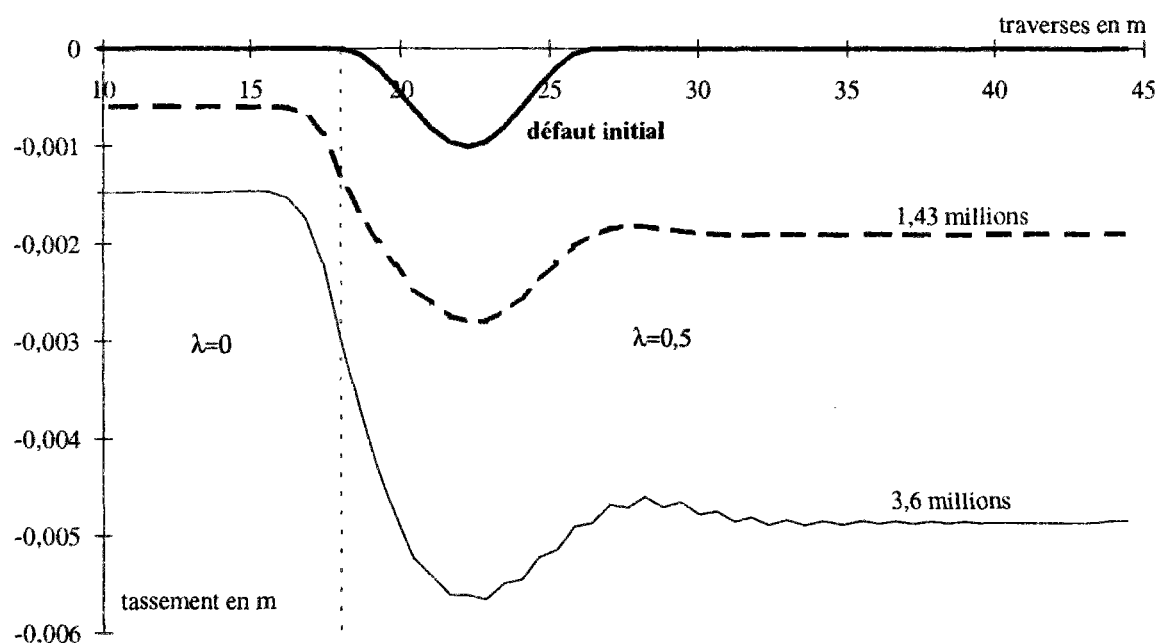
Par analogie à la simulation précédente, le Graph 3-25 présente l'évolution d'un profil de voie comportant un défaut de grande longueur d'onde auquel se superpose un défaut périodique de courte longueur d'onde.



Graph 3-25 : défaut isolé combiné à une discontinuité de rigidité de la plate-forme, V=80m/s.

Les défauts de courte longueur d'onde sont effacés pour les mêmes raisons que la simulation précédente. Le défaut de grande longueur d'onde n'affecte pas la dynamique du véhicule, ce qui explique qu'il ne s'efface pas.

Le Graphe 3-26 retrace l'évolution d'un profil de voie comportant un défaut {8,4 m ; 1 m} dont le début coïncide avec la discontinuité de rigidité de la plate-forme. Dans ce cas, le défaut de géométrie initial est responsable des surcharges dynamiques. Malgré la répartition (par l'intermédiaire du rail) de ces surcharges sur l'ensemble du défaut, la discontinuité du sol favorise les tassements différentiels. Le défaut de géométrie ne s'efface pas.



Graph 3-26 : défaut de géométrie et hétérogénéité combinés, V=80 m/s, loi Microballast.

4 Conclusion

On a montré que quelle que soit la loi de tassement, il existe deux types de " défauts " :

- les défauts stationnaires, ce sont les défauts de géométrie qui convergent vers une irrégularité qui n'affecte pas la répartition des charges, et par conséquent ne fournit pas de tassement différentiel,
- les défauts non-stationnaires, ce sont les défauts qui sont causés par les hétérogénéités dans le massif ballast-sol, ils produisent un défaut de géométrie qui évolue constamment.

L'incidence de la vitesse sur l'évolution des défauts de géométrie, est d'accélérer la convergence vers le défaut quasi-stationnaire. En revanche, la vitesse n'a que peu d'influence sur l'évolution de profil de voie comprenant des hétérogénéités. Au niveau du défaut de géométrie (dû à l'hétérogénéité), les charges sont fortement réparties, ce qui a pour effet de compenser les surcharges dynamiques.

A l'échelle de la maintenance, les défauts de géométrie n'ont pas le temps de converger aussi bien en statique qu'en dynamique. Ces défauts se caractérisent par des traverses danseuses (pas de contact entre la traverse et le blochet). Pour prendre en compte ce phénomène, il faudrait introduire une loi de tassement par impact (loi de choc) pour le ballast qui se trouve sous ces traverses.

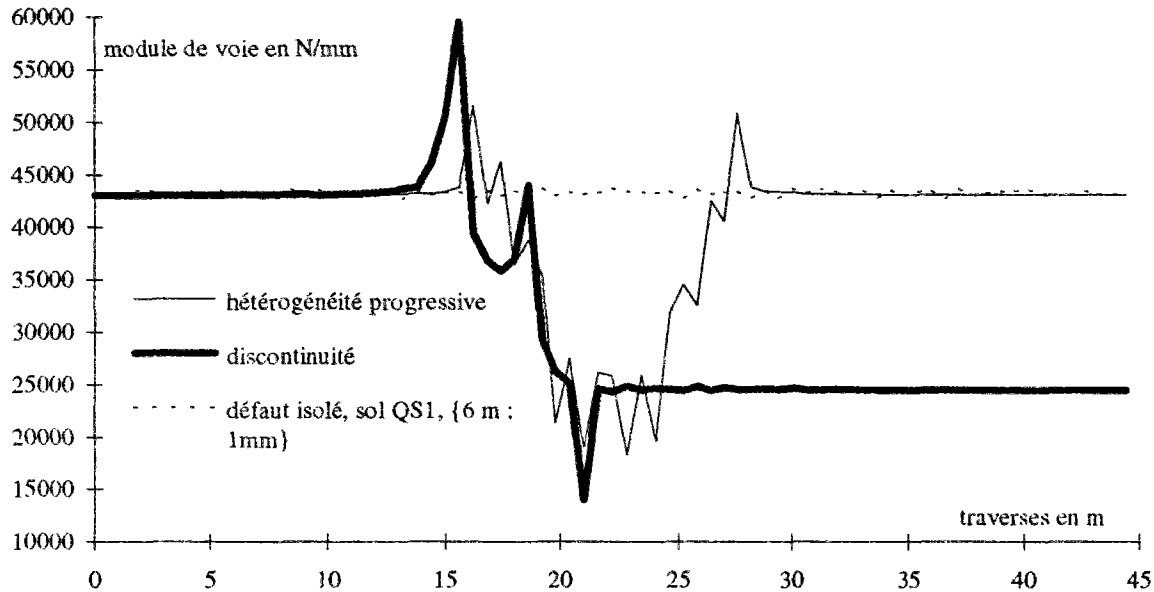
En revanche, les hétérogénéités dans le sol produisent des tassements différentiels de l'ordre du millimètre entre deux opérations de maintenance.

L'analyse des profils de voie en considérant l'interaction dynamique voie-véhicule a révélé que la loi de Shenton est trop sensible aux surcharges dynamiques. Ceci confirme que cette loi est plus adaptée à prévoir l'évolution de profils de voie fraîchement mises en place. En effet, sur ces voies, les véhicules circulent à faibles vitesses sans produire de surcharges dynamiques.

Par ailleurs, cette analyse de la dégradation des voies confirme que la loi Microballast est propre à caractériser, d'une part le ballast, et d'autre part la réponse globale de la voie, lorsque cette voie est stabilisée. Elle peut être utilisée pour prédire la maintenance.

Pour illustrer l'évolution des deux types de défauts, on évalue le module de voie dans le cas de défauts de géométrie et d'hétérogénéités dans le sol. On définit le module de voie, noté K , comme le rapport de la force maximale appliquée et de la déflexion maximale du blochet lors d'un cycle de

chargement. Le Graphe 3-27 représente les modules de voie, calculés pour chaque traverse, et pour différents défauts. soit, l'hétérogénéité progressive, la discontinuité des rigidités dans le massif ballast-sol et le défaut de voie {6 m ; 1 mm} .



Graph 3-27 : modules de voie K pour deux types de défauts.

On constate que la portion de voie comprenant le défaut de géométrie isolé a un module de voie constant quelle que soit la traverse. En revanche, les portions de voie comportant des hétérogénéités dans le sol ont un module de voie qui varie selon l'hétérogénéité.

Le paramètre déterminant de la dégradation de la voie est donc le module de voie. La qualité de la voie est assurée si le module de voie K est identique en tout point de la voie. Ce module intègre les défauts de la plate-forme et du ballast. Il faut donc retenir que c'est la réponse globale de la voie qui caractérise la qualité de l'infrastructure.

Les observations *in-situ* sont qualitativement en accord avec ces résultats « théoriques ». On sait qu'une voie de mauvaise qualité le reste toujours malgré les opérations de maintenance. En effet, la maintenance ne concerne que la couche de ballast, or si la plate-forme est « mauvaise », elle le reste et elle demeure responsable de la dégradation prématurée de la voie.

- Chapitre 4 -

**Modélisation numérique
d'un assemblage granulaire dense**

1 Introduction

« *Quelle est la validité d'un modèle micromécanique pour l'interprétation de phénomènes physiques ou mécaniques propres aux assemblages granulaires denses ?* »

On peut considérer un volume de ballast comme un milieu continu, ou comme un milieu discret, selon l'échelle à laquelle on l'observe.

En appliquant la mécanique des milieux continus à un milieu granulaire, nous pouvons modéliser le comportement de ce milieu de manière élasto-plastique ou visco-élastoplastique. Pour cela, il faut que le volume étudié soit grand devant les dimensions des grains. Or notre échantillon de ballast est constitué d'un dizaine de couche de pierres. Il n'est donc pas sûr que ces dimensions soient suffisantes pour réaliser une étude dans le cadre de la mécanique des milieux continus.

Une alternative au modèle continu consiste à considérer le ballast comme un système de corps rigides en contact tolérant une très petite interpénétration. En effet, CUNDALL et STRACK [CUN79] ont proposés les premiers modèles numériques discrets pour des assemblages granulaires. Plusieurs auteurs ont poursuivi dans cette voie. Parmi eux, on peut citer BAGI [BAG93] et MOREAU et JEAN [LMG93]. Nous renvoyons à ces travaux et bibliographies ainsi qu'au numéro spécial de la revue *Mechanics of Granular Materials* [NAS93].

Par ailleurs, on a utilisé le logiciel *LMGC* (*Logiciel de Mécanique Gérant le Contact* [LMG93]) pour modéliser le ballast comme un système de corps rigides en contact. Le *LMGC* est basé sur la théorie des contacts et des chocs développée par les professeurs MOREAU et JEAN. La résolution du problème repose sur les équations de la dynamique de Lagrange écrite dans le plan. La loi de comportement au contact est celle de Coulomb. Ce logiciel s'est avéré assez peu adapté pour évaluer les phénomènes de « tassement en voie » du fait, d'une part, de la prise en compte de la dynamique et des chocs, et, d'autre part, de la précision attendue des calculs.

Ce chapitre présente une étude de faisabilité d'une modélisation discrète tridimensionnelle du ballast. Cette approche consiste à décrire le ballast comme un assemblage de sphères rigides en contact, et de faire un calcul de structure du milieu.

L'originalité de la méthode numérique utilisée pour effectuer ce calcul est d'actualiser la position d'une sphère en fonction de celle de ces voisines, sans avoir à calculer la matrice de rigidité de l'assemblage.

Les difficultés numériques sont dues essentiellement à la taille du problème et à son caractère nonlinéaire lié en particulier à la prise en compte de l'unilatéralité des contacts entre sphères.

On calculera, à l'aide du modèle numérique, la répartition des forces dans un volume de ballast simulant l'essai Microballast.

2 Le modèle

Il repose sur les hypothèses suivantes :

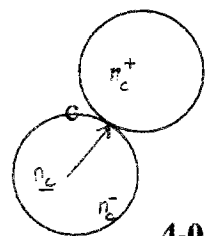
- On considère des sphères de rayon R ayant la cinématique d'un corps rigide et qui peuvent s'interpénétrer très légèrement. Cette petite interpénétration traduit une déformation localisée au point de contact.
- On adopte une loi de contact élastique unilatérale.
- On se place dans l'hypothèse des transformations infinitésimales à partir d'une configuration initiale qui vérifie l'équilibre.

L'assemblage granulaire du ballast constitue un réseau cubique à faces centrées.

Avant de présenter la démarche adoptée, décrivons la loi de contact ainsi que les variables qui interviennent dans l'équilibre d'une sphère.

Au point de contact c entre les deux sphères n_c^+ et n_c^- , la loi de contact s'écrit :

$$\left| \begin{array}{l} \underline{F}_c = \underline{K}_c \cdot \underline{d}_c \\ \underline{m}_c = \underline{C}_c \cdot \underline{\Delta\omega}_c \end{array} \right. \text{ si } \underline{d}_c \cdot \underline{n}_c + \delta_c \leq 0 \text{ et } \left| \begin{array}{l} \underline{F}_c = \underline{0} \\ \underline{m}_c = \underline{0} \end{array} \right. \text{ sinon.}$$



4-0

\underline{F}_c est la force exercée par n_c^+ sur n_c^- au point c , \underline{m}_c est le moment exercé par n_c^+ sur n_c^- au point c , \underline{d}_c est le déplacement relatif des deux sphères n_c^+ et n_c^- au point de contact c , $\underline{\Delta\omega}_c$ la

rotation relative de n_c^+ et n_c^- au point de contact c , et $\delta_c = \left| \underline{O}^{n_c^+} \underline{O}^{n_c^-} \right| - \left(R^{n_c^+} + R^{n_c^-} \right) < 0$ est l'interpénétration initiale des sphères n_c^+ et n_c^- .

$\underline{\underline{K}}_c$ est la matrice de raideur symétrique définie positive au point de contact c entre les deux corps n_c^+ et n_c^- , et notée :

$$\underline{\underline{K}}_c = k_n \cdot \underline{n}_c \otimes \underline{n}_c + k_t \cdot \underline{t}_c \otimes \underline{t}_c + k_t \cdot \underline{v}_c \otimes \underline{v}_c.$$

Où $(\underline{n}_c, \underline{t}_c, \underline{v}_c)$ est un repère orthonormé direct avec \underline{n}_c normal au contact dirigé de n_c^- vers n_c^+ . Par analogie, $\underline{\underline{C}}_c$ est la matrice de raideur en rotation au point de contact c entre les deux corps n_c^+ et n_c^- , et notée :

$$\underline{\underline{C}}_c = c_n \cdot \underline{n}_c \otimes \underline{n}_c + c_t \cdot \underline{t}_c \otimes \underline{t}_c + c_t \cdot \underline{v}_c \otimes \underline{v}_c.$$

On peut aussi exprimer \underline{d}_c en fonction de $\underline{u}^{n_c^+}$, $\underline{\omega}^{n_c^+}$, $\underline{u}^{n_c^-}$ et $\underline{\omega}^{n_c^-}$, le déplacement et la rotation des corps n_c^+ et n_c^- , respectivement, et de δ_c :

$$\underline{d}_c = \underline{u}^{n_c^+} - \underline{u}^{n_c^-} + \underline{\omega}^{n_c^+} \wedge \left(R^{n_c^+} - \frac{\delta_c}{2} \right) \underline{n}_c + \underline{\omega}^{n_c^-} \wedge \left(R^{n_c^-} - \frac{\delta_c}{2} \right) \underline{n}_c.$$

De même, on exprime la rotation relative au point de contact c , soit $\underline{\Delta\omega}_c$:

$$\underline{\Delta\omega}_c = \underline{\omega}^{n_c^+} - \underline{\omega}^{n_c^-}.$$

On cherche à exprimer le déplacement et la rotation de la sphère n^+ , $\underline{U}^{n^+} = \left\{ \begin{array}{l} \underline{u}^{n^+} \\ \underline{\omega}^{n^+} \end{array} \right\}$ en fonction de :

- la configuration initiale de la sphère n^+ et de ses voisines,
- les déplacements et rotations des voisines de la sphère n^+ ,
- les actions qui s'appliquent sur la sphère n^+ .

Les différentes actions qui s'exercent sur le corps n^+ sont :

- la gravité,
- des forces et moments fictifs, notés respectivement \underline{F}_f et \underline{m}_f , exercés par des ressorts fictifs dont le seul but est d'assurer l'existence d'une solution du problème en cas de perte de contact,
- les forces et moment de contact, $-\underline{F}_c$ et $-\underline{m}_c$ qui s'appliquent en chaque point de contact c du corps n^+ ,
- la force et le moment extérieurs appliqués au centre de la sphère notés, respectivement, $\underline{F}_{ext}^{n^+}$ et $\underline{m}_{ext}^{n^+}$.

Pour calculer les déplacements $\underline{u}^{n^+} = \begin{pmatrix} \Delta x^{n^+} \\ \Delta y^{n^+} \\ \Delta z^{n^+} \end{pmatrix}$ et les rotations $\underline{\omega}^{n^+} = \begin{pmatrix} \omega_x^{n^+} \\ \omega_y^{n^+} \\ \omega_z^{n^+} \end{pmatrix}$ en fonction des déplacements et des rotations des sphères voisines, nous minimisons l'énergie potentielle $E_{tot} = V_g + V_{ext} + E_f + \sum_c E_c$, soit :

$$MIN \left(V_g + V_{ext} + E_f + \sum_c E_c ; \underline{U}^{n^+} = \left\{ \begin{matrix} \underline{u}^{n^+} \\ \underline{\omega}^{n^+} \end{matrix} \right\} CA \right)$$

Détaillons chacun des termes intervenant dans l'énergie potentielle :

- le potentiel de gravité :

$$V_g = -M^{n^+} \cdot \underline{g} \cdot \underline{u}^{n^+},$$

- le potentiel des forces et moments extérieurs donnés s'écrit:

$$V_{ext} = -\underline{F}_{ext}^{n^+} \cdot \underline{u}^{n^+} - \underline{m}_{ext}^{n^+} \cdot \underline{\omega}^{n^+},$$

- l'énergie élastique des ressorts fictifs :

$$E_f = \frac{1}{2} {}^T \underline{u}^{n^+} \underline{K}_f \underline{u}^{n^+} + \frac{1}{2} {}^T \underline{\omega}^{n^+} \underline{C}_f \underline{\omega}^{n^+},$$

où $\underline{K}_f = k_f \cdot \underline{Id}$, $k_f > 0$ et $\underline{C}_f = c_f \cdot \underline{Id}$, $c_f > 0$,

- l'énergie élastique d'interpénétration de deux corps n_c^+ et n_c^- , appelée E_c , s'écrit :

$$E_c = \frac{1}{2} {}^T \underline{d}_c \underline{K}_c \underline{d}_c + \frac{1}{2} {}^T \underline{\Delta\omega}_c \underline{C}_c \underline{\Delta\omega}_c .$$

La minimisation de E_{tot} par rapport à \underline{u}^{n^+} donne l'équation d'équilibre en force :

$$\sum_c \left(\underline{K}_c \cdot \underline{d}_c \right) + \underline{K}_f \cdot \underline{u}^{n^+} = \underline{F}_{ext}^{n^+} + \underline{M}^{n^+} \cdot \underline{g} .$$

En développant, et en regroupant les termes correspondants aux actions exercées sur le corps n^+ , l'équation précédente devient :

$$\begin{aligned} & \left(\sum_c \underline{K}_c + \underline{K}_f \right) \cdot \underline{u}^{n^+} + \left(\sum_c \left(R^{n^+} + \frac{\delta_c}{2} \right) \cdot \underline{K}_c \cdot \underline{D}_c \right) \cdot \underline{\omega}^{n^+} \\ & = \sum_c \left(\underline{K}_c \cdot \left(\underline{u}^{n^-} - \left(R^{n^-} + \frac{\delta_c}{2} \right) \cdot \underline{D}_c \cdot \underline{\omega}^{n^-} \right) \right) + \underline{F}_{ext}^{n^+} + \underline{M}^{n^+} \cdot \underline{g} \end{aligned} \quad 4-1$$

où $\underline{D}_c \cdot \underline{x} = \underline{n}_c \wedge \underline{x}, \forall \underline{x}$.

De même, la minimisation de E_{tot} par rapport à $\underline{\Delta\omega}^{n^+}$ donne l'équation d'équilibre en moment :

$$\begin{aligned} & \left(\sum_c \left(R^{n^+} + \frac{\delta_c}{2} \right) \cdot {}^T \underline{D}_c \cdot \underline{K}_c \right) \cdot \underline{u}^{n^+} \\ & + \left(\sum_c \left(R^{n^+} + \frac{\delta_c}{2} \right)^2 \cdot {}^T \underline{D}_c \cdot \underline{K}_c \cdot \underline{D}_c + \underline{C}_c + \underline{C}_f \right) \cdot \underline{\omega}^{n^+} \\ & = \\ & \left(\sum_c \left(R^{n^+} + \frac{\delta_c}{2} \right) \cdot {}^T \underline{D}_c \cdot \underline{K}_c \right) \cdot \underline{u}^{n^-} \\ & + \left(\sum_c - \left(R^{n^+} + \frac{\delta_c}{2} \right) \cdot \left(R^{n^-} + \frac{\delta_c}{2} \right) \cdot {}^T \underline{D}_c \cdot \underline{K}_c \cdot \underline{D}_c + \underline{C}_f \right) \cdot \underline{\omega}^{n^-} \\ & + \underline{m}_{ext}^{n^+} \end{aligned} \quad 4-2$$

Les équations 4-1 et 4-2 constituent un système linéaire $\underline{R} \cdot \underline{U} = \underline{Ch}$, où le terme \underline{Ch} contient les actions exercées sur le corps n^+ . La matrice \underline{R} est symétrique, définie positive inversible.

En effet, la présence des ressorts fictifs permet d'assurer l'équilibre de corps qui ne sont soumis à aucune force de contact. Par conséquent, le problème a toujours une solution $\underline{U} = \underline{R}^{-1} \cdot \underline{Ch}$.

Pour un chargement donné, le calcul des champs $\underline{U}^{n^+} = \left\{ \begin{array}{l} \underline{u}^{n^+} \\ \underline{\omega}^{n^+} \end{array} \right\}$ de l'ensemble des sphères se fait, par itération, sur le principe suivant :

- à l'étape $i+1$, le déplacement et la rotation d'une sphère se calcule en utilisant les déplacements et rotations de ses voisins ainsi que les contacts actifs de l'étape i ,
- les déplacements et rotations de toutes les sphères sont actualisés simultanément.

Dans un premier temps, on cherche la solution du problème sans actualiser les contacts actifs de la configuration initiale, c'est-à-dire que la force de contact \underline{F}_c peut être une force de traction. Lorsque la solution du problème élastique bilatéral, appelée par la suite « solution élastique », est atteinte, on cherche la solution du problème unilatéral, ou encore la « solution unilatérale ».

Pour cela, on « casse » tous les contacts qui travaillent en traction. Le principe de la résolution reste le même sauf que l'on actualise à chaque étape i , l'état des contacts. Un traitement spécifique de l'unilatéralité du contact sert à éviter les configurations instables, qui font que le corps n^+ va osciller entre des positions successives de perte ou de rétablissement de contact avec le corps n^- . En effet, on résout toujours un système par rapport à l'état du contact donné par l'ensemble des champs \underline{U}^n calculés à l'étape précédente i . Après avoir résolu l'équilibre $(i+1)$ du corps n^+ dont la solution est notée $\tilde{\underline{u}}^{n^+}|_{i+1}$ et $\tilde{\underline{\omega}}^{n^+}|_{i+1}$, on vérifie pour tous les contacts c du corps n^+ la condition :

$$\left(\underline{d}_c^i \cdot \underline{n}_c + \delta_c \right) \cdot \left(\tilde{\underline{d}}_c^{i+1} \cdot \underline{n}_c + \delta_c \right) \geq -\varepsilon$$

qui impose que la nature (active ou passive) du contact c reste sensiblement la même entre deux étapes i et $i+1$. Ici, $\varepsilon > 0$ est un paramètre ajustable. Si cette condition est vérifiée quel

que soit c , alors $\underline{U}^{n^+} = \left\{ \begin{array}{l} \tilde{\underline{u}}^{n^+}|_{i+1} \\ \tilde{\underline{\omega}}^{n^+}|_{i+1} \end{array} \right\}$.

Dans le cas où cette condition n'est pas vérifiée pour tout c , c'est-à-dire :

$$\exists c \left(\underline{d}_c^i \cdot \underline{n}_c + \delta_c \right) \cdot \left(\tilde{\underline{d}}_c^{i+1} \cdot \underline{n}_c + \delta_c \right) < -\varepsilon$$

on calcule le champs \underline{U}^{n^+} de façon à ce que \underline{d}_c^{i+1} soit très proche de 0, et par conséquent que la force de contact \underline{F}_c soit proche de 0. On pose :

$$\underline{u}^{n^+} \Big|_{i+1} = \underline{u}^{n^+} \Big|_i + \alpha \cdot \left(\tilde{\underline{u}}^{n^+} \Big|_{i+1} - \underline{u}^{n^+} \Big|_i \right),$$

où

$$\alpha = \text{MIN} \left\{ \frac{\delta_c + \underline{d}_c^{n_c} \Big|_i \cdot \underline{n}_c}{\tilde{\underline{d}}_{i+1}^{n_c} \cdot \underline{n}_c - \underline{d}_i^{n_c} \cdot \underline{n}_c} ; c \text{ tel que } \left(\underline{d}_c^i \cdot \underline{n}_c + \delta_c \right) \cdot \left(\tilde{\underline{d}}_c^{i+1} \cdot \underline{n}_c + \delta_c \right) < -\varepsilon \right\}$$

La difficulté de ce modèle est de trouver un compromis entre la qualité de la convergence et la rapidité du calcul. Selon l'état initial et le chargement appliqué, on a parfois modifié l'algorithme de calcul, pour accélérer la convergence, la mise à jour des champs \underline{U}^{n^+} après chaque résolution de systèmes et l'introduction de la viscosité...

3 Les résultats numériques

Les simulations ont toutes été réalisées sur des éprouvettes qui modélisent l'éprouvette de l'essai Microballast. La section de l'éprouvette du modèle micromécanique est de $500 \cdot 500 \text{ mm}^2$. On ne prend en compte que le volume de ballast se trouvant sous la section d'application du chargement, la hauteur de l'éprouvette du modèle est d'environ 100 mm . On sait, qu'en réalité, il y a environ une dizaine de grains sous le blochet, l'éprouvette du modèle comprend 9 couches de grains.

Les grains de ballast sont tous modélisés par des sphères de rayon 7 mm . Ce rayon correspond à une valeur moyenne de la granulométrie du ballast réduit. La première difficulté est la création de l'éprouvette. Il s'agit d'assembler les sphères en une configuration déjà dense. Pour cela, chaque couche est organisée de façon à réaliser réseau cubique à faces centrées (Schéma 4-1). Le nombre total de sphères de l'éprouvette est de 12 595 (5 couches de 1 415 et 4 couches de 1 380 sphères). Le nombre de degrés de liberté de l'assemblage est de 75 570. Le sol est modélisé par une liaison élastique linéaire k_{sol} entre chaque sphère de la couche inférieure et un point fixe.

La zone de chargement est une assiette de rayon 100 mm qui impose des déplacements verticaux aux sphères de la couche supérieure (Schéma 4-1). La masse volumique des sphères est celle du ballast, $\rho_{ballast} = 2800\text{ kg/m}^3$. Pour modéliser, la pression additionnelle exercée sur la couche supérieure de l'éprouvette de l'essai, et aussi le poids exercé par le ballast qui se trouve au dessus de la section de chargement, on applique une pression sur les sphères de la couche supérieure.

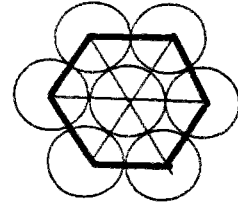


Schéma 4-1 : vue de dessus d'une couche, ou vue en coupe de l'éprouvette.

L'une des difficultés de l'interprétation des résultats est la visualisation des déplacements et des forces au sein de l'éprouvette. On se contente de les visualiser par couche. Chaque sphère est représentée en son centre par un noeud. Chaque couple de noeuds (ou centres des sphères) est relié si les sphères sont voisines. On obtient donc un treillis à mailles élémentaires triangulaires (équilatérales, sans chargement). La Figure 4-1 représente la visualisation des déplacements verticaux de la couche supérieure. On distingue l'ensemble des sphères chargées par l'assiette. On visualise notamment les déplacements verticaux des grains et les forces transmises d'une couche à une autre.

On a utilisé deux types de lois de contact élastiques unilatérales ou bilatérales. Pour la première (équation 4-0), la matrice de raideur au contact \underline{K}_c ne dépend pas de la force inter-granulaire.

La seconde loi est celle de Hertz-Mindlin pour laquelle la rigidité : \underline{K}_c^{H-M} dépend de la force inter-granulaire de la manière suivante :

$$\underline{K}_c^{H-M} = k_n^{H-M} \cdot \underline{n}_c \otimes \underline{n}_c + k_t^{H-M} \cdot (\underline{t}_c \otimes \underline{t}_c + \underline{v}_c \otimes \underline{v}_c)$$

avec $k_n^{H-M} = a_n^{H-M} \cdot F_n^{1/3}$, $k_t^{H-M} = a_t^{H-M} \cdot k_n^{H-M}$

et a_n^{H-M} et a_t^{H-M} des constantes positives et $F_n = -\underline{F} \cdot \underline{n} > 0$.

Dans un premier temps, la solution du problème élastique bilatérale est atteinte avec la loi élastique linéaire et pour un déplacement vertical de l'assiette de chargement d égal à $0,5\text{ mm}$. Les constantes de la loi de contact sont :

$$\begin{aligned}
 k_n &= 5 \cdot 10^6 \text{ N/m}, \quad k_t = 1,5 \cdot 10^6 \text{ N/m} \\
 c_n &= 0, \quad c_f = 1,5 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{m/rad} \\
 k_{sol} &= 0,5 \cdot 10^6 \text{ N/m} \\
 k_f &= 10^2 \text{ N/m}, \quad c_f = 10^2 \text{ N} \cdot \text{m/rad} \\
 \varepsilon &= 0 \text{ et } \delta_c = 0
 \end{aligned}$$

Les Figure 4-1, 4-2 et 4-3 donnent pour les couches supérieure, intermédiaire et inférieure, les déplacements verticaux et les forces transmises d'une couche à l'autre dans le plan vertical. On observe nettement la répartition des déplacements et des forces jusqu'au sol. La force appliquée par l'assiette est transmise jusqu'au sol est de 53 kN. La Figure 4-1a montre la concentration des forces sur le pourtour de l'assiette de chargement. Cette concentration s'explique par le gradient de déplacement entre les zones directement chargées par l'assiette et le reste de l'éprouvette.

Cette zone de concentration d'efforts marque l'enveloppe du cône de répartition des charges. Sur cette interface, on trouve beaucoup de forces de traction au contact entre les sphères. La résolution du problème unilatéral va « casser » ces liaisons artificielles.

La solution du problème unilatéral avec la loi élastique linéaire est difficile à atteindre. La transmission des forces dans le plan vertical d'une couche à une autre est parfois chahutée. Les forces et les déplacements obtenus pour une des solutions unilatérales, sont transmis en grande partie par les sphères qui se trouvent à la verticale de l'assiette de chargement. Les efforts exercés sur le sol sont concentrés sur un disque d'environ 200 mm de diamètre.

Pour éliminer les instabilités numériques liées aux gradients de déplacements (ou de forces), on utilise comme loi de contact celle de Hertz-Mindlin. Cette loi modélise une augmentation de la rigidité au contact quand l'interpénétration des corps augmente. Les constantes de la loi sont les suivantes :

$$\begin{aligned}
 a_n^{H-M} &= 10^5 \text{ N/m}, \quad a_t^{H-M} = 0,5 \text{ et } k_{sol} = 0,3 \cdot 10^5 \text{ N/m} \\
 k_{fl} &= 10^2 \text{ N/m}, \quad c_f = 10^2 \text{ N} \cdot \text{m/rad} \\
 \varepsilon &= 0 \text{ et } \delta_c = 0.
 \end{aligned}$$

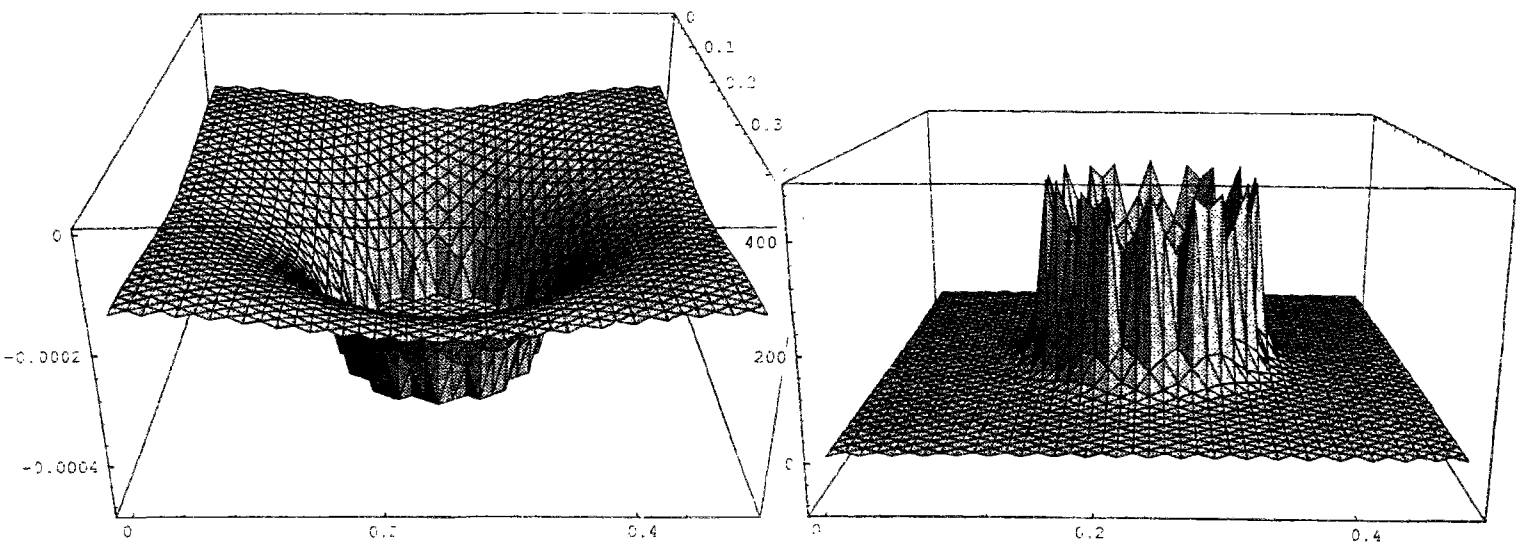


Figure 4-1 a et b : déplacements de la couche supérieure et forces transmises.

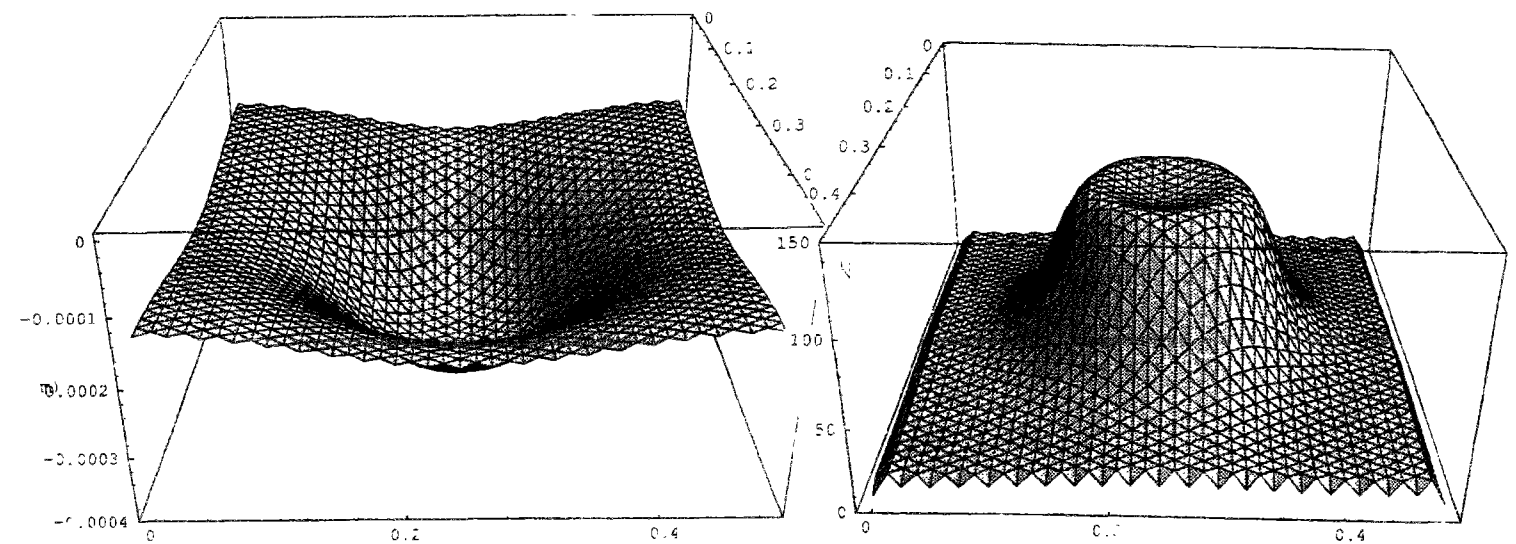


Figure 4-1 a et b : déplacements de la couche intermédiaire et forces transmises.

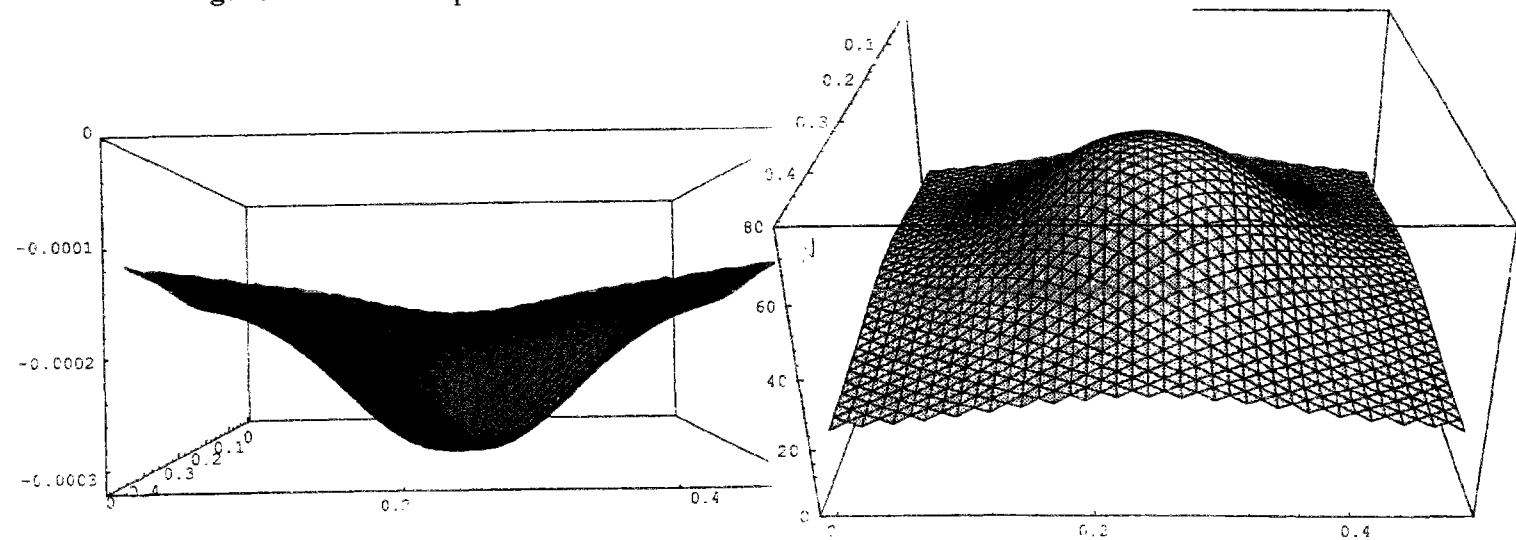


Figure 4-2 a et b : déplacements de la couche inférieure et forces transmises au sol.

On résout le problème unilatéral, à savoir un chargement imposé en déplacement de $0,5 \text{ mm}$ par l'assiette. La force imposée pour avoir $0,5 \text{ mm}$ de déplacement de l'assiette est de 3300 kN . La zone chargée au sol est un disque de diamètre d'environ 300 mm , si l'on considère que les grains de cette zone transmettent au moins 5 N au sol. Par conséquent, la répartition des charges au sol est relativement peu étalée (Figure 4-3), alors que le sol est mou ($0,3 \text{ mm}$ de déplacement à la vertical de la charge).

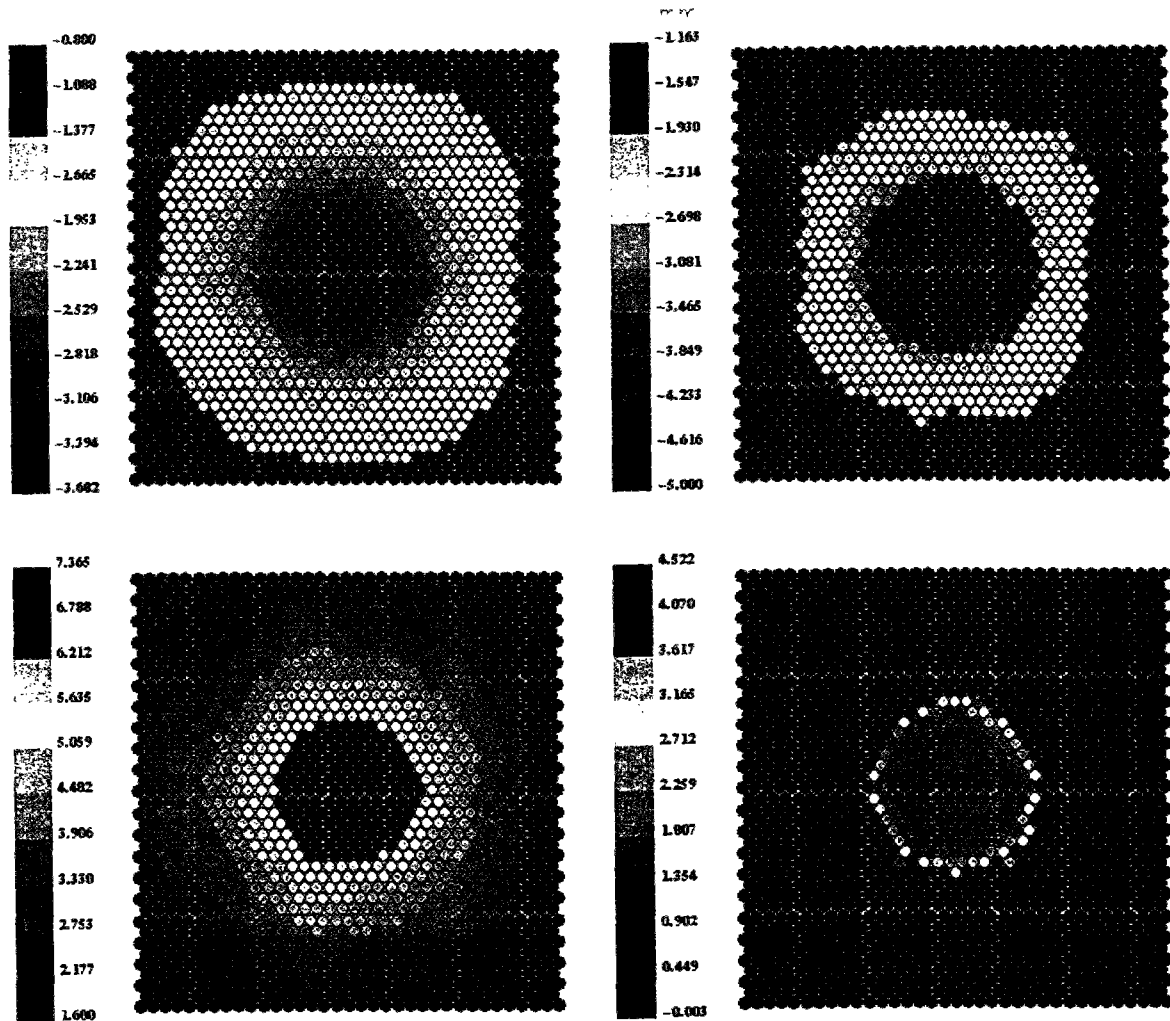


Figure 4-3 : répartition des forces et des déplacements pour la couche supérieure et inférieure.

En divisant la pression additionnelle par deux, les gradients de déplacements augmentent notamment entre les deux couches supérieures et donc les concentrations d'efforts sur le pourtour de l'assiette augmentent aussi.

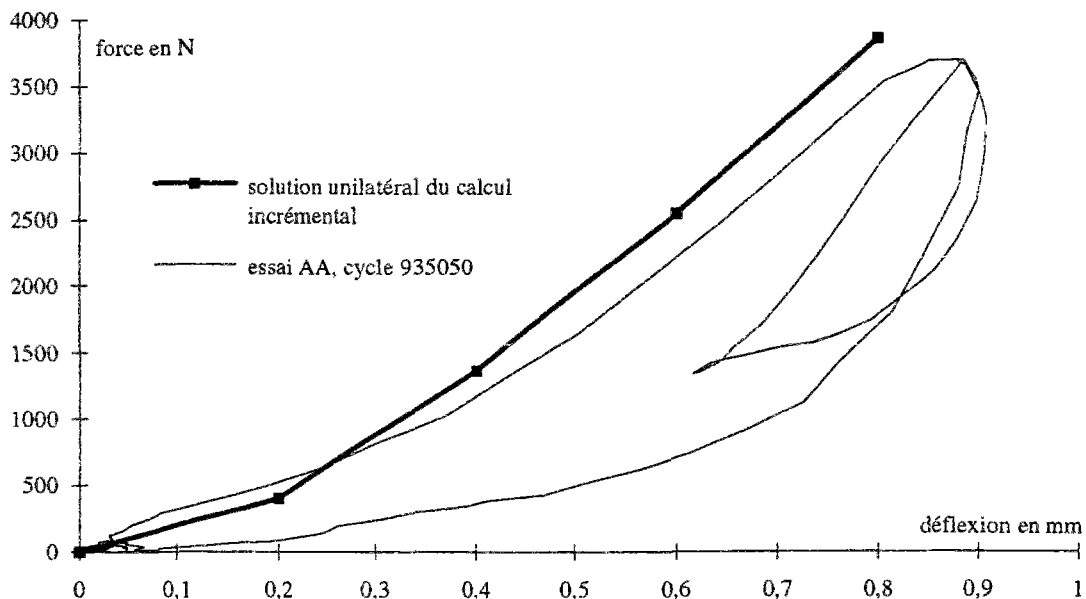
Si maintenant, on assouplit le sol, soit $K_{sol} = 0,1 \cdot 10^5 \text{ N/m}$ en conservant la pression additionnelle, on diminue le niveau des efforts sur le pourtour de l'assiette et on diminue la concentration des charges au sol.

On propose maintenant de réaliser un calcul incrémental, dans lequel les interpénétrations sont actualisées à la fin de chaque incrément. On impose des incréments de déplacements de $0,2 \text{ mm}$ sur l'assiette de chargement. Puis, on résout le calcul élastique et unilatéral avant d'appliquer le nouvel incrément. Cette méthode a l'avantage de converger assez rapidement, notamment pour les premiers incréments de chargement (pour $d=0,2 \text{ mm}$, pas de contact à rompre). Les constantes des lois de comportement deviennent :

$$a_n^{H-M} = 0,5 \cdot 10^5 \text{ N/m}, a_t^{H-M} = 0,5 \text{ et } k_{sol} = 0,6 \cdot 10^5 \text{ N/m}.$$

Il est intéressant d'observer que la répartition des charges au sol concerne toujours un disque de même rayon. Cela signifie que dès le second incrément de chargement, les contacts unilatéraux sont rompus et la transmission des charges reste confinée. On peut faire la même remarque pour les déplacements. Les déplacements maximaux au sol passent de $0,16 \text{ mm}$ pour $0,6 \text{ mm}$ de chargement à $0,23 \text{ mm}$ pour $0,8 \text{ mm}$ de chargement. Ceci traduit une rigidification de l'assemblage granulaire due, d'une part à l'écriture de la loi de contact, et, d'autre part, aux contacts unilatéraux qui confinent la zone chargée.

Le Graphe 4-1 montre l'évolution de la force imposée selon le déplacement dans le cas de la solution unilatérale du calcul incrémental.



Graph 4-1 : force selon la déflexion pour le calcul incrémental et l'essai AA.

On voit bien la rigidification de l'éprouvette. La courbe en trait fin est la relation force-déplacement obtenue dans le cas de l'essai AA. Les phases de chargement de la simulation numérique ou de l'expérience donnent des résultats proches.

4 Conclusion

Ces simulations ont validé la pertinence d'un modèle de corps discrets pour reproduire un assemblage granulaire dense.

En l'état actuel, ce modèle montre qu'il existe un volume privilégié pour transmettre les charges dans un milieu granulaire. Ce volume dépend du chargement, des constantes de la loi de contact et des non-linéarités introduites par cette loi, et aussi de la nature du sol. On a donc réussi à prendre en compte l'unilatéralité des contacts qui pilote les phénomènes de répartition des charges. Soulignons la simplicité de ce modèle à introduire les non-linéarités. Traiter le même problème par les méthodes d'éléments finis aurait été beaucoup plus compliqué.

Ce modèle montre aussi la rigidification de l'assemblage granulaire sous un chargement croissant, phénomène observé pour l'essai *Microballast*. De plus, un des rôles de la pression additionnelle dans l'essai est apparu clairement. Il s'agit de précontraindre le ballast pour limiter les effets de bord au niveau de la section d'application de la charge.

Ce modèle pourrait aussi être utile à l'analyse de la contribution du sol dans les déformations du ballast.

Conclusion

Bien qu'utilisé depuis très longtemps dans les voies ferrées, le ballast a un comportement *in-situ* encore mal connu. Ses règles de dimensionnement et ses critères de qualité sont essentiellement empiriques. Le travail présenté dans ce mémoire est une tentative de rationalisation de l'usage du ballast dans les voies ferrées.

La partie expérimentale a permis de dégager une loi de tassement *in-situ* qui relie l'incrément de tassement par cycle à la déflexion du blochet.

Naturellement, une validation directe ou indirecte de cette loi sur des voies réelles demeure nécessaire notamment pour le calage des paramètres.

La méthodologie d'essai à échelle réduite se révèle particulièrement souple et très peu onéreuse en comparaison avec les essais à échelle réelle.

Par ailleurs, le modèle numérique de prévision des tassements verticaux sur une portion de voie, qui a été particulièrement développée dans le cadre de cette thèse, a permis d'examiner les conséquences en terme de prévision, de l'adoption de la loi Microballast. Elles se résument par les deux points suivants :

1. La vitesse du train (entre 250 et 450 km/h) ne change pas la nature stable ou instable d'un défaut vertical. Elle modifie faiblement la vitesse de son évolution.
2. Les défauts instables les plus pénalisants sont des hétérogénéités de raideur de voie qui peuvent être dues, en particulier, à une plate-forme de mauvaise qualité ou à un bourrage insuffisant.

Par conséquent, la mesure de la raideur de voie devrait être un élément capital pour la prévision des dégradations verticales dues au ballast.

Bien entendu, plusieurs types de dégradation comme la danse, les voies en pente ou en courbe, les défauts transversaux, la dynamique sur rail n'ont pas été pris en compte dans ce travail qui pourrait se poursuivre en abordant avec le même état d'esprit tous ces phénomènes.

Quant à la dernière partie de ce mémoire, son principal intérêt est de montrer qu'il est possible avec des moyens informatiques courants (station Sun) de traiter le comportement unilatéral du ballast par une modélisation discrète. Cette modélisation est une alternative crédible à la démarche plus classique qui consiste à identifier d'abord un comportement du ballast au sens de la mécanique des milieux continus, puis à effectuer un calcul à l'aide de la méthode des éléments finis. En effet, cette démarche classique est problématique lorsqu'il s'agit d'une couche de ballast contenant si peu de grains dans son épaisseur.

Bibliographie

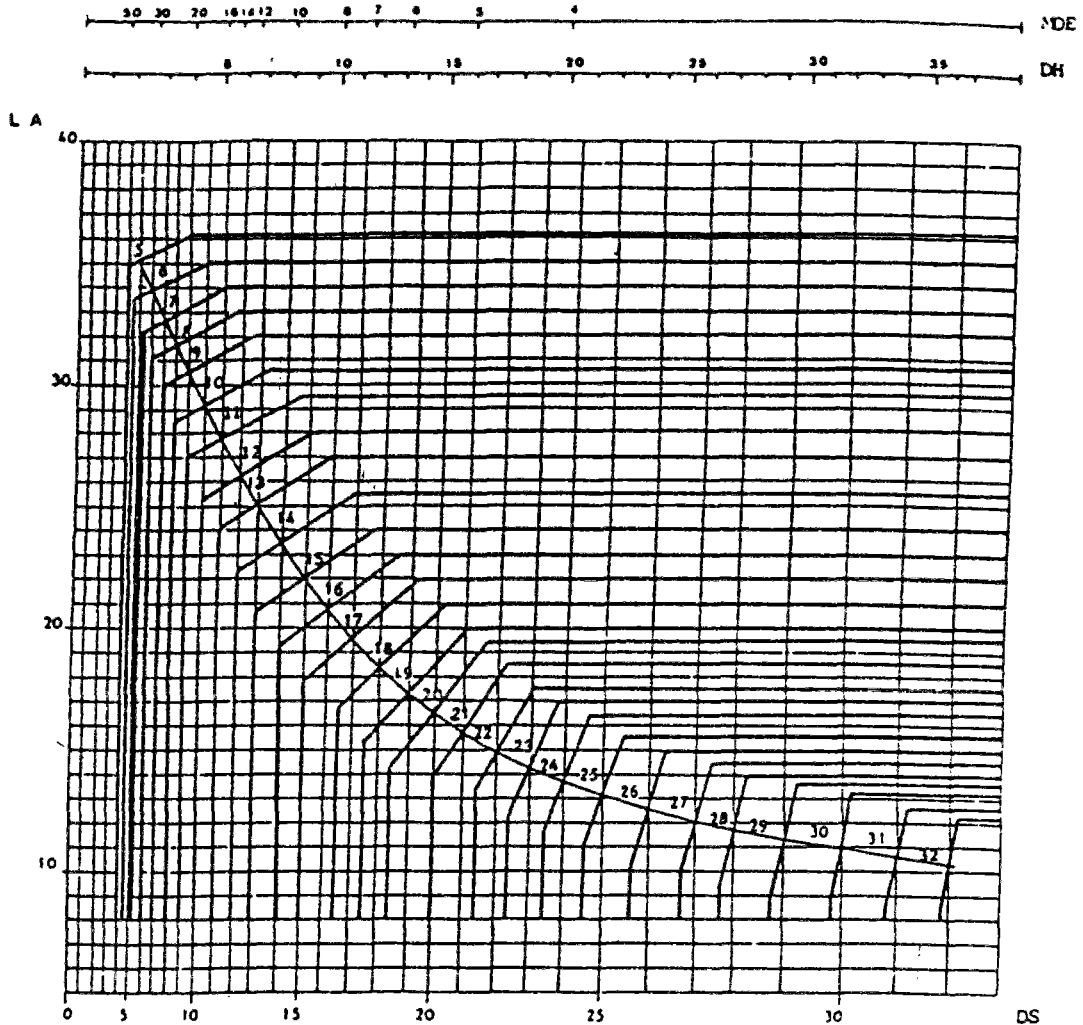
- [KLU63] Klugar. Ein betrag zur Mechanik des Schotterbettes. Eisenbahntechnische Rundschau, H. 8. August 1963.
- [SNC75] Contrôle de l'état des voies. SNCF, Direction de l'Equipement. Septembre 1975.
- [UST77] Material evaluation study, ballast and foundation materials research program. U.S. Department of transportation, Federal railroad administration. January 1977.
- [SHE78] Shenton M.J. Deformation of railway ballast under repeated loading conditions. Railroad Track Mechanics and Technology, Pergamon Press. 1978.
- [EIS79] Eisenmann & Kaess. Das Verhalten des Schotters unter Belastung. Eisenbahntechnische Rundschau. 1980.
- [CUN79] Cundall & Strack. A discrete numerical model for granular assemblies. Geotechnique Vol 29. Pp 47-65. 1979.
- [ALI84] Alias J. La voie ferrée. Eyrolles. 1984.
- [HET84] Hettler A. Bleibende Setzungen des Schotteroberbaues. Eisenbahntechnische Rundschau 33, H.11. November 1984.
- [HET87] Hettler A. Schotter Triaxialversuche mit statischen und zyklischen Belastungsverlauf. Eisenbahntechnische Rundschau, H.6. Juni 1987.
- [SAT89] Sato Y. Experiment study on restoration works of settled ballast using scale models. The fourth International Heavy Haul Railway Conference. Brisbane. 1989.
- [MAU89] Mauer L. An interactive track-train dynamic model for calculation of track error growth. Vehicle System Dynamics Supplement 24. 1989
- [LEC] Lecocq C. La dégradation du ballast. Mémoire du diplôme d'ingénieur du CNAM en Génie Civil.
- [NUM92] Press & Flannery & Teukolsky & Vetterling. Numerical recipes Cambridge. 1992.
- [LMG93] Documentation sur le LMGC. Laboratoire de Mécanique et de Génie Civil. Montpellier. 1993.
- [NAS93] Nemat-Nasser. Mechanics of Materials. Vol 16. August 1993.
- [BAG93] Bagi K. A quasi-static numerical model for micro-level analysis of granular assemblies. Mechanics of Materials. Vol 16. August 1993.

- [KNO93] Knothe K. & Grassie S.L. Modelling of railway track and vehicle/track interaction at high frequency. *Vehicle System Dynamics*, pp 209-262, n°22. 1993.
- [ILLxx] Ilias H. & Müller S. A discrete-continuous track model for wheelsets rolling over short wavelength sinusoidal rail irregularities.
- [EUR93] Caron J.F. Rapport final de la tâche 2 du projet Brite-Euram, Eurobalt. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. 1993.
- [PAN93] Pannegeon A. Simulations expérimentales du comportement du ballast ferroviaire sous chargement. Rapport de stage scientifique, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. Juin 1993.
- [RAP94] Rapport d'activités 1994. Direction de la communication, SNCF. Juin 1995.
- [SAU93] Sauvage R. Railway track vertical static behaviour. INRETS-LTN. 1993.
- [UIC94] Ouvrage en terre et couches d'assise ferroviaire. Code UIC 719 R, 2ème édition, Janvier 1994.
- [VOI94] Les voies ballastées. Rapport du projet Brite-Euram, Eurobalt. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. 1993.
- [AUG95] Les modèles réduits en Génie Civil. Actes du colloque de l'Association Universitaire de Génie Civil. Ecole centrale de Nantes. Mai 1995.
- [COX95] Cox S. Deflection of sleeper in ballast. *Vehicle System Dynamics Supplement 24*, pp. 146-153. 1995.
- [FOR95] Ford R. Differential ballast settlement, and consequent undulations in track, caused by vehicle-track interaction. *Vehicle System Dynamics Supplement 24*, pp.222-233. 1995.
- [LIS95] Li D. & Selig E.T. Wheel/track dynamic interaction : track substructure perspective. *Vehicle System Dynamics Supplement 24*, pp.183-196. 1995.
- [R&R95] Rail et Recherche, Spécial WCRR 94. Direction de la Recherche SNCF. Janvier 1995.
- [SAT95] Sato Y. Japanese studies on deterioration of ballasted track. *Vehicle System Dynamics Supplement 24*, pp.197-208. 1995.
- [SNC95] la SNCF aujourd'hui, Direction de la communication, SNCF. Sept. 1995.
- [VIB95] Vibratéc. Rapport du projet Brite-Euram, Eurobalt. 1995.

Annexes

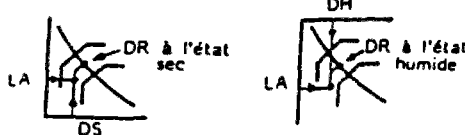
1

Le coefficient de dureté générale DR est déterminé à l'aide de l'abaque suivant, qui permet de préciser, une valeur DR à l'état sec DR_S, une valeur DR à l'état humide DR_H.

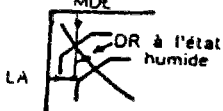


Utilisation de l'abaque

1° Cas du ballast



2° Cas des graves de sous-couche



NOTA : La dureté d'un granulat s'exprime sous l'appellation "Dureté globale". L'abaque ci-dessus permet la détermination, pour chaque échantillon prélevé d'un coefficient de dureté DR en fonction :

- de la résistance à l'usure (essai Deval
- de la fragilité (essai Los Angeles).

Le coefficient de "Dureté globale DRG" évalué statistiquement est égal à la plus faible des deux valeurs ci-après :

$$DR = 0,5 \frac{DS + DH}{2}$$

$$DR_{min} + 2 \text{ (la plus faible valeur} + 2)$$

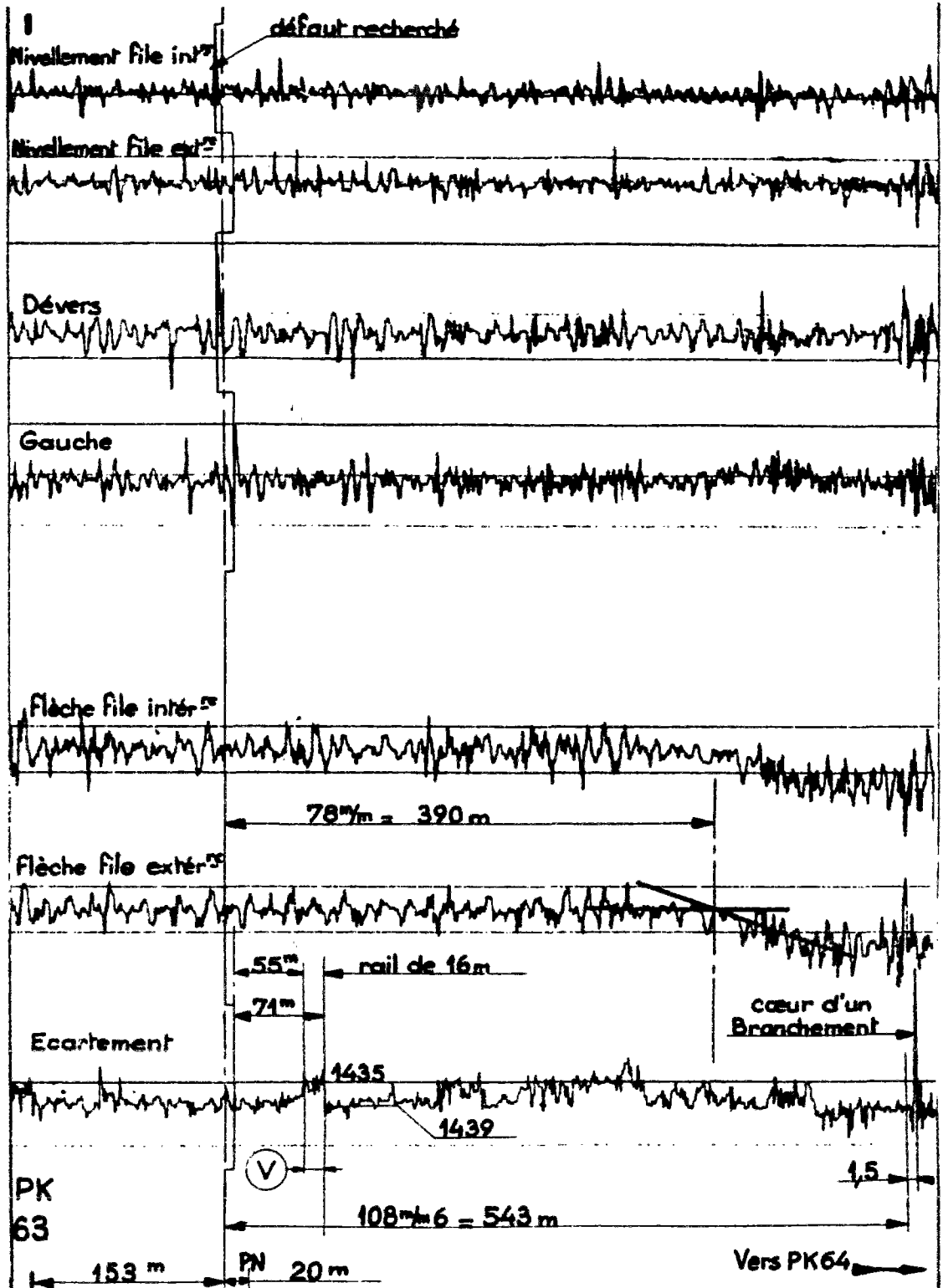
De cette façon, la "dureté globale" est atteinte et dépassée pour 20 % au moins des résultats ; de plus, aucun résultat ne peut (ou être inférieur de plus de deux unités

Fig. II-12- Détermination du coefficient de dureté DR d'un granulat en fonction des coefficients

"Los Angeles" et "Deval" ou "Microdeval"
 LA, coefficient Los Angeles ;
 DS, coefficient Deval sec ;
 DH, coefficient Deval humide ;
 MDE, coefficient Microdeval en présence d'eau.

2

Graphique MAUZIN classique



3

Théorème de BUCKINGHAM

Un processus physique peut se traduire par une équation de la forme suivante :

$$f(Q_1, Q_2, \dots, Q_n, r_1, r_2, \dots, r_n) = 0$$

Ce processus est influencé par n quantités physiques q_i , qui peuvent être, par exemple, des champs vectoriels de force, des vitesses, des accélérations, des pressions. Chacune de ses quantités physiques q_i sera respectivement associée à une valeur de référence Q_i et à un champ sans dimension r_i .

La fonction f est valable quelle que soit la forme du système ou la grandeur de chacune des quantités contribuant au phénomène considéré. Elle représente une ou plusieurs lois physiques déduites de l'expérience, et qui lient entre elles les quantités de référence Q_i . De telles lois prennent la forme de produits en puissance qui permettent d'écrire l'équation 2 sous la forme :

$$\sum_k A_k Q_1^{a_{1k}} Q_2^{a_{2k}} \dots Q_n^{a_{nk}} = 0 \quad 2$$

où les A_k sont des constantes.

D'après Fourier (1807), tous les termes d'une équation physique correctement écrite doivent avoir la même unité. Alors, si on divise les termes de la somme (3) par n'importe quel terme Q_i , on obtient des produits sans dimension :

$$\pi_k = Q_1^{b_{1k}} Q_2^{b_{2k}} \dots Q_n^{b_{nk}} \quad 1$$

On veille à exprimer les Q_i dans le système d'unités international de façon à faire apparaître une dépendance licite entre les unités de chaque quantité physique. on définira comme les unités de base :

- les longueurs L exprimées en mètre [m],
- les masses exprimées en kilogramme [kg],
- le temps t exprimé en seconde [s],
- ..etc.

Les unités dérivées seront obtenues par produit en puissance des unités de base.

Les quantités Q sont des produits d'un nombre pur $\langle Q \rangle$ et de leur unité $[Q]$. Puisque les produits π_i sont adimensionnels, si on les normalise respectivement par leur produit en puissance des nombres, on obtient des produits $[\pi_i]$ qui sont des équations d'unités, soient :

$$[\pi_k] = \frac{(Q_1^{b_{1k}} Q_2^{b_{2k}} \dots Q_n^{b_{nk}})}{\langle Q_1 \rangle^{b_{1k}} \langle Q_2 \rangle^{b_{2k}} \dots \langle Q_n \rangle^{b_{nk}}} = [Q_1]^{b_{1k}} [Q_2]^{b_{2k}} \dots [Q_n]^{b_{nk}} = 1. \quad 4$$

Le processus décrit par l'équation 2 peut aussi s'écrire à l'aide d'une fonction inconnue des produits π :

$$\varphi(\pi_1, \pi_2, \dots, \pi_i) = 0$$

i est le nombre de combinaisons indépendantes des n quantités Q_1, Q_2, \dots, Q_n . Soit s le nombre d'unités de base nécessaires pour exprimer les Q_i . Dans chaque produit π on retrouve alors s facteurs correspondant aux unités de base et $(n-s)$ facteurs exprimant les unités dérivés, d'où les équations d'unités suivantes :

$$[\pi_k] = [Q_1]^{b_{1k}} [Q_2]^{b_{2k}} \dots [Q_s]^{b_{sk}} [Q_{s+1}]^{b_{(s+1)k}} \dots [Q_n]^{b_{nk}} = 1$$

On a n équations dépendantes. Il y a donc $i = n - s$ équations indépendantes qui correspondent à $(n-s)$ produits π . Ce résultat, établi par Buckingham en 1914, est la base de l'établissement des conditions de similitude entre deux systèmes. Il s'écrit de manière plus générale sous la forme :

Théorème de BUCKINGHAM

une relation physique liant n quantités Q mesurées dans un système de s unités de base tel que :

$f(Q_1, Q_2, \dots, Q_n, r_1, r_2, \dots, r_n) = 0$ peut être représentée de façon équivalente par une fonction de $i = n - s$ produits π indépendants, fonction puissance des quantités Q : $\varphi(\pi_1, \pi_2, \dots, \pi_i) = 0$.

On peut maintenant appliquer l'analyse dimensionnelle aux problèmes de similitude et en déduire les relations fondamentales.

La fonction $\varphi(\pi_{1P}, \dots, \pi_{iP})$ décrit complètement les phénomènes mis en jeu au niveau du prototype. Comme nous voulons identifier les mêmes phénomènes physiques, il faut donc retrouver le même type de fonction concernant la maquette. Par conséquent, les arguments π seront identiques, c'est-à-dire:

$$\pi_{1P} = \pi_{1M}, \dots, \pi_{iP} = \pi_{iM}.$$

On dit que la maquette est similaire, si ces conditions sont satisfaites. En exprimant ces produits π en fonction des quantités physiques caractérisant le processus, on obtiendra des relations de dépendance entre les différents facteurs d'échelle λ . D'abord,

$$Q_{1M}^{b_{1k}} \dots Q_{nM}^{b_{nk}} = Q_{1P}^{b_{1k}} \dots Q_{nP}^{b_{nk}}$$

soit encore :

$$\left(\frac{Q_{1M}^{b_{1k}}}{Q_{1P}^{b_{1k}}} \right)^{b_{1k}} \dots \left(\frac{Q_{nM}^{b_{nk}}}{Q_{nP}^{b_{nk}}} \right)^{b_{nk}} = 1$$

ou bien :

$$\lambda_1^{b_{1k}} \dots \lambda_n^{b_{nk}} = 1$$

La détermination des exposants des équations 4 se fait par l'analyse dimensionnelle. On résout le système suivant :

$$\left. \begin{aligned} [\pi_1] &= [Q_1]^{\alpha_1} \dots [Q_s]^{\sigma_1} [Q_{s+1}] = 1 \\ [\pi_2] &= [Q_2]^{\alpha_2} \dots [Q_s]^{\sigma_2} [Q_{s+2}] = 1 \\ &\vdots \\ [\pi_i] &= [Q_i]^{\alpha_i} \dots [Q_s]^{\sigma_i} [Q_{s+i}] = 1 \end{aligned} \right|$$

où s est le nombre d'unités de base, et les Q_s sont les quantités fondamentales choisies.

4

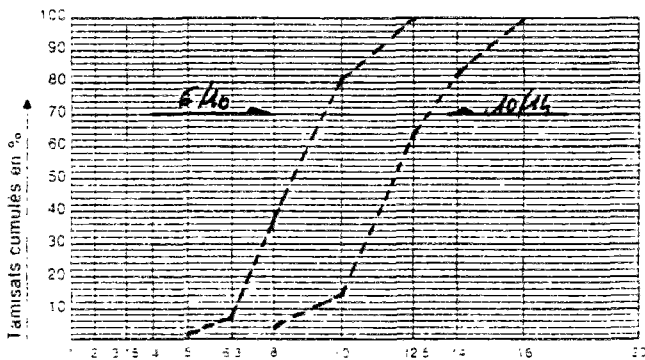
Courbe granulométrique des différentes coupures du micro-ballast

GRAVILLONS (X) Lieu de Prel. :

Echantillon N°	Classe granulaire		Categorie NFP 18101 demandee
	6/10	10/14	
31.5			
25			
20			
16			
14		93	
12.5		63	
10	81	15	
8	37	4	
6.3	7		
5	2		
4			
3.15			
2.5			
2			
1.25			
Ajustement: 10 / 8			
Proprete: 0.8 / 0.9			
Teneur en eau			

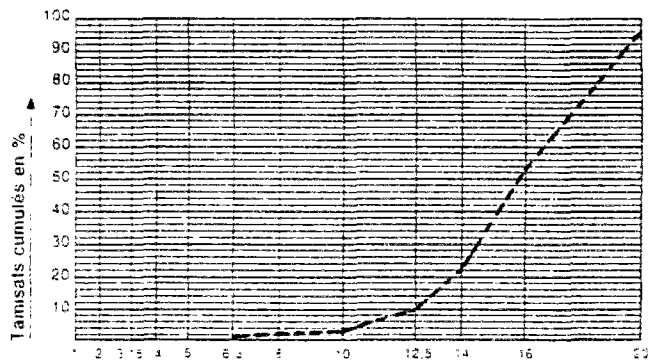
GRAVILLONS (X) Lieu de Prel. :

Echantillon N°	Classe granulaire		Categorie NFP 18101 demandee
	14/20		
31.5			
25			
20	95		
16	53		
14	22		
12.5	10		
10	3		
8			
6.3	1		
5			
4			
3.15			
2.5			
2			
1.25			
Ajustement: 6.4			
Proprete: 0.4			
Teneur en eau			



LEGENDE ——— Fuseau de regularite
 - - - - - Courbe obtenue

14/20 . 2.78
 6/10 . 2.87
 Masse volumique

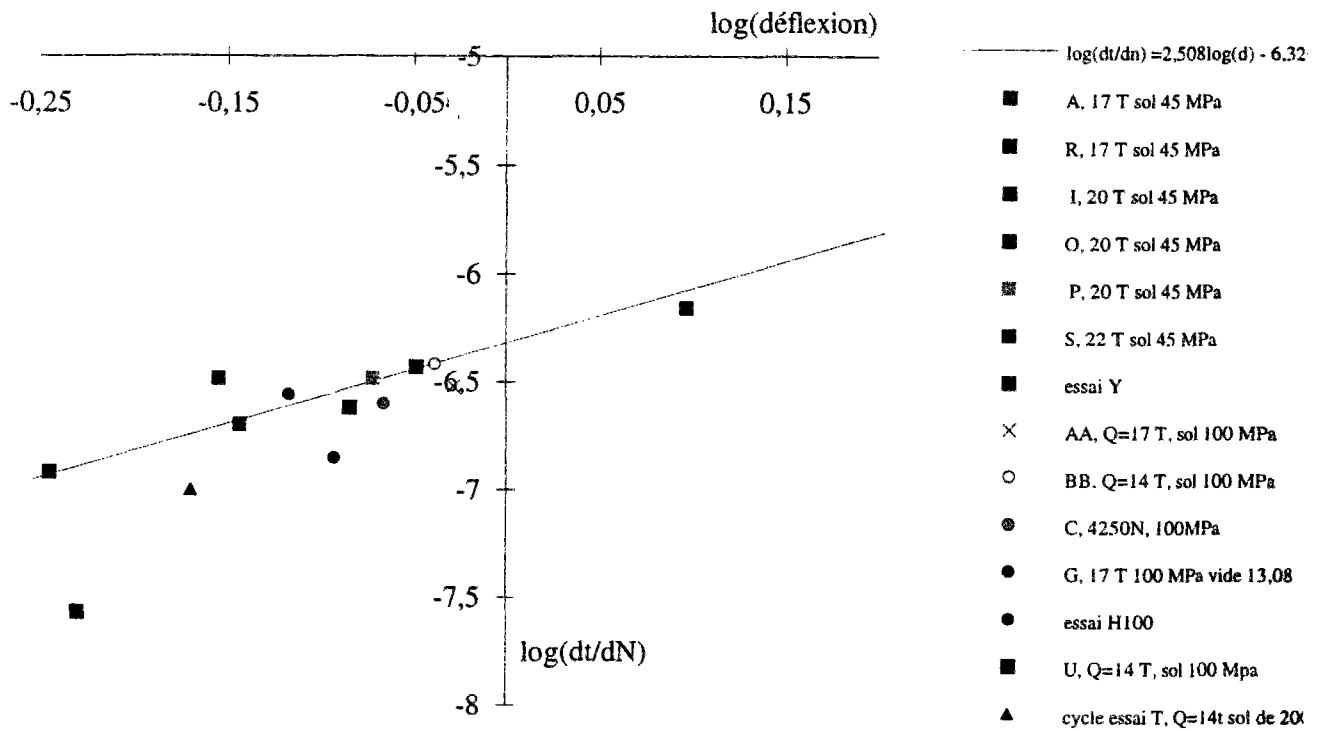


LEGENDE ——— Fuseau de regularite
 - - - - - Courbe obtenue

Masse volumique 2.87

5

Détail du graphe présentant la relation Microballast



6

Définition de l'indice de corrélation de la droite de régression

$$r = \sqrt{\beta^2 \frac{\sum_i (\log(d_i) - \log(\bar{d}))^2}{\sum_i \left(\log\left(\left(\frac{d\tau}{dN}\right)_i\right) - \log\left(\overline{\left(\frac{d\tau}{dN}\right)}\right) \right)^2}}$$

$$\text{où } \bar{d} = \frac{1}{n} \cdot \sum_i d_i,$$

$$\overline{\frac{d\tau}{dN}} = \frac{1}{n} \cdot \sum_i \left(\frac{d\tau}{dN}\right)_i,$$

et n est le nombre de couple $\left\{ d_i, \left(\frac{d\tau}{dN}\right)_i \right\}$.

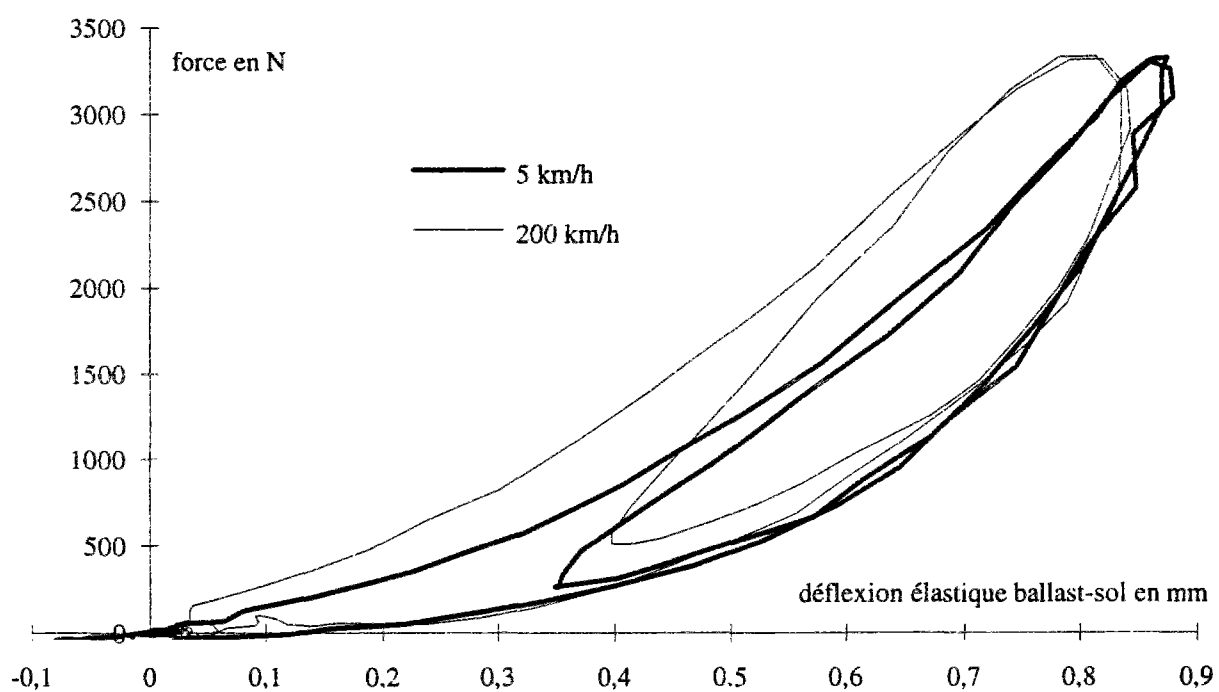
7

Exemples de l'évolution de l'énergie dissipée par cycle en fonction de l'incrément de tassement.

	essai P		
cycle	Force en N	NRJ N*mm	dt/dN
3700	3666	1775	-0,00016443
135600	3737	1700	-4,5E-6
600600	3800	1665	-9,4E-7
878700	3825	1600	-5,4E-7
1657600	3825	1610	-3,3E-7
	essai A		
2700	3237	1240	-7,2E-5
131900	3344	1290	-2,2E-6
601200	3500	1400	-9,7E-7
1351100	3105	890	-2,0E-7
	essai AA		
40100	3280	1360	-4,5E-7
192800	3550	1375	-4,5E-7
300000	3630	1280	-4,5E-7
853450	3791	1415	-3,8E-7
935050	3710	1290	-3,0E-7
	essai SSS		
50	3210	1142	
4250	3750	2172	
49400	3950	2153	-1,0E-5
1598400	4150	2700	-1,0E-6

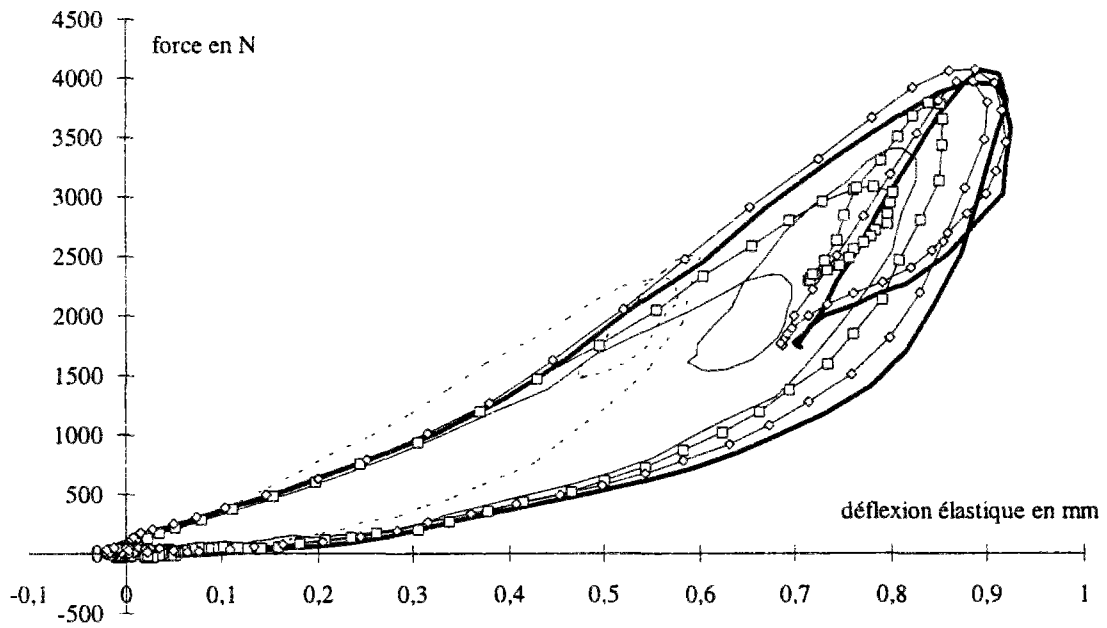
8

Courbes déflexion-force pour un cycle de chargement réalisé
à 5 et 200 km/h.



9

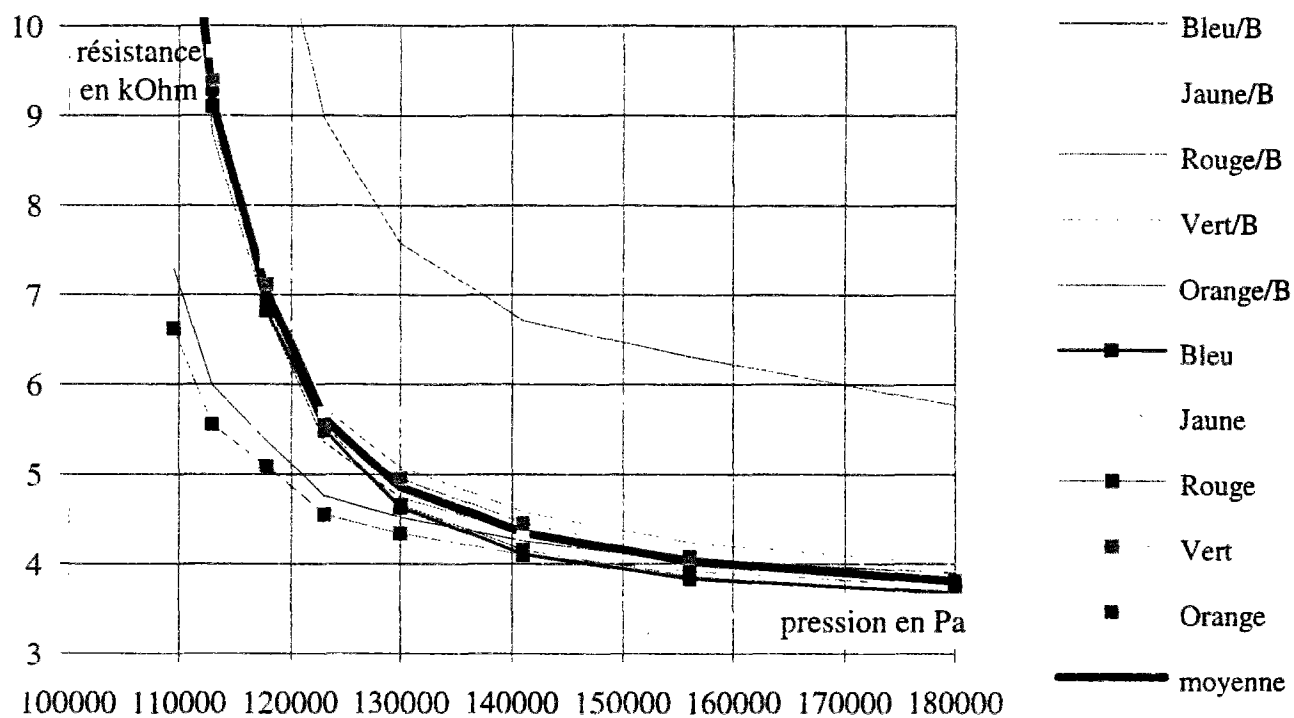
Influence du niveau de charge appliquée sur la relation force selon la déflexion.



Relation force-déflexion pour différents niveaux de charge, un sol de 45 MPa.

10

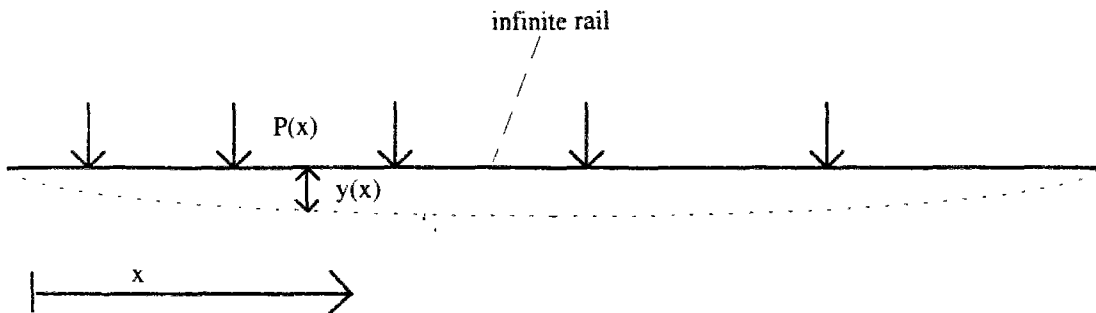
Courbe d'étalonnage par le vide de la bande de capteurs noir.



11

Calcul de la flexion du rail à l'aide d'un modèle de poutre

Pour étudier la déflexion du rail, il est nécessaire de trouver une expression décrivant l'influence d'une force appliquée en un noeud sur un autre noeud. Déterminons tout d'abord la relation liant $p(x)$ le chargement appliqué et $y(x)$ la flèche, x étant l'abscisse de la poutre.



L'équation différentielle liant $p(x)$ à $y(x)$ s'écrit :

$$Er.Ir.y^{IV}(x) = p(x)$$

où Er est le module d'Young du rail et Ir son moment d'inertie.

Pour une charge unité appliquée à une distance x de l'origine, l'expression précédente se réduit à :

$$Er.Ir.y^{IV}(x) = \delta_0(x)$$

Où $\delta_0(x)$ est la fonction dirac : $\delta_0(x) = \begin{cases} \infty & \text{pour } x = 0 \\ 0 & \text{ailleurs} \end{cases}$

En intégrant trois fois, nous obtenons :

$$Er.Ir. y'''(x) = H(x) - \frac{1}{2}$$

$$Er.Ir. y''(x) = \frac{1}{2}|x|$$

$$Er.Ir. y'(x) = \frac{1}{4}(\text{sign}(x))x^2$$

Où $H(x)$ est la fonction d'Heaviside.

La dernière intégration fournit l'expression de la flèche pour un chargement unitaire appliqué à une distance x de l'origine :

$$Er.Ir. y(x) = \frac{1}{12}|x|^3$$

$$\Rightarrow y(x) = \frac{|x|^3}{12.Er.Ir.}$$

Dans le cas des deux rails, une force unité appliquée au noeud (i,α) provoque un déplacement vertical au noeud (j,β) que l'on calcule selon la formule :

$$\frac{|x_i - x_j|^3 \delta_{\alpha\beta}}{12.Er.Ir.}$$

Où $\delta_{\alpha\beta} = 0$ si $\alpha \neq \beta$ et $\delta_{\alpha\beta} = 1$ si $\alpha = \beta$

Il est facile de voir à travers la formule précédente qu'une force appliquée sur un rail n'a pas d'influence directe sur le second rail. Elle a en fait une influence indirecte à travers la déformation du ballast et du sol.

12

Relation entre l'amplitude et la longueur maximale d'un défaut pour rester dans le domaine d'élasticité du rail.

On considère le rail comme une poutre en acier sur appuis soumise à une distribution de moment connue $M(x)$.

La courbure de la poutre est donnée par la relation :

$$\rho(x) = \frac{1}{R(x)} = \frac{M(x)}{EI}$$

La contrainte due à la flexion de la poutre est donnée par la relation :

$$\sigma(x, z) = \frac{M(x)}{I} z$$

Oz étant l'axe vertical et $z=0$ correspondant à l'axe neutre de la poutre.

On n'observera pas de déformation plastique dans la poutre tant que la contrainte maximale obtenue est inférieure à la limite d'élasticité de l'acier σ_L .

$$\text{Max}_{x, z} \sigma(x, z) = z_{\text{max}} \text{Max}_x \frac{M(x)}{I}$$

z_{max} représente la distance maximale entre un point de la section et l'axe neutre.

Le moment est maximal lorsque la courbure l'est. Pour rester dans le domaine élastique de la poutre, on doit donc avoir :

$$z_{\text{max}} E \text{Max}_x \rho(x) \leq \sigma_L$$

$$\text{soit } \text{Max}_x \rho(x) \leq \frac{\sigma_L}{E z_{\text{max}}}$$

or $\frac{\sigma_L}{E} = \varepsilon_L$, la limite élastique en déformation de l'acier.

La relation à vérifier s'écrit donc :

$$\text{Max}_x \rho(x) \leq \frac{\varepsilon_L}{z_{\max}}$$

$$\text{ou encore } \text{Min}_x R(x) \geq \frac{z_{\max}}{\varepsilon_L}$$

Pour un acier, on a : $\varepsilon_L = 1 \text{ à } 2\%$.

Le profil de rail nous conduit à une valeur approximative $z_{\max} = 0.086 \text{ m}$.

On obtient ainsi la valeur du rayon minimal admissible :

$$R_{\min} = 86 \text{ m}$$

Dans le cas des défauts isolés que nous traitons, nous avons une fonction de défaut qui s'exprime :

$$z(x) = \frac{\alpha}{2} \left(1 - \cos \left(\frac{2\pi x}{L_x} \right) \right)$$

avec α , l'amplitude du défaut (en mètre) et L_x , la longueur du défaut.

La dérivée seconde de ce défaut s'écrit :

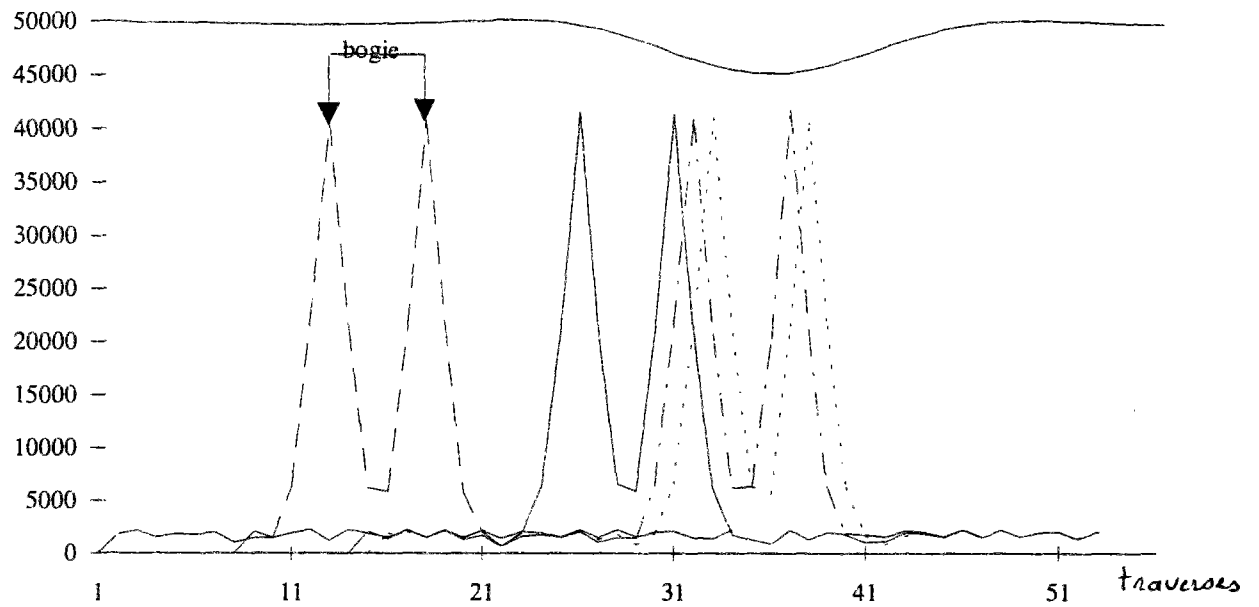
$$z''(x) = \frac{\alpha}{2} \left(\frac{2\pi}{L_x} \right)^2 \cos \left(\frac{2\pi x}{L_x} \right)$$

d'où
$$\text{Max}_x z''(x) = \frac{2\pi^2 \alpha}{L_x^2}$$

On notera que dans les deux cas étudiés, la valeur de z''_{\max} est proportionnelle à l'amplitude du défaut, et inversement proportionnelle au carré de la longueur du défaut, ce qui permet de calculer simplement la valeur de l'amplitude critique associée à une longueur de défaut donnée.

13

Exemple de répartition des charges.



Charges en N exercées par les deux essieux.

Quand l'amplitude du défaut vaut 0,4 mm, la répartition des charges sur les traverses n'est pratiquement plus influencée par la géométrie de la voie.